

V.基礎構造



V. 基礎構造

目 次

(1/2)

1. 設計一般	V-1
1.1 設計の基本	V-1
1.2 調査	V-9
1.3 地盤反力係数	V-11
1.4 設計のための地盤定数	V-13
2. 直接基礎	V-19
2.1 設計の基本	V-19
2.2 安定計算	V-22
2.3 斜面上の直接基礎	V-24
2.4 基礎底面の処理	V-31
3. 杭基礎	V-33
3.1 設計の基本	V-33
3.2 杭種・杭径	V-36
3.3 安定計算	V-38
3.4 軟弱地盤における杭基礎の設計	V-43
3.5 鋼管杭の設計	V-47
3.6 PHC・SC 杭の設計	V-52
3.7 場所打ち杭の設計	V-57
3.8 鋼管ソイルセメント杭の設計	V-61
3.9 回転杭の設計	V-62
3.10 杭頭部とフーチングの結合部	V-63
3.11 レベル 2 地震時の照査	V-66



V. 基礎構造

目 次

(2/2)

4. 斜面上の深礎基礎.....	V-67
4.1 適用の範囲.....	V-67
4.2 設計の基本.....	V-67
4.3 安定計算.....	V-71
4.4 構造細目.....	V-72
4.5 土留め工法の設計.....	V-76
5. ケーソン基礎.....	V-79
5.1 設計の基本.....	V-79
5.2 安定計算.....	V-84
5.3 各部材の設計.....	V-85
5.4 レベル2地震時に対する照査.....	V-86
5.5 構造細目.....	V-87
6. その他の基礎形式.....	V-89
6.1 鋼管矢板基礎.....	V-89
6.2 地中連続壁基礎.....	V-91
6.3 PC ウェル.....	V-94



1. 設計一般

1.1 設計の基本

1.1.1 一般

(1) 基礎形式選定の基本方針

基礎形式は、次の事項を考慮して選定すること。

- 1) 地形及び地質条件
- 2) 構造物の特性
- 3) 施工条件
- 4) 環境条件
- 5) その他

表 1.1-1 基礎形式選定表

基礎形式 適用条件		杭基礎												深基礎	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		プレボーリング杭工法		組杭基礎	柱状体基礎	ニューマチック	オープン
		PHC杭・SC杭	鋼管杭	PHC杭・SC杭		鋼管杭		鋼管ソイルセメント杭工法		場所打ち杭工法		プレボーリング杭工法		組杭基礎	柱状体基礎	ニューマチック	オープン
		打撃工法	パイプロハンマ工法	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式	最終打撃方式	噴出攪拌方式	コンクリート打設方式	オールケーシング工法	リバース工法	アースドリル工法	回転杭工法	組杭基礎	柱状体基礎	ニューマチック	オープン
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	△	△	△	○	○	○	○	○	△	○	×	○	○	△	△
		れき径 50mm以下	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		れき径 50～100mm	△	△	△	△	△	△	△	○	△	×	○	○	○	○	△
	支持層の状態	れき径 100～500mm	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×	×	○	△	△
		液状化する地盤がある	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		5m未満	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	○	×	×	×
		5～15m	△	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△
		15～25m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		25～40m	×	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		40～60m	×	△	○	△	△	○	○	○	△	○	×	×	×	△	○
		60m以上	×	×	△	×	×	×	×	△	×	△	×	×	×	△	△
	地下水の状態	砂・砂れき (30≤N)	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		粘性土 (20≤N)	○	○	○	○	×	○	△	×	△	○	○	△	○	△	○
		軟岩・土丹	○	×	○	△	○	△	×	△	○	○	○	○	○	○	○
		硬岩	○	×	×	×	×	×	×	×	△	△	△	×	○	△	×
施工条件	支持形式	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	△	△	△	△	△	△	△	△	△	○	○	○	○	△	×
		地下水位が地表面近い	△	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△	○	△	△	○
		湧水量が極めて多い	△	○	○	○	○	○	○	△	△	△	△	×	×	×	○
		地表より2m以上の被圧地下水	×	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×
	周辺環境	地下水流速3m/min以上	×	○	○	○	×	×	×	×	×	×	×	×	×	△	×
		支持杭	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○	○
		摩擦杭	○	○	○	×	×	×	×	○	○	○	○	×	×	×	×
		水深5m未満	△	○	○	△	△	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△
		水深5m以上	×	△	○	△	△	△	△	×	×	×	×	×	×	△	△
		作業空間が狭い	○	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	△	×
		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	○	×	△	△	○	○	○	○	○	○	○	○	△	△	△

凡例
○：適用性が高い
△：適用性がある
×：適用性が低い

→H24「道示」
IV参考資料（p.613）
参照



(2) 基礎設計の基本方針

- 1) 基礎は上部構造及び下部構造に作用する荷重を確実に支持地盤に伝達させる部材であり、力学的に安定しているとともに、有害な変位を生じさせないよう設計する。
- 2) 基礎の荷重に対する抵抗機構は、基礎の施工方法、基礎の深さ、基礎と地盤の相対剛性によって異なるため、安定照査においては、抵抗機構を十分考慮した計算モデル及び照査項目を設定する。
- 3) 基礎本体の抵抗特性に加え、基礎周りの地盤の抵抗特性が重要となるため、設計で期待できる地盤抵抗要素やその力学的特性については、構造条件や施工方法、地盤条件によって異なる。

→「道示」IV8.2
(p.167～169) 参照

(3) 安定照査項目

1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における照査

「道示IV3.5」に規定される通り、耐荷性能の照査と変位の制限に関する照査の2つに区分される。各基礎の標準的な安定照査項目を表 1.1-2 に示す。また、照査の基本的な内容と適用範囲の目安は「道示IV 表-解 8.2.2」を参照とする。

→「道示」IV8.2
(p.170) 参照

① 耐荷性能の照査

鉛直荷重、水平荷重及び転倒モーメントに対して基礎の支持力や抵抗力に関する限界状態が設定され、「道示IV3.5」の規定に基づき限界状態を超えないことを照査する。

② 変位の制限に関する照査

基礎の支持力等の耐荷性能が十分あっても、沈下や水平変位等が過大になると、上部構造や下部構造に内的な応力が生じて健全性に影響を及ぼしたり、段差等により通行機能に影響を及ぼしたりするおそれがある。このため、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まることを照査する。

表 1.1-2 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における各基礎の安定照査項目

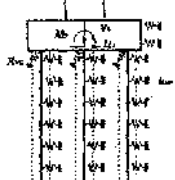
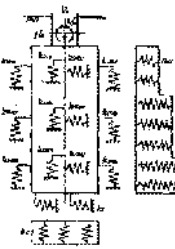
基礎形式 \ 照査項目	変位の制限の照査			耐荷性能の照査		
	鉛直荷重	水平荷重	転倒モーメント	鉛直荷重	水平荷重	転倒モーメント
直接基礎	○	○	○	○	○	○
ケーソン基礎	○*	○	—	○*	○	—
杭基礎	○	○	—	○	○	—
鋼管矢板基礎	○*	○	—	○*	○	—
地中連続壁基礎	○	○	—	○	○	—
深礎基礎	○	○	—	○	○	—

*杭基礎及び鋼管矢板基礎については、押込み力及び引抜き力に対して照査を行う

2) レベル2 地震動を考慮する設計状況における照査

基本的な照査の考え方は、「道示V 10 章及び 11 章」の規定による。各基礎形式における設計計算モデル及び限界状態を表 1.1-3 に示す。

表 1.1-3 各基礎形式における地震時保有水平耐力法

		解析モデル	降伏及びその目安	塑性率の制限値	変位の制限値
基本方針		地盤抵抗及び基礎本体の塑性化、必要に応じて基礎の浮上りを考慮する	基礎全体系として、可逆性を確保する。	橋としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷に留める。	
基礎形式	杭基礎	- 杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造 - 杭の軸方向及び軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型 - 杭本体のM～Φ関係はバイリニア型又はトリリニア型 	上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。 [目安] ・全ての杭で杭体が塑性化する。 ・一列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する。	橋脚基礎の場合の目安： 一般的な場合は4 斜杭を用いた場合3 場所打ち杭の軸方向鉄筋にSD390又はSD490Eを用いた場合2 橋台基礎の場合の目安： 橋脚基礎の塑性率の制限値から1減じた値	橋脚基礎において塑性化を考慮する場合には、基礎天端において、回転角 0.02rad 程度を目安としてよい。
	ケーソン基礎	- 基礎本体のM～Φ関係は線形（塑性化を考慮する場合はトリリニア型） 6種類の基礎抵抗要素（バイリニア型） 	上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。 [目安] ・基礎本体が塑性化する。 ・基礎前面地盤の60%が塑性化する。 ・基礎底面の60%が浮上る。	橋脚基礎の場合は式（解11.9.3）による。 橋台基礎の場合は3が目安。	
	鋼管矢板基礎		上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。 [目安] ・1/4の鋼管矢板が塑性化する。 ・1/4の鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達する。 ・鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達したものと浮上りを生じたものの合計が60%に達する。	橋脚基礎の場合は4、橋台基礎の場合は3が目安。	
	地中連続壁基礎		上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。	橋脚基礎の場合は式（解11.9.3）による。 橋台基礎の場合は3が目安。	
	深礎基礎		上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。	（基礎が降伏しない範囲に留める。）	

→「道示」IV8.2
(p.172) 参照



1.1.2 設計法の区分

(1) 剛体基礎，弾性体基礎，柱状体基礎の区分

- 1) 基礎はその形式に応じ，原則として直接基礎，ケーソン基礎，杭基礎，鋼管矢板基礎及び地中連続壁基礎又は深礎基礎に区分して設計する。
- 2) 直接基礎，ケーソン基礎，地中連続壁基礎，柱状体深礎基礎の設計法は，施工法によらず根入れ深さと基礎幅の比に応じ，表 1.1-5 のように区分してよい。ただし， $L_e/B > 1/2$ であっても，根入れ部前面の抵抗が期待できない場合には，直接基礎として設計するのがよい。
- 3) 杭基礎は， $1 < \beta L_e < 3$ までを有限長の弾性体として，また， $\beta L_e \geq 3$ を半無限長の弾性体として取り扱う。

(2) 支持層の選定と根入れ深さ

- 1) 直接基礎及びケーソン基礎は，良質な支持層に支持させなければならない。
- 2) 杭基礎は，上部構造の形式と機能，杭の支持機構及び地質条件，施工性を考慮して適切な根入れ深さを決めなければならない。一般には杭径程度以上とする。根入れを深くする場合は施工性に留意すること。
- 3) 鋼管矢板基礎の鋼管矢板先端及び地中連続壁基礎の地中連続壁先端は，良質な支持層に根入れさせなければならない。
- 4) 深礎基礎の場合は，斜面上に設置され基礎前面地盤が有限であるため，岩盤中に設置するような場合でも過度に水平抵抗に依存することは望ましくない。このため，良質な支持層を選定し確実に支持させることが重要である。
- 5) 地盤の変状が生じうる地点に下部構造の設置を計画する場合には，地盤変状の影響を受けにくい下部構造の形式を検討するとともに，地すべり抑止杭や押え盛土など橋梁構造とは切り離して対策を行い，橋に影響を与えないようにするのがよい。

→「道示」IV8.2

(p.167～175) 参照

→良好な支持層

・粘性土 N 値 20 以上

・砂質土 N 値 30 以上



表 1.1-4 各基礎の安定照査の基本と設計法の適用範囲

基礎形式		照 査 内 容				基礎の剛性 評価	設計法の適用範囲を示す βLe の 目安	
		転 倒	鉛 直 支 持	水平支持，滑動，水 平変位				
				照 査 項 目	照 査 面			照 査 項 目
直接基礎		荷重重力の作用位置	底 面	支 持 力	底 面 〔前面〕	せん断抵抗力 〔受動抵抗力〕	剛 体	1 2 3 4
ケーソン基礎		—	底 面	支持力度	底 面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾 性 体	
鋼管矢板基礎		—	底 面	支 持 力	設計上の地盤面	水平変位	弾 性 体	
地中連続壁基礎		—	底 面	支持力度	底 面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾 性 体	
深礎基礎		—	底 面	支持力度	底 面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾 性 体	
杭基礎	有限杭 有長半無限杭	—	杭 頭	支 持 力	設計上の地盤面又は杭頭	水平変位	弾 性 体	
	無限杭 長杭							

[] : 前面地盤の水平抵抗杭を期待する場合についてのみ照査を行う。

Le : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$$\beta : \text{基礎の特性値 (m}^{-1}\text{)}, \beta = 4 \sqrt{\frac{k_H D}{4EI}}$$

EI : 基礎の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

D : 基礎の幅又は直径 (m)

k_H : 基礎の水平方向地盤反力係数 ($\text{kN} \cdot \text{m}^3$) (βLe の判定には常時の k_H を用いる)

表 1.1-5 直接基礎とケーソン基礎・地中連続壁基礎・柱状体深礎基礎の区分

基礎形式	Le/B		
	0	1/2	1
直接基礎		●	
ケーソン基礎・地中連続壁基礎・柱状体深礎基礎		○	

ここに, Le : 基礎の有効根入れ深さ (m)

B : 基礎の短辺幅 (m)



1.1.3 常時の設計地盤面

- 1) 常時における設計上の地盤面は、長期にわたり安定して存在し、水平抵抗が確実に期待できる地層の上面を指す。
- 2) 直接基礎や杭基礎の場合、施工時のフーチング建設に伴う掘削による周辺地盤の乱れの影響を考慮し、一般にはフーチング下面を設計上の地盤面として、設計ではフーチング前面地盤の抵抗を考慮しない。
- 3) 常時の設計地盤面の設定にあたっては、以下に留意する。

① 洗掘による地盤面の低下

河川内の基礎の場合、河川の流れにより地盤面が洗掘される可能性が高い。このため設計地盤面の設定は将来の河川計画はもちろんのこと、河床低下（洗掘）を考慮して決める必要がある。

② 圧密沈下

沖積世の粘性土層は、荷重の増加や地下水位の低下により圧密沈下を起こす可能性がある。このような場合には、空洞がフーチング下面に生じる可能性があるため、圧密沈下の影響を考慮して設計地盤面を決定する必要がある。

フーチング下面に空洞が生じることにより、突出杭として設計すると杭の経済性が悪くなる場合には、プレロード等の対策を検討すること。

③ 凍結融解の影響

地表面付近の地盤は、長期間の凍結融解、乾湿繰り返しのような季節的な変動を受け、その性質が変化する可能性を持っている。このため、設計地盤の設定は、このような季節変動の影響を考慮したものとして決定しなければならない。ただし、静岡市では考慮しなくてもよい。

④ 施工による地盤の乱れ

施工時の基礎周辺地盤の乱れを考慮して設計地盤面を決定しなければならない。

⑤ 斜面の安定

山間地にあつて斜面上やその近傍に橋台が設置される場合、地震を受けて斜面が不安定な状態となり、地盤抵抗として期待できない場合がある。こうした場合には、常時の設計においても供用期間中の長期的な安定性を考慮して設計上の地盤面を設定するのがよい。

→「道示」IV8.5.2
(p.184～186) 参照

→近接して同時に掘削を行う場合は、各々の施工基面とその高低差に留意のこと

1.1.4 耐震設計上の設計地盤面

耐震設計上の地盤面は、設計地震動の入力位置であるとともに、その面よりも上方には地震力を作用させるが、その面よりも下方には地震力を作用させないという耐震設計上仮定する基準面であり、常時の設計地盤面と一致させるのが一般的である。

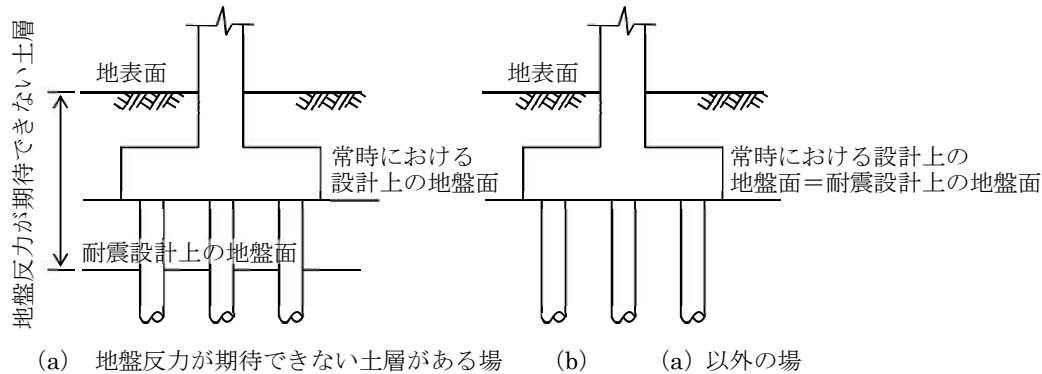


図 1.1-1 橋脚における耐震設計上の地盤面

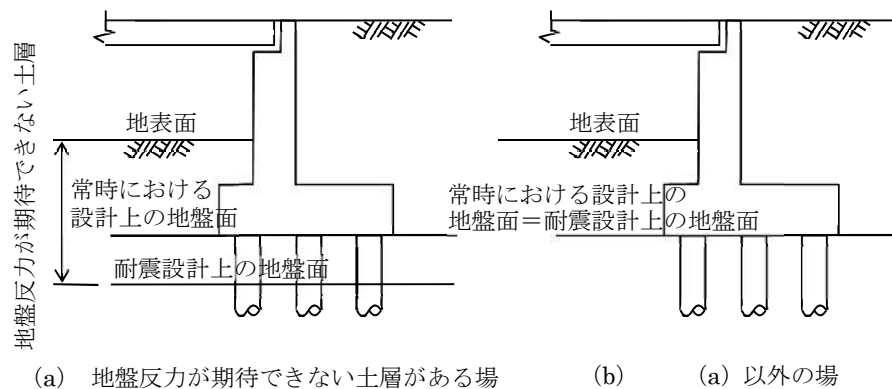


図 1.1-2 橋台における耐震設計上の地盤面

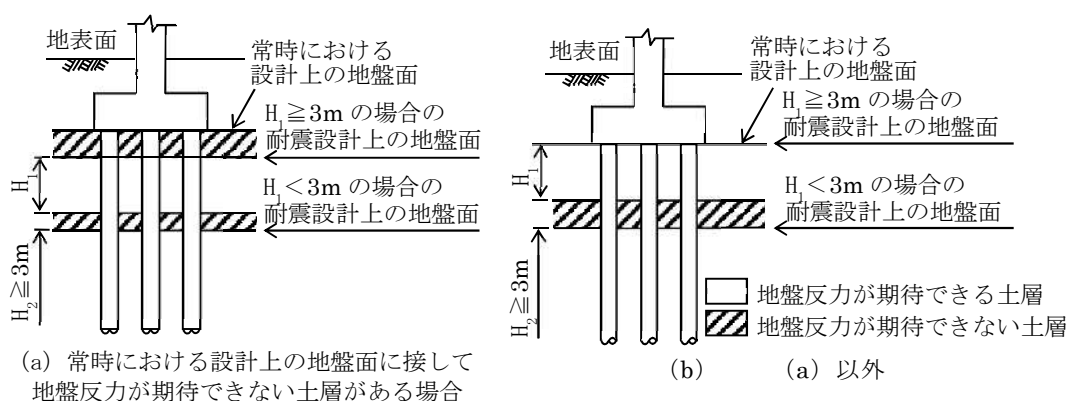


図 1.1-3 中間に地盤反力が期待できる土層がある場合の耐震設計上の地盤面

→「道示」V3.5
(p.66～68) 参照

→耐震設計上地盤反力（水平抵抗）が期待できない地層
・ごく軟弱な土層
・液状化する砂質土層で $DE=0$ の土層

1.1.5 留意すべき事例

(1) 河川堤防のり面

- 1) 盛土等、地表面が平坦でなく、図 1.1-4 (a) に示すように盛土内にフーチングを設ける場合には、下部構造の振動が盛土の振動に影響されるため、盛土の天端を地表面と見なすものとする。
- 2) 図 1.1-4 (b) に示すようなフーチング盛土下の地盤内に設ける場合には周辺の平均的な地表を地表面とみなすものとする。

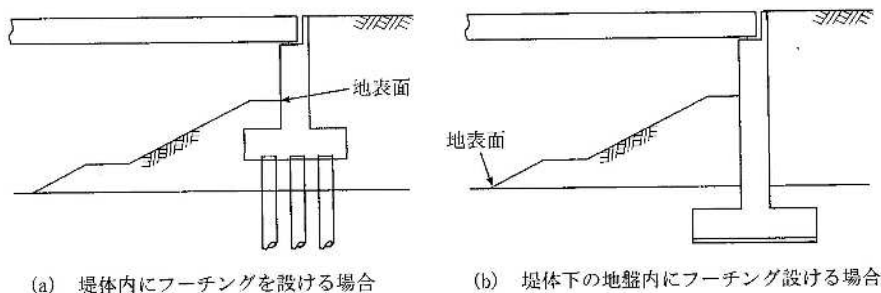


図 1.1-4 盛土等における地表面のとり方

(2) 圧密沈下が生じる地盤

- 1) 圧密沈下が生じる地盤中に深い基礎を設ける場合には、負の摩擦力等による地盤の沈下が基礎に及ぼす影響について検討すること。
- 2) 軟弱地盤において、基礎の近くに盛土が行われたり、地下水の汲み上げ等による地下水位の低下により有効応力が増加すると、圧密沈下が生じる。また、比較的新しく造成した埋立地等では、圧密未了の場合が多い。このような地盤に杭基礎やケーソン基礎等を設ける場合には、地盤沈下が基礎に及ぼす影響について検討する必要がある。
- 3) 基礎の周面に負の周面摩擦力が生じたり、設計上の地盤面が地盤沈下の影響で変化することにより、水平抵抗が期待できない部分ができる場合がある。これらを考慮する方法については杭基礎の項において詳細に示す。

→「道示」V3.6
(p.68～70) 参照
→耐震設計上の地盤
種別を判定する際に
留意のこと

→本要領V基礎構造
3.4.1 参照

1.2 調査

1.2.1 一般

設計にあたっては、下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能、耐久性能及びその他必要な事項の設計を行うため、並びに設計の前提となる材料、施工及び維持管理の条件を適切に考慮するために必要な事項について、必要な情報が得られるように計画的に調査を実施する。

→「道示」IV2
(p.8～32) 参照

1.2.2 調査の種類

設計にあたっては、少なくとも 1)から 4)の調査を行う。また、具体的な調査内容は、本要領 I 共通 3.2 に記載する。

- 1) 架橋環境条件の調査
- 2) 使用材料の特性及び製造に関する調査
- 3) 施工条件の調査
- 4) 維持管理条件の調査

1.2.3 架橋環境条件の調査

下部構造の設計のための架橋環境条件の調査として、地盤の調査を実施する。加えて、1)から 3)のうち、必要な事項について調査を実施する。また、具体的な調査内容は、本要領 I 共通 3.2 に記載する。

- 1) 河相、利水状況等の調査
- 2) 近接施工の場合の調査
- 3) 腐食環境等の調査

1.2.4 地盤の調査

(1) 一般

- 1) 地盤の調査は、現地の状況を系統的かつ効率的に知るために、設計の進捗に合わせて計画的に実施する。
- 2) 地盤の調査は、1)を満足するために、予備調査と本調査に分けて行うことを標準とする。
- 3) 予備調査は、架橋地点の地盤を構成する地層の性状の概要を把握し、基礎形式の選定、予備設計、本調査の計画等に必要な資料を得るために行うものとし、(2)の規定に従って実施する。
- 4) 本調査は、下部構造の詳細設計を行うために必要な地層構成、地盤定数、施工条件等を明らかにするために行うものとし、(3)の規定に従って実施する。
- 5) 少なくとも①から④に該当することが考えられる場合は、地盤変動等に対する検討に必要な情報が十分に得られるように、特に留意して調査を行う。



- ① 軟弱地盤
- ② 液状化が生じる地盤
- ③ 斜面崩壊、落石・岩盤崩壊、地すべり又は土石流の発生が考えられる地形、地質
- ④ 活断層

(2) 予備調査

予備調査は、現地の状況等を踏まえ、1)から4)の事項について行う。

- 1) 資料調査
- 2) 現地踏査
- 3) ボーリング等による調査
- 4) その他必要となる調査

(3) 本調査

1) 本調査は、現地の状況等を踏まえ、①から⑨のうち必要な事項について行う。

- ① ボーリング
- ② サンプルング
- ③ サウンディング
- ④ 土質試験
- ⑤ 岩石試験
- ⑥ 地下水調査
- ⑦ 載荷試験
- ⑧ 物理探査及び物理検層
- ⑨ 有害ガス、酸素欠乏空気等の調査

2) 本調査は、それぞれの橋脚及び橋台の位置において行うことを原則とし、地盤条件及び構造条件に応じて適切に調査点数を設定したうえで行う。

1.2.5 河相、利水状況等の調査

河相、利水状況等の調査は、河川の形態や将来計画、利水、舟運等について行う。また、具体的な調査内容は、本要領Ⅰ 共通 3.2 に記載する。

1.2.6 施工条件の調査

施工条件の調査は、1)から3)のうち必要な事項について行う。また、具体的な調査内容は、本要領Ⅰ 共通 3.2 に記載する。

- 1) 既存資料の調査
- 2) 周辺環境の調査
- 3) 作業環境の調査

1.3 地盤反力係数

1.3.1 一般

- 1) 地盤は線形弾性体ではなく、また深さ方向に密度や圧縮性が変わるため、地盤が明らかな破壊を示さなくても、地盤反力度～変位曲線は図 1.3-1 のような非線形形状を示す。したがって、地盤反力係数は変位とともに変化するが、着目する変位と地盤反力度の比をもって地盤反力係数と定義している。

$$\text{地盤反力係数 } k = p / \delta$$

ここに、 k : 地盤反力係数 (kN/m³)

p : 地盤反力度 (kN/m²)

δ : 変位 (m)

- 2) ここで示した地盤反力係数は、基礎の常時の設計及び地震時の静的照査法による設計に用いる。
- 3) 固有周期の算出や動的解析に用いる地盤反力係数は、別途耐震設計編により算出する。

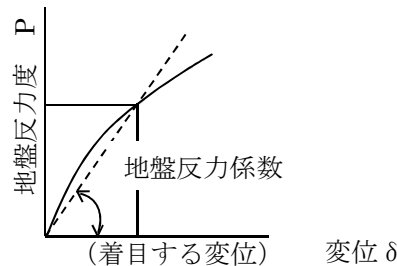


図 1.3-1 地盤反力係数 K

- ① 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あるため、各種の調査、試験結果を十分検討して定めなければならない。
- ② 地盤反力係数の推定方法は、「道示IV8.5.3」により算定すること。

→「道示」IV8.5.3
(p187～190) 参照

→着目する変位によって勾配= k が異なる
→「道示」V4.1.5
(p.86～92) 参照



1.3.2 地盤反力係数

- (1) 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あるため、各種の調査、試験結果を十分検討して定めなければならない。
- (2) 道路橋示方書IV下部構造編に示される地盤反力係数の推定方法を次に示す。
地盤反力係数は式 (1.3.1) により定義する。

→「道示」IV8.5.3
(p.187～190) 参照

$$k = p / \delta \cdots \cdots \text{式 (1.3.1)}$$

ここに、

k : 地盤反力係数 (kN/m³)
p : 地盤反力度 (kN/m²)
δ : 変位 (m)

地盤反力係数を積載試験による荷重と変位の関係から求める場合、又は式 (1.3.2) により求める場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

$$k = \lambda k_0 \left(\frac{B'}{0.3} \right)^{-3/4} \cdots \cdots \text{式 (1.3.2)}$$

ここに、

k : 地盤反力係数 (kN/m³)
k₀ : 直径 0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数 (kN/m³) で、各種試験により求めた変形係数から推定する場合は、式 (1.3.3) により求める。

$$k_0 = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 \cdots \cdots \text{式 (1.3.3)}$$

ここに、

E₀ : 表 1.3-1 に示す方法で推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m²)
α : 地盤反力係数の換算係数で、表 1.3-1 に示す値とする。

表 1.3-1 変形係数 E_0 と地盤反力係数の換算係数 α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の換算係数 α	
	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験から求めた変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2,800N$ で推定した変形係数	1	2

B' : 地盤反力係数の推定に用いる基礎の換算載荷幅(m)

λ : 基礎の施工方法の影響を考慮する係数

1.4 設計のための地盤定数

- 1) 基礎の設計に用いる地盤の諸定数は、地質調査及び土質試験の結果を踏まえ、総合的に判断して決定すること。
- 2) 地質調査時に実施される標準貫入試験により得られる N 値は、設計のための地盤定数を推定するために多用されることが多いが、過信することなく他の調査、試験と併用することを基本とする。

→本要領 I 共通
3.2.3 参照

1.4.1 土の単位重量 (γ)

- 1) 土質試験（密度試験）によることを基本とする。特に N 値 5 未満の軟弱な粘土については、乱れの少ない試料による室内土質試験や現位置試験から求めるのが良い。それによらない場合は表 1.4-1 を基本としてよい。
- 2) 橋台背面土の土質定数は、本要領IV下部構造 1.2.3 を参照すること。

表 1.4-1 土の単位重量

地盤	土質	土の単位重量 (kN/m^3)	
		ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂利, 砂, 砂礫, 碎石	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18

→「道示」I 8.7
(p.115～121) 参照

- 3) 地下水位以下にある土の単位重量は、それぞれの表中の値から $9kN/m^3$ を差し引いた値とする。
- 4) 岩塊の単位重量は、密度試験によることを原則とする。



1.4.2 土の粘着力 (C)

- 1) 粘着力は、土質試験の結果によることを原則とする。
- 2) 沖積砂質土及び沖積礫質土については、粘着力を考慮してはならない。
- 3) 洪積砂質土及び洪積礫質土については、構造物の規模、地盤条件などを考慮して特に必要な場合には、三軸圧縮試験などにより粘着力を考慮してもよい。
- 4) 試験結果が一軸圧縮強度 (q_u) のみである場合は、表 1.4-2 を参考にして粘性土の粘着力を推定してもよい。

→本要領 I 共通
3.2.3 参照

→「道示」IV4.2
(p.60～64) 参照

表 1.4-2 粘着力

土質	粘着力 (kN/m^2)
粘性土	$C=q_u/2$
沖積砂質土	$C=0$
沖積砂礫土	$C=0$

1.4.3 土のせん断抵抗角 (ϕ)

- 1) せん断抵抗角は、土質試験（孔内載荷試験・室内試験など）の結果によることを原則とするが、構造物の規模、地盤条件などを考慮のうえ、表 1.4-3 によってよい。

→本要領 I 共通
3.2.3 参照

表 1.4-3 せん断抵抗角

土質	せん断抵抗角
粘性土	原則的に $\phi=0$ (岩を除く)
砂質土	$\phi=4.8 \log N_1+23$ (ただし $N>5$) または土質試験による
砂礫土	砂質土に準拠

→「道示」IV参考資料 1
(p. 536～537) 参照

注) N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_v が $\sigma'_v<50\text{kN/m}^2$ である場合には、 $\sigma'_v=50\text{kN/m}^2$ として算定する。算定式は「道示IV編」を参照のこと。

- 2) 洪積粘性土においてよく締まって固結している場合は、構造物の規模、地盤条件などを考慮のうえ、必要な場合には平板載荷試験及び三軸圧縮試験などを行って C 、 ϕ を推定するのがよい。
- 3) 土のせん断強度は土質試験により求めるのが望ましいが、砂質土や砂礫の乱さない試料をサンプリングするためには、凍結サンプリングなど高価な方法が必要となる。よって N 値から間接的に推定する場合は「道示IV参考資料 1」に準拠するものとした。このとき、砂礫層では標準貫入試験において、礫をたたいて N 値が過大となる場合があるため、 N 値から推定する場合には打撃回数と貫入量の関係を補正する必要がある。また、洪積世の固結した砂礫層においてはせん断抵抗角 ϕ の他に粘着力 C を有する場合があるので、必要に応じて原位置で平板載荷試験を実施して、 C 、 ϕ を推定することができる。

→具体的には 10cm
毎の打撃数のうち最低値を抽出し、それを 3 倍する方法が一般的。上記において全て礫をたたいて大きい場合は、その試験結果は採用しない

1.4.4 土の変形係数 (E_0)

- 1) 変形係数は、表 1.4-4 に示す試験より求めてよい。
- 2) 直接基礎以外の基礎形式が想定される場合には、孔内水平載荷試験を行うことを原則とする。

表 1.4-4 変形係数 E_0 と α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の換算係数 α	
	常時, 暴風時	地震時
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800 \text{ N}$ で推定した変形係数	1	2

注) 暴風時は、常時の値を用いるものとする。

→推定方法により地盤反力係数の換算係数 (α) が異なることに注意する

1.4.5 岩盤の単位重量 (γ)

- 1) 岩盤の単位重量は岩石試験結果に基づいて定めることを標準とする。
- 2) 岩石試験が行われていない場合には類似の岩盤での試験結果等も参考にし、総合的に判断するのがよい。
- 3) 岩盤試験が行われておらず、岩盤の単位重量を決定することが困難な場合には、推定により求めてもよい。その参考として図 1.4-1 を参考にするとよい。なお、換算 N 値は次式により求められる (本方法の適用範囲は換算 N 値 300 以下とする)。

$$\text{換算 N 値} = 50 \text{ 回} \times \frac{0.3 \text{ (m)}}{50 \text{ 回打撃時の貫入量 (m)}}$$

→「NEXCO 設計要領 第二集」2-2-4 (p.4-7) 参照

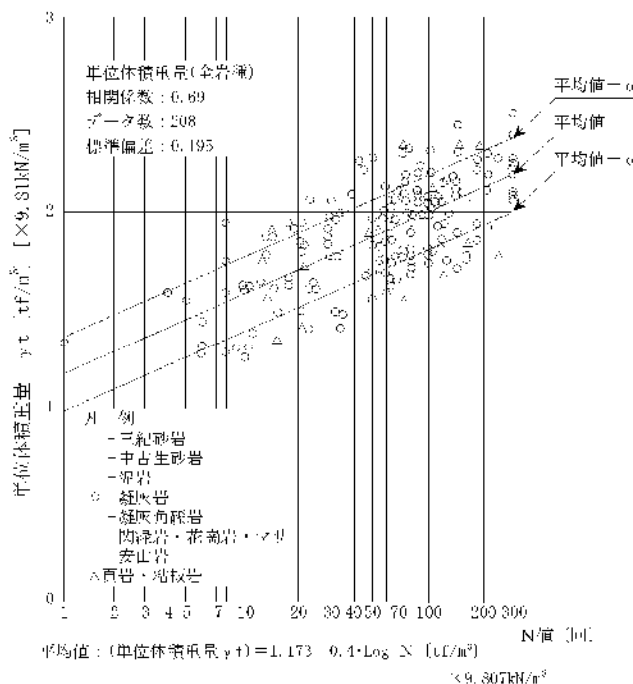


図 1.4-1 岩盤の単位重量の測定例※

※「NEXCO 設計要領第二集」より引用

1.4.6 岩盤のせん断定数 (C, φ)

- 1) 岩盤のせん断定数は、原位置での力学試験、室内試験を行って求めることを標準とする。
- 2) 岩盤の風化、亀裂、シーム及び湿潤の限度を考慮すると、本来は①原位置における直接せん断試験、平板載荷試験等による方法が最も望ましいが、設計段階で実施することはかなり困難であることから、②室内試験を中心とする方法で求めてもよい。本方法は、「NEXCO 設計要領第二集」を参考にするといよい。
- 3) 比較的柔らかい岩盤で原位置での力学試験、室内試験がない場合は、③換算 N 値から推定してもよい。換算 N 値とせん断定数との関係を表 1.4-5 および図 1.4-2～図 1.4-4 に示したので、これを参考にするといよいが、岩種や亀裂、または風化の程度により慎重に用いる必要がある(本方法の適用範囲は換算 N 値 300 以下とする)。

→「NEXCO 設計要領第二集」2-2-4 (p.4-7) 参照

表 1.4-5 換算 N 値による場合の測定例※

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備考
粘着力 (kN/m ²)	換算 N 値と 平均値の関係	15.2N ^{0.327}	25.3N ^{0.334}	16.2N ^{0.606}	
	標準偏差	0.218	0.384	0.464	Log 軸上の値
せん断 抵抗角 (度)	換算 N 値と 平均値の関係	5.1LogN+29.3	6.82LogN+21.5	0.888LogN+19.3	Log の底は 10
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

※「NEXCO 設計要領第二集」より引用

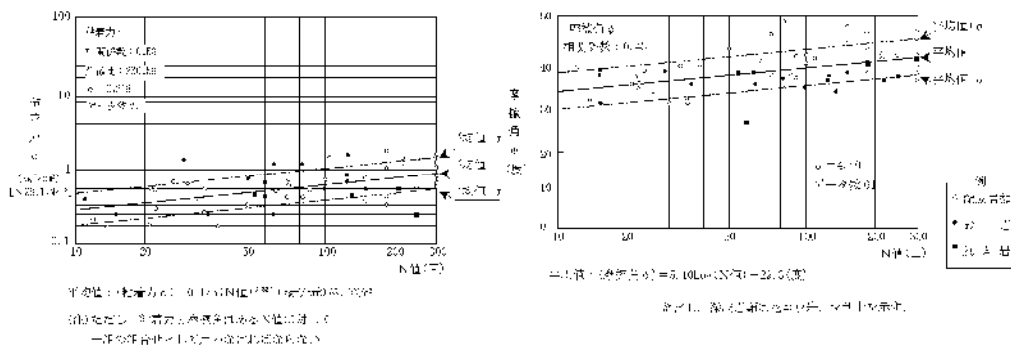


図 1.4-2 せん断定数の測定例 (砂岩・礫岩・深成岩)※

※「NEXCO 設計要領第二集」より引用

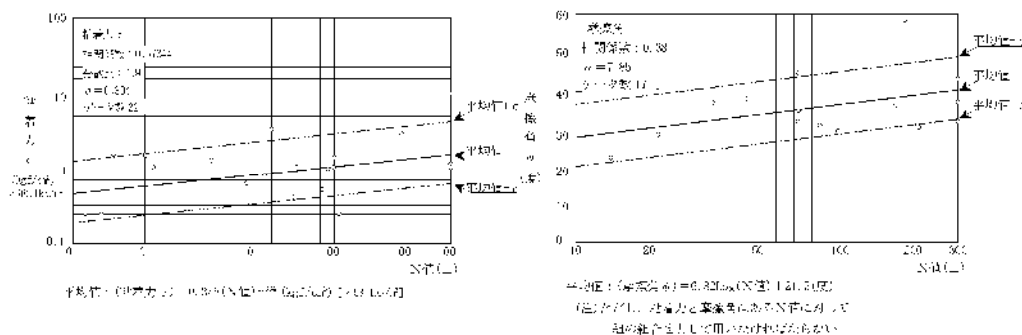


図 1.4-3 せん断定数の測定例 (安山岩)※

※「NEXCO 設計要領第二集」より引用

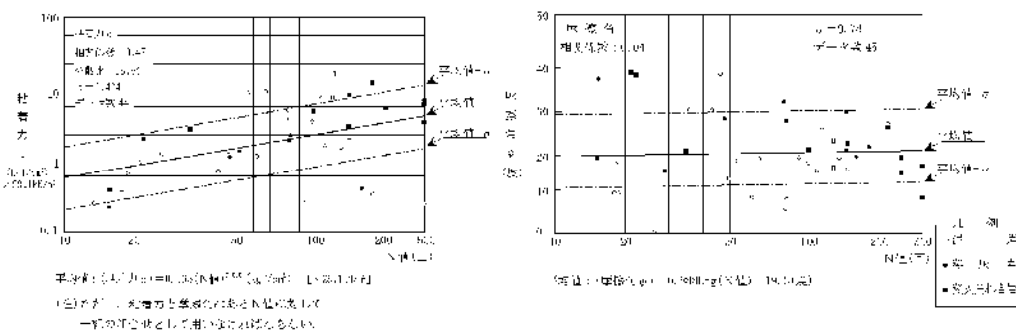


図 1.4-4 せん断定数の測定例 (泥岩・凝灰岩・凝灰角礫岩)※

※「NEXCO 設計要領第二集」より引用

- 4) 地盤のせん断定数を①～③によって決定することが困難な場合には、参考値として取り扱うことを前提として表 1.4-7 により推定することができる。この表を使用するに際しては、道路保全課及び地質調査者と十分協議を行うこと。

→「NEXCO 設計要領第二集」2-2-4 (p.4-12) 参照



表 1.4-6 岩級区分の目安（田中による）※

※「NEXCO 設計要領
第二集」より引用

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

表 1.4-7 せん断常数の測定例※

※「NEXCO 設計要領
第二集」より引用

岩級		粘板岩（ダムサイトの例）				花崗岩（本四連絡橋基礎の例）		
		C (kN/m ²)		φ (°)		C (kN/m ²)		φ (°)
		範囲	平均	範囲	平均	範囲	平均	代表値
硬岩	B	2250～2750	2500	40～50	45	1500～2500	1500	45
	CH	1750～2250	2000	35～45	40	1000～2000	1000	40
	CM	750～1750	1250	35～45	40	500～1000	500	40
軟岩	CL	250～750	500	30～40	35	100～1000	100	37
	D	100 以下	0	20～30	25	0～500	0	30～35



2. 直接基礎

2.1 設計の基本

2.1.1 基本

→「道示」IV9.2
(p.196～200) 参照

(1) 直接基礎設計の基本方針

1) 基礎の変位の制限に関する設計

永続作用支配状況において、死荷重や活荷重により生じる変位を制限する観点から、常時の地盤反力度の上限値、許容せん断抵抗力や合力作用位置に相当する値が制限値として「道示IV9.5.1」に規定されている。

2) 耐荷性能の設計

鉛直荷重、水平荷重及び転倒モーメントに対して行うこととされ、具体的な設計内容は「道示IV9.5.2」から「道示IV9.5.7」を参照する。

粘性土地盤・砂地盤・砂れき地盤を支持層とする直接基礎においては、地盤抵抗の塑性化を抑制して基礎の応答の可逆性を確保する観点から、鉛直力・水平力・転倒モーメントを考慮した合力が降伏支持力に基づく制限値を超えない場合には、支持に対する限界状態1を超えないとみなされる。支持に対して新たに規定された設計方法の詳細は「道示IV9.5.2」の解説を参照する。

(2) (1)の照査を満足する直接基礎は、レベル2地震動を考慮する設計状況において、安定に関する限界状態1及び限界状態3を超えてないとみなしてよい。

(3) 直接基礎の部材等の強度に関する設計では、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満たすため「道示IV7.7」に示す規定を満足させなければならない。



2.1.2 支持層の選定

- (1) 支持層は、長期的に安定して存在し、基礎を支持するための十分な地盤抵抗が得られなければならない。
- (2) 長期的に安定して存在する馳走とは、少なくとも次の 1)から 4)の影響を受けないとみなせる地層とする。
 - 1) 斜面崩壊等
 - 2) 洗堀・侵食
 - 3) 液状化
 - 4) 圧密沈下
- (3) 支持層は基礎を支持するために十分な強度及び剛性を有していなければならない。このため、深度の浅い沖積層は一般に支持層とはなりえない。一般的な支持層の目安を 1)から 4)に示す。
 - 1) 粘性土層は砂質土層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も大きい場合が多いため支持層とする際には十分な検討が必要であるが、N 値が 20 程度以上（一軸圧縮強度 q_u が 0.4N/mm^2 程度以上）あれば支持層と考えてよい。
 - 2) 砂層、砂れき層は N 値が 30 程度以上あれば支持層と考えてよい。ただし、砂れき層ではれきをたたいて N 値が過大に出る傾向があるので、支持層の決定には十分な注意が必要である。
 - 3) 岩盤のうち、スレーキングが生じる岩盤や膨張性の岩盤では、施工時の岩掘削等に伴う応力開放及び浸水により、細粒化や膨張等が生じ、急激な強度の低下による支持力の低下が生じる恐れがある。また、著しく風化した岩盤（風化花崗岩等）や亀裂が著しい岩盤では、相対的に変形しやすく、支持力発現までに大きな変化が生じる場合がある。この様な条件では、各種調査や載荷試験により基礎施工後の強度・変形特性を評価したうえで、支持層としての適性を判断する必要がある。
 - 4) N 値から判断して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又は圧密層がある場合には剛性が不足して沈下が生じる場合があるため、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。
- (4) 施工による乱れにより十分な強度及び剛性が失われないよう注意が必要である。

→「道示」IV8.3
(p.175～178) 参照

→スレーキング
土やある種の軟岩に見られる現象で、大気中で乾燥した後、水に浸されると急激に亀裂が生じたり、バラバラに細片化したり、泥状あるいは砂状になったりする現象

2.1.3 設計の手順

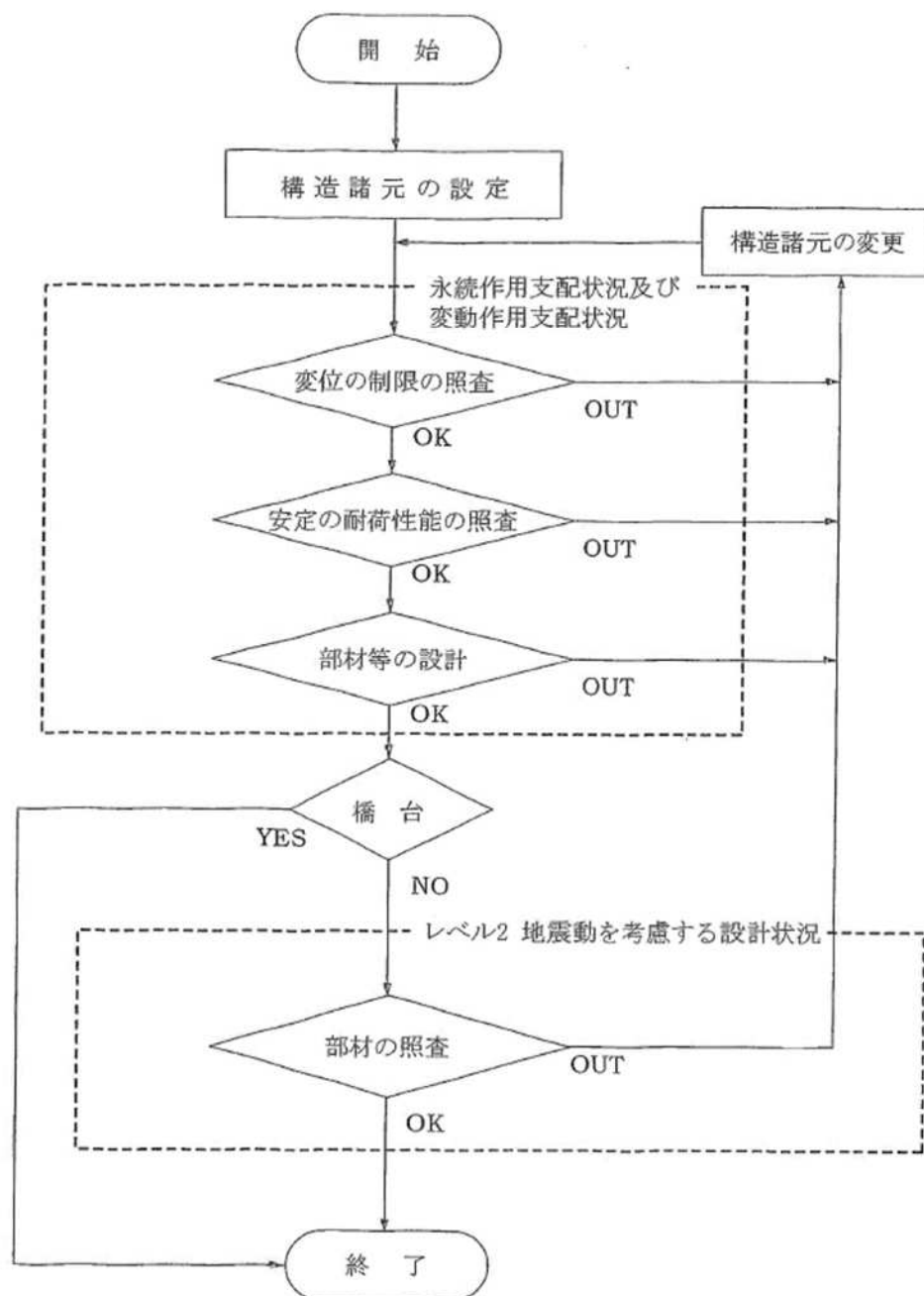


図 2.1-1 直接基礎の設計計算フロー

2.2 安定計算

2.2.1 基礎の変位の制限

永続作用支配状況において 1)から 3)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。

支持層が粘性土地盤、砂地盤又は砂れき地盤の場合には、基礎底面に生じる垂直地盤反力度表 2.2-1、支持層が岩盤の場合は表 2.2-2 に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。

表 2.2-1 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m²)

(支持層が粘性土地盤・砂地盤・砂れき地盤の場合)

地盤の種類	最大地盤反力度 (kN/m ²)
粘性土	200
砂地盤	400
砂れき地盤	700

表 2.2-2 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m²)

(支持層が岩盤の場合)

岩盤の種類		最大地盤反力度 (kN/m ²)
硬岩	亀裂が少ない	2,500
	亀裂が多い	1,000
軟岩		600

2.2.2 鉛直荷重に対する支持力

(1) 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1

- ① 粘性土地盤、砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする直接基礎が②を満足する場合、岩盤を支持層とする直接基礎が③を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- ② 基礎底面に作用する合力が、基礎底面地盤の支持力の制限値を超えない。基礎底面に作用する合力は、「道示IV式(9.5.3)」により算出する。
- ③ 基礎底面地盤の支持力の制限値は、基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値を用いて「道示IV式(9.5.4)」により算出する。
- ④ 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ及び沈下量等を考慮して、基礎の応答が可逆性を有する範囲で設定する。また、基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値を⑤に従って定めた、基礎底面地盤の極限垂直支持力の特性値の 0.65 倍とする場合にはこれを満たすとしてよい。
- ⑤ 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ及び沈下量等を考慮して定める。「道示IV式(9.5.5)」により算出する場合はこれを満たすとしてよい。

→「道示」IV9.5.1
(p.201～203) 参照

→「道示」IV9.5.2
(p.204～211),
9.5.3 (p.212) 参照



- ⑥ 基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が表 2.2-3 に示す制限値を超えない。

表 2.2-3 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m²)

(支持層が岩盤の場合)

岩盤の種類		最大地盤反力度 (kN/m ²)
硬岩	亀裂が少ない	3,750
	亀裂が多い	1,500
軟岩		900

- (2) 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3

基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値が「道示IV9.5.2」の規定を満たす場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

2.2.3 水平荷重に対する抵抗力

- (1) 水平荷重に対する支持の限界状態 1

直接基礎が「道示IV9.5.5」の規定を満たす場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

- (2) 水平荷重に対する支持の限界状態 3

「道示IV9.5.5(2)」を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との共同で分担される場合には、「道示IV9.5.5(2)(3)」を満足することにより、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

2.2.4 転倒モーメントに対する抵抗力

- (1) 転倒モーメントに対する支持の限界状態 1

転倒モーメントにより偏心した鉛直力の作用位置が、基礎底面の中心から底面幅の 1/3 を超えない場合は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、転倒モーメントに対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

- (2) 転倒モーメントに対する支持の限界状態 3

(1)の規定を満たす場合には永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、転倒モーメントに対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

→「道示」IV9.5.4
(p.212), 9.5.5
(p.212～218) 参照

2.3 斜面上の直接基礎

2.3.1 一般

(1) 形状・寸法の計画

- 1) 斜面上の直接基礎とは、基礎地盤が 10° 以上傾斜した箇所に設ける段差なしフーチング基礎と段切り基礎を指す。
- 2) 斜面上に直接基礎を設ける場合においては、掘削土量及び永久法面の規模が過大となる場合は、段切り基礎とするのがよい。段切り基礎は、段差フーチングを原則とする。
- 3) 図 2.3-1 に示すように段差が 2 方向となる場合など、やむを得ず置換えフーチングを用いる場合は、全体の安定が損なわないように十分留意する必要がある。

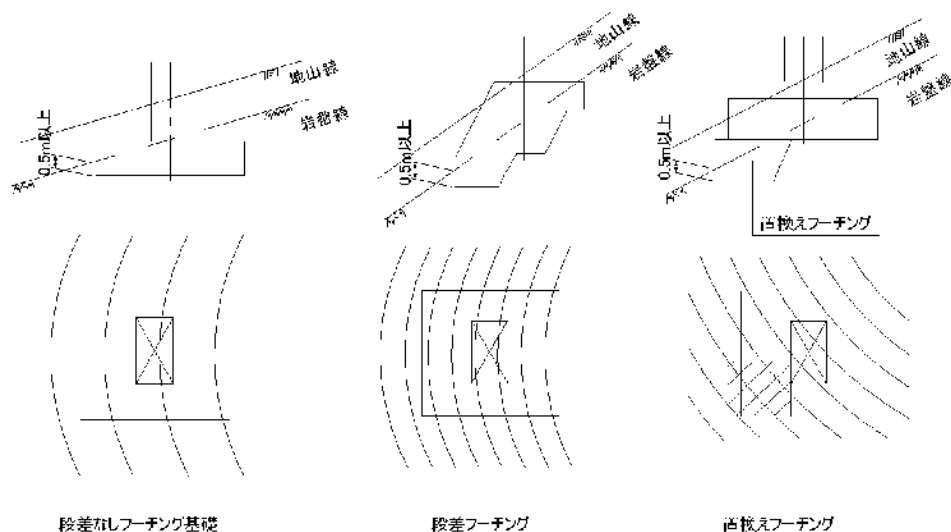


図 2.3-1 斜面上直接基礎の種類※

→「NEXCO 設計要領
第二集」3-4
(p.4-19~28) 参照

※「NEXCO 設計要領
第二集」より引用

(2) 段差フーチングの形状

段差フーチングは一方方向のみとし、その形状は
図 2.3-2 を標準とする。

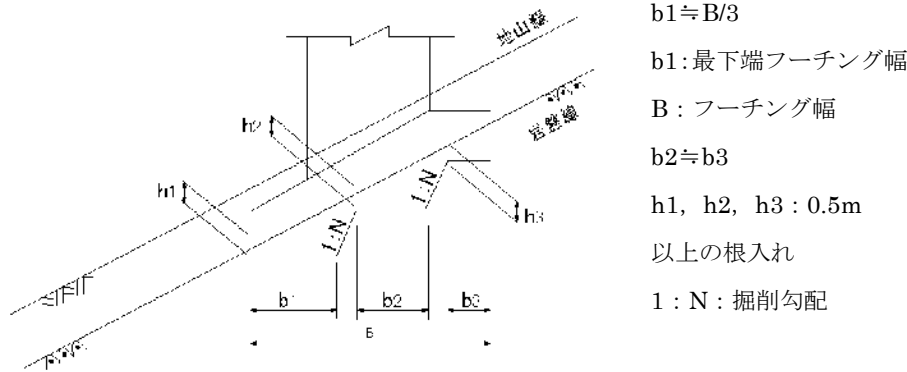


図 2.3-2 段差フーチング形状※

※「NEXCO 設計要領
第二集」より引用

(3) 段差フーチングの配筋

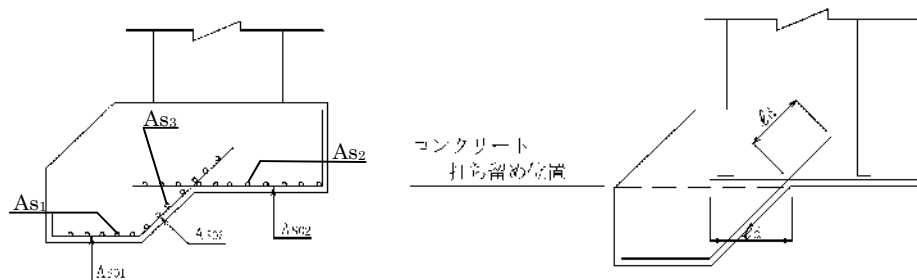


図 2.3-3 段差フーチングの配筋例※

※「NEXCO 設計要領
第二集」より引用

- 1) 段差方向主鉄筋と段立ち上がり部の主鉄筋は、同径・同ピッチとする。
- 2) 段差方向に対し、直角方向となる主鉄筋は、段差方向主鉄筋に沿って配置する。
 $ASO1, ASO2$: 段差方向主鉄筋 $AS1, AS2$: 段差直角方向主鉄筋
 $ASO3$: $ASO1$ と同径同ピッチ $AS3$: $AS1, AS2$ の大きい方と同径同ピッチ
- 3) 鉄筋は必要定着長 ℓd 以上延ばし、0.5m ピッチの定尺鉄筋とする。

(4) 下部工位置

斜面上の基礎の位置の例を図 2.3-4 に示す。ただし、岩盤以外の良好な支持地盤でも現地状況を勘案した上で図 2.3-4 を参考とし、適切な位置に設けるのがよい。

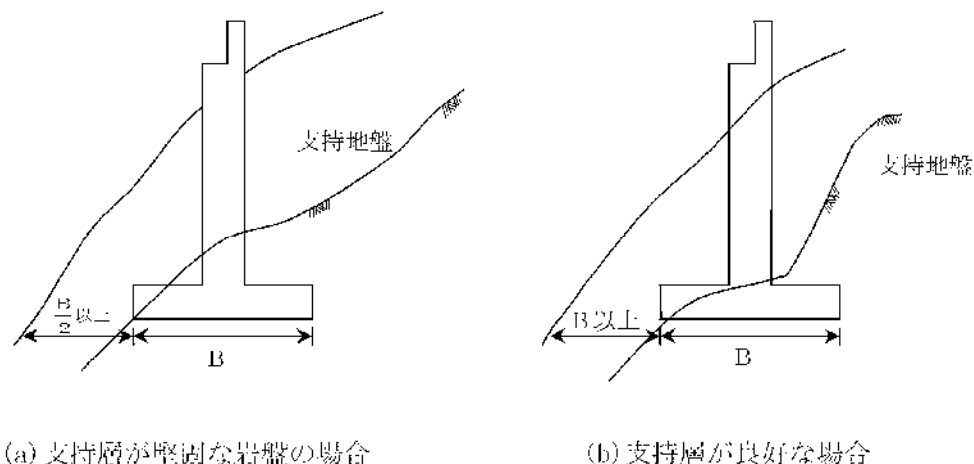


図 2.3-4 斜面上の直接基礎位置の例※

※「NEXCO 設計要領第二集」より引用

2.3.2 安定計算

(1) 安定照査の考え方

斜面上直接基礎の安定は、原則として直接基礎の安定に準ずる。段切り基礎の安定では、次の点に留意する。

1) 支持力及び転倒に対する照査

図 2.3-5 に示す仮想底面 1-1 (基礎幅 B) によって行う。

2) 滑動に対する安定

水平力に対する滑動の照査は、図 2.3-5 に示す底面幅 B' に生じる鉛直力 V' により算出される滑動抵抗によって全水平力を負担する。

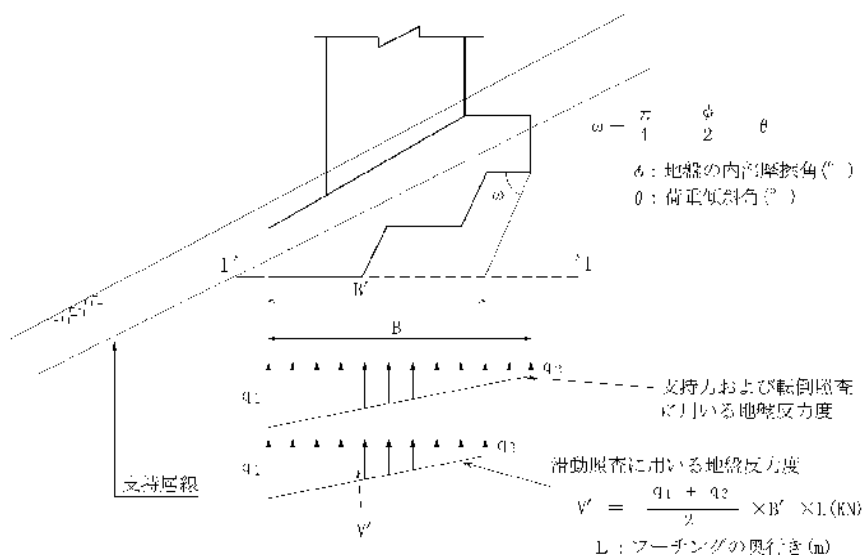


図 2.3-5 安定計算に用いる底版長※

※「NEXCO 設計要領第二集」より引用

置換えフーチング基礎の安定計算は、段差フーチングに準ずる。



2.3.3 支持力の算定方法

斜面上に基礎を設ける場合は、(式 2.3.1) により支持力を算出すると同時に (2) に示す斜面の安定についても検討しなければならない。

(1) 斜面上の基礎の鉛直支持力

斜面上の基礎の鉛直支持力は次式から求める。

$$R_u = A' \cdot q_f \quad \text{式 (2.3.1)}$$

ここに、 A' : 有効載荷面積 (m^2) (仮想載荷面 (図 2.3-5 参照))

q_f : 荷重の偏心傾斜及び斜面上の基礎で天端余裕幅を考慮した基礎地盤の極限鉛直支持力度 (kN/m^2)

$$q_f = \frac{q_d - q_{bo}}{R} \times \frac{b}{B'} + q_{bo}$$

q_d : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力度 (kN/m^2)

q_{bo} : 斜面上の基礎において荷重端が法肩にある状態 ($b=0$) での極限鉛直支持力度 (kN/m^2)。基礎地盤が平坦な場合には $q_f = q_{bo}$ となる。ただし、段切り基礎の場合、 q_{bo} は式 (2.3.2) から求める。

$$q_{bo} = \eta \cdot q' = \eta \left\{ \alpha c N_c (C^*)^{\lambda} + \frac{\eta}{2} \beta \gamma B' N_{\gamma} (B^*)^{\mu} \right\} \quad \text{式 (2.3.2)}$$

R : 水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離と載荷幅との比 ($R = \gamma' / B'$)。せん断抵抗角 ϕ より求める (図 2.3-6 参照, 値は図 2.3-9 より求める)。

B : 斜面上の基礎における前面余裕幅 (m)

B' : 有効載荷幅 (m) $B' = B - 2e_B$

e_B : 偏心距離 (m)

N_c, N_{γ} : 図 2.3-10~図 2.3-11 に示す荷重傾斜を考慮した支持力係数で基礎地盤のせん断抵抗角 (ϕ), 荷重の傾斜 (θ), 斜面傾斜 (β) より求める。

α, β : 基礎の形状係数。「道示IV表一解 10.3.3」による。

η : 段切り基礎を用いる場合の補正係数で式 (2.3.3) から求める。

$\eta = 1 - m \cot(\omega)$; 式 (2.3.3) ; ただし、基礎底面が平坦な場合 $\eta = 1$,

$\eta \cdot B' \leq a$ の場合、 $\eta \cdot B' = a$ とする (図 2.3-7 参照)。

m : 段切り高さ (h) とフーチング幅 (B) との比 $m = \Sigma h / B$

ω : $\pi / 4 + \phi / 2 - \theta$

θ : 荷重の傾斜角度

c : 地盤の粘着力 (kN/m^2)

C^* : $C^* = c / c_0$, ただし $1 \leq C^* \leq 10$ (kN/m^2) $c_0 = 10$ (kN/m^2)

B^* : $B^* = B' / B_0$

B_0 : $B_0 = 1.0$ (m)

γ : 支持地盤の単位体積重量 (kN/m^3)

B : 基礎幅 (m)

λ , μ : 基礎の寸法効果に対する補正係数で、一般の場合 $\lambda = \mu = -0.3$ としてよい。ただし、支持力係数を算出するため地盤のせん断抵抗角 ϕ を、 N 値から推定する場合は $C^*=B^*=1$ とする。

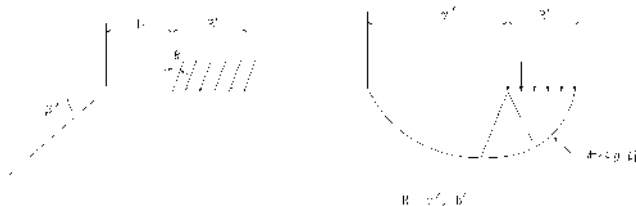


図 2.3-6 前面余裕幅と水平地盤のすべり面※

※「NEXCO 設計要領第二集」より引用

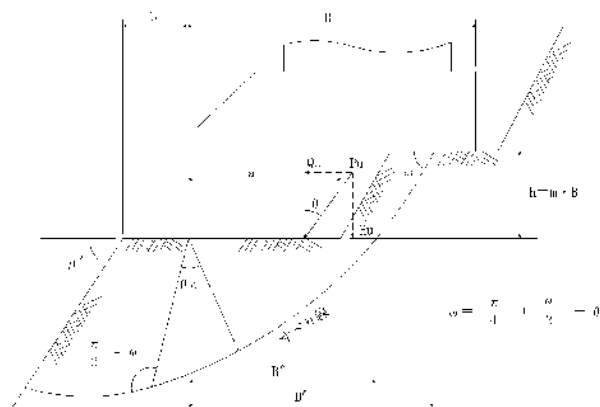


図 2.3-7 段切り基礎のすべり面※

※「NEXCO 設計要領第二集」より引用

β' : 斜面傾斜角 (°)

ただし、地震時は次のように震度を考慮した角度 (β_e) とする。

$$\beta_e = \beta' + \tan^{-1} k_h$$

k_h : 基礎地盤の震度

(2) 斜面の安定

地層構成が複雑であり、地形的にも変化が激しい場合は、支持力的な斜面安定だけでなく基礎地盤全体を含めた総合的な検討をしなければならない (図 2.3-8 に常時の場合の概念図を示す)。

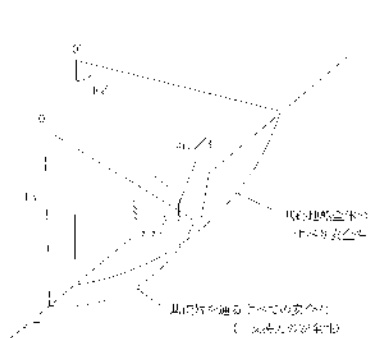


図 2.3-8 斜面安定の概念図※

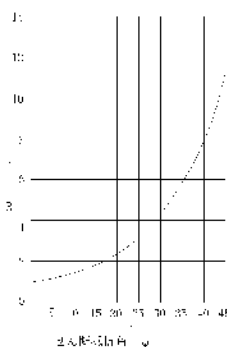


図 2.3-9 Rの値を求めるグラフ※

※「NEXCO 設計要領第二集」より引用

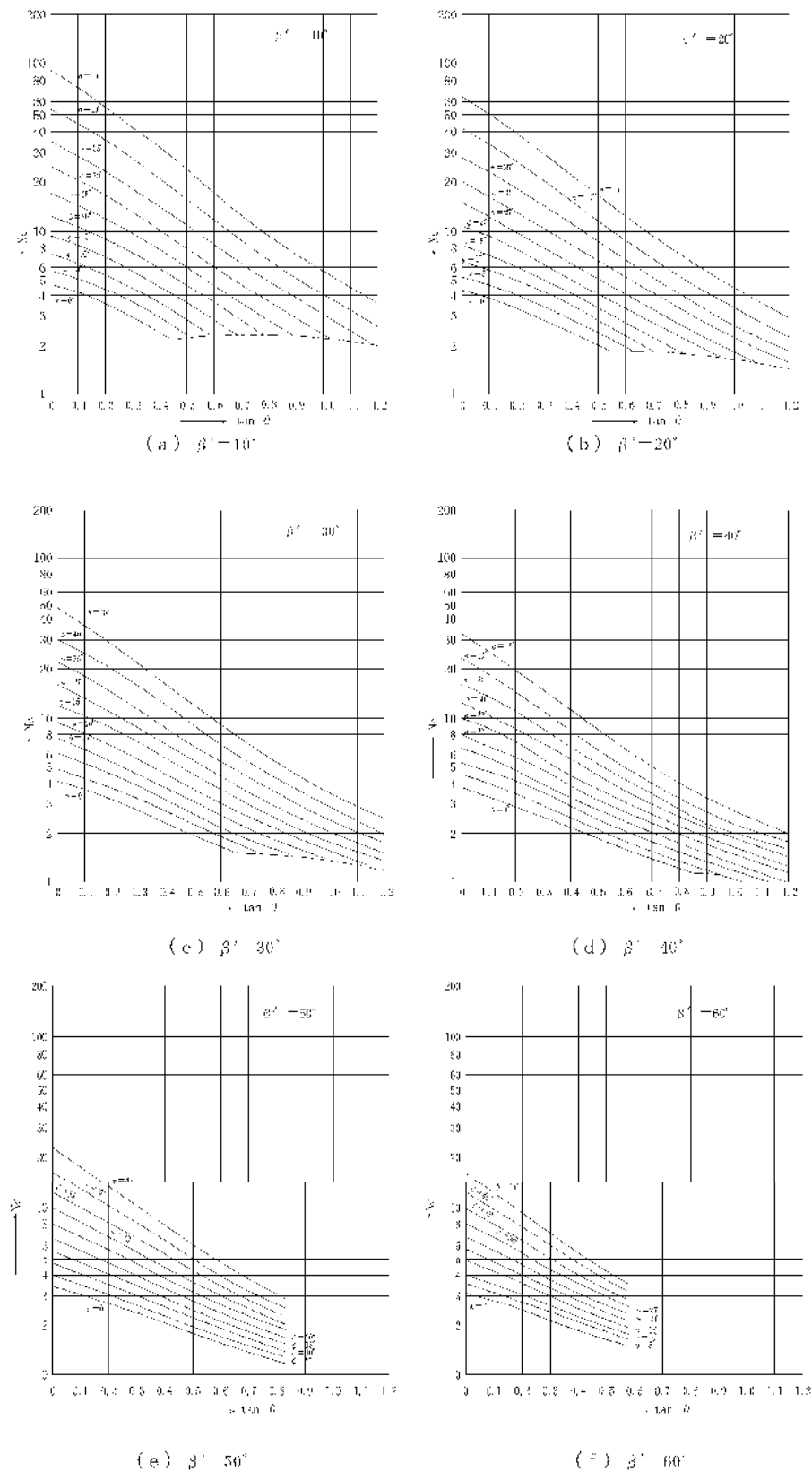
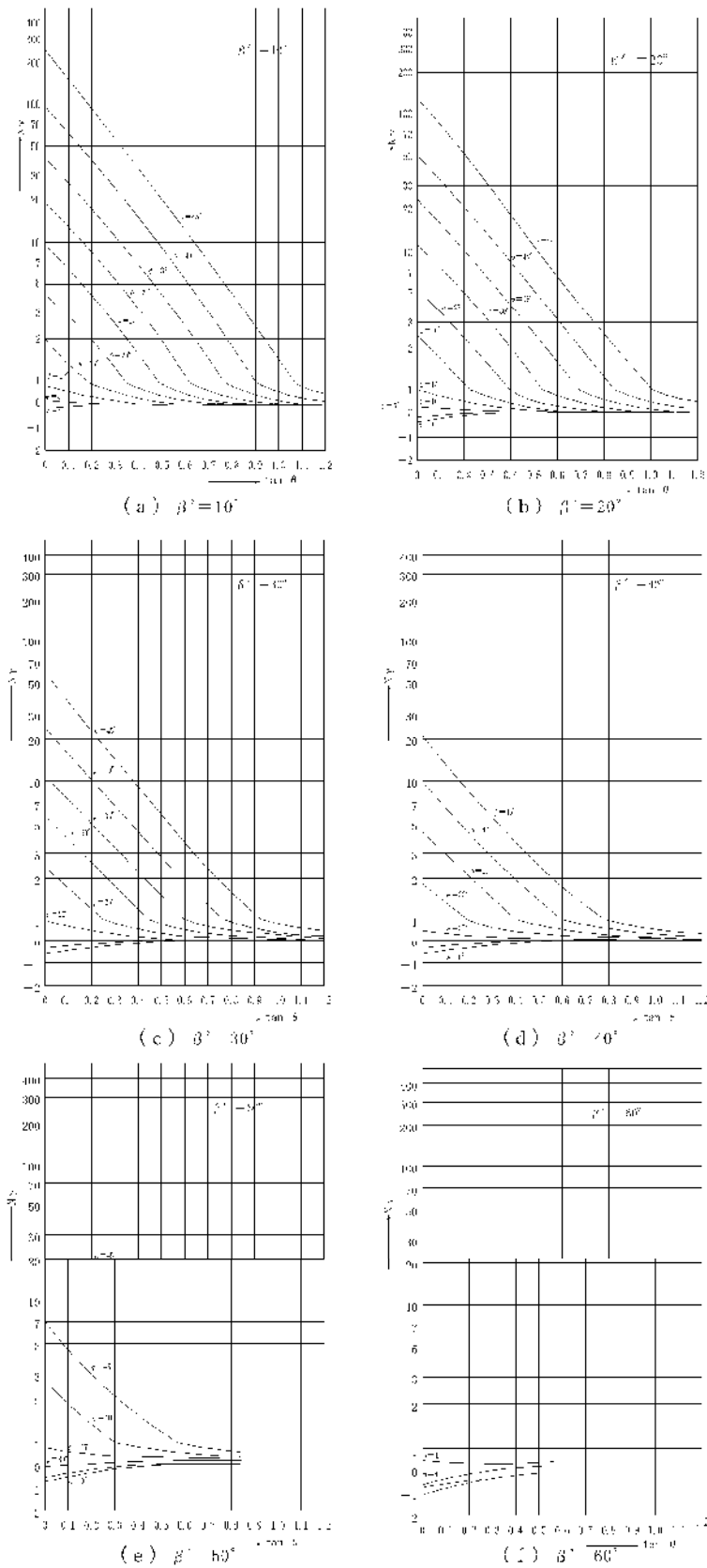


図 2.3-10 斜面傾斜角と NC との関係※

※「NEXCO 設計要領
第二集」より引用

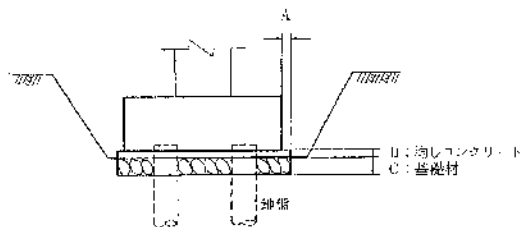
図 2.3-11 斜面傾斜角と N_r との関係※※「NEXCO 設計要領
第二集」より引用

2.4 基礎底面の処理

基礎底面は支持地盤に密着し、十分なせん断抵抗を有する処理を行う。埋戻し材料は土砂、岩砕などを標準とする。

2.4.1 底面処理

- (1) フーチングの底面は支持地盤に荷重を伝達させ、かつ適切な施工性を確保するため、一般的には均しコンクリート（ 18N/mm^2 ）を敷くものとする。
- (2) 良質な礫層上に砕石を敷くことにより、フーチング底面が地下水などに浸食される懸念がある場合や、岩盤上に設置する深礎杭の場合には、均しコンクリート（ 18N/mm^2 ）のみの処理でよい。
- (3) 均しコンクリートのみの処理を行う場合は、滑動照査に使用する摩擦角 ϕ_B は「土とコンクリート」の数値を採用すること。



単位：cm

	粘性土		砂質土		礫質土		岩盤	
	直接基礎	杭基礎	直接基礎	杭基礎	直接基礎	杭基礎	直接基礎	杭基礎
A	10	10	10	10	10	10	10	10
B	10	10	10	10	10	10	10	10
C	20	20	20	20	20※	20※	—	—

※) フーチング底面が地下水などに浸食される恐れがある場合などは省略可能

図 2.4-1 底面処理方法

2.4.2 埋戻し材料

- (1) 岩盤上の基礎の埋戻しコンクリート

基礎岩盤を切り込んで直接基礎を施工する場合には、岩盤の風化等を防止するため、コンクリート（無筋）で埋め戻すものとする。

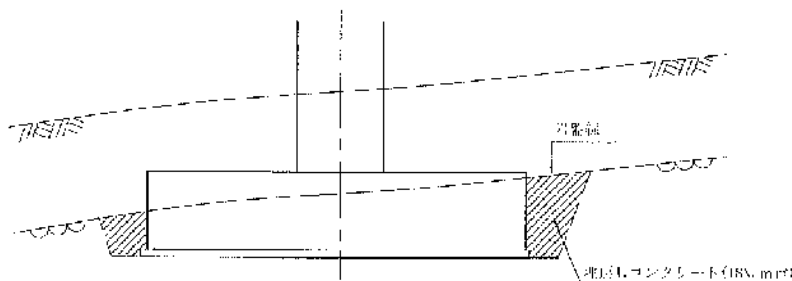


図 2.4-2 支持層が岩盤の場合の埋戻しコンクリート範囲

(2) 一般的な埋戻し土砂

1) 橋台の場合

橋台の前趾側は、フーチング天端まで良質な埋戻し土を用い、十分締め固めるものとし、後趾側については、本要領Ⅳ下部構造編 2.3 に従い、背面裏込め土砂により十分な埋戻しを行うものとする。

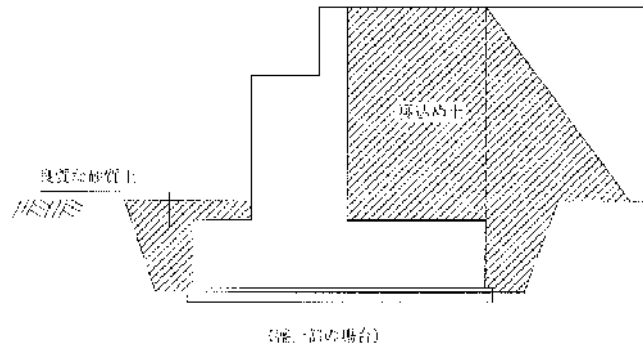


図 2.4-3 橋台の埋戻し材

2) 橋脚の場合

橋脚の場合は、良質な埋戻し土を用い、規定の土被りが確保できる高さまで埋め戻すものとし、特にフーチング天端までは、十分な締め固めを行うこと。

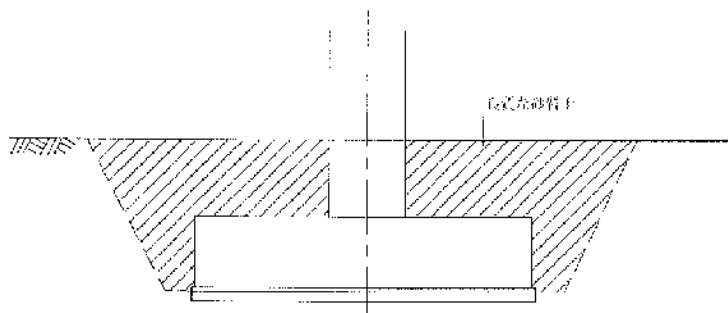


図 2.4-4 橋脚の埋戻し

3. 杭基礎

3.1 設計の基本

3.1.1 基本

杭基礎の設計は、「道示Ⅳ編、Ⅴ編及び杭基礎設計便覧」によるものとする。

→「道示」Ⅳ10 章
(p.226～316) 参照

(1) 設計対象

場所打ち杭工法（オールケーシング工法，リバース工法，アースドリル工法），鋼管杭又は既製コンクリート杭を用いた打込み杭工法，鋼管杭又は既製コンクリート杭を用いた中掘り杭工法（セメントミルク噴出攪拌方式，最終打撃方式），既製コンクリート杭を用いたプレボーリング杭工法，鋼管ソイルセメント杭を用いた鋼管ツイルセメント杭工法及び鋼管杭を用いた回転杭工法を対象とする。

(2) 杭基礎の基本方針

→「道示」Ⅳ10.2
(p.227～229) 参照

1) 基礎の変位の制限に関する設計

永続作用支配状況において，死荷重や活荷重により生じる変位を制限する観点から，常時の許容押込み支持力，許容引抜き抵抗力や許容水平変位に相当する値が制限値として「道示Ⅳ10.5.1」に規定されている。

2) 耐荷性能の設計

杭の軸方向押込み力及び引抜き力，水平荷重に対して行うこととされ，具体的な設計内容は「道示Ⅳ10.5.2」から「道示Ⅳ10.5.7」を参照する。なお，杭基礎は深い基礎の一種であり，転倒が生じる構造ではないため，転倒モーメントに対する設計は不要となる。

杭の軸方向押込み力に対する支持の設計は，地盤抵抗の塑性化を抑制して基礎の応答の可逆性を確保する観点から，杭の降伏支持力に基づく制限値を超えない場合には，支持に関する限界状態 1 を超えないとみなされる。一方，杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の照査について，引抜き力を一定程度に抑える観点から限界状態 1 に対応した制限値が規定されている。また，水平荷重に対する抵抗の設計は，水平変位を指標として限界状態 1 に対する設計を行う。

3) 杭基礎の部材等の強度に関する設計

基本的な事項は「道示Ⅳ第 5 章」に規定される。杭基礎特有の事項は「道示Ⅳ10.8」に規定される。また，杭基礎の部材の照査は，一般に軸力，曲げモーメント及びせん断力に対して行う。

4) 杭基礎はレベル 2 地震動を考慮する設計状況において，必要な耐荷性能を満足するため，「道示Ⅳ10.9」の規定を満足しなければならない。また，杭基礎の照査の概要は図 3.1-3 を参照とする。

(3) 杭の配列, 杭の間隔

- 1) 杭の配列は, 杭基礎上の橋台又は橋脚の形状や寸法, 杭の寸法や本数, 群杭の影響, 施工条件等を考慮し, 永続作用に対して過度に特定の杭に荷重が集中せず, できる限り均等に荷重を受けるように定めるものとする。
- 2) 一般には, 図 3.1-1 に示す杭中心間隔以上とする。杭の中心間隔が小さくなると群杭として影響が著しくなるため, 杭間隔が杭径の 2.5 倍未満となる場合は, 「道示IV10.7」を適用して, 杭の軸方向押し込み支持力, 水平方向地盤反力係数等を単杭の場合より低減して考える
- 3) 杭間隔が大きくなるとフーチングが剛体と見なせなくなる場合があるので, そのような杭配置を採用する場合は, その場合は荷重分担を考慮して杭の配列を決めるのが良い。
- 4) 回転杭の最小中心間隔は, 羽根外径が杭径 (D_p) の 1.5 倍の場合は $2.5D_p$, 2.0 倍の場合は $3.0D_p$ とする。また, 杭先端の羽根どうしの純間隔として $1.0D_p$ 以上確保している場合, 杭軸方向支持力は設計上群杭の影響を考慮しなくてよいことが, 実験及び解析により確認されている。

→「道示」IV10.4
(p.233~234) 参照

→群杭の場合は,
「道示」IV10.7.1
(p.264~265) を
適用すること

→「道示」IV10.4
(p.233~234) 参照

→「道示」IV10.8.7
(p.284~289) 参照

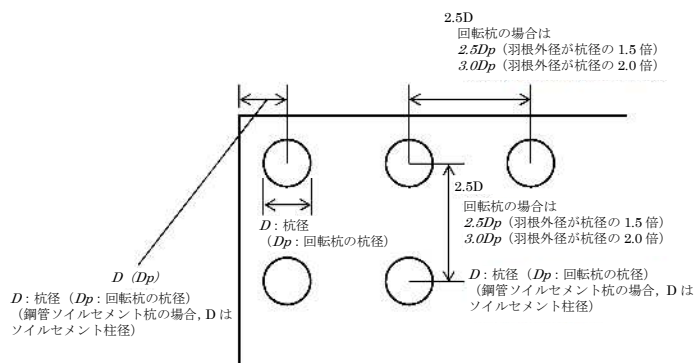


図 3.1-1 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離

3.1.2 支持層の選定

- 1) 杭基礎は, 良質な支持地盤へ杭径程度以上根入れした支持杭を原則とする。
- 2) 良質な支持層とは, 砂層, 砂れき層では N 値が 30 程度以上, 粘性土層では N 値が 20 程度以上を目安としてよい。
- 3) 薄層の支持層に支持させる場合には, 杭種は場所打ち杭を原則とし, 杭先端支持力や支持層直下の地盤の支持力・沈下に対して検討を行う。

→「NEXCO 設計要
領第二集」より引用

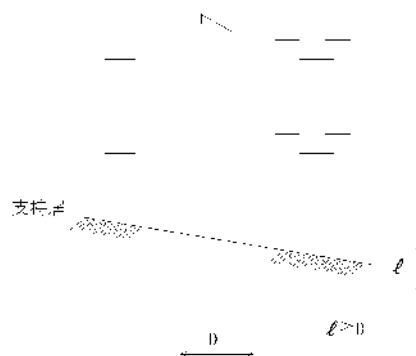
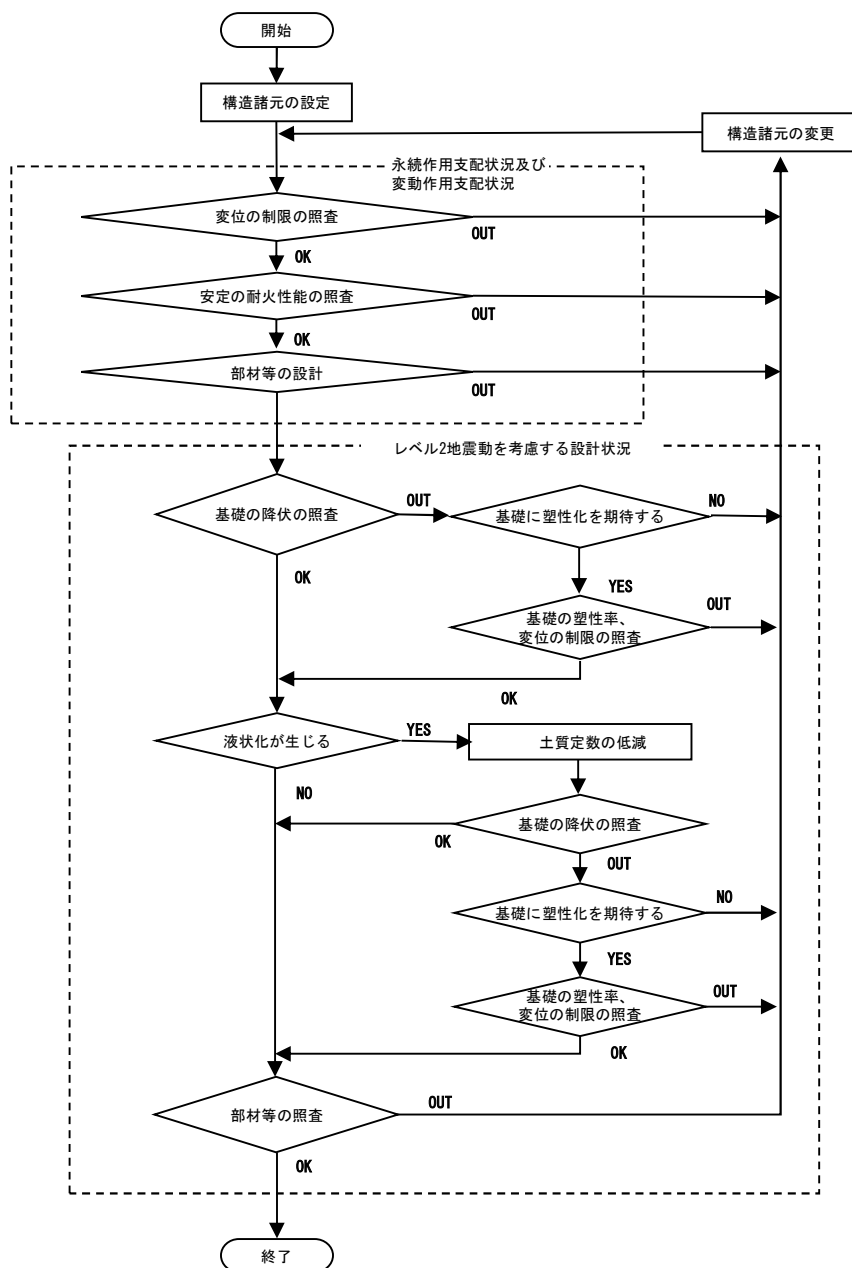


図 3.1-2 支持層への根入れ

3.1.3 設計の手順

杭基礎の一般的な設計手順を図 3.1-3 に示す。



→「道示」IV10.2
(p.230) 参照

図 3.1-3 設計計算フロー

3.2 杭種・杭径

(1) 一般的な杭種・杭径及び杭長を表 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 一般的な杭種・杭径及び杭長

杭種及び施工法（施工機械）			標準的な 施工径 (mm)	標準的な杭長（mm）					
				10	20	30	40	50	60
打込み杭	PHC 杭 鋼管杭	ディーズェル [®] イルハンマ 振動ハイルトライ [®]	400～800 600～800	—	—	—	—	—	—
	鋼管杭	パイプロハンマー工法	600～800	—	—	—	—	—	—
中掘り杭	PHC 杭 鋼管杭	スパイラルオーガハンマク [®] ラフ リバースサーキュレーション	400～800 600～800	—	—	—	—	—	—
				—	—	—	—	—	—
場所打ち杭	鉄筋 コンクリート杭	オールケーシング工法	1000～1500	—	—	—	—	—	—
		リバース工法	1000～2000	—	—	—	—	—	—
		アースドリル工法	1000～1500	—	—	—	—	—	—
プレボーリング杭	PHC 杭	プレボーリング工法	300～1000	—	—	—	—	—	—
鋼管ソイルセメント杭			700～1500	—	—	—	—	—	—
回転杭（羽根外径は杭径の 1.5 倍又は 2.0 倍）			400～1200	—	—	—	—	—	—

注）実線は施工実績の多い範囲を表す。

(2) 杭種、杭径及び杭長の選定は、橋梁規模、地盤条件、施工条件、環境条件及び施工条件などを総合的に勘案し、最も経済的、合理的なものとなるようにする。

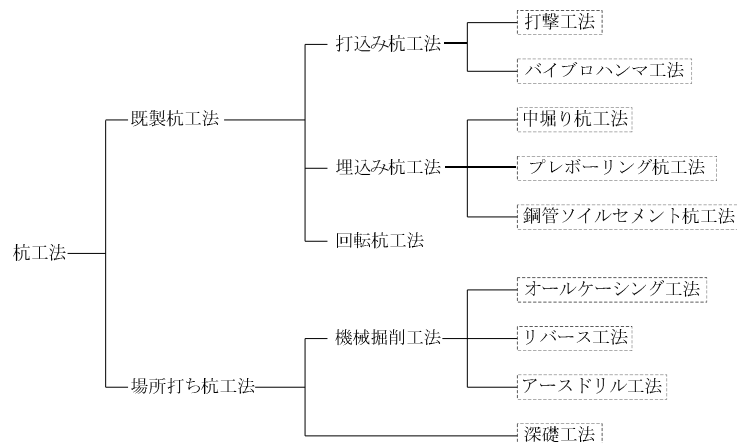


図 3.2-1 杭の工法による分類

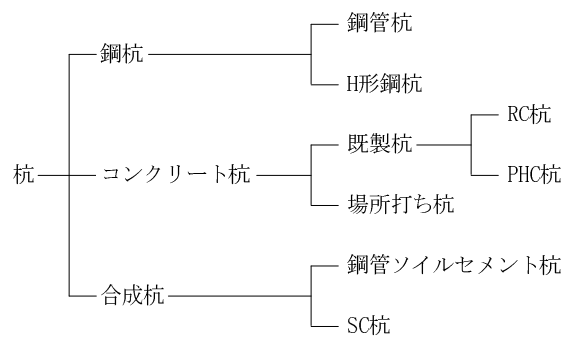


図 3.2-2 杭の材質と形状による分類

3.3 安定計算

3.3.1 一般

- 1) 鉛直荷重は、杭のみで支持させることを原則とする。
- 2) 水平荷重は、杭のみで支持させることを原則とする。ただし、杭とフーチング根入れ部分と共同で分担させる場合においては、両者の分担割合について十分検討しなければならない。
- 3) 安定計算の手順を図 3.3-1 に示した。

→「道示」IV10.3
(p.232～233) 参照

→「杭基礎設計便覧
R2.9」(p.168) 参照

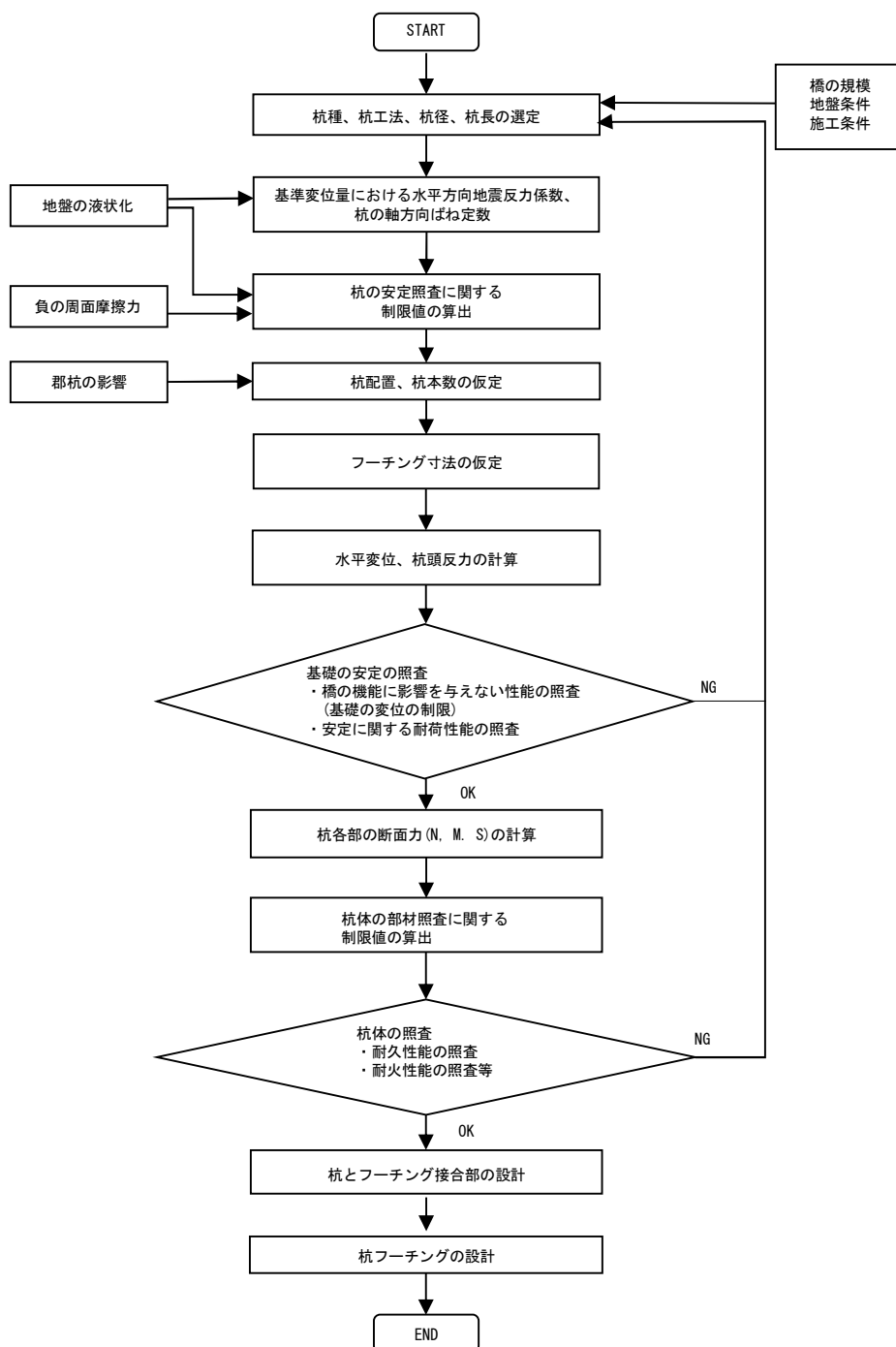


図 3.3-1 杭基礎の安定及び部材等の強度に関する照査の流れ



3.3.2 許容支持力

(1) 杭の軸方向押込み支持力

1) 支持力算定の詳細は、「道示Ⅳ 10.5.2」に準拠する。

表 3.3-1 杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m²)

杭工法	地盤種類	杭先端の極限支持力度 (kN/m ²)
打込み杭工法	年度土	90N (≦4,500)
	砂	130N (≦6,500)
	砂れき	130N (≦6,500)
場所打ち工法	年度土	110N (≦3,300)
	砂	110N (≦3,300)
	砂れき	160N (≦8,000)
中掘り杭工法	砂	220N (≦11,000)
	砂れき	250N (≦12,500)
プレボーリング杭工法	砂	240N (≦12,500)
	砂れき	300N (≦15,000)
鋼管ソイルセメント杭工法	砂	190N (≦9,500)
	砂れき	240N (≦12,000)
回転杭(1.5 倍径)	砂	120N (≦6,000)
	砂れき	130N (≦6,500)
回転杭(2.0 倍径)	砂	100N (≦5,000)
	砂れき	115N (≦5,750)

ただし、Nは標準貫入試験のN値

2) 「道示Ⅳ編」における杭先端の極限支持力度 q_d の特性値は、表 3.3-1 に示す通りとする。

3) 場所打ち杭において土丹のような硬質粘性土や岩盤を支持層とする場合は、杭先端のゆるみが砂層、砂礫層に比べて少ないので、杭先端の極限支持力 q_d は次式による。

$$q_d = 3q_u \quad (\leq 9000 \text{ kN/m}^2)$$

ここに、 q_u ：杭先端地盤における支持力算定上の一軸圧縮強度 (kN/m²)

4) 軟岩・土丹を支持層とする打込み鋼管杭の支持力は、「道示Ⅳ参考資料」による。

5) 「道示Ⅳ編」における杭周面に働く最大周面摩擦力度 f の推定式は、表 3.3-2 に示す通りとする。ここで、回転杭工法において周面摩擦を期待できる範囲は、フーチング下面から支持層の上面の位置まで、又は鋼管の先端から羽根外径分だけ上方の位置までのいずれか浅い方とする。また、場所打ち杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング工法及び鋼管ソイルセメント杭工法の場合には、根拠となった載荷試験分析の前提から、杭の先から杭径分だけ上方の位置までを押込みに対して周面摩擦を考慮する範囲とする。

6) N 値が 5 未満の軟弱層では、粘着力を N 値により推定するのは困難なため、別途土質試験により粘着力を求め、最大周面摩擦力を推定するのがよい。ただし、本編 3.4.1 の負の摩擦力に対して検討する必要がある。

→「道示」Ⅳ10.5
(p.235～256) 参照

→「NEXCO 設計要領 第二集」4-3-1
(p.4-41) 参照
→「道示」Ⅳ
参考資料 5 (p.547)
参照

表 3.3-2 最大周面摩擦力度の特性値(kN/m²)

施工方法	地盤の種類	最大周面摩擦力度の特性値 f
打込み杭工法	粘性土	c または $6N$ (≤ 70)
	砂質土	$5N$ (≤ 100)
場所打ち杭工法	粘性土	c または $5N$ (≤ 100)
	砂質土	$5N$ (≤ 120)
中掘り杭工法	粘性土	$0.8c$ または $4N$ (≤ 70)
	砂質土	$2N$ (≤ 100)
プレハブリング杭工法	粘性土	c または $7N$ (≤ 100)
	砂質土	$5N$ (≤ 120)
鋼管セメント杭工法	粘性土	c または $10N$ (≤ 200)
	砂質土	$9N$ (≤ 300)
回転杭工法	粘性土	c または $10N$ (≤ 100)
	砂質土	$3N$ (≤ 150)

ただし、 c は地盤の粘着力 (kN/m²)、 N は標準貫入試験の N 値

(2) 杭の軸方向許容引抜き力

- 1) 引抜き力算定の詳細は、「道示 IV10.5.4」を参照すること。
- 2) 杭基礎は、常時では引抜きを生じさせないことを原則とする。
- 3) 引抜き抵抗の場合には、回転杭を除き、杭の先端位置までの範囲の周面摩擦力を考慮できる。

→「道示」IV10.5.4
(p.250～254) 参照

(3) 薄層に支持された杭

- 1) 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、ここでは薄層支持杭といい、図 3.3-2 に示す有効層厚比 H/D が 3 以下の場合に適用する。
- 2) 薄層に支持された場所打ち杭の設計法は、杭基礎設計便覧 参考資料 6 を参照すること。その他の杭種については、別途検討すること。

→「杭基礎設計便覧
R2.9」参考資料 5
(p.459～466) 参照

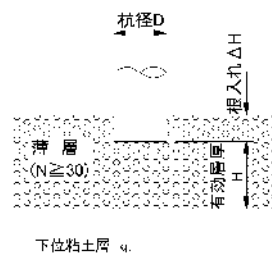


図 3.3-2 薄層支持の概略図

- 3) 薄層支持杭の下位に、軟弱な粘性土層がある場合には、杭先端から伝播する応力により粘性土層の圧密沈下が生じる可能性があるので、沈下に対する安全性を照査する必要がある。
- (4) 群杭の考慮

- 1) 杭間隔が狭い場合、また薄い支持層の下に弱い層、もしくは圧密層を有する場合は、「道示IV10.7.1」に従い群杭の考慮をする必要がある。
- 2) 保耐法では、「道示IV10.9.3」により群杭が考慮された算定式となっている。

→「道示」IV10.7.1
(p.264～265) 参照



3.3.3 杭反力及びバネ定数

(1) 地盤反力係数

- 1) 杭基礎の設計に用いる地盤反力係数は、杭前面の水平方向地盤反力係数及び「道示IV10.6.2」に規定する杭の軸方向ばね定数の算出に用いる杭先端の鉛直方向地盤反力係数とする。
- 2) 地盤反力係数の算定方法は、本編 1.3.2 を参照のこと。

→「道示」IV10.6.2
(p.259～260) 参照

(2) 杭の軸方向バネ定数

- 1) 杭の軸方向バネ定数は、杭の鉛直載荷試験により得られた杭頭部の荷重と沈下量の関係の降伏点に対する割線勾配として求めるか、①により求める。
- ① 支持杭の場合、杭の軸方向バネ定数は、式 (3.3.1) により求める。

→「道示」IV10.6.3
(p.260～263) 参照

$$K_V = \frac{1}{\frac{L}{2AE}(1+\gamma_y-\zeta_e)+\zeta_d\frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_v}} \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (3.3.1)}$$

ここに、

- K_V : 杭の軸方向バネ定数 (kN/m)
- A : 杭の断面積 (mm²)
- E : 杭のヤング係数 (kN/mm²)
- L : 杭長 (m)

・ SC 杭の場合は、式 (3.3.2) により AE を求める。

$$AE = A_{sp1}E_{sp1} + A_{sc1}E_{sc1} \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (3.3.2)}$$

ここに、

- A_{sp1} : 鋼管の断面積 (mm²)
- E_{sp1} : 鋼管のヤング係数 (kN/mm²)
- A_{sc1} : SC杭のコンクリートの断面積 (mm²)
- E_{sc1} : SC杭のコンクリートのヤング係数 (kN/mm²)

・ 鋼管ソイルセメント杭の場合は、式 (3.3.3) により AE を求める。

$$AE = A_{sp2}E_{sp2} + A_{sc2}E_{sc2} \quad \cdots \cdots \cdots \text{式 (3.3.2)}$$

ここに、

- A_{sp2} : 鋼管の断面積 (mm²)
- E_{sp2} : 鋼管のヤング係数 (kN/mm²)
- A_{sc2} : ソイルセメントの断面積 (mm²)
- E_{sc2} : ソイルセメントのヤング係数 (kN/mm²)
- D_p : 杭先端の径 (m) で、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱径、回転杭の場合には羽根径 (m) とする。
- k_v : 杭先端の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³) で「道示IV10.6.2」の規定に従って算出する。
- γ_y : 杭の降伏支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値で、 $\gamma_y = \lambda_{yu}\gamma_u (0 \leq \gamma_y \leq 1)$ として求める。
- λ_{yu} : 先端伝達率算出のための補正係数で「道示IV 表-10.6.2」による。
- γ_u : 杭の極限支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押込み力の杭先端への伝達率の推定値で、 $\gamma_y = R_{up}/R_u$ として求める。



R_{up} : 「道示IV10.5.2(4)」に従って算出される地盤から決まる杭の極限支持力の特性値のうち、杭先端の極限支持力の特性値 (kN) で、 $R_{up} = q_d A$ として求める。

R_u : 「道示IV10.5.2(4)」に従って算出される地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN)

ζ_e : 杭体収縮量に関する補正係数で「道示IV 表-10.6.2」による。

ζ_d : 杭の先端変位量に関する補正係数で「道示IV 表-10.6.2」による。

② 摩擦杭の場合、杭の軸方向バネ定数は、式 (3.3.3) により求める。

$$K_V = a \frac{AE}{L} \quad \dots\dots\dots \text{式 (3.3.3)}$$

ここに、

a : 杭の根入れ比 L/D から決まる補正係数で式 (3.3.4) により算定する。

打込み杭 (打撃工法)	$a = 0.014 (L/D) + 0.72$	} 式 (3.3.4)
場所打ち杭	$a = 0.031 (L/D) - 0.15$	
鋼管ソイルセメント杭	$a = 0.040 (L/D) + 0.15$	

ここに、

D : 杭径 (m) で、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱径 (m) とする。

3.4 軟弱地盤における杭基礎の設計

3.4.1 負の周面摩擦力

→「道示」IV10.7.2
(p.265～270) 参照

- 1) 地下水の汲み上げや、盛土などにより有効応力が増加し圧密沈下を生じるおそれのある地盤中に杭を打設する場合には、負の周面摩擦力による影響を考慮して検討を行わなければならない。
- 2) 杭基礎の設計においてフーチングの周面摩擦の影響を考慮する項目は、杭の鉛直支持力度、杭体応力度、杭頭沈下量である。

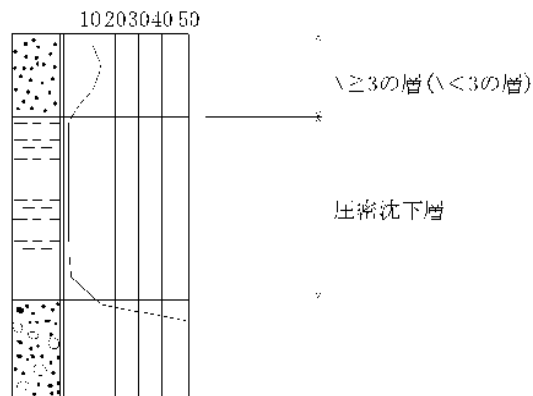


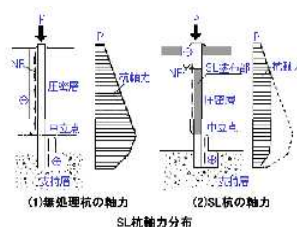
図 3.4-1 周面摩擦力

- 3) また、正の周面摩擦力算定（通常の支持力計算時）においては、図 3.4-1 に示すように圧密沈下が生じるおそれがある層であっても $N \geq 3$ であれば、正の周面摩擦力は考慮する。 $N < 3$ の周面摩擦力については、本編 3.3.2 を参照すること。
- 4) フーチングの周面摩擦による影響が大きく不経済となる場合には、SL 杭等、周面摩擦を軽減可能な杭の使用を検討してもよい。
- 5) 圧密沈下が生じる地盤の杭基礎の設計では、周辺地盤の沈下に伴い突出杭となることを考慮して杭基礎の設計を行う必要がある。突出杭としての設計が不合理となる場合は、沈下によって生じた杭頭部の空洞にフーチング上面からセメントミルク等を注入できるよう、予め注入管を配置フーチング内にしておくなどの対策を行うのが良い。

COFFEE BREAK

◆SL 杭

ネガティブフリクション対策杭（SL 杭）とは、下図に示すように、杭表面に数ミリ厚さの特殊な瀝青材料を塗布し、その粘弾性特性を利用してネガティブフリクション（NF）を低減するもの。なお、SL は Slip Layer の略。





3.4.2 水平変位の制限を緩和する杭基礎の設計

- 1) 軟弱な沖積粘性土地盤（N 値が 5 未満の粘性土を想定）に計画される橋脚の杭基礎で変位緩和が合理的な場合は、「道示IV10.8」「杭基礎設計便覧 4.4」に基づいて地盤抵抗の非線形性を考慮して行う。
- 2) 下部構造から決まる許容水平変位を緩和する場合の制限値としては、杭径の 3.5%（ $\leq 50\text{mm}$ ）とする。ここで、制限値を緩和できる対象杭種は、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭、PHC 杭及び SC 杭とする。場所打ち杭については、一般に地盤抵抗が、弾性限界に達するよりも先に杭体が弾性限界に達するため、制限値を緩和することはできない。
- 3) 制限値の緩和は、橋脚の杭基礎の場合のみ適用可能であり、橋台においては適用できないことに留意する。これは、橋台の場合、背面土により常に偏土圧が載荷されている状態であり、基礎の変形が弾性範囲内にあっても元の位置に戻らないことも想定されるためである。同様の観点から、常時に偏土圧を受けるような橋脚においても水平変位の緩和は行わない方がよい。
- 4) 水平変位の制限を緩和する設計を行う場合は、道路保全課と協議すること。

→「杭基礎設計便覧 R2.9」5.1.2
(p.266～269) 参照

3.4.3 橋台の側方移動

(1) 概要

- 1) 橋台の側方移動とは、軟弱地盤上に設けられた橋台が背面盛土という偏載荷重の影響により、施工時または施工後に主として橋軸方向に大きな変位や傾斜を生じ、そのために種々の弊害が生じる現象をいう。
- 2) 常時偏土圧荷重を受ける基礎で側方移動のおそれがある場合は、「道示IV8.6」により検討を行うものとし、以下に示す。

→「道示」IV8.6
(p.190～193) 参照

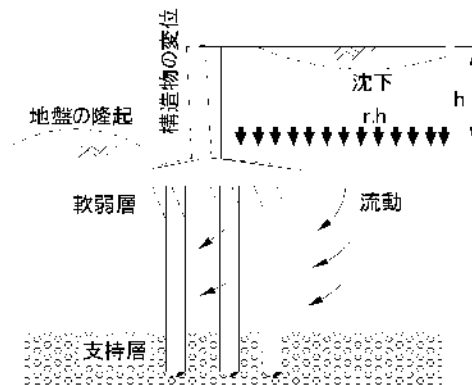


図 3.4-2 橋台の側方移動

(2) 移動の判定

- 1) 側方移動を起こす基礎と側方移動を起こさない基礎は、式(3.4.1)によって算定される側方移動判定値(I値)も用いて区分することができる。
- 2) I値が1.2未満の場合は側方移動のおそれがないと、I値が1.2以上の場合は側方移動のおそれありと判断する。

$$I = \mu_1 \times \mu_2 \times \mu_3 \times \frac{\gamma \cdot h}{c} \dots\dots\dots \text{式 (3.4.1)}$$

ここに、

I : 側方移動判定値

μ_1 : 軟弱層厚に関する補正係数で $\mu_1 = \frac{D}{l}$

μ_2 : 基礎体抵抗幅に関する補正係数で $\mu_2 = \frac{b}{B}$

μ_3 : 橋台の長さに関する補正係数で $\mu_3 = \frac{D}{A} (\leq 3.0)$

c : 軟弱層の粘着力の平均値 (kN/m²)

γ : 盛土材料の単位体積重量 (kN/m³)

h : 地盤高の高低差 (m)

D : 軟弱層の厚さ (m)

A : 橋台長 (m)

B : 橋台幅 (m)

b : 基礎体の幅の総和 (m)

l : 基礎根入れ長 (m)

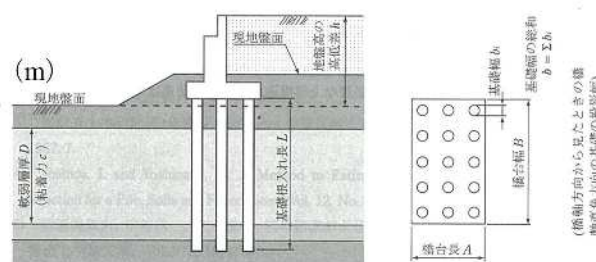


図 3.4-3 記号の説明

- 3) 標準貫入試験のN値が6以下又は一軸圧縮強度が120kN/m²以下である粘性土層が存在する場合には、側方移動に関する検討を行う必要がある。
- 4) 施工時又は将来の計画として橋台前面地盤を掘削する場合には、掘削後の状態を考慮して検討を行う。

(3) 対策工

側方移動の恐れがある場合には、

表 3.4-1 に示す対策工を検討し、講じるものとする。

表 3.4-1 対策工法の特Ⓐ性

[illegible]

→「土木研究所資料
第 4174 号橋台の側
方移動対策ガイドラ
イン作成に関する検
討(その 2) (p.29)」
より転載



3.5 鋼管杭の設計

3.5.1 概要

(1) 材料規格

- 1) 鋼管杭の規格は、JIS A 5525 とし表 3.5-1 を標準とするが、施工規模によるスケールメリットがある場合には、表 3.5-1 の杭肉厚に依らず、最適となる肉厚について検討すること。
- 2) 鋼管杭の材質は、地盤から求まる支持力、打撃時の施工時応力及び完成形の発生応力から選定を行う。一般に地盤から求まる支持力や施工時応力が支配的となる場合には SKK400 材を、完成時の発生応力が支配的となる場合には SKK490 材を用いることが経済的となることが多い。

→「道示」IV10.10.1
(p.302～304) 参照→「杭基礎設計便覧
R2.9」7-1
(p.374～382) 参照

表 3.5-1 鋼管杭の断面性能 (腐食しろ 1mm考慮)

諸 元		断 面 積 A (m ²)	断面 2 次モーメント T (m ⁴)	断 面 係 数 Z (m ³)
外径 (mm)	厚さ (mm)			
400	9.0	980×10 ⁻⁵	186×10 ⁻⁶	937×10 ⁻⁶
400	12.0	1337×10 ⁻⁵	251×10 ⁻⁶	126×10 ⁻⁵
500	9.0	1232×10 ⁻⁵	370×10 ⁻⁶	148×10 ⁻⁵
500	12.0	1683×10 ⁻⁵	499×10 ⁻⁶	200×10 ⁻⁵
500	14.0	1981×10 ⁻⁵	583×10 ⁻⁶	234×10 ⁻⁵
600	9.0	1483×10 ⁻⁵	645×10 ⁻⁶	216×10 ⁻⁵
600	12.0	2029×10 ⁻⁵	874×10 ⁻⁶	292×10 ⁻⁵
600	14.0	2389×10 ⁻⁵	102×10 ⁻⁵	342×10 ⁻⁵
600	16.0	2747×10 ⁻⁵	117×10 ⁻⁵	391×10 ⁻⁵
700	9.0	1734×10 ⁻⁵	103×10 ⁻⁵	296×10 ⁻⁵
700	12.0	2374×10 ⁻⁵	140×10 ⁻⁵	401×10 ⁻⁵
700	14.0	2798×10 ⁻⁵	164×10 ⁻⁵	470×10 ⁻⁵
700	16.0	3219×10 ⁻⁵	188×10 ⁻⁵	538×10 ⁻⁵
800	9.0	1985×10 ⁻⁵	155×10 ⁻⁵	388×10 ⁻⁵
800	12.0	2720×10 ⁻⁵	211×10 ⁻⁵	528×10 ⁻⁵
800	14.0	3206×10 ⁻⁵	247×10 ⁻⁵	619×10 ⁻⁵
800	16.0	3690×10 ⁻⁵	283×10 ⁻⁵	709×10 ⁻⁵
900	12.0	3065×10 ⁻⁵	302×10 ⁻⁵	671×10 ⁻⁵
900	14.0	3614×10 ⁻⁵	345×10 ⁻⁵	788×10 ⁻⁵
900	16.0	4161×10 ⁻⁵	406×10 ⁻⁵	903×10 ⁻⁵
900	19.0	4976×10 ⁻⁵	482×10 ⁻⁵	107×10 ⁻⁴
1000	12.0	3411×10 ⁻⁵	415×10 ⁻⁵	832×10 ⁻⁵
1000	14.0	4023×10 ⁻⁵	488×10 ⁻⁵	978×10 ⁻⁵
1000	16.0	4632×10 ⁻⁵	560×10 ⁻⁵	112×10 ⁻⁴
1000	19.0	5542×10 ⁻⁵	666×10 ⁻⁵	133×10 ⁻⁴

(2) 材料定数

設計で用いる杭本体の定数を表 3.5-2 に示す。

表 3.5-2 鋼管杭の材料

比重	77kN/m ³
ヤング係数	2.0×10 ⁵ N/mm ²

(3) 使用寸法

- 1) 杭の外径は、ミリサイズ寸法を用いるものとする。
- 2) 杭の肉厚は、設計上の必要厚さに腐食による減厚分を加えた厚さとし、最小肉厚は打込み工法を除き、 t/D （板厚と鋼管杭の比）が 1%以上かつ 9 mm以上とする。
- 3) 杭の腐食減厚は、塩分または鋼の腐食を促進する工場排水などの影響を受けない場合は、外側 1 mmとし、鋼管の内側は考慮しなくてもよい。
- 4) 単管の長さは 6m 以上で 0.5m 単位とし、肉厚変化部の素管は最小 2.0m 以上とする（図 3.5-1 参照）。長さの設定にあたっては輸送や本編 3.5.2 を考慮のうえで設定すること。

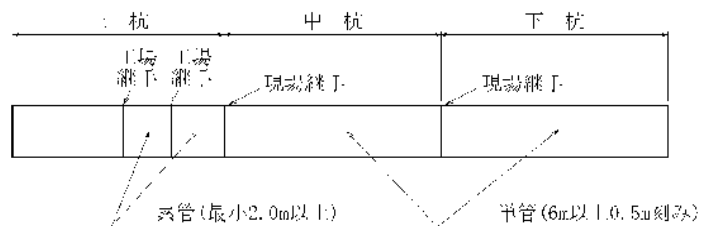


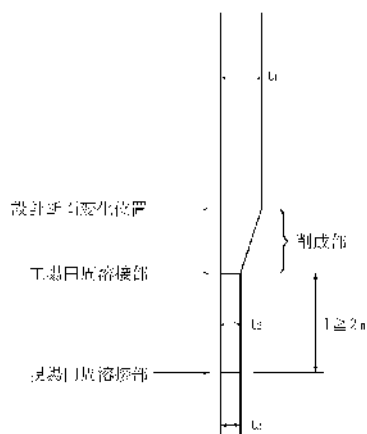
図 3.5-1 杭の長さ

3.5.2 杭本体の設計

(1) 杭の断面変化

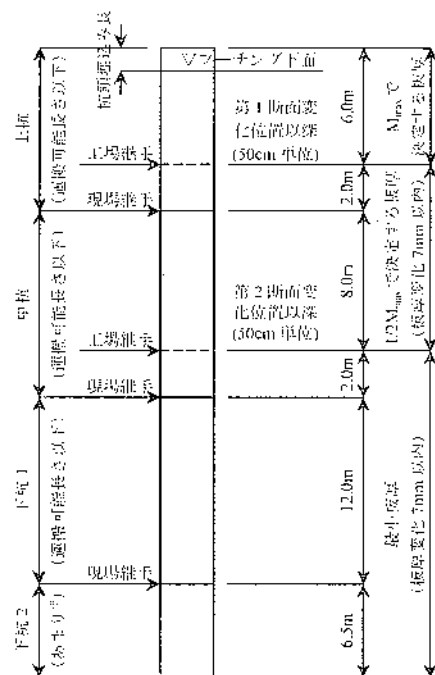
- 1) 断面力が大きくなる杭頭付近では杭の肉厚を増したり、材質を向上させることが合理的かつ経済的となる場合が多いため、肉厚変化厚さや変化箇所数及び単管長と継手位置等を考慮し断面変化を検討すること。
- 2) 断面変化を行う場合の留意事項は、以下の通りとする。
 - ① 極端な断面変化による応力集中の影響を考慮して、肉厚（板厚）変化の最大値は 7 mmとする。
 - ② 板厚変化は削成部を設け、応力集中を緩和する（図 3.5-2 参照）。

→「杭基礎設計便覧 R2.9」5.1.6（p.285～293）参照



- 注 (1) 管内側の削成部の長さは、 $4(t_1 - t_2)$ より大きくする。
ただし $(t_1 - t_2)$ が 2mm 以下のとき、
又は工場円周溶接部を両面溶接とする
場合で、 $(t_1 - t_2)$ が 3mm 以下のときは、
削らなくてもよい。
- 注 (2) 工場円周溶接部は、原則として現場
溶接部より 2m 以上離すものとする。

図 3.5-2 断面変化部の構造



- 注) 下杭 2 が 6m 以下となる場合には、
下杭 1 の長さにより調整する。

図 3.5-3 各杭の長さの決定例

(2) 断面変化の方法

曲げモーメントとしては、杭頭剛結とした場合と杭頭ヒンジとした場合を考え、設計断面内におけるいずれか大きい方を設計用曲げモーメントと考える。

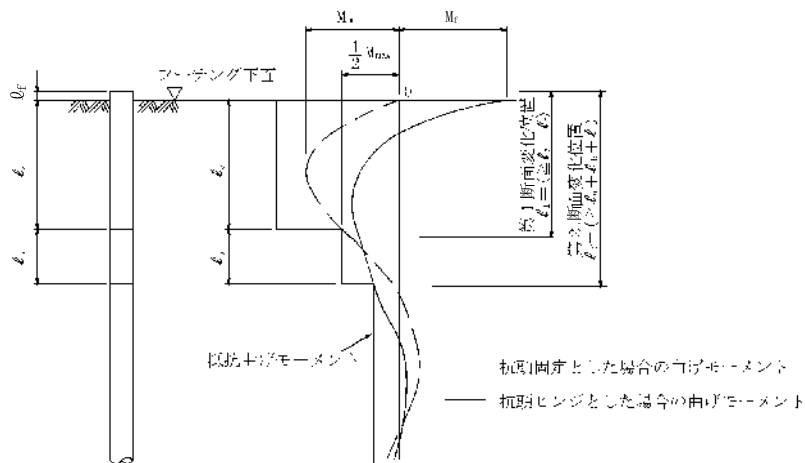


図 3.5-4 断面変化の設計位置



1) 第 1 断面変化位置

杭の第 1 断面変化位置は、次式により求める。

$$l_1 \geq l_a + l_f$$

ここに、 l_1 : 杭頭からの第 1 断面変化位置までの距離 (m)。ただし、0.5m 単位で切り上げる。

l_a : フーチング下面から地中部の曲げモーメントの値が最大曲げモーメント $M_{\max}$ の $1/2$ となる位置までの長さ (m)。

l_f : フーチングへの埋込み長 (m)。

$M_{\max}$: M_t , M_m のいずれか大きい方の曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

M_f : 杭頭剛結として求めた杭頭曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

M_m : 杭頭ヒンジとして求めた地中部最大曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)。

2) 第 2 断面変化位置

第 2 断面変化位置は次式により求められる。

$$l_2 \geq l_a + l_b + l_f$$

ここに、 l_2 : 杭頭からの第 2 断面変化位置までの距離 (m)。ただし、0.5m 単位で切り上げる。

l_b : 第 1 断面下端位置より、設計用曲げモーメントと第 3 断面の抵抗曲げモーメントが一致する位置までの距離 (m) で $l_b \geq 2\text{m}$ とする。ただし、この長さは不等厚エキストラが関係するので経済性についての検討を行うのが良い。

(3) 杭の継手

- 1) 杭の継手は、工場継手と現場継手があり、このうち工場継手は、肉厚（板厚）が異なる杭接合の場合のみとし、同厚で継手する場合は現場継手とする。
- 2) 現場継手箇所数は、継手の信頼性や施工時間の短縮などから少なくすることが望ましい。
- 3) 最上部の現場継手位置は、杭の最大曲げモーメント発生位置を避け、できる限り曲げモーメントの小さい箇所にするのが望ましい。
- 4) 杭の長さは、輸送条件や施工機械を考慮のうえで決定すること。
- 5) 11t トラックを利用した輸送では、12m 以下とするのがよい。杭長が 12m を超える場合には、長尺エキストラを加算すること。
- 6) ポールトレーラを利用した輸送でも、最大長は 22m となる。
- 7) 現場継手は、継手金具を用いたアーク溶接継手とし、全周全厚突合せ溶接とする。溶接方法は半自動溶接法によるものとし、継手構造は
- 8) 図 3.5-5 のとおりとする。

表 3.5-3 裏当てリングの厚さおよび高さ（単位：mm）

外径 D (mm)	T (mm)	H (mm)	h (mm)
1,016 以下	4.5	50	H=50 の場合 15
1,016 を超えるもの	6.0	70, 50 ^(※)	H=70 の場合 35

※中掘り杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法適用の場合は原則 50 mm とする。

表 3.5-4 ストッパーの個数

外径 D (mm)	N (個数)
609.6 以下	4
609.6 を超え 1,016 以下	6
1,016 を超えるもの	8

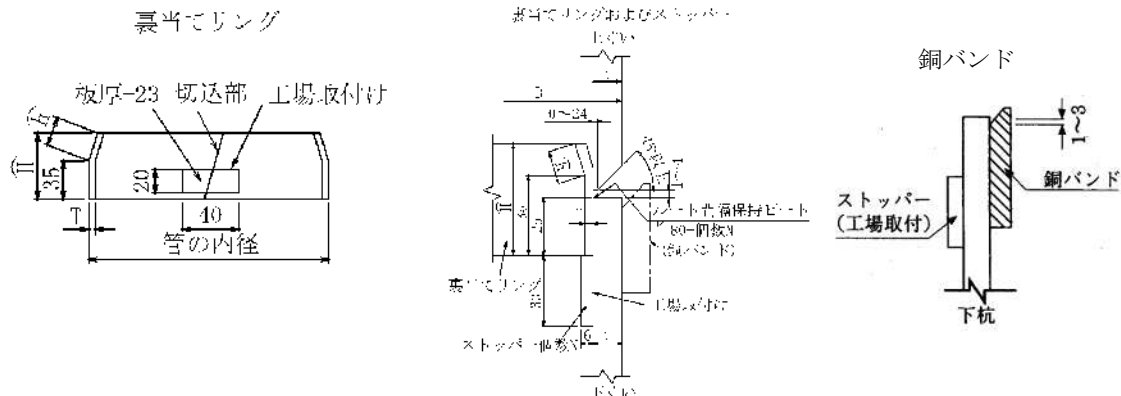
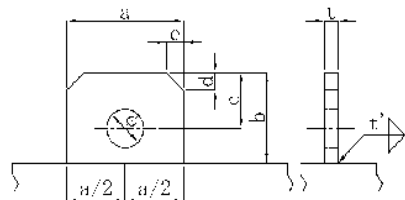


図 3.5-5 鋼管杭の半自動溶接現場継手標準形状寸法

(4) その他付属品

施工上の必要性に応じ、吊金具を使用する場合がある。図 3.5-6 に吊金具の例を示す。



最大吊荷重 (t)	a	b	c	d	e	t	ϕ	t'
3 以下	120	100	55	25	25	12	40	6
3～5 以下	120	100	55	25	25	16	40	9
5～10 以下	200	150	90	30	30	22	65	15
10～20 以下	300	250	150	50	50	22	80	15

図 3.5-6 吊金具の参考例

(5) 杭頭部の補強

杭頭部の補強は、施工品質の確保が可能な中詰め補強鉄筋を用いた鉄筋かご方式による。施工品質の確保が困難な溶接による補強は用いないこととし、SD345 の中詰め補強鉄筋では配置が困難な場合には、SD390 や SD490 を用いる。ただし、この場合にはコンクリートの設計基準強度を 30N/mm^2 とする。

→「道示」IV10.8.7
(p.284～289) 参照



3.6 PHC・SC 杭の設計

3.6.1 概要

(1) 材料規格

1) PHC 杭

- ① PHC 杭（プレテンション方式遠心力高強度プレストレストコンクリート杭）の規格は、JIS A5373 付属書 E の規格による。
- ② PHC 杭は有効プレストレスの大きさによって、A 種、B 種、C 種の 3 種類に分類される。設計上は表 3.6-1 の断面性能を用いてもよい。
- ③ 地震時に杭体が降伏するおそれがある範囲及び地盤が軟弱な場合や深さ方向に地盤の変形特性が大きく異なる土層境界付近に、スパイラル鉄筋を配置した強化杭を用いる。ここでいう土層境界部とは以下を目安としてよい。
- ・上層が砂質土層、下層が粘性土層からなる土層境界において、上層の N 値が下層の N 値より小さい箇所。
 - ・同じ土質からなる土層境界において、上層の N 値が下層の N 値の 1/5 程度以下となる箇所。

→「道示」IV10.10.2
(p.304～307) 参照
→「杭基礎設計便覧
R2.9」5.1.3
(p.268～270) 参照

表 3.6-1 PHC 杭の断面性能表（参考）

外径 D (mm)	厚さ t (mm)	長さ L (m)	種 類	有効 プレストレス (N/mm ²)	コンクリートの 断面積 Ac (mm ²)	コンクリート 換算断面積 Ac (mm ²)	換算断面 二次モーメント Te (mm ⁴)	換算断面 係数 Ze (mm ³)	単位質 量 W (kg/m)
300	60	5～13	A	4	452×10 ⁻⁵	463	354	236×10 ⁻⁶	118
			B	8		475	363	242×10 ⁻⁶	
			C	10		481×10 ⁻⁵	367×10 ⁻⁷	246×10 ⁻⁶	
350	60	5～15	A	4	546×10 ⁻⁵	560	613	350×10 ⁻⁶	142
			B	8		575	631	360×10 ⁻⁶	
			C	10		582×10 ⁻⁵	640×10 ⁻⁷	365×10 ⁻⁶	
400	65	5～15	A	4	684×10 ⁻⁵	702	102×10 ⁻⁶	510×10 ⁻⁶	178
			B	8		718	104×10 ⁻⁶	520×10 ⁻⁶	
			C	10		730×10 ⁻⁵	106×10 ⁻⁶	530×10 ⁻⁶	
450	70	5～15	A	4	835×10 ⁻⁵	857	160×10 ⁻⁶	711×10 ⁻⁶	217
			B	8		880	164×10 ⁻⁶	728×10 ⁻⁶	
			C	10		891×10 ⁻⁵	167×10 ⁻⁶	742×10 ⁻⁶	
500	80	5～15	A	4	1,055×10 ⁻⁵	1,080	247×10 ⁻⁶	988×10 ⁻⁶	274
			B	8		1,100	254×10 ⁻⁶	101×10 ⁻⁵	
			C	10		1,120×10 ⁻⁵	257×10 ⁻⁶	102×10 ⁻⁵	
600	90	5～15	A	4	1,442×10 ⁻⁵	1,470	495×10 ⁻⁶	165×10 ⁻⁵	375
			B	8		1,510	510×10 ⁻⁶	170×10 ⁻⁵	
			C	10		1,530×10 ⁻⁵	517×10 ⁻⁶	172×10 ⁻⁵	
700	100	5～15	A	4	1,884×10 ⁻⁵	1,920	894×10 ⁻⁶	255×10 ⁻⁵	490
			B	8		1,970	917×10 ⁻⁶	262×10 ⁻⁵	
			C	10		2,000×10 ⁻⁵	933×10 ⁻⁶	266×10 ⁻⁵	
800	110	5～15	A	4	2,383×10 ⁻⁵	2,400	149×10 ⁻⁵	372×10 ⁻⁵	620
			B	8		2,490	153×10 ⁻⁵	382×10 ⁻⁵	
			C	10		2,540×10 ⁻⁵	155×10 ⁻⁵	387×10 ⁻⁵	
900	120	5～14	A	4	2,940×10 ⁻⁵	3,020	235×10 ⁻⁵	522×10 ⁻⁵	764
			B	8		3,100	241×10 ⁻⁵	535×10 ⁻⁵	
			C	10		3,140×10 ⁻⁵	244×10 ⁻⁵	542×10 ⁻⁵	
1000	130	5～12	A	4	3,553×10 ⁻⁵	3,690	325×10 ⁻⁵	704×10 ⁻⁵	923
			B	8		3,740	362×10 ⁻⁵	724×10 ⁻⁵	
			C	10		3,750×10 ⁻⁵	367×10 ⁻⁵	734×10 ⁻⁵	

(注) 1. 参考文献：JIS A 5373 付属書 E
2. 杭メーカー数社の平均値である。
3. 杭のヤング係数 $E_c=4.0 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
4. 杭の単位長さは、1m 間隔とする。



- ④ B 結合において杭頭をカットオフした場合、カットオフした位置から 50φ（φ：PC 鋼材の径）の範囲は、プレストレスの損失を考慮して鉄筋コンクリート断面として扱えるよう十分な補強を施し、必要な鉄筋を配置すること。

2) SC 杭

- ① SC 杭に使用する鋼管は、JIS A5525 の規格に適合するものを標準とする。
- ② SC 杭の断面性能表を表 3.6-2 に示すので、参考するとよい。
- ③ SC 杭に用いる鋼管の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚（1mm）を考慮して決定すること。外径 300mm から 1,000mm が標準であり、鋼管の厚さは、外径 300mm から 600mm では 4.5mm から 16mm、外径 700mm から 1,000mm では 6mm から 22mm が標準である。
- ④ SC 杭に使用するコンクリートは、PHC 杭に使用するコンクリートに準じるものとする。
- ⑤ SC 杭の杭頭は、打撃に対して十分な強度を有する。
- ⑥ SC 杭の継手は、所要の強度及び剛性を有し、施工性を考慮した構造とする。
- ⑦ SC 杭の杭体内補強鉄筋は、以下の項目に準じる。
- ・鉄筋のかぶりは、鋼管杭の中詰め補強鉄筋配置に準じて、SC 杭の鋼管内面より 15mm 以上かつ鉄筋径以上とする。
 - ・鉄筋のあきは、鉄筋の 1.5 倍以上、40mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。
- 鉄筋の最大径は D35mm 程度とする。

→「道示」IV10.10.3
(p.307～308) 参照

(2) 使用寸法

杭の長さは 5m 以上（杭頭のカットオフ部を含む）とし、1m 単位とする。上限値は杭の輸送、施工機械の大きさ等を考慮して決定すること。



表 3.6-2 SC 杭の断面性能表（参考）

外径 D (mm)	厚さ t (mm)	長さ L (m)	鋼管厚 t _s (mm)	断面積 (mm ²)			換算断面 二次 モーメント I _e (mm ⁴)	換算 断面積係 Z _e (mm ³)	単 位 質 量 W (kg/m)
				コンクリート A _c	鋼管 A _s	換算 断面積 A _e			
318.5	60	5～15	4.5	443×10 ²	34.4×10 ²	640×10 ²	615.1×10 ⁶	3,887×10 ³	146
			6	428×10 ²	48.9×10 ²	708×10 ²	696.2×10 ⁶	4,399×10 ³	153
			9	400×10 ²	77.5×10 ²	843×10 ²	851.5×10 ⁶	5,381×10 ³	169
			12	372×10 ²	105.6×10 ²	975×10 ²	997.7×10 ⁶	6,305×10 ³	184
355.6	60	5～15	4.5	508×10 ²	38.5×10 ²	728×10 ²	894.2×10 ⁶	5,058×10 ³	166
			6	491×10 ²	54.8×10 ²	804×10 ²	1,008×10 ⁶	5,703×10 ³	175
			9	459×10 ²	86.9×10 ²	956×10 ²	1,228×10 ⁶	6,945×10 ³	192
			12	428×10 ²	118.4×10 ²	1,104×10 ²	1,436×10 ⁶	8,122×10 ³	209
400	65	5～15	4.5	628×10 ²	43.4×10 ²	876×10 ²	1,369×10 ⁶	6,878×10 ³	201
			6	610×10 ²	61.7×10 ²	963×10 ²	1,533×10 ⁶	7,702×10 ³	211
			9	574×10 ²	98.0×10 ²	1,134×10 ²	1,850×10 ⁶	9,295×10 ³	230
			12	538×10 ²	133.7×10 ²	1,302×10 ²	2,152×10 ⁶	10,810×10 ³	249
450	70	5～15	4.5	773×10 ²	48.9×10 ²	1,052×10 ²	2,093×10 ⁶	9,344×10 ³	243
			6	752×10 ²	69.6×10 ²	1,150×10 ²	2,329×10 ⁶	10,400×10 ³	254
			9	711×10 ²	110.6×10 ²	1,343×10 ²	2,786×10 ⁶	12,440×10 ³	276
			12	671×10 ²	151.0×10 ²	1,533×10 ²	3,225×10 ⁶	14,400×10 ³	297
500	80	5～15	4.5	986×10 ²	54.4×10 ²	1,296×10 ²	3,147×10 ⁶	12,640×10 ³	301
			6	962×10 ²	77.4×10 ²	1,405×10 ²	3,472×10 ⁶	13,950×10 ³	314
			9	917×10 ²	123.2×10 ²	1,620×10 ²	4,106×10 ⁶	16,490×10 ³	338
			12	872×10 ²	168.3×10 ²	1,833×10 ²	4,716×10 ⁶	18,940×10 ³	362
			14	842×10 ²	198.1×10 ²	1,974×10 ²	5,111×10 ⁶	20,530×10 ³	378
			16	812×10 ²	227.6×10 ²	2,113×10 ²	5,495×10 ⁶	22,070×10 ³	394
600	90	5～15	4.5	1,358×10 ²	65.4×10 ²	1,731×10 ²	6,111×10 ⁶	20,440×10 ³	406
			6	1,330×10 ²	93.1×10 ²	1,862×10 ²	6,680×10 ⁶	22,340×10 ³	420
			9	1,275×10 ²	148.3×10 ²	2,122×10 ²	7,792×10 ⁶	26,060×10 ³	450
			12	1,220×10 ²	202.9×10 ²	2,379×10 ²	8,870×10 ⁶	29,670×10 ³	479
			14	1,184×10 ²	238.9×10 ²	2,550×10 ²	9,570×10 ⁶	32,010×10 ³	498
			16	1,148×10 ²	274.7×10 ²	2,718×10 ²	10,260×10 ⁶	34,300×10 ³	518
700	100	5～15	6	1,754×10 ²	108.9×10 ²	2,376×10 ²	11,660×10 ⁶	33,420×10 ³	541
			9	1,690×10 ²	173.4×10 ²	2,681×10 ²	13,450×10 ⁶	38,540×10 ³	576
			12	1,626×10 ²	237.4×10 ²	2,982×10 ²	15,190×10 ⁶	43,520×10 ³	610
			14	1,583×10 ²	279.8×10 ²	3,182×10 ²	16,320×10 ⁶	46,770×10 ³	633
			16	1,541×10 ²	321.9×10 ²	3,380×10 ²	17,440×10 ⁶	49,960×10 ³	655
			19	1,478×10 ²	384.5×10 ²	3,676×10 ²	19,070×10 ⁶	54,640×10 ³	689
800	110	5～15	22	1,416×10 ²	446.6×10 ²	3,969×10 ²	20,600×10 ⁶	59,190×10 ³	722
			6	2,235×10 ²	124.6×10 ²	2,947×10 ²	18,970×10 ⁶	47,540×10 ³	676
			9	2,161×10 ²	198.5×10 ²	3,295×10 ²	21,650×10 ⁶	54,270×10 ³	716
			12	2,087×10 ²	272.0×10 ²	3,642×10 ²	24,280×10 ⁶	60,850×10 ³	755
			14	2,039×10 ²	320.6×10 ²	3,871×10 ²	26,000×10 ⁶	65,150×10 ³	781
			16	1,190×10 ²	369.0×10 ²	4,099×10 ²	27,690×10 ⁶	69,390×10 ³	807
900	120	5～15	19	1,918×10 ²	441.1×10 ²	4,439×10 ²	30,170×10 ⁶	75,620×10 ³	846
			22	1,847×10 ²	512.6×10 ²	4,776×10 ²	32,600×10 ⁶	81,710×10 ³	884
			6	2,772×10 ²	140.3×10 ²	3,574×10 ²	29,200×10 ⁶	65,030×10 ³	825
			9	2,689×10 ²	223.7×10 ²	3,967×10 ²	33,050×10 ⁶	73,600×10 ³	870
			12	2,606×10 ²	306.5×10 ²	4,357×10 ²	36,820×10 ⁶	82,010×10 ³	914
			14	2,551×10 ²	361.4×10 ²	4,616×10 ²	39,290×10 ⁶	87,510×10 ³	944
1000	130	5～15	16	2,496×10 ²	416.1×10 ²	4,874×10 ²	41,730×10 ⁶	92,940×10 ³	973
			19	2,415×10 ²	497.6×10 ²	5,258×10 ²	45,330×10 ⁶	100,900×10 ³	1016
			22	2,334×10 ²	578.6×10 ²	5,640×10 ²	48,850×10 ⁶	108,800×10 ³	1060
			9	3,273×10 ²	248.8×10 ²	4,695×10 ²	48,350×10 ⁶	96,890×10 ³	1038
			12	3,181×10 ²	341.1×10 ²	5,130×10 ²	53,560×10 ⁶	107,300×10 ³	1088
			14	3,119×10 ²	402.3×10 ²	5,418×10 ²	56,980×10 ⁶	114,200×10 ³	1120
			16	3,059×10 ²	463.2×10 ²	5,706×10 ²	60,360×10 ⁶	121,000×10 ³	1153
			19	2,968×10 ²	554.2×10 ²	6,134×10 ²	65,350×10 ⁶	131,000×10 ³	1202
			22	2,877×10 ²	664.6×10 ²	6,560×10 ²	70,250×10 ⁶	140,800×10 ³	1250

(注) 1. 換算断面積、換算断面二次モーメント及び換算断面積係数は、SC 杭のヤング係数

$E_c=3.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ に換算したときの値を示す。

2. 鋼管の断面積は腐食しろとして 1 mm を減じた半径で計算した。

3. コンクリートのヤング係数 $E_c=3.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

4. 鋼管のヤング係数 $E_s=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$

5. 鋼管の厚さは、代表的なものを示した。

6. 杭単位長は、標準は 1.0 m 単位であるが、最小で 0.5 m 単位とすることが可能。

7. (社) コンクリートパイル建設技術協会の団体規格では、杭径 1,100 mm, 1,200 mm のものもある。

3.6.2 杭本体の設計

(1) 杭の断面変化

断面力が大きくなる杭頭付近では、抵抗曲げモーメントの大きい杭種（SC 杭を含む）や強化杭を配置し、それ以外ではコストの安い杭種を配置する。

(2) 断面変化を行う場合の留意事項

地盤が軟弱な場合や深さ方向に地盤の剛性が著しく異なる箇所では、強化杭を配置する。図 3.6-1 に断面変化例を示す。

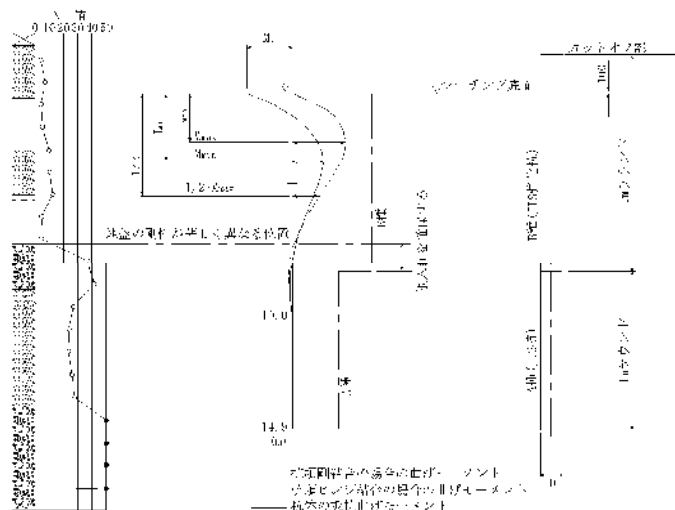


図 3.6-1 地盤剛性が異なる箇所における断面変化の例

(3) 断面変化の方法

曲げモーメントとしては、杭頭剛結とした場合と杭頭ヒンジとした場合を考え、設計断面内におけるいずれか大きい方を設計用曲げモーメントと考える。

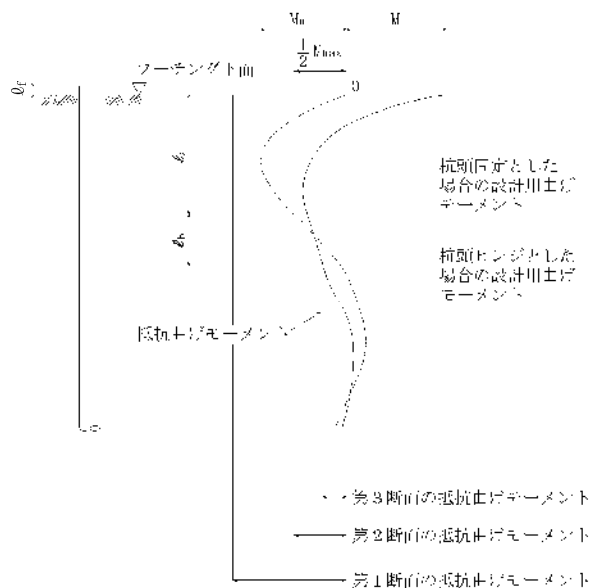


図 3.6-2 断面変化の設計位置

1) 第 1 断面変化位置

杭の第 1 断面変化位置は次式により求める。

$$l_1 \geq l_a + l_f$$

ここに、 l_1 : 杭頭からの第 1 断面変化位置までの距離 (m)。1m 単位で切り上げるものとするが、杭体内補強鉄筋を使用する場合は、鉄筋をハツリ出す部分を含んだ長さが 1m 単位となるように決定すること。

l_a : フーチング下面から地中部設計用曲げモーメントの値が最大曲げモーメント M_{max} の 1/2 となる位置までの長さ (m)。

l_f : フーチングへの埋込み長 (m)。

M_{max} : M_t , M_m のいずれか大きい方の曲げモーメント (kN・m)。

M_t : 杭頭剛結として求めた杭頭曲げモーメント (kN・m)。

M_m : 杭頭ヒンジとして求めた地中部最大曲げモーメント (kN・m)。

2) 第 2 断面変化位置

第 2 断面変化位置は次式により求められる。

$$l_2 \geq l_a + l_b + l_f$$

ここに、 l_2 : 杭頭からの第 2 断面変化位置までの距離 (m)。ただし、1m 単位で切り上げる。

l_b : 第 1 断面下端位置より、設計用曲げモーメントと第 3 断面の抵抗曲げモーメントが一致する位置までの距離 (m)。

なお、既製コンクリート杭の単位長は、通常 5~15m の 1m 間隔であり、断面長さを決定する場合は、最低単体長以上で長さを選定する必要がある。

(4) 杭の継手

- 1) PHC 杭の継手は、原則として継手金具を用いたアーク溶接継手とする。継手構造の例を図 3.6-3 に示す。

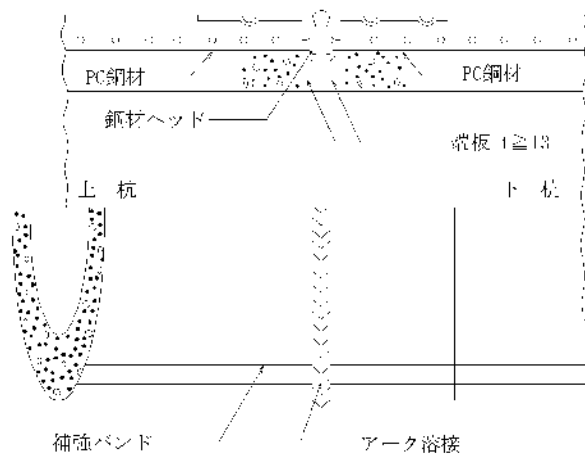


図 3.6-3 PHC 杭継手部の構造

- 2) SC 杭の継手方式は、①鋼管に開先を設けて溶接する場合と、②鋼管に取り付ける継手金具に開先を設けて溶接する場合の 2 種類がある。一般に、②の方法を用いてよいが、鋼管の板厚がある程度大きい場合には①の方法を用いるのがよい。図 3.6-4 に一般的な継手形状を示す。

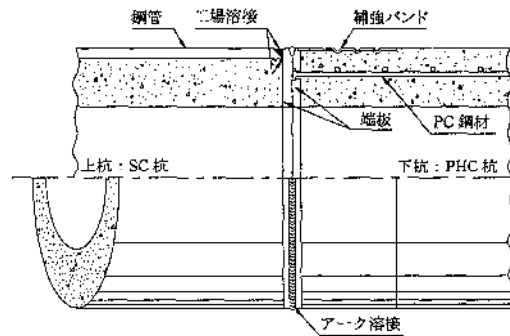


図 3.6-4 SC 杭継手部の構造

3.7 場所打ち杭の設計

3.7.1 概要

(1) 設計径

- 1) 設計径は 0.8m 以上とし、0.1m 単位とするが、使用機種の市場性から 1.0m、1.2m、1.5m を標準とする。
- 2) アースドリル工法において安定液を使用する場合には、設計径は公称径から 0.05m 減じた値とする（図 3.7-1 参照）。

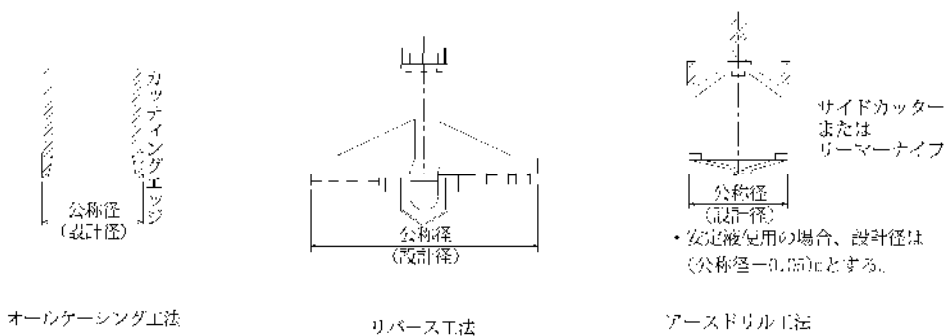


図 3.7-1 設計径と公称径との関係

(2) 使用材料

使用材料は、以下のものを基本とする。

表 3.7-1 場所打ち杭の材料

コンクリート	$\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ (呼び強度 30 N/mm ²)
鉄筋	SD345, SD390, SD490

3.7.2 杭本体の設計

(1) 設計径

- 1) 断面力が大きくなる杭頭付近では配筋量を多くし、それ以外では鉄筋の段落しにより粗となる配筋とする。
- 2) 杭の主鉄筋のうち重ね継手長や定着長で調整できる場合は、0.5m 単位の定尺鉄筋を使用する。
- 3) 曲げモーメントとしては、杭頭剛結とした場合と杭頭ヒンジとした場合を考え、設計断面内におけるいずれか大きい方を設計曲げモーメントと考える。

→「道示」IV10.10.5
(p.310～314) 参照

→「杭基礎設計便覧
R2.9」7.4
(p.393～399) 参照

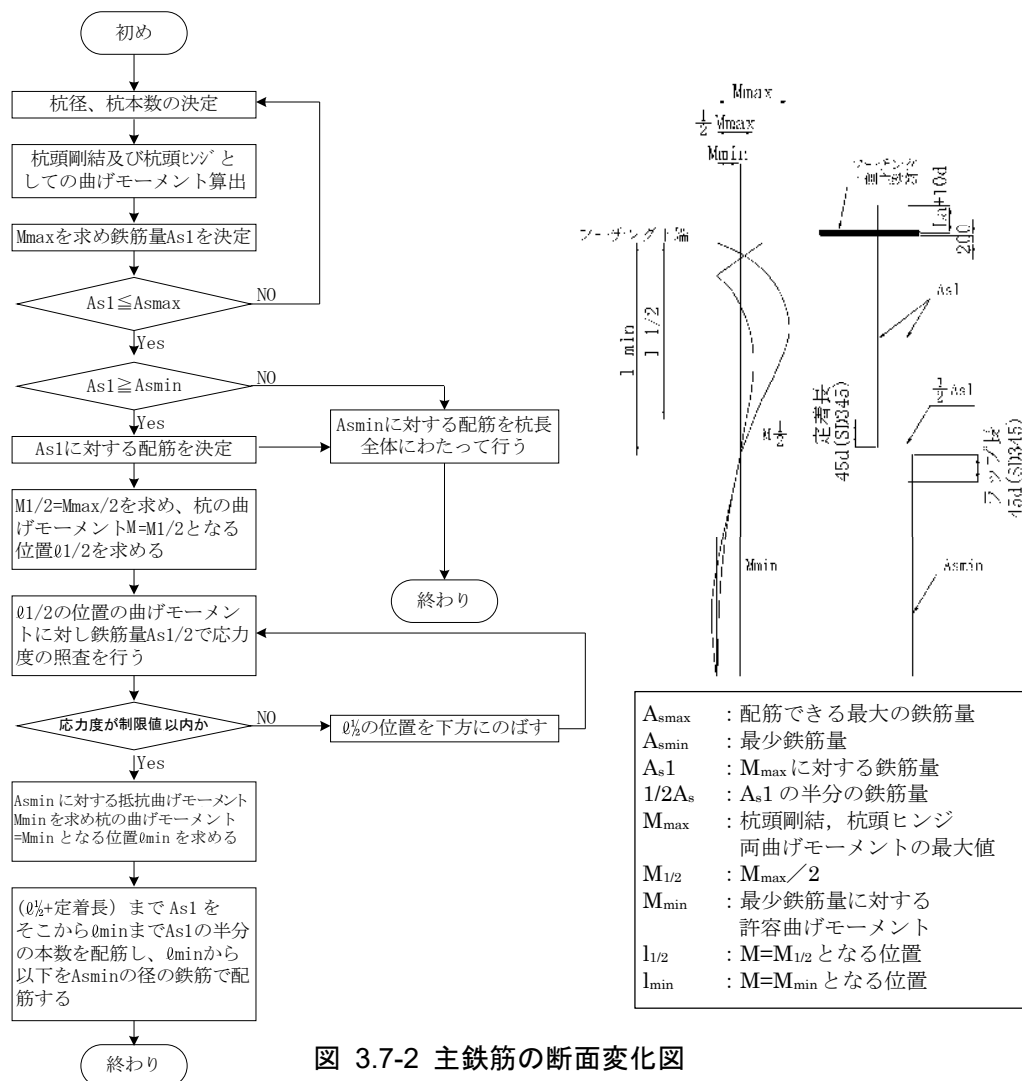


図 3.7-2 主鉄筋の断面変化図

(2) 構造細目

1) 主鉄筋

鉄筋の最大・最小鉄筋量を表 3.7-2 に示す。

表 3.7-2 軸方向鉄筋

項目	最大	最小
鉄筋量	6%	0.4%
直径	-	22mm
純間隔	-	鉄筋径の 2 倍又は粗骨材最大寸法の 2 倍の大きい方
本数	-	6 本

→「道示」IV10.10.5
(p.310～314) 参照

→「杭基礎設計便覧
R2.9」7.4.3
(p.396) 参照

2) 鉄筋

① 帯鉄筋の配置

- ・帯鉄筋はフーチング底面（設計地盤面がフーチング底面以下の場合は、設計地盤面）より杭径の 2 倍の位置まで、帯鉄筋間隔を 150mm 以下とし、かつ側断面積の 0.2%以上の配筋を行う（図 3.7-3 参照）。
- ・帯鉄筋間隔を 150mm とした場合の帯鉄筋量の算定式と杭径毎の対応表を表 3.7-3 に示す。

$$A_s \geq 0.001 \cdot D \cdot 150$$

ここに、 A_s ：帯鉄筋の断面積（ mm^2 ）

D ：杭径（mm）

表 3.7-3 杭径に対応する帯鉄筋（鉄筋間隔 150mm の場合）

杭径 (m)	帯鉄筋の径 (mm)
0.8	D13
1.0	D16
1.2	D16
1.5	D19
2.0	D22

② 2D 以深の帯鉄筋中心間隔の設定方法

- ・フーチング下面（設計地盤面がフーチング下面以下の場合は設計地盤面）より 2D の範囲で鉄筋間隔を 150 mm以下とする。また、鉄筋量は側断面積の 0.2%以上とする。
- ・上記の範囲以深については 300 mm以下とする。

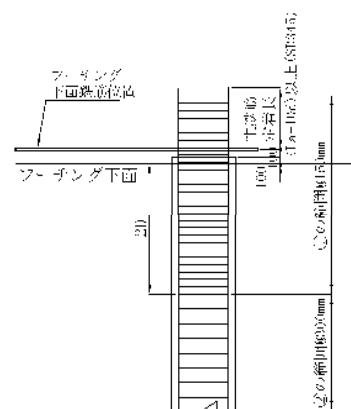


図 3.7-3 帯鉄筋配置図

③ 帯鉄筋の形状・継手等

- ・帯鉄筋の形状は、半円形フック又は鋭角フックを用いた重ね継手を原則とする。
- ・組立筋の継手は重ね継手とし、フックは付けないものとする。

→「道示」IV10.10.5
(p.310～314) 参照

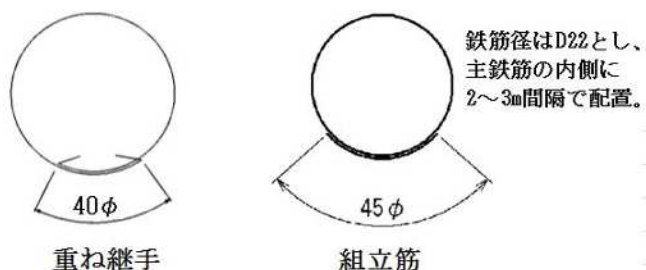


図 3.7-4 帯鉄筋の形状

→組立筋は、橋梁下部構造の配筋に関する参考資料（案）平成10年6月 建設省道路局に準じる

3) スペーサー

スペーサーの標準構造を図 3.7-5 に示す。設置間隔は千鳥に 3m 以下とする。

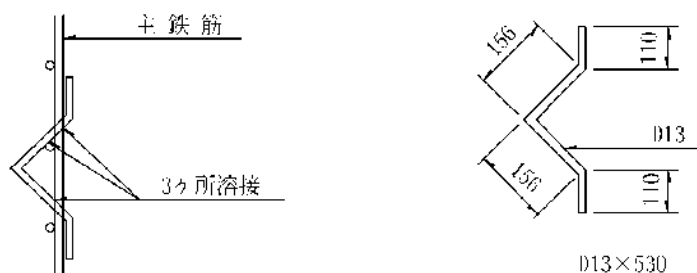


図 3.7-5 スペーサの形状



3.8 鋼管ソイルセメント杭の設計

3.8.1 概要

(1) 材料規格

- 1) 鋼管ソイルセメント杭は、現地盤にセメントミルクを注入し混合攪拌して造成するソイルセメント柱と、同時または後から沈設される外面突起（リブ）付き鋼管とを一体化した杭である。
- 2) 鋼管ソイルセメント杭に使用する鋼管は JIS A 5525 の規格に適合するとともに、ソイルセメントとの付着を確保するための外面突起が JIS A 5525 付属書 A に適合を有するものを標準とする。
- 3) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管各部の厚さは、腐食による減厚を生じても安全なように決定すること。次による場合は、これを満足するとみなしてよい。
 - ・鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管各部の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとし、最小肉厚は 9mm とする。施工時に杭に生じる応力に対しては全断面を有効としてよい。
 - ・鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の腐食減厚は、鋼管がソイルセメントに接する面について考慮する。ただし、鋼管の内面については考慮しなくてもよい。
- 4) 鋼管ソイルセメント杭に用いるソイルセメントは、所要の強度を有する。
- 5) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の現場継手は、所要の強度及び剛性を有し、施工性を考慮した構造とする。

→「道示」IV10.10.4
(p.309～310) 参照

→「杭基礎設計便覧
R2.9」7.3
(p.388～393) 参照

(2) 材料定数

杭本体の設計に用いる材料定数は、本編 3.5.1 (2) に準じる。

(3) 標準的な製造範囲

鋼管ソイルセメント杭の標準的な製造範囲を、表 3.8-1 に示す。

表 3.8-1 外面突起(リブ)付き鋼管の製造可能範囲

	(mm)	鋼管板厚													
		9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
鋼 管 径	800	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○	○
	900	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○	○
	1000	-	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○
	1100	-	-	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	○
	1200	-	-	-	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	1300	-	-	-	-	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎

※) ◎印は SKK-400 及び SKK490 製造可能

○印は SKK400 製造可能

→「杭基礎設計便覧
R2.9」7.3
(p.388～391) 参照

3.8.2 杭本体の設計

本編 3.5.2 を参照。

3.9 回転杭の設計

3.9.1 概要

- 1) 回転杭とは、予め先端に羽根を設けた鋼管を回転させることにより、地盤中に貫入される杭である。
- 2) 回転杭に使用する鋼管は JIS A 5525 の規格に適合するものであり、また羽根部については工法毎で定められた材料が使用される。
- 3) 一般的な適用寸法は、杭径（鋼管径） $\phi 400 \sim 1200\text{mm}$ 、羽根外径 $\phi 600 \sim 2400\text{mm}$ であり、羽根外径は杭径の 1.5 倍と 2.0 倍が標準である。

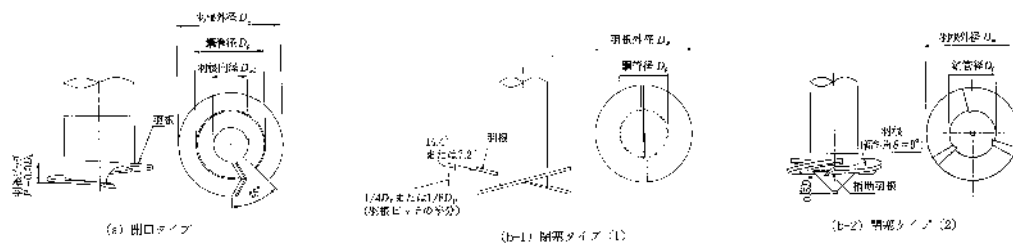


図 3.9-1 羽根構造図

3.9.2 杭本体の設計

本編 3.5.2 を参照。

3.10 杭頭部とフーチングの結合部

杭とフーチングの結合部は、原則として杭頭剛結合とする。

3.10.1 結合部の設計

- 1) 杭頭の結合方法は、全杭種にて適用可能であるフーチング内の杭の埋込み長さは最小限にとどめ、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とする。
- 2) 既製杭の場合には、4) の構造細目を満たすように杭をフーチングに接合することを前提として、フーチング内部に鉄筋コンクリート断面を仮定し（仮想鉄筋コンクリート断面）、杭頭接合部の補強鉄筋の応力度照査を行う。この際、仮想鉄筋コンクリート断面の図心は杭断面の図心と一致するとし、仮想鉄筋コンクリート断面の直径（有効径）は、杭径 D （ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径：mm）に $0.25D+100$ （mm）（ただし、最大 400mm）を加えた径とする。コンクリートの応力度については、フーチング内部であり杭頭部の挙動に対して支配的な影響を及ぼさないことが実験により確認されているため、照査は省略してよい。
- 3) 杭頭結合部の補強鉄筋のフーチング内への定着長は、フーチング下側主鉄筋の中心位置から $L_0f+10\phi$ （ ϕ ：鉄筋径）以上の長さで定着させる。一方、既成杭における補強鉄筋の杭体内定着長は、 $L_0p+10\phi$ （ ϕ ：鉄筋径）とする。 L_0f 、 L_0p は「道示Ⅲ式（5.2.1）」により算出する。このとき、フーチング下側主鉄筋の中心位置は、杭頭部の作業性に配慮し底版下面位置より 200mm とする。
- 4) 杭とフーチングの接合部は、杭頭部に作用する軸力及び曲げモーメントに対して設計する。

→「道示」IV10.8.7
(p.284～289) 参照

3.10.2 鋼管杭

杭頭部の結合構造は、図 3.10-1 を標準とし、杭体補強鉄筋の詳細を図 3.10-2 に示す。

→「道示」IV10.8.7
(p.284～289) 参照

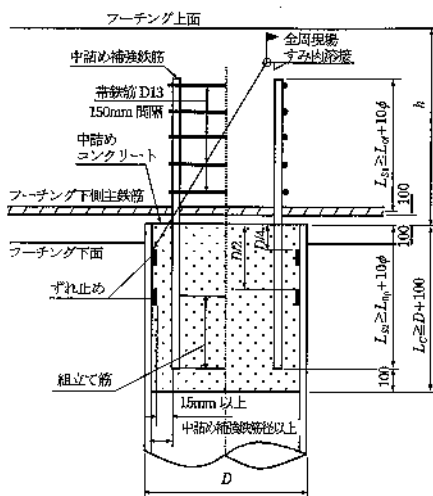
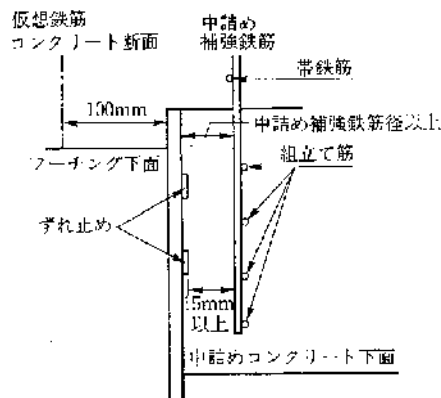


図 3.10-1 杭頭結合部図



(a) 鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭

図 3.10-2 構造詳細図

3.10.3 PHC 杭

- 1) 杭頭部の結合構造は、図 3.10-3 を標準とし、杭体補強鉄筋の詳細を図 3.10-4 に示す。
- 2) 補強鉄筋の定着長は鋼管杭の接合方法によるものとする。なお、杭頭をカットオフする場合は鉄筋の長さを 50ϕ (ϕ : PC 鋼材の径) だけのばし、この部分の杭は鉄筋コンクリート断面として扱う。
- 3) 仮想鉄筋コンクリート断面の設計では、PC 鋼材は無視する。
- 4) 杭体内補強鉄筋のみで仮想鉄筋コンクリート断面の安全が確保されている場合でも、中詰め補強鉄筋を配置する。この場合の補強鉄筋は、D13 を 150mm 以下の間隔で配置する。

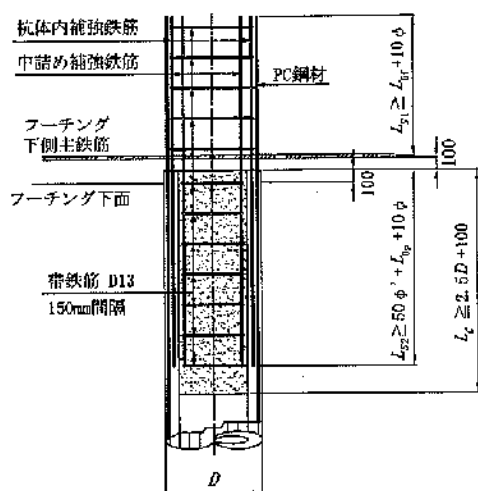
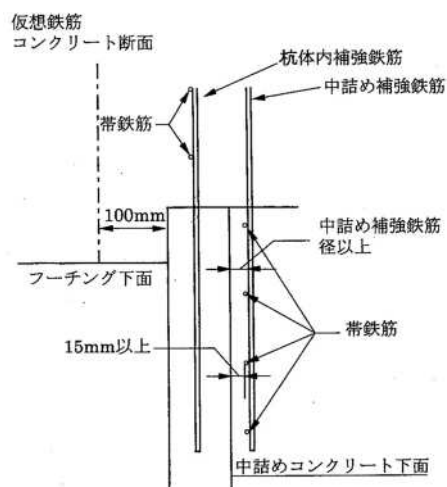


図 3.10-3 杭頭結合部図



(b) RC, PHC 杭

図 3.10-4 構造詳細

3.10.4 場所打ち杭

- 1) 杭頭部の結合構造は、図 3.10-5 を標準とする。
- 2) フーチング内への埋込み鉄筋は、フーチング下側主鉄筋の中心位置から $L0f+10\phi$ (ϕ : 鉄筋径) 以上とする。

→ 「道示」 IV10.8.7
(p.284~289) 参照

3.10.5 鋼管ソイルセメント杭

- 1) 杭頭部の結合構造は、図 3.10-6 を標準とする。
- 2) 杭頭鋼管部の構造詳細は、鋼管杭に準じる。

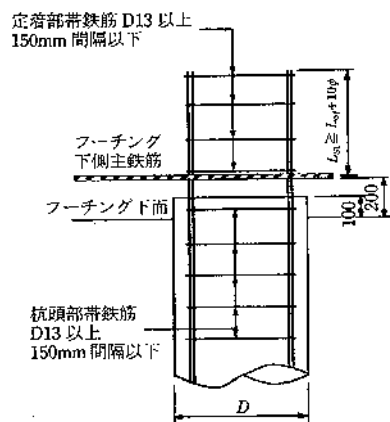


図 3.10-5 場所打ち杭

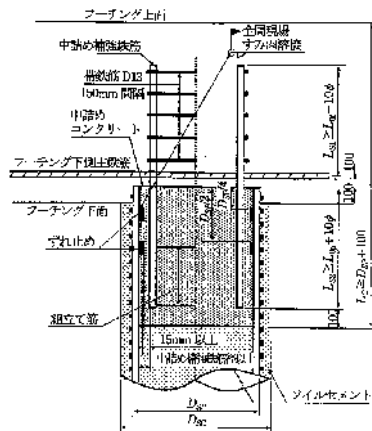


図 3.10-6 鋼管ソイルセメント杭

3.10.6 SC 杭

杭頭部の結合構造は、図 3.10-7 を標準とする。

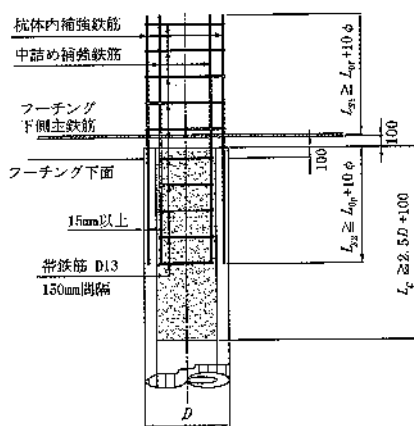


圖 3.10-7 杭頭結合部



3.11 レベル2地震時の照査

3.11.1 限界状態

- (1) 杭基礎は、「道示IV10.9.4」の規定に従って算出される杭基礎の応答変位が、「道示IV式(10.9.1)」により算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) 杭基礎は、「道示IV10.9.4」の規定に従って算出される杭基礎の応答塑性率及び応答変位が「道示IV10.9.3」に規定する塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態2を超えないとみなしてよい。
- (3) 杭基礎は、(1)又は(2)を満足する場合には、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態3を超えないとみなしてよい。

→「道示」IV10.9.1
(p.289～291) 参照

3.11.2 基礎の降伏

杭基礎の降伏変位は、杭体の塑性化又は杭頭反力が上限値に達することにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときの値とする。

→「道示」IV10.9.2
(p.291～292) 参照

→基礎の降伏とは、基礎の全体挙動における荷重—変位関係の中で、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときを指す。

3.11.3 基礎の塑性率及び変位の制限

杭基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値は、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る範囲で定める。

→「道示」IV10.9.3
(p.292～293) 参照

3.11.4 杭反力、変位及び杭体の断面力の計算

- (1) 杭基礎の杭反力、変位及び杭体の断面力は、「道示IV10.6.1(1)」に加えて、杭体及び地域の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。
- (2) 1)から3)による場合、杭体及び地盤の非線形性を適切に考慮したとみなしてよい。
 - 1) 杭の軸方向の抵抗特性は、①の初期勾配並びに②及び③の上限値から構成されるバイリニア型のモデルとする。
 - ① 初期勾配は、「道示IV10.6.3」に規定する杭の軸方向バネ定数とする。
 - ② 押込みの場合の上限値は、「道示IV式(10.9.2)」により求められる杭の押込み支持力の上限値とする。
 - ③ 引抜きの場合の上限値は、「道示IV式(10.9.4)」により求められる杭の引抜き抵抗力の上限値とする。
 - 2) 杭の水平方向の地盤抵抗特性は、①の初期勾配及び②の上限値から構成されるバイリニア型のモデルとする。
 - ① 初期勾配は、「道示IV式(10.9.6)」により求められるレベル2地震動を考慮する設計状況における水平方向地盤反力係数とする。
 - ② 上限値は、「道示IV式(10.9.7)」により求められる杭前面の水平方向地盤反力係数とする。
 - 3) 杭体の曲げモーメント—曲率関係は、杭体の塑性化後の特性を適切に考慮する。

→「道示」IV10.9.4
(p.293～301) 参照



4. 斜面上の深礎基礎

4.1 適用の範囲

- 1) 本項は、設計地盤面の傾斜角が 10° 以上の斜面に、ライナープレートやモルタルライニング等の土留め工を用いて掘削し、気中にて施工する場所打ち杭の設計に適用する。
- 2) 本要領でいう柱状体深礎とは、基礎径 5m 以上を目安とする深礎基礎を指す。

→「NEXCO 設計要領第二集」5 (p.4-59～102) 参照

4.2 設計の基本

4.2.1 基本

- 1) 深礎基礎は斜面の影響を考慮し、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる必要がある。また、鉛直荷重に対する支持及び水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有すること。
- 2) 深礎基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して「道示IV14.7」の規定を参照し、必要な耐荷性能を満足させなければならない。
- 3) 深礎基礎は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況については「道示V6 章、10～11 章」に基本的な事項が規定されているが、具体的な設計計算モデル及び限界状態等について「道示IV14.8」の規定を満足させなければならない。
- 4) 深礎基礎の照査概要を、表 4.2-2 に示す。

→「道示」IV14.2 (p.439～441) 参照

表 4.2-1 レベル 2 地震動を考慮する設計における照査

照査			基礎全体系の照査*1
レベル 2 地震動を考慮する設計状況における耐震性能の照査	限界状態 1	照査に用いる工学的指標	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (基礎の降伏変位)
		照査意図	基礎全体系の挙動の可逆性の確保
	限界状態 3	照査に用いる工学的指標	—*2
		照査意図	基礎の抵抗力の喪失防止

*1：深礎本体のせん断力等の部材照査を別途実施。

*2：限界状態 1 の照査で担保。



表 4.2-2 永続作用支配状況，変動作用支配状況における照査

照査 ^{*1}		作用力等		
		鉛直荷重	水平荷重	上部構造から決まる変位 ^{*3}
永続作用支配状況における変位の制限	照査に用いる工学的指標	基礎底面の鉛直地盤反力度	設計上の地盤面位置における水平変位	適切な位置における変位
	照査意図	沈下の抑制	水平変位の抑制	上部構造に影響を与える変位の抑制
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における耐荷性能	限界状態 1	照査に用いる工学的指標	基礎底面地盤の鉛直支持力度(降伏鉛直支持力度等)	設計上の地盤面位置における水平変位(基礎の降伏水平変位)
		照査意図	鉛直地盤抵抗の塑性化の抑制(基礎の応答の可逆性の確保)等	水平地盤抵抗の塑性化の抑制(基礎の応答の可逆性の確保)等
	限界状態 3	照査に用いる工学的指標	— ^{*2}	— ^{*2}
		照査意図	地盤の支持力の喪失防止	地盤の水平抵抗力の喪失防止等

*1：部材照査（耐荷性能の照査，耐久性能の照査等）は別途実施。

*2：限界状態 1 の照査で担保。

*3：上部構造から決まる変位の制限値が定められている場合に実施。

4.2.2 設計の手順

- 1) 深礎杭の設計手順は、図 4.2-1 に示すとおりとする。
- 2) 設計は日本道路協会「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」を参考してよい。

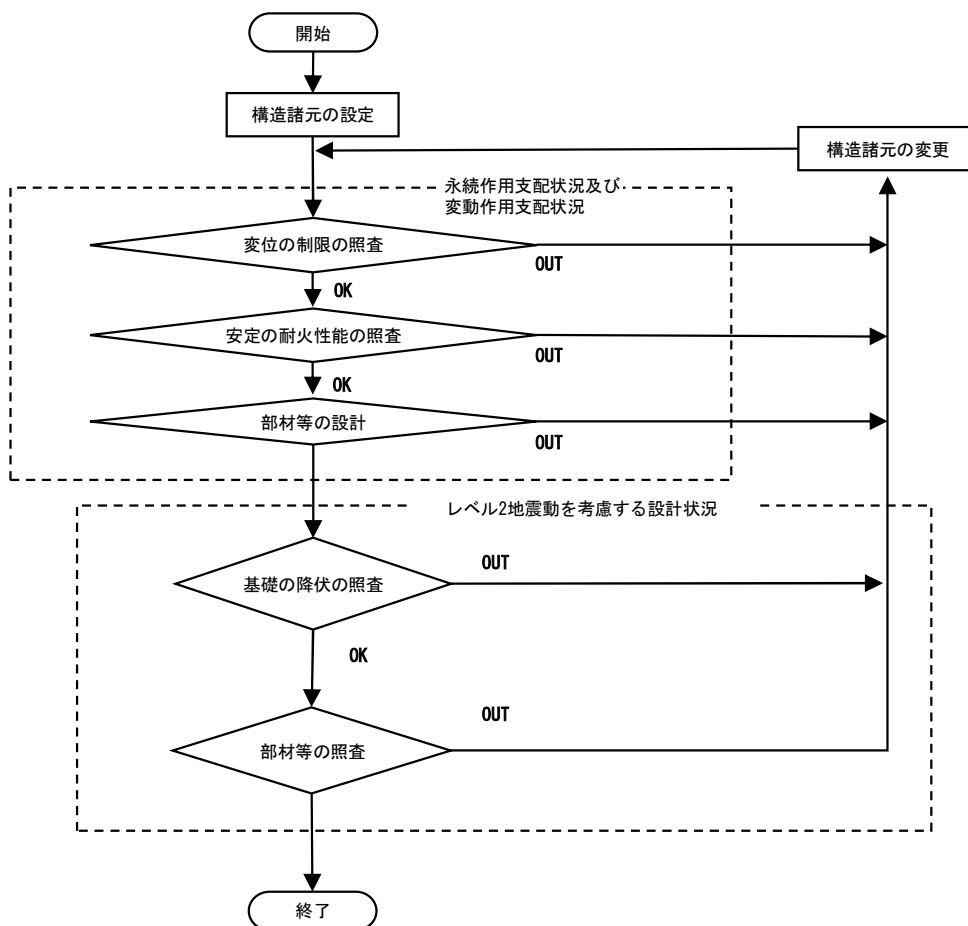


図 4.2-1 設計の流れ（橋脚）

→「道示」IV14.2
(p.439～440) 参照

4.2.3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1

- 1) 砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする深礎基礎は以下を満足する場合に、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えるとみなしてよい。
 - ① 基礎底面の鉛直地盤反力度が「道示Ⅳ 式 (11.5.1)」により算出される基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値を超えない。
 - ② 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ、沈下量及び斜面の影響等を考慮して設定する。
 - ③ 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値として「道示Ⅳ 式 (14.5.1)」により算出する斜面の影響を考慮した基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値を用いる場合には②を満足するとみなしてよい。
- 2) 基礎底面の鉛直地盤反力度が表 4.2-3 に示す制限値を超えない。

→「道示」IV14.5.2
(p.446～448) 参照

表 4.2-3 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値に関する岩盤の種類の日安

岩盤の種類	基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)		目安とする 一軸圧縮強度 (MN/m ²)
	変位の制限の照査* ¹	耐荷性能の照査* ²	
軟岩	2,000	3,000	1~10
硬岩	2,500	3,750	10 以上

*1:「道示IV14.5.1」を参照する。

*2:「道示IV14.5.2」を参照する。

4.2.4 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3

深礎基礎が「道示IV14.5.2」の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

4.2.5 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1

深礎基礎が「道示IV11.5.4(2)」を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

4.2.6 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3

深礎基礎が「道示IV14.5.4」の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

4.2.7 杭の配列

- 1) 単独基礎として設計する場合には、径 5.0m 以上の柱状体を用いることとする。
- 2) 深礎基礎の最小中心間隔は、原則として深礎杭径の 2 倍以上とし、深礎杭の外周面からのフーチング縁端までの距離は、「道示IV10.4」の規定に準じるものとする。

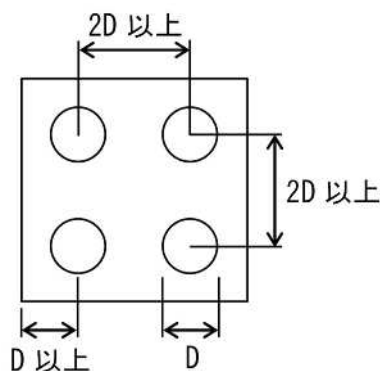


図 4.2-2 杭の配置

- 3) 深礎杭の配列は、2×2 以上の組杭を用いることを原則とする。ただし、高さが低く、固定条件としない橋台については、検討のうえ道路保全課と協議すること。

→「道示」IV14.4
(p.444~445) 参照

NEXCO 設計要領では、深礎杭外周面からの縁端距離を 250mm としている。この場合、最外縁の深礎杭に対して鉛直及び水平方向の押しぬきせん断について検討を行い、接合部の安全性を確認しなければならない

→2×2以上の組杭にすると、水平荷重を鉛直方向へ分配することができる

4.3 安定計算

4.3.1 荷重分担

- 1) 鉛直荷重は、深礎基礎底面の鉛直地盤反力で抵抗させることを原則とする。
- 2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直及びせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力で抵抗させることを原則とする。なお、水平荷重は、設計地盤面より下方で支持されるものとする。
- 3) モルタルライニングを採用した場合に限り、基礎周面の鉛直せん断地盤反力や水平せん断地盤反力などの基礎周面のせん断抵抗を考慮してもよい。

→「道示」IV14.3
(p.442～443) 参照

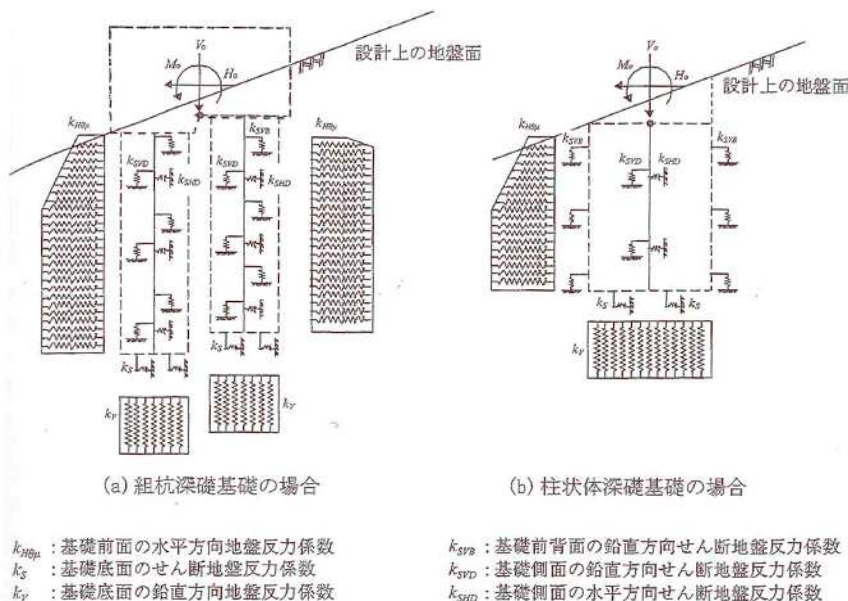
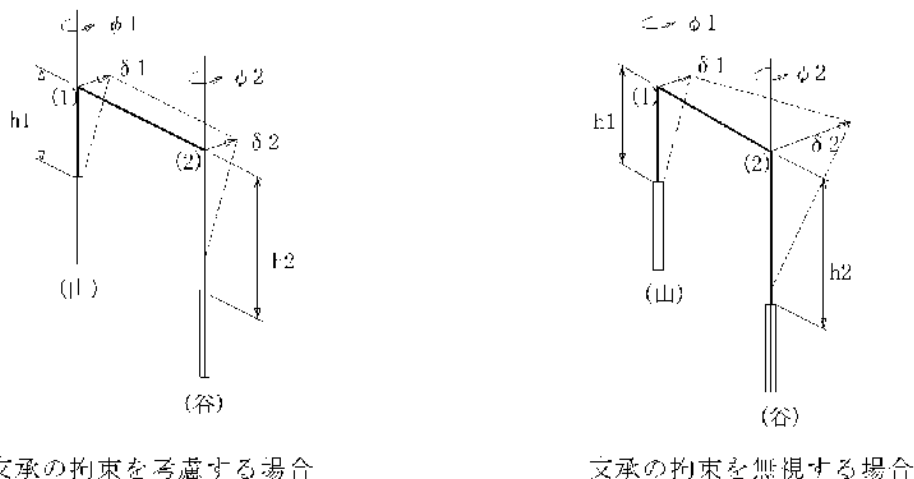


図 4.3-1 深礎基礎の設計で考慮する抵抗要素

- 4) 急斜面の橋台、橋脚における急斜面方向の設計は、脚高差の影響、支承条件による影響等を考え荷重分担を行う。
- 5) 急斜面の下部構造は壁式、ラーメン式とも斜面の山側と谷側の脚高の差、上部構造の支承条件、及び深礎軸周りの回転方向の拘束条件により部材や深礎部に生ずる断面力が異なるため、各部で、安全設計となるように検討を行う。
- 6) 面内方向よりむしろ面外方向の設計が危険側となる場合もあるので注意する必要がある。面外方向の設計にあたっては、脚高差及び支承条件などの影響により、下部工に生ずる断面力は大きく異なるが、一般には次の条件を満足するように設計すればよい。
 - ① 支承の拘束を考慮する。
 $\delta 1 = \delta 2$ として山側に上部工水平力 P が多く分担される場合を考慮する。この場合でも、谷側の負担する上部工水平力は全体の $1/2$ を下回らないものとする。
 - ② 支承の拘束を無視する。
 $\delta 1 \neq \delta 2$ として、ねじりを生ずる場合を考慮する。



文承の拘束を考慮する場合

文承の拘束を無視する場合

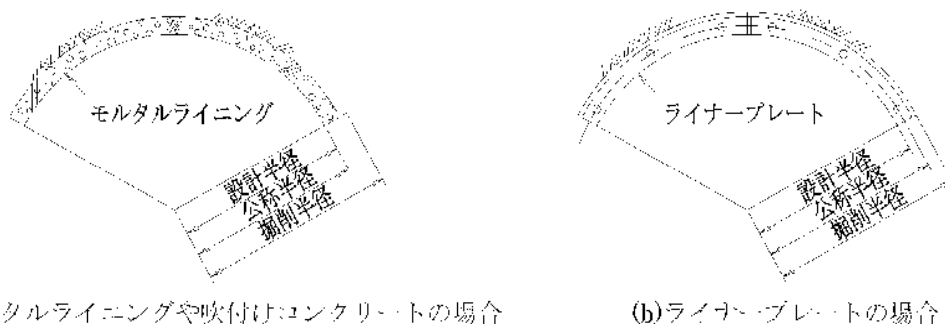
図 4.3-2 面外方向の変形

4.4 構造細目

4.4.1 深礎杭の設計径

- 1) 深礎基礎の設計径は、作業性や安全性を考慮して適切に定めるものとする。
- 2) 柱状体深礎杭の場合には、下部構造躯体の軸方向鉄筋が確実に定着できるような寸法であることや躯体の剛性に比して十分な大きさを有することが必要であり、これまでの実績も考慮して 5m 以上を目安とする。また、組杭深礎の場合には、掘削や支持層状況の確認、基礎本体の構築を孔内で行うため、安全性や施工性を考慮する必要がある、実績として 2m 以上が用いられている。
- 3) 基礎の有効根入れ深さは、基礎本体の曲げ剛性や地盤抵抗など安定計算の前提を満たすため基礎径と同等以上とするのがよい。ただし、深礎基礎は斜面上に設置され孔内での作業となることから、根入れ深さは施工時の安全性を考慮して定める必要がある、施工実績としては 30m 程度となっている。

→「道示」IV 14.4
(p.444～445) 参照



(a) モルタルライニングや吹付けコンクリートの場合

(b) ライナープレートの場合

図 4.4-1 土留め構造による深礎の径の使い分け

表 4.4-1 公称径と設計径の関係

適用	モルタルライニング及び吹付けコンクリートの場合	ライナープレートの場合
公称径	土留め構造等内径	ライナープレート軸線径
設計径	同上	ライナープレート内径 一般に公称径－50mm

4.4.2 鉄筋配置

(1) 主鉄筋の配置

- 1) 帯鉄筋等の最外縁鉄筋が設計半径よりかぶり 70 mmを確保できるよう決定することを原則とする。深礎基礎の鉄筋かぶりは、土留構造、地山の凹凸、鉄筋の組立て等を考慮して決定することで、内部鋼材の腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。なお、土留め構造に補強リングを併用したライナープレートを用いる場合には、補強リングを考慮して鉄筋配置を決定することが必要である。

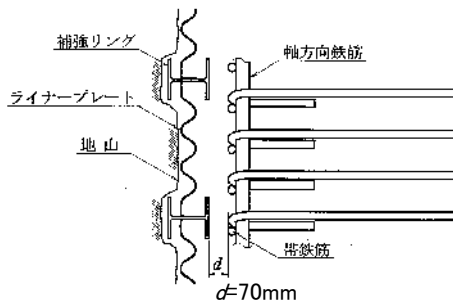


図 4.4-2 主鉄筋位置

- 2) 主鉄筋は異形棒鋼を使用するものとし、その径及び間隔は下記を標準とする。

表 4.4-2 主鉄筋の径及び間隔

項 目	最大	最小
呼び径	D51	D22
間 隔	鉄筋の中心間隔として 300mm	鉄筋のあきとして鉄筋径の 2 倍以上または粗骨材最大寸法の 2 倍以上

- 3) 主鉄筋は 2 段配筋までを標準とするが、柱状体深礎の場合においては、主鉄筋径、配筋段数を検討し決定すること。
 - ① 主鉄筋は曲げモーメント最大位置から頭部まで変化させない。
 - ② 曲げモーメント最大位置より下方については $M_{max}/2$ の位置で変化さる。
 - ③ 杭の主鉄筋のうち重ね継手長や定着長で調整できる場合は、0.5m 単位の定尺鉄筋を使用する。

→「道示」IV14.9
(p.463～464) 参照

(2) 帯鉄筋の配置

- 1) 帯鉄筋の最小鉄筋配置は、フーチング底面より基礎径の 2 倍の範囲内では帯鉄筋の中心間隔 150 mm 以下 かつ側断面積の 0.2% 以上の鉄筋量を、またそれ以外の範囲では鉄筋径 D13 以上、中心間隔 300 mm 以下で配置する。ただし、柱状体深礎の帯鉄筋配置は、軸方向鉄筋の 1/4 以上とする。
- 2) 帯鉄筋の定着は「道示 IV10.10.1」に従い、鋭角もしくは半円形フックを用いた重ね継手を標準とする。
- 3) 帯鉄筋と共同してせん断力に抵抗させる中間帯鉄筋は、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とし、軸方向鉄筋にフックをかけて定着する。軸方向鉄筋にかかる中間帯鉄筋は両端にフックをつけた 2 組の鉄筋を直径 40 倍以上重ね合わせて配置する。
- 4) 帯鉄筋の加工は定尺長 (=12m) までは 1 本で加工し、必要長が定尺長を越える場合は分割する。

→「道示」IV10.10.5
(p.310～314) 参照

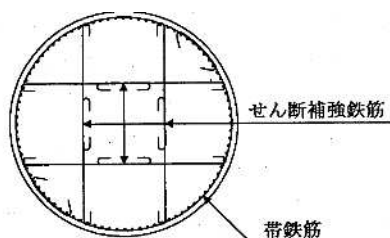


図 4.4-3 帯鉄筋とせん断補強筋

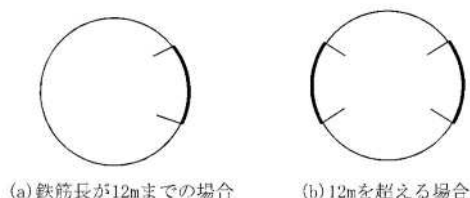


図 4.4-4 帯鉄筋の加工

4.4.3 フーチングとの結合

- 1) 深礎杭とフーチングとの結合部は原則として完全剛結合として設計し、結合部に生じる断面力に対して安全となるよう設計する。
- 2) フーチングに埋込む主鉄筋定着部には、杭頭部と同等の帯鉄筋を配置する。
- 3) 深礎杭中心からの縁端距離を 1D 未満とした場合は、フーチングコンクリートについては押抜きせん断の照査を行うものとし、フーチング端部の杭については、水平方向の押抜きせん断についても照査を行う。

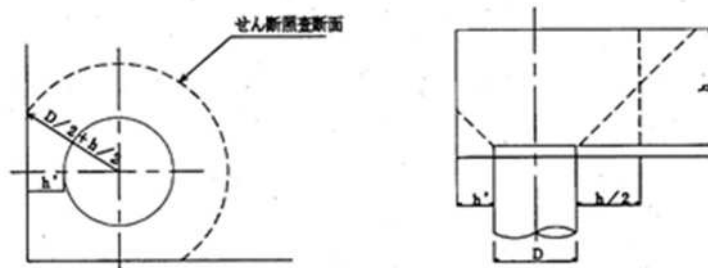


図 4.4-5 押抜きせん断照査断面

4.4.4 橋脚と柱状体深礎との結合

- 1) 躯体と柱状体深礎の接合部配筋は、図 4.4-6 を標準とする。
- 2) 橋脚の主鉄筋は、深礎基礎へ十分な長さで定着する。
- 3) 柱状体深礎の天端には格子状のひび割れ防止鉄筋を配置する。

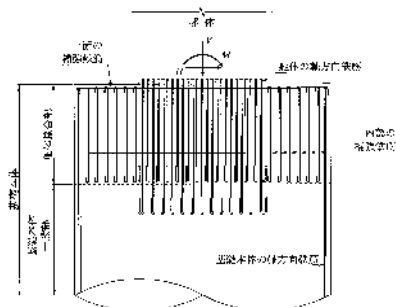


図 4.4-6 橋脚と大口径深礎との接合部の配筋標準図

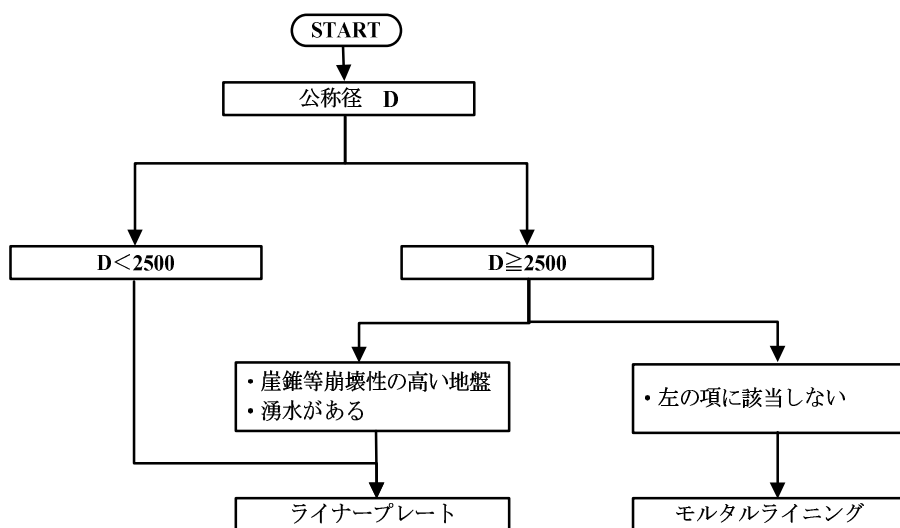
4.5 土留め工法の設計

4.5.1 土留め工法の選定

- 1) 深礎杭掘削時の土留め構造の選定は、地山の強度や自律性、地下水や湧水の状態を十分に検討するとともに、せん断抵抗を期待することによる基礎諸元への効果や影響についても把握のうえ、慎重に行わなければならない。地層構成によってはモルタルライニングとライナープレートの併用も検討すること。
- 2) 一般的な地山では、図 4.5-1 のフローを目安として土留め工法を選定してよい。
- 3) 基礎の有効根入れ深さが大きい場合や基礎径が大きい場合でライナープレートだけでは安全性を確保できない場合には、補強リングなどを併用して安全性を確保する必要がある。
- 4) 柱状体深礎基礎の場合には、土留めに高い強度が必要となるため施工上の制約から部材厚さに制約のあるモルタルライニングや吹付けコンクリートのみでは土留めとしての安全性を確保することができないおそれがある。このため、山岳トンネル等で用いられている地山の強度を積極的に活用した吹付けコンクリートとロックボルトによる土留構造の採用を選定の際に考慮するのが一般的である。ただし、D 級軟岩よりも地山の状況が悪い場合には、ライナープレートや鋼矢板等の土留構造を検討する必要がある。

→「道示」IV14.10
(p.464～465) 参照

→「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」
5.1-1 (p.150～151)
参照



→中部地整「道路設計要領 設計編」第5章橋梁 (p.5-39) 参照

図 4.5-1 土留め工法選定フロー

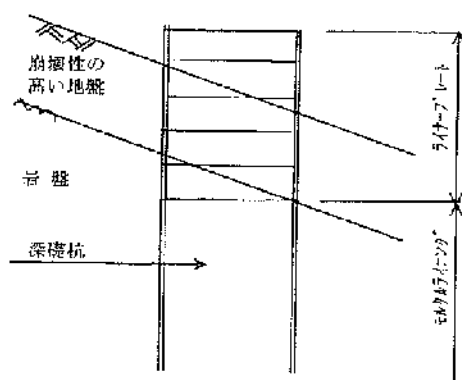


図 4.5-2 モルタルライニングとライナープレートの併用例

4.5.2 設計計算法

- 1) モルタルライニング及び吹付けコンクリートの設計は、ライナープレートの設計方法に準じて行ってもよい。
- 2) 深礎基礎施工のための立杭断面外周から均等な土圧が作用するものとして、次の検討を行う。
 - ① 座屈に対する検討
 - ② 圧縮応力に対する検討
 - ③ 曲げモーメントに対する検討

4.5.3 土留材の仕様

(1) モルタルライニング及び吹付けコンクリートによる土留め構造

- 1) 土留め構造の最小厚さは 100 mm とする。
- 2) 土留め構造に用いるモルタルは基礎本体と同程度以上の強度を標準とする。なお、土留め構造の設計に際しては、掘削サイクルと硬化時間を十分勘案の上、制限値を決定しなければならない（一般的なサイクルとして材齢 15 時間後のモルタルの品質基準は $\sigma_c = 3\text{N/mm}^2$ ， $E_c = 6.8 \times 10^3\text{N/mm}^2$ とする）。

(2) ライナープレートによる土留め構造

- 1) ライナープレートの材質は SS330，もしくはこれと同等以上のものとする。
- 2) ライナープレートの制限値は，以下に示すとおりとする。
SS330 : 175N/mm^2
SPHC : 145N/mm^2
- 3) 補強リングの材質は SS400 もしくはこれと同等以上のものとする。
- 4) 補強リングの制限値は 210N/mm^2 (SS400) とする。
- 5) ライナープレートについては最小肉厚 $t = 2.7\text{mm}$ から検討すること。
- 6) 大きな土圧が作用する箇所では補強リングの使用を比較検討すること。
- 7) 杭先端部の 1 ロット（一般には 1.5m 程度，支持層毎に考慮）は，土留めを施工しなくてもよい。

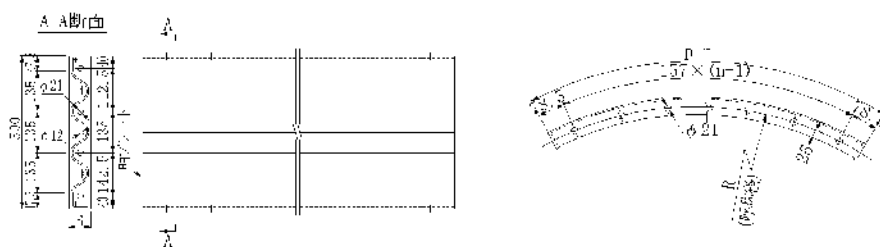


図 4.5-3 ライナープレートの構造

(3) 柱状体深礎基礎の土留め構造

柱状体深礎基礎の土留め構造は以下の材料を用いることを標準とする。

吹付けコンクリート：基礎本体と同程度以上の強度

ロックボルト：異形棒鋼

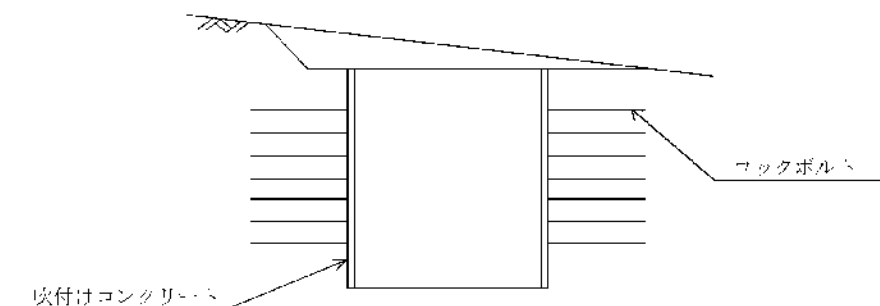


図 4.5-4 柱状体深礎の土留構造



5. ケーソン基礎

5.1 設計の基本

5.1.1 基本

(1) ケーソン基礎設計の基本方針

- 1) ケーソン基礎とは、一般に中空の構造物を地上で構築し、その内部の土砂を掘削・排土しながら地中に沈下させ、所定の支持地盤に到達させる基礎のことである。
- 2) ケーソン基礎は、一般に施工法から、オープンケーソン基礎、ニューマチックケーソン基礎及び設置ケーソンに、使用材料からは鉄筋コンクリート製、プレキャストコンクリート製及び鋼製に分類される。本編は、これらのうち鉄筋コンクリート製のオープンケーソン基礎、ニューマチックケーソン基礎を対象とする。
- 3) ケーソン基礎は、良質な支持地盤に支持させなければならない。良質な支持地盤とは本編 2.1.2 による。
- 4) ケーソン基礎は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる必要がある。また、鉛直荷重に対する支持及び水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有すること。
- 5) ケーソン基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に治して必要な耐荷性能を満足するため「道示IV11.8」の規定を満たさねばならない。
- 6) ケーソン基礎は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため「道示IV11.9」の規定を満たさねばならない。照査の概要は「道示IV 図 5.1-1」を参照する。
- 7) ケーソン基礎の保耐法による耐震設計は次による。

→「道示」IV11.1
(p.317～322) 参照

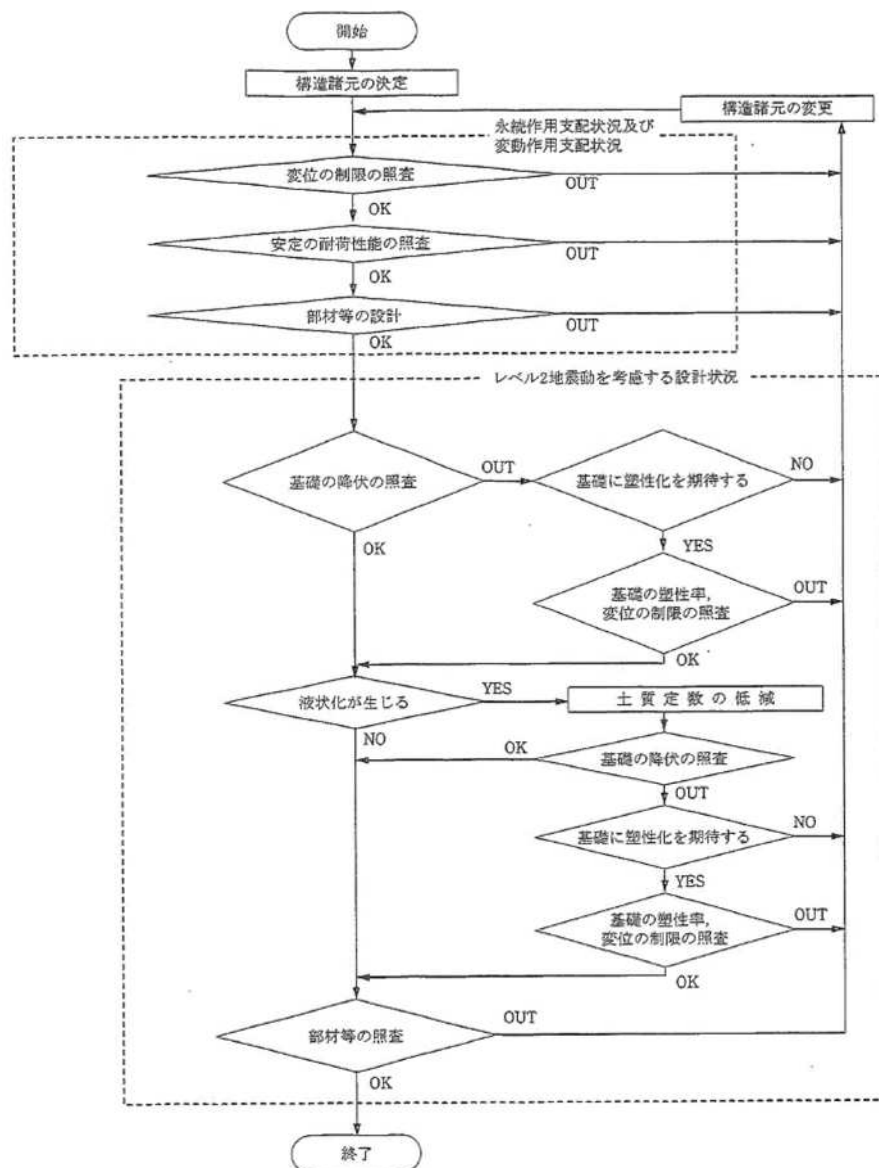
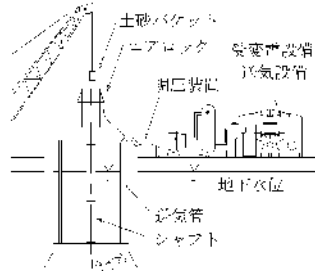
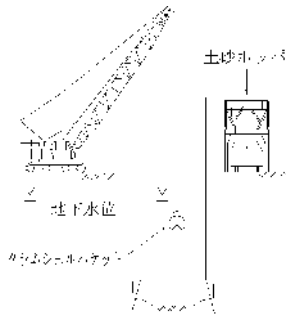


図 5.1-1 設計計算フロー

(2) 工法概要

- 1) ケーソン基礎は、施工法により分類するとオープンケーソン工法（圧入工法を含む）とニューマチックケーソン工法の2種類となる。工法の選定では、各々の工法の特徴を参考にしたうえで適切なケーソン工法を選定すること。

表 5.1-1 ニューマチックケーソン工法とオープンケーソン工法の特徴

	ニューマチックケーソン工法	オープンケーソン工法（現場打ち）
概念図		
特徴	ケーソン下部に作業室を設け、作業室内に圧縮空気を送り込んで作業室内の水を排除し、人力あるいは機械により土砂を掘削・排土しながら沈下させ、所定の支持地盤に到達させる工法。	鉄筋コンクリートなどにより、中空の構造物を地上で構築し、その中空内部の土砂をクラムシェルバケットなどで掘削・排土しながら地中に沈下させ、所定の支持地盤に到達させる工法。
形状	円形、小判形、矩形が一般的。平面形状が大きい場合は、隔壁を配置。	円形、小判形、矩形の実績はあるが、施工性からは円形、小判形の隔壁なしが望ましい。
平面寸法	小規模から大規模構造に適用できる。一般的には、 ・円形 最大 15.0m 程度 ・小判形 最大 30.0m 程度（長辺） ・矩形 最大 70.0m 程度	小規模から中規模構造が適する。一般的には、 ・円形 最大 10.0m 程度 ・小判形 最大 15.0m 程度（長辺）
掘削深さ	有人掘削の場合、作業気圧換算で 0.4N/mm ² 程度まで可能。 無人掘削の場合は、現在のところ最大 0.7 N/mm ² 程度まで可能。	一般的には 60m 程度までであるが、それ以上の実績もある。
土質の影響	気中掘削により土質を確認しながら掘削するため土質の制約を受けない。 軟弱地盤から岩盤まで施工可能。	中間に玉石・転石層がある場合の掘削は困難。 岩盤層の水中掘削は、水中発破ができない限りほぼ不可能。
沈下制御	掘削時、刃口周囲に掘り残す地盤の位置や面積調整と、沈下促進との組み合わせにより調整が可能。	自沈のみでは制御が難しい場合、圧入装置により制御することが多い。ジェットの併用も一般的である。
沈下精度	沈下管理が容易にできるため高い施工精度が得られる。	一般に、ニューマチックケーソンに比べ精度は劣るが、圧入工法を併用すれば高い精度が得られる。
設備	掘削機械、クレーン等の他に、圧気設備や艀装設備が必要となり、オープンケーソンよりは大幅に高くなる。	掘削機械とクレーン等の簡単な設備でよい。 必要に応じて圧入装置を使う。
作業環境	高気圧作業安全衛生規則に定められた作業となり、作業時間の制約を受ける。ただし、無人化で施工する場合は、労働環境に問題はない。	大気中の作業であるため労働環境に問題はない。
工程	気中掘削により土質の制約を受けないため、確実な工程が期待できる。	掘削困難な地盤がある場合、工程が大きく延びる可能性がある。



- 2) ニューマチックケーソン工法の場合には、脚柱の施工方法によって止水壁ケーソン方式とピアケーソン方式のいずれかを選定する。この場合の判定基準としては、表 5.1-2 を参考とする。

表 5.1-2 止水壁ケーソン方式とピアケーソン方式の比較

	止水壁ケーソン方式	ピアケーソン方式
概念図		
工法概要	ケーソン構築時にパラペット上部に止水壁を設置し、沈下完了後に頂版と橋脚躯体を構築する工法である。止水壁の構造は、コンクリート壁方式あるいは鋼矢板方式が一般的である。 止水壁は一般に橋脚構築後撤去するが、コンクリート壁方式では将来阻害とならない部分に限り残置することもある。	ケーソン構築時に橋脚躯体も同時に構築してケーソンと一体に沈設させる工法である。ケーソン頂版及び橋脚躯体には、シャフトを立ち上げるための中空部を設ける。 施工基面からケーソン天端までが深く止水壁の設置が困難な場合、水深が深くフローティングケーソンとする場合、沈下荷重が不足する場合、あるいは工程を短縮したい場合などに採用されており、近年、施工例が増えている。
特徴	■ 橋脚躯体を沈下完了後構築することから、ピアケーソンに比べ精度の高い下部工が築造できる。 ■ 所定の支持地盤で確実に支持力が得られない場合でも沈下深さ調整が比較的容易である。 ■ 施工基面からケーソン天端までが深い場合には、支保工の規模が大きくなり、腹起しの盛替え等の時間も多大となり、施工能率が低下する。 ■ 止水壁を撤去する場合、止水壁内外の荷重の釣合いに十分な注意が必要である。 ■ 止水壁と橋脚躯体との間に足場、型枠のスペースとして 0.8m 程度が必要になるため、施工から決まる平面寸法はピアケーソンより大きくなる。	■ 頂版重量、橋脚躯体重量が沈下荷重となるので、沈下に対しては止水壁方式に比べ有利となる。 ■ 頂版、橋脚躯体を連続的に施工するため、止水壁方式に比べ工程を短縮できる。 ■ 止水壁が不要なため、ケーソンの最小寸法を小さくできる。 ■ 橋脚躯体構築後も沈設させることから、止水壁方式より高い沈設精度（変位・傾斜）が前提となり、施工管理に細心の注意が必要となる。 ■ 橋脚躯体の断面欠損が構造的に問題となる場合は、中空部を埋戻す必要がある。 ※大型ケーソンでは橋脚躯体の外にシャフトを設置する場合もある。

(3) 形状寸法

平面形状は一般に円形、小判形断面及び矩形断面が多いが、構造的に合理性が高く、施工に配慮した形状を選定すること。

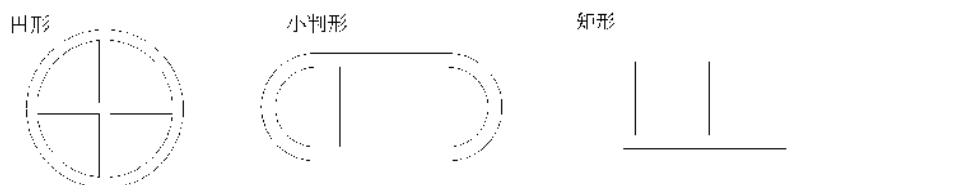


図 5.1-2 一般的な平面形状

→「道示」IV11.4
(p.323～325) 参照

- 1) ケーソン形状は、作用する荷重の大きさ、支持層深度及び中間層の地盤等の条件によって、最適形状が異なる。よって、根入れ長と平面形状を変化させながら最適形状を求めることを基本とする。

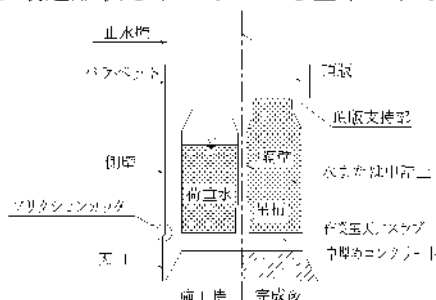


図 5.1-3 ニューマチックケーソンの本体構造図

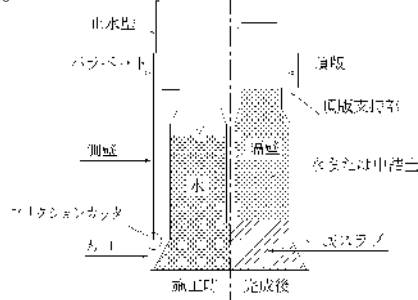


図 5.1-4 オープンケーソン本体構造

- 2) 円形、小判形断面は、安定性の照査において円形部の幅を低減させた値を有効載荷幅としているため、同幅の矩形断面より地盤抵抗が小さくなるため留意すること。
 - 3) 平面形状が同一断面積の場合には、矩形よりも円形、小判形の方が周面摩擦抵抗が少なくなり、沈下計算では一般に有利となる。
 - 4) 長辺と短辺の比率は沈下の施工精度を高めるため、1:3 以下とするのがよい。
 - 5) オープンケーソン工法では、沈設を考慮して隅部に R 処理を行うこと。1 辺長は 20m 以下を標準とする。
 - 6) ニューマチックケーソン工法では、隅部での R 処理は行わない。底面積は沈下掘削を機械施工するため 40m² 以上を標準とする。
 - 7) 隔壁は左右対称に配置し、間隔は均等にすることが望ましい。また、小判形断面では円弧部は避け直線部に設けること。オープンケーソン工法の場合には排土作業に配慮し、隔壁を少なくすることが望ましい。また、ニューマチックケーソン工法では艀装（マンロック、マテリアルロック）の配置を考慮して、隔壁によるセル割を決定すること。
- ① ケーソンは底面積が大きいことから、支持層の傾斜等を考慮し、確実に支持層内に根入れさせる。支持層への根入れは不陸を考慮して 0.5m 以上とする。
 - ② ケーソン基礎本体を構成している部材は、隣接する部材が相互に関連していることから、部材間の応力伝達が円滑となるように配慮しながら合理的な部材設計を行うことが重要である。部材設定を行う場合は、表 5.1-3 を参考とするのがよい。

表 5.1-3 部材設定上の目安（単位：m）

部材名称	最小値	変更幅	備考
パラペット厚	0.3	0.1	
頂版厚	1.5	0.5	2.5～4.5m が多い
側壁厚	0.7	0.1	L2 照査により厚くなる場合あり
隔壁厚	0.5	0.1	側壁厚－0.2m 程度
作業空天井スラブ厚	0.8	0.1	ニューマチックのみ。側壁厚と同程度
シャフト口径	1.2	—	ニューマチックのみ。
作業室高さ	1.8	—	ニューマチックのみ。労働安全規則で 1.8m 以上で機械の作業性を考慮して 2.3m が望ましい。
フリクションカット幅	0.0	0.05	0.05m が望ましい。軟弱地盤等では小さくする。



5.1.2 支持層の選定

ケーソン基礎は、良質な支持地盤に支持させなければならない。

→一般に良質な支持地盤とは、粘性土 $N \geq 20$, 砂質土 $N \geq 30$ および岩盤

5.2 安定計算

- 1) 基礎は想定される荷重に対して支持力不足や転倒及び滑動を起こさないようにするとともに、有害な変形を生じないように安定計算で決定すること。
- 2) ケーソンの各部材は完成後ならびに施工時における応力計算によって部材形状及び配筋状態を決定すること。

5.2.1 安定計算のモデル化

- 1) 安定計算においてケーソン本体は、地盤抵抗を地盤反力係数で評価した弾性床上の有限長梁としてモデル化する（図 5.2-1 参照）。
- 2) ケーソン周辺の地盤抵抗要素は原則として次の 6 種類を考慮するものとし、そのモデル化は表 5.2-1 に示すとおりとする。

→「道示」IV11.3 (p.322～323) 参照

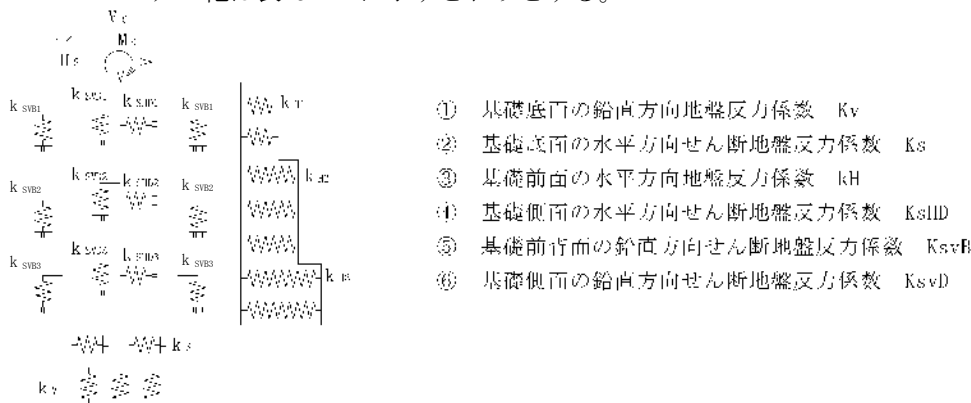


図 5.2-1 安定計算モデル

表 5.2-1 安定計算のモデル化

		常時、暴風時及び レベル 1 地震時に対する照査	レベル 2 地震時に対する照査
基礎の剛性		・線形	・原則として線形 ・基礎の塑性化を考慮する場合は 曲げ剛性の低下を考慮
地 盤 抵 抗 要 素	基礎底面の 鉛直方向 地盤抵抗	・線形 ・地盤反力度が許容値以下であることを照査	・バイリニア型
	基礎底面の 水平方向 せん断地盤抵抗	・線形 ・地盤反力が許容値以下であることを照査	・バイリニア型
	基礎前面の 水平方向 地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値はクロウンの受働抵抗 土圧による	・バイリニア型 ・上限値は受働抵抗領域の 3 次元 的な広がりを考慮
	基礎側面の 水平方向 せん断地盤抵抗	・バイリニア型	・バイリニア型
	基礎前面の 鉛直方向 せん断地盤抵抗	・バイリニア型	・バイリニア型
	基礎側面の 鉛直方向 せん断地盤抵抗	・バイリニア型	・バイリニア型



5.2.2 地盤反力係数の設定

地盤反力係数は「道示IV11.6.2」により設定する。設定においては、次の事項に留意すること。

- 1) ケーソン沈設に際して摩擦減少用シートを用いた機械的な摩擦低減工法を採用し、それが完成後においても残留する場合には、水平・鉛直の両方とも原則として基礎周面のせん断地盤抵抗 (K_sHD , K_{svB} , K_{svD}) を考慮してはならない。
- 2) ケーソン沈設後に基礎周面のコンタクトグラウトを行う場合には、基礎前面の水平方向地盤反力係数 (K_H) の算出式における補正係数を 1.5 としてよい。ただし、沈設による周面地盤の乱れが大きい場合や環境保全などの制約によりコンタクトグラウトが不可能な場合には、補正係数を 1.0 とする。

→「道示」IV11.6.2
(p.342～344) 参照

5.3 各部材の設計

ケーソン基礎の各部材の設計は、「道示IV11.8」を参照して行うこと。

→「道示」IV11.8
(p.351～369) 参照



5.4 レベル 2 地震時に対する照査

5.4.1 限界状態

- (1) ケーソン基礎は、「道示IV11.9.4」の規定に従って算出される基礎の応答変位が、「道示IV11.9.2」の規定に基づいて算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ここで、ケーソン基礎の降伏変位の制限値は「道示IV11.9.2」に規定する基礎の降伏変位としてよい。
- (2) ケーソン基礎は、「道示IV11.9.4」の規定に従って算出される基礎の応答塑性率及び応答変位が、「道示IV11.9.3」に規定する塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないとみなしてよい。
- (3) (1)又は(2)を満足するケーソン基礎は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

→「道示」IV11.9.1
(p.369～372) 参照

5.4.2 基礎の降伏

ケーソン基礎の降伏変位は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始めるときの値とする。

→「道示」IV11.9.2
(p.372～373) 参照

5.4.3 基礎の塑性率及び変位の制限

ケーソン基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値は、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る範囲で定める。

→「道示」IV11.9.3
(p.373～374) 参照

5.4.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算

- (1) ケーソン基礎の各部材の断面力、地盤反力度及び変位は、「道示IV11.6.1」の規定に加えて、基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。
- (2) (1)を満足するため、基礎底面の地盤抵抗特性は、1)の初期勾配及び 2)の上限値からなるバイリニア型のモデルとする。
 - 1) 初期勾配は、「道示IV11.6.2(2)1)」に従って設定する基礎底面の鉛直方向地盤反力係数とする。
 - 2) 上限値は、「道示IV11.5.2(2)2)」に従って設定する基礎底面の極限鉛直支持力度の特性値とする。

→「道示」IV11.9.4
(p.374～375) 参照

5.5 構造細目

5.5.1 配筋要領

(1) 側壁等の鉛直筋

ケーソン基礎は、リフト単位で構築・沈下を繰返して施工するため、側壁等の鉛直筋はリフト境界付近で継手を設ける。継手位置やリフト長の決定に際しては、鉄筋の継手長を確保し、継手が同位置に集中しないように留意する（図 5.5-1 参照）。

→「道示」IV11.10
(p.375～378) 参照

(2) 側壁水平筋・中間帯鉄筋

側壁には本体のせん断破壊の防止、かつ十分な変形性能をもたせるために、十分な側壁水平筋及び中間帯鉄筋を配置する。中間帯鉄筋の配筋量は、設計計算上必ずしも必要とならないため、最小鉄筋量は次のとおりとする。

- 1) 側壁水平筋と同材質で D16 以上の鉄筋を用い、壁厚方向に配置する。
- 2) 水平方向の配置間隔は、壁厚以内（壁厚が 1m 以下の場合には 1m 以内）。ただし、安定計算で基礎本体が降伏する場合には、配置間隔を 1m 以内とする。
- 3) 鉛直方向の配置間隔は、壁厚以内（壁厚が 1m 以下の場合には 1m 以内）。ただし、安定計算で基礎本体が降伏する場合には、水平筋の配置される全ての断面で配筋する。

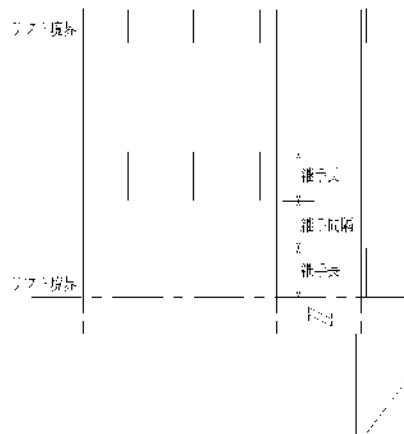


図 5.5-1 リフトを考慮した配筋

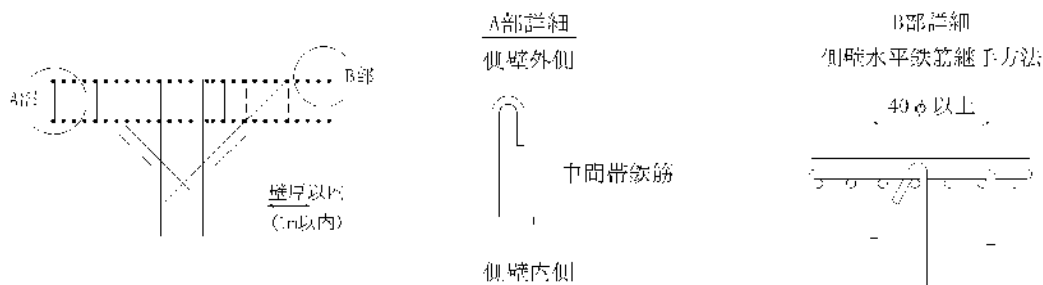


図 5.5-2 側壁水平断面の配筋

5.5.2 ニューマチックケーソンのシャフト孔周辺

- 1) 作業室天井スラブ等は、シャフトにより開孔が必要となるため、「道示IV11.10.2」に基づき十分に補強する。
- 2) ピアケーソンの場合の脚柱部及び頂版部シャフトの箱抜きは、図 5.5-3 のコルゲートパイプφ1800を用いることを基本とする。
- 3) 頂版部の開孔補強は作業室天井スラブ部の補強と同様とするが、脚柱部の開孔補強は、図 5.5-3 に示すようにシャフトにより連続しない中間帯鉄筋は、コルゲートの環状鉄筋にフックをつけて結合する。

→「道示」IV11.10.2
(p.376) 参照

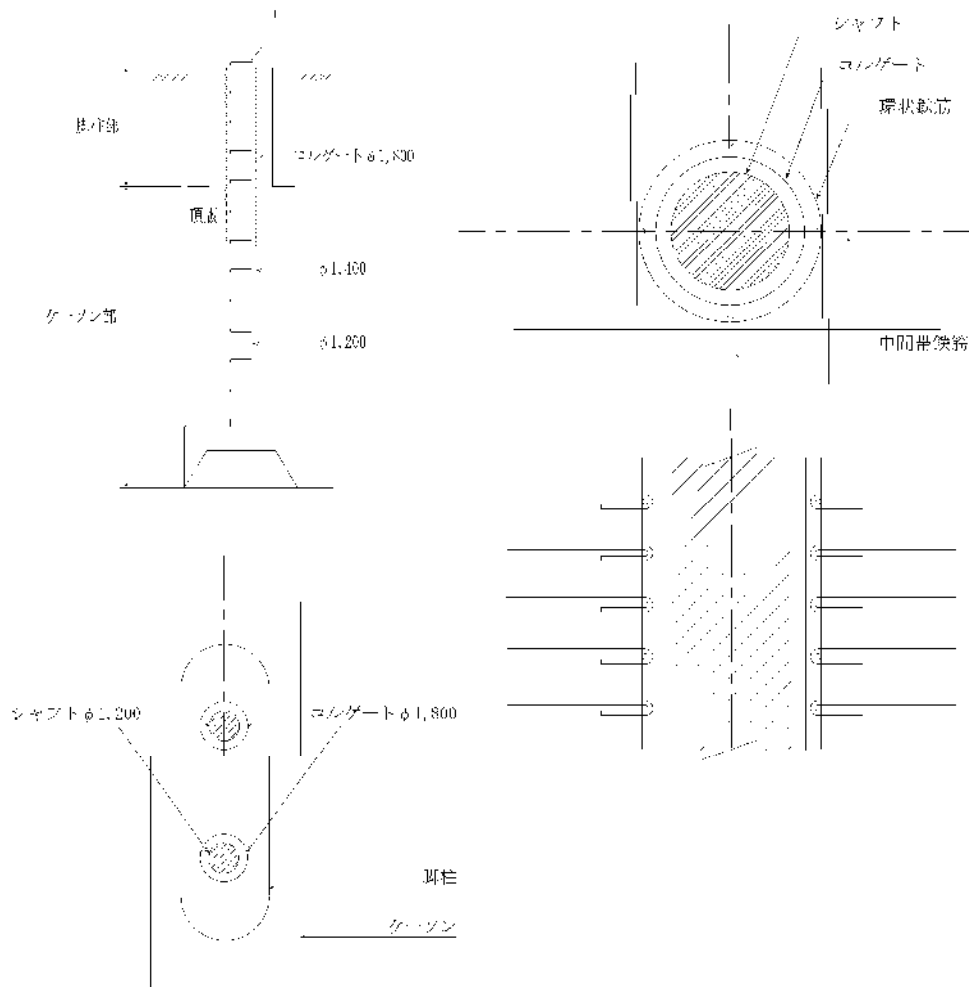


図 5.5-3 ピアケーソンの箱抜き

6. その他の基礎形式

6.1 鋼管矢板基礎

6.1.1 工法概要

- 1) 鋼管矢板基礎は鋼管矢板を現場で円形、小判形、矩形などの閉塞形状に組み合わせて打設し、継手部をモルタルで充填するとともに、頂版を設けることにより頭部を剛結し、所定の水平抵抗、鉛直支持力が得られるようにした基礎である。
- 2) 鋼管矢板基礎の形式を施工により分類すると、図 6.1-1 に示すように仮締切り兼用方式、立上り方式、締切り方式とに分けられる。
- 3) 構造形式から分類すると、図 6.1-2 に示すように全部の鋼管を支持層に根入れさせた井筒型と、支持層が深く、比較的良好な中間層がある場合で、約半数の鋼管矢板を支持層まで到達させ、残りの鋼管矢板を中間層で打ち止める脚付型とに分けられる。

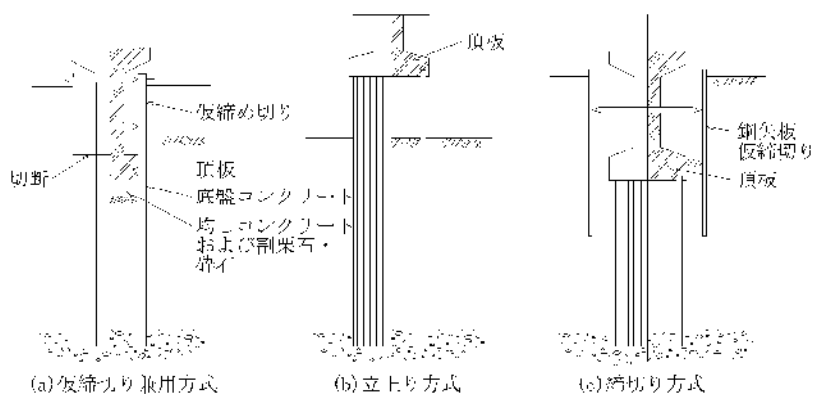


図 6.1-1 施工方法による分類

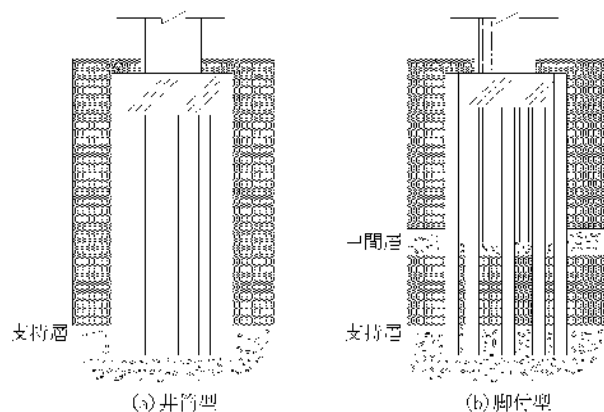


図 6.1-2 支持形式による分類



4) 鋼管矢板基礎には以下のような特徴がある。

- ① 鋼管杭工法と同様な施工法であり、現場状況に合わせ打撃工法、中掘り工法が選択できる。
- ② 仮締切り兼用型とすれば大水深でも施工可能である。
- ③ 仮締切り兼用型であれば、仮締切工、築島工が不要であり、工期短縮や工費低減が期待できる。
- ④ 設計条件、現場条件に合わせて断面形状、構造形式、鋼管矢板サイズを選択できる。

6.1.2 設計の基本

- (1) 鋼管矢板基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。
 - 2) 杭の軸方向押込み力に対する支持及び引抜き力に対する抵抗並びに水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。
- (2) 鋼管矢板基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、「道示IV12.8」の規定を満足しなければならない。
- (3) 鋼管矢板基礎は、レベル2地震動を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、「道示IV12.10」の規定を満足しなければならない。

→「道示」IV12.2
(p.379～383) 参照

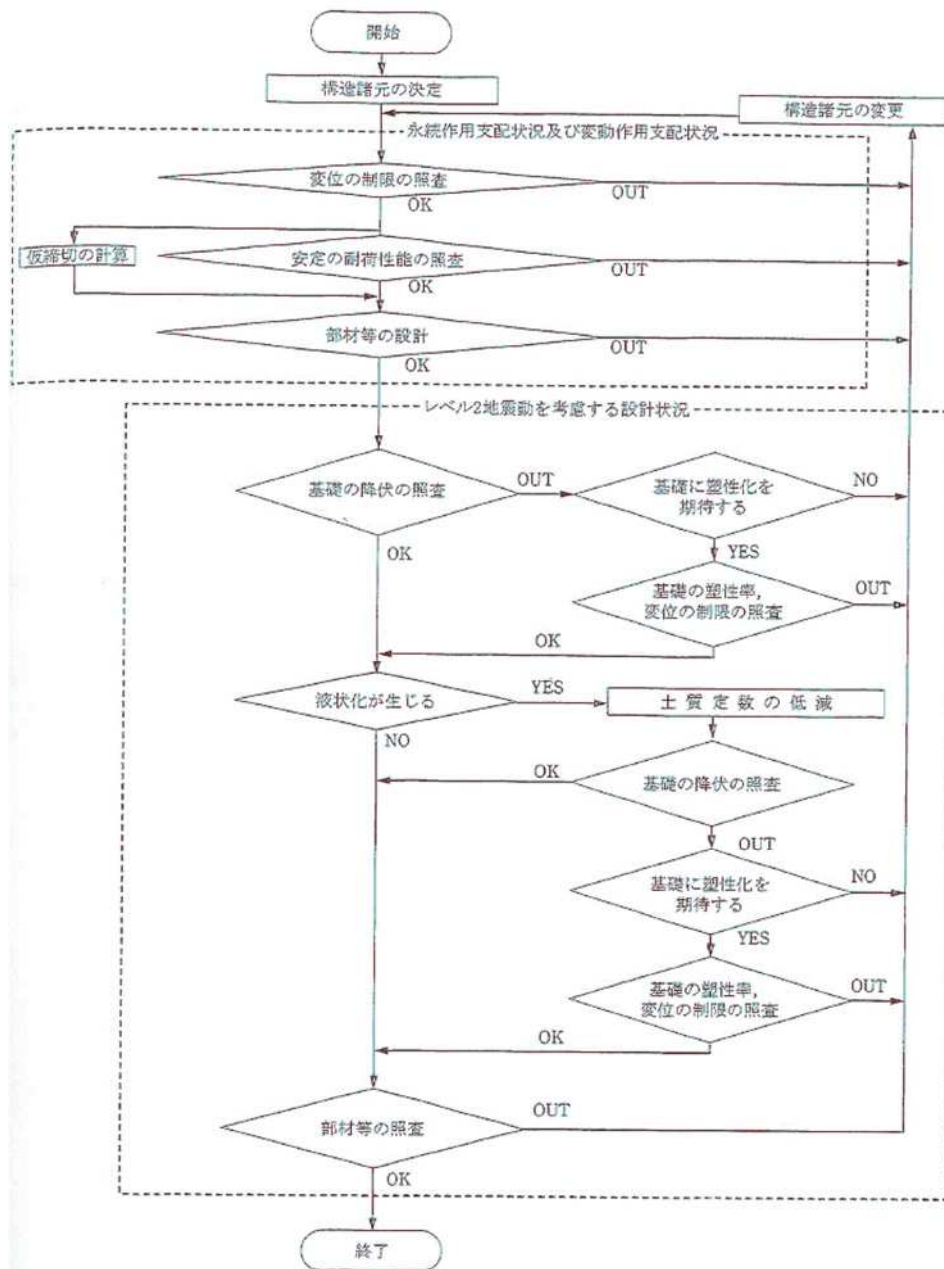


図 6.1-3 橋脚の鋼管矢板基礎の設計計算フロー

6.2 地中連続壁基礎

6.2.1 工法概要

- 1) 地中連続壁基礎とは、地中連続壁のエレメント相互間を構造継手により一体化して矩形もしくは多角形併合断面として基礎全体として剛性の高い断面とした後、頭部に頂版を設けて橋脚柱と地中連続壁が一体となるように構築し基礎とする工法である。
- 2) 地中連続壁の一種として、並列壁式基礎（壁基礎）と呼ばれる基礎形式が採用されるようになった。この基礎形式は地中連続壁基礎のエレメント間の継手をなくし、それぞれ独立した壁を頂版で結合して基礎としたものである。

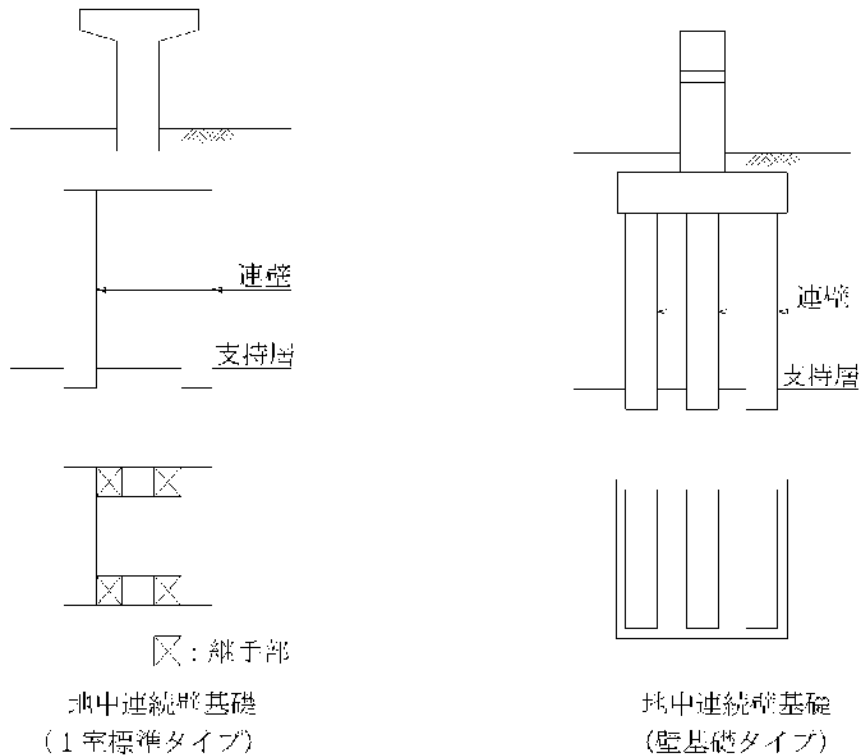


図 6.2-1 地中連続壁基礎の例

3) 地中連続壁基礎には、以下のような特徴がある。

- ① 地盤との密着に優れ、基礎側面の摩擦抵抗が大きい。
- ② 矩形や多角形等の閉合断面を形成するため、剛性の高い基礎が築造できる。
- ③ 小さな基礎から大きな基礎まで任意断面形状の基礎を構築でき、基礎の深さは 170m まで実績がある。
- ④ 地上からの機械施工であるため安全で、しかも低騒音低振動で建設公害を防止できる。
- ⑤ 周辺地盤を乱すことなく施工できるため、近接施工が可能である。

6.2.2 設計の基本

- (1) 地中連続壁基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えてないとみなせる範囲に留まる。
 - 2) 鉛直荷重に対する支持及び水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。
- (2) 地中連続壁基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、「道示IV13.8」の規定を満足しなければならない。
- (3) 地中連続壁基礎は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、「道示IV13.9」の規定を満足しなければならない。

→「道示」IV13.2
(p.413～417) 参照

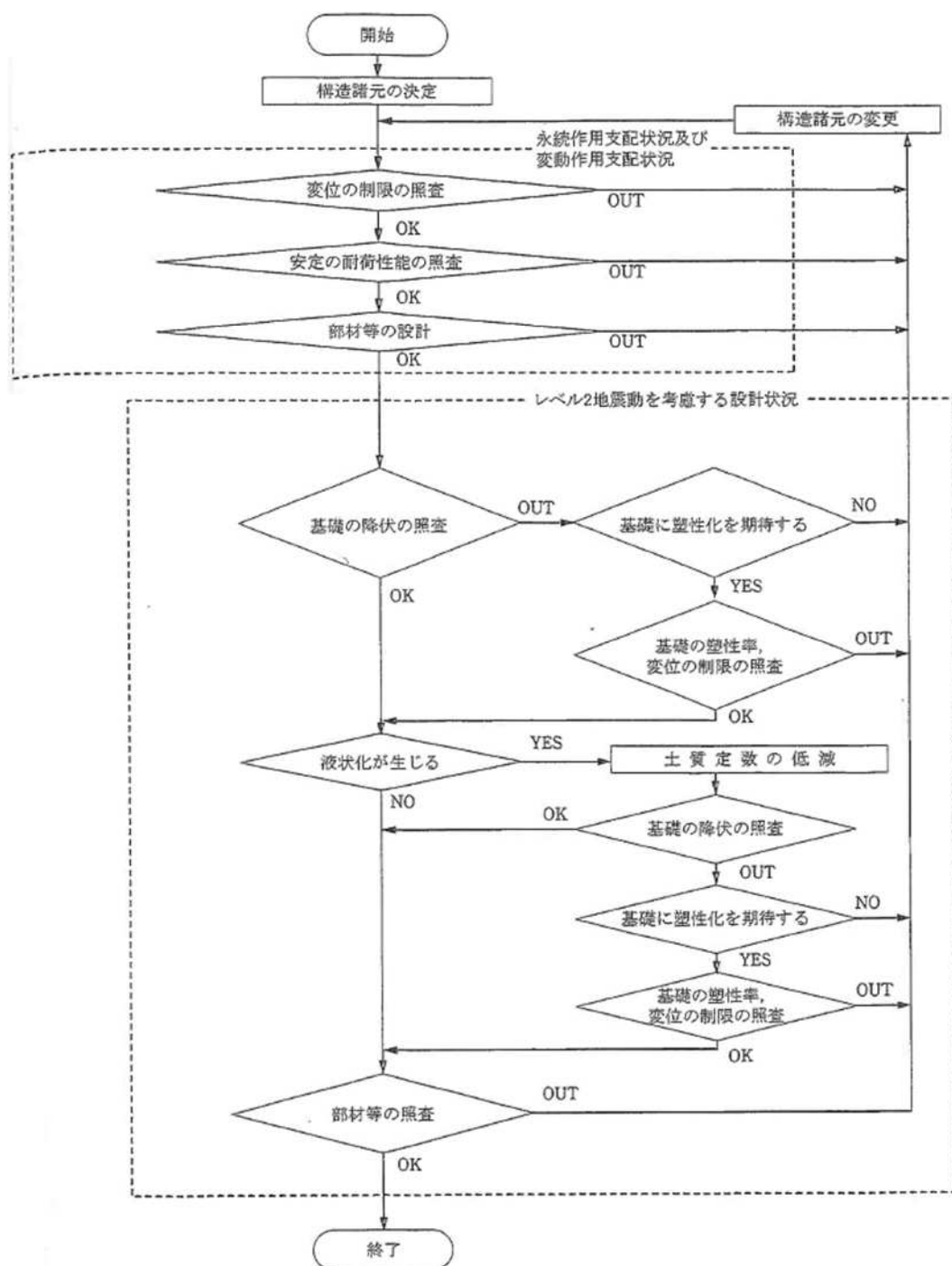
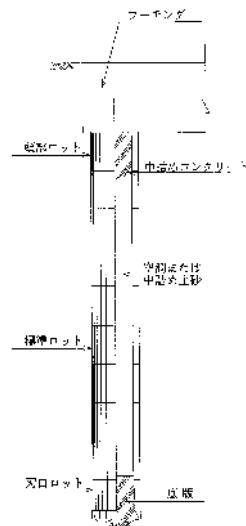


図 6.2-2 橋脚の地中連続壁基礎の設計計算フロー

6.3 PC ウェル

6.3.1 工法概要

- 1) PC ウェル工法は、外形 1.6m～8.0m 程度までの構造物基礎や内空利用の立坑構築に利用され、大深度（実績 75m）の施工も可能な地中構造物築造工法である。
- 2) 施工方法は圧入式オープンケーソン工法に分類され、プレキャスト構造物を沈設する工法であるため、施工精度、品質確保が容易であり、現場工程の短縮・狭小現場での施工が可能である



→「杭基礎設計便覧 H19.1」参考資料 10 (p.449～456) 参照

図 6.3-1 PC ウェル工法による構造物の例

表 6.3-1 PC ウェル工法の主な特徴

項 目	内 容
単体ブロック の形状	形状：標準品は円形，外径 1.6～4.0m。小判形，分割による大口径も可能。 長さ：運搬を考慮した 2.0～2.5m 質量：約 5～27t
施 工 深 度	10～50m の実績が多い。
適 用 地 盤	・各種掘削機械を選定することにより超軟弱地盤から硬い砂れき層，硬質粘性土層まで幅広い地盤に適用される。 ・施工中，ウェル本体の吊下げができるため，自沈の恐れのある軟弱地盤でも施工可能であり，仮締切・築島などを必要としない。
品 質	・ウェル本体を構成する単体ブロックが，工場製作のプレキャスト部材のため，品質に対する信頼性が高い。
工 程	・施工が同一作業の繰返しで，管理が容易なため工期短縮が可能である。 ・径による施工量の差が少なく，通常の土質での沈設は平均 2m/日前後である。
施工ヤード	給排水や脱水設備などの特別な設備が不要で，占用面積が少ない。
周辺への影響	・施工時は低振動・低騒音であり，掘削時に泥水を使用しないため環境に配慮した施工法である。 ・中掘り圧入式施工（油圧ジャッキによる強制圧入沈下併用）のため周辺地盤の緩みが少なく，人家密集地や既設構造物の近接工事に適している。
施 工 精 度	・掘削・圧入・沈下が連続的に行えるため施工中の摩擦力が小さく，大きな圧入力を必要としないため，従来のオープンケーソンに比べ施工精度が優れている。
短 所	・大型で重量物のプレキャスト部材のため輸送搬入に制約される場合がある。 ・陸上の基礎構造の場合，経済性で場所打ち杭に劣る。



6.3.2 設計の基本

- 1) PC ウェルのうち、1 本の基礎により上部構造を支持する場合は、ケーソン基礎に準じて躯体の曲げ剛性を考慮した単一柱状体基礎として設計する。
- 2) フーチングを介した多数の基礎により上部構造を支持する群杭基礎の場合は、ラーメン構造としてモデル化し、杭基礎（中掘り杭）に準じて設計する。
- 3) PC ウェル本体は、中空円形断面の PC 部材として設計する。