

土質・基礎に関するQ & A 集
(第 1 集・第 2 集合本 追補改訂版)

平成 3 0 年 1 月

北海道土木技術会
土質基礎研究委員会

序

「土質基礎に関する Q&A 集」第 1 集は、1993 年（平成 5 年）に技術小委員会から初めて発刊されました。その当時の技術小委員会委員長は、北海道大学の三田地利之先生でした。土質基礎に関わる技術者の地盤工学上の疑問とその回答を広く会員に公開しようという趣旨のもとに、土質基礎研究委員会の会員を通して質問を収集し、それらを分類・整理して、委員会の外部からの協力も得た上で回答を作成したもので、大変好評でした。その後、第 1 集発刊後に寄せられた質問の追加、内容の整理、よくある質問の追加、第 1 集で回答できていなかった質問への対応、SI 単位系への移行などを目的に、「土質基礎に関する Q&A 集」第 2 集が、1999 年（平成 11 年）に発刊されました。その当時の技術小委員会委員長は、北海道工業大学（現北海道科学大学）の神谷光彦先生でした。第 2 集が発刊された時から、今後も技術的質問を継続的に収集して第 3 集を発刊することが技術小委員会の活動の一つでありましたが、委員長の怠慢でなかなか着手できずにおりましたことを反省するものです。

今回、「土質基礎に関する Q&A 集 追補改訂版」を発刊いたします。第 3 集としなかった理由は、この改訂版の内容は「第 1 集」と「第 2 集」のまとめたものであるからですが、まとめるに当たって、以下のことを目的にしました。

- ① タイトルの見直しなどの整理・分類をする
- ② 回答内容に対して現時点で対応する最新の基準、指針、要綱などを示す
- ③ 現行の考え方にそぐわないと考えられる質問と回答を削除、改変する
- ④ できるだけ参考資料、参考文献を示す
- ⑤ 回答の補助として写真や図表を取り入れる
- ⑥ 単位をできるだけ適正なものに修正する

つまり、今回の改訂版では「第 2 集」以降に追加された質問と回答はありませんが、質問と回答を現時点で考えられる最新状態に更新したということです。したがってこれまでの「第 1 集」と「第 2 集」に比べますと内容に必ずしも新鮮味はありませんが、若手技術者が抱くような疑問や現場でよく遭遇する事例などがまとめられています。本冊子が少しでも会員の皆様の土質基礎技術の問題解決にお役に立てれば幸いです。また、内容に関しますご質問やご指摘、ご意見を遠慮なくお寄せください。次期の発刊へ向けた活動に資するための貴重な情報として参考にしたいと存じます。

2018 年 1 月

北海道土木技術会 土質基礎研究委員会 技術小委員会

委員長 小野 丘

北海道土木技術会土質基礎研究委員会技術小委員会名簿

委員長	小野 丘	北海学園大学工学部社会環境工学科
幹 事	日下部祐基	(株)プラテック (～H28. 3)
	佐藤 厚子	(国研)寒地土木研究所 (H27. 4～)
委 員	荒井 芳孝	(株)竹中土木 (H27. 4～)
	池添 修	會澤高圧コンクリート(株)
	池田 淳	日特建設(株) (H27. 4～)
	伊藤 慶司	明治コンサルタント(株)
	市川 公彦	小野田ケミコ(株) (H26. 4～H28. 3)
	稲 直美	地盤工房 (～H25. 3)
	大谷 高志	和光技研(株) (～H24. 10)
	大久保智穂	(株)ドーコン (H29. 4～)
	小田 祐嗣	(株)プラテック (H29. 4～)
	加藤 貴文	和光技研(株) (H24. 11～H28. 3)
	掛村 拓史	(株)メイセイ・エンジニアリング (H26. 4～)
	金田 雅文	(株)アクアジオテクノ
	木下 和徳	小野田ケミコ(株) (H24. 4～H26. 3)
	久保陽太郎	(株)不動テトラ (H28. 4～)
	小林 修司	(株)ドーコン (H27. 4～H28. 3)
	小林 正幸	會澤高圧コンクリート(株) (H27. 4～)
	宿田 浩司	和光技研(株) (H28. 4～)
	杉野 秀一	(株)不動テトラ (～H28. 3)
	高橋 慶行	(株)開発工営社
	対馬 一男	北武コンサルタント(株)
	西村 右敏	(株)プラテック (～H29. 3)
	長谷川 潤	(株)竹中土木 (～H27. 3)
	本田 周作	(株)ドーコン (～H26. 3)
	前田 克吏	會澤高圧コンクリート(株) (～H27. 3)
	松岡 大介	小野田ケミコ(株) (H28. 4～)
	松田 圭大	(株)ドーコン (H28. 4～H29. 3)

目 次

土質・基礎に関するQ & A 第1集・第2集合本 追補改訂版

1. 試 験・調 査	… 1
Q 1. 1 電子レンジによる含水比測定 of 留意点	… 3
Q 1. 2 裏込め土の礫質土判定	… 4
Q 1. 3 三軸圧縮試験における圧密・排水条件による強度定数	… 5
Q 1. 4 動的変形特性を推定する簡易な方法	… 7
Q 1. 5 <i>N</i> 値 50 以上の地盤の強度	… 10
Q 1. 6 ボーリング調査による玉石層の見分け方	… 12
Q 1. 7 電気式コーンによる土の性質	… 13
Q 1. 8 地山が硬い・ゆるいの判断基準	… 14
Q 1. 9 杭の支持層の地盤調査	… 15
Q 1. 10 簡易で迅速な盛土の品質管理方法	… 16
Q 1. 11 締固め試験におけるモールド径と礫補正	… 17
Q 1. 12 深層混合処理工法による改良体のチェック方法	… 19
Q 1. 13 活断層と地震の関係	… 20
Q 1. 14 揚水試験による多層地盤の水理定数の求め方	… 22
Q 1. 15 締固めた地盤の透水試験	… 24
Q 1. 16 単孔式現場透水試験の使い分けと留意点	… 25
Q 1. 17 基礎岩盤の岩級区分	… 26
Q 1. 18 未固結な岩の強度定数の考え方	… 27
Q 1. 19 岩石のスレーキングメカニズムと簡易判定法	… 29

Q 1. 2 0	軟岩等の風化による圧縮強度の変化	… 31
Q 1. 2 1	弾性波トモグラフィーの分解能	… 32
Q 1. 2 2	水平方向変形係数の設計値の決定方法	… 33
Q 1. 2 3	泥炭層の水平方向地盤反力係数	… 34
Q 1. 2 4	設計 CBR と K_{30} および N 値との関係	… 36
Q 1. 2 5	河川堤防および樋門(管)における液状化被害調査手法	… 38

2. 設 計 … 39

Q. 2. 1	擁壁の安定計算における安全率	… 41
Q. 2. 2	各設計基準にある土圧強度算定式の異なる理由	… 42
Q. 2. 3	拡幅盛土で用いる遮断工法に発生する応力	… 43
Q. 2. 4	N 値から許容支持力概略値を推定する方法	… 45
Q. 2. 5	軟弱地盤の沈下量の算定	… 46
Q. 2. 6	土質定数の相関	… 47
Q. 2. 7	畑地に FRPM 管を敷設する工事の掘削のり勾配	… 49
Q. 2. 8	すべり破壊の安全率	… 50
Q. 2. 9	基礎砂利施工の理由	… 51
Q. 2. 1 0	中掘り工法の先端処理方法	… 52
Q. 2. 1 1	杭の水平力を考慮する場合の変形係数の深度	… 54
Q. 2. 1 2	プレロード工法でボックスカルバートを建設した場合の許容残留沈下量	… 55
Q. 2. 1 3	既設道路に新設のボックスカルバートを設置する場合の地質調査	… 56
Q. 2. 1 4	道路構造物の支持層の厚さ	… 58
Q. 2. 1 5	シートパイルなどの仮設構造物における土質区分の取り扱い方	… 60
Q. 2. 1 6	親杭建込み土留工の安定計算に用いる Chang の公式適用	… 61
Q. 2. 1 7	プレキャスト擁壁の滑動安定計算に用いるすべり摩擦係数 μ	… 62
Q. 2. 1 8	グラウンドアンカー設計における凍上力の考え方	… 63

Q. 2. 1 9	舗装工事における凍上抑制層厚	… 64
Q. 2. 2 0	泥炭層の上に民家を建てる場合の安価な基礎処理	… 65
Q. 2. 2 1	歩道の地表面載荷重の値	… 66
Q. 2. 2 2	層厚が 2m 程度の被圧帯水層が支持層となる場合の被圧水対策	… 67
Q. 2. 2 3	地下水位が高い場合の既設人孔への新設管渠の接続法	… 70
Q. 2. 2 4	EPS による裏込めと土圧	… 71
Q. 2. 2 5	強度増加率の求め方	… 73
Q. 2. 2 6	圧密沈下量の検討の時に用いる初期状態の取り方	… 75
Q. 2. 2 7	圧密沈下量式の種類とその問題点およびそれらの推定精度	… 77
Q. 2. 2 8	盛土の円弧すべり計算における層厚変化の取り扱い	… 79
Q. 2. 2 9	切土のり面植生のファイバー吹付け	… 80
Q. 2. 3 0	斜面のすべり安定計算方法	… 83
Q. 2. 3 1	液状化対策としての地盤改良範囲	… 84
Q. 2. 3 2	動的応答解析時に地盤ひずみが 1%を越えた場合の物性値の設定方法	… 87
Q. 2. 3 3	道路橋示方書にある液状化する層と支持層	… 89
Q. 2. 3 4	耐震設計上の耐震基盤の考え方	… 91
Q. 2. 3 5	多層地盤における水平方向地盤反力係数と換算載荷幅	… 92
Q. 2. 3 6	直接基礎の地震時最大地盤反力と安定照査	… 93
Q. 2. 3 7	直接基礎の根入れ深さ	… 94
Q. 2. 3 8	地表より 2m 以上の被圧水頭がある場合に直接基礎ができない理由	… 95
Q. 2. 3 9	鋼管杭で打抜ける中間層の硬さと厚さ	… 96
Q. 2. 4 0	プレボーリング工法の支持力算定方法	… 97
Q. 2. 4 1	軟岩上の杭の支持力計算法	… 98
Q. 2. 4 2	杭基礎における最大杭間隔の規定と最小間隔の考え方	… 99
Q. 2. 4 3	K_v が算出できないような極端に短い杭の取り扱い	…100

Q. 2. 4 4	単列杭基礎の採用条件、杭頭結合法および設計上の結合条件	・・・101
Q. 2. 4 5	杭頭結合法の方法 A と方法 B の使い分け	・・・102
Q. 2. 4 6	パイルド・ラフト基礎とは	・・・103
Q. 2. 4 7	ウォータージェット工法の適用	・・・105
Q. 2. 4 8	アスファルト舗装の路床の設計に沈下が考慮されていない理由	・・・106
Q. 2. 4 9	細粒分の少ない地盤の SCP 設計	・・・107
Q. 2. 5 0	石炭灰の利用方法	・・・109

3. 施 工 ・・・117

Q. 3. 1	被圧水層の考え方 1	・・・119
Q. 3. 2	被圧水層の考え方 2	・・・120
Q. 3. 3	被圧水層の考え方 3	・・・121
Q. 3. 4	杭の許容打撃力	・・・122
Q. 3. 5	軟岩掘削に用いる施工機械と地盤強度	・・・123
Q. 3. 6	鋼管杭先端のフリクションカッター	・・・125
Q. 3. 7	リバース杭のコンクリートロス率	・・・126
Q. 3. 8	鋼管杭の設計長と実施工での杭長の考え方	・・・127
Q. 3. 9	セメントミルク工法で PHC 杭を打設する場合の玉石層対処法	・・・128
Q. 3. 1 0	擁壁工の置換基礎の設計法	・・・129
Q. 3. 1 1	中掘り工法の最終打撃工法をモンケン打ちで行った場合の支持力確認方法	・・・130
Q. 3. 1 2	PC 杭頭部のフーチングとの結合方式と配筋方法	・・・132
Q. 3. 1 3	中掘り杭およびプレボーリング杭工法の杭先端セメントミルクの強度	・・・135
Q. 3. 1 4	中掘り杭およびプレボーリング杭工法の杭先端セメントミルクの杭止管理	・・・136
Q. 3. 1 5	粘性土地盤の土留工における鋼矢板引抜きによる周辺地盤沈下	・・・137
Q. 3. 1 6	下水道工事の推進工法における立坑矢板引抜き部の土砂充填	・・・138
Q. 3. 1 7	河川内の堰堤掘削などの水処理	・・・139

Q. 3. 1 8	高含水比火山灰質粘性土などの施工管理方法	・・・140
Q. 3. 1 9	過転圧の現象と効果的な回復方法	・・・142
Q. 3. 2 0	非常に鋭敏な盛土材の施工方法	・・・143
Q. 3. 2 1	粘性土の盛土方法と管理方法	・・・145
Q. 3. 2 2	含水比の調整方法	・・・146
Q. 3. 2 3	PIP 杭とは	・・・147
Q. 3. 2 4	摩擦杭の施工時における支持力の確認	・・・148
Q. 3. 2 5	中掘り杭工法とは	・・・149
Q. 3. 2 6	杭が高止まりした場合の地中部作用曲げモーメントに対する処置	・・・151
Q. 3. 2 7	杭の打止め管理で貫入量が基準値を超えている場合の対処法	・・・152
Q. 3. 2 8	ヤットコを使用した場合の打止め管理式	・・・154
Q. 3. 2 9	PHC 杭の杭頭部が破損した場合の対処法	・・・157
Q. 3. 3 0	鋼管矢板工法における継手部の止水モルタル施工法と漏水対策方法	・・・158
Q. 3. 3 1	土質による推進工法の選定とトラブル	・・・160
Q. 3. 3 2	地震で生じた河川堤防の応急復旧工法	・・・167
Q. 3. 3 3	深層混合処理工法の羽根切り回数	・・・168
Q. 3. 3 4	土質による薬液注入工法の選定と効果の確認	・・・171

1. 試験・調査

N o.	内容	改訂の有無
Q 1. 1	電子レンジによる含水比測定 of 留意点	第 1 集2-1：全面改訂
Q 1. 2	裏込め土の礫質土判定	第 1 集3-1：一部改訂
Q 1. 3	三軸圧縮試験における圧密・排水条件による強度定数	第 1 集7-2：改訂なし
Q 1. 4	動的変形特性を推定する簡易な方法	第 1 集9-1：改訂なし
Q 1. 5	<i>N</i> 値50以上の地盤の強度	第 1 集11-1：改訂なし
Q 1. 6	ボーリング調査による玉石層の見分け方	第 1 集11-2：改訂なし
Q 1. 7	電気式コーンによる土の性質	第 1 集11-3：全面改訂
Q 1. 8	地山が硬い・ゆるいの判断基準	第 1 集11-4：改訂なし
Q 1. 9	杭の支持層の地盤調査	第 1 集12-4：改訂なし
Q 1. 1 0	簡易で迅速な盛土の品質管理方法	第 1 集15-9：一部改訂
Q 1. 1 1	締固め試験におけるモールド径と礫補正	第 1 集15-10：一部改訂
Q 1. 1 2	深層混合処理工法による改良体のチェック方法	第 1 集18-3：全面改訂
Q 1. 1 3	活断層と地震の関係	第 2 集Q.2：改訂なし
Q 1. 1 4	揚水試験による多層地盤の水理定数の求め方	第 2 集Q.3：改訂なし
Q 1. 1 5	締固めた地盤の透水試験	第 2 集Q.4：一部改訂
Q 1. 1 6	単孔式現場透水試験の使い分けと留意点	第 2 集Q.5：改訂なし
Q 1. 1 7	基礎岩盤の岩級区分	第 2 集Q.7：一部改訂
Q 1. 1 8	未固結な岩の強度定数の考え方	第 2 集Q.8：改訂なし
Q 1. 1 9	岩石のスレーキングメカニズムと簡易判定法	第 2 集Q.9：一部改訂
Q 1. 2 0	軟岩等の風化による圧縮強度の変化	第 2 集Q.10：改訂なし
Q 1. 2 1	弾性波トモグラフィーの分解能	第 2 集Q.11：改訂なし
Q 1. 2 2	水平方向変形係数の設計値の決定方法	第 2 集Q.12：改訂なし
Q 1. 2 3	泥炭層の水平方向地盤反力係数	第 2 集Q.13：全面改訂
Q 1. 2 4	設計CBRと K_{30} および <i>N</i> 値との関係	第 2 集Q.14：改訂なし
Q 1. 2 5	河川堤防および樋門(管)における液状化被害調査手法	第 2 集Q.15：改訂なし

改訂なし：単位、体裁の変更

一部改訂：内容に大きな変更はないが、参考文献や図表の追加

全面改訂：式や仕様下図など、内容を大幅に変更

2. 設 計

N o .	内 容	改訂の有無
Q. 2. 1	擁壁の安定計算における安全率	第1集1-1：一部改訂
Q. 2. 2	各設計基準にある土圧強度算定式の異なる理由	第1集5-1：改訂なし
Q. 2. 3	拡幅盛土で用いる遮断工法に発生する応力	第1集5-3：一部改訂
Q. 2. 4	N 値から許容支持力概略値を推定する方法	第1集5-4：一部改訂
Q. 2. 5	軟弱地盤の沈下量の算定	第1集6-1：一部改訂
Q. 2. 6	土質定数の相関	第1集7-1：全面改訂
Q. 2. 7	畑地にFRPM管を敷設する工事の掘削のり勾配	第1集8-1：改訂なし
Q. 2. 8	すべり破壊の安全率	第1集8-2：一部改訂
Q. 2. 9	基礎砂利施工の理由	第1集12-1：改訂なし
Q. 2. 10	中掘り工法の先端処理方法	第1集12-8：全面改訂
Q. 2. 11	杭の水平力を考慮する場合の変形係数の深度	第1集12-10：全面改訂
Q. 2. 12	プレロード工法でボックスカルバートを建設した場合の許容残留沈下量	第1集12-11：改訂なし
Q. 2. 13	既設道路に新設のボックスカルバートを設置する場合の地質調査	第1集12-15：一部改訂
Q. 2. 14	道路構造物の支持層の厚さ	第1集12-17, 12-18：全面改訂
Q. 2. 15	シートパイルなどの仮設構造物における土質区分の取り扱い方	第1集13-1：改訂なし
Q. 2. 16	親杭建込み土留工の安定計算に用いるChangの公式適用	第1集13-5：一部改訂
Q. 2. 17	プレキャスト擁壁の滑動安定計算に用いるすべり摩擦係数 μ	第1集14-1：改訂なし
Q. 2. 18	グラウンドアンカー設計における凍上力の考え方	第1集14-2：一部改訂
Q. 2. 19	舗装工事における凍上抑制層厚	第1集16-1：改訂なし
Q. 2. 20	泥炭層の上に民家を建てる場合の安価な基礎処理	第1集18-1：改訂なし
Q. 2. 21	歩道の地表面載荷重の値	第2集Q.16：一部改訂
Q. 2. 22	層厚が2 m程度の被圧帯水層が支持層となる場合の被圧水対策	第2集Q.18：改訂なし
Q. 2. 23	地下水位が高い場合の既設人孔への新設管渠の接続法	第2集Q.19：改訂なし
Q. 2. 24	EPSによる裏込めと土圧	第2集Q.20：全面改訂
Q. 2. 25	強度増加率の求め方	第2集Q.21：一部改訂
Q. 2. 26	圧密沈下量の検討の時に用いる初期状態の取り方	第2集Q.22：全面改訂
Q. 2. 27	圧密沈下量式の種類とその問題点およびそれらの推定精度	第2集Q.23：全面改訂
Q. 2. 28	盛土の円弧すべり計算における層厚変化の取り扱い	第2集Q.24：改訂なし
Q. 2. 29	切土のり面植生のファイバー吹付け	第2集Q.25：一部改訂
Q. 2. 30	斜面のすべり安定計算方法	第2集Q.26：改訂なし
Q. 2. 31	液状化対策としての地盤改良範囲	第2集Q.27：一部改訂
Q. 2. 32	動的応答解析時に地盤ひずみが1 %を越えた場合の物性値の設定方法	第2集Q.28：改訂なし
Q. 2. 33	道路橋示方書にある液状化する層と支持層	第2集Q.29：一部改訂
Q. 2. 34	耐震設計上の耐震基盤の考え方	第2集Q.30：改訂なし
Q. 2. 35	多層地盤における水平方向地盤反力係数と換算載荷幅	第2集Q.31：改訂なし
Q. 2. 36	直接基礎の地震時最大地盤反力と安定照査	第2集Q.32：改訂なし
Q. 2. 37	直接基礎の根入れ深さ	第2集Q.33：改訂なし

Q. 2. 3 8	地表より2m以上の被圧水頭がある場合に直接基礎ができない理由	第2集Q.34：改訂なし
Q. 2. 3 9	鋼管杭で打抜ける中間層の硬さと厚さ	第2集Q.35：改訂なし
Q. 2. 4 0	プレボーリング工法の支持力算定方法	第2集Q.38：一部改訂
Q. 2. 4 1	軟岩上の杭の支持力計算法	第2集Q.39：一部改訂
Q. 2. 4 2	杭基礎における最大杭間隔の規定と最小間隔の考え方	第2集Q.40：改訂なし
Q. 2. 4 3	K_v が算出できないような極端に短い杭の取り扱い	第2集Q.41：一部改訂
Q. 2. 4 4	単列杭基礎の採用条件,杭頭結合法および設計上の結合条件	第2集Q.42：改訂なし
Q. 2. 4 5	杭頭結合法の方法Aと方法Bの使い分け	第2集Q.43：一部改訂
Q. 2. 4 6	パイルド・ラフト基礎とは	第2集Q.44：改訂なし
Q. 2. 4 7	ウォータージェット工法の適用	第2集Q.45：改訂なし
Q. 2. 4 8	アスファルト舗装の路床の設計に沈下が考慮されていない理由	第2集Q.49：改訂なし
Q. 2. 4 9	細粒分の少ない地盤のSCP設計	第2集Q.50：改訂なし
Q. 2. 5 0	石炭灰の利用方法	第2集Q.51：一部改訂

3. 施 工

N o .	内 容	改訂の有無
Q 3 . 1	被圧水層の考え方1	第1集4-1：改訂なし
Q 3 . 2	被圧水層の考え方2	第1集4-2：改訂なし
Q 3 . 3	被圧水層の考え方3	第1集4-3：改訂なし
Q 3 . 4	杭の許容打撃力	第1集5-2：改訂なし
Q 3 . 5	軟岩掘削に用いる施工機械と地盤強度	第1集10-1：一部改訂
Q 3 . 6	鋼管杭先端のフリクションカッター	第1集12-2：改訂なし
Q 3 . 7	リバース杭のコンクリートロス率	第1集12-3：改訂なし
Q 3 . 8	鋼管杭の設計長と実施工での杭長の考え方	第1集12-4：改訂なし
Q 3 . 9	セメントミルク工法でPHC杭を打設する場合の玉石層対処法	第1集12-5：改訂なし
Q 3 . 1 0	擁壁工の置換基礎の設計法	第1集12-6：改訂なし
Q 3 . 1 1	中掘り工法の最終打撃工法をモンケン打ちで行った場合の支持力確認方法	第1集12-7：改訂なし
Q 3 . 1 2	PC杭頭部のフーチングとの結合方式と配筋方法	第1集12-9：全面改訂
Q 3 . 1 3	中掘り杭およびプレボーリング杭工法の杭先端セメントミルクの強度	第1集12-12：全面改訂
Q 3 . 1 4	中掘り杭およびプレボーリング杭工法の杭先端セメントミルクの杭止管理	第1集12-13：改訂なし
Q 3 . 1 5	粘性土地盤の土留工における鋼矢板引抜きによる周辺地盤沈下	第1集13-2：改訂なし
Q 3 . 1 6	下水道工事の推進工法における立坑矢板引抜き部の土砂充填	第1集13-3：一部改訂
Q 3 . 1 7	河川内の堰堤掘削などの水処理	第1集13-4：一部改訂
Q 3 . 1 8	高含水比火山灰質粘性土などの施工管理方法	第1集15-3：改訂なし
Q 3 . 1 9	過転圧の現象と効果的な回復方法	第1集15-4：改訂なし
Q 3 . 2 0	非常に鋭敏な盛土材の施工方法	第1集15-5：一部改訂
Q 3 . 2 1	粘性土の盛土方法と管理方法	第1集15-6：改訂なし
Q 3 . 2 2	含水比の調整方法	第1集15-7：改訂なし
Q 3 . 2 3	PIP杭とは	第2集Q52：改訂なし
Q 3 . 2 4	摩擦杭の施工時における支持力の確認	第2集Q53：改訂なし
Q 3 . 2 5	中掘り杭工法とは	第2集Q54：改訂なし
Q 3 . 2 6	杭が高止まりした場合の地中部作用曲げモーメントに対する処置	第2集Q55：改訂なし
Q 3 . 2 7	杭の打止め管理で貫入量が基準値を超えている場合の対処法	第2集Q56：改訂なし
Q 3 . 2 8	ヤットコを使用した場合の打止め管理式	第2集Q57：全面改訂
Q 3 . 2 9	PHC杭の杭頭部が破損した場合の対処法	第2集Q58：改訂なし
Q 3 . 3 0	鋼管矢板工法における継手部の止水モルタル施工法と漏水対策方法	第2集Q60：改訂なし
Q 3 . 3 1	土質による推進工法の選定とトラブル	第2集Q61：改訂なし
Q 3 . 3 2	地震で生じた河川堤防の応急復旧工法	第2集Q62：改訂なし
Q 3 . 3 3	深層混合処理工法の羽根切り回数	第2集Q64：改訂なし
Q 3 . 3 4	土質による薬液注入工法の選定と効果の確認	第2集Q65：改訂なし

1. 試験・調査

Q 1. 1 電子レンジによる含水比測定の留意点

盛土材の含水比測定について、盛土の品質管理として、材料の含水比を単時間で測定する必要があり、最近では電子レンジを使った方法がありますが、その信頼性や、使用する場合の留意点は何か教えてください。

電子レンジ法は、地盤工学会基準（JGS）として「電子レンジを用いた土の含水比試験法」（JGS 0122-2009）¹⁾が示されていますので、これに準じて行くとよいでしょう。試験に用いる器具類と試験状況を写真-1～4に示します。

電子レンジ法では、加熱中に破裂や飛散の恐れのある礫および土、あるいはしらすなどのガラス質で閉じた空隙を持つような土、燃焼が懸念される高有機質土、金属鉱物が析出している土は対象外とされています。

また、使用する電子レンジは高周波出力が 500～600W 程度で、回転台を有するものが望ましいです。



写真-1 電子レンジ



写真-2 試料準備



写真-3 質量測定



写真-4 電子はかり

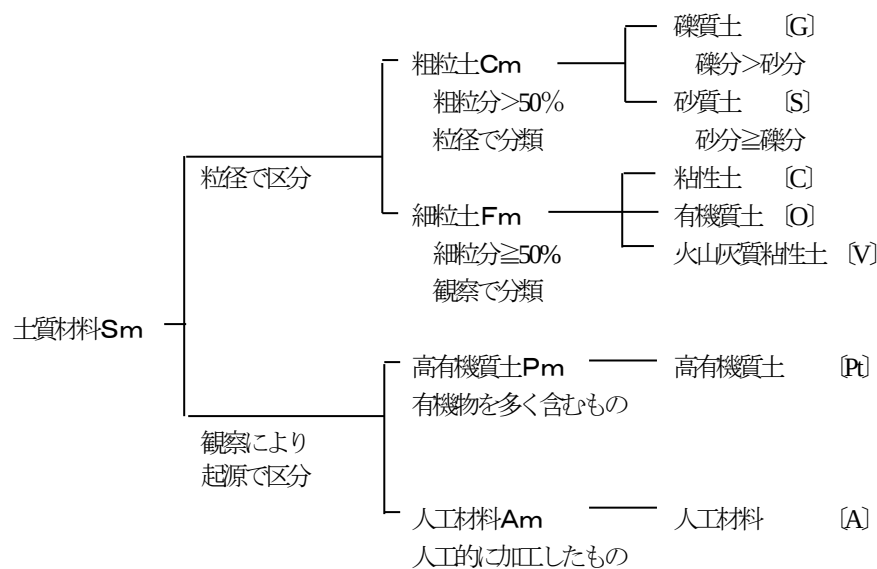
参考文献

- 1) （公社）地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会：地盤材料試験の方法と解説―二分冊の1―、社団法人地盤工学会、pp.106-108、2009.11

Q 1. 2 裏込め土の礫質土判定

北海道開発局道路設計要領（北海道開発局制定擁壁類）の中で、裏込め土の土質で礫質土とありますが、礫の混入率がどの程度あれば礫質土を採用するのでしょうか。

（公社）地盤工学会基準「地盤材料の工学的分類方法」JGS0051-2009 の一部を図-1 に示しました。これによれば粗粒分のうち、礫分の方が砂分よりも多いものを礫質土と呼んでいます。北海道開発局道路設計要領（北海道開発局制定擁壁類）における礫質土もこれに準じてよいと思います。



注：含有率%は土質材料に対する質量百分率

図-1 土質材料の工学的分類体系（大分類）¹⁾

参考文献

- 1) （公社）地盤工学会 地盤調査法改訂編集委員会：地盤材料試験の方法と解説―二分冊の1―、社団法人地盤工学会、pp.55、2009.11

Q 1. 3 三軸圧縮試験における圧密・排水条件による強度定数

通常、三軸圧縮試験においては、UU 試験が主体です。これは、UU 試験が比較的容易であり安全側（強度が小さめに出る）であるからと考えられます。

CD 試験ないし、CU 試験による強度定数を用いて設計する場合の適用限度を教えてください。

質問者は、「三軸圧縮試験においては UU 試験が主体である」としておられますが、土のせん断強さを支配する要因の中で最大のものは排水条件であり、これによってせん断強さが大きく変化しますから、本来室内せん断試験は、現場で想定される排水条件に近似した条件のもとに行わなければなりません。

周知のように、土のせん断強さは、

$$\tau_f = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad \dots \text{(式-1)}$$

で表されますから、地盤の安定解析に必要な τ_f を求める方法としては、

- 1) 原位置の条件を再現するような試験を行って τ_f を直接求める。
- 2) c 、 ϕ を求めておいて式-1 に適用して τ_f を算出する。

という二とおりの方法が考えられます。現実には、原位置の条件をそのまま室内で再現することはほとんど不可能に近いですし、同じ土質条件の現場に対して応力範囲が異なるからといって、その都度現場の応力に合わせたせん断試験を行うのは現実的ではありません。そこで、2)の方法によって強度定数 c 、 ϕ を求めておいて式-1 によって τ_f を算出する方法が一般的に行われております。ただし、ここで注意すべきことは、最終目標は τ_f であって、 c 、 ϕ そのものではないということであります。

さて、上記の内容をもっと具体的に言いますと、たとえば軟弱な粘性土地盤上に急速に盛土を行うような場合には、ほとんど非排水に近い条件で盛土荷重が載荷され、盛土完了直後の状態が最も危険な状態であり、この時点での地盤の安定性を検討する際には、UU 試験から得られる強度定数 c_u （飽和粘土なら $\phi_u = 0$ 、したがって $\tau_f = c_u$ ）を用いるのが最も適当な選択であるということになります。この場合、非排水条件であるために有効応力（ $\sigma - u$ ）は変化せず、 τ_f は c_u そのもの（厳密には少し違いますが）ということになります。

ところで、上記の地盤が盛土完了後安定を保っており、数か月～数年経過後に、この地盤上に構造物の建造が予定されているとします。そうすると、時間の経過とともに盛土荷重による圧密排水が進行し、せん断強度が増大しますから、数年後の構造物の荷重に対する支持力計算には、増加後の強度を使うことになります。したがって、この様な場合に適合するせん断試験のタイプは圧密非排水（CU）試験ということになります。CU 試験から得られるのは圧密によ

る強度増加率 c_u/p であり、間隙水圧の測定をともなう $\overline{CU}$ 試験を実施すれば有効応力による強度定数 c' 、 ϕ' が得られます。これらはいずれも強度定数であって強度そのものではありません。したがって UU と CU ($\overline{CU}$) 試験の結果を直接比較することは本来意味がなく、質問の中にある「強度が小さめに出るから UU 試験が主体」ということにはならないと思います。

以上のように、現場の条件（排水条件）に対応させた三軸圧縮試験を行ってそれから得られる強度定数を用いるというのが基本的な考え方です。

質問者が「UU 試験が主体である」と書かれたのは、「これまで（粘性土の）三軸圧縮試験というと UU 試験が圧倒的に多かった」という意味ではないかと想像されます。せん断試験に関する実務の現状が、このような状況にあるのは以下の理由によるものと思われます。

土質力学の教科書には必ず UU、CU、CD 試験の内容が説明されており、現場の条件に応じてこれらの試験を実施してそれから得られる強度定数を用いねばならないと書かれています。しかしながら、試験内容の細部を取り決めた基準の整備が遅れており、日本ではようやく 1990 年に土質工学会基準（現地盤工学会基準）が定められました。米国でも状況は大差なく、UU 試験の基準は 1970 年に定められ、1987 年に改定されていますが、CU 試験の基準は 1988 年に制定されています。実は日本の 1990 年制定の基準の基礎となった基準（案）は 1975 年に作られており「土質試験法」に記載されていたのですが、UU、CU、CD のように明確に分けられた試験方法として記述されていなかったことと、基準（案）のままであったので拘束力に乏しかったことが、世に広く浸透しなかった原因と考えられます。

1990 年に学会基準が定められ、UU、CU、 $\overline{CU}$ （間隙水圧の測定をともなう CU 試験）、CD の 4 条件の試験内容が整備されました¹⁾ので、最近では発注の段階において、どの試験方法によるべきかを、きちんと検討するようになってきていると聞いております。したがって今後は、「三軸圧縮試験といえば UU」という状況から、「現場の状況に応じて UU、CU ($\overline{CU}$)、CD のの中から適切な試験方法を選ぶ」という本来の姿に移行するものと期待されます。

参考文献

- 1) (公社)地盤工学会：土質試験の方法と解説二分冊の 2、pp.583-604、2009.11

Q 1. 4 動的変形特性を推定する簡易な方法

耐震性評価について、基礎地盤や土構造物の耐震性を評価する上で、通常繰返し三軸試験を行い、動的な変形特性を把握する必要がありますが、簡単な方法で動的変形特性を推定できないのでしょうか。

地盤および土構造物の耐震設計には、地盤要素をせん断ひずみ (γ) の大きさによりせん断剛性率に変化 (減少) する線形粘弾性体と仮定した、いわゆる等価線形化法による応答解析を行うことが多いのですが、この種の解析に必要とされる地盤材料要素の特性は、以下の 2 種類です (図-1 参照)。

①等価せん断剛性率 (G_{sec}) のひずみレベル依存性 ($G_{sec} \sim \gamma$ 関係)

←地盤要素の固さが繰返しひずみ振幅の大きさにより変化する性質

②履歴減衰係数 (h) のひずみレベル依存性 ($h \sim \gamma$ 関係)

←地盤要素の内部減衰が繰返しひずみ振幅の大きさにより変化する性質

ここでは、①を求めるための各種方法についてご紹介します。

1) 不攪乱試料を用いた室内繰返し三軸およびねじり試験による方法

一般的な方法です。原位置から採取した不攪乱試料を原地盤の応力レベルまで

再圧密し、想定される繰返し荷重 (周波数 : 0.1~10Hz 程度) を段階的に γ を増加させながら与えることにより①と②の両方を直接に求めます。問題点として、特に過圧密粘性土や砂礫質土試料の場合に試料の乱れが $G_{sec} \sim \gamma$ 関係に及ぼす影響 (一般的に剛性が低下する) の評価があります。

2) 原位置載荷試験により求める方法

平板載荷試験および孔内水平載荷試験 (LLT、プレシオメーター試験、等) における除荷・再載荷時の応力・ひずみループの傾きからせん断剛性率 G_{PLT} あるいは G_{BHLT} を求めます。一般的に、この種のせん断剛性率 (一定) を地震応答解析に用いると現地盤の剛性率を過小評価されていると言われています。i) 孔壁掘削にともなう応力解放および乱れの影響、ii) せん断剛性率のひずみレベル依存性の影響等がその原因として考えられます。

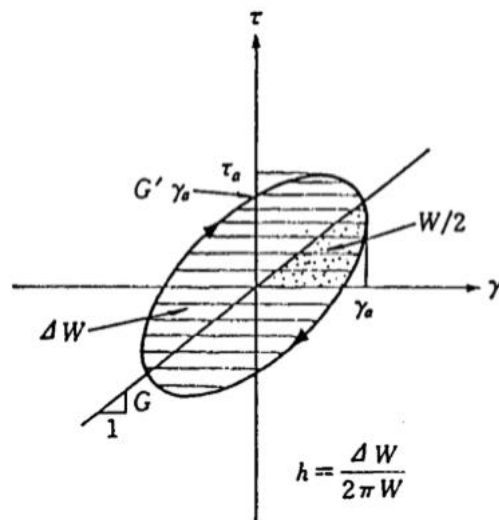


図-1 室内繰返し載荷試験での G_{sec} と h の定義

3) 原位置弾性波速度から求めた剛性率に基づく方法

原位置弾性波試験(PS 検層、サイスミックコーン、等)では、原地盤のせん断波速度 V_s から原地盤のせん断剛性率 $G_f = (\gamma_t/g) V_s^2$ (γ_t : 地盤の単位体積重量の平均、 g : 重量加速度 9.8m/sec^2) が求まります。 G_f は、「乱れの影響がない平均的な地盤の固さ」です。図-2 に示すように 1)で求めた室内繰返し

載荷試験での $(G_{\text{sec}})_{\text{laboratory}} \sim \gamma$ 関係 (図-2 の破線) から、乱れの影響のない現地盤の $(G_{\text{sec}})_{\text{field}} \sim \gamma$ 関係を $(G_{\text{sec}})_{\text{field}} = (G_{\text{sec}}/G_{\text{max}}) \times G_f$ より求めることが可能です (図-2 の実線)。ここで G_{max} は、室内試験での $\gamma = 10^{-6} \sim 10^{-5}$ (0.0001~0.001%) における G_{sec} の値です。

また、建築基礎の根切り工事における地盤の変形を算定する場合にしばしば用いられる簡易式があります (たとえば、文献 1 参照)。

$$E = E_f \quad (\varepsilon_1 < 0.01\% \text{ の場合})$$

$$E = E_f \times (\varepsilon_1 / 10^{-4})^{-0.55} \quad (\varepsilon_1 > 0.01\% \text{ の場合})$$

E_f は弾性波速度から求まる原地盤のヤング係数、 $E_f = 2(1+\nu) G_f$ 、 ε_1 は主ひずみの大きさです。この式は、地盤の固さがひずみの大きさにより小さくなることを簡単な式で評価しているところに特長があります。

岩盤の場合 RQD (rock quality designation) という指標により現地盤の平均的なヤング係数を推定する方法があります。RQD とは「ダイヤモンドビット、ダブルコアチューブで NX ビット (孔径 75mm、コア径 53mm) 以上のボーリングにより採取されたコアについて、10cm 以上のコアの長さに対する割合 (%)」 (文献 2 参照) です。

図-3 は、Hendron (文献 3) がまとめた、岩

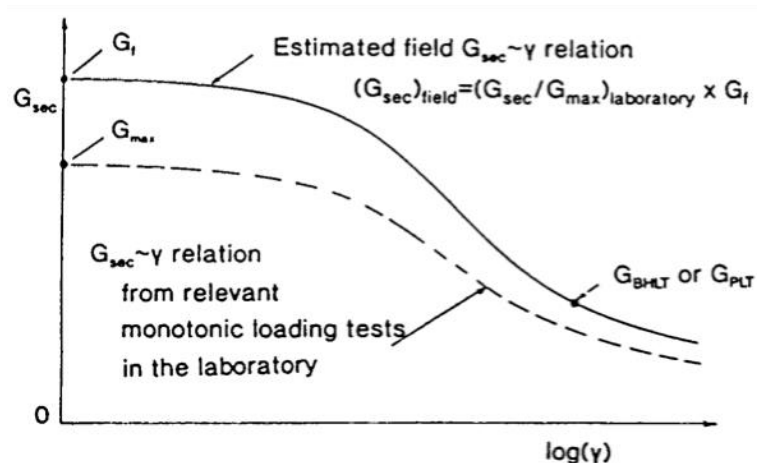


図-2 現地盤の $G_{\text{sec}} \sim \gamma$ 関係の推定

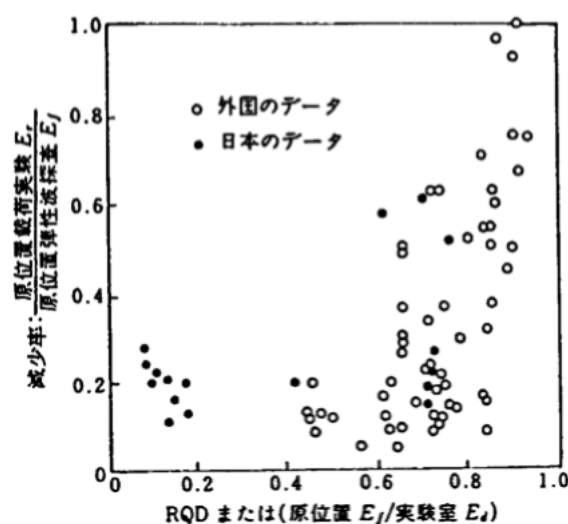


図-3 岩盤のヤング係数と RQD の関係

盤の原位置載荷実験でのヤング係数 (E_r) と E_f の比を RQD に対してプロットした関係です。RQD が小さい程 (岩盤のジョイントやクラックが発達しているほど) E_r/E_f の値も小さくなっています。

4) Hardin-Drnevich の双曲線関数から求める方法

この関数に用いるパラメータは、地盤材料のせん断強度 τ_{max} と、 $\gamma=10^{-6}\sim 10^{-5}$ の微小ひずみにおけるせん断剛性率 G_{max} の2つです。これらを用いて、 G_{sec} のひずみレベル依存性は下式で定式化できます (文献 3)。

$$G_{sec}/G_{max}=1/(1+\gamma/\gamma_r)$$

ここで、基準ひずみ $\gamma_r=\tau_{max}/G_{max}$ です。 τ_{max} は単調載荷三軸圧縮試験から求まる主応力差の半分 $\tau_{max}=(\sigma_1-\sigma_3)/2$ 、 $G_{max}=G_f$ として簡単に求めることができます。また、 G_f のデータがない場合には、実験式 $G_{max}=K\tau_{max}$ (K : 定数、粘性土および砂質土で 500~800 程度、軟岩および硬岩で 800~1000 程度) も提案されています。

参考文献

- 1) 秋野矩之: 地盤剛性のひずみ依存性を考慮した建物沈下の非線形解析、第 25 回土質工学会研究発表会、pp.1139-1140.、1990.
- 2) Hendron Jr. A.J.(1978): Chapter 2, Mechanical Properties of rock, Rock Mechanics in Engineering Practice, John Willy & Sons.
- 3) Hardin, B.O. & Drnevich, V.P.: Shear modulus and damping in soils, Journal of the SMF Div., Proc. of ASCE, 98-6, pp.603-624., 1972.

Q 1. 5 N 値 50 以上の地盤の強度

N 値 50 以上の地盤の強度を簡単に知る方法を教えてください。

N 値 50 以上の地盤としては、ここでは、いわゆる軟岩～硬岩で（ N 値が 50 で貫入量が数 cm 程度以下）を想定します。一般的には、乱さない試料を用いた三軸圧縮試験を行い c 、 ϕ

を求めるのが確実な方法です。しかし、簡便的には以下の方法があります。

(1)信頼性にはやや欠けるものの、換算 N 値を求めて 50 以下の関係から外挿する方法。

(2)コア観察から岩の岩級区分を行い、それに基づいて必要な定数を求める方法。

この場合、対象層の一軸圧縮試験や孔内水平載荷試験結果があると、それらの区分がより明確に行えます。なお、岩級区分には各機関・分野（トンネル、ダム、橋梁基礎等）でいろいろなものがありますが、ダム基礎岩盤を対象にした電研式岩盤分類などがよく用いられています。この岩級分類をもとに、岩級から予想される物理定数の範囲をまとめた例を表-1 に示します。

参考文献

- 1) 国土交通省北海道開発局：北海道開発局道路設計要領 第4集 トンネル p.4-2-27、2017.4.

表-1 地山分類表¹⁾

地 山 区 分	剥離性に富む 古生層～深成岩		剥離性に富まない 古生層～ 深成岩、火山岩		第三紀堆積岩類		亀裂係数 K (%)	主 な 地 質 状 況	地 山 定 数						地山強度比 $\frac{\sigma c^*}{\gamma H}$
	V _p * (km/s)	RQD(5) (%)	V _p * (km/s)	RQD(5) (%)	V _p * (km/s)	RQD(5) (%)			準岩盤圧縮 強度 σc^* (MPa)	粘着力 C* (MPa)	内部摩擦角 ϕ^* ($^{\circ}$)	変形係数 Es* (MPa)	ポアソン比 ν^*		
A	4.8以上	60以上	4.5以上	60以上					140以上 < 1,400以上 >	6以上 < 60以上 >	55以上	5,000以上 <50,000以上 >	0.25以下		
B	4.5～4.8	50～60	4.0～4.5	50～80	3.0以上	60以上	25以下	1. 新鮮にて亀裂ほとんどない 2. 肌落ちほとんどない	140～35 < 1,400～350 >	6以上 < 60以上 >	55～50	5,000以上 <50,000以上 >	0.25以下		
C I	4.0～4.5	30～50	3.5～4.0	30～70	2.5～3.0	40～60	25～50	1. 新鮮にて亀裂少ない 2. 肌落ち少ない	35～15 < 350～150 >	6～3 < 60～30 >	55～45	5,000～2,000 < 50,000～ 20,000 >	0.25～0.30		≥ 4
C II	3.5～4.0	20～30	3.0～3.5	20～50	2.0～2.5	30～40	50～70	1. わずかに風化、亀裂やや多い 2. 肌落ち多い	15～7 < 150～70 >	3～1.5 < 30～15 >	45～40	2,000～1,000 < 20,000～ 10,000 >	0.25～0.30		
D I	3.0～3.5	20以下	2.5～3.0	40以下	1.5～2.0	20～30	70～80	1. 風化受け亀裂多い 2. 一部変質破砕帯あり	7～3.5 < 70～35 >	1.5～1 < 15～10 >	40～35	1,000～500 < 10,000～ 5,000 >	0.30～0.35		4～2
D II				30以下	1.0～1.5	20以下	80以上	1. 風化強く受け亀裂多い 2. 一部に変質破砕帯	3.5～1.5 < 35～15 >	1～0.5 < 10～5 >	35～30	500～150 < 5,000～ 1,500 >	0.30～0.35		2～1
E								1. 強風化及び破砕帯 2. 変質を伴う破砕帯	1.5～0.5 < 15～5 >	0.5～0.1 < 5～1 >	30～15	150～30 < 1,500～ 300 >	0.35～0.40		1以下

注1) 古生層～深成岩のうち、吸水膨張性を有する蛇紋岩、片岩類は別途考慮

注2) 地山定数欄の()内は、従来単位(kgf/cm²)での値

注3) MPa=N/mm²

Q 1. 6 ボーリング調査による玉石層の見分け方

着工前の数ヵ所のボーリング調査の結果、玉石層は存在しませんでした。が、現実には玉石を含む層が存在し、連続の施工能率が大きく低下しました。

ボーリング調査をもとにして施工計画や積算を行うことが普通ですが、ボーリングで玉石層（玉石の割合が密でないために）と見なされないが、土質工学的に玉石層であることはないのででしょうか。「土質工学的な玉石層」という言葉について教えてください。

ボーリング調査を行うと玉石を混入した層に遭遇することは頻繁にあります。その場合、かなり密なボーリング調査をしない限り玉石の混入量の把握は困難といえます。また、玉石の形状、大きさおよび粒度分布の把握は、掘削による確認をしない限り難しいと思われます。

一方、どの程度玉石が混入すれば、玉石層とするかについては明確な定義はないと思います。一般的には、ボーリング調査で連続的に玉石が確認され、水平方向の連続性も明確とならない限り、玉石層とはみなさず、たとえば、玉石混じり砂礫層などのような土層名とすることが多いと思います。しかし、そのような層でも部分的にマトリックスが少なく、玉石が密集する箇所がある可能性も十分あり判断は難しいのが現状です。

ただし、玉石を混入する土層は、その成因から玉石を含む必然性のあることが多いと推定されます（扇状地や花崗岩などの固い岩石がつくる崖錐性堆積地形など）。このため、玉石の混入が工事の施工能率に大きく影響する場合には、ボーリング調査結果だけでなく、周辺の地形などを良く調べた上で土層の成層過程などを推定し、総合的に判定することが現時点における次善の対策といえます。

Q 1. 7 電気式コーンによる土の性質

地盤調査方法として電気式コーンはどのような土の性質を調べることができますか。

電気式コーン（三成分コーン）貫入試験は、センサーを内蔵した先端が円錐型のコーンをロッドの先端に付けて、地中に貫入するときの貫入抵抗（ q_t ）、周面摩擦力（ f_s ）、間隙水圧（ u ）を測定する試験です。電気式コーン貫入試験の特徴は、オランダ式二重管コーン貫入試験（機械式）と比較すると、①情報量が多く連続的な記録が得られる、②リアルタイムにモニターが可能、③先端部で計測しているのでロッドの自重などの補正が不要、などがあげられます。

測定データの利用方法としては、開発当初は土質分類¹⁾に用いる手法が主でしたが、最近の研究では地盤強度²⁾³⁾⁵⁾、液状化判定⁴⁾、圧密定数⁵⁾、杭の周面摩擦力⁶⁾などの推定に用いることが提案されています。

参考文献

- 1) Robertson P.K. : Soil Classification using the ConePenetration Test” Canadian Geotechnical Journal, 27 (1), pp.151-158., 1990.
- 2) 末政直晃 他：コーン貫入一斉試験、地盤工学会誌、Vol.57、No.619、2007.
- 3) 林宏親、西本聡：電気式静的コーン貫入試験による泥炭地盤の非排水せん断強さの決定法、寒地土木研究所月報、No.699、pp.23-28、2011.
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp.62-65、2001.
- 5) 深沢健、日下部治：粘性土地盤におけるコーン貫入試験の適用性、土木学会論文集 No.799/III-72、pp.153-170、2005.
- 6) 玉田隆志、西川純一、日下部祐基：三成分コーン貫入試験による杭の周面摩擦力の推定法の提案、土質工学会北海道支部、技術報告集、第 34 号、pp.201-208、1994.

Q 1. 8 地山が硬い・ゆるいの判断基準

地山が硬い、あるいはゆるいを判断する具体的な基準があれば教えてください。

評価の手法はいろいろあると思います。最も一般的な、標準貫入試験の N 値による例を表-1 に示しました。

表-1 N 値と土の状態

(1) 砂の場合		(2) 粘性土の場合	
N 値	土の状態	N 値	土の状態
0～4	極めてゆるい	0～2	極めて軟らかい
4～10	ゆるい	2～4	軟らかい
10～30	中位	4～8	中位
30～50	密に締まっている	8～30	硬い
50 以上	極めて密に締まっている	30～50	極めて硬い
		50 以上	極度に硬い

参考文献

- 1) (公社) 地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会：地盤調査の方法と解説、pp.305-308、2013.4.

Q 1. 9 杭の支持層の地盤調査

鋼管杭の設計長は、土質調査から決められています。ところが実施工では、実打設時のリバウンド試験から杭長の高止まり、長さ不足が決定されます。このため、施工では杭長の問題が生じ、たとえば杭の新規発注、杭高止り処理が生じ、工事中断が生じる場合が多いです。このような問題が発生するのを防ぐにはどうしたらよいか教えてください。

杭の高止まり、長さ不足の最も大きい要因としては、「地層の判定の誤り」や「地中障害物の有無の確認不足」等の土質条件の調査不足があげられます。そのため周辺地形の変遷やボーリング等の調査を十分に実施して、高止まりや長さ不足を未然に防ぐことが重要です。

しかし、土質調査に用いる経費にも限度があり、どの程度実施するのがよいかは一概に言えません。一般的には、画一的な調査法を全地点で行うのではなく、補間地点の調査は目的を限定した簡易な調査（コーン貫入試験など）とし、確信のもてない地点については、必ずチェックするのが最良の方法のようです。

Q 1. 10 簡易で迅速な盛土の品質管理方法

現在、盛土の品質管理は主に砂置換法を用いていますが、より簡易で迅速に行える盛土の品質管理方法はないのですか。

砂置換法や炉乾燥法に変わる方法として、ラジオアイソトープを用いて土の密度や含水比を測定する方法（RI 法）が開発されており、この方法は現在地盤工学会「RI 計器による土の密度試験」¹⁾として定められています。

この他に、操作が簡単で迅速に結果を得ることができる方法として、寒地土木研究所寒地地盤チームが開発した衝撃加速度による盛土の品質管理方法があります。この方法は、高含水粘性土のため、飽和度・空気間隙率管理により盛土の品質管理を行わなければならない試料以外のすべてに対応できるものです。管理方法は、締固め特性で明確な最大乾燥密度を有する試料と、これ以外（これまで球体落下試験による D 値で品質管理を行っていた試料）では管理方法が異なります。

前者は室内試験によりあらかじめ基準となる締固め度（90%）に対応する衝撃加速度を求め、これを基準となる衝撃加速度とします。後者の基準となる衝撃加速度は、この基準となる衝撃加速度と施工現場の衝撃加速度により盛土の品質を管理するものです。この方法は従来の砂置換法と比較して迅速で簡易な方法であり、平成5年度から北海道開発局制定「道路河川共通仕様書」盛土品質管理規定²⁾の項に掲載されています。



図-1 衝撃加速度試験機

参考文献

- 1) (公社)地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会:地盤調査の方法と解説、pp.808-821、2013.4.
- 2) 国土交通省北海道開発局：道路河川工事仕様書、付表 4-7、pp.4-39 – 4-44、2017.4

Q 1. 1 1 締固め試験におけるモールド径と礫補正

現在の締固め試験では、A～E 法まであり、モールドは規定粒径によって、10cm と 15cm のモールドを使用することになっています。規定粒径を超えたものについては、礫補正をすることになっていますが、どのような方法がありますか。

締固め試験の方法は表-1 のとおりで、最大粒径は 37.5mm です。これを超えた場合には、礫補正をします。

表-1 試験方法の種類

呼び名	ランマー 質量(kg)	ランマー 落下高(cm)	モールド 内径(cm)	モールド 容積(cm ³)	突固め 層数	各層の突 固め回数	許容最大 粒径(mm)
A	2.5	30	10	1000	3	25	19
B	2.5	30	15	2209	3	55	37.5
C	4.5	30	10	1000	5	25	19
D	4.5	45	15	2209	5	55	19
E	4.5	45	15	2209	3	92	37.5

一般的には、Walker・Holtz の方法がよく採用されています¹⁾。補正は次の式²⁾によって行います。具体的には文献 2 を参照してください。

$$\rho_{d0}' = \frac{1}{\frac{(1-P)}{\rho_{d0}} + \frac{P}{D_d}} \quad (\text{g/cm}^3)$$

ここに、

ρ_{d0}' : 基準密度の補正值(g/cm³)

ρ_{d0} : 基準密度(g/cm³)

D_d : 乾燥密度(g/cm³)(許容最大粒径以上の礫分および石分による)

P : 許容最大粒径以上の礫分および石分の混入割合(%)

図-1 は P の変化に応じた ρ_d の関係です。

理論上の ρ_d と実際の ρ_d は、 $P=40\%$ 付近から差が大きくなっているため、一般に礫補正を行うことのできる礫混入率は 30～40% までとされています。

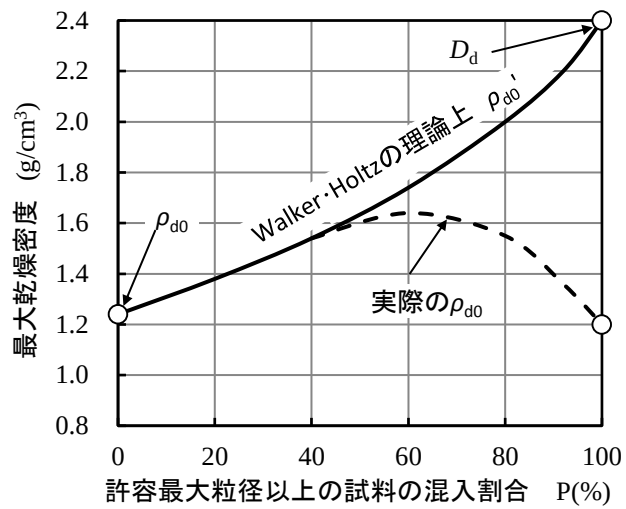


図-1 Walker・Holtz の理論値と実際値の関係 (文献 2)

参考文献

- 1) (公社)地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会:地盤調査の方法と解説、地盤調査法 pp.787-788、2013.4.
- 2) (公社)地盤工学会:地盤材料の試験方法と解説、pp.380-381、2009.11.4

Q 1. 1 2 深層混合処理工法による改良体のチェック方法

軟弱地盤対策として、DJM、CDM 等の深層混合処理工法が適用される例が多いですが、完成した改良体のチェック方法としては、ボーリングをして、コアサンプリングを行い、コアの室内試験を行う以外、他に方法がないのが現状です。

より迅速に経済的かつ確実に改良体の強度、範囲を把握する方法はないのでしょうか。

深層混合処理工法の強度管理は、現在のところ、改良柱体のボーリングコアサンプリングの一軸圧縮強さによって行われています。迅速、経済的かつ確実に改良体の強度や、範囲を把握する方法は現在のところありません。

Q 1. 13 活断層と地震の関係

活断層が原因で地震が起こるといわれますが、なぜなのかわかりません。すべての活断層は、常に地震を起こしたり、あるいは応力を受け続けているのでしょうか。

この質問に関する回答は、地盤工学会の「土と基礎」に掲載された講座「地震発生のメカニズムと予測」（1997年10月号より）の第2章、第3章および第4章を通読すれば得られると思います。また、日本を代表する研究者の丁寧な説明に勝るような説明はできませんが、ここでは、この講座の内容を整理して回答したいと思います。

まず、なぜ地震が起こるのかを考えてみましょう。地震の原因は、プレートテクトニクス理論で説明されます¹⁾。プレートテクトニクス理論では、地球の表面は十数個のプレートで覆われており、各プレートは運動していると考えます。たとえば、日本周辺では、オホーツク海プレート（一説では、北米プレート）、ユーラシアプレート、フィリピン海プレート、太平洋プレートの4つのプレートが存在します。前者の2つのプレートは陸地を載せているプレート（大陸プレート）、後者2つが海洋を載せているプレート（海洋プレート）です。これらは、相対的に運動しており、オホーツク海プレートを基準とすると、フィリピン海プレートは北北西から北西方向に年間4cmの速度で移動しており、太平洋プレートはおおむね西に年間10cmの速度で移動しています。また、ユーラシアプレートは、年間数mmから1cmの速度でほぼ東に移動しています²⁾。

プレート相互の運動により、プレートの境界には大きな応力が働きます。特に、海洋プレートと大陸プレートが接触する場所では、海洋プレートが大陸プレートの下に潜り込むために、大陸プレートもいっしょに引きずり込まれ、その反発により巨大地震が発生します。このような地震をプレート間地震と言います。また、このプレート間の接触の影響は、プレート内部に及んでいると考えられています。

さて、次に地震を考えてみましょう³⁾。地震が起きた場所は震源域と呼ばれますが、震源域では、ある面が壊れ、この面を境にして両側の地塊がずれます。このずれの運動を断層運動と称しています。断層という言葉は、地震が断層運動で起きることが分かる以前から、ほぼ水平に堆積した地層がある面を境に食い違っている様子を表わす言葉として使用されてきました。つまり、古くから地質学者が用いてきた断層という言葉は、地震により地表に生じる全ての地変を表わしていますが、地震学者が言う断層は地震波の発生源の意味しかありません。そこで、現在では地震波の発生源である断層を震源断層、その延長部と考えられる地表のずれを地表地震断層と呼ぶことにしています。

次に、活断層です。活断層の定義は、有名になった「日本の活断層」⁴⁾では、第四紀の初頭である180万年前以降に活動した断層で将来も活動するであろう断層を活断層としています。ところが、研究が進むに連れて第四紀の前半には繰り返し活動をしたが、それ以降は活動して

おらず近い将来活動する可能性のない断層の存在が指摘されたことから、およそ 12 万年前以降繰り返し活動してきた断層を活断層と呼ぶ定義もあります。活断層の調査は、まず空中写真により、活断層に特有なリニアメントを探し出すことから始まります。目で見て判断できるということは、繰り返し地震が起きたために、地震の痕跡である活断層が保存されていることになります。

以上のことから言えることは、活断層は繰り返し地震が起きた場所ですから、今後も地震は活断層で起こるということです。質問の前半の回答としては、「活断層」の定義を、地表の傷痕の地下延長部にある震源断層も含めたものと考えれば、地震は活断層が起こすということになります。

さて、活断層はどのように活動しているのでしょうか。アメリカのカリフォルニアにあるサンアンドレアス断層の一部などでは、断層がゆっくりすべるクリープ現象が見られます。このクリープ現象にしても、ほぼ連続的にずれる場合と、1 日ぐらい連続して数 mm 程度ずれる Creep event とがあります。いずれにしても、ずれの速さがゆっくりであるため体感するような地震波は発生しません。このようなクリープ断層は、日本の陸域では見つかっていませんが、日本付近の海域のプレートの沈み込み帯では、地震を起こさない断層のずれ（サイレントアースクェイク）が起きている証拠があるそうです。また、日本の活断層は、歴史時代に生じた大地震の余震活動とみられるものを別にすれば、有感地震や微少地震を恒常的に発生させているものはない、と言われています。よって、日本の活断層はある程度の規模の地震を繰り返し起こすものといえます。

質問の後半の回答ですが、前述したように海洋プレートが大陸プレートの下に潜り込んでいますから、その影響で大陸プレート上にある活断層には応力はかかっています。常時の活動に関しましては、その活断層の活動履歴によるということになります。

最後になりますが、活断層はあくまでも目視等で確認されたものです。よって、確認できないもの、たとえば地中深くで起きた地震でずれ運動が地表まで届かないものは、活断層とは呼びません。被害を起こすような地震も含めて、多くの地震はずれ運動の痕跡が地表に現れませんから、活断層だけが地震を起こすという考えは適切ではないことに注意してください。

参考文献

- 1) 瀬野徹三：地震発生メカニズムと予測、3.地震とプレートテクトニクス、土と基礎、45-12(479)、pp.53-58、1997.
- 2) 池田安隆、島崎邦彦、山崎春雄：活断層とはなにか、東京大学出版会、p.220、1996.
- 3) 島崎邦彦：地震発生メカニズムと予測、2.地震とはなにか、土と基礎、45-11(478)、pp.55-60、1997.
- 4) 活断層研究会：新編日本の活断層、東京大学出版会、1991.

Q 1. 1 4 揚水試験による多層地盤の水理定数の求め方

多層の地層構成条件のもとで、揚水試験によりそれぞれの層の水理定数を求める方法はないのでしょうか。できるだけ簡便な方法で、低コストでできる方法があれば教えてください。

1. 背景

我が国の平野部は、そのほとんどが海成あるいは河成堆積物により構成されており、粘性土地盤および砂質土地盤が相互に出現する多層の地層構成をなしています。掘削工事における地下水対策を詳細に検討する場合などには、これら各層の透水係数、貯留係数などの水理定数を正確に把握する必要があり、この調査法は昨今の技術課題となっています。

2. 関連の調査方法

地盤の深度方向の透水性の分布を調査する方法としては、以下のような方法があります。

2. 1 電気検層

ボーリング孔内にゾンデを降ろし、地盤の比抵抗を測定します。透水性が高い地盤は、比抵抗が大きいという特徴を利用して地盤の透水性の鉛直分布を定性的に評価します。

2. 2 粒度試験

ボーリング時に採取したサンプルの粒度試験結果から、クレーガーの方法などを用いて地盤の透水性を推定します。クレーガーの方法は、多くの試験結果に基づき作成した D_{20} （粒径加積種曲線の20%粒径）と透水係数との関係を用いて透水係数を推定するものです。

2. 3 単孔式透水試験

ボーリング時に比較的簡便に低コストで実施できる単孔式透水試験を複数の深度で実施し、透水係数の値を深度ごとに把握します。

しかし、ここにあげた調査法はいずれも透水係数（透水性）のみを評価する手法であること、またその推定精度も定性的であったり定量的であるにしても精度があまり高くないことなど、これをそのまま設計に利用するには問題があります。

3. 揚水試験

地盤の水理定数を原位置で正確に把握する調査法として揚水試験があげられます。揚水井と呼ばれる井戸から揚水したときの揚水量と、周辺に設置した観測井における水位（水

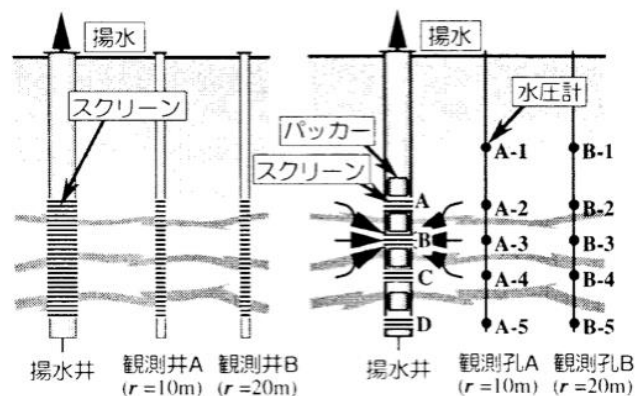


図-1 通常の揚水試験

図-2 層別揚水試験の実施概要

頭) 低下量を計測、解析する手法です。しかし、通常の揚水試験は単一層を対象としたもの、あるいは多層地盤であってもこれらを通する井戸を設置して単一層とみなして実施する(図-1) ことなどから、多層地盤のもとで各層の水理定数を把握することはできません。

3. 1 層別揚水試験

この問題を解決するために図-2 に示すように複数の帯水層ごとにスクリーンを有し、このそれぞれから独立して揚水可能な構造の揚水井と、各層の水頭変動が計測できる構造の観測孔を設置して、各層の揚水試験を実施する方法があります。

この揚水試験法を層別揚水試験と呼んでいます¹⁾。試験結果

として図-3 に示すような各層の水頭変動が得られ、この試験結果に逆解析的な手法を適用することにより各層の水理定数が把握できます。試験設備の設置にコストがかかることなど、手軽に実施できる試験とはいえませんが、水理定数を正確に評価することができます。

なお、層別揚水試験の計画にあたっては、先に挙げた電気検層、粒度試験などの結果を参考にスクリーン深度、水圧計設置深度を決定します。

3. 2 流速検層

井戸の上部付近で揚水すると同時に、井戸ケーシング内の鉛直流速分布を測定することにより各層からの湧出量を測定し、各層の透水係数を推定する方法が考えられます(図-4)。流速測定のゾンデとしては羽根車式、電磁式のものなどがあります。岩盤などの水みち探査では有効な手法ですが、未固結地盤では井戸ケーシング外側の流れを評価するための工夫が必要です。

4. おわりに

多層地盤の透水性を評価する方法をいくつか列挙しました。定性的あるいは精度の低い推定値を得るための調査法はいくつか考えられますが、正確なパラメータを得るためには層別揚水試験の実施など綿密な調査が必要でしょう。

参考文献

- 1) 高坂信章、三宅紀治：三次元的な地下水流を考慮した地下水処理の調査と施工、土と基礎、vol.43、No.9、pp.30-32、1995.9.

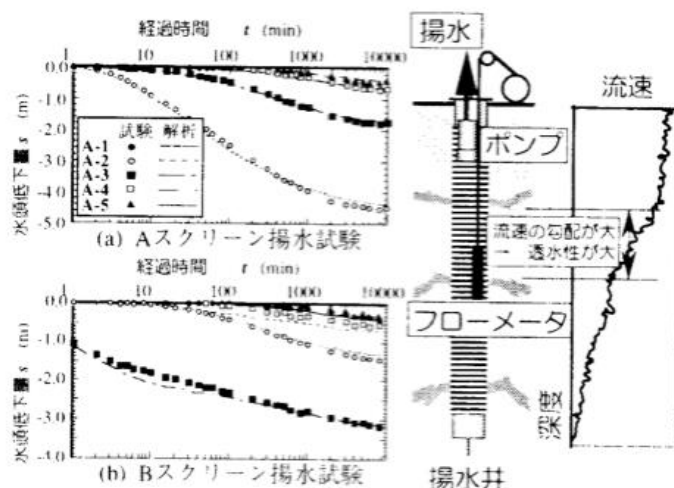


図-3 層別揚水試験結果の例

図-4 流速検層の概要

Q 1. 15 締固めた地盤の透水試験

締固めた地盤で実施する透水試験の試験器の構造について詳しく教えてください。また、商品化された物があれば教えてください。

締固めた地盤の透水試験については、地盤工学会「締め固めた地盤の透水試験方法」¹⁾として定められています。その詳細はマリOTTサイフォンを用いた透水試験の例として示されています。

参考文献

- 1) (公社)地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会:地盤調査の方法と解説、pp.552-558、2013.4.

Q 1. 16 単孔式現場透水試験の使い分けと留意点

現場透水試験には変水位法と定水位法がありますが、両者の使い分けはどうすればよいのでしょうか。また、それぞれの信頼性、実施上の留意点を教えてください。

「地盤調査の方法と解説¹⁾」によりますと、定水位法と変水位法の使い分けは以下のようになっています。

- 定水位法（定常法）：透水係数が $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ 程度以上の地盤
- 変水位法（非定常法）：透水係数が $1.0 \times 10^{-4} \text{m/s}$ 程度以下の地盤

一般に、単孔式の現場透水試験は精度が悪いと言われていますが、その実施法に問題があるようです。現場透水試験から透水係数を求める式をみると、正確に把握しなければならない量がいくつかあります。たとえば、回復法（変水位法）についてみれば、

- ① 測定管の内径
- ② 試験区間の内径
- ③ 試験区間の長さ
- ④ 安定水位
- ⑤ 時間と回復水位の関係

などの情報が必要です。これらのうち、②および③は試験中に変化してはいけないことは明らかですが、注意深く試験をしないと、孔の崩壊などで試験中にこれらが変化することもあります。また、④の安定水位は、ボーリング孔の初期水位とも異なるのが普通ですので、安定水位とみなせる時間まで測定するか、1 日程度おいた水位を安定水位とすることが必要です。また、試験前の孔内洗浄が重要なのはいうまでもありません。

参考文献

- 1) (公社)地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会:地盤調査の方法と解説、pp.515～520、2013.4.

Q 1. 17 基礎岩盤の岩級区分

基礎としての岩盤の等級区分について

現在、ダム工事を施工中ですが、岩盤の等級区分に

- 1.基礎掘削工事の単価区分としての土砂/軟岩Ⅰ・Ⅱ/中軟岩Ⅰ硬岩の区分
 - 2.ボーリング工事単価区分としての土砂/軟岩/硬岩
 - 3.ダム基礎岩盤としての D/C_L/C_M/C_H 区分
- 等があります。

1、2、3の区分方法は、各々の持つ意味が似ているようで、直接の関係はないといった扱い方をされていますが、今後も同様の表現を用いるのでしょうか。

なお、1、2について、現場における明確な判定法が定まっているのであれば、どのような方法か教えてください。

質問にある等級区分3のダム基礎岩盤としての等級区分とは、岩盤の強度や変形性、透水性などの物性を左右すると考えられる岩盤の不均一性・不連続性などに関する諸要因を現場で観察・計測し、一定の基準にしたがってグルーピング（岩盤区分）し、かつランクづけ（岩盤等級づけ）することです。この等級区分の目的は、ダム計画段階ではダム基礎としての適正評価、実施設計段階ではダム基礎全体の広がりをもつ岩盤の工学的性質の推定、施工段階においてはダム着岩面の岩盤状況からダム基礎の安定性を最終評価するものです。

これに対して質問の等級区分1、2の目的は、基礎掘削やボーリングの難易度を区分して、それを施工単価（必要人工数や作業時間などの施工歩掛）に利用するものです。したがって、それぞれ目的が異なるものですので、同一に扱うことはできません。

なお、等級区分1の判定法としては、参考文献1、2に、分類表が掲載されています。

参考文献

- 1) （公社）日本道路協会：道路土工一切土工・斜面安定工指針、p.85、2009.6.
- 2) 田中治雄：土木技術者のための地質学入門、山海堂、p.35、1964.6

Q 1. 18 未固結な岩の強度定数の考え方

未固結な岩に対して、どのような強度定数を考えればよいでしょうか。

未固結な岩に限りませんが、強度定数の設定は簡単そうで案外難しい問題です。未固結といっても N 値が 50 回以上あるのが普通ですし、岩片はかなりの強度をもっていることも少なくありません。また、岩の場合、亀裂の発達具合が岩盤全体の強度評価に影響を与えます。岩を対象とした場合、強度定数の推定には以下の方法があります。

- ① 乱さない試料で三軸圧縮試験を実施し、亀裂の程度でそれを低減する。
- ② ボーリングコアから RQD や亀裂の具合を把握し、一般的な岩盤分類から強度を推定する。
- ③ 平板載荷試験または孔内水平載荷試験から求まる極限支持力や極限圧力を利用して強度定数を逆算する。
- ④ 土砂に準じて N 値から推定する。

これらのうち、①が正攻法です。また、②の方法も多く利用されますが、状況に応じてかなり割り引いた設定をすることが必要です。③の方法は、本来は地耐力や変形係数を求める原位置試験ですが、以下のように、支持力または強度定数を推定することも可能です。

○ 平板載荷試験

根入りの影響を受けない条件で平板載荷試験（径 30cm の円形載荷板）を行って極限支持力 q_u が得られた場合、直接基礎の支持力公式から以下ようになります。

$$q_u = 1.3c N_c + 0.18\gamma N_\gamma$$

ここに、 c : 粘着力 (kN/m^2)

γ : 地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

$N_c N_\gamma$: 支持力係数でせん断抵抗角 ϕ の関数

ここで、 c および ϕ が未知数なので、上式を満たす c 、 ϕ の組み合わせは一義的には決まりませんが、岩質などからどちらかを推定するか無視すれば強度定数を逆算することができます。一般的には、砂岩などでは ϕ 、泥岩などでは c を重視して決めることが多いようです¹⁾。

○ 孔内水平載荷試験

孔内水平載荷試験の結果より支持力 q を推定する方法が文献 2 に紹介されています。

$$q = q_0 + k (p_t - p_0)$$

ここに、 q_0 : 根入れによる全土被り圧 (kN/m^2)

p_0 、 p_t ：各々初期圧力、極限圧力 (kN/m²)

k ：基礎形状などで決まる係数

最後に、④の方法は土砂に準ずるもので、土砂では N 値から c や ϕ を推定することがしばしば行われています。上記①や③が利用できず、 N 値が土砂に準ずる程度の値であれば、この方法に頼らざるを得ないでしょう。ただし、上記②の方法による推定も加味して総合的に決定することが必要です。

参考文献

- 1) (公社) 土木学会：軟岩－調査・設計・施工の基本と事例－、1984.
- 2) (公社) 地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会：地盤調査の方法と解説、pp.663-696、2013.4.

Q 1. 19 岩石のスレーキングメカニズムと簡易判定法

岩石のスレーキングはなぜ生じるのでしょうか。そのメカニズムを教えてください。また、スレーキングを生じる可能性を簡単に知る方法はありませんか。

スレーキングのメカニズムは、乾燥した粘性土については、土塊を急速に水中に浸すと水分の侵入が間隙中の空気を圧縮して土塊中に引張力が生じることと、土粒子の水分吸収により粒子間隔が広がり粒子間結合力が低下することによるとされています。岩石においても同様の現象が生じていると考えられますが、これだけでスレーキングが生じているようではありません。過去の研究では、泥岩の大気中と真空中でのスレーキング状態を比較した結果、明確な差は認められなかったことが報告²⁾されています。

岩石におけるスレーキングのメカニズムは、これまでに様々な研究がなされていますが、まだ十分に究明されたものがないのが現状です。過去の研究を紹介すると、スレーキングによる劣化現象を水素結合による化学的溶解現象と考え、自然状態にある泥岩では水に対して難溶性である珪酸ゲル様物質が被膜となって粘土粒子を不活性化しているが、乾燥やすり潰しによりこの被膜が破壊され、活性面が露出することによってすでに吸着されている水分子と自由水の水分子の間に水素結合が生じることによりスレーキングが生じるとされたもの³⁾があります。

また、膨張性粘土鉱物とされるスメクタイトを含む軟岩のスレーキングに関する研究²⁾では、スメクタイトの交換性陽イオン組成の違いにより、スレーキングによる劣化形態が異なることなどが明らかにされています。この研究の中では、スレーキングを起こす岩石の目安として、一軸圧縮強度が $4.9\sim 9.8\text{MN/m}^2$ ($50\sim 100\text{kgf/cm}^2$) 以下でスメクタイトの含有量が多いもの（凝灰岩や泥岩）であることが示されており、これはスレーキングの可能性を簡単に知る方法として利用できると思われます。

なお、地盤工学会の方法³⁾により、スレーキングの有無を比較的簡単に求めることができます。



試験前



水浸後



乾燥後

写真-1 スレーキングの例

参考文献

- 1) 仲野良紀：由比地スベリ母岩（泥岩）の軟弱化と物性の変化について（その１）－軟弱化のメカニズムについて－、土と基礎、Vol.12、No.11、pp.27～33、1964.11.
- 2) 石田良二：スメクタイトを含む軟岩の諸性質および劣化に関する基礎的研究、前田建設技術研究所報、Vol.35-6、1995.
- 3) （公社）地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会：地盤調査の方法と解説、pp.385-308、2013.4.

Q 1. 20 軟岩等の風化による圧縮強度の変化

軟岩等の風化による圧縮強度は空気に触れた時点からどのように変化するのでしょうか。

軟岩等の劣化現象は、いわゆる風化と呼ばれる数年以上かけて起こる現象と、スレーキング・吸水膨張というようなさらに短いタイムスケールで発生する現象があります。一般的には後者は風化に含まれますが、ここではこれらを分けて前者を風化と呼び、後者を劣化と呼んで記述します。

質問の風化による圧縮強度の経時変化を調査した研究は、残念ながら見あたりません。しかし、風化と圧裂引張り試験による引張り強度との関係を調査したものがあります。この研究では、時代が異なりしかも新しい地層に覆われることなく堆積直後から現在まで風化を受け続けた礫層から花崗岩礫を採取し、引張り強度を測定しています。そして引張り強度値 S_t の対数風化引張り強度指数 TSI ($TSI = \log(S_t)$) として、経過年数との関係を求めています。その結果は、下図に示すように TSI と風化期間の関係は滑らかな指数曲線で表されています。

劣化と圧縮強度の関係では、スメクタイトを含む軟岩について調査した研究があります。その結果では、軟岩の劣化による圧縮強度の変化は、スメクタイトの含有量、交換性陽イオン組成 (Na 型、または Ca 型) 岩石の粒度や空隙率などが影響することが示されています。しかし、これらの関係を定量的に示すまでには至らず、今後の研究課題となっています。

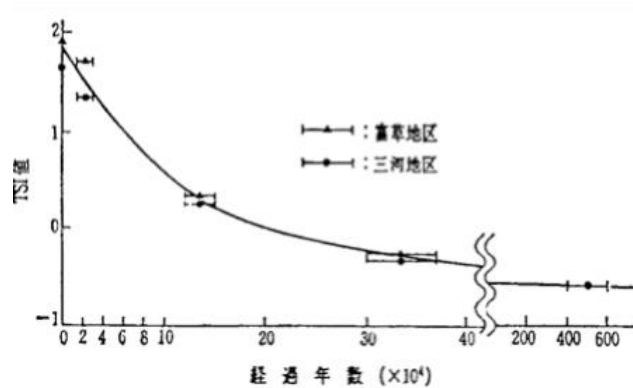


図-1 三河・富草地区花崗岩礫の風化速度曲線

参考文献

- 1) 木宮一邦：三河・富草地区の花崗岩礫の風化速度-花崗岩の風化・第2報-、地質学雑誌、Vol.81、No.11、pp683-696、1975.11.
- 2) 石田良二：スメクタイトを含む軟岩の諸性質および劣化に関する基礎的研究、前田建設技術研究所報、Vo1.35-6、1995.

Q 1. 2 1 弾性波トモグラフィーの分解能

トンネルなどの地質調査において、地山等級を決める上で一般には弾性波探査が行われています。しかし、凝灰岩と安山岩の互層などのような地質に対しては、精度上限界があると思われます。このような地質に対して、弾性波トモグラフィー的な方法ほどの程度の分解能があるのでしょうか。

弾性波探査または弾性波トモグラフィーに限らず、分解能は、地山の速度構造、発破点や受信点の配置、計測機器など非常に多くの要因に左右されます。このため、分解能を一般的に議論することは不可能です。

近年、ジオトモグラフィー的な探査手法が脚光を浴びており、かなり詳細な探査が可能となっています。また、弾性波探査の分野でも高密度弾性波探査なども提案されています。これらの方法は、他の条件が同一であれば、一般的には、受信点の配置や測定間隔が密なほどいわゆる分解能はあがるはずです。しかし、探査結果の解釈は経験によるところが多く、実際の測定結果にはノイズも多く含まれているのが普通なので、理論と実際は異なることが多いと考えられます。

いずれにしても、これらの探査法の分解能を議論するよりも、探査目的に応じた探査計画を綿密に立て、探査結果は、他の調査手法による結果も加味して総合的に解釈することが重要ではないでしょうか。なお、弾性波を用いた地盤調査を行う上での心構えについては文献¹⁾を一読してください。

参考文献

- 1) 田治米鏡二：土木技術者のための弾性波による地盤調査法、槇書店、1977.3.

Q 1. 2 2 水平方向変形係数の設計値の決定方法

孔内水平載荷試験結果から水平方向変形係数の設計値を決定するにあたり、

- ① 試験値は多数あるがばらつきが大きい場合
 - ② $1/\beta$ の範囲に明らかに異なる 2 層以上の層があるが試験データが部分的にしかなく、 N 値との相関値が得られない場合
- の取り扱いを教えてください。

水平方向変形係数に限りませんが、データのばらつきはいつもつきものです。ばらつきが大きいというのは、恐らく N 値との相関からみての話だと思いますが、孔内水平載荷試験のように、ボーリング孔内を利用して実施する原位置試験は、ボーリング孔の削孔方法に大きく影響されることに注意が必要です。一般に、 $E=300\sim1000N$ (kN/m^2)¹⁾ 程度の相関があるといわれていますが、また、オペレータの作業方法や土質によっても異なることがあります。しかし、経験上、よくできた孔で実施された試験結果は、 E/N が比較的大きいのが普通です。これらから、信頼性の低いデータを除外するなどの配慮が必要でしょう。また、これ以外の理由でばらつく場合は、設計値として平均値-標準偏差（または標準偏差/2）を採用すればよいです。

一方、②については、明らかに情報不足です。各層で孔内水平載荷試験を実施するなどの努力をすべきです。ただし、各層で N 値が得られているのであれば、 $E=700N$ (kN/m^2)¹⁾ 程度を想定して求めてもよいと思います。

参考文献

- 1) (公社)地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会:地盤調査の方法と解説、pp.385-308、2013.4.

Q 1. 2 3 泥炭層の水平方向地盤反力係数

泥炭層の水平方向地盤反力係数 k_H 値について教えてください。

泥炭層の k_H 値も他の土質のそれと定義自体は異なるものではありません。しかし、泥炭については、

- ① N 値がゼロの場合が多い。
- ② 一軸圧縮試験を適用できない。

などの理由から、孔内水平載荷試験から得られた地盤変形係数 E を用いて求めるのが適切と考えられます。ただし、泥炭層の孔内水平載荷試験から正確な地盤変形係数 E を求めるには、ボーリング孔の削孔方法など事前の準備が他の土質に比べて特に大きく影響します。注意深く実施された孔内水平載荷試験から得られた変形係数 E と自然含水比の関係例を図-1 に示しておきます。自然含水比と明瞭な相関があるとは言えませんが、自然含水比が 200～600% の範囲で $E=1000\sim1600\text{kN/m}^2$ ($10\sim16\text{kgf/cm}^2$) 程度の値を示す参考データです。これらの対応は泥炭層の k_H 値が非常に小さいために特に留意した調査が必要になるためです。なお、地中構造物（例えば杭基礎）設計のための k_H 値を確認するには、現場水平載荷試験の実施が一番確実となりますが、基礎の重要度によっては、あらかじめ泥炭層の k_H 値を無視する安全側の選択肢もあります。図-2 に杭の現場水平載荷試験の実施例を示します。

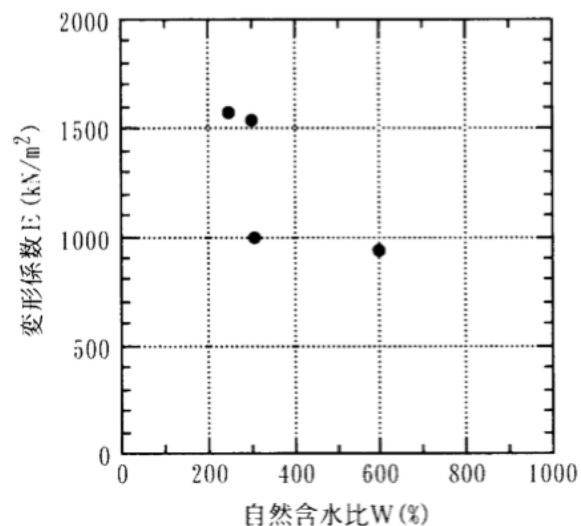


図-1 泥炭の変形係数と自然含水比の関係の一例（出典未詳）

Q 1. 2 4 設計 CBR と K_{30} および N 値との関係

道路の舗装厚・路盤厚を決定するに際して、 K_{30} 、 N 値より設計 CBR を算出する方法を教えてください。

設計 CBR は、アスファルト舗装やコンクリート舗装の厚さを決める時に用いる路床上の支持力を示す CBR です。CBR は、道路の延長方向と路床部の深さ方向とについて求めたいくつかの CBR 測定値からある区間を代表するように求めた設計値です。

K_{30} や N 値は、CBR と同様に地盤の支持力や強度（硬さ）を示す実測値です。試験条件の差異により CBR との相関性は必ずしも高いものではありません。実測値の集積を行うことによってこれらの関連性は以下のとおりに示され、道路舗装の設計に用いられています。

・ K_{30} と設計 CBR の関係

平板载荷試験の地盤係数である K_{30} と設計 CBR との関係については、 K_{30} が直径 30cm の円盤に対して CBR 試験は 5cm であることから、地盤内に伝達される応力の影響範囲は異なるため、厳密な換算はできないとされています。しかし、原位置にて測定した K 値と CBR の実測値との関係から、植下りにより以下の換算式が提案されています。この換算式を用いた場合、舗装設計厚の変動は ± 1.0 cm 程度と報告されています。

$$K_{75} = (1/4)CBR + 1$$

また、载荷板は直径が大きいほど地盤内部の影響が実測値に反映されることから、空港（滑走路）舗装では、 K_{75} が舗装設計に用いられていました。

現在、試験の容易さから道路の舗装設計では K_{30} が用いられています。 K_{75} と K_{30} の関係については、地盤が一様な状態である場合に理論的に求められる換算係数が 2.5 となります。道路舗装のように多層系の地盤の場合には、換算係数を 2.2 としています。

$$K_{75} = (1/2.2)K_{30}$$

・ N 値と設計 CBR の関係

N 値は、標準貫入試験において試験用サンプルを地盤内に 30cm 打込むのに要する打撃回数を

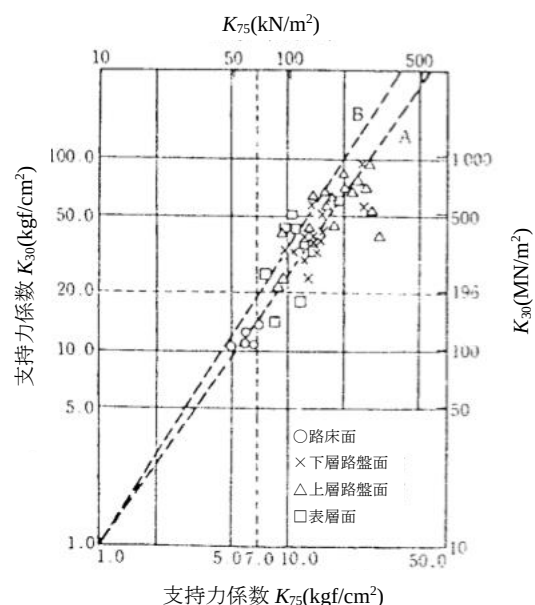


図-1 支持力係数 K_{30} と K_{75} の関係

指し、 N 値から地盤の構成土質、深さ方向の強度率化、支持層の位置、軟弱層の有無、支持力等を推定しています。

N 値と CBR との関係については、 N 値と地盤の変形係数 (E : kN/m^2) の換算が示され、また地盤の変形係数と CBR との換算方法が示されていることから、この 2 つの関係を用いることにより、 N 値から設計 CBR を推定できると考えられます。

N 値と地盤の変形係数 E_0 の関係は、以下の式にて示されています。

① 道路橋示方書

$$E_s = 2800N \quad (\text{kN/m}^2)$$

② 鉄道構造物等設計基準

$$E_s = 2500N \quad (\text{kN/m}^2)$$

$E_p = 700N$ として、 $E_s = 3E_p \sim 4E_p$ の平均値で設定

E_0 : 砂質地盤の変形係数 (kN/m^2)

N : 標準貫入試験の N 値

地盤の変形係数と CBR の関係は、舗装設計では地盤調査の方法と解説³⁾において以下のよう
に示されています。

$$E_0 = (4900 \sim 9800) \text{ CBR}^{3)}$$

E_0 : 地盤の変形係数 (kN/m^2)

CBR : 路床土の CBR

また、NEXCO⁴⁾では路床厚さの設計に用いる場合として、以下の式が示されています。

地山および上部路体材の場合

$$E_0 = 1960 \times \text{設計 CBR}^{3)}$$

地盤の変形係数 (MN/m^2)

路床材の場合

$$E_0 = 3920 \times \text{設計 CBR}^{3)}$$

地盤の変形係数 (kN/m^2)

参考文献

- 1) 植下 : 路床上の CBR 値と K 値の推定方法について、第 5 回日本道路会議論文集、pp.226-227、1959.8.
- 2) (公社) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説土構造物、p.173、2007.1
- 3) (公社) 地盤工学会 地盤調査規格・基準委員会 : 地盤調査の方法と解説、2013.4.
- 4) NEXCO 東日本、中日本、西日本 : 施工管理要領設計要領第一集、2016.8.

Q 1. 2 5 河川堤防および樋門(管)における液状化被害調査手法

河川堤防および樋門(管)における液状化被害調査手法を教えてください。

河川堤防および樋門における液状化被害調査方法として、過去の被災事例等を参考にするのがよいと考えられます。以下に項目を列举します。具体的には参考文献¹⁾をご覧ください。

○堤防

- ① 堤防の変状
- ② 開削調査（堤体内部）
- ③ 噴砂の観察（堤体上および砂層の粒度試験結果による液状化の可能性の判定）
- ④ 地下水位（被災堤防では非被災堤防に比較してやや高い）
- ⑤ 変状の形態・機構（土層分布（縦断・横断）との検討）

○樋門

- ① 樋門の変状（門柱、床盤、函渠、胸壁・翼壁等の亀裂・折損・開口）
- ② 漏水状況（堤体、基礎地盤、複合、構造物周辺）
- ③ 樋門床盤部の空洞化

参考文献

- 1) （公社）土木学会：1993 年釧路沖地震震害調査報告、pp. 284-307、1994.12.

2.設計

Q 2.1 擁壁の安定計算における安全率

擁壁の安定計算においてそれぞれの検討項目で安全率が異なっているのはなぜでしょうか（滑動に対して $F > 1.5$ 、支持力に対して $F > 3$ 等となっている）。

安全率には経験的な要素も含まれているので、明確な理由付けは難しいのですが、山口柏樹先生は「安全率を考える」¹⁾で明快な説明をなさっています。

それによると、たとえば、斜面安定解析などで用いられる安全率 1.2～1.5 と支持力問題における安全率が 2 倍も異なる理由として、現実的な見地より、

①斜面安定問題での安全率を支持力並みに上げると、斜面勾配を半分程度にしなければならず、経済的にみて建設が困難となる。

②盛土などの建設においては、建設中の動態観測で異常が検知されれば、直ちに工事の中断あるいは対策を実施するなどが可能で、これが実質的に安全率を付与している。

などをあげていますが、本質的には

①斜面安定解析で定義される強度安全率またはモーメント安全率 F_m は、支持力安全率と定義において質的に異なる。支持力安全率と同義の安全率は高さ安全率、または粘着力に関する安全率で、これらは強度安全率あるいは F_m より大きいことが証明できる。

②支持力問題に比べ、斜面の方が異方性に関する不確実性が小さいため、安全率を低く押さえることができる。

この 2 点を主な理由として指摘しています。詳細は以下の文献を参考にしてください。

参考文献

- 1) 山口柏樹：安全率を考える、土と基礎、Vol.30、No.9、pp.3-8、1982.9.
- 2) （公社）地盤工学会：地盤工学用語辞典、安全率、pp.1-2、2006.3.

Q 2.2 各設計基準にある土圧強度算定式の異なる理由

同じ構造物でも、なぜ、各設計基準（NEXCO、道路橋、港湾、建築基礎等）によって土圧強度の算定式が異なるのでしょうか。

土木関係の設計基準は多くの機関から刊行されており、同じ構造物であるにもかかわらず異なった規定内容となっております。それは、土圧算定式ではありません。また、同一基準内においても、異なった土圧算定式を採用している場合があります。

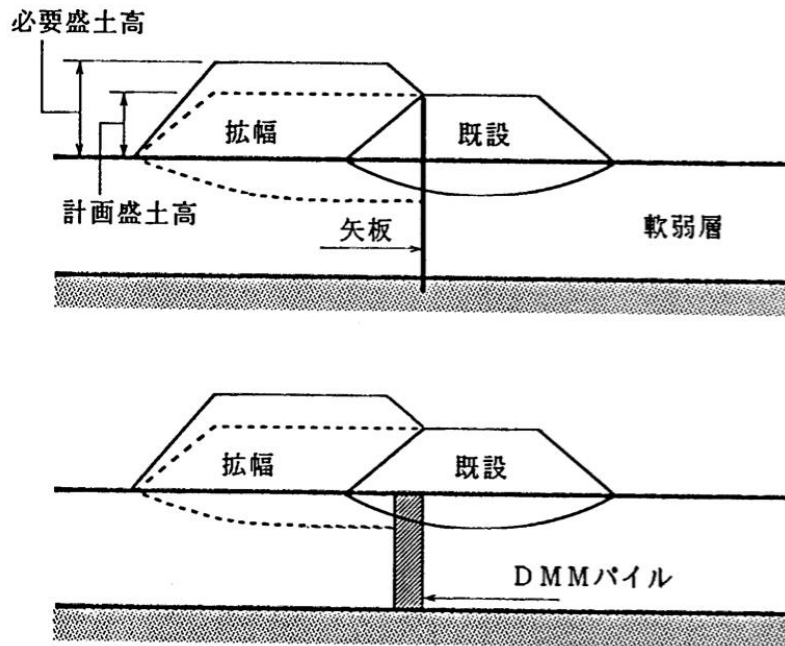
これは次の理由によります。

- (1) 各機関の設計基準は、その機関が所管する構造物の性格、用途、立地条件などに応じて作成されている。仮設関連の設計基準類を例にすると、道路の基準では、橋脚などの平面規模が小さな掘削の設計思想が反映されており、一方、建築の基準では、市街地での平面規模の大きな掘削の設計を基本に考えている。また、鉄道では沿線の近接施工を考慮にいられた内容となっている。
- (2) 適用地域が限定される各地下鉄の基準、首都高速道路株式会社の基準等は、その機関が所管する構造物の社会性、その地域の地盤に適合した考え方が採用されている。
- (3) 抗土圧構造物（擁壁、カルバート等）の設計に用いる土圧強度算定式は、対象とする構造物の変位量、壁のたわみ量とそのモード、切土か盛土か等を考慮して異なっているのが一般的である。また、多くの基準では、本体構造物に対して理論土圧公式、仮設構造物に対しては実測に基づく土圧公式を採用している。

したがって、設計に際しては、各基準の背景、適用範囲をよく理解すると共に、いたずらに他基準への準拠、同時に複数基準への準拠は避けなければなりません。

Q 2. 3 拡幅盛土で用いる遮断工法に発生する応力

軟弱地盤上の既設盛土に、下図に示すような、拡幅盛土の施工を行った場合、拡幅盛土の沈下（引込み沈下）によって、遮断工法である図中の矢板やパイルにどのような応力が発生するのでしょうか。



ご質問では、拡幅盛土の沈下による鉛直荷重を気に掛けているようですが、このような工法をとった場合、最も問題となってくるのはいわゆる流動荷重ですので、ここではそれについて触れます。

道路盛土のような帯状荷重によって生じる地盤変形は、圧密沈下と非排水せん断変形とが同時に進行する現象です。非排水せん断変形は、地盤の体積変化を伴わない変形なので盛土が沈み込んだ分だけ地盤が側方へはらみだします。この現象を側方流動と呼んでいます。非排水せん断変形は、盛土速度の影響を大きく受けます。緩速載荷をした場合は、圧密による強度増加が図れるので急速載荷に比べ非排水せん断変形を軽減できることになります。

泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル¹⁾によれば、流動荷重は次式で求めることになっています。

$$P = \Delta g \cdot K_h$$

ここで、 P : 流動荷重 (kN/m²)

Δg : 地盤の水平変位 (m)

K_h : 水平方向地盤反力 (kN/m²)

この方法は、 Δg さえ正確に把握していれば精度よく側方流動圧を求めることができます。 Δg は、試験盛土を行って求めるのが望ましいのですが、困難な場合は有限要素法による計算で求めることも可能です。有限要素法による計算を行う場合、地盤の変形係数 E は側方流動にそれほど影響を及ぼさず、側方流動を大きく左右するのはポアソン比 ν ですのでポアソン比 ν を適切に設定することが重要です。通常、ポアソン比 ν は、 $0.4 \sim 0.49$ 程度にすることが多いようですが、盛土速度とポアソン比 ν の関係を提案した報告²⁾もありますので参考にされたいと思います。

参考文献

- 1) (国研) 寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、2017.3.
- 2) 三木博史他：軟弱地盤上の盛土に伴う側方流動圧の評価に関する模型実験、第 21 回土質工学会研究発表会講演集、1986.6.

Q 2. 4 N 値から許容支持力概略値を推定する方法

N 値から許容支持力の概略値を推定する方法があれば教えてください。

フーチングの許容支持力（概略値）は次式で推定できます¹⁾。

砂地盤（地下水位より上） $q_a = 10N (B + D_f)$

砂地盤（地下水位より下） $q_a = 5N (B + D_f)$

粘土地盤 $q_a = 12N$

ローム地盤 $q_a = 30N$

ここに、

q_a : 許容支持力 (kN/m²)

N : N 値

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の根入れ深さ (m)

参考文献

- 1) 小松田精吉：わかりやすい土木技術 土質調査の基礎知識、鹿島出版会、1984.1.

Q 2.5 軟弱地盤の沈下量の算定

軟弱地盤の沈下量はどのように算定すればよいのでしょうか。

軟弱地盤の沈下量は、一般的には（式-1）で検討します。

$$S = S_i + S_c + S_s \cdots \cdots \quad (\text{式-1})$$

ここに、 S_i : 即時沈下量 (cm)

S_c : 圧密沈下量 (仕上り後 600 日までの沈下量 cm)

S_s : 長期沈下量 (仕上り後 600 日以後の沈下量 cm)

S_i は載荷直後にせん断変形で発生する沈下量、 S_c は載荷により上昇した間隙水圧の消散により発生する沈下量、 S_s はクリープ変形に伴い発生する沈下量（二次圧縮と呼ばれることもある）です。一般に、土木建設の分野で問題となるのは、構造物の供用開始後も継続して発生する S_c および S_s ですが、重要構造物では S_i も問題となることがあります。また、北海道各地に分布する泥炭は、 S_i 、 S_c が大きいのに比例して S_s も大きいのが特徴です。

一般的な軟弱粘性土では S_c が沈下の大部分を占め、以下に示すいずれかの式で推定できます。

$$S_c = (e_0 - e) / (1 + e_0) \cdot H$$

$$S_c = m_v \cdot \Delta P \cdot H$$

$$S_c = C_c / (1 + e_0) \cdot \log \{ (P_0 + \Delta P) / P_0 \} \cdot H$$

ここに、 S_c : 圧密沈下量 (m)

e_0 : 載荷前における原地盤の初期間隙比

e : 載荷を受けた後の間隙比 ($e \sim \log p$ 曲線から求める)

H : 圧密される層の厚さ (m)

m_v : 体積圧縮係数 (荷重に応じて変化するが、一般的には $(P_0 + \Delta P / 2)$ に対応する値をとる)

C_c : 圧縮指数

P_0 : 載荷前の有効上載圧 (kN/m^2)

ΔP : 載荷による鉛直増加応力 (kN/m^2)

計算に必要な土質定数は圧密試験で求めるのが原則ですが、概略的には軟弱層の含水比から推定することもできます。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路土工-軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版）、2012.8
- 2) (国研) 土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、2017.3.

Q 2. 6 土質定数の相関

各種土質試験結果がない場合、既存の試験結果から諸特性値（たとえば、強度）を推定しなくてはならない場合がありますが、これらの代表的な相関について教えてください。

各相関式や推定式は、特定の条件下で算出されたもので、その使用には注意が必要です。地域ごとに土質特性が異なり、試験結果と土質定数との相関関係も異なります。

土質定数の設定に際しては、その地域や各対象分野の代表的な土質定数の範囲や相関式が、設計要領やマニュアルに記載されているものがありますので参考にしてください。

また、実務における各種設計用土質定数の設定に関しては、文献 1、2 が大変役立ちますので参考にしてください。

さて、標準貫入試験の N 値を用いた強度定数 c 、 ϕ の推定には、さまざまな提案式があります。

ここでは、文献 3 と文献 4 から、 N 値を利用した $c \cdot \phi$ の推定について以下に抜粋します。

①粘性土の粘着力 c

通常、粘性土の粘着力 c は一軸圧縮強さ q_u から粘着力($=q_u/2$)を求めることが多いですが、一軸圧縮強さが求められていない場合には、下記の式および図から求めることができます。

なお、標準貫入試験の N 値からの一軸圧縮強さの推定は、低強度領域ではばらつきが大きく精度が低いことから、推定値の利用にあたっては十分に注意する必要があります。

$$q_u = 25 \sim 50N \quad (\text{kN/m}^2) \quad (N > 4)$$

下図による $(N \leq 4)$

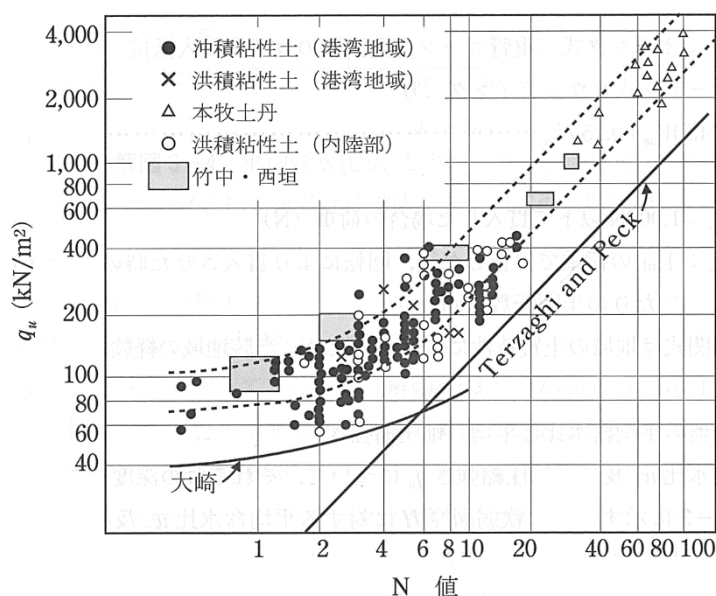


図-1 一軸圧縮強さ q_u と標準貫入試験の N 値の関係³⁾

②砂のせん断抵抗角 ϕ

砂の相対密度 D_r が N 値と相関を有することを利用し、相対密度を介して ϕ の推定が行われています。

文献 3 の参考資料 (pp.604～606) には、有効上載圧 (拘束圧) の影響を考慮した N 値から ϕ を推定する場合の参考式 (案) が示されています。

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad (N > 5) \cdots \cdots \text{砂のせん断抵抗角 } (^\circ)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma'_v + 70) \cdots \cdots \text{有効上載圧 } 100\text{kN/m}^2 \text{ 相当に換算した } N \text{ 値}$$

ただし、 $\sigma'_v < 50\text{kN/m}^2$ の場合は $\sigma'_v = 50\text{kN/m}^2$ として算出

$$\sigma'_v = \gamma_{11} h_w + \gamma'_{12} (x - h_w) \cdots \cdots \text{有効上載圧 } (\text{kN/m}^2)$$

なお、 N 値が 5 回以下の場合には、文献 3 を参考に内部摩擦角を $25 \sim 30^\circ$ の間で設定してよいかと思えます。

北海道における泥炭性軟弱地盤の検討には、「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」が活用されています。

この中で、非排水せん断強度 S_u の推定式が示されております (pp.53～54)。

$$S_u = 1/20 \cdot q_c \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 q_c : 機械式コーン (オランダ式二重管コーン) 貫入試験の貫入抵抗値

ただし、コーン係数 20 は、地域によって多少異なる可能性が指摘されています。

その他の土質定数決定に際しては、土質調査試験結果を用いることが原則と示されておりますが、予備設計に用いるデータが得られていない場合のために、含水比やコーン貫入抵抗を用いた推定式が示されています。

繰り返しますが、諸特性値の推定に際しては、各対象分野の設計要領やマニュアルを参考に、目的や条件に応じた検討をして頂きたいと考えます。

参考文献

- 1) (公社) 地盤工学会 : 地盤工学・実務シリーズ 6 「地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例」、1998.3.
- 2) (公社) 地盤工学会 : 設計用地盤定数の決め方—土質編—、2007.12.
- 3) (公社) 日本道路協会 : 道路土工—軟弱地盤対策工指針 (平成 24 年度版)、2012.8.
- 4) (公社) 日本道路協会 : 道路橋示方書 IV 下部構造編・同解説、2.2.4 設計に用いる地盤定数の評価、pp.139-143、2012.3.
- 5) (国研) 土木研究所寒地土木研究所 : 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、2017.3.

Q 2.7 畑地に FRPM 管を敷設する工事の掘削のり勾配

家屋のない畑地に、 $\phi 2000\text{mm}$ の FRPM 管を敷設する工事です。設計は、掘削深度 3.5～5.0m、のり勾配 1:0.5 ののり切りオープンカットで示されています。1:0.5 で掘削しても斜面崩壊は生じないでしょうか。土質調査資料はありませんが、耕作土の下位には泥炭、粘土があるようです。なお、掘削を管敷設より常に 30m 先行させたいので、掘削～管敷設～埋戻しのサイクルタイムは約 3 日を予定しています。

斜面崩壊の判定方法としては、下記の方法があげられます。

①土質調査による方法

土質調査（ボーリングによる地層構成、地下水位の把握、機械式コーン貫入試験等による泥炭層の強度把握、シンウォールサンプリング等による粘性土の不攪乱試料の採取）、土質試験（粘性土の一軸圧縮試験、密度試験等）を実施したのち、円弧すべり計算を行う。

②試験掘削による方法

実大規模の試験掘削（掘削底長 $\approx 6\text{m}$ 、変位杭による地表面鉛直、水平変位計測）

今回は、時間的な余裕がないこと、掘削深度が浅いこと、近接構造物がないこと、現場が広いことを考慮して、②の試験掘削が妥当と判断されます。ただし、掘削時には、地層構成、地下水位を把握してください。また、変位杭の計測と、のり面およびのり肩近傍の状況目視観察は、3～5 日継続してください。

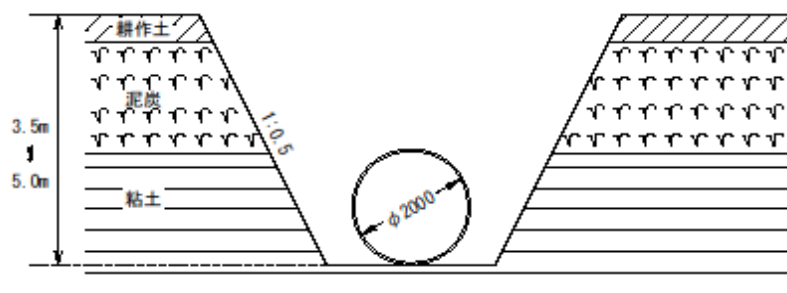


図-1 施工概略図

Q 2.8 すべり破壊の安全率

盛土のり面のすべり破壊に関する安全率は、通常 $F_s=1.2$ と言われていますが、公的機関の設計基準書にこの値はのっていません。なぜでしょうか。

公的機関の設計基準には、盛土高さとのり勾配について標準的な関係が示されておりますが、これらはあくまでも経験上決められたものと考えられます。基準には、これらの標準的な関係が適用できる条件が示されており、これらの条件が満足されれば適用できるようになります。しかし、実際に現地発生土を盛土材に用いる場合など、それが良質材でない場合も多いと考えられます。その場合は、詳細に室内土質試験等を実施して安定検討を行うことが必要と考えられます。なお、この場合の安全率は泥炭性軟弱地盤対策工マニュアルや河川土工マニュアルなどでは、通常 1.2 が基本となっています。

また、(公社)日本道路協会：道路土工-盛土工指針（H22 年度）p.108-110 に照査指標および許容値が記載されました。

参考文献

- 1) (国研) 土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱対策マニュアル、2017.3.
- 2) (財) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル、p.84、2009.4.
- 3) (公社) 日本道路協会：道路土工-盛土工指針（平成 22 年度版）、pp.108-110、2010.4.

Q 2. 9 基礎砂利施工の理由

躯体の基礎で均しコンクリートの下に基礎碎石を $t=10\sim50\text{cm}$ 程度敷く目的を教えてください。また厚さ t は、どのように決められるのでしょうか。躯体完成時では、杭基礎の場合、基礎碎石は無用物と思われます。また、碎石 40 $\sim$ 0 と 80 $\sim$ 0 の使い分けを教えてください。

躯体の基礎で均しコンクリートの下に基礎碎石を敷く目的は、直接基礎の場合、躯体の荷重が基礎底面から直接地盤に伝達されるので、躯体の荷重を均等に伝達できるようにするためです。また、降雨や排水不良などによる支持地盤面の劣化を防ぐ被覆の意味もあります。そのため、掘削完了後に速やかに支持地盤を平らに仕上げ、碎石などを敷き均して転圧し、均しコンクリートを打設することが望ましいです（図-1）。

また、杭基礎を採用する場合においても、躯体のコンクリート打設時から硬化に至るまでは荷重を基礎底面全体で支持することになるので直接基礎と同様の基礎底面の処理が必要となります。

基礎碎石の層厚 t は支持地盤の土質および躯体の荷重、形状によって異なります。一般的な支持地盤の場合は工事中に支持地盤面が乱されない程度の層厚とします。岩盤など十分に硬い地盤では基礎碎石は必要なく、洗浄などにより異物を除去した後、直接均しコンクリートを打設します（図-2）。

使用する碎石の大きさは、十分な安定性と強度を持つように選定することになります。実際、碎石の層厚、大きさについては特に基準はなく、その決定は現場の状況（土質・経済性など）を考慮し経験に基づいて判断しています。

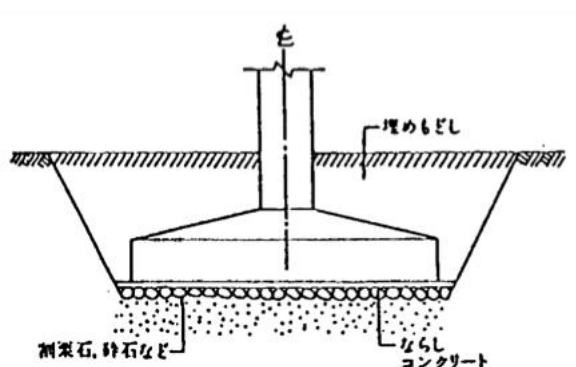


図-1 一般的な地盤の場合

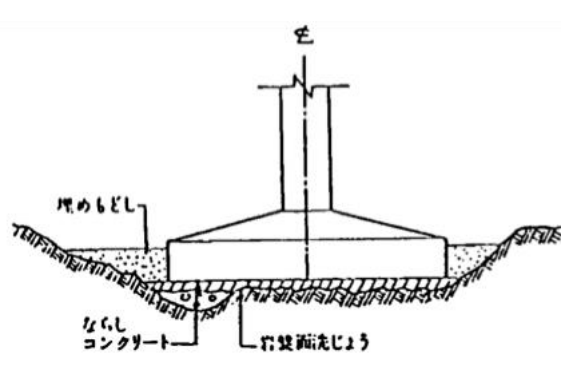


図-2 岩盤の場合

Q 2. 10 中掘り工法の先端処理方法

中掘り工法の先端処理工法には、3種類がありますが、そのうちコンクリート打設方式を使用する場合の条件を教えてください。

「コンクリート打設による方法」は、「①最終打撃による方法」、「②セメントミルク噴出攪拌による方法」により施工できない場合に使用されます。

一例として、「①最終打撃による方法」により施工できない場合とは、最終打ち止め時に生じる振動・騒音を許容できない場合、「②セメントミルク噴出攪拌による方法」により施工できない場合とは、杭先端地盤が砂または砂礫以外の場合とされています。すなわち、「コンクリート打設による方法」を採用する条件は、騒音を許容できず、かつ支持地盤が粘性土や岩盤の場合となります。

なお、道路橋示方書Ⅳ下部構造編¹⁾には、各基礎形式の適用性の目安として表-1が記されていますが、杭基礎設計便覧²⁾によると、「適用性が低い「×」となっても、一律に採用できないということではなく、施工管理等個別の条件を考慮して道示Ⅳ9.2の規定等を踏まえて適用可能と判断できる場合には適用することができる」と示されています。

表-1 各基礎形式の適用性の目安

基礎形式 適用条件			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	場所打ち杭工法		回転杭工法	柱状体深礎		ニューマチック	オーブン						
					PHC杭・SC杭	鋼管杭	PHC杭・SC杭			鋼管杭			オールケーシング工法								リースドリル工法			
							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	△	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	○	×	○	○	○	○	△	△	○	
		中間層にれきがある	れき径 50mm以下	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
			れき径 50～100mm	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	△	×	○	○	○	○	○	○	△	△	○
			れき径 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	×	×	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△	×	×	×	×	×	△	△	○	○
		土質	砂・砂れき（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無い可能性が高い		△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	○	△	×	○	○	○	
	地下水の状態	地下水位が地表に近い	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	△	△	○	○	○	△	
		湧水量が極めて多い	×	○	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	○	×	
		地表より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	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×	×	×	×	×	○	△	△	×	○	
	周辺環境	斜杭の施工	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	○	○	○	○	
		有害ガスの影響	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	×	×	×	○	○	○	
		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

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、p.613、2012.3.
- 2) (公社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧（平成 26 年度改訂版）、p.442、2015.3

Q 2.11 杭の水平力を考慮する場合の変形係数の深度

水平力を考慮する場合の変形係数 (E_0) は杭長のどの程度まで考えればよいのでしょうか。

杭基礎設計便覧¹⁾に、杭の軸直角方向の抵抗に關与する地盤の影響範囲として、設計地盤面から $1/\beta$ の深さまでを考慮すると記載されています。また、同書²⁾には、孔内水平載荷試験の調査実施段階では杭の緒元、地盤の変形係数が明らかでなく、 $1/\beta$ の値が定まっていないため、 $1/\beta$ の範囲での地盤の変形係数を把握するためには、杭頭位置から概略想定される杭径の 5 倍程度の範囲で 2～3 箇所の試験を実施するのがよいとあります。

なお、地盤が著しく軟弱な場合は、 $1/\beta$ の範囲は深くなり、良好な場合は浅くなることから、対象とする地盤の固さに注意し、極端な場合は調査途中で $1/\beta$ を確認することが必要と考えられます。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧（平成 26 年度改訂版）、p.173、2015.3.
- 2) 同上、p.69

Q 2. 1 2 プレロード工法でボックスカルバートを建設した場合の許容残留沈下量

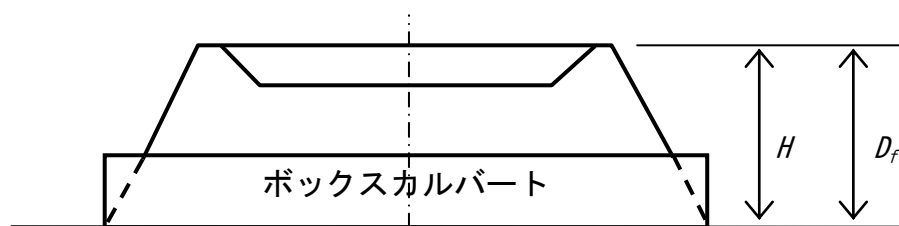
プレロード工法でボックスカルバートを建設した場合、ボックスの構造上から残留沈下量はどの程度許容できるでしょうか。

プレロード工法ですので基礎形式は直接基礎を前提にします。構造上からは、横断方向に不同沈下が発生したカルバートに曲げ応力が作用したとき圧縮側（カルバート天端）と引張側（カルバート底版）の応力が許容応力以内に入っていれば問題がないでしょう。したがって、許容残留沈下量は躯体に発生する曲げ応力により決定されることになります。なお、発生応力を少なく抑えるためには、スパン割りを小さくする、高さを低くする等の配慮が必要になります。ただし、機能上からは、水路構造物であれば、不同沈下はもとより通水断面確保を前提とするため絶対沈下量も問題になります。道路トンネルの場合であれば、維持補修の面から絶対沈下量はさほど問題にはならないでしょう。

Q 2. 1 3 既設道路に新設のボックスカルバートを設置する場合の地質調査

既設道路盛土内に設置されるボックスカルバートを対象とした地質調査について、下図のような軟弱地盤上に施工された既設道路に新設のボックスカルバートを設置する場合、プレロードがかかっているものとして、地質調査を行わなくてよいか教えてください。

また、新設道路盛土内に設置されるボックスカルバートの根入れ効果の扱いについて、基礎底面地盤の極限支持力度の式では、 D_f （基礎の有効根入れ深さ）を考慮できることになっていますが、ボックスカルバートにおいては、下図の H を D_f として考えてよいか教えてください（この場合道路は新設である）。



道路土工カルバート工指針¹⁾によると「カルバートを地中に埋設する場合は基礎地盤に作用する鉛直荷重が施工前の先行荷重よりも小さく、盛土内に設置する場合でも周囲の盛土と比較して増加荷重は小さいため、盛土の沈下に比べてカルバートの沈下が大きくなることは一般にはありません。このため、カルバートの支持力の検討を行う場合は、一般的には基礎地盤の支持力について室内試験や原位置試験により調べる必要はなく、表-1 に示す許容鉛直支持力度を使用してよい」とされています。

表-1 支持地盤の種類と許容支持力度¹⁾

支持地盤の種類		許容鉛直支持力度 q_a (kN/m ²)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	N 値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10000 以上	——
	亀裂の多い硬岩	600	10000 以上	——
	軟岩・土丹	300	1000 以上	——
礫層	密なもの	600	——	——
	密でないもの	300	——	——
砂質地盤	密なもの	300	——	30 ~ 50
	中位なもの	200	——	20 ~ 30
粘性土地盤	非常に堅いもの	200	200 ~ 400	15 ~ 30
	堅いもの	100	100 ~ 200	10 ~ 15

ただし、同書には「門型カルバート等の底版を有さないカルバートで規模の大きいもの、大規模なカルバート、特殊な構造形式のカルバート、特殊な施工条件となるカルバート、重機等により供用後に比べて施工時に大きな上載荷重が加わるようなカルバート、ゆるい砂地盤上あるいはやわらかい粘性地盤のカルバートで変位の制限が厳しい場合については、地盤の支持力について原位置試験等により慎重に検討する必要がある。」と示されていることから、設計・施工条件によっては、また、カルバート直下の地盤性状が不明な場合はボーリング調査や各種試験が求められることがあります。

また、新設道路盛土内に設置されるボックスカルバートの根入れ効果の扱いは、長期的には（埋め戻し完了後） H を D_f と見なして問題はないでしょう。この場合、道路横断方向において、すべり破壊に対する安定が確保されていることが前提となります。

なお、カルバート施工直後については、短期（仮設時）安全率を適用した検討が必要となる場合があります。

参考文献

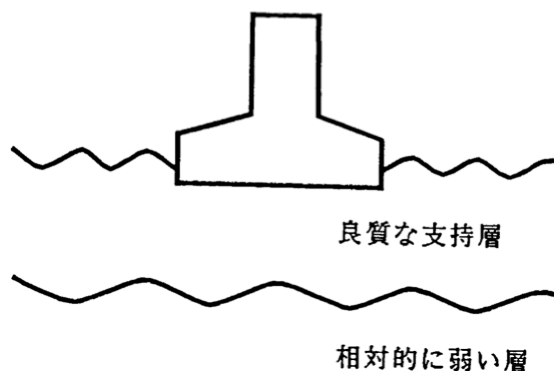
- 1) （公社）日本道路協会：道路土工-カルバート工指針（平成 21 年度版）、pp.74～75、2010.3.

Q 2.14 道路構造物の支持層の厚さ

道路構造物の直接基礎および杭基礎における支持層の厚さについて、いずれの文献においても明確な規定がありません。構造物の重要度に応じた一定の目安が欲しいと考えています。

重要構造物（橋台、橋脚等）の直接基礎の設計において、良質な支持層と判断される層の下に相対的に弱い層等がある場合、荷重の規模等により違うと思いますが、目安として良質な支持層が、どの程度あれば直接基礎としてよいのでしょうか。

また、下層にある相対的に弱い層の支持力、沈下等の影響についての検討方法および良質な支持層の評価に及ぼす影響について教えてください。



(1) 直接基礎の場合

道路橋示方書Ⅳ下部構造編¹⁾によると、「直接基礎の支持層としては、砂層および砂礫層においては十分な強度が、粘性土層では圧密のおそれがない良質な層が、それぞれ必要とされる。このため、一般には沖積世の新しい表層には支持させない。特に、耐震設計上ごく軟弱な土層または液状化が生じる土層が存在する場合は、その層の下に支持層を求める必要がある。」と示されています。

さらに同書には次のような記載もあります。

- ・良質な支持層は、粘性土層で N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度 q_u が 0.4N/mm^2 以上）、砂層、砂礫層は N 値が 30 程度以上あれば良質な支持層と考えてよい。
- ・良質な支持層と考えられる層でも、その層厚が薄くその下に相対的に弱い層または圧密層がある場合には、支持層として適切かどうか支持力と沈下についてその影響を検討する必要がある。
- ・この良質な支持層としての必要な層厚は荷重の規模によっても異なるが、基礎幅に比例して大きな層厚が必要となる。

なお、より具体的な記載として「支持層と想定する層の下に圧密層がある場合、一般に基礎底面から基礎幅（道路橋示方書Ⅳ下部構造編、表-解 9.6.2、p.286 に示す換算載荷幅として

よい) の 3 倍程度の間にこうした層が存在する場合には、影響が生じる可能性がある」と示されています。

また、北海道道路事業設計要領²⁾では、ボーリングおよびサンプリングの実施深度として「支持層を 3~5m 以上連続して確認されるまで実施することが望ましい」と記載されています。

実務においては上述の基礎幅の 3 倍や層厚 3~5m などを目安としますが、これらが満足されない場合には、2 層系の支持力公式を用いた検討や、沈下については荷重の分散を考慮して下位の層の沈下量を検討することがあります。

(2) 杭基礎の場合

杭基礎設計便覧³⁾によると、「道路橋示方書Ⅳ下部構造編」に示されている杭先端の極限支持力度の算定法は、良質な支持層が十分な厚さを有する場合の単一地盤を前提としています。実際には「杭が十分な厚さを有する支持層ではなく、より浅い位置に存在する十分に締まった洪積の砂礫地盤や砂地盤からなる薄層に支持されることもある。」と示され、「支持層の厚さが薄く、その下の弱い層もしくは圧密層の支持力や沈下を考慮しなければならない杭のことを、薄層支持杭といい図-1 に示す有効層厚比 H/D が 3 以下の場合に適用するものとする」とされています。

H/D が 3 以下の場合は薄層支持杭として先端支持力度の補正を行う必要があります。すなわち杭基礎の場合の必要層厚は、杭径と杭先端の位置により決定されることになります。

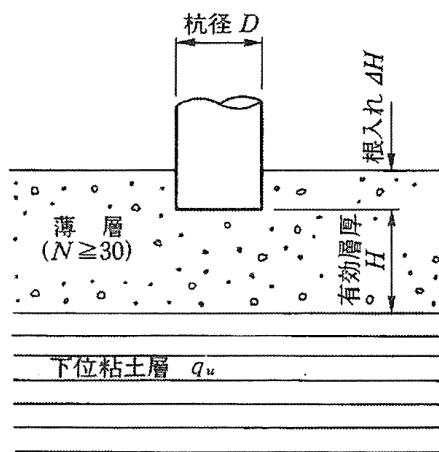


図-1 薄層支持の概略図

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編、pp.278-279、2012.3.
- 2) 北海道建設土木局道路課：道路事業設計要領、pp.7-6、2014.4
- 3) (公社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧（平成 26 年度改訂版）、p.433、2015.3.

Q 2.15 シートパイルなどの仮設構造物における土質区分の取り扱い方

シートパイルなどの仮設計算で、土質、すなわち砂質土、粘性土の取り扱い方によって、計算結果が大きく異なります。中間的な土質では、両方の場合について計算し、安全な方を選んでいますが、過大な仮設構造となります。どう考えたらよいのでしょうか。

土留め、締切りなどの仮設構造物の設計は、一般に、①安定計算（主に、壁体根入れ長さの決定）、②構造部材の断面計算の２段階から構成されています。

安定計算では、中間的な土質であっても強度定数（ c 、 ϕ ）を適切に評価することにより現実的な根入れ長を決定することができます。

一方、構造部材の断面計算においては、通常、砂質土・粘性土のそれぞれに対して、実測に基づく設計土圧が規定されています。中間的な土質の場合、その取扱いはいつも難しいのですが、現状では単に理学的な土質分類に頼るだけでなく、工学的な判断を加味して、設計上の分類を行う努力をすることが重要と思われます。足して２で割ることは、決して行わないでください。

Q 2. 1 6 親杭建込み土留工の安定計算に用いる Chang の公式適用

親杭建込み土留工の安定計算に際して、一般的に Chang の公式を用いて解析しているのが現状ですが、現場によっては岩盤をアースオーガー等で掘削し H 鋼杭建込み後モルタルセメント等により根固めしている場合があります。このような状況において Chang の公式が成立するでしょうか。

また、不成立の場合どのような設計思想が考えられるでしょうか。

自立式土留工の設計において、一部の基準（砂防基準など）では Chang の公式を用いている場合がありますが、多くの基準では

- ・自立式 → Fixed support
- ・切梁式 → Free support

を基本に考え、力の釣合方程式を採用しております（代表的なものに、「道路土工仮設構造物工指針¹⁾」があります）。

親杭建込み土留工への Chang の公式の適用性は別として、本公式は「弾性床土上の梁」の問題を解く方法としてよく知られ、基礎の設計計算手法として多用されております。岩であっても、弾性体と見なせる場合には適用可能と考えられます。

参考文献

- 1) （公社）日本道路協会：道路土工-仮設構造物工指針、1999.3.

Q 2. 1 7 プレキャスト擁壁の滑動安定計算に用いるすべり摩擦係数 μ

2次製品（プレキャスト擁壁）の滑動安定計算に用いるすべり摩擦係数 μ の値をどのように設定すればよいのでしょうか。また基礎形状を下図のように行った場合の μ の値はいくらでしょうか。

「道路土工-擁壁工指針¹⁾」によると、すべり摩擦係数 $\mu = \tan \delta$ とし、 δ は以下のように示されています。

場所打ちコンクリートの場合	$\delta = \phi$ （基礎地盤の内部摩擦係数）
場所打ちコンクリートでない場合	$\delta = (2/3) \phi$

プレキャスト擁壁の場合は、後者と判断されます。

また、ご質問のような基礎形状の場合ですが、フーチングを根入れしないような擁壁基礎は現状の設計では許されません。北海道の場合は、フーチングの下面は最小限凍結作用を受けない深さまで根入れする必要があります。

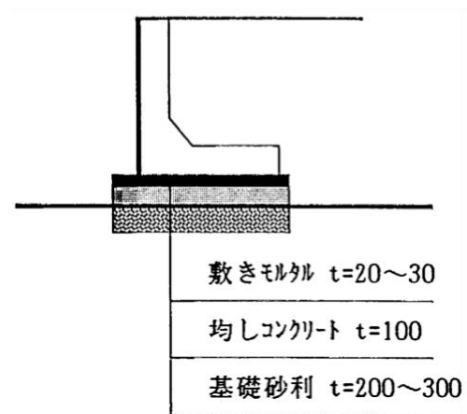


図-1 質問における基礎形状

参考文献

- 1) （公社）日本道路協会：道路土工-擁壁工指針（平成 24 年版）、2012.7.

Q 2.18 グラウンドアンカー設計における凍上力の考え方

凍上力と地震時の検討で、図のようなグラウンドアンカーを使用した擁壁において、凍上力をどの程度考慮すべきでしょうか。また地震時の検討が必要なのかどうか、必要だとすれば具体的な計算方法について教えてください。

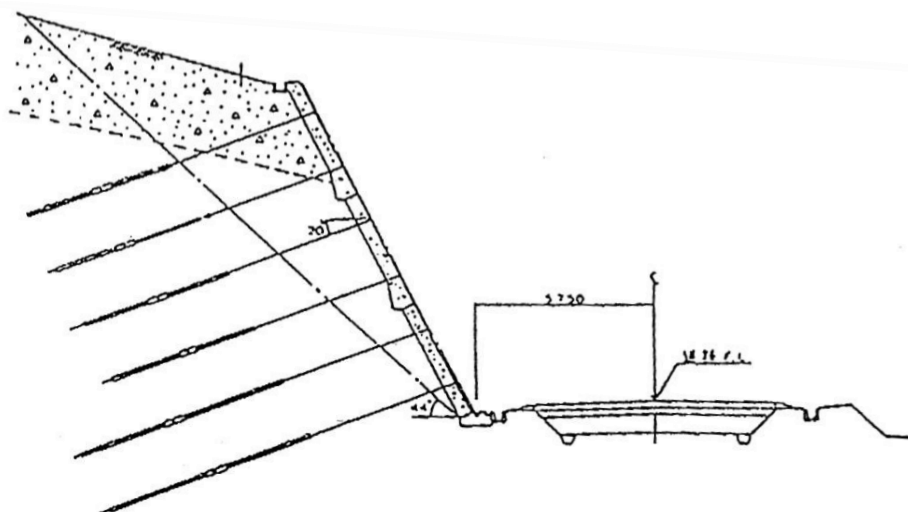


図-1 グラウンドアンカーを使用した擁壁

グラウンドアンカーの設計は、現在「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説¹⁾」に準じて行われています。しかし、本基準には北海道のような積雪寒冷地特有の凍結融解の問題については触れられていません。したがって、現状では凍上力を考慮したグラウンドアンカーの設計法は、地震時を含めて確立したものがありません。

最近のグラウンドアンカー工事事例では、凍上によるものと思われる被害報告がされていることから、今後凍上に対する対策工も含めて検討する必要性が生じています。対策工については、凍上力に抵抗できるアンカー力をグラウンドアンカーにもたせる方法のほかに、地盤を凍上させないような構造にする方法などが考えられます²⁾。

参考文献

- 1) (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、2012.5.
- 2) (公社)地盤工学会北海道支部：斜面の凍上対策の調査・設計マニュアル(案)、2016.9.

Q 2. 1 9 舗装工事における凍上抑制層厚

舗装工事における凍上抑制層厚はどのように設定するのですか。

寒冷地域における舗装は、路床上の凍結融解の影響を大きく受けることから、その対策が必要とされています。その方法として、凍結融解による舗装の破損を防止するため、必要な深さまで路床を凍上しにくい材料で置き換え、この部分を凍上抑制層と呼んでいます。設計では気象データや実測値により最大凍結深さを推定して、その 70%の値を置き換え深さとし、これと舗装の合計厚との差だけ凍上抑制層をいれます。

なお、国道における凍上抑制層は、「北海道開発局 道路設計要領¹⁾」で決められています。

参考文献

- 1) 北海道開発局：道路設計要領 第1集道路、pp.1-5-65、2017.4.

Q 2. 2 0 泥炭層の上に民家を建てる場合の安価な基礎処理

厚い泥炭層の上に構造物を建設する場合の安価な基礎処理はどのような考え方で行うのがよいですか。

軟弱地盤対策として検討すべき事項は、地盤の破壊に対する安定性と沈下に対する安定性があげられます。特にご質問の厚い泥炭層上に構造物を建設する場合は、沈下に関して不同沈下や二次圧縮といった長期沈下に対する検討が必要です。

これらの問題に対する対策工法で安価な基礎処理工法としては、破壊に対する安定では盛土高にもよりますが、地盤がすべり破壊を起こさない程度の速さで盛土する緩速載荷工法と、盛土荷重や構造物重量に相当する荷重あるいはそれ以上の荷重をあらかじめ載荷させて、沈下を促進させた後に構造物を築造する載荷重工法（プレロード工法）の併用となることが考えられます。

泥炭層で特に問題になる不同沈下対策では、地盤を十分に圧密させることも大切ですが、荷重が均等に地盤にかかるようにすることが必要です。二次圧縮に対しては、載荷重期間の沈下量を観察して、双曲線法などで最終沈下量を推定し、許容できる残留沈下量になるまで圧密沈下させる方法が考えられます。

Q 2. 2 1 歩道の地表面載荷重の値

図のような場合、歩道の地表面載荷重の値はいくらとすればよいでしょうか。また、同様な条件で、冬季の歩道部の除雪機による場合は、一般的に載荷重の値をいくらとすればよいでしょうか。

不確定要素があるので、 $q=10\text{kN/m}^2$ と考えるのはどうでしょうか。

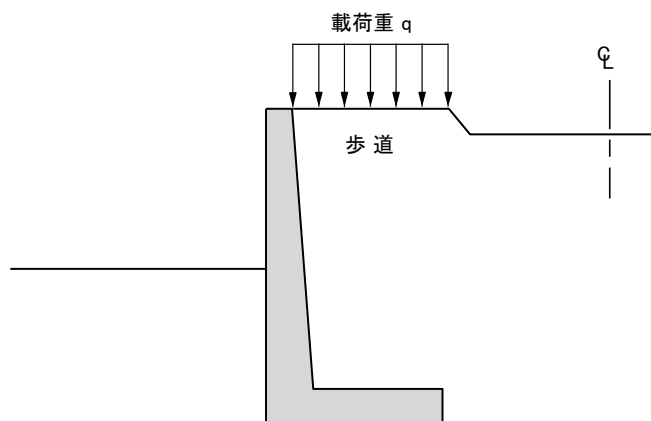


図-1 歩道と載荷重

道路土工-擁壁工指針¹⁾では、「擁壁の設計に当って考慮する荷重の組み合わせは、同時に作用する可能性が高い組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して設定するものとする」とされており。同指針によると「自動車等の車両による載荷重は、 10kN/m^2 を用いてよい」の記載があります。

道路橋示方書 (I 共通編)・同解説²⁾には、床版や床組を設計する場合の活荷重として「歩道等には、群集荷重として 5.0kN/m^2 の等分布荷重を載荷する。」との記載があります。歩道に群集荷重以外の荷重が載荷される場合には、その荷重と群集荷重を比較して設計上不利となる値を用いた照査が必要と考えます。

また、一般に、擁壁に作用する土圧合力は、試行くさび法により算定されます。土圧には、地表載荷重の影響が含まれるため、最大土圧を生じるすべり線と擁壁背面の載荷荷重および範囲を考慮して、擁壁に作用する土圧を求めなければなりません。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路土工-擁壁工指針（平成 24 年度改訂版）、pp.50-53、2012.7.
- 2) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (I 共通編)、p.18、2012.3.

Q 2. 2 2 層厚が 2m 度の被圧帯水層が支持層となる場合の被圧水対策

層厚が 2m 程度の被圧帯水層が支持層となる場合、被圧水対策としてどのような方法があるか教えてください。

地下掘削工事におけるトラブル要因の多くが地下水に関わるものであることはいうまでもありません。そして、重大なトラブルの発生が中小規模の現場で多いことです。工事規模の大小によらず地下水は地下工事の最大の敵であると言えます。

ここでは、層厚が 2m 程度の被圧帯水層を地下工事の際、どのように取り扱うべきか、という観点から回答します。ここで、注意しなければならないことは、層厚が薄いからといって安易に考えることはできないということと、施工中の対策だけでなく施工後の対策についても配慮が必要であるということです。

(1) 施工中の被圧水対策

地下水によるトラブルなく掘削工事を進めるためには、掘削底面付近をドライな状況にするとともに、盤ぶくれ・ボイリングなど地下水圧による掘削底面の破壊現象を防止するような地下水対策が必要です。地下水対策の基本的な考え方としては、地下水の流れを遮断する「止水工法（遮水工法）」と、地下水を揚水して水位・水頭を低下させる「排水工法」があります。

① 止水工法

本質問のように、帯水層の厚さが比較的薄い場合には止水工法が有効です。止水工法としては帯水層を止水性の土留め壁で遮断する工法（図-1(a)）、帯水層自体を薬液注入などにより難透水性の地盤に改良する工法（図-1(b)）が考えられます。帯水層が浅いときは壁型の止水工法が、掘削面積が狭い場合は改良型の止水工法が工費的に有利になります。止水工法を主体とする地下水対策においても補助的にディープウェルなどの排水設備を設置しておく場合もあります。

② 排水工法

代表的な排水工法としてはディープウェル工法、ウェルポイント工法などがあげられます（図-1(c)）。工法の実施基準は帯水層の透水性と帯水層の深さです。帯水層の透水性が高い場合（経験的には透水係数が 5×10^{-5} m/sec 以上のとき）にはディープウェルが有効ですし、透水性が低い場合にはウェルポイントのような小径のものを多数設置するほうが有効です。ただし、ウェルポイントは真空圧により排水する工法ですから、真空ポンプ設置位置から最大 6～7m 程度の水位低下しか期待できません。

これらの工法を採用する場合、設置時期と利用後の処置の方法に注意を要します。工費削減のため、掘削が進行してからディープウェルやウェルポイントを設置すると、被圧帯水層まで削孔した時点で湧水と噴砂が発生することがあります。被圧水頭が施工盤レベルよりも高い場合には当然の結果であり、人為的な計画ミスとなります。また、デ

イープウェルを利用後、処置する場合も同様です。掘削の進行とともに井戸管を切り下げていくと、運転終了時に井戸からの湧水が止められず、止水処理が不十分なものとなります。井戸管を被圧水頭面以上に立ち上げておいて、静水状態にして止水処理ができるようにしておく必要があります。

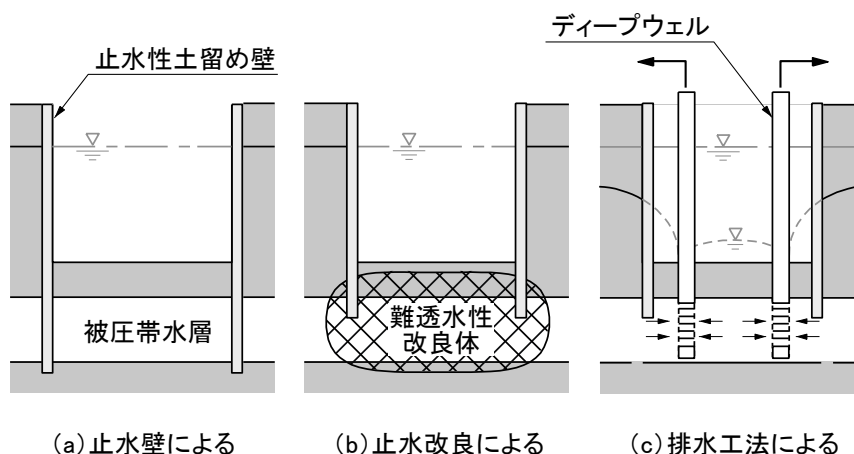


図-1 施工中の被圧水対策

(2) 施工後の被圧水対策

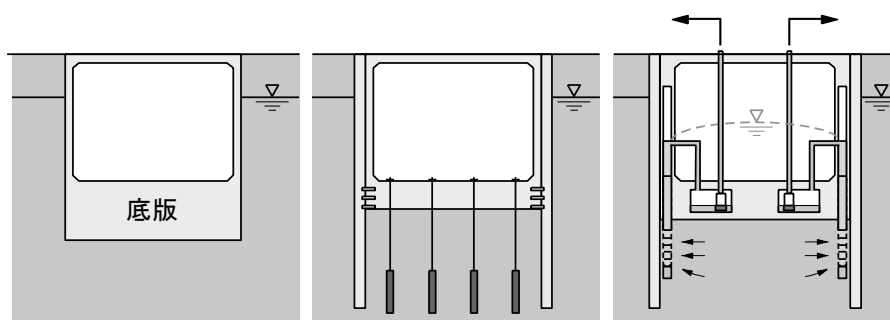
施工後の被圧水対策として考慮すべき点は、構造物内への漏水の問題と構造物自体の浮き上がりの問題です。ここで注意しなければならないことは、水量に関する問題（構造物への漏水量、浮き上がり対策としての排水量など）は地盤の透水性に左右されるが、水压に関する問題（浮力の大きさなど）は地盤の透水性には関係しないということです。したがって、層厚が2mであっても、10cmであっても被圧水頭に見合っただけの水圧がかかることになります。

①漏水対策

被圧水頭以深のレベルに、処置が不十分であるディープウェルや中間杭（棚杭）などの処理穴、コンクリートの打ち継ぎ目、ひび割れなどがあれば、地下水がにじみ出てきます。水量の多寡は地盤の透水性の他、不具合の程度などにも左右されます。湧水処理は永久的に必要となるため施工時の防水処理を慎重に行うことが重要となります。

②浮力対策

上屋がない地下構造物など構造物の自重が底版にかかる被圧より小さい場合には浮き上がり対策が必要です。浮力対策としては図-2に示すように、躯体の重量を増す方法、永久アンカーにより鉛直方向に引っ張る方法、排水により被圧水頭を減ずる方法が考えられます。浮力対策の設計にあたっては、将来的な地下水頭の変動や大雨時など非常時の水頭変動も考慮に入れる必要があります。大雨による水压上昇により構造物が浮き上がった例もあります。



(a) 躯体重量増

(b) 鉛直アンカー

(c) 排水減圧

図-2 浮力対策

以上で示したように、地下構造物の設計、施工においては被圧水対策を種々の側面から検討しなければなりません。そして、これらは層厚の大小に関わらず慎重に検討すべき問題であるということを肝に銘じておく必要があります。

Q 2.23 地下水位が高い場合の既設人孔への新設管渠の接続法

下水道の管渠布設工事において、他工区が先行して設置した人孔に新たに管渠を接続する工事です。この人孔は山砂で埋戻してあること、地下水位が GL-0.7m と高いことから、掘削の際に既設管側の埋戻砂を引っ張ってしまい、復旧を完了している既設舗装の下に空洞が生ずる可能性があります。どのように施工するのがよろしいでしょうか。

埋戻砂の掘削部への引き込みは、地下水の掘削部への流出により引き起こされるものと考えられます。このため施工方法は、管渠の接続深度や周辺への影響を考慮して地下水対策の方法により、下記の2工法に大別されると思われます。

(1) 管渠の接続深度が浅い場合

地下水対策として、地下水位低下工法の採用が考えられます。ウェルポイント工法などにより、地下水位を掘削底面以下まで低下させることで、掘削部への地下水の流出を防ぎます。これにより掘削のり面を安定化させ、土砂を掘削部に引き込むことなく施工が可能となると考えられます。この際、地下水位低下による地表面の沈下や周辺の地下水利用への影響が大きい場合には、接続深度が浅くても(2)の工法を選択する必要があります。

(2) 管渠の接続深度が深い場合

周辺への影響が大きく、地下水位を低下させることは通常不可能と考えます。このため掘削部への地下水の流出を防ぐために、薬液注入工法などの地盤改良で遮水性を確保します。これにより、埋戻砂を引き込むことなく掘削が可能になると考えられます。

なお、質問にはありませんが、上記のように後から対策を行うことは、工費・工期・周辺環境問題から見ても必ずしもよい計画とは言えません。将来接続延長が予定されている管渠端部の人孔埋戻しにおいては、単なる良質土ではなくソイルセメントの使用をお勧めします。ソイルセメントは発生土等にセメントを混合して作りますが、その強度と遮水性により既設管側の埋戻砂を引っ張るような不具合を防止することができます。

Q 2. 2 4 EPS による裏込めと土圧

EPS 工法の設計で、崩壊角を網羅する範囲を EPS で置き換えた場合、土圧は作用しないと考えてよいのでしょうか。なお、この時、上載荷重の 10%は側圧として作用させます。

崩壊角を網羅する範囲とは、あくまで主働土圧として働くすべり土塊の範囲であることに注意してください。主働土圧とは、壁面背後の土塊すべり面を種々に変化させた場合、崩壊角 $=45+\phi/2$ （ ϕ 材料の場合）で作用する最大の土圧のことです。ですから、主働くさびの部分まで EPS で置き換えても、切土・盛土の安定勾配より上の土による土圧は残るので、土圧をゼロと考えることはできません。たとえば、 $\phi=30^\circ$ の砂を想定した場合、崩壊角は 60° （約 6 分勾配）となりますが、こののり面が安定するとは考えにくいでしょう。なお、設計に用いる土圧等の荷重については、文献 1 を参考にしてください。

背面斜面の勾配が標準のり面勾配と同じ、あるいは緩ければ斜面は安定し、背面土圧は作用しません。背面斜面の勾配が標準のり面勾配より急な場合は背面土圧が作用しますが、その場合は試行くさび法などによって土圧を求めることができます。

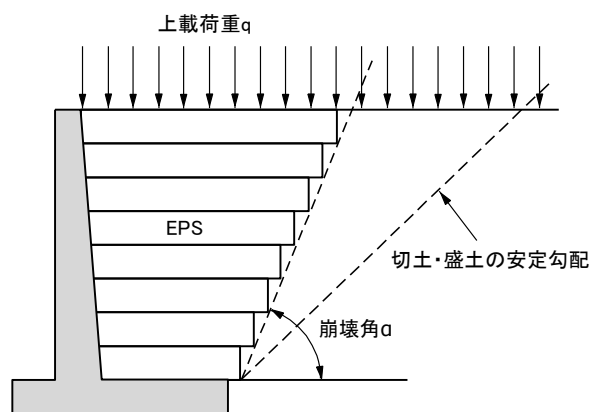
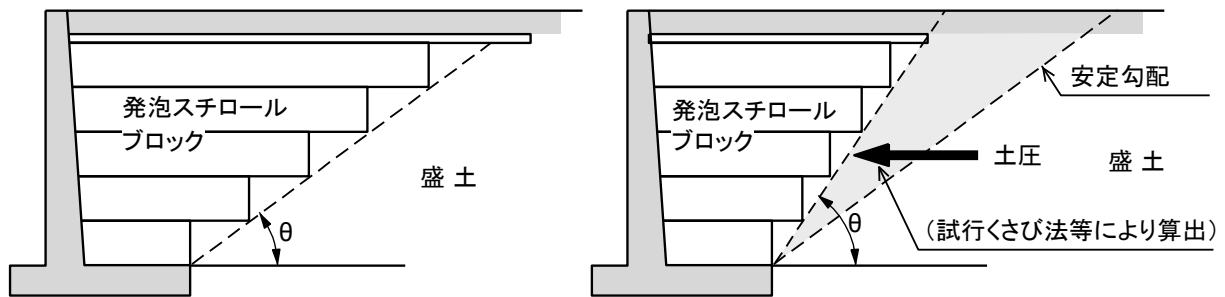


図-1 崩壊角を網羅する範囲を EPS で置き換えた場合



(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-2 発泡スチロールブロック背面の勾配と土圧（文献 1 をもとに作成）

参考文献

- 1) （公社）日本道路協会：道路土工擁壁工指針（平成 24 年度改訂版）、pp.292-293、2012.7.

Q 2. 2 5 強度増加率の求め方

強度増加率の求め方を教えてください。

正規圧密粘土の強度増加率 m は、図-1 に示されるように自然状態の非排水せん断強さ c_u と受けている有効土被り圧 p_0' の比として c_u/p_0' で表わされます。

我が国の経験的な強度増加率 m の目安を表-1 に示します。

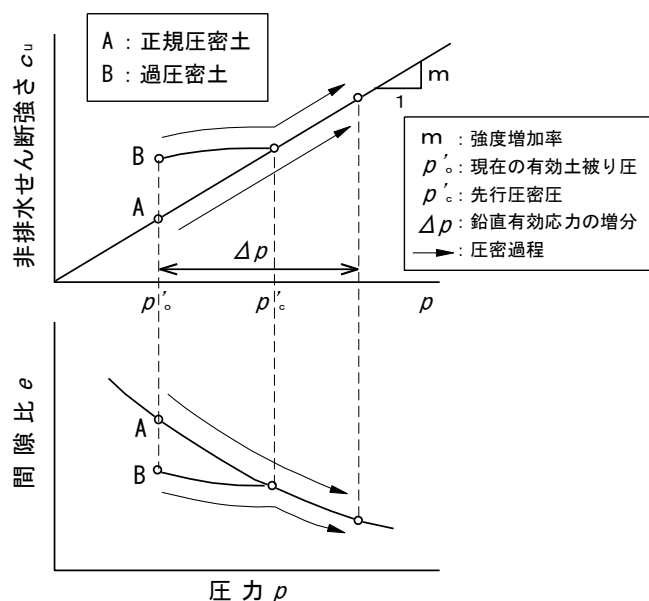


表-1 強度増加率 m の目安

土 質	m
粘性土	0.30～0.45
シルト	0.25～0.40
有機質土及び黒泥	0.20～0.35
PEAT (泥炭)	0.35～0.50

図-1 c_u-p および $e-p$ の関係 文献 1 をもとに作成

強度増加率 m は、圧密非排水 (CU) 三軸圧縮試験の圧密圧力と非排水強度 {三軸圧縮試験では $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$ } の比で表されます。それゆえ、理論的には正規圧密粘土で圧密降伏応力を越える 1 つの圧密圧力で CU 試験を行うことにより求めることができます。

c_u/p は圧密非排水試験の全応力による内部摩擦角 ϕ_{cu} とは異なりますのでご注意ください。

この両者の関係は $c_u/p = \frac{2K_0 \sin \phi_{cu}}{1 - \sin \phi_{cu}}$ となります。

また、 ϕ' や間隙圧係数 A などとの関係は次のようになり、 $\phi' = 32^\circ$ 、 $A = 1.0$ としますと、一般に $K_0 = 1 - \sin \phi'$ とされていますので、 $c_u/p = 0.35$ となります。

$$c_u/p = \frac{[K_0 + (1 - K_0) A] \sin \phi'}{1 + (2A - 1) \sin \phi'}$$

さらに、 c_u/p は正規圧密状態の 2 点以上の一軸圧縮試験からも求められます。すなわち、ある深さにおける有効土被り圧を $p_1 \cdot p_2$ 、一軸圧縮強度を $q_{u1} \cdot q_{u2}$ とすると、

$$c_u/p = \frac{q_{u1}/2 - q_{u2}/2}{p_1 - p_2} \quad \text{となります。}$$

しかし、一軸圧縮試験はばらつきが大きいので数点の値を利用して求めることを薦めます。

同様の考えを用いると、コーン貫入試験からも c_u/p を求めることが可能です。なお、過圧密地盤の強度増加の選定は、文献 1 を参考にしてください。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路土工軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度改訂版）、pp.82-83、2012.8

Q 2. 2 6 圧密沈下量の検討の時に用いる初期状態の取り方

圧密沈下検討の時に用いる e_0 の取り方はどうすれば一番よいのでしょうか。

沈下量の計算に用いる初期状態の設定について、圧密試験で得た f - $\log p$ 関係（図-1）を用いて概説します。詳細は、文献 1 および 2 を参照してください。

図中の p_i は調査時点の有効土被り圧で、 p_f は盛土などの圧力増分を加算した圧力です。

①と②は供試体の含水比から飽和状態を仮定して初期体積比 f_{iw} としたものです。

応力の初期値は、①が有効土被り圧 p_i としたもので、②が f - $\log p$ 関係の正規圧密領域の直線状の延長線と f_{iw} との交点 p_i' としたものです。試料の乱れの影響が大きいほど、②の p_i' は、①の p_i よりも小さくなります。

③は、 f - $\log p$ 関係そのまま、有効土被り圧 p_i に対する体積比 f_i' としたものです。初期体積比 f_{iw} は応力解放によっていくらか膨張したものと見なし土被り圧 p_i に対する f_i' を原地盤での体積比としたものです。

④は、圧密降伏応力 p_c に対する f_c としたもので、圧密圧力が p_c までは圧縮量が小さいため降伏時の f_c を初期値としても結果に影響しないとしたものです。

⑤は、試料の乱れによって f_c が原位置よりも小さくなっているはずですから、 f - $\log p$ 関係の正規圧密部の点 (p_c, f_w) を通る位置まで引き上げてやるべきだとする考え方です。

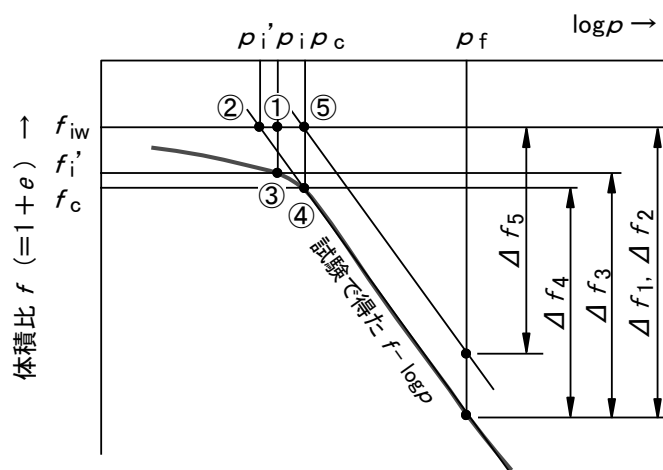


図-1 $f \sim \log p$ 関係の解釈と利用

計算される沈下量は、①と②が最も大きく、次いで③が大きく、④と⑤はほぼ同じで③よりわずかに小さくなります。

荷重増加率 $[p_f/p_i]$ が大きく、沈下量が大きいときは、初期値の選び方による計算沈下量の違いは相対的に小さいのですが、荷重増加率 $[p_f/p_i]$ が小さいときは、かなりの違いが出てしまい、沈下量の推定精度は低くなるようです。

現在のところ、どの方法が最良かは簡単に結論できませんが、信頼性の高い試験の場合は、③、④、⑤はほぼ同じ沈下量が計算されるので④、⑤を、そうでないときには②によるのが無難であると文献 2 に示されております。

参考文献

- 1) (公社)地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 6「地盤調査・土質試験結果の解釈と適用例」、pp.229-233、1998.
- 2) (公社)地盤工学会：土質基礎工学ライブラリー7「土と基礎実用数式・図表の解説第一回改訂版」、pp.65-67、1994.2.

Q 2. 2 7 圧密沈下量式の種類とその問題点およびそれらの推定精度

圧密沈下量を検討する場合、 e - $\log p$ 曲線をそのまま用いる方法、 C_c を用いる方法、 m_v を用いる方法がありますが、地盤の応力状態、軟弱地盤の土質（粘土か泥炭）および荷重の形状などにより、推定精度は変化するものでしょうか。

標準圧密試験結果を利用する圧密沈下量の計算式は、次の3つの式があります。

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} \cdot H \dots (1) \quad S = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot H \cdot \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \dots (2)$$

$$S = m_v \cdot \Delta p \cdot H \dots (3)$$

(1)式は、 e - $\log p$ 関係において間隙比（体積）の変化をそのまま用い、直接沈下量を求める方法です。

(2)式は、 e - $\log p$ 関係の正規圧密領域がほぼ直線関係のときに、この傾きを圧縮指数 C_c として、沈下量を求めます。傾きが曲線となる場合には、 C_c の決定には注意が必要です。

(3)式は、応力増分と体積ひずみの比である体積圧縮係数 m_v として、沈下量を求めるものです。 m_v は、過圧密域ではほぼ一定と見なせることが多いのですが、正規圧密域では圧密圧力の増加にほぼ反比例して小さくなります。通常は、簡易計算、概算を行う場合にも用いられます。

これらの3つの方法は、基本的には同じ式ですが、自然地盤の圧密沈下量を予測する際の使い分けについて、文献1から抜粋引用します。

間隙比 e を用いる(1)式

- ①圧密沈下量を求める基本式であるが、圧密沈下対象層が厚い場合に、同じ圧縮性の土であっても深さ方向に初期の間隙比（ e_0 ）が異なるため、層を分割して沈下量を計算する際に、それぞれの分割層での圧密試験データが必要となる。
- ②圧密降伏応力よりも小さい圧密応力領域での沈下量を推定する際には、試験試料が応力解放などに起因した乱れの影響を受けていると、過大な計算値を与えることがある。

圧縮指数 C_c を用いる(2)式

- ①圧密降伏応力が有効土被り圧と一致する正規圧密粘性土の沈下量を予測する場合にのみ用いることができる。
- ②過圧密領域での沈下量を無視できる超軟弱粘性土などの場合に、初期応力を圧密降伏応力 p_c とし、間隙比を圧密降伏応力に相当する間隙比 e_c として算定することがある。

体積圧縮係数 m_v を用いる(3)式

- ① 塑性指数が深さ方向に大きく変化することの少ない臨海地域に厚く堆積する粘性土では、体積圧縮係数が大きくは変化しないことが多い。このような場合の沈下予測には、深さ方向に大きく変化する間隙比を含まない簡単なこの算定式が用いられる。
- ② 体積圧縮係数 m_v は、正規圧密領域では圧密圧力の大きさによって大きく変化する。このため、有効土被り圧の大きさに比較して、増加応力 Δp が大きい場合には、算定に用いる m_v 値の設定方法によっては、算定結果が大きく変わることがある。

次に、泥炭地盤の沈下予測の問題点は、文献 2 によれば次のとおりです。

- ① e_0 の値は、土粒子の密度試験に問題があることから信頼性が低い。
 - ② C_c は、正規圧密の部分でも明瞭な直線の一定値とはならず決定が難しい。
 - ③ m_v は、結果のばらつきが大きく、代表値の決定に頭を悩ませることが多い。
 - ④ さらに、前述の 3 つの式は一次圧密沈下量を求めるものであり、二次圧密がかなりの量を占める泥炭では、別途二次圧密沈下量を加算する必要がある。
- と指摘されています。

最後に、地盤の応力状態、軟弱地盤の土質および荷重の形状などによって、推定精度は変化すると考えられますが、これらの要因を沈下量の推定に取り入れるのは難しいと思います。

すなわち、上に示した 3 つの式はいずれも一次元圧密理論から導き出されたものであり、荷重により生じた地盤内応力の弾性論を基礎にしたものです。実際の地盤は不均一性であり、せん断変形や地盤の弾塑性的な挙動などが考慮されていないため、これらの式で推定精度を上げることは困難だからです。

参考文献

- 1) (公社)地盤工学会：新編土と基礎の設計計算演習、第 8 章圧密沈下の検討、pp.339-374、2000.11.
- 2) 能登繁幸：泥炭地盤工学、4.2.2 一般的な沈下予測法、pp.57-58、1991.4.

Q 2. 2 8 盛土の円弧すべり計算における層厚変化の取り扱い

円弧すべりによる盛土の安定計算で、地盤の圧密沈下に伴う強度増加を考慮する場合、圧密沈下による層厚変化は考慮しなくてよいのでしょうか。

盛土をゆっくり施工する工法（緩速載荷工法）は、地盤の沈下に伴う強度増加を期待する工法なので、強度増加には必ず沈下が伴うことになります。このため、沈下と強度増加の両者を考慮するのが正しいと思います。ただし、軟弱地盤上における盛土の安定計算を実施する場合、その結果の精度は、以下のような多くの要因に左右されます。

- ① 軟弱層の強度
- ② 強度増加率
- ③ 盛土による沈下量
- ④ 強度増加が発現するまでの時間
- ⑤ すべり面における強度増加の計算方法

これらのうち、④の強度増加の発現に要する時間は、沈下の時間経過よりも遅れるのが普通なので、沈下の圧密度をもって強度増加の圧密度とするのは危険です。このため、沈下と強度増加の両者を考慮する場合には、強度増加の圧密度を割り引いて設定するか、十分な強度増加が期待できる裏付けのある場合に限るのがよいと思います。安全側の観点からだと思いますが、強度増加だけを考慮した計算が多く見受けられますが、沈下だけを考慮する方法の方が適当な場合もあるかと思います。

いずれにせよ、沈下と強度増加の両者を考慮するのは、ぎりぎりの設計をしていることになるので、上記①～⑤の精度を考慮して、おのこのケースにおける適切な方法を選択すればよいと思います。

Q 2. 2 9 切土のり面植生のファイバー吹付け

切土のり面の植生（ファイバー吹付）に関して、以下の事柄について教えてください。

- ①吹付後のエロージョン対策にはどのようなものがありますか。
- ②N 値 50 以上の火山灰質土へのファイバー吹付は可能ですか。

植生工は、のり面全体を植物で被覆し、表流水による浸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す。植生工は多くの工法があり、のり面条件（勾配や硬度など）を基に図-1 に示す「植生工の選定フロー」から適切な工法を選定します。

質問のファイバー吹付とは種子散布工の際、ファイバー入りの接合材に種子を混合させるものを指します。

ファイバーは、種子が土壌に活着するまでの短期間を被膜する目的のため、エロージョンの効果は低いです。種子の流失を防ぐためには法枠などの緑化基礎工もしくは、団粒構造をもった植生基材吹付を施工する必要があります。

また、種子散布工は土壌硬度が 23mm より小さい柔らかい土壌に対しての緑化であります。そのため、N 値 50 以上の土壌などには適応しません。また、岩などには連続長繊維補強土工の表面に植生基材吹付を施す必要があります。

植生工の内、機械吹き付けを行う工法（種子散布工、客土吹付工、植生吹付工）の主な特徴をまとめ、表-1 に示しましたので、参考にしてください。

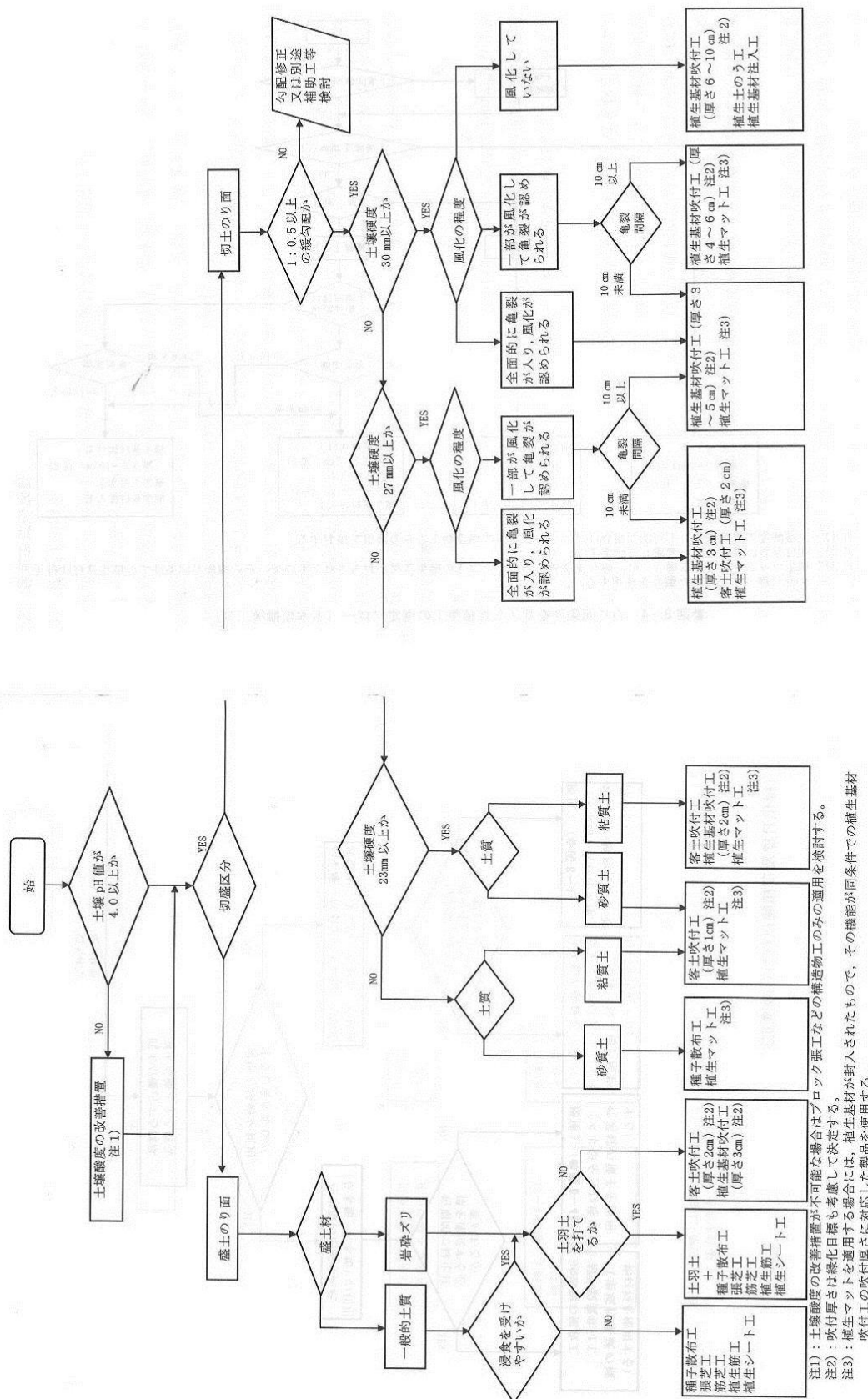


図-1 のり面条件を基にした植生工の選定フロー¹⁾

表-1 植生基材吹付工の工種と主な特徴²⁾

工種		種子散布工	客土吹付工	植生基材吹付工
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、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。	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、パーク堆肥、ピートモス等	現地発生土砂、砂質土、パーク肥料、ピートモス等
	浸食防止剤 または 接合材	粘着剤、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)} 、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)} 、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ヶ月程度（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ヶ月程度（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。）	1～10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	主に土砂（土壌硬度23mm以下）のり面に用いる。	同左、および礫質土の盛土のり面に用いる。	同左、および岩等に用いる。
	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0.6）より緩勾配 ^{注2)} 、主に、切土のり面に用いる。

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、浸食防止材等により適用範囲は多少の差異が生じる。

参考文献

- 1) （公社）日本道路協会：道路土工一切土工・斜面安定工指針（平成21年度版）、p.228、2009.6.
- 2) 同、p.214

Q 2.30 斜面のすべり安定計算方法

いろいろな斜面での、すべり安定計算の方法について教えてください。

斜面の安定解析はすべり面の形状をどのように仮定するかから始まります。一般にはすべり面は円弧と仮定する場合が多いのですが、地盤内に弱層があり、その面に沿うすべりが想定されるときは複合すべり面を考慮する必要があります。さらに、想定されるすべり面は安全率の最も小さい面（臨界面）ですので、種々のすべり面を仮定して計算し、最小となる安全率を求めなければなりません。

斜面の安定解析をすべり面の形状で分類すると次のようになります。

①半無限斜面

地表面の傾斜が一定で、地表面に平行なすべり面が非常に長く続くと考えられる場合に用いられます。

②円形すべり面法

手計算でできる方法である簡便法（フェレニウス法、スウェーデン法）や Bishop 法がよく用いられます。簡便法は分割スライス間の不静定力を無視したもので、Bishop 法に比べ小さな安全率が得られます。

斜面、天端面の勾配が一定で土質が均一な場合には、Taylor の提唱した摩擦円法があり、この方法で間隙水圧のない場合は図表化されており Taylor 安定図表として知られています。

さらに、電算機の利用により精度よく解析を行えるものとして、Morgenstern-Price 法や Spencer 法などがあります。

③複合すべり面

任意の形状のすべり面を対象として Bishop 法と同様の考えで解く Janbu 法があります。これはすべり面の形状がわかっている場合に逆解析により土の強度定数を求めるときに利用できます。また、Morgenstem-Price 法は任意のすべり面に拡張して利用することも可能です。

また、二つの円からなるすべり面、二円と直線からなるすべり面についての計算法も提案されています。さらに、ウェッジ法や修正スウェーデン法のように、二つ以上の直線からなるすべり面についての解析法も提唱されています。

参考文献

- 1) 土質工学会編:土質工学ハンドブック(1982 年版)、pp.223-263、1982.11.

Q 2. 3 1 液状化対策としての地盤改良範囲

液状化防止対策として地盤改良を行う場合、鉛直方向の改良範囲は液状化層厚と判断できるのですが、水平方向の改良範囲の考え方を教えてください。

液状化防止対策としての地盤改良工法としては、締固め工法、固結工法などがあります。これらの液状化対策工法の水平方向の改良範囲について港湾構造物、建築構造物、屋外タンクを例にとって説明します。

(1) 締固め工法

締固めによる改良地盤の境界には、これに隣接する非改良地盤の液状化に伴って、過剰間隙水圧が加えられるので、改良地盤にも過剰間隙水圧が伝搬します。図-1 における三角形 ACD の部分は、液状化したものとして取り扱うことが妥当であると判断されており、四角形 ABCD の範囲について安定性を考慮しなければなりません¹⁾。

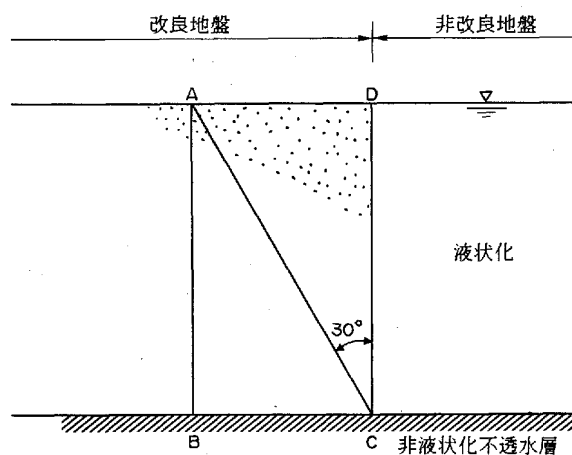


図-1 改良地盤が軟化する範囲¹⁾

図-2に示すような構造物背後EFにおいて主働土圧に耐え得るように設計すべき構造物の場合には、主働崩壊部分に液状化の影響が及ばないように改良範囲を設計する必要があります。そのため、主働崩壊部分の四角形 EFBA と改良地盤が軟化する範囲の四角形 ABCD を加えた四角形 EFCD の範囲を地盤改良する必要があります¹⁾。

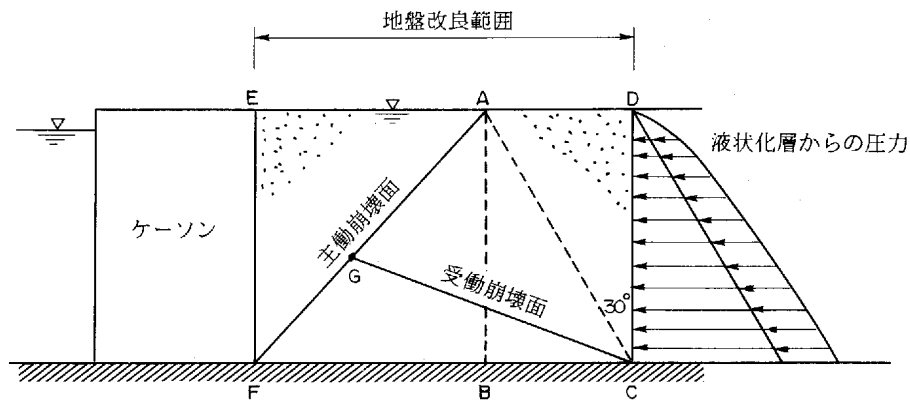


図-2 液状化した砂層から加わる圧力に対する安定性の確認の概念図¹⁾

また、液状化した砂層のせん断強さの喪失を考慮して、図-3 に示すような基礎の場合については、実践 EFG および HI に示した部分のせん断強さのみによって十分な支持力が得られるように改良範囲を定めなければなりません。なお、杭基礎など、その他の基礎についても同様の考え方が適用できるものと考えられます。

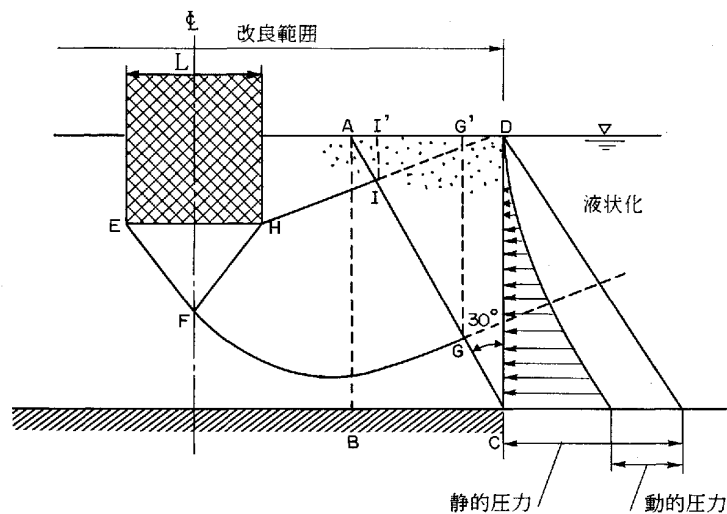


図-3 基礎の改良範囲の検討法の概念図¹⁾

その他に、建築基礎の設計に関する基準²⁾では、建築物外周部の改良範囲として、杭基礎と直接基礎の区別なく、改良層厚に対して 1/2 という範囲を目安にしています。構造物建設地の敷地条件によって、この改良範囲の確保が困難となる場合は、外周部に透水性の高い単粒度碎石を材料としたグラベルコンパクションパイルを配置する方法や、外周部にソイルセメント壁やシートパイルなどの遮水壁を配置する方法などがあります。また、屋外タンクを対象とした危険物の規制に関する規則³⁾では、図-4、5 に示すように改良範囲 L を改良深度 L の 2/3 (ただし、 $5\text{m} \leq L \leq 10\text{m}$) としています。

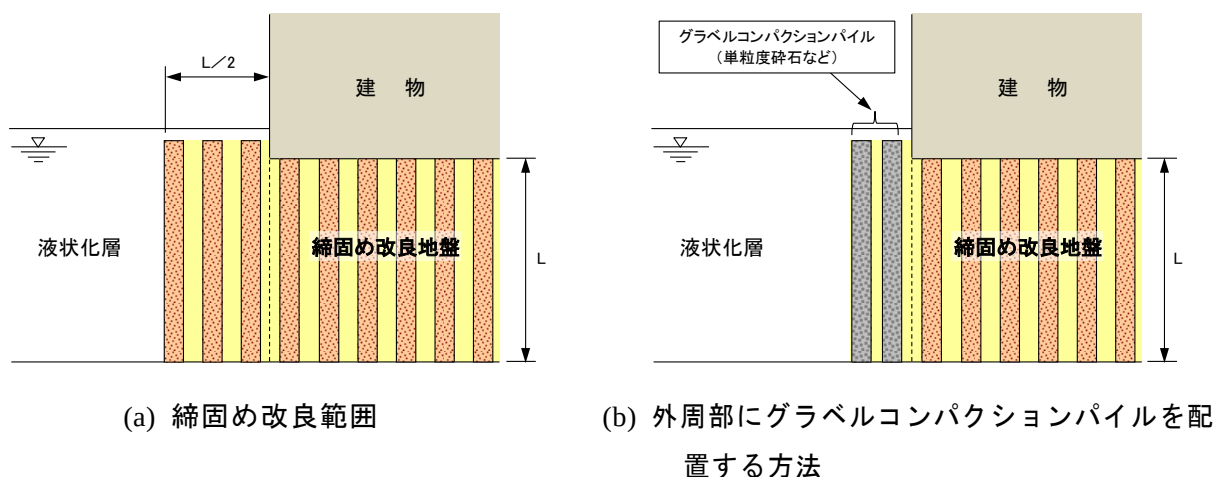


図-4 建築基礎の改良範囲の考え方

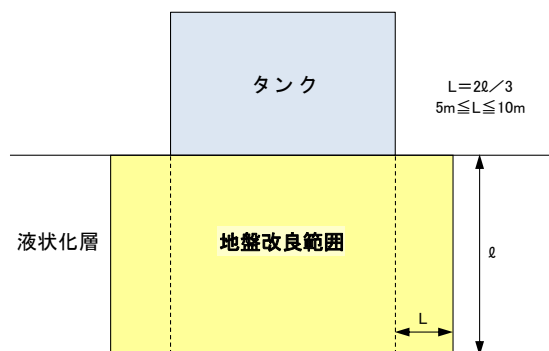


図-5 タンク基礎の改良範囲

(2) 固結工法

固結工法によって液状化対策を行う場合には、非改良地盤からの過剰間隙水圧の影響により改良地盤が液状化するといったおそれはありません。そのため、図-2 に示すような主働土圧に耐え得るように設計すべき構造物の改良においては、主働崩壊部分の四角形 EFBA を改良する必要があります。

また、構造物下部液状化対策として地盤改良を行う場合、改良が必要な範囲は構造物直下のみとなります。しかし、偏土圧が作用する場合、滑動や転倒などの安定解析を行うことにより地盤改良範囲を決定しなければなりません。

参考文献

- 1) 沿岸開発技術センター：埋立地の液状化対策ハンドブック、1997.8.
- 2) (一社) 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案、2006.12.
- 3) 危険物保安技術協会：屋外タンク貯蔵所関係法令通達集、2001.

Q 2.32 動的応答解析時に地盤ひずみが1%を越えた場合の物性値の設定方法

SHAKE による動的応答解析を行う場合の地盤物性値のひずみ依存特性については、各基準に考え方や数値が示されています。兵庫県南部地震以後、入力地震波の最大加速度が改訂されたことにより、実際に液状化の検討などで動的解析を行うと、地盤ひずみが1%以上になるケースが見受けられますが、各基準のひずみ依存特性は、1%程度までしか示されていません。

また、砂質地盤の下方に軟弱粘性土層がある場合には、軟弱粘性土層のせん断波速度が著しく小さくなり、上方の砂質地盤に地震動がほとんど伝わらないおかしな結果となります。

これらのケースでは、どのような考え方をすればよいのでしょうか。また、1%以上のひずみ領域でのひずみ依存特性や、せん断波速度の下限值の設定法などがありましたら教えてください。

(1) せん断ひずみが 10^{-2} 以上でのせん断剛性、減衰比の設定について

SHAKE に代表される等価線形モデルによる地震応答解析は、線形解析を繰り返すことで、地盤の非線形性を比較的容易に表現できるため、実務において広く使われている方法です。しかし、あくまで線形解析であり、解析中は同一の地盤物性を用いています。そのため、レベル2地震動のような大地震においては、地震動中のせん断ひずみの変動が極めて大きい(著しい非線形性)ため、実際の挙動と解析結果に差異が生じます。具体的には、主要動部などにおいて、解析はせん断ひずみを過小評価(せん断剛性は過大評価)してしまい、振幅の過大評価といった現象が見られます。

つまり、せん断ひずみが 10^{-2} を越えるような大地震の解析に、等価線形解析を適用することがそもそも問題であり、このような大地震の解析には、有限要素法に基づく動的有効応力解析法を用い、地震動時刻歴の細かい時間ステップ毎に応力および変位を求める必要があります。この手法では、地震時の過剰間隙水圧の発生や液状化した土の応力-ひずみ関係を考慮することができます。とはいえ、これでは質問の答えになっていませんので、以上の問題を理解していただいた上で、いくつかの方法を紹介します。

三輪ら¹⁾は、液状化する土層に対してはせん断剛性を微小ひずみ時の $1/100$ 、それ以外は通常の等価線形解析による収束剛性を用いて線形解析を行う方法を提案しています。

風間ら²⁾や社本³⁾は、せん断ひずみ 10^{-1} 以下のレベルに対して、ひずみが大きくなることによって生じる剛性低下に加え過剰間隙水圧が発生することにより生じる剛性低下を考慮した動的変形特性の設定法を提案しています。詳細は文献1、2、3を参考にしてください。

繰り返しになりますが、「等価線形解析を大地震の解析に用いることには問題がある」ということを十分に理解された上で、研究途上の方法としていくつかの設定方法があると理解してください。したがって、適用にあたっては、十分な吟味が必要です。

(2) 砂質地盤の下に軟弱粘土層がある場合に上部の波動が伝播しない問題について

質問の文面からは地盤条件がわからないため、おかしな現象かどうかは一概に判断できません。ここでは、おかしな現象でない場合とおかしな現象である場合に分けて理由を示します。

①解析で見られた現象が妥当な場合

硬質地盤に軟弱地盤が挟まれているような場合、粘性土層とその上下の地盤とのインピーダンス比が大きくなり、波動が軟弱地盤内にこもってしまい上部地盤へ地震動が伝わらないことがあります。

兵庫県南部地震の際に震度7の海側の地域で被害が少なかった理由として、この地域の地盤が埋立地盤あるいは比較的厚い軟弱地盤であったために、地震時に地盤の塑性化が進み地震エネルギーを吸収したためであるとした報告があります⁴⁾。

②解析で見られた現象が妥当ではない場合

粘性土層の上の砂質土層が飽和しており、液状化する可能性が高い場合は、質問のような解析結果が妥当ではないこともあります。このような場合、通常の等価線形解析では液状化による剛性低下は考慮できませんので、解析では砂質土層の剛性低下の割合を過小評価していることになります。

したがって、実際の地盤では粘性土層の剛性低下と同程度に砂質土層の剛性も低下しているため（インピーダンス比も大きくならない）、上方に波動が伝播しているにもかかわらず、解析では砂質土層の剛性低下を抑えていることが粘性土層の剛性低下を助長させ、波動が上方に伝播しないといった結果を生みだしていると考えられます。このような結果は、軟弱層のせん断剛性を非常に小さく設定した場合に起こりますので、入力定数の設定の際、注意が必要となります。また、解決法としては、前述した有限要素法に基づく動的有効力解析法を用いる必要があります。

参考文献

- 1) 三輪、池田、原田、高津、大岡：兵庫県南部地震により被災した埋立地盤に建つ鋼管杭基礎構造物の被害の検討、第10回日本地震工学シンポジウム、pp.1757-1762、1998.11.
- 2) 風間、柳澤、中村：地震時に地盤中で費やされた累積損失エネルギーによる強震動評価、土構造物の耐震設計に用いるレベル2地震動を考えるシンポジウム発表論文集、pp.47-54、1998.12.
- 3) 杜本：サイクリックモビリティを考慮できる等価有効応力解析法、日本建築学会大会講演概要集、1998.
- 4) たとえば、足立：阪神・淡路大震災に学ぶ地盤工学の課題、土と基礎、Vol.44、No.2、pp.3-6、1996.2.

Q 2.33 道路橋示方書にある液状化する層と支持層

道路橋示方書Ⅳ（2012）p.277 に記載されている液状化する層と支持層について

- (1) 支持層の直下に液状化層がある場合は、問題となるか。
- (2) 杭基礎の場合も液状化層は支持層にならないか。
- (3) 液状化判定は、震度法、地震時水平保有耐力法のどのレベルで判定した結果とするか（橋台と橋脚で支持層を統一するため）。
- (4) 液状化を判定するための土質試験を行う際に、あきらかに検討を必要としない理由を持つ地層を判断できないか。実務上、沖積層と洪積層の区分が曖昧な場合が多い。

(1) について

液状化は、「飽和砂質土層が、地震力により過剰間隙水圧が上昇して有効応力が減少し、せん断強度を急激に失い、土の構造に破壊が生じる現象」と定義されています。そのため、液状化が生じると地盤が流動化を起し、基礎のように鉛直支持力・水平抵抗を期待する構造物はその抵抗を失い大きく変位・沈下することになります。

平成7年発生した兵庫県南部地震の被災事例では、支持層が液状化を起こした場合はもちろん、支持層の下部に位置する液状化層であっても基礎荷重による押さえ効果が発揮されずに、フーチングに大きな作用力を及ぼし橋脚基礎に残留変位を生じさせた事例が数多くありました。そのため、基礎に影響を与える流動化の発生要件については解明されていない詳細部分もありますが、液状化対策としては地形・地質の全体系を考慮する必要があると考えられます。

(2) について

上述した同様の理由で、液状化に関する検討を行うことが常識となった現在では、液状化が懸念される層に支持層を求めることはありえません。液状化が発生すれば、地盤の有効応力が低下しせん断強度が失われることとなりますから、杭基礎の所要の先端支持力・周面摩擦力が確保できませんので、支持層としての機能を発揮されないことになります。

(3) について

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、耐震設計として従来の震度法に加え、地震時の影響の大きい橋脚・基礎・支承などでは地震時保有水平耐力照査を義務付けており、さらに挙動が複雑な橋梁では、動的解析を行いその結果を設計に反映するのがよいとしています。ただし、橋台については橋脚のように地上に突き出した構造物と比較して地盤との相対変位が小さく減衰も大きいいため、地震時に作用する慣性力が相対的に小さいという理由から水平保有耐力照査の対象からはずしています。

地盤の液状化検討についても、基礎に与える影響を実際により近い状態で考慮する必要があることから、耐震設計上の判定については、基礎構造物の設計同様に現行では地震時水平保有耐力法レベルにより判定することとしています。そして判定の結果、液状化が生じると

された地盤については、耐震設計上土質定数を低減させるものとしています。

(4) について

地震時の液状化現象が生じるのは、ほとんどの場合沖積砂質土層とされていましたが、最近までの研究あるいは近年の地震においては沖積砂質土層以外の地盤においても液状化の発生が確認されています。液状化が確認された地盤の大部分は細粒分含有率 F_c が 35%以下の土層ではありますが、細粒分含有率が 35%を超えても塑性指数の低いシルト質砂等では地震時に液状化した事例もあります。また、兵庫県南部地震等では平均粒径が 2mm を超える礫質土の液状化が確認されていることから、道路橋示方書では、液状化の判定を行う必要がある土層を以下のように規定しております。

- 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 F_c が 35%以下の土層、または、 F_c が 35%を超えても塑性指数 IP が 15 以下の土層
- ③50%粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

また、地震時に地盤の不安定化が起こる過程での構造物への影響は、地盤剛性の軟化や強度の低下、地盤の過渡的な応答と構造物との共振など、種々の状況により変化します。

そのため、土質試験の実施前からの液状化および流動化の有無の確定的な判定は難しく、液状化の可能性のある地盤については、道示の基準に沿った的確な液状化判定を実施する必要があります。ただし、液状化のメカニズムからは、相対密度が比較的高く間隙水の少ない地盤については液状化に対する大きな心配はないものと考えられます。

Q 2.34 耐震設計上の耐震基盤の考え方

道路橋示方書・同解説によれば、耐震設計上の基盤面とは、「粘性土層の場合は N 値が 25 以上、砂質土の場合は、 N 値が 50 以上の地層の上面、もしく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」と説明されています。この場合、基盤面と思われる層中に N 値の低い箇所が見受けられる場合でも、その層を基盤面と見なしてよいものなのでしょうか。

道路橋示方書・同解説 9)によれば、「基盤面としては対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面を想定している。そこで、それ以下の地層がせん断波速度 300m/s 程度（粘性土層では N 値 25、砂質土では N 値 50）以上の値を有している剛性の高い地層の上面を基盤面と規定した」と説明されています。

一方、地震基盤の考え方について、次の 2 とおりの立場があります。

- ①深い地盤構造まで考慮しないと真の地盤の地震応答を求めることはできないので、少なくとも岩盤を地震基盤とすべきである。
- ②地震基盤の深度は、対象とする構造物の固有周期との関連で決定すればよい。つまり、短周期の構造物を対象とするのであれば、比較的浅い深度に地震基盤を設定してよい。

①は理学的な色彩の強い考え方で、工学的には基盤の設定が不可能な場合もあります。このため、工学的地震基盤と称して②の考え方が提案されています。

道路橋示方書・同解説の立場が、①または②のどちらかは明確ではありません。しかし、道路橋示方書・同解説に則って設計できる橋梁の固有周期の範囲を想定して、上記のような基盤の規定で十分と考えていると思われます。もちろん、特殊な橋梁で、固有周期が長い場合などは、上記の基盤の設定では不十分なこともあります。

基盤面の設定にあたっては、 N 値が 50 を若干下回る部分があることを気にするよりも、その層が、「対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤」なのかどうかを判断材料とすべきです。つまり、調査地点のボーリング調査結果だけで判断するのではなく、周辺を含めたグローバルな見地から堅固な地盤であると判断できれば、部分的に N 値 50 を下回る部分があっても、地震応答には影響しないと考えられます。また、一般的に言えば、岩盤が比較的浅い深度で現れる山地・丘陵地を除けば、上記のような層が出現するのはかなり深い深度になるはずです。単に、静的な支持力が確保できる層を基盤面としないように注意すべきです。

参考文献

- 1) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 （V耐震設計編）、p.33、2012.3.

Q 2. 3 5 多層地盤における水平方向地盤反力係数と換算載荷幅

多層地盤における水平方向地盤反力係数 k_H と換算載荷幅 B_H について教えてください。

一般的に、地盤反力係数は基礎の変位や地盤反力を得るために必要な設計上の基本的な定数です。地盤反力係数は、地盤の変形係数や載荷面の大きさなどに依存する定数で、単層地盤に対する推定方法の例として道路橋示方書・同解説¹⁾には次式が示されています（水平方向地盤反力係数の場合）。

$$k_H = k_{H0} (B_H/30)^{-3/4}$$

ここで、 k_{H0} は、直径 30cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数で、各種土質試験・調査によって求めた変形係数から推定することができます。また、 B_H は実際の基礎を想定した場合における荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅で、基礎の種類によって求め方は異なります。道路橋示方書・同解説¹⁾には種々の基礎形式に対する換算基礎幅の求め方が示されています。つまり、 k_H は k_{H0} に載荷幅の影響を考慮したものとなり、 B_H が大きいほど k_H は小さくなります。

一方、杭基礎や鋼管矢板基礎など、地盤抵抗を線形弾性として取り扱う場合、 B_H は $\sqrt{D/\beta}$ (D : 基礎の載荷幅、 β : 基礎の特性値) で表され、 β は k_H の関数となります。ここで、 B_H を算定する際の k_H は常時の値とし、設計地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な値として求めます。また、地盤を多層として評価し各層の k_H を算出する場合も、各層の B_H は上記により求めたそれを用いてよいとされています。

表-1 多層地盤における k_H と B_H

地盤のモデル化	k_H	B_H
単 層	対象範囲で平均化	k_H に依存する場合は対象範囲で平均化した k_H を用いて求める
多 層	各層について求める	

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編)、pp.284-287、2012.3.

Q 2.36 直接基礎の地震時最大地盤反力と安定照査

岩盤を支持層とする直接基礎において、地震時の最大地盤反力度を設けた理由と支持力公式による照査が必要か否か教えてください。

従来までは岩盤の許容鉛直支持力度として、荷重の傾斜角が規定の範囲内にあり、構造物の重要度が高くない場合のみに対し参考値を示していました。その後の多数の載荷試験結果や研究成果¹⁾により、常時および地震時の岩盤の最大地盤反力度の上限値を平成 24 年度道路橋示方書Ⅳ下部構造編²⁾から設定しています。これは、岩盤の極限支持力が亀裂・割れ目などの影響を強く受け、地盤定数も不確定要素が大きいことから、支持力推定式のみで岩盤評価を行うのが困難な場合があります。このため、設計の実績を考慮し母岩の一軸圧縮強度を基準にして最大地盤反力度を設定上限値程度に抑えるのがよいとしたものです。

ただし、これはあくまでも目安となる基準上限値であって、実際の基礎の地盤極限支持力を示しているわけではありません。このため、支持力照査は直接基礎の形式規模による形状補正・根入れ効果・荷重の偏心傾斜を考慮したテルツァーギの支持力理論に基づく直接基礎の地盤極限支持力式で実施することが必要になります。

参考資料

- 1) 土木研究所:岩盤上の直接基礎の鉛直支持力推定法に関する研究、土木研究所資料第 2512 号、1987.11.
- 2) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (Ⅳ下部構造編)、pp.298-299、2012.3.

Q 2.37 直接基礎の根入れ深さ

直接基礎の根入れ深さ D_f の取り方を教えてください。

直接基礎の支持力は、一般的に以下の支持力公式¹⁾で求められます。

$$q_a = \frac{1}{3} (\alpha c N_c + \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q)$$

ここに、 q_a : 地盤の許容支持力度 (kN/m²)

γ_1 、 γ_2 : 基礎底面より下部および上部の地盤の有効単位体積重量 (kN/m³)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

α 、 β : 基礎の形状係数

N_c 、 N_q 、 N_γ : 支持力係数(ϕ の関数)

B : 基礎幅 (m)

ここで、右辺第3項が支持力に対する根入れ深さ D_f の寄与を示しています。つまり、根入れより上の土の押え効果を表しています。一般に、支持地盤が ϕ 材料(砂や砂質土)の場合、第3項の支持力に占める割合は相対的に大きくなります。

根入れ深さの考え方の一例として図-1²⁾を示しておきます。注意すべき点は、根入れ深さ D_f が必ずしも単に地表面から基礎底面までの深さなのではなく、地盤の破壊に抵抗する押えとして、将来にわたって有効に働く土の厚さとして考えなければならないということです。

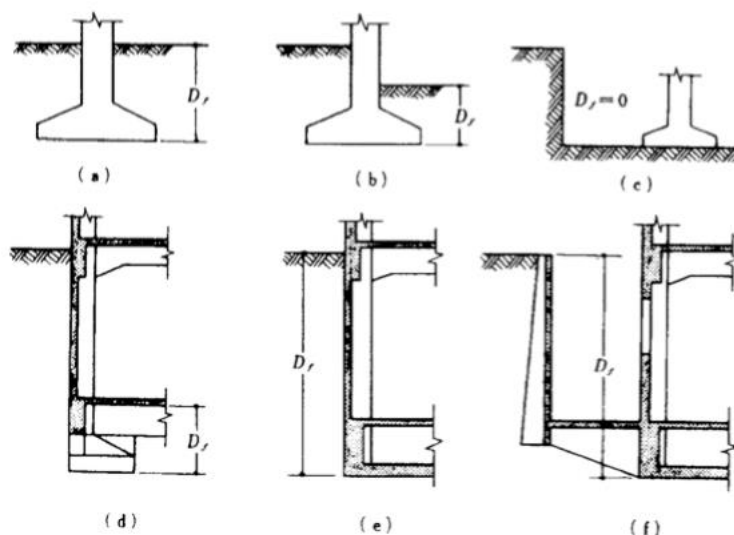


図-1 D_f の取り方の例²⁾

参考文献

- 1) (一社) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針、pp.105-107、2001.10.
- 2) 同上、p.112

Q 2. 3 8 地表より 2m 以上の被圧水頭がある場合に直接基礎ができない理由

道路橋示方書に示されている基礎形式選定表によると、「地表より 2m 以上の被圧水頭」があると直接基礎が適用できないとされていますが、この理由を教えてください。

直接基礎では、地盤の地下水・湧水に対しては、その程度にもよりますが、排水や止水処理を行えば開削施工は概ね可能であり、設計上も施工が的確であれば問題となることは少ないとされています。

ただし、被圧水頭の場合は、その被圧水頭によっては砂質土地盤のボイリング現象あるいは粘性土地盤であればヒービングにより、支持基盤がせん断破壊を起こすことが懸念され、直接基礎の不同沈下、さらには倒壊の原因にも成り兼ねません。そのため、道路橋示方書では設計・施工上の基礎の安定性を考慮し、2m以上の被圧水頭が存在する場合は、直接基礎の適用を不可としています。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (IV 下部構造編)、p.613、2012.3.

Q 2. 3 9 鋼管杭で打抜ける中間層の硬さと厚さ

鋼管杭打設において、硬い中間層などが存在する場合、どの程度の中間層まで打抜くことが可能でしょうか。

中間層の打抜きの可否は、杭種、杭径、杭先端の形状、ハンマとともに、その層の土質と硬さ、その層よりも上層にある土質の状況およびその層の地表からの深さを踏まえて総合的に判断する必要があります。

① 鋼管杭

開端鋼管杭の中間層の打抜きに関する目安は、以下のとおりです。

- (i) N 値 50 以上の砂質土層の場合、杭径の 5 倍程度までの層厚は打抜き可能な場合が多い。
- (ii) N 値 30 以上の粘性土層の場合、杭径の 3 倍程度の層厚は打抜き可能な場合が多い。
- (iii) 中間層が深度 20m 前後であれば打抜き可能な場合が多いが、30m に近くなると不可能となることがある。
- (iv) 砂質土層では粒径が一樣なほど打抜きは容易である。
- (v) 中間層の下層が軟弱な場合には、中間層が少々硬くとも打抜きが可能な場合が多い。
- (vi) 打抜き不可能な場合は中掘り、プレボーリングなどの補助工法の併用によって打抜きが可能となることがある。ただし、この場合は周面摩擦力の検討が別途必要となる。

② 既製コンクリート杭

PHC 杭で杭先端が平坦な閉塞杭の場合の目安は、以下のとおりです。

- (i) N 値 50 以上の砂質土層の場合、杭径の 2 倍程度、 N 値 30 以上では 4～5 倍程度まで打抜きが可能な場合が多い。
- (ii) N 値 30 以上の粘性土層の場合、杭径程度まで打抜きが可能な場合が多い。
- (iii) 中間層が深度 20m 程度までは、打抜き可能な場合が多い。
- (iv) 砂質土層で粒径が一樣なときは打込み容易な場合が多いが、粒度分布が良好なときは困難な場合が多い。

開端杭の場合、打抜き可能厚さはこれにある程度割増しをして考えることができますが、杭中空部で圧縮された土砂の内圧により縦ひび割れが発生し、打込みが不可能になることがあります。したがって、開端面積を少なくするか、あるいは先端部を杭径の 2～3 倍程度鋼板を巻いて補強するなどの措置を講じるのが有効です。

参考資料

- 1) (公社) 日本道路協会、杭基礎施工便覧（平成 26 年度改訂版），pp.103-104、2015.3.

Q 2. 4 0 プレボーリング工法の支持力算定方法

プレボーリング工法における、杭周面摩擦力と杭先端支持力の算出方法について教えてください。

まず、国土交通省告示による建築分野での地盤の長期支持力算定式を以下に示します¹⁾。

$$\text{杭先端支持力：} R_p = 1/3 \cdot (\alpha \cdot \overline{N} \cdot A_p) \quad (\text{kN}) \cdots (\text{式-1})$$

ここで、
 α : 工法による係数 $\alpha=200$ (セメントミルク工法による埋め込み杭)
 $\overline{N}$: 基礎杭の先端付近の地盤の N 値の平均 (60 を超えるときは 60 とする)
 A_p : 基礎杭の先端の有効断面積 (m^2)

$$\text{杭周面摩擦力：} R_f = (10/3 \cdot N_s \cdot L_s + 1/2 \cdot q_u \cdot L_c) \phi \quad (\text{kN}) \cdots (\text{式-2})$$

ここで、
 N_s : 杭周面の砂質地盤の平均 N 値 $N_s \leq 30$
 L_s : 砂質地盤中の杭の長さ (m)
 q_u : 杭周面の粘性土地盤の一軸圧縮強度 (kN/m^2)
 $q_u \leq 200$
 L_c : 粘性土地盤中の杭の長さ (m)
 ϕ : 杭の周長 (m)

この他に、国土交通大臣の認定を受けた工法（埋め込み杭プレボーリング拡大根固め工法、場所打ちコンクリート拡底杭等）は、式-1 の α を以下のようにすることができます。

認定内容に基づき適切に算定してください。

旧建設大臣認定工法 $\alpha = 250$

国土交通大臣認定工法 $\alpha = 315$ (砂地盤)

なお、道路橋示方書・同解説²⁾では、プレボーリング工法による杭先端極限支持力度 q_d は、載荷試験結果に基づき、以下の算定式を示しています。

砂層 $q_d = 150N$ (≤ 7500) (kN/m^2)

砂礫層 $q_d = 200N$ (≤ 10000) (kN/m^2)

参考文献

- 1) 建築基準法に基づく告示：平成 13 年国土交通省告示第 1113 号の第 5（最終改正平成 19 年 9 月 27 日国土交通省告示第 1232 号）
- 2) （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）、2012.3.

Q 2. 4 1 軟岩上の杭の支持力計算法

軟岩上の杭の支持力計算法を教えてください。

現在、杭の支持力計算法は N 値によるものが主流です。しかし、砂質地盤（礫質地盤）または硬質粘土地盤を支持層とするケースを念頭においているので、軟岩を支持層とする場合も同様に考えてよいかどうかについては疑問が残るところです。

軟岩を支持層とする杭の支持力を推定する確立された方法は見当たりませんが、以下の方法が考えられます。

- ① 載荷試験による方法
- ② 軟岩について提案されている推定式を用いる方法¹⁾
- ③ N 値を用いる現行の設計法に準ずる方法
- ④ 一軸圧縮強度 q_u を利用する粘性土に対する設計法に準ずる方法

これらのうち、①が最も確実なことは議論を要しませんが、実際的には困難なことが多いので、打込み鋼管杭については、参考文献¹⁾で提案されている軟岩・土丹に対する推定式を用いるのが適当でしょう。ただし、支持岩盤の一軸圧縮強度を試験で求めておく必要があります。

一方、上記③または④の方法に頼らざるを得ない場合が実際には多いかもしれません。通常、杭の支持力は杭先端部の支持力だけで決まるわけではないので、支持層となる軟岩の N 値または一軸圧縮強度を土砂に準じて適切に設定すれば、少なくとも安全側の推定にはなると思います。

岩盤を支持層とする場合の支持力の算定方法については、杭基礎設計便覧^{2) 3)}に詳しくまとめられていますので、参照してください。

参考文献

- 1) （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）、p.625、参考資料 10.軟岩・土丹を支持層とする打込み鋼管杭の軸方向押し込み支持力の推定方法（案）、2012.3.
- 2) （公社）日本道路協会：杭基礎設計便覧、pp.194-195、2015.3.
- 3) 同上、pp.445-458、参考資料 4.岩盤を支持層とする杭の鉛直載荷試験の分析と適用検討時の留意点

Q 2. 4 2 杭基礎における最大杭間隔の規定と最小間隔の考え方

杭配置について、最大杭間隔の規定と、フーチングを梁として解析する必要がある最小の間隔はどのように考えたらよいでしょうか。

杭の最大間隔についての規定はありません。基礎としての構造上は間隔が広い方で群杭効果が減少し、単杭としての機能を発揮しやすくなるため好ましいと言えます。また、間隔が広がることに対しては施工上も制約はなく、むしろ施工性は良好となります。

杭間隔を大きくした場合、フーチングを剛体として扱える厚さを確保しようとする、フーチング厚が著しく厚くなることにより、基礎の大規模化につながるため不経済な設計となることがあります。このような場合、フーチング厚を抑えてフーチングの曲げ変形を考慮した解析（フレーム計算など）による設計が合理的と思います。したがって、フーチングを剛体として扱える厚さが確保できているか否かがフーチングの設計法決定のポイントとなり、単に杭間隔だけでは判断できません。最小の杭間隔については、図-1 より $2.5D$ 以上となります。

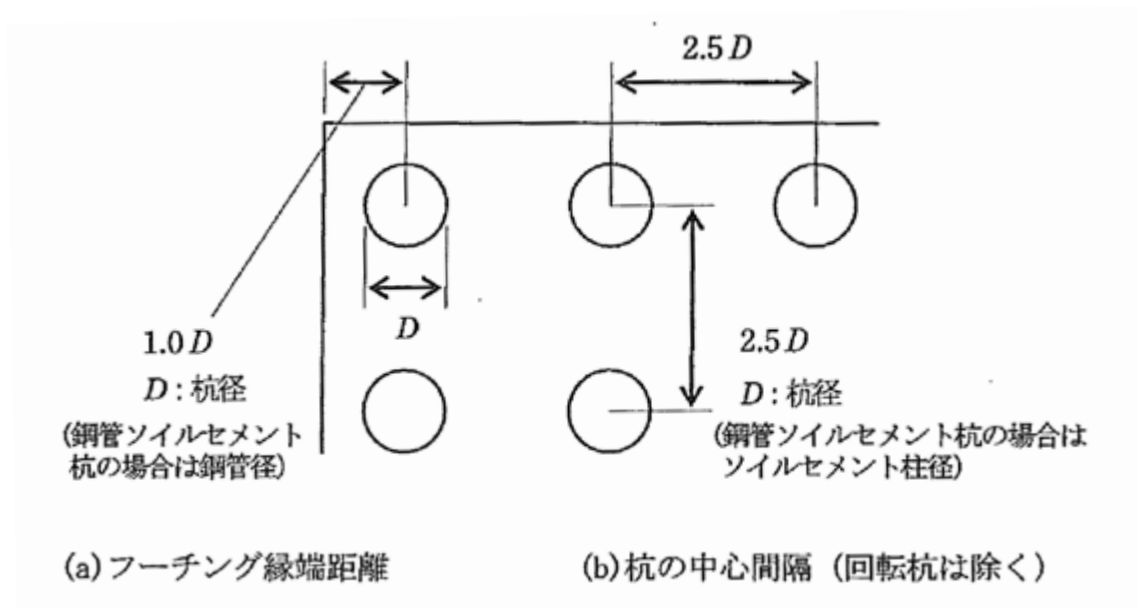


図-1 杭の中心間隔

参考文献

- 1) (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）、pp.238-239、pp.381-382、2012.3.

Q 2. 4 3 K_v が算出できないような極端に短い杭の取り扱い

杭長について、 β_L は1以上確保できるが、 K_v が算出できないような極端に短い杭の取り扱いはどうにすればよいでしょうか。

一般に、杭の軸方向ばね定数 K_v は、既往の鉛直載荷試験に基づく推定式により算出することが多いです（式-1）。しかし、 $L/D < 10$ の場合には、土質試験結果から鉛直方向地盤反力係数 K_v を算出するか、原位置における鉛直載荷試験による荷重 P ～沈下量 S 曲線から K_v を求めることになります。ただし、鉛直載荷試験より算出するのがより望ましいと思います。

(1) 既往の載荷試験から K_v を算出する方法¹⁾

K_v は杭頭で単位量の軸方向の変位を生じさせる杭軸方向力として定義され、次式で推定することができます。

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{L} \quad \dots (式-1)$$

ここに、 K_v : 杭の軸方向ばね定数 (kN/m)

A_p : 杭の純断面積 (mm²)

E_p : 杭体のヤング係数 (kN/mm²)

L : 杭長 (m)

a : 係数（既往載荷試験に基づき、施工法ごとに定められた係数）

(2) 土質試験結果から係数 a とすべり係数 C_s を推定して、 K_v を算出する方法²⁾

道路橋示方書では、杭と周辺地盤のすべり係数 C_s と、杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数 K_v から係数 a を算出する方法を示しています。ここで、 K_v の算出法は、道路橋示方書³⁾9.6.2に、 C_s の算出法は、杭基礎設計便覧⁴⁾（日本道路協会）の2-3-2（3）項に紹介されているので参照してください。

ただし、 K_v 、 C_s の評価については、今後の研究に期待するところが多いというのが実状です。

(3) 原位置における鉛直載荷試験による荷重 P ～沈下量 S 曲線から K_v を算出する方法⁵⁾

P ～ S 曲線関係から、支持力の降伏時における割線勾配を実測 K_v として算出する方法です。 P ～ S 曲線関係は両対数グラフで表示すると降伏点を見分けやすいでしょう。

参考文献

- 1) （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）、pp.406-408、2012.3.
- 2) 同上、p.408
- 3) 同上、p.285
- 4) （公社）日本道路協会：杭基礎設計便覧、p.285、2015.3.
- 5) 同上、pp.176-177

Q 2.44 単列杭基礎の採用条件、杭頭結合法および設計上の結合条件

単列杭の基礎には、河川以外の橋台・擁壁など、構造物の違いや杭の種類によって採用の可否条件があるのでしょうか。また、採用できる場合、杭頭結合法と設計上の結合条件を教えてください。

一般に、単列杭の場合は、水平荷重により発生する水平変位や杭体に発生する曲げモーメントが組杭に比較して大きいため、安定性から採用の可否が決定されます。地震の影響を考慮しない擁壁で組杭の場合には、杭頭結合条件をヒンジ結合として設計することもあります。が、単列杭の場合には杭頭結合部を剛結とし、不安定構造物とならないように設計しなければなりません。

参考文献

- 1) (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）、pp.424-428、2012.3.

Q 2. 4 5 杭頭結合法の方法 A と方法 B の使い分け

杭頭結合法の方法 A と方法 B の使い分けについて教えてください。

杭頭の結合条件としては、構造物の重要度により、一般に剛結合とヒンジ結合が考えられます。橋梁では、水平変位によって設計が支配されるのが有利であること、不静定次数が大きいため耐震上の安定性が高いとみなし得ることなどにより、杭とフーチングの結合法は剛結構造とすることを原則としており、場所打ち杭以外の既製杭の結合方法は方法 A を標準としています。また、橋梁以外の擁壁・覆道・カルバートなどの構造物基礎については、杭頭結合はヒンジ結合を原則としており、結合方法は方法 B を基本としています。

ただし、全国的なすう勢として、方法 B であっても所要の結合力の確保が可能であるとし、基礎形式に関係なく結合法は方法 A に統一されてきています。また、道路橋示方書¹⁾においては、従来示していた方法 B については、近年ほとんど使用されていないことから削除されています。

今後も、結合部をより合理的なものとするため、結合法の採用は構造物の安全性・経済性を十分に考慮して決定する必要があるといえます。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編）、pp.284-289、2017.11.

Q 2. 4 6 パイルド・ラフト基礎とは

パイルド・ラフト基礎とはどのような基礎でしょうか。

パイルド・ラフト基礎はその名のとおり、摩擦杭（パイル）とべた基礎（ラフト）を併用した基礎工法です。図-1 に示しますように、べた基礎に代表される直接基礎が基礎下の地盤反力のみで、また、杭基礎が杭の支持力のみで建物を支えるのに対し、パイルド・ラフト基礎は、べた基礎下の地盤反力と摩擦杭の支持力の両方に期待して建物を支持する工法です。従来から採用を戒められている異種基礎と異なるのは、異種基礎が建物の平面な位置ごとに異なる基礎形式（たとえば支持杭基礎と直接基礎）で支持するため、基礎形式が異なる箇所では大きな不同沈下を生じ、障害が生じる可能性が高いのに対し、パイルド・ラフト基礎は、平面的な位置に関係なく、摩擦杭とべた基礎との両方で建物が支持されるので、建物の沈下剛性が場所により大きく異なるということがありません。

一般には、良好な支持層が出現する深度が深い場所において、支持力的にはべた基礎のみで建物を支持することが可能であっても、沈下が過大なものとなる場合に、不同沈下を許容値内に納める目的で用いられることが多いようです。杭の目的は沈下量を小さく抑えることです。杭のみで支持する場合に比べ、小径で短い杭とすることができ、杭の本数も減らすことが可能となります。日本では中低層の建物への適用例が多いようですが、ドイツなどでは 200m を越える超高層建物の基礎としても採用されています¹⁾。

パイルド・ラフトの基礎の採用にあたっては、沈下量の予測が重要となります。べた基礎の沈下が杭の周面摩擦の発生に与える影響や、杭の周面摩擦が床付け面の地盤を沈下させる影響、また、杭が他の杭の沈下に影響を与える群杭効果などをすべて考慮しなければならないため、沈下の評価は、通常の基礎に比べずっと複雑なものとなります。具体的な手法については、文献²⁾ などをご参照ください。

パイルド・ラフト基礎は、べた基礎と摩擦杭基礎の中間的なものであると同時に、両者の特性をうまく利用して建物を支持するため、経済的な設計ができる可能性があります。

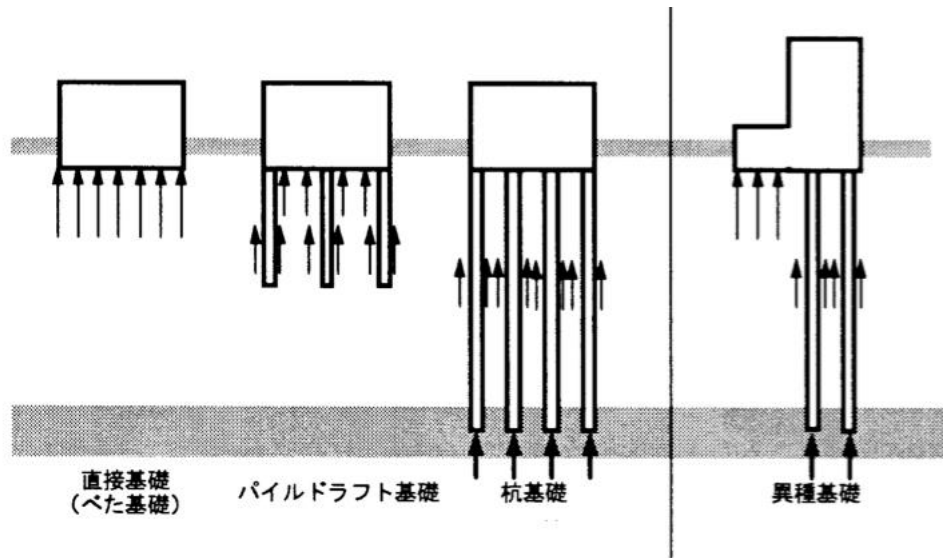


図-1 基礎形式の比較

参考文献

- 1) E.Frank et al.:Measurements and Numerical Modeling of High-Rise Building Foundation on Frankfurt Clay, Geot.Spec.Pub.40,ASCE.2, pp.1325-1336, 1994.
- 2) たとえば K.Yamashita et al.: "Settlement behavior of the raft foundation with friction piles, Takenaka Technical Research Report, No.46, 1991.

Q 2.47 ウォータージェット工法の適用

ウォータージェット工法の適用範囲について、 N 値および土質との関係、軟岩に適用する場合の目安などについて示してください。

ウォータージェット工法で実用化されているものとしては以下のような工法があります（文献 1、2 参照）。

(1) 地盤改良工法

水やセメントミルクの噴流により地盤を破碎し、そこに柱状もしくは壁状の固結体を築造する工法。

(2) 水力掘削工法

ウォータージェットとリバースサーキュレーション掘削機のビットの併用により場所打ち杭や柱列壁の築造や山留め壁の親杭の設置などに利用する工法。

(3) 既製杭や銅管矢板の打込みや引抜き工法

既製杭や銅管矢板およびシートパイルに高圧水を導くパイプもしくはホースを沿わせ、杭や矢板の先端からウォータージェットを噴射しながらバイブロハンマなどの杭打機で、杭やシートパイルを打込む工法。

それぞれについて、適用する地盤の目安について述べると以下のようです。

- ① 礫層を除く地盤に適用可能です。
- ② 地盤はもとより一軸圧縮強度が $12\sim 13\text{MN/m}^2$ 程度の軟岩の掘削にも適用可能です。
- ③ 通常地盤ではバイブロハンマのみが使用されます。しかし、バイブロハンマ単独では打込めない硬質地盤への施工、特に N 値が 50 を超える地盤や礫質土・軟岩層（泥岩など）等へ適用する場合にはウォータージェットが併用されます。

たとえば、JV 工法³⁾（ウォータージェット併用バイブロハンマ工法）の場合、バイブロハンマ単独工との使い分けにおける地盤条件の目安として、最大 N 値が砂質土で 50、粘性土で 40 以内ではバイブロハンマ単独工を前提とし、それを超える場合は JV 工法の使用を考慮するとされています。

なお、詳細については、以下の参考文献などを参照してください。

参考文献

- 1) 八尋輝夫編著：最新ウォータージェット方法、鹿島出版会、1996.
- 2) 資源・素材学会編：ウォータージェット掘削・応用百科、丸善株式会社、1996.
- 3) “水と振動”研究グループ編：JV 工法積算マニュアル、バイブロハンマーとウォータージェットカットによる鋼矢板打工及び H 鋼杭打工、現（株）トーメック、1997.

Q 2. 4 8 アスファルト舗装の路床の設計に沈下が考慮されていない理由

軟弱地盤上に建設される道路の設計に際して、「舗装設計便覧」では路床の強さのみに基づいて舗装を設計しており、道路建設によって生じる圧密沈下に代表される過大な沈下については、何も考慮されていないのはなぜでしょうか。

一般に建築・土木構造物の基礎設計に際して、長期許容支持力は基礎地盤の破壊に対する安定と、変位（沈下）に対する安定の両面から検討して決定されます。質問では、これら構造物の基礎設計手法に較べて舗装設計が不十分との疑問を持たれているのだと思います。

まず「(公社) 日本道路協会：舗装設計便覧（平成 18 年度版）、平成 18 年 2 月」は、舗装構造の設計と舗装構造を支える路床の設計に関する技術基準であり、道路設計全体に関する技術基準ではない点にご注意ください。言い換えれば、設計荷重に見合う上部構造の設計と、上部構造を載せる路床の強度の関係について述べられた基準書とすることができます。したがって、支持地盤を含む全体の安定については、別途検討する必要があります。ただし、CBR 自体は一定の貫入量（2.5mm または 5.0mm）を基準とした支持力比ですから、路床の変形についてはあらかじめ考慮されているということになります。

北海道には、軟弱な泥炭地が広く分布しています。泥炭の設計 CBR は 1%未満となることが多く、軟弱路床対策として路床土を置換する場合には、ほぼ 1m の置換厚が必要となるため、置換土の荷重増加により圧密沈下量が増加します。この場合は、沈下低減（抑止）を目的とした軟弱地盤対策が必要となります。

軟弱地盤対策については、土木研究所寒地土木研究所 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル¹⁾、(公社) 日本道路協会 道路土工－軟弱地盤対策工指針²⁾など適切な技術基準を参考に決定する必要があります。

参考文献

- 1) (国研) 寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル、2017.3.
- 2) (公社) 日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版）、pp.273-276、2012.8.

Q 2. 4 9 細粒分の少ない地盤の SCP 設計

液状化対策として SCP を設計する方法として、方法 A、方法 B、方法 C がありますが、細粒分が 0%に近い砂地盤に対して各方法にて設計を行うと、C 法による結果が小さな改良率となります。各設計法による結果が大きく異なる場合には、どのように判断すればよいのでしょうか。また、細粒分 0%に近い砂地盤に対する設計はどのようにすればよいのでしょうか。

方法 A は施工実績に基づく簡易図表設計法であり、その施工例は細粒分含有率（以下 F_c ）20%以下の地盤に対するものです。また、方法 B、方法 C についても施工実績に基づいて設計法が提案されています。従来の設計法であった方法 A、B は細粒分の少ない地盤を対象としているため、細粒分の多い地盤を方法 A、B で設計した場合、細粒分の影響で設計 N 値と比べて改良後実測 N 値の方が小さくなる傾向があります。そのため、方法 C は細粒分を考慮した設計法として提案¹⁾されています。

各設計法により SCP の設計を行う場合、地盤の F_c の違いにより計算結果に以下に示すような違いが見られます。

- ・ F_c が 5~15%の地盤に対して各設計法を用いた場合、ほぼ同等の改良率となる。
- ・ F_c が 15%以上の地盤では、細粒分による増加 N 値の低減を見る方法 C による改良率が大きくなる。
- ・ F_c が 5%未満の地盤に対して各設計法を用いた場合、方法 C による改良率が極端に小さくなる。

以上のように、 $F_c < 5\%$ の地盤については計算結果が大きく異なります。各設計法は施工実績をもとにそれぞれ提案されていますが、 F_c が 5%を下回る実績はほとんど含まれていないためです。

SCP の各設計法は、 F_c が 5%以上の地盤を対象とした設計法であり、 F_c が 0%に近い地盤に対しての設計には適していません。

F_c が 5%未満の地盤に対して SCP を設計する場合には、方法 C により $F_c=5\%$ として安全側に必要な改良率を算定し、試験工事によって確認することが望ましいと思われます。

また、新しい設計法として砂杭打設後の地盤の体積変化を考えた Rc 設計法（方法 D）²⁾もあり、最近ではこの方法 D が最も多く用いられています。

（追補）

現在は A~D までの 4 つの設計方法があり、当時のアンサーの末尾にある Rc 設計法が D 法に相当します。

「(公社) 日本道路協会：道路土工—軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版）、平成 24 年 8 月 31 日、pp.273~276」³⁾によると「方法 D における考え方が締固めの効果並びにメカニズム

を最も忠実に再現していると考えられ、方法 A～C は簡便法として位置づけ、改良率の算定には原則として方法 D を用いるのがよい」とされています。

「(公社)地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 18 液状化対策工法⁴⁾、平成 16 年 7 月」などの専門書も参照してください。

参考文献

- 1) 水野他：細粒分を含む砂質地盤におけるサンドコンパクションパイル工法の設計法、土と基礎、Vo135、No.5、1987.
- 2) 山本他：砂杭による砂質地盤の締固め効果の推定方法、32 回地盤工学研究発表会、1997.
- 3) (公社)日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成 24 年度版）、pp.273-276、2012.8.
- 4) (公社)地盤工学会：地盤工学・実務シリーズ 18 液状化対策工法、2004.7.

Q 2. 5 0 石炭灰の利用方法

石炭灰の利用方法について教えてください

(1) 石炭灰とは

石炭灰は石炭火力発電所で微粉碎した石炭を燃焼させた後の副産物で、「廃棄物の処理及び清掃に関する法律」では他の焼却残渣と同様に管理型に指定されている産業廃棄物です。ただし、電気事業から副産する石炭灰は「再生資源の利用の促進に関する法律（リサイクル法）」で、再生資源として有効利用を促進しなければならない指定副産物に定められています。年間発生量は 2015 年度で、全産業から 1,296 万トン（電気事業 993 万トン）で、2007 年度から 8 年間で 5% 増大しています。

石炭灰は燃焼ガスから高性能の電気集塵機で採取されるフライアッシュ、燃焼ガスが空気予熱機・節炭機などを通過する際に落下採取されたシンダーアッシュ（両者をフライアッシュと総称することもある）、ボイラ内で燃焼によって生じた石炭灰の粒子が相互に凝集してボイラ底部の水槽に落下堆積したものを粉碎機で粉碎、粒度調整したクリンカアッシュ（ボトムアッシュ）に分けられます。広義のフライアッシュとクリンカアッシュの発生割合は概ね 9 : 1 程度です。その他に、加圧流動床発電で発生する PFBC 灰があります。

(2) 石炭灰の性状

石炭灰は国内炭、国外炭、燃焼方式などにより性質が異なりますが、概略の性状を表-1 に示します。

フライアッシュの主成分はシリカとアルミナで、球形微粒状を呈し、シルト分が大部分を占め、ポゾラン活性があり、自硬性を有しています。外見上、クリンカアッシュは砂と類似しています。PFBC 灰はフライアッシュよりも自硬性を有しています。

表-1 石炭灰の代表的性状

	化学的性質	物理的性質	比重	粒度	その他の特徴
フライアッシュ	主成分がシリカ・アルミナであり、セメントの水和で生成する水酸化カルシウムとボゾラン反応を起こすなど長期的に密実な構造が形成されます。	フライアッシュは微細粒子で球形をしているためフライアッシュを混合したコンクリートやモルタルは流動性が増大します。	一般にフライアッシュの真比重 2.3 程度で、一般の土砂と比較して軽量です。	シルト、粘土分が主体の単一粒度 砂分：6～15% シルト分：74～84% 粘土分：10～11% 均等係数：4.2～3.9 曲率係数：1.6～1.4 最大粒径：2mm	コンクリート混和材として用いた場合、次のような特徴が現れます。 ・流動性の向上 ・水和発熱の低減 ・アルカリ骨材反応の抑制 ・長期強度の向上 ・水密性の向上 ・化学抵抗性の向上 ・耐熱性の向上
クリンカアッシュ	クリンカアッシュは赤熱状態でボイラ底部の水槽に落下した石炭灰を粉砕機で粉砕、粒度調整したもので、赤熱状態から急冷水洗されているため化学的に安定したものです。	クリンカアッシュの粒子は細礫と粗砂を中心とした締固め性能の高いと同じ粒度分布をしています。 また、透水係数は $10^{-5} \sim 10^{-4} \text{m/sec}$ と清浄な砂、砂礫と同程度の透水性を有しています。	一般にフライアッシュの真比重 2.3 程度で、一般の土砂と比較して軽量です。	礫分：23～43% 砂分：47～58% シルト分：9～16% 粘土分：1～3% 均等係数：26.9～32.7 曲率係数：1.2～1.3 最大粒径：37.5mm	孔隙構造となっているので、締固めに対して支持力を示す CBR 値が安定しており、排水性、通気性が良く、保水性や保肥性に優れているので道路の下層路盤材やグラウンド等の中間層に利用されています。
PFC 灰	加圧流動床方式の発電プラントから発生する石炭灰は石炭と石灰石を混合燃焼するため、主成分の CaO や SO ₃ がフライアッシュより多く、自硬性を持っています。	フライアッシュのような球形ではなく、3～10 μm の不定形で硬化反応し易い形状をしています。	セメントと同程度の比重です。	砂分：18～24% シルト分：68～73% 粘土分：4～11% 均等係数：1.9～4.8 曲率係数：0.8～3.0 最大粒径：0.85mm	CaO の含有率（33～35%）が高く、高い圧縮強度が得られています。土の突き固めによる 28 日材令の一軸圧縮強度は約 5～10MN/m ² を示します。

(3) 石炭灰の利用分野

石炭灰が最も多く利用されている分野は、セメント・コンクリート分野です（表-2）。年間 490 万トン（2000 年）利用されており電気事業から発生する石炭灰の 50%、電気事業以外の一般産業から発生する石炭灰の 75%がこの分野において利用されています（図-1）。

表-2 石炭灰の有効利用分野

利用分野	利用項目
セメント・コンクリート分野	セメント原材料、セメント混和材、コンクリート用混和材等
土木分野	地盤改良材、道路路盤材、アスファルト・フィラー材、土木用コンクリート製品、炭坑復元材等
建築分野	建材ボード、人工軽量骨材、建築用コンクリート製品等
農林・水産分野	肥料、土壌改良剤、融雪剤等
その他	下水汚水処理剤、製鉄用等

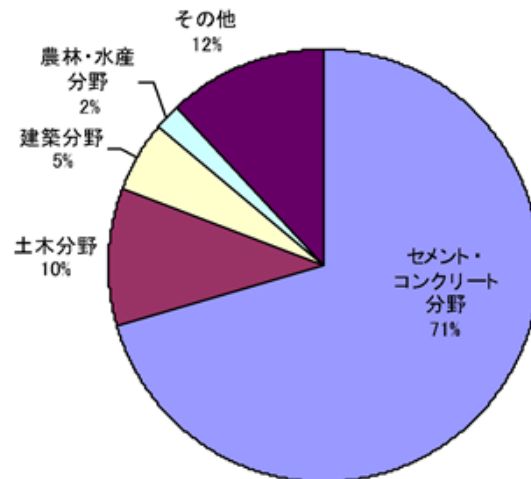


図-1 石炭灰の有効利用状況（2000 年度実績 全産業）

(4) 石炭灰の土木分野としての利用

電気事業より発生した石炭灰の処理は、2014 年度で 1,250 万トンが利用されており、その内、セメント・コンクリート分野で 490 万トン（電気事業から発生する石炭灰の 50%、一般産業から発生する石炭灰の 75%）がこの分野において利用されています。

また、土木分野全体では年間 70 万トン（2000 年度）利用されており、石炭灰発生量の 8% 程度を占めています。

図-2 に土木分野における石炭灰の有効利用量の内訳と推移を示しています。

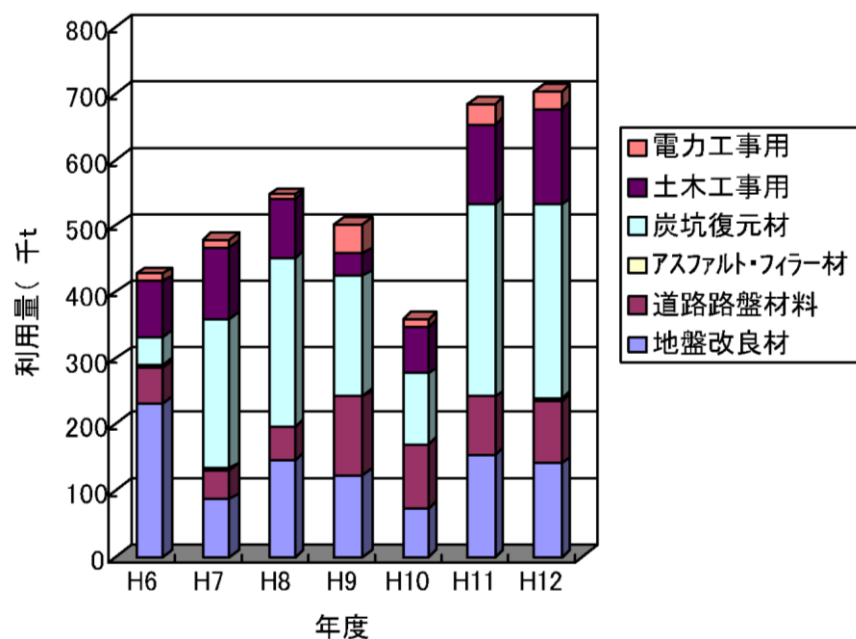


図-2 石炭灰の土木分野における有効利用量の推移

利用用途としては、主に路盤材料、地盤改良材、炭鉱復元材、アスファルトフィラーです。フライアッシュについては、その吸水性や化学反応性を利用して土砂やセメントなどと混合し、軽量盛土材や擁壁裏込め材、固化地盤の造成や海中盛土による築堤に代表される土砂代替材として用いられています。クリンカアッシュについては、道路路盤材に利用される他、その透水性、保水性を活かしてゴルフ場やグラウンドの排水材として、寒冷地における凍上抑制材としての利用実績もあります。

(5) 地盤分野での利用例

1) 盛土・土地造成材

石炭灰の締固め特性は灰の種類で異なるが一般的には、 w_{opt} が低いことにより施工性に優れ、 ρ_{dmax} が小さいことにより軽量盛土材として利用できます。また、石炭灰の特徴である「流動性」と「分離抵抗性」を利用して、土砂＋石炭灰＋セメントを混合して海中に投入することで築堤を造成するなど、海中盛土材として利用することができます。

一方、石炭灰はアルカリ性であるため、CaO 含有量が 5%以上は自硬性を有し、一度の水に接していないフライアッシュに少量の水を加えて転圧すると数百 kPa の圧縮強度を発現することや十分締固めると N 値 10～50 が期待できるとの報告もあります。しかし、転圧せずに盛り立てた低い密度の石炭灰地盤では強度発現がほとんど期待できず斜面崩壊などの事故を起こした例も報告されていますので、十分な締固めが必要です。

2) 路床・路盤材

図-3 にセメント安定処理した石炭灰の一軸圧縮強度を示します。このように、フライアッシュにセメントを混合して締固め・転圧することによりセメント安定処理路盤の品質規格を満足し、路盤として利用した例があります。

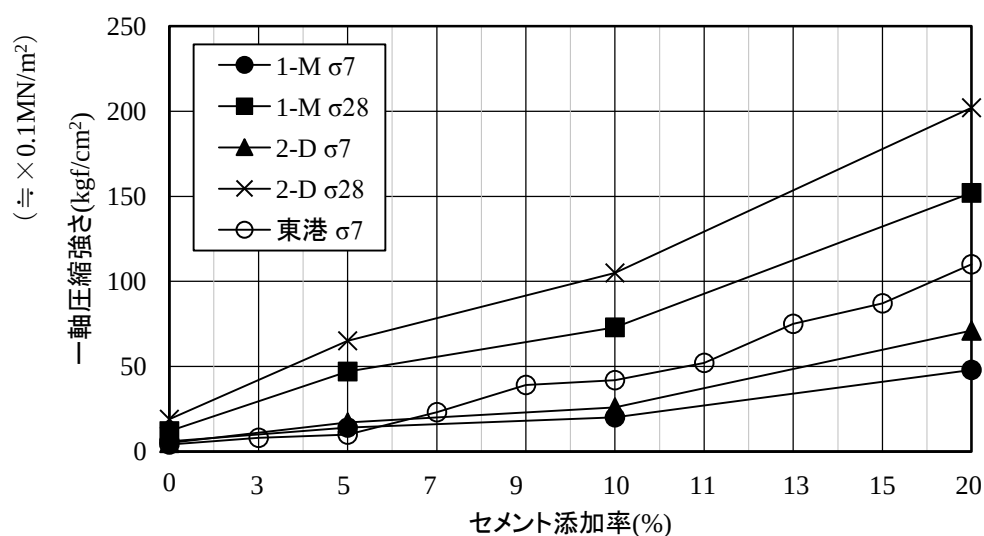


図-3 セメント安定処理石炭灰の一軸圧縮強度

クリンカアッシュは粗粒のため、下層路盤材や路床材に利用が可能であり、CBR の値の一例を表-3 に示します。

表-3 クリンカアッシュの CBR 値

ユニット No.	1	2					備考
炭種	A	B	C	D	E		
修正 CBR (%)	56.3	68.5	104.0	39.0	64.0		
最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.021	1.620	1.293	1.285	1.414	E 法	
最適含水比 (%)	43.0	16.2	24.4	28.5	24.3		

また、クリンカアッシュは高い排水性や有孔材質で熱伝導率が低いこと等から、十分な凍上抑制効果があり、高速道路や市町村道の凍上抑制層材としての活用した例が多くあります。表-4 にクリンカアッシュの凍上率、表-5 に透水係数を示します。

表-4 クリンカアッシュの凍上率

項目		クリンカアッシュ		
		砂川	奈井江	苫東
粒度 分布 (%)	2mm 以上	8.0	14.0	21.0
	2mm～0.074mm	75.0	68.0	60.5
	0.074mm 以下	16.0	15.0	18.5
最大乾燥密度 (g/cm ³)		0.937	1.035	0.845
最適含水比 (%)		44.1	36.2	56.0
凍上率 (%)	1	0.2	0.2	7.7
	2	0.1	0.4	9.7
	3	0.2	0.4	9.3
	平均	0.2	0.3	8.9

表-5 クリンカアッシュの透水係数（変位水位法による測定）

透水係数(×0.01m/sec)													
10 ⁻⁹		10 ⁻⁷		10 ⁻⁵		10 ⁻³		10 ⁻¹		10 ¹		10 ²	
透水性	不透水	非常に低い	低い	中位	高い								
土の種類	均等な粘土	微細砂, シルト, 粘土混合砂				清浄な砂, 砂礫				清浄な礫			
クリンカアッシュ											3 × 10 ⁻³ ~ 3 × 10 ⁻²		
真砂土													
シラス													

クリンカアッシュと一般土砂との透水性比較表（日本フライアッシュ協会資料）

3) 充填材

充填材としては擁壁裏込めや橋脚建設用築島材などがあり、築島材ではフライアッシュに4～5%のセメントを添加し、スラリーにして打設した白鳥大橋の基礎が知られています。

スラリーは数時間で硬化し自立するので、側圧が軽減でき矢板の剛性を小さくなるなどの利点がありますが、均一性を確保するにはフライアッシュの種類に応じてセメント量と水分量の調整が必要です。

4) 地盤改良材

フライアッシュにセメントを混合して深層混合処理工法に利用することやフライアッシュの流動性を利用して気泡混合土への利用などが検討されています。

さらに、港湾や河川などの浚渫時に多量に発生する高含水土砂の改良材として石炭灰とセメントを混合して盛土材や埋立て材料等の土木材料として利用することの試験も進められており、その試験事例を表-6に示します。

表-6 高含水比土砂の改良事例

配合例

浚渫土砂 含水比 (%)	石炭灰の 種類	石炭灰 添加率 (%)	セメント 添加率 (%)	一軸強度 (kN/m ²)		備考
				材齢 7 日	材齢 28 日	
40	1-M	40	3	253	506	ブル転圧
40	2-D	40	3	284	236	転圧なし

- ・石炭灰の添加量は、浚渫土砂の湿潤重量に対する割合
- ・セメント添加量は（浚渫土+石炭灰）の乾燥重量に対する割合

浚渫土の物性

礫分 (%) 2～75mm	砂分 (%) 75μm～2mm	シルト分 (%) 5～76μm	粘土分 (%) 5μm 未満	最大粒径 (mm)
7	54	28	11	19

5) その他

クリンカアッシュは砂と類似の性状で、透水性が良好なため野球場、グラウンドやゴルフ場造成の中間層として利用することができます。さらに、シールド裏込め注入材として石炭灰を利用した事例もあります。

このように、石炭灰は地盤材料として利用できる範囲は広いですが、一部の溶出試験の報告では外国炭の中に微量の As、国内炭に Cr⁶⁺が検出されている例もあります。そのため、環境基準に適合するものもしくは適合できるように改良されたものを利用することが必要です。

参考文献

- 1) 環境技術協会・日本フライアッシュ協会編：石炭灰ハンドブック、1995.
- 2) 槍垣他：講座「発生土および廃棄物の地盤工学的処理と有効利用」 5.廃棄物の地盤工学的特性、土と基礎、vo1.45、No.4、pp.53-58、1997.4.
- 3) 堀内他：講座「発生土および廃棄物の地盤工学的処理と有効利用」 5.産業廃棄物の地盤工学的有効利用（その2）、土と基礎、vo1.45、No.6、pp155-60、1997.6.
- 4) 丸山他：深層混合処理工法における石炭灰の利用、電力土木、No.204、pp.83-92、1986.9.
- 5) 土木学会エネルギー土木委員会新技術・エネルギー小委員会石炭灰有効利用分科会：石炭灰有効利用技術について－循環型社会を目指して－ 報告書、2003.9.

3. 施 工

Q 3. 1 被圧水層の考え方 1

図-1 のような現場で深度 4.2m まで掘削したところ、掘削完了後 1～2 分で底盤がふくれ上り水が噴出しました。これはいったい何ですか。また、これからどういうことをすればよいのでしょうか。地層は、図示したように、上位から耕作土、泥炭、粘土です。泥炭は繊維がたくさん残っていますが、のり面からの湧水はにじむ程度です。粘土は、灰色で若干シルト質ですが、水のにじみ出しもなく安定しています。

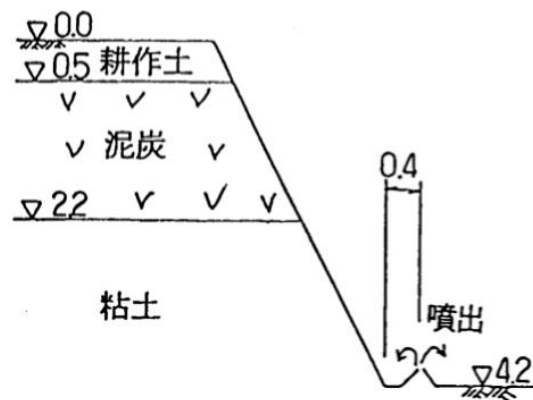


図-1 地下水噴出（掘削完了後 1～2 分）

これは”水圧による盤ぶくれ”です。粘土層の下位に被圧した砂層か砂礫層があるはずですが。もう少し深く掘削してください。また、水位はどこまで上昇するかを測定してください。

Q 3. 2 被圧水層の考え方 2

G.L.-4.2m から 0.6m だけ再掘削を行ったら、G.L.-4.4m から玉石混じりの砂礫層が出てきました。水位上昇を観測していたら、再掘削から 15 分後に、泥炭層と粘土層の層境にクラックが入り、粘土層のり面が、掘削側に膨らみ出し 25 分後には粘土層のり面が崩落しました。泥炭層は、ぶらさがった状態が残っています。崩落時の水位は G.L.-3.7m まで上昇しています（図-1 参照）。やはり、1 : 0.5 の法勾配では掘削できないのでしょうか。

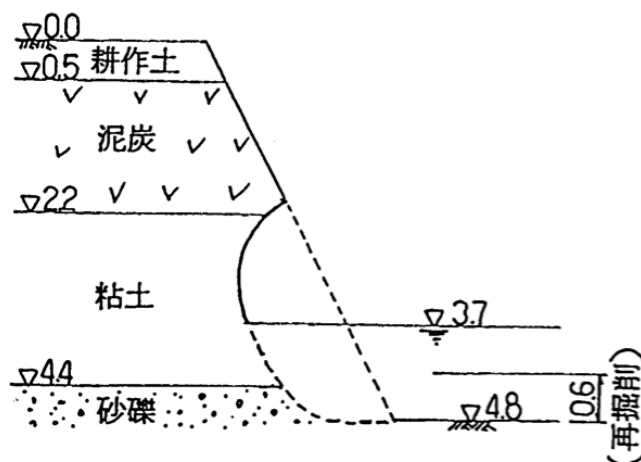


図-1 のり面崩壊（掘削後 25 分）

粘土層の強度不足というよりも、砂礫層の被圧水が影響している可能性が強いと思われます。いずれにしろ、原因を特定し難いので、別地点で再度掘削してください。なお、今回は、粘土層で掘削を終了しないで、一気に砂礫層まで掘削してみてください。

Q 3. 3 被圧水層の考え方 3

GL-3.5m（砂礫層天端下 40cm）まで一気に掘削したら、図-1 に示すようなのり面崩壊の順序がわかりました。

- ①被圧水噴出
- ②被圧水噴出後瞬時に、砂礫層のり面がえぐられ、空洞発生
- ③空洞部は水位下に没したが、Q 3. 1 および Q 3. 2 同様、泥炭層境から、粘土層のり面が崩落。泥炭層は沈下したが崩落しない。

危険なので埋戻しますが、今後の施工では、どのような対策をとればよいでしょうか。掘削部には、安全上から人を入れることはできません。

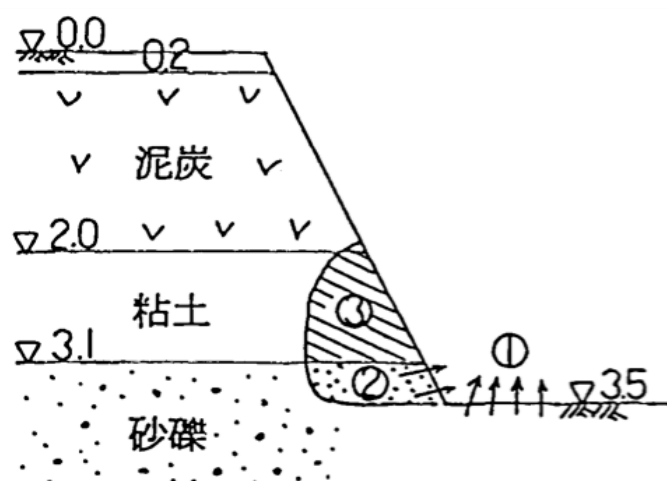


図-1 のり面崩壊の順序

やはり、被圧水が悪さしていましたね。砂礫層は、被圧水が掘削部へ噴出するために、掘削底面の吹き上げだけでなく、のり面部の土砂も吹き飛ばされたのですね。そして、粘土層下が空洞となり（これはいわゆる”たぬき掘り”と同じ状態）、粘土層は自重に耐えきれずに崩落したのですね。泥炭層は、自重が軽く、繊維の引張り抵抗もあったためぶら下がった状態で残ったものと考えられます。

いずれにしろ、この砂礫層の被圧水対策が必要ですので、地盤調査ボーリングを実施してください。調査項目は以下のとおりです。

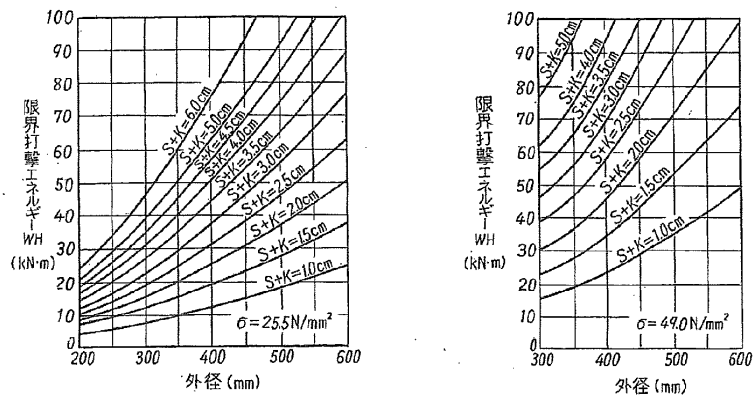
- ① 地層構成、特に砂礫層厚の把握
- ② 砂礫層下の土質の把握（不透水確認のこと）
- ③ 砂礫層の被圧水頭、透水係数の把握

Q 3. 4 杭の許容打撃力

杭の許容打撃力は何 kN ですか。

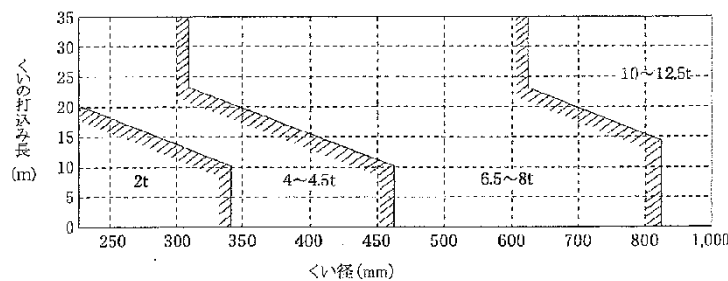
打込み杭工法による杭の許容打撃力を算定する方法はありません。ただし、この質問が、杭を破損しないための管理値を知りたいということであれば、「JIS A7201 遠心力コンクリートくいの施工標準」¹⁾に下図が示されているので参考にしてください。

これは、打撃応力の限界値を基に杭種・杭径・ハンマ別に沈下量とリバウンド量で管理する方法です。なお、打撃応力の限界値は RC 杭で 25.5N/mm^2 、PHC 杭で 49.0N/mm^2 となっており、直接打撃応力を計算したい場合は「建築基礎構造設計指針」（1988 版）P.305 に算出式が掲載されているので参考にしてください。



(a) RC 杭を打ち込む場合 (b) PHC 杭を打ち込む場合

図-1 ドロップパイルハンマ打ちにおける限界打撃エネルギーの選定図



注記 1 くいの打込み長 10 m 以上で下記の条件の場合には、1 ランク大きい規格を用いる。

- ① N 値 30 以上で層厚 3 m 以上の砂、砂れきの中間層を打ち抜く場合。
- ② N 値 15 以上で層厚 3 m 以上の粘性土を打ち抜く場合。

注記 2 くいの打込み長には、やつとこ打込み長を含む。

図-2 油圧ハンマの選定図の例

参考文献

- 1) 日本規格協会：遠心力コンクリートくいの施工標準（JIS A 7201）、2009。

Q 3. 5 軟岩掘削に用いる施工機械と地盤強度

軟岩の掘削施工において、施工機種を選定における地盤強度との関係を教えてください。

軟岩は、土木工事を行う際の岩石の大づかみな分野の一つで、一般に新第三紀層や土丹と呼ばれるものがこれに相当します。NEXCO・施工管理要領^りでは、土砂・軟岩・硬岩の区分として、土砂と軟岩の判定は排土板を用いたブルドーザの掘削能力により、また軟岩と硬岩はブルドーザ装着のリップの作業能力によってそれぞれ行うとしており、一般の軟岩掘削はリップ作業が主であるといえます（表-1）。

ご質問の施工機種を選定と地盤強度の関係ですが、軟岩の掘削は岩片の硬さよりはむしろ地山状態（割れ目、節理、風化度）に大きく左右されます。地山状態を知る一つの指標として弾性波速度があります。表-2は、岩種別の弾性波速度を示すものです。

この弾性波速度とリップ作業能力との関係を、実績をもとに想定したのが図-1です。ブルドーザの規格とリップの爪数により分けています。

なお、山岳トンネルでの軟岩掘削には、自由断面掘削機（ロードヘッダ等）や発破工法が主に用いられています。

表-1 土砂・軟岩・硬岩の判定に使用する機種

種 別	試験に使用する標準機種
土 砂 と 軟 岩 の 判 定	質量32t級のブルドーザ
軟 岩 と 硬 岩 の 判 定	質量32t級のハイドロリックリップ付ブルドーザ

判定試験におけるリップの本数は通常1本とし、リップングの方向は有効な方向で行うものとする。

表-2 岩種別の弾性波速度

大分類	小分類	岩種	岩質の程度(目安)	弾性波速度(参考)
軟 岩	軟岩A	石炭片岩、砂岩、凝灰岩、蛇紋岩、花崗岩、集塊岩、片麻岩、緑泥片岩、粘板岩、閃緑岩、安山岩、かんらん岩	風化が進み、多少の変色も伴い、き裂が発達し(間隔10cm以下程度)、ハンマーでたたいて日に沿って割れるもの	2.0km/s程度以下
	軟岩B	土丹		1.0～3.0km/s程度
	軟岩C	凝灰岩、花崗岩、片岩、片麻岩、礫岩等が風化したもの	風化がはなはだしく、き裂が発達し(間隔1～5cm程度)、ハンマーでたたいて容易に割れる岩の掘削は、ハイドロリックリップによる施工が有効であるが、掘削後の状態がほとんど土砂状(礫状とならない)になるもの。	1.0km/s程度以下
	軟岩D	転石が多く混入する土砂	原則として転石の混入率20%以上の土砂	
硬 岩	硬岩A	集塊岩、片麻岩、石灰岩、硬砂岩、頁岩、砂岩、礫岩、安山岩、ひん岩、粘板岩、角岩、玄武岩、かんらん岩、凝灰岩	凝灰質で堅く固結したもの。岩自体変質せず大きいき裂(10～50cm程度)のあるもので、大ハンマーで数回たたいてかろうじて割れる程度のもの。	2.0～3.5km/s程度
	硬岩B	花崗岩、千枚岩、閃緑岩、ひん岩、安山岩、玄武岩、砂岩、角岩、硬砂岩	新鮮堅岩、き裂が少なく密着したもので岩質が最も堅いもの。大ハンマーで数回たたいてかろうじて割れるか又は、はね返って容易に割れないもの	3.5～6.0km/s程度
	硬岩C	溶岩		

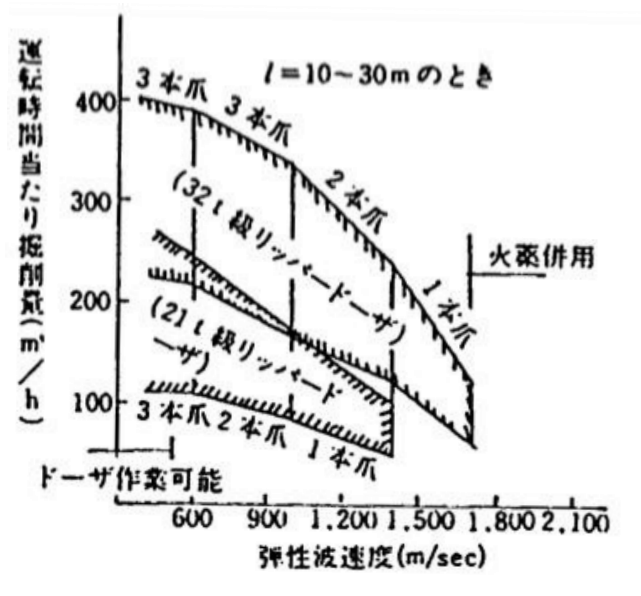


図-1 油圧リッパ作業能力参考図（A群の岩の場合）

参考文献

- 1) NEXCO 東日本、中日本、西日本：施工管理要領設計要領第一集、2016.8.
- 2) 総合建設技術研究会：宅地造成設計施工の手引き、1988.8.

Q3. 6 鋼管杭先端のフリクションカッター

近年、鋼管杭先端のフリクションカッターが設計段階で抹消される方向にあります。フリクションカッター有無の施工歩掛に対する効果は、砂質土、粘性土に係わらず大きいと思われますがなぜでしょうか。

質問によれば「フリクションカッターが設計段階で抹消される方向にある」となっていますが、必ずしもそういう方向にあるとは限らず、状況に応じて、抹消されたりされなかったりするようです。

そういう方向にあるとすれば、フリクションカッターの周面摩擦力（鉛直支持力）に及ぼす影響が明確でないため、設計段階では、支持力の算定に対して不明確となる部分をなくし、設計的に明瞭とするために、抹消する方向にあると思われます（図-1）。

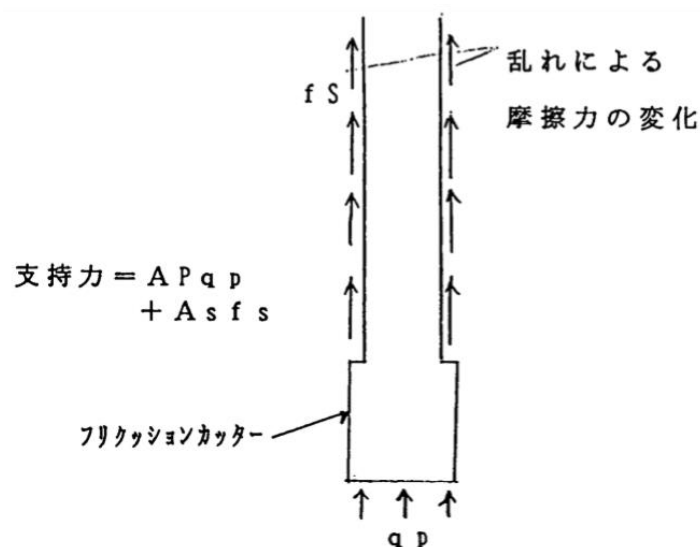


図-1 フリクションカッター模式図

Q 3. 7 リバース杭のコンクリートロス率

リバース杭（一部ベノト杭）のコンクリートロス率の積算計算は杭径だけから考えられており、実際に使用するケーシング径、余剰高、杭長の影響が入っていません。設計ロス 15%、実際ロス 30%という現状もあります。どのように考えたらよいのでしょうか。

場所打ちコンクリート杭打設の場合の杭 1 本当たりコンクリート使用量は、杭の体積に割増率を乗じて求められます。国土交通省の標準歩掛では、全国の場所打ちコンクリート杭を施工した現場を対象に実績調査を行い、平均的にリバース杭では割増率 12%が用いられています。これには、設計上の公称径と実施工による掘削径との差などのロス分と、杭頭までのコンクリートの品質低下を見込んだ杭頭処理分が含まれています。

しかし、この割増率はリバース杭が標準的な施工で行われた場合の値であり、特殊な現場条件での施工では、当然割増率も変わることが考えられます。この場合には、その施工現場において実績調査を行って、実質割増率を決定して用いることになります。

ただし、ご質問の中でケーシング杭や杭長が変更になったときの取扱ですが、これらは割増率（ロス率）に含めるのではなく、変更理由を明確にして設計変更により精算するほうがよいでしょう。

Q 3. 8 鋼管杭の設計長と実施工での杭長の考え方

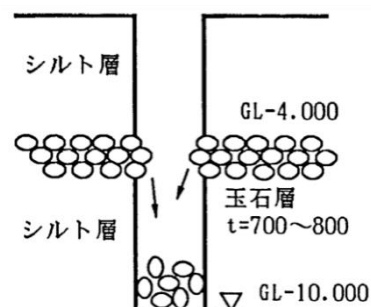
鋼管杭の設計長は、土質調査から決められています。ところが実施工では、実打設時のリバウンド試験から杭長の高止まり、長さ不足が決定されます。このため、施工では杭長の問題が生じ、たとえば杭の新規発注、杭高止まり処理が生じ、工事中断となる場合があります。どのように考えたらよいのでしょうか。

杭に高止まり、長さ不足の最も大きい要因としては、「地層の判定の誤り」や「地中障害物の有無の確認不足」等の土質条件の調査不足があげられます。そのため周辺地形の変遷やボーリング等の調査を十分に実施して、高止まりや長さ不足を未然に防ぐことが重要です。

しかし、土質調査に用いる経費にも限度があり、どの程度実施するのがよいかは一概に言えません。一般的には、画一的な調査法を全地点で行うのではなく、補間地点の調査は目的を限定した簡易な調査（コーン貫入試験など）とし、確信のもてない地点については、必ずチェックするのが最良の方法のようです。

Q 3. 9 セメントミルク工法でP H C杭を打設する場合の玉石層対処法

セメントミルク工法でP H C杭（ $\phi 400$ 、 $L=9.000\text{m}$ ）を打込む工事で、GL-4.000mに玉石（ $D=200\sim 300\text{mm}$ ）層が70～80cmあります。オーガで削孔し、ミルクを注入しながら引き抜いた後、玉石が下に落ちてしまい、的確な掘削深度が保てず、結果的に所定の位置に杭を納められない可能性があります。どのように施工するとよいでしょうか。



建築構造設計指針（東京都、1991 版）p.394 では、「杭は原則として支持層に 1.00m 以上かつ 2D 以上埋込み、根固め液中に 1.5m 以上貫入する。この場合の高止まりは 0.5m 以内になるようにすること。」このように説明されています。

対策としては、簡易的な方法で次の 2 つがあげられます。

- (1) 上記によれば、先端のあきが 0.5m までは認められているので、所定の杭根入れ深度よりも 0.5m 余掘りすることによって杭が所定の深度に止まればよい。
- (2) 掘削液であるベントナイト液の混練時間を 5～7 分にすることによって粘性を高め、掘削速度を遅くして施工する。これによって掘削孔内の泥水位の安定が図られ礫の沈降が少なくなる。

これらの(1)、(2)では不十分でどうしても高止まりがゆるされない場合、コストが高くなりますが、次のような方法もあります。

(3) ケーシングを併用する工法

- ① G.L.-5m 以深までケーシングを併用して礫の沈降をおさえながら、掘削、根固めを行い、杭を沈める。
- ② 杭の沈設が終了したらケーシングを引き抜く。

(4) 掘削を 2 回行う方法

- ① プレオーガを G.L.-10m まで行い、セメント・ベントナイトの混合液に孔内を充填させる。この場合、土は逆転にて孔内に置いてくる。
- ② その後 1 日放置し、通常のセメントミルク工法を行う。前日のセメント・ベントナイト混合液が孔壁を安定させ、杭を所定の深度に根入れできる。

Q 3. 10 擁壁工の置換基礎の設計法

土工指針では「置換材料について十分な土質試験を行うとともに、さらに底版の施工に先立って、支持力の確認を行うのが望ましい」としており、置換土として切込碎石または地耐力の得られる良質材料として荷重分布角 30° が示されています。

現場においては載荷試験により支持力の確認を行って施工していますが、施工時の不確定要因を考慮して、支持力、摩擦係数等は安全側の値を使用した設計になりがちです。載荷試験により支持力が十分得られたとき、この結果を設計に反映して再検討するのが望ましいことは明かですが、時間的な制約や材料の変更等、困難な点が多いのが現状です。

したがって、置換土の種類や締固めの仕様を決めることにより、標準的な値が求められれば安全で経済的な設計・施工が可能となると思うのですが、そのような方法があれば教えてください。

ご指摘のとおり、設計においては支持力や推定 N 値は安全側の値を採用しているのが現状です。それが、施工条件などにより危険側となる場合には修正設計しますが、それ以外は、そのまま施工するのが一般的です。

もちろん、置換土の種類や締固めの仕様を決めることにより、標準的な設計値が求められれば安全側かつ経済的な設計・施工が可能となるはずですが、現段階ではデータの蓄積が不足しており、まだ実現していないのが実情と思われます。

Q 3. 1 1 中掘り工法の最終打撃工法をモンケン打ちで行った場合の支持力確認方法

中掘り工法の最終打撃工法において、支持力の確認は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編の動的支持力式で算出しますが、モンケン打ちを行った場合、この式では算出できません。どうしたらよいのでしょうか。

道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編¹⁾の動的支持力公式を以下に示しますが、その中でハンマの種類が明記されていないので、モンケン（ドロップハンマ）に適用しても特に問題はないと思われます。

$$R_a = \frac{1}{3} \left(\frac{AEK}{e_0 l_1} + \frac{\bar{N} U l_2}{e_f} \right) \quad \dots \text{ (式-1)}$$

ここに、

R_a ：杭の許容支持力（kN）

A ：杭の純断面積（m²）

E ：杭のヤング係数（kN/m²）

l_1 ：動的先端支持力算定上の杭長で、表-1による（m）

l_2 ：地中に打込まれた杭の長さ（m）

l ：杭の先端からハンマ打撃位置までの長さ（m）

l_m ：杭先端からリバウンド測定位置までの長さ（m）

U ：杭の周長（m）

$\bar{N}$ ：杭周面の平均 N 値

K ：リバウンド量（m）

e_0, e_f ：補正係数であり、表-2の値とします。ただし、 W_H/W_p はハンマと杭の重量比であり、ヤットコを使用する場合には、 W_p は杭とヤットコの重量の合算した値とします。

表-1 杭長の補正

e_0 の値	l_1 の値
$e_0 \geq 1$	l_m
$1 > e_0 \geq l_m/l$	l_m/e_0
$e_0 \leq l_m/l$	l

表-2 補正係数

杭 種	施工方法	e_0	e_f	備 考
鋼 管 杭	打込み杭工法 中掘り最終打撃	$1.5W_H/W_P$	0.25	
P H C 杭、S C 杭	打込み杭工法	$2.0W_H/W_P$	0.25	
	中掘り最終打撃	$4.0W_H/W_P$	1.00	
鋼 管 杭 P F C 杭、S C 杭	打込み工法	$(1.5W_H/W_P)^{1/3}$	0.25	油圧ハンマに適用

杭全長にわたってその材質や断面積が違ったり、ヤットコ等を使用する場合には、（式-1）の第1項の杭の剛性を（式-2）によって補正します。

$$AE = l \cdot \frac{A_0 E_0}{l_0} \cdot \frac{1}{(1 + \beta_1 + \beta_2 + \dots + \beta_i \dots)} \quad \dots \quad \text{(式-2)}$$

ここに、

$$\beta_1 = \frac{l_i}{A_i E_i} / \frac{l_0}{A_0 E_0}$$

A_0 、 E_0 、 l_0 ：基準とした杭体部分の断面積（ m^2 ）、ヤング係数（ kN/m^2 ）および長さ（ m ）

A_i 、 E_i 、 l_i ：杭体 i 番目部分の断面積（ m^2 ）、ヤング係数（ kN/m^2 ）および長さ（ m ）

参考文献

- 1) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 （IV下部構造編）、pp.484-487、2017.11.

Q 3. 1 2 PC 杭頭部のフーチングとの結合方式と配筋方法

PC 杭頭部とフーチングとの結合方式または配筋方法はどうすればよいのでしょうか。
また、杭が高止まりしカットオフした場合の方法についても教えてください。

杭とフーチングの接合部は原則として剛結し、接合部に生じる力に対して安全であることを照査します。結合方法を図-1～6 に示します。「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」¹⁾（平成 24 年 3 月）では、対象としている全杭種に適用可能であり、フーチング内の杭の埋込み長さを最小限度（100mm）に留め、主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法について示しております。この方法は、従来方法 B と呼ばれていた接合法ですが、従来示していた方法 A（フーチングの中に杭を一定長さ埋込む方法）については、近年ほとんど使用されていないことから削除されています。

また、杭が高止まりしカットオフした場合の方法については、杭基礎施工便覧²⁾（平成 18 年度改訂版）p.141 に杭頭補強例（表-1）が示されているので参考にしてください。

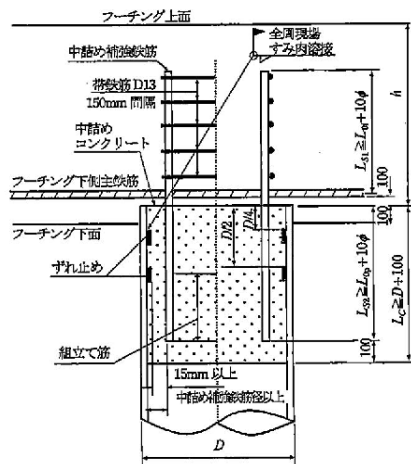


図-1 鋼管杭の接合方法

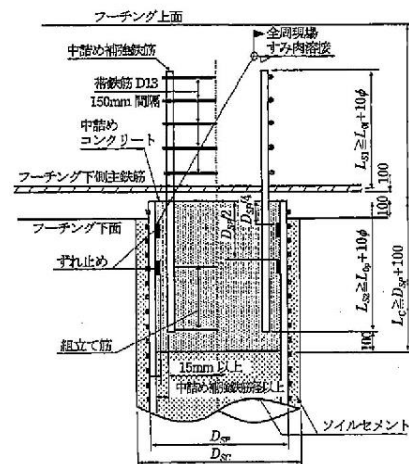


図-2 鋼管ソイルセメント杭の接合方法

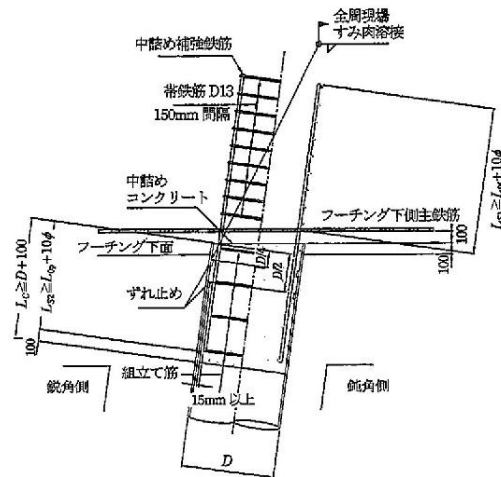


図-3 鋼管杭を斜杭として用いるときの接合方法

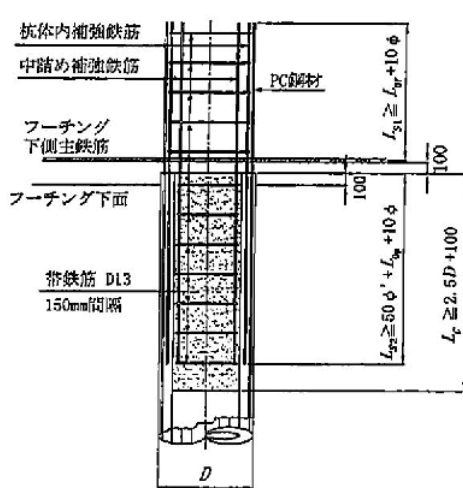


図-4 PHC 杭の接合方法

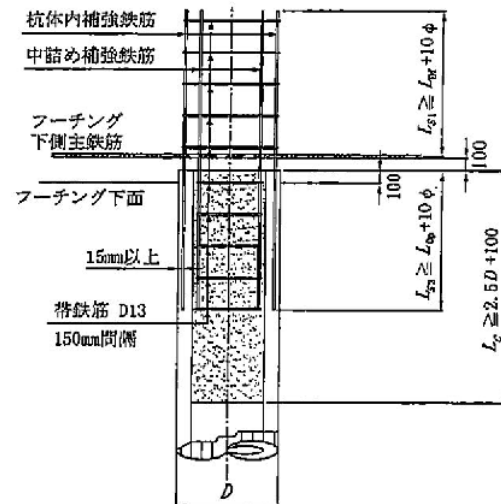


図-5 SC 杭の接合方法

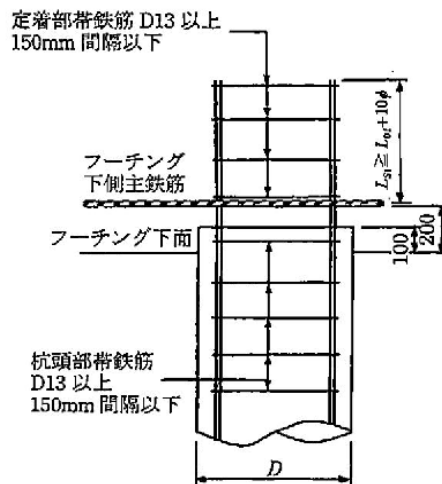
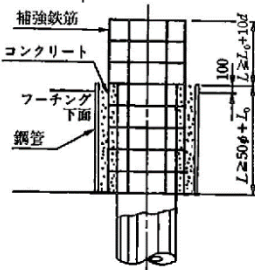
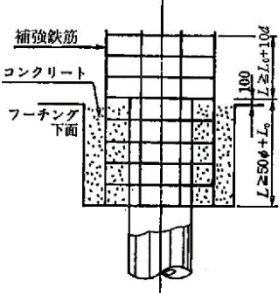


図-6 場所打ち杭の接合方法

表-1 杭頭補強例

現 象	原 因	対 策	備 考
		・設計の検討を行った上増杭とする。 ・杭頭補強する。 B方法をA方法に変更（フーチング厚等が変更の条件に合う場合） 鋼管補強の例  場所打ちコンクリートによる補強の例 	・杭頭補強筋を入れた杭で、これを超えて高止まりした場合、ただし、杭種が異なるような高止まりの場合は、増杭などの検討を行う。 補強断面はPC鋼材を除いたRC断面として鋼管断面を決定する。 ・補強断面はPC鋼材を除いたRC断面として鉄筋量を決定する。

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (IV下部構造編)、pp.284-289、2017.11.
- 2) (公社) 日本道路協会：杭基礎施工便覧（平成 18 年度改訂版）p.141、2007.3.

Q3. 13 中掘り杭およびプレボーリング杭工法の杭先端のセメントミルクの強度

セメントミルクの品質管理(圧縮強度)について、「道路橋示方書」や「杭基礎の調査・設計・施工から検査まで」を見ても、水セメント比については書いてありますが、その他の項目については書かれていません。圧縮強度などの品質管理できるものはないでしょうか。

中掘り杭工法およびプレボーリング杭工法のセメントミルクの品質管理については、「道路橋示方書・同解説IV下部構造編（H29.11）15.7 既製杭基礎の施工」に明示されています。

(1) 中掘り杭工法

根固め部を築造するにあたっては、セメントミルクと杭先端部周辺地盤の砂礫または砂とを十分攪拌しながら所定の位置まで処理する必要があります。このためにはセメントミルクの水セメント比（W/C）=60～70%程度、噴出攪拌位置、噴出圧力および噴出量を適切に管理することが重要です。プラントより採取したセメントミルクの圧縮強度は $\sigma_{28} \geq 20\text{N/mm}^2$ とすることが望ましいです。

(2) プレボーリング杭工法

- ① 根固液に用いるセメントミルクの水セメント比 W/C は 60%程度とし、根固液は所定の位置まで確実に注入し、根固部周辺地盤の砂礫または砂と十分攪拌混合する必要があります。プラントより採取した根固液の圧縮強度は、 $\sigma_{28} \geq 20\text{N/mm}^2$ とすることが望ましいです。
- ② 杭周固定液に用いるセメントミルクは、必要は強度を有し、かつ杭周面に確実にソイルセメント柱が形成されるように、注入量、注入速度等に留意しながら杭周固定部に確実に注入する必要があります。

杭周固定部の強度は、プレボーリング杭の原位置水平載荷試験結果等を踏まえ、杭体と杭周面のソイルセメント柱間の付着力がより確実に得られるように、 $\sigma_{28} \geq 1.5\text{N/mm}^2$ とします。なお、杭周固定液の配合は、あらかじめ試験孔で造成したソイルセメントの未固結試料を採取し、強度試験を実施して定めるのがよいです。試験と連続して本施工を行う場合には、試料の材齢 3 日における圧縮強度または材齢 7 日における圧縮強度から 28 日強度を推定して判断することも可能です。

試験杭および本杭では、適切に定められた回数および方法で杭沈設時にオーバーフロー液または孔内からソイルセメントを採取し、圧縮強度が $\sigma_{28} \geq 1.5\text{N/mm}^2$ であることを確認するのが望ましいです。また、このプレボーリング杭工法に適合した工法として、(一社)コンクリートパイル建設技術協会にて、施工方法・管理手法を統一し、『COPITA 型プレボーリング杭工法』として規定しているので参考にしてください。

Q 3. 1 4 中掘り杭およびプレボーリング杭工法の杭先端セメントミルクの杭止管理

中掘り杭およびプレボーリング杭の杭先端支持力を確認する方法は今のところ、ボーリング柱状図とアースオーガからの掘削土砂の確認で行っています。ところが、しばしば支持地盤と柱状図の相互関係を得るのも難しく、地下水があると掘削土砂もヘドロ化してしまい見分けることが難しいので、アースオーガのオーガ出力軸トルクやオーガ出力軸回転を使って、 N 値の確認ができないでしょうか。

一般的に支持層を確認する方法としては、現在の工法において掘削オーガの抵抗を通常の電流計で消費電流値としており、その記録波形から判断している例が多いといえます。しかし、 N 値との整合性は未解決であり、明確に N 値の確認はできません。また、通常の電流計で推定するために次のような問題点があります。

- ① 掘削オーガの途中引き上げ時の電流値や、掘削抵抗以外の電流値も拾ってしまう。
- ② 掘進深度が自記されず、記録紙の送りスピードが一定である。

このため、試験杭の施工時に支持層に近づいたら掘削速度を一定に保ち、駆動装置の電流計の変化を読み取り支持層への到達を推定しています。

なお、近年、支持層検出装置として測定区間ごとの掘削時間とその区間の累計掘削電流を乗じた値を表示する積分電流計付きの各種施工管理装置の開発が行われており、これらを使用することは管理しやすく精度を向上させる方法のひとつと考えられます。

Q 3. 15 粘性土地盤の土留工における鋼矢板引抜きによる周辺地盤沈下

粘性土地盤の土留工において、鋼矢板を引抜く場合に周辺地盤が沈下することがあります。周辺地盤が沈下しないような引抜き方法はあるのでしょうか。

鋼矢板引抜き時の周辺地盤の沈下の主たる原因としては、引抜いた鋼矢板の断面とこれに付着してくる土砂のため地盤内に空隙が生じ、この空隙を埋めるように周辺地盤が移動することと言われていますが、この他、鋼矢板の引抜き工法、使用する重機、土質による沈下特性等が複雑に影響しあうものと考えられます。

周辺地盤の沈下による影響が懸念される場合には次のような対策が考えられます。

- ① 鋼矢板に付着する土砂を極力少なくするために、鋼矢板表面に特殊滑剤（ワックス、グリース等）を塗布しコーキングする。
- ② 引抜いた跡に砂を充填する。ただし、引抜き跡の空隙は狭小なうえ、鋼矢板に付着した土砂の落下や砂投入までのタイムラグにおける地山の移動、破壊等により空隙が閉塞されるため、この方法では困難な場合もある。
- ③ ブリーディングの少ないセメント・ベントナイト（CB）、グラウトまたは可塑性グラウト等で充填を行う。

Q 3. 1 6 下水道工事の推進工法における立坑矢板引抜き部の土砂充填

下水道工事において推進工事を行う場合、当然のように発進および到達立坑を築造します。ところがそのほとんどが住宅地・商店街などの区域における工事のため、無振動・無騒音工法であり、土留壁（鋼矢板）撤去の際、鋼矢板根入れ部分に残る間隙に土砂の補充ができず、マンホール・空伏部等が沈下することがたびたびあります。振動・騒音の規制値内で土砂補充の工法はないでしょうか。

ご質問のような市街地での鋼矢板の引抜き撤去は、立坑内のマンホール等の沈下もさることながら、立坑周辺の近接構造物（家屋、地下埋設物）への影響も大きく、補償問題へと発展することもあります。

土砂補充の工法ですが、単に上から投入しただけでは深い位置までの確実な投入は困難です。このような場合に効果的であった方法として、のり面等に使用する吹付機を利用して吹き込むと比較的スムーズに充填できたケースがあります。

なお、鋼矢板の引抜きによる沈下対策としては、以下の対策が考えられます。

① 先端からの充填材注入

鋼矢板打設時に、あらかじめ注入パイプ（ホース）を取り付けておき、引抜き時に注入孔より硬化材を充填する工法です。しかし、この工法はコスト面でも工期の面でも問題が多くありましたが、最近では可塑性グラウト等が使用される例も増えてきています。

② 鋼矢板の埋め殺し

将来、鋼矢板が障害にならないのであれば矢板を上部で切断し、埋め殺す方法が最も確実です。

③ マンホールと管との接合部をフレキシブルな構造とし、不同沈下に伴うひびわれを防止します。

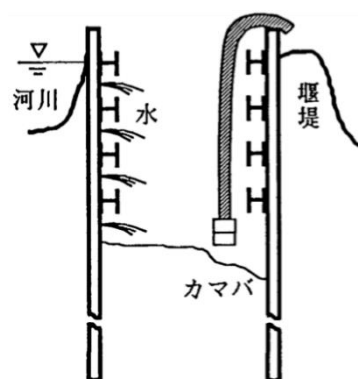
④ 矢板根入れ長を短くする方法

特に、軟弱土の場合は矢板根入れが長くなり、引抜きによる沈下が増大するため、立坑底を地盤改良して極力矢板根入れ長を短くします。

いずれにしろ、現場の状況（土質、周辺環境、規模等）と経済性を考え、適切に対応することが大切です。

Q 3. 17 河川内の堰堤掘削などの水処理

河川内の土堰堤で掘削、山留を行う際、シートパイル（SPIV：L=14.5m）のセクションから多量の水が出て、掘削中の床土（砂混じり礫）がどんどん釜場の方へ流されてしまうとき、床付および均しコンクリートをどのように打設したらよいのでしょうか。



ご質問の内容では、既に施工された状態での対策と思われますので、これに対して考えてみます。床付けおよび均しコンクリートを正常に施工するには、

- (1) 矢板セクションの止水を行う。
- (2) 床付け面からの速やかな排水状態を確保する。

のどちらかを満足させるか、あるいは両方を満足させる必要があります。

(1) 矢板セクションの止水

既に打設された矢板の止水は水圧が働いているため、非常に難しいがいくつかの方法が考えられます。

- ① 河川側から目づめ材（鉋宰のかす、おがくず等）を散布する。
- ② 掘削側から目づめ材（ウエス、鉛等）を打ち込む。

(2) 速やかな排水状態の確保

(1)の対策で効果が乏しい場合は、床付け面を工夫します。

- ① 釜場の位置を出水直下とし、床付け面での水の流れを極力少なくする。
- ② 栗石や碎石による排水溝を横断方向に設け、釜場を連結させ、速やかな排水状態を保ち、床付け面を保護する。

以上の対策を行っても床付け面が保てないような状態の場合は、矢板背面に止水対策（薬注工法等）を考えることも必要です。

また、あらかじめ、このような状態が予想される場合は、矢板打設前もジョイント部止水剤の塗布が良策かと思われます。

Q3. 18 高含水比火山灰質粘性土などの施工管理方法

ロームなどの高含水比火山灰質粘性土のように、乾燥の仕方で締固めの特性が変化するような盛土材で、自然含水比が最適含水比より湿潤側にある場合の管理基準値の決定方法と、現場での管理方法を教えてください（空気間隙率や、飽和度を用いる場合は、それらの問題点と、それらで管理できる根拠を教えてください）。

試料の準備方法により締固め曲線が異なってしまう材料の締固め試験は、試料の準備方法を湿潤法により行います。湿潤法とは、自然含水比よりも含水比を高く調整する場合は加水し、自然含水比よりも含水比を低く調整する場合は乾燥して試料を準備する方法です。このとき一旦乾燥した試料には加水しません。この方法で、含水調整した 6～8 点の試料で締固め曲線を求め、管理基準値を決定します。試料の準備方法により締固め曲線が異なる場合、一般的には、湿潤法、乾燥非繰り返し法、乾燥繰り返し法の順に最大乾燥密度が大きくなります。このため、同じ材料でありながら試料の準備方法によって基準となる乾燥密度が異なってしまう、施工時に十分な締固めを行っても基準値を満足できない状況となることがあります。このため、材料の特性に応じて締固め試験を行わなければなりません。しかし、試料の準備方法と締固め曲線の関係をあらかじめ把握することは、経験を積んだ技術者でも非常に困難です。このことより、締固め試験の試料は原則として湿潤法により準備します。

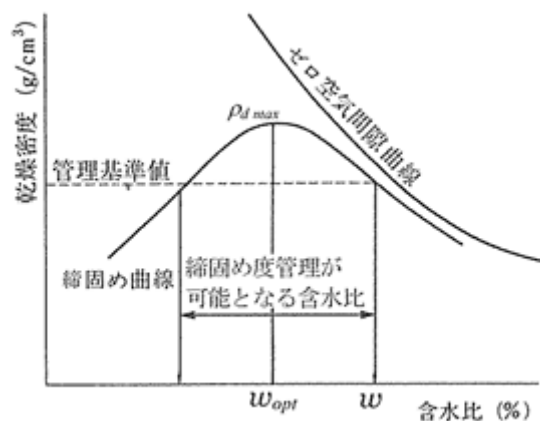


図-1 締固め曲線

ρ_{dmax} : 最大乾燥密度 (g/cm^3)

ρ_{do} : 基準締固め度のときの乾燥密度 (g/cm^3)

w_{opt} : 最適含水比 (%)

w_n : 自然含水比 (%)

w_0 : ρ_{do} のときの含水比 (%)

図-1 の締固め曲線 (w_{opt} : 最適含水比, ρ_{dmax} : 最大乾燥密度) において、自然含水比 w_n が w よりも低い場合は、締固め度により盛土の品質を管理します。

自然含水比 w_n が w よりも高い場合は、締固めを行っても密度が大きくなることがあります。特に高含水火山灰土や粘性土でこのような現象が見られます。このような場合、締固め度は管理基準値を満足できないことがあります。

一方で、土材料は同じ密度であっても含水比が高いほど強度が低いという特性があります。しかし、空気間隙率が低く飽和度が高い状態では盛土に水が浸入することはありません。このため、盛土として必要な強度を十分備えていれば、その後盛土の含水比が増加しませんので、現状よりも盛土の強度が低下することはありません。このときの盛土の状態として空気間隙率 2～10%、飽和度 85～95%の範囲です。

空気間隙率、飽和度で盛土の品質を管理しなければならない材料は、比較的粒径が細かい材料であることが多いです。空気間隙率が小さく飽和度が高い細粒土は、高含水比であるため、圧密することにより大きく盛土が変形する可能性があります。このことから、空気間隙率、飽和度で盛土の品質を管理する場合は、はじめにも記載しましたように盛土としての強度を十分満足していなければなりません。

Q 3. 19 過転圧の現象と効果的な回復方法

過転圧（オーバーコンパクション）とはどのような現象ですか。また対策方法があれば教えてください。

オーバーコンパクションとは、締め固めた土の強さが一定の値に上昇した後、低下する状態で、高含水比の粘性土においてよく見られます。これは堆積土中に構造的に吸着されている水分が、過度な締め固めによる土粒子構造（配列）の破壊によって自由化し、間隙水圧が発生することによって生ずる現象です。

これに対する効果的な対策方法としては、

- ① 表土の良質土への置換え
- ② 曝気（ばっき）乾燥
- ③ 添加材と表土を混合することによる改良

等の方法があげられますが、基本的に含水比の低下が目的となります。

Q3. 20 非常に鋭敏な盛土材の施工方法

非常に鋭敏で、こね返しや過転圧による強度低下が著しい盛土材で、非常に広範囲にわたって盛土を行う際、スクレーパによる施工を行っても強度低下を起こすような場合、他にどんな工法があるか教えてください（ただし、盛土材はその土しかなく、広範囲のため、碎石等により仮設道路を設置すると莫大な費用が掛かる場合）。

一般に、盛土材料に要求される条件として次のことが考えられます。

- ① 施工機械のトラフィカビリティが得られること
- ② のり面の安定に必要なせん断強度を有すること
- ③ 盛土体の変形、沈下が上載構造物に悪影響をおよぼさないこと

今回のように上記の条件を満たさない非常に鋭敏な盛土材を使用する場合は、盛立方法として表-1の方法が考えられます。

複合方式は、良質な砂質土、セメント、石灰等を盛土材と混合あるいは攪拌するものです。層状方式は、良質な砂、碎石あるいは人工ドレーン材等のフィルター層と盛土材を層状に捲き出すものですが、盛土材の捲き出しによる含水比調節が可能であり、また、フィルター層の設置は沈下時間の短縮に有効です。

さらに盛土材料を土性により分別し、上載構造物を考慮して「ゾーニング」を行い施工することも有効な方法であると考えられます。

表-1 粘性土の盛立方式比較

項目\方式	複合方式	層状方式
施 工	砂等の良質土との混合、攪拌が必要となり乱すので好ましくない。	フィルター層がうすい場合には切断されることがある。
トラフィカビリティ	qcの増大は期待できる。	フィルター間隔が広いと、あまり期待できない。
せん断強度	増大は期待できる。	増大は期待できる。
沈 下	透水性は向上しないので沈下時間は長期に渡る。	盛土体内の透水性が向上するため、沈下時間は短縮される。

広範囲にわたって土性の悪い盛土材で施工を行う場合は、スクレープドーザで掘削、搬出し、湿地ブルドーザで敷均し転圧する方式があります。この方式は接地圧が低いこと、排土の後に盛土面で方向転換することなく直線的にバックできること、2次搬土の必要がないこと、普通ブルドーザの掘削・押土（搬土）よりも盛土材をこね返さないことなどの特長があります。表-2 に建設機械の走行に必要なコーン指数の関係を示します。

表-2 建設機械の走行に必要なコーン指数¹⁾

建設機械の種類	建設機械の接地圧 (kN/m ²)	コーン指数 q_c (kN/m ²)
超湿地ブルドーザ	15～23	200 以上
湿地ブルドーザ	22～43	300 以上
普通ブルドーザ（15t 級程度）	50～60	500 以上
普通ブルドーザ（21t 級程度）	60～100	700 以上
スクレープドーザ	41～56（27）	600 以上 （超湿地型は 400 以上）
被けん引式スクレーパ(小形)	130～140	700 以上
自走式スクレーパ(小形)	400～450	1,000 以上
ダンプトラック	350～550	1,200 以上

参考文献

- 1) （公社）日本道路協会：道路土工要綱（平成 21 年度版）、2009.7.

Q 3. 2 1 粘性土の盛土方法と管理方法

粘性土の盛土方法、管理方法にはどのような方法があるのですか（特に高含水比の粘性土）。

一般に、有機質の土や高含水比の軟らかい粘性土などを、盛土材料として用いたときは、トラフィカビリティが十分でないため、施工機種が限定され、施工能率、稼働率が低く、工期が延伸し、工費も高くなる傾向にあり、盛土材としてあまり望ましいものではありません。しかし、盛土構造物の種類によって、盛土の上部、下部あるいは中央部、のり面部など各部で要求される品質をよく吟味することによって、盛土材料として使用することも可能な場合があるでしょう。

高含水比の粘性土の場合、施工前にできるだけ含水比の調整を行うことが望ましいことです。含水比の調節は、仮置き場などで行ない、曝気や生石灰散布混合などの方法があります。特に、曝気乾燥を行う場合には含水比の低下によるトラフィカビリティの変化などを知るため、自然含水比 w_n より $-\alpha$ 、 -2α 、 $+\alpha$ だけ変化させた含水比（ α の w_n は 10%程度）および自然含水比の 4 種類の供試体を作製し、コーン指数試験を実施する場合があります。

また、盛土の施工に際しては砂またはジオテキスタイルによって、水平排水層を設置し、盛土内の間隙水圧を低下させるよう努めるのが望ましいでしょう。また、敷きならし時に土がこね返され、トラフィカビリティの確保が困難となる場合がありますので、押土距離は 20～40m 以内とし、湿地ブルドーザなどを用いて静かに押土転圧するような配慮も必要です。

盛土箇所に直接運搬機械を入れることができない場合には、側道工事用道路または、盛土箇所に良質土を用いて運搬道路を作製し、これより盛土箇所までの土を二次運搬する工法がとられることもあります。

管理方法については、Q 3. 1 8 のとおりです。

Q 3. 2 2 含水比の調整方法

含水比の調整方法としては、どのような方法があるのでしょうか（特に、曝気の方法）。

含水比の調節は、以下の方法があります。

- ① 散水
- ② 曝気乾燥
- ③ トレンチ掘削し、地下水を低下させることによる含水比の低下
- ④ 添加材（石灰、セメント）を加えて改良（安定処理）することによる低下
- ⑤ 上記①～④の方法により、材料の一部を調節して、未調節土と混合することにより、全体量を調節する。

曝気乾燥は（土取り場や盛土ヤードにおいて）地山、盛土表面を敷きならしたり、放置、かき起こして、気乾させるもので、わずかの含水比調整には、広く実施されています（3%程度の含水比低下の効果が認められています）。ただし、広い作業面積を要することや、天候、時期に左右されるという短所もあり、作業能率の面では、トレンチ掘削による含水比を低下させる方法が有利となります。

参考文献

- 1) （国研）土木研究所寒地土木研究所：北海道における不良土対策マニュアル、2013.4.

Q 3. 2 3 P I P 杭とは

PIP 杭とはどのような杭なのか教えてください。

PIP は Pact-in-Place-Pile の略であり、PIP 工法は小口径の場所打ちモルタル杭工法です。PIP 工法による杭の施工は、次の手順で行います。

- (1) 軸部が中空のアースオーガにより、所定の深度までの削孔
- (2) アースオーガを引き上げながら、オーガ先端からモルタルを噴射し、孔内にモルタルを充填
- (3)モルタル充填後、直ちに鉄筋籠あるいは型鋼をモルタル中に挿入し、場所打ちモルタル杭を築造

PIP 工法の施工上の特徴は、アースドリル工法、オールケーシング工法、リバーシ工法などの場所打ち杭工法とは異なり、①削孔中に泥水を使用しないこと、②鉄筋籠挿入以前にモルタルが充填されることにあります。PIP 工法は、削孔中に泥水を使用しないことから、廃棄泥水に関する環境対策は不要という利点があります。その反面、大口径のものや長尺の杭は、削孔壁の安定上あるいはモルタル硬化との関係から、築造が難しいようです。通常、PIP 杭は直径が 30～70cm 程度、杭長が 25m 程度のものが多いようです。

Q 3. 2 4 摩擦杭の施工時における支持力の確認

支持杭の施工における支持力の確認は、貫入量やリバウンド量を計測して確認しますが、摩擦杭の施工時における支持力の確認方法を教えてください。

現在のところ、摩擦杭の施工時における支持力の確認方法は、確立されておられません。

道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）に示されている打ち止め管理式¹⁾（動的支持力）の第1項は、波動理論に基づいて導かれた動的な先端極限支持力であるため、良好な支持層が存在しない摩擦杭にこの式を適用するのは問題があります。

摩擦杭の支持力を確認するためには、載荷試験を行うのが最も確実ですが、試験に要する日数や費用等の問題があり、採用しづらい面があります。そこで、摩擦杭における支持力の管理としては、（基準にありませんが参考値として）総打撃回数や1打当たりの貫入量を測定し、それらの分布等から判断するとよいでしょう。

参考文献

- 1) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）、pp.554-557、2012.3.

Q 3. 25 中掘り杭工法とは

中掘り杭工法について教えてください。

中掘り杭工法は、既製杭の中空部を利用してアースオーガを挿入し、これを回転させビットで掘削した土砂を杭中空部を通して杭頭部により排出しながら杭を沈設する工法です。現在は分類として、中掘り打撃工法、中掘り根固め工法、中掘り拡大根固め工法に分類されており¹⁾、それぞれ次のような特徴があります。

(1) 中掘り打撃工法

この工法は、所定深度に達したらオーガを引き抜き、ドロップハンマまたは油圧ハンマで杭先端部を支持層に打ち込み支持力を発現させる工法です。

特徴：最終打撃時に杭の貫入量やリバウンド量を測定することにより動的支持力算定式により支持力を確認することができる。

(2) 中掘り根固め工法

この工法は、所定深度（支持層）まで沈設し、杭先端部にミルクを注入し根固め部を築造して支持力を発現する工法です。

特徴：杭を打撃しないので、低騒音・低振動で施工できる。

(3) 中掘り拡大根固め工法

この工法は、所定深度（支持層）まで沈設し、杭先端部を拡大ビットで根固め液を注入しながら、拡大根固め部を築造して支持力を発現する工法です。

特徴：杭を打撃しないので、低騒音・低振動で施工できる。

杭先端部に拡大根固め部を築造するため、大きな支持力が得られる。

中掘り工法における管理項目は、以下のとおりです。

1) 支持層の確認

設置された杭の先端が、所定の支持層に達していることを確認する。

2) 根固め部築造管理

杭先端の（拡大）根固め部を確実に築造するため、拡翼を取り付けたビットを用いる場合は機械的拡翼、高圧噴射ノズルを取り付けたビットを用いる場合は高圧ポンプの吐出圧力を確認する。

3) 根固め液の強度管理

硬化後、所要の圧縮強度を満足していることを確認する。

4) 杭沈設中の管理

①中間層に転石や径 50mm 以上の礫がある場合や、高粘性の粘土がある場合には、杭体の破損や施工ができなくなることがある。この場合は、十分な事前調査を行う。

②杭沈設速度が速すぎると、杭体内に土砂がつまり、杭体が破損することがある。

5) その他の注意事項

①高止まり、落ち込み

②先掘り、拡大掘り

③地中障害物

④排出土の状況、流量計の動き

参考文献

- 1) コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭の設計・施工Q & A集、2009.8.

Q3. 26 杭が高止まりした場合の地中部作用曲げモーメントに対する処置

杭が高止まりしたために断面変化点が所定の位置より浅くなった場合の対処法を教えてください。

高止まりとなった杭が、設計荷重時に作用する外力に対し安全であるか確認しなければなりません。一般に杭の場合は、図-1 のような地中部の曲げモーメントが考えられます。上、中、下杭が同一の場合特に問題はありませんが、経済的な設計をする場合、上杭がB種、C種、中、下杭がA種とするのが普通です。この場合、杭が高止まりして断面変化点が所定の位置より浅くなった場合、地中部に作用する曲げモーメントに対し、杭各部が安全であることを確認する必要があります。断面変化点の杭体が許容値を満足しない場合は、増し杭などの補強が必要となります。

よって、このような事態が想定される場合は、試験杭を行って確実に支持層を把握するかまたは、上杭の長さを設計より長めにして、中杭、下杭で全体の長さを調整すればよいと考えます。

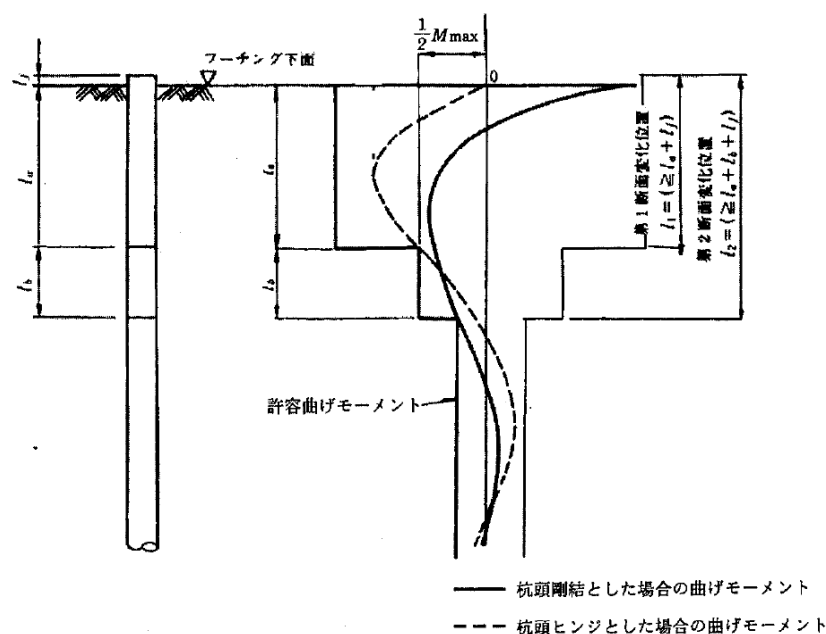


図-1 断面変化位置

参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、2015.3.

Q 3. 2 7 杭の打止め管理で貫入量が基準値を超えている場合の対処法

杭の打止め管理で、リバウンド量は満足しているが一打あたりの貫入量が基準値を超えている場合の対処法を教えてください。

管理式で算出された値が異常な場合、Hiley の公式にてチェックすることがあります。

Hiley の公式¹⁾

$$R_u = \frac{e_f E}{S + \frac{c_1 + c_2 + c_3}{2}} \cdot \frac{W_H + e^2 W_p}{W_H + W_p} \quad \dots \text{(式-1)}$$

$$R_a = \frac{R_u}{F_s} \quad \dots \text{(式-2)}$$

ここに、

R_u : 杭の極限支持力 (kN)

R_a : 杭の許容支持力 (kN)

W_H : ハンマ (ラム) の重量 (kN)

W_p : 杭の重量 (kN)

E : 打撃エネルギー (kN・m)

ドロップハンマ、単働スチームハンマでは $E = W_H \cdot h'$

ディーゼルハンマでは $E = 2W_H \cdot h'$

e_f : ハンマの効率 (0.6~1.0)

e : 反発係数 (完全弾性の場合 : $e=1$ 、完全非弾性の場合 : $e=0$)

S : 杭の最終貫入量 (m)

c_1 : 杭の弾性変形量 (m)

c_2 : 地盤の弾性変形量 (m)

c_3 : キャップの弾性変形量 (m)

h' : ハンマの落下高さ (m)

F_s : 安全率 (3.0 以上)

なお、道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）（平成 29 年 11 月）15.7.9(6)iii）³⁾によると、「支持力が十分得られると判断される場合や摩擦杭とする場合は、貫入量にこだわらなくてもよい」と記載されています。

参考文献

- 1) 鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼管杭－その設計と施工－、2009.
- 2) （一社）日本建築学会：建築鋼ぐい基礎設計施工基準・同解説、1963.6.
- 3) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説（Ⅳ下部構造編）、pp.484-487、2017.11.

Q 3. 2 8 ヤットコを使用した場合の打止め管理式

基礎杭を打止める場合の判定方法（特にヤットコを使用した場合の動的支持力公式の適用方法）また動的支持力が不足した場合の対策について教えてください。

道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 24 年 3 月）¹⁾に記載があるように、杭の打止め条件には、杭の根入れ深さ、動的支持力、打止め時一打あたり貫入量（打撃工法の場合）、電流・電圧値、貫入速度（バイブロハンマ工法の場合）等があります。杭は、これら打止め条件を総合的に十分検討して打止めます。

① 杭の根入れ深さ

一般に、試験杭の結果確認された杭の根入れ深さとします。

② 動的支持力

打撃工法の動的支持力は、以下に示す打止め管理式（式-1）を用いて算出します。本式から求めた動的支持力にはばらつきがあり、本式が打止め管理の絶対的な指標ではなく、打止め管理方法の一つであることに留意が必要です。

先端閉塞杭の場合、打止めの地盤によっては、打込みにより土層中の水圧が極端に高くなり、この影響でリバウンド量が異常に大きくなることがあるので、このような場合には本式を適用できません。

$$R_a = \frac{1}{3} \left(\frac{AEK}{e_0 l_1} + \frac{\overline{N} U l_2}{e_f} \right) \quad \dots \dots \dots \text{（式-1）}$$

ここに、

R_a ：杭の許容支持力（kN）

A ：杭の純断面積（ m^2 ）

E ：杭のヤング係数（ kN/m^2 ）

l_1 ：動的先端支持力算定上の杭長、表-1 による（m）

l_2 ：地中に打込まれた杭の長さ（m）

l ：杭の先端からハンマ打撃位置までの長さ（m）

l_m ：杭の先端からリバウンド測定位置までの長さ（m）

U ：杭の周長（m）

$\overline{N}$ ：杭周面の平均 N 値

K ：リバウンド量（m）

e_0 、 e_f ：補正係数であり、表-2 の値とする。ただし、 W_H/W_p はハンマと杭の重量比であり、ヤットコを使用する場合には W_p は杭とヤットコの重量を合算した値とする。

表-1 杭長の補正

e_0 の値	l_1 の値
$e_0 \geq 1$	l_m
$1 > e_0 \geq l_m/l$	l_m/e_0
$e_0 \leq l_m/l$	l

表-2 補正係数

杭 種	施工方法	e_0	e_f	備 考
鋼 管 杭	打込み杭工法 中掘り最終打撃	$1.5W_H/W_P$	0.25	
P H C 杭、S C 杭	打込み杭工法	$2.0W_H/W_P$	0.25	
	中掘り最終打撃	$4.0W_H/W_P$	1.00	
鋼 管 杭 P H C 杭、S C 杭	打込み工法	$(1.5W_H/W_P)^{1/3}$	0.25	油圧ハンマに適用

杭全長にわたってその性質や断面積が違ったり、ヤットコ等を使用する場合には、(式-1)の第1項の杭の剛性を(式-2)によって補正します。

$$AE = l \cdot \frac{A_0 E_0}{l_0} \cdot \frac{1}{(1 + \beta_1 + \beta_2 + \dots + \beta_i \dots)} \quad \dots \dots \dots \text{(式-2)}$$

ここに、

$$\beta_i = \frac{l_i}{A_i E_i} \bigg/ \frac{l_0}{A_0 E_0}$$

A_0 、 E_0 、 l_0 ：基準とした杭体部分の断面積（ m^2 ）、ヤング係数（ kN/m^2 ）および長さ（ m ）

A_i 、 E_i 、 l_i ：杭体 i 番目部分の断面積（ m^2 ）、ヤング係数（ kN/m^2 ）および長さ（ m ）

③ 打止め時一打あたり貫入量（打撃工法に適用）

打止め時一打あたり貫入量は、杭の種類、長さ、形状、地盤の状況等により異なるため、一義的に定めることは不可能ですが、既往の資料等を参考にして、2～10mm を目安とします。特に、一打あたりの貫入量を 2mm 以下で打ち続けると杭体のみならず、ハンマにも悪影響を及ぼし、損傷の原因となるので注意する必要があります。

なお、支持力が十分に得られると判断される場合や摩擦杭とする場合は、貫入量にこだわる必要はありません。

④ 電流、電圧値および貫入速度（バイブロハンマ工法に適用）

打止め時のバイブロハンマモータの電流、電圧値および杭貫入速度は、杭の種類、長さ、形状、地盤状況、施工機械等により異なるため、一義的に定めることは困難です。既往の載荷試験例等に基づき、バイブロハンマモータの電圧値がほぼ一定となるように調整して杭を貫入させた場合、電流値が定格の 100～150%を示すとともに、杭貫入速度が 10mm/s 以下になることを目安とします。

動的支持力が不足した場合には、継ぎ杭によって処理するか余裕を持った杭長さで再度試験杭を施工し、支持力が発現する長さを本杭の長さに設定しなおします。

参考文献

- 1) （公社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 （IV下部構造編）、pp.484-487、2017.11.

Q 3. 2 9 PHC 杭の杭頭部が破損した場合の対処法

基礎 PHC 杭の杭頭部が破損した場合の対処法を教えてください。

一般に、杭頭破損の原因の多くはクッションの摩耗、損傷等による偏心打撃によるものおよび許容打撃応力度（ 49N/mm^2 ）を超え、杭頭部に過大な打撃応力が生じる場合等が主な原因ですが、原因を究明するのが第一です。¹⁾

杭頭破損した杭は、破損したときの位置や支持力の状態にもよりますが、設計支持力を満足している場合や所定の深度まで達している場合等は「杭の鉛直載荷試験方法・同解説」²⁾に掲載してありますように、打撃時に生じた破損箇所を除去すればそのまま使用できますが、除去することにより設計杭頭位置が変わる場合もありますのでフーチングの形状、寸法および杭頭補強等は設計担当者と打ち合わせしてください。

また、設計支持力を満足していない場合や、曲げモーメントの違う杭の継ぎ杭で杭頭処理を行うことにより水平力等を満足しない場合は増し杭を行い、その位置や本数については設計担当者と打ち合わせをして、処置を講じてください。

参考文献

- 1) 日本規格協会：遠心力コンクリートくいの施工標準（JIS A 7201）、2009.
- 2) （公社）地盤工学会：杭の鉛直載荷試験方法・同解説、2002.

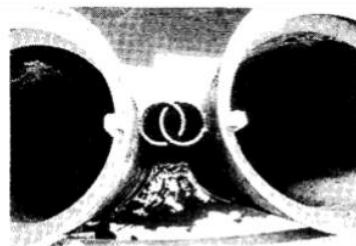
Q 3. 3 0 鋼管矢板工法における継手部の止水モルタル施工法と漏水対策方法

鋼管矢板工法における継手部の止水モルタルの施工法と、漏水時の対策方法について教えてください。

(1) 継手部の施工法

1) からみあった継手 (図-1)

継手間隔を正確に保って打込むことは、井筒全体の剛性を高め、止水性を完全にする上で特に重要です。パイプ型継手を正規に連結することにより 3 つの半月状空間ができます。



(図-1)

2) 排土 (図-2)

継手管内の排土は、3 空間の断面が小さいためウォータージェットまたはウォータージェットとエアーリフトを併用する方法が一般的です。



(図-2)

3) 本体継手部モルタル注入 (図-3)

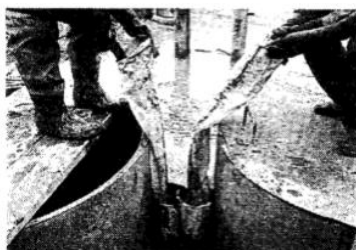
井筒基礎本体の継手部には、継手効率を増大させ、井筒として所要の断面剛性を確保するためにモルタルを注入します。その際、モルタル天端は仮締切部切断位置より上にならないようにします。



(図-3)

4) 仮締切部継手管内止水材注入 (図-4)

仮締切部の継手管内は、井筒内排水後の作業を安全、確実にするため止水材を充填し完全に漏水を防止する必要があります。止水材は継手管の噛合せスリットからの漏出を防ぎ、仮締切部鋼管矢板の切断撤去を容易にするために袋詰低強度モルタルを用いるのが一般的です。



(図-4)

5) 止水完了 (図-5)

袋詰低強度モルタルは噛合せ 3 室の内左右の 2 室に注入すればよいのですが、真ん中の 1 室にも直接低強度モルタルを注入すれば止水性が更に向上します。



(図-5)

(2) 漏水時の対策

1) ドライアップ部分での漏水対策

井筒内での掘削が終了した後、水中コンクリート打設を行います。コンクリートの硬化後に中間支保工を組み立てながら井筒内水をくみ上げ、ドライアップを行います。ドライアップした部分から漏水した場合には、漏水位置が直接目視できることから漏水部分に鉄をあて周囲を溶接することにより止水を行うことが多いようです。

2) ドライアップ以深での漏水対策

ドライアップした部分より深い位置からの漏水に対しては、井筒の外部の地山部分に薬液注入等による止水を行うことが一般的です。漏水が起きていると推定される継手部にそって薬液注入用の配管を削孔、挿入し薬液注入を行います。なお、継手部分の施工が不完全であると事前に判断される場合には、ドライアップ以前に行うことも有効です。

Q3. 31 土質による推進工法の選定とトラブル

土質による推進工法の選定と、推進工事中のトラブルと対策について教えてください。

(1) 推進工法の概要

推進工法とは、立坑に推進力の反力受けを設置し、既製管を推進ジャッキで土中に圧入させ、管内から土砂の掘削、搬出を行いながら、順次、管を継ぎ足して管路を埋設していくものです。

現在、推進工法は技術開発の推進と相まって、河川、鉄道などの横断ばかりでなく、市街地における管理設の有効な工法として、より多く採用されるようになってきています。

推進工法は、以下のように分類することができます（図-1）。

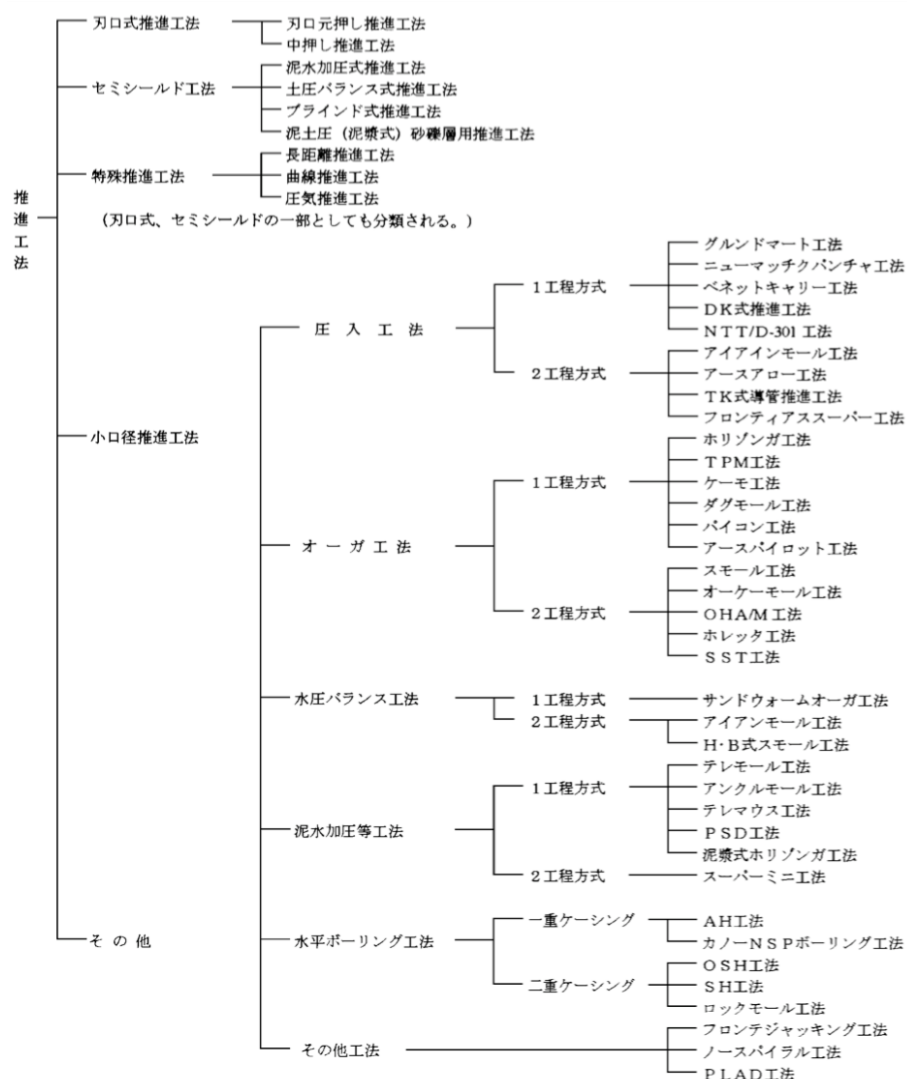


図-1 推進工法の分類¹⁾

(2) 推進工法の選定

推進工法の選定にあたっては、以下の点を考慮する必要があります。

- ① 施工延長と一区間の推進延長
- ② 土質状態と、地下水の状態
- ③ 立坑土砂搬出、および管の挿入等に対する用地の関係
- ④ 立坑選定位置の道路交通および周辺の環境
- ⑤ 埋設物、その他架空線等の関係

このうち特に、土質と地下水の状態は施工の難易さを大きく左右するので、補助工法を含めて十分検討を行い、最適な工法を選定しなければなりません。さらに選定した工法は、より安全で、かつ、より経済的なものでなければなりません。各推進工法別の適用土質と補助工法の関係と小口径管推進工法の方式と土質の関係を表-1、2に示します。

表-1 各推進工法別の適用土質

土質分類	N値	含水比 (%)	土質 地下水位 (kN/m^2)	最大粒径 (呼び径に對 する比率)	れき (%) 混入率	透水係数 (cm/s)	高 耐 力 方 式											
							圧入方式				泥 水				荷 式			
							二工程式 補助工法	一工程式 補助工法	一工程式 補助工法	一工程式 補助工法	二工程式 補助工法	二工程式 補助工法	二工程式 補助工法	二工程式 補助工法	立坑内駆動方式 補助工法	先導体駆動方式 補助工法	圧送排土方式 補助工法	吸引排土方式 補助工法
腐食土	$N \leq 1$	>200	—	—	—	—	△	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
粘性土	$N > 1$	—	—	—	—	—	○	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
砂質土	$1 < N \leq 5$	—	—	—	—	—	○	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	$5 < N \leq 15$	—	—	—	—	—	○	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	$15 < N \leq 50$	—	—	—	—	—	○	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	$N > 50$	—	—	—	—	—	○	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	$N \leq 10$	—	≤ 10	—	—	$\leq 10^{-3}$	○	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	$N \leq 10$	—	>10	—	—	$>10^{-3}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	$N \leq 10$	—	>10	—	—	—	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	$10 < N \leq 50$	—	≤ 10	—	—	$\leq 10^{-3}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	$10 < N \leq 50$	—	>10	—	—	$>10^{-3}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	$10 < N \leq 50$	—	>10	—	—	—	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
砂礫	$N > 50$	—	≤ 10	—	—	—	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	$N > 50$	—	>10	—	—	—	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	≤ 10	$\leq 1/10$	≤ 60	—	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	≤ 10	$\leq 1/10$	>60	—	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	≤ 10	$\leq 1/3$	≤ 60	—	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	≤ 10	$\leq 1/3$	>60	—	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	≤ 10	$>1/3$	≤ 60	—	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	≤ 10	$>1/3$	>60	—	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	>10	$\leq 1/10$	≤ 60	$\leq 10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	>10	$\leq 1/10$	>60	$>10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
粗石	—	—	>10	$\leq 1/10$	≤ 60	$>10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	>10	$\leq 1/10$	>60	$>10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	>10	$\leq 1/3$	≤ 60	$\leq 10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	>10	$\leq 1/3$	>60	$\leq 10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	>10	$\leq 1/3$	≤ 60	$>10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	>10	$\leq 1/3$	>60	$>10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	>10	$>1/3$	≤ 60	$\leq 10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	>10	$>1/3$	>60	$>10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	>10	$>1/3$	≤ 60	$\leq 10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△
	—	—	>10	$>1/3$	>60	$>10^{-2}$	△	—	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△

(凡例) 無：補助工法を使用しない場合 ○：一般的に適用できる △：適用に当たっては検討を要する
有：補助工法を使用した場合 ×：一般的に適用できない
※：特殊仕様（特殊装置付等）の場合に可能
A：薬液注入工法または高圧噴射掘削工法
B：地下水位低下工法
AB：AかBどちらかの工法

(注) 各方式毎に定める地下水圧の上限値は次の通りとする。

推進方式	上限地下水圧
圧入・オーガ方式	10kN/m ²
泥水方式	150kN/m ²
泥土圧方式	60kN/m ²

表-2 土質条件と地下水位の関係からの適用判定表

土質分類	土質性状		低耐荷力方式			
	N値	地下水压 (kN/m ²)	圧入方式	オーガ方式	泥水方式	泥土圧方式
			二工程式	一工程式	一工程式	一工程式
粘性土	※ $0 \leq N < 1$	—	○	×	×	×
	$1 \leq N \leq 15$	—	○	○	○	○
	$15 < N < 40$	—	×	○	○	○
砂質土	$1 \leq N \leq 30$	$P \leq 10$	○	○	○	○
		$10 < P \leq 20$	○	×	○	○
		$20 < P \leq 60$	×	×	○	○
		$60 < P \leq 100$	×	×	○	×
	$30 < N \leq 50$	$P \leq 10$	×	○	○	○
		$10 < P \leq 60$	×	×	○	○
		$60 < P \leq 100$	×	×	○	×

注 1. ※：先導体が沈下しないこと。

2. 各方式ごとに定める地下水压の上限値は右のとおりとする。

(凡例)

○：一般的に適用できる

×

方 式	上限地下水压
圧入方式	20kN/m ²
オーガ方式	10kN/m ²
泥水方式	100kN/m ²
泥土圧方式	60kN/m ²

(3) トラブルと対策

推進工事における主なトラブルは、次のとおりです。

- ① 蛇行
- ② 推進不能
- ③ 地表面の変動（沈下、隆起）、陥没
- ④ 推進管の破損
- ⑤ 不測の出水、ガスの噴出

トラブルは一つが発生すると他もほとんど同時に発生する場合が多く、トラブルの原因は大別すると、次のものあげられます。

- ① 調査、設計に起因するもの
- ② 地層、地下水に起因するもの
- ③ 施工管理に起因するもの
- ④ 設備等に起因するもの

推進工事のトラブルで最も発生が多い蛇行について説明します。

1) 蛇行の原因

推進管が蛇行を起こす原因

①先導体の特性

セミシールド工法、小口径推進工法においては、初期発生段階において先導体の蛇行特性を認識し、その後の推進にあたって常に注意する必要がある。

②切羽の崩壊

土質、地下水の急変、地下埋設物、近接構造物への接近、先掘り等に伴って地山崩落が起こるので、このような場合は十分検討し、地盤改良、排水方法等の補助工法を行い、慎重に推進しなければならない。

③土質の不均質等

推進中に土質が変化した場合には、その土質に対応した掘削方法、たとえば互層地盤では管は土質の弱い方に変化するので、そのような土質に遭遇したならば、固い方の地山を先掘りするなどして管の変位を防ぐようにしなければならない。

④先掘り

地山が硬質土の場合、やむを得ず先掘りをすることがあるが、管の外径断面以上に掘削すると蛇行しやすいので十分注意しなければならない。

⑤ジャッキおよび小口径管後部推進駆動装置の据付け位置および操作の誤り

推進ジャッキや小口径管後部推進駆動装置の据付け位置を誤ると、管の軸方向に偏心荷重が作用し、管が蛇行することがある。管がある程度推進されれば、偏心荷重によって蛇行することはきわめて少ないが、推進開始当初は、特に推進設備操作に十分注意しなければならない。

⑥支圧壁の姿勢

支圧壁の面が推進方向に直角でないと管に偏圧がかかり蛇行するおそれがあるので注意しなければならない。

⑦測量誤差

測量の頻度が多いほど早期に誤差が発見できるので、可能な限り回数を多く実施しなければならない。

⑧その他

管、カラーの製作精度によって蛇行を生ずるので、使用にあたっては確認する必要がある。

2) 蛇行の修正

蛇行はできるかぎり早く修正しなければならない。修正作業が遅すぎたり、地盤条件に対する方法が不適当な場合には、修正が困難なときもある。

①先導体の角度を変える方法

先導体の角度を変える方法が最も手軽で広く用いられている。これは修正する方法に先導体に向け、図-2 に示すように先導体に地盤反力として F を作用させるものである。一般に修正の効果が現れるまでに、少なくとも管長の $1/2$ の長さが必要である。刃口取付け角度の変更は、木製くさびの挿入、取りはずしとセミシールドにあっては方向修正用ジャッキによって行う。

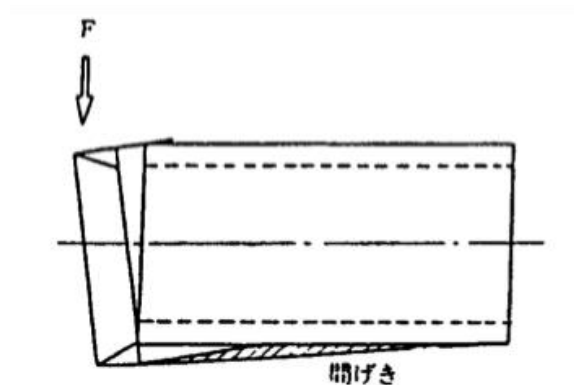


図-2 先導体による修正

②余掘り等による方法

- ・刃口の片側を少し先掘りすると逆の方向に修正される。図-3 に示すように刃口に地盤反力 F が働き、方向が修正される。
- ・切羽を先掘りし、修正する方向に少し余掘りを行うと余掘り方向に管が向く。図-4 に示すように地盤反力の差 F により方向を修正する。いずれの修正方法も偏圧が管に加わるので、急激な方向修正を行ってはならない。

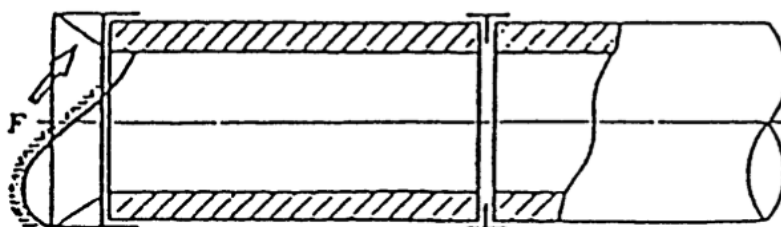


図-3 先掘りによる修正

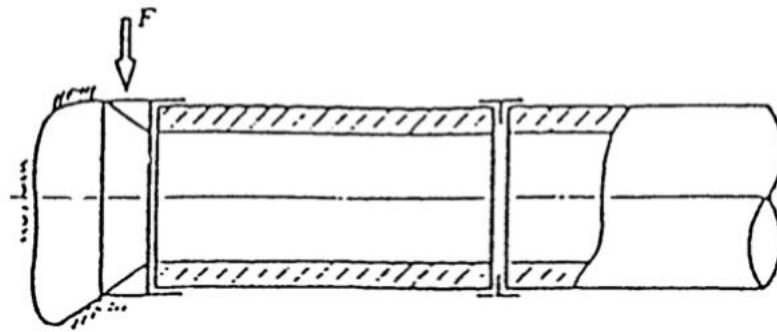


図-4 余掘りによる修正

③その他の方法

- ・掘削を回転により行っているものでは、回転方向を逆にする。
- ・一時的に引き抜き、再度掘進させる。

いずれのトラブルの場合も、トラブルの徴候を感じたときは、迅速機敏に対処しなければなりません。

参考文献

- 1) (公社) 日本推進技術協会：推進工法用設計積算要領泥濃式推進工法編 2013 年改訂版、2014.4.
- 2) 石橋信利、田中壬子也：推進工法の実際、鹿島出版会、1987.3.
- 3) (公社) 日本下水道協会：下水道推進工法の指針と解説、pp.157-148、2010.10.
- 4) 日本下水道管渠推進技術協会：推進工法講座

Q 3. 3 2 地震で生じた河川堤防の応急復旧工法

地震で被災した河川堤防の応急復旧工法を教えてください。

河川堤防の応急復旧は、その被災の程度や状況によって工法が異なります。堤体天端やのり面に亀裂が生じた場合には、降雨や浸透水により堤体強度が弱化するおそれがありますので、軽微な亀裂であれば土砂の充填、ビニールシートを張るなど、亀裂が大きく深い場合には切返しを行い盛土します。さらに、この亀裂により出水期に堤体漏水のおそれがある場合には、必要に応じて表のりを難透水性の良質土で覆うか、表のりの中間部（H.W.L 位置）に止水矢板を打設します。

天端の一部あるいは全面的な沈下が生じた場合には、天端高を確保するために、亀裂の性状からみて堤体のゆるみが小さいと判断された場合は、亀裂に土砂充填してその上に盛土します。堤体のゆるみが大きいと判断された場合には、亀裂深さ以上に切返しを行って盛土します。堤防の沈下が大規模な場合には、現堤とは別に仮締切りを行うことが必要な場合もあります。

堤体の被害が大規模でそれに伴って基礎地盤のゆるみのおそれがある場合には、地盤漏水防止のために表のり尻に止水矢板を打設します。また、堤体の長期安定に不安がある場合には、土留め矢板あるいは押え盛土により堤体の安定を確保する必要があります。

なお、これらの詳細は「土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)」¹⁾に掲載されていますので参照してください。

参考文献

- 1) (一財) 土木研究センター：土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）、pp.101-113、1987.6

Q 3. 3 3 深層混合処理工法の羽根切り回数

深層混合処理工法（機械攪拌式）の羽根切り回数について教えてください。

改良土の品質は所定の形状の攪拌翼で、どの程度効率よく攪拌するかということが大切です。この攪拌の程度を表すのに「羽根切り回数」を基準として用いています。

羽根切り回数は攪拌翼が固化材を添加した改良対象土中の任意の 1m 区間を下降および上昇する間の、攪拌翼を構成する各羽根の回転数の総和（地盤混練回数）を示し、次式で表されます。

$$T = \Sigma M \times \{ (N_d V_d) + (N_u / V_u) \} \dots\dots\dots \text{（貫入時吐出の場合）}$$

ここに、 T : 羽根切り回数（回/m）

N_d : 攪拌翼下降時の羽根切り回数（回/分）

N_u : 攪拌翼上昇時の羽根切り回数（回/分）

ΣM : 攪拌翼の総羽根枚数

V_d : 攪拌翼の下降速度（m/分）

V_u : 攪拌翼の上昇速度（m/分）

改良杭の強度のばらつきや、室内配合試験による強度と現場での強度の一般的な関係を考慮すると以下のことが言えます。

① 機械攪拌式（スラリー方式） : $T \geq 350$ 回/m

② " （粉体方式） : $T \geq 400$ 回/m（ただし、泥炭地盤の場合）

: $T \geq 270$ 回/m（ただし、粘土地盤において、引き抜き吐出で固化材配合量が $W_c \geq 120 \text{ kg/m}^3$ の場合）

(1) CDM 研究会¹⁾

CDM 工法では、羽根切り回数（T）の基準として 350 回/m 以上としています。

これは、図-1 に示すように羽根切り回数は、強度のばらつきと密接な関係があるからです。改良杭の強度のばらつき（変動係数：V）は $V_c = 30 \sim 50\%$ 程度であり、その中間値として $V_c = 40\%$ を採用すると、羽根切り回数は図-1 から $T = 350$ 回/m となります。

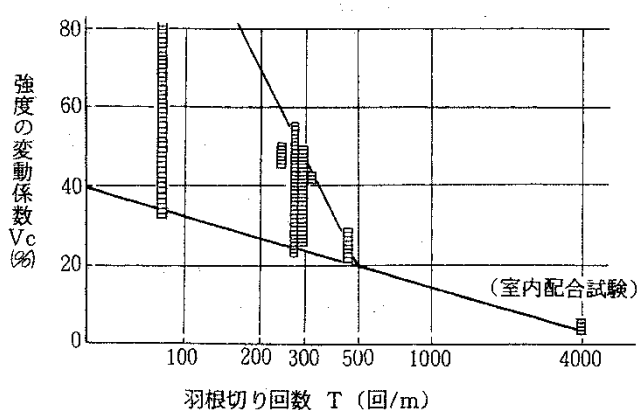


図-1 羽根切り回数と変動係数の関係¹⁾

(2) DJM 工法研究会²⁾

改良に必要な羽根切り回数は、改良時の標準速度から確保されています。改良時の標準速度と羽根切り回数を表-1 に示します。

表-1 改良時の標準速度と羽根切り回数²⁾ (二段翼(二枚/段)・引抜き吐出時)

機 種		攪拌翼回転数	引抜き時の標準速度	羽根切り回数
単 軸 機	DJM1070	貫入時 24rpm 引抜き時 48rpm	0.7m/分	274回/m
	DJM2060H DJM2070H	貫入時 32rpm 引抜き時 64rpm	0.9m/分	284回/m
二 軸 機	DJM2070	貫入時 24rpm 引抜き時 48rpm	0.7m/分	274回/m
	DJM2090	貫入時 32rpm 引抜き時 64rpm	0.9m/分	284回/m
	DJM2110	貫入時 32rpm 引抜き時 64rpm	0.9m/分	284回/m

〈注〉・土質によっては、羽根切り回数の現場確認が必要なものもあります。
・羽根切り回数を増やすときは、貫入吐出、標準速度の低減等によって可能になります。

(3) 報文³⁾⁴⁾

深層混合処理工法の施工方法には機械攪拌方式（粉体方式、スラリー方式）および高圧噴射攪拌方式があり、各方式について以下に示す提案がなされています。

1) 現場配合量について泥炭および粘土地盤での最低配合量は強度のばらつきを考慮して次の値とする。

①泥炭地盤 200kg/m³

②粘土地盤 100kg/m³（ただし、粉体方式を用いて引き抜き吐出で羽根切り回数 270 回/m 程度の場合、120kg/m³）

2) 室内配合試験による強度 (q_{ul}) と現場での強度 (q_{uf}) の比は、室内と現場の強度比を安全側にみて次の値をとる。

泥炭および粘土地盤

①粉体方式 $q_{uf}/q_{ul}=1/5$ 泥炭地盤についての羽根切り回数 400～450 回/m、配合量 200kg/m³ 以上の場合には $q_{uf}/q_{ul}=1/2\sim1/4$ が示されているが、種々の地盤条件などを考え、安全側を考慮した設計が望ましいと判断した。

②スラリー方式 $q_{uf}/q_{ul}=1/3$ スラリー方式も標準施工（羽根切り回数 360 回/m）であれば強度比は $q_{uf}/q_{ul}=1/2$ 程度が示されているが、施工機種や地盤条件などを考え安全側の値とした。

参考文献

- 1) CDM 研究会：CDM 工法 Q&A 集、p.50、1997.
- 2) DJM 工法研究会：DJM 工法技術マニュアル、p.52、1997.
- 3) 林、西川、阿部：深層混合処理工法における攪拌効率について、第 36 回（平成 4 年度）北海道開発局技術研究発表会 共-18、pp.103-108、1993.2.
- 4) 葛西、阿部、酒向：深層混合処理工法における配合量などの決定方法、第 37 回（平成 5 年度）北海道開発局技術研究発表会 共-31、pp.175-180、1994.2.

Q 3. 3 4 土質による薬液注入工法の選定と効果の確認

薬液注入工法は、地盤条件等により効果が期待されない場合があると思われますが、薬液注入の効果を確認する方法を教えてください。

(1) 薬液注入工法の概要

薬液注入工法とは、地盤中に薬液を注入して、地盤の透水性を減少させたり、地盤の強化を図ったりする地盤改良工法です。注入の方法や薬液の種類は、改良目的や施工性、経済性等を考慮して決定されますが、昭和 49 年 7 月に建設省にて定められた「薬液注入工法による建設工事の施工に関する暫定指針」を遵守しなければなりません。

(2) 薬液注入工法の目的

薬液注入の目的は大別して下記の 2 つです。

- ① 遮水：あらかじめ地盤の透水性を低下させて、湧水やそれに伴う土砂の崩壊を防止する。
- ② 地盤の強化：地盤の強化を図り、既設の構造物や埋設管への影響を防止したり、地盤のすべりを防ぐ。

(3) 薬液注入の種類

注入材が地盤中に注入されたとき、土中に注入材が入っていく状況を大別すると以下のようになります。

① 充填グラウト

地盤内の大きな空隙やポケット等に注入されるものでもあり、玉石混じり砂礫層、構造物の基礎の栗石層、トンネルの裏込め部分などがこれに当たる。

② 割裂注入（Fracturing）または脈状注入

粘性土に注入材が貫入することをいう。地盤内に浸入したグラウトが地盤を局部せん断させることにより効果がでる。注入形状は脈状になるのが普通である。

③ 浸透注入（Permeation）

土粒子の配列を変えることなしに、粒子間の間隙を注入材が埋めてゆく。間隙に存在していた自由水(動水)やガスは押し出される。砂質土に対する注入のメカニズムの大部分がこれにあたる。

④ 境界注入（Roofing）

相異なる 2 種類の土層が水平に堆積している場合は、その注入の意図するものが浸透注入、割裂注入のどちらであってもまず層の境界に板状に入っていくことが明らかにされている。割裂注入の一種。

⑤ 攪拌浸透注入

注入材に中圧または比較的高い圧力（1MPa 以上）を動的に与えることにより地盤を割裂し、次いで地盤と注入材を攪拌させる。その後浸透状態となり注入材は被加圧状態でゲル化する。非常に短いゲルタイムを有する材料を注入する際によく用いられる方法である。

⑥ 強制攪拌注入（Mixing）

通常の注入に要する圧力より、はるかに高い圧力（一般的に 10MPa 以上）により地盤を切削破壊および混合し固結させる方法。

(4) 注入の分類

薬液注入の分類としては以下に示すように、薬液による分類と注入方法による分類とに大別されます。

表-1 薬液の分類と選定の目安

分 類	選定の目的	
液 態	溶 液 型	浸透注入を目的として砂質系地盤に適用する。注入方式の多くは、この材料を使用している。湧水の防止と地盤の粘着力の増加を図るもので、切羽面の自立を目的とした注入等に利用されている。
	懸 濁 型	粘性土地盤中に割裂注入し、粘着力の増加を図る目的で使用する。その他として空洞や礫層などの大空隙への充填注入に用いる。
反 応 剤	無機系反応剤	多くの薬液がこの分類に属する。設計等に用いる改良効果はこの系統の薬液によって得られた値で示されたものである。暫定指針による水質管理はpHのみでよい。
	有機系反応剤	無機系に比較して、ゲルの安定性が高く、強度が得られることから、重要な目的に使用する場合には無機系より優位に立つ。暫定指針による水質管理はpHと過マンガン酸カリウム消費量テストを行う必要がある。
ゲルタイム	瞬 結	拡散防止を図り、かつ、浸透注入を目ざすために開発されたもので、締め具合にゆるい地盤への注入に適するが、良く締まった地盤では、多少、浸透性に問題が生じる。
	中 結	このゲルタイムを単独で使用した場合には、主として上部などの注入範囲外への散逸も多く、多くの改良効果が望めない。現在では、バイモードなどのように瞬結の薬液を注入し、拡散を防止した後、浸透注入を図るために使用する。
	緩 結	ゆっくり時間をかけて浸透させる目的で使用するため、一般的にはダブルパッカ工法で使用するケースが多い。バイモードなどで、瞬結との組合せで使用することも可能である。

〔注〕 現在、商品名の異なる多数の薬液が使用されているが、この分類のいずれかに属する。

表-2 一般に使用されている注入方式の分類

注入方式の分類	適する地盤	理 由
①二重管 ストレーナ (単相式)	地盤全域に適用 できるが、特に 緩い砂層および粘 性土に適する。	所定の注入範囲外への拡散を防止し、限定された部分に薬液をとどめることを目的とした短いゲルタイムの注入方式である。 軟弱で複雑な沖積地盤では、薬液の拡散を防止しつつ、密実にむらなく注入されることにより、より効果的な注入が可能となる。このため、締まり具合の弱い地盤や土被りの浅い箇所での注入に適するが、よく締まった砂地盤等では、浸透性に限界がある。 混合式は 1.5 ショット。
②二重管 ストレーナ (複相式) バイモードなど	地盤全域に適用 できる。特に中 位～よく締った 砂層や比較的粘 性土を含む砂層 等によく適する。	この方式は短いゲルタイムで薬液の拡散を防止する一方、長いゲルタイムの薬液で地盤のより小さな間隙に浸透させるのを目的としたものである。 比較的によく締った地盤や粘性土を多く含む砂質地盤では、短いゲルタイムを使用した注入では、効果にむらが生ずるケースもあり、このような場合には、中位～長いゲルタイムと短いゲルタイムとの組み合わせの注入がより効果的な注入ができる。 混合方式は 1.5 ショット、長いゲルタイムを 1.5 ショットで行っている。
③ダブルパッカ	砂質系地盤全域 に適用	この方式は長いゲルタイムの薬液を小さな注入速度でゆっくり注入することにより、より均質な改良を可能とする。 ①、②の方式に比較して、注入工費が割高で、工期が長くなる問題はあるが、低い圧力で注入可能であることから、重要構造物の直下や埋設物に非常に接近した位置での注入では、最もそれらに対する影響を少なく施工できる。 混合方式では、1 ショットが普通。

(5) 効果の確認

薬液注入効果の判定方法には、各種の方法があるが、その選択に関しては、以下のことに注意する必要があります。

- ① 注入目的に応じた判定法の採用
- ② 効果判定は原位置調査が最適

表-3 一般的な確認方法¹⁾

区分	項 目	方 法	適用範囲
目視による方法	掘削による確認	掘り出した試験体によって確認する	掘削可能な立坑内等
	色素判別法	あらかじめ注入剤に色素を混入または試験薬を散布する	同上
透水性の確認	現場透水試験	現場透水試験により透水係数を求める	止水を目的とする
強度の確認	標準貫入試験	N値を測定して強度を確認する	強度の増加と傾向を把握する
	室内強度試験	サンプリングを行って、一軸、三軸試験を行って強度を確認する	強度の変化や粘着力の数値を求める

表-3 の他に、下表に掲げた注入効果確認法で、特殊なケースとして実施した例が文献にあります。

表-4 その他の効果確認方法¹⁾

区分	項 目	方 法	適用範囲
透 水 性 の 確 認	室内透水試験	サンプリングした試料によって室内透水試験を行う	止水を目的とする
強 度 の 確 認	プレシオ メーター試験	プレシオメーターを用いて横方向地盤反力係数を測定する	
	静的貫入試験	コーン貫入、スウェーデン等の静的な方法で貫入試験を行う	軟弱な層に対する強度の変化
薬 液 の 浸 透 の 確 認	電気比抵抗	地中に電流を流し、注入前後の比抵抗の差を求める	
	γ 線密度計	γ 線を利用して注入前後の密度を計測する	
	中性子水分計	注入材にほう素を混入し、中性子の吸収力の差により効果を調べる	
	化学分析	サンプリングしたものを定性分析行う	
	温度変化	地中に埋設した管の周辺温度を測定する	

(なお、注入量および注入範囲によってもその効果に差が生じることは、留意しておく必要がある。)

参考文献

- 1) (社)日本グラウト協会：薬液注入工・設計資料（平成 29 年版）、2017.5.
- 2) 柴崎光弘、下田一雄著：最新・薬液注入工法の設計と施工、山海堂、1985.9.