

第5編 基礎構造編

目 次

1 章	設計一般	5-1
1.1	<u>適用の範囲</u>	5-1
1.2	<u>設計の基本</u>	5-1
1.2.1	安定照査項目	5-1
1.2.2	設計法の区分	5-3
1.3	<u>設計上の地盤面</u>	5-4
1.4	<u>軟弱地盤中の基礎</u>	5-4
1.5	<u>設計のための地盤定数</u>	5-4
1.5.1	土の諸定数	5-4
1.5.2	岩盤定数の特性値及び定数の目安	5-6
2 章	直接基礎	5-8
2.1	<u>設計の基本</u>	5-8
2.2	<u>基礎底面地盤の鉛直地盤反力度</u>	5-10
2.3	<u>基礎の安定の照査</u>	5-11
2.3.1	基礎の安定の照査	5-11
2.3.2	基礎底面に生じるせん断地盤反力に対する安定	5-11
2.4	<u>斜面上の直接基礎</u>	5-12
2.4.1	基礎工の計画	5-12
2.4.2	段差フーチング基礎	5-12
2.4.3	置換えフーチング基礎	5-14
2.4.4	支持力の算定方法	5-15
2.5	<u>基礎地盤の処理及び埋戻し材料</u>	5-15
2.5.1	底面処理	5-15
2.5.2	河川橋梁の埋戻し材料及び根入れ	5-16
3 章	ケーソン基礎	5-18
3.1	<u>設計の基本</u>	5-18
3.2	<u>工法の選定</u>	5-20
3.3	<u>断面及び形状設定</u>	5-21
3.3.1	ケーソンの平面形状	5-22
3.3.2	ケーソンの側面形状	5-22

3.3.3	部材寸法の設定	5-22
3.4	基礎本体の設計	5-23
3.4.1	安定計算のモデル化	5-23
3.4.2	地盤反力係数の設定	5-24
3.5	保耐法による耐震設計	5-25
3.6	構造細目	5-26
3.6.1	配筋要領	5-26
3.6.2	ニューマチックケーソンのシャフト孔周辺	5-27
4 章	杭基礎	5-28
4.1	設計の基本	5-28
4.2	杭種・杭径	5-32
4.3	支持層の選定杭の軸方向押込み力及び引抜き力	5-33
4.3.1	支持層の選定	5-33
4.3.2	杭の軸方向押込み力	5-34
4.3.3	杭の軸方向引抜き力	5-34
4.3.4	負の周面摩擦力	5-34
4.3.5	群杭の考慮	5-34
4.4	地盤反力係数とバネ定数	5-35
4.4.1	水平方向地盤反力係数	5-35
4.4.2	杭の軸方向バネ定数	5-35
4.5	鋼管杭の設計	5-36
4.5.1	杭の仕様	5-36
4.5.2	杭の断面変化	5-37
4.5.3	杭の継手	5-39
4.6	PHC杭の設計	5-39
4.6.1	杭の仕様	5-39
4.6.2	杭の断面変化	5-41
4.6.3	杭の継手	5-42
4.7	場所打ち杭の設計	5-42
4.7.1	杭の仕様	5-42
4.7.2	杭の断面変化	5-43
4.8	杭頭部とフーチングの結合部	5-44
4.8.1	結合部の設計	5-44
4.8.2	鋼管杭	5-45

4.8.3	PHC杭	5-45
4.8.4	場所打ち杭	5-46
4.8.5	鋼管ソイルセメント杭	5-46
4.9	レベル2地震動に対する照査	5-46
4.9.1	基礎の降状	5-47
4.9.2	基礎の塑性率	5-47
4.9.3	基礎の変位の制限	5-47
4.9.4	部材の照査	5-47
4.10	構造細目	5-47
4.10.1	鋼管杭	5-47
4.10.2	場所打ち杭	5-48
5章	斜面上の深礎基礎	5-52
5.1	適用の範囲	5-52
5.2	設計の基本	5-52
5.2.1	適用基準	5-52
5.2.2	永続作用及び変動作用支配状況における照査	5-52
5.2.3	レベル2地震時に対する照査	5-53
5.3	支持層の選定	5-54
5.4	杭の配列	5-55
5.5	荷重分担	5-56
5.6	土留め工法の設計	5-57
5.6.1	土留め工法の選定	5-57
5.6.2	設計計算法	5-58
5.6.3	土留材の仕様	5-58
5.7	構造細目	5-61
5.7.1	深礎径及び深さ	5-61
5.7.2	主鉄筋	5-61
5.7.3	帯鉄筋	5-62
5.7.4	フーチングとの結合	5-63
5.7.5	橋脚と柱状体深礎との結合	5-63
6章	その他の基礎形式	5-64
6.1	鋼管矢板基礎	5-64
6.1.1	概要	5-64

6.1.2	特徴	5-64
6.2	<u>地中連続壁基礎</u>	5-65
6.2.1	概要	5-65
6.2.2	特徴	5-65
7 章	近接施工	5-66
7.1	<u>適用の範囲</u>	5-66
7.2	<u>用語の定義</u>	5-66
7.3	<u>近接工事の設計・施工</u>	5-66
7.4	<u>近接程度の判定</u>	5-66
7.5	<u>許容変位量</u>	5-70
7.6	<u>既設構造物の変位量の予測</u>	5-70

1 章 設計一般

1.1 適用の範囲

本編は橋台、橋脚の基礎形式のうち直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎及び深礎基礎の設計に適用する。

1.2 設計の基本

- (1) 基礎の安定に関する照査では、鉛直荷重、水平荷重及び転倒モーメントに対して耐荷性能を満足するとともに、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ようする。（道示Ⅳ 8.2）
- (2) 橋脚基礎は、レベル 2 地震時に対し、「第 6 編 5 章」及び「道示Ⅴ 10 章」の規定に従い、レベル 2 地震時を考慮する設計状況における限界状態を超えないことを照査する。
- (3) 橋台基礎は、レベル 2 地震動に対し、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある場合や、背面度等がない特殊な形式や橋台背面土に軽量盛土を用いた場合等の橋脚と同様の振動特性を有する橋台及び橋台基礎は、「第 6 編 5 章」及び「道示Ⅴ 7 章、11 章」の規定により、レベル 2 地震時を考慮する設計状況における限界状態を超えないことを照査する。
- (4) 制限値の算出にあたり、基礎の設計に関する抵抗係数及び調査・解析係数について、施工法、地盤調査法等に応じた推定精度の違いによる影響を考慮する。
- (5) 杭基礎や組杭深礎基礎を選定する場合、斜面変状の影響や軟弱地盤や液状化などにより地盤から流動力を受けることが想定される条件においては、流動方向に対して複数列として抵抗特性の優れた形状とする。

（道示Ⅳ 8.4）

1.2.1 安定照査項目（道示Ⅳ 8.2）

- (1) 基礎の安定照査は、変位の制限と耐荷性能に関する照査を行う。

1) 変位の制限

「道示Ⅰ編 3.1」では、活荷重は変動作用として位置づけられているが、基礎の変位に関する照査に用いる永続作用支配状況のひとつとして、活荷重を含めた以下の作用の組合せおよび荷重係数等を考慮する。

1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+ (U))

2) 耐荷性能

耐荷性能の照査は、「道示Ⅰ 3.3」に規定される①から⑩の作用の組合せ及び荷重係数等を考慮して作用力及び制限値を算出し、各基礎形式毎に設定された限界状態を満足することとする。

表 1.2.1 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形式の標準的な安定照査項目

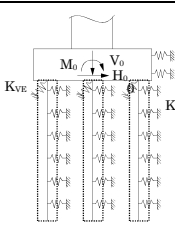
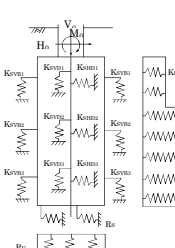
		変位の制限の照査			耐荷性能の照査		
		・道示Ⅰ編 3.3 に規定される①の作用の組合せ ・道示Ⅳ編 8.2(3)2) に規定される作用の組合せ			・道示Ⅰ編 3.3 に規定される①から⑩の作用の組合せ		
基礎形式	荷重	鉛直荷重	水平荷重	転倒モーメント	鉛直荷重	水平荷重	転倒モーメント
直接基礎		○	○	○	○	○	○
杭基礎		○※	○	—	○※	○	—
ケーソン基礎		○	○	—	○	○	—
深礎基礎		○	○	—	○	○	—

※杭基礎については、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基礎の照査

レベル 2 地震動を考慮する設計状況における基礎の照査は、下表の設計計算モデルを用いて降伏判定、塑性率及び変位の照査を行う。

表 1.2.2 レベル 2 地震動を考慮する設計状況における設計計算モデル及び限界状態

		設計計算モデル	降伏およびその目安	塑性率の制限値	変位の制限値
基本方針		地盤抵抗およ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 ・杭の軸方向および軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型 ・抗体の $M-\Phi$ 関係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] ・全ての杭で抗体が塑性化する。 ・一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。	橋脚基礎の場合の目安： 一般的な場合は 4 斜杭を用いた場合は 3 場所打ち杭の軸方向鉄筋に S D390 又は S D490 を用いた場合は 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 $M-\Phi$ 関係は線形（塑性化を考慮する場合はバイリニア型又はトリリニア型） ・6 種類の地盤抵抗要素バイリニア	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。	
	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。）	

1.2.2 設計法の区分 (道示Ⅳ 8.2)

基礎はその形式に応じ、直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎、深礎基礎に区分して設計するものとする。
各基礎形式における照査の基本的な内容と適用範囲の目安を下表に示す。

表 1.2.3 各基礎の安定照査の基本と設計法の適用範囲の目安

基礎形式	照査内容					基礎の 剛性評 価	設計法の適用範囲を表 す βLe の目安			
	転倒モーメント	鉛直荷重		水平荷重						
	照査項目	照査位置	照査項目	照査位置	照査項目					
直接基礎	偏心した鉛直力の作用位置	底 面	地盤反力度	底 面	せん断抵抗 [受働抵抗力]	剛体	1	2	3	4
杭基礎	—	設計上の地盤面 又は杭頭	支持力 引抜き抵抗力	設計上の地盤面 又は杭頭	水平変位	弾性体	◀			
ケーソン基礎	—	底 面	地盤反力度	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	◀			▶
深礎基礎	—	底 面	地盤反力度	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	◀			▶

[] : 前面地盤面の水平抵抗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)

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

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

D : 基礎の幅または直径 (m)

k_H : 基礎の水平方向地盤反力係数 (kN/m^3) (βLe の判定には地震の影響を含まない場合の k_H を用いる。)

直接基礎とケーソン基礎の違いは、根入れ深さである。ここでは、根入れ深さと基礎幅の比に応じ表 1.2.4 のように区分した。ただし、 $Le/B > 1/2$ の基礎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。

表 1.2.4 直接基礎とケーソン基礎・柱状体深礎基礎の区分

	0	1/2	1
直接基礎		◀	
ケーソン基礎 柱状体深礎基礎			▶

ここに、

Le : 基礎の有効根入れ深さ (m)

B : 基礎短辺幅 (m)

1.3 設計上の地盤面

- (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、かつ水平抵抗性が期待できることを考慮して設定し、一般に次の事項を考慮して定める。（道示Ⅳ 8.5.2）
- 1) 斜面崩壊等
 - 2) 洗掘・侵食
 - 3) 圧密沈下
 - 4) 施工による地盤の乱れ
 - 5) 凍結融解
- (2) 耐震設計上の地盤面は、「道示Ⅴ 3.5」の規定による。

1.4 軟弱地盤中の基礎

軟弱地盤中に基礎を設ける場合には、次の事項を考慮して設計を行う。

- (1) 圧密沈下の影響
- 杭基礎は、「道示Ⅳ 10.7.2」の規定により、ケーソン基礎は、「道示Ⅳ 11.7」に規定による。
- (2) 軟弱地盤における側方流動の影響を受ける基礎は、「道示Ⅳ 8.6」の規定による。
- (3) 耐震設計上の土質定数を低減させる土層とその扱いは、「道示Ⅴ 7.3」の規定による。

1.5 設計のための地盤定数

基礎の設計に用いる地盤の諸定数は、地盤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。

（第1編 2.6.3）

1.5.1 土の諸定数

- (1) 土の単位体積重量（道示Ⅰ 8.7）

土圧の計算に使用する土の単位体積重量 γ （ kN/m^3 ）は施工箇所から採取した土質試料を用いて求めるべきであるが、概略設計の場合には、表1.5.1の値を用いてもよい。

表1.5.1 土の単位体積重量（ kN/m^3 ）

地 盤	土 質	ゆるいもの	密なもの
自然地盤	砂及び砂れき	18	20
	砂質土	17	19
	粘性土	14	18
盛 土	砂及び砂れき	20	
	砂質土	19	
	粘性土	18	

（注）1）地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から 9 を差し引いた値としてよい。

2）碎石は砂利と同じ値とする。ずり、岩塊等の場合は種類、形状、大きさ及び間隙等を考慮して定める必要がある。

3）砂利まじり砂質土、あるいは砂利まじり粘性土にあつては、混合割合及び状態に応じて適当な値を定める。

4）地下水位は施工後における平均値を考える。

(2) 地盤定数の特性値および定数の目安 (道示IV 4.2)

地盤定数の特性値は、地盤の調査の結果から各種試験法等の適用性、精度、試験結果の信頼性、地盤特性の空間的なばらつき等を考慮したうえで、設計計算において平均的な挙動が得られるような値をもって設定することを基本とする。

1) 粘着力

粘着力は、土質試験の結果によるのを原則とする。一軸圧縮強度と N 値から推定する粘着力の目安を以下に示す。

表1.5.2 粘着力 (kN/m²)

土質	土質試験	参考値
粘性土	静的コーン貫入試験、一軸圧縮試験 (qu/2)、 三軸圧縮試験、孔内せん断摩擦試験、 ブロックせん断試験	C=qu/2 ※参考 qu=12.5N
砂質土	静的コーン貫入試験、三軸圧縮試験、 孔内せん断摩擦試験、ブロックせん断試験	C=0
砂れき (沖積世)	——	C=0
砂れき (洪積世)	——	C=0

※一軸圧縮強度 (qu) を N 値換算する場合の参考式 (qu=12.5・N) の出典は、

「地盤調査法 地盤工学会 p202」の粘土のコンシステンシーと一軸圧縮強さの推定

2) 砂のせん断抵抗角 φ

せん断抵抗角は土質試験の結果によるのを原則とする。N 値から推定する粘着力の目安は以下に示す。

表 1.5.3 せん断抵抗角

土質	土質試験	参考値
粘性土	三軸圧縮試験、孔内せん断摩擦試験、 ブロックせん断試験	— — —
砂質土	三軸圧縮試験、孔内せん断摩擦試験、 ブロックせん断試験	φ = 4.8logN ₁ +21 (N>5) (道示IV 参考資料 1)
砂れき	——	

砂れき層では標準貫入試験において、礫をたたいて N 値が過大となる傾向があるため、N 値から推定する場合には打撃回数と貫入量の関係を検討し補正する必要がある。

(3) 土の変形係数

変形係数は、次の試験から求める。

- 1) 原位置平板载荷試験
- 2) 孔内水平载荷試験
- 3) 供試体の一軸又は三軸圧縮試験
- 4) 標準貫入試験 (N 値)

これらの試験で得られた変形係数を用いて鉛直方向地盤反力係数、水平方向地盤反力係数等が推定できる。

なお、杭基礎が考えられる場合は、孔内水平载荷試験を行うのを原則とする。

1.5.2 岩盤定数の特性値及び定数の目安

岩盤の設計用地盤定数の特性値は、原則として土質試験結果に基づいて決定するものとするが、やむを得ず岩盤試験等が実施できない場合には下記事項及び類似岩盤試料等を参考にして総合的に判断するものとする。

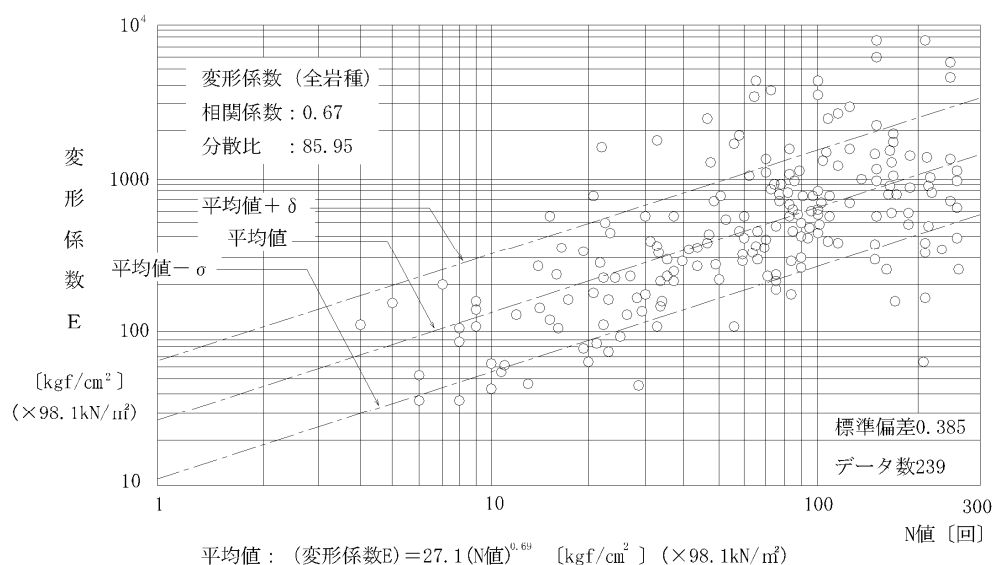
(1) 換算N値により推定する方法

換算N値が300以下(即ち、50回打撃時の貫入量が0.05m以上)の軟岩(D、C_L)の岩盤定数(粘着力、せん断抵抗角、変形係数、単位体積重量)は、表1.5.4、図1.5.1より推定する。

$$\text{換算N値} : N = \frac{0.3 \text{ (m)}}{\text{最終打撃時の貫入量(m)}} \times \text{最終打撃回数}$$

表1.5.4 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	15.2 N ^{0.327}	25.3 N ^{0.334}	16.2 N ^{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	5.10 LogN+29.3	6.82 LogN+21.5	0.888 LogN+19.3	Logの低は10
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	



注) 変形係数 E₀ の補正係数 α の値は「道示IV 8.5.3」の孔内水平載荷試験値(常時 4、地震時 8)を用いる。

図1.5.1 岩盤の変形係数の測定例

(2) 岩盤区分により推定する方法

岩盤定数は、表 1.5.6 より岩級区分を行い表 1.5.5 より推定してよい。

表1.5.5 設計上の岩盤定数の目安

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	動的ポアソン比 ν	変形係数 (kN/m ²) $E_0 \times 10^5$	粘着力 C (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)
A	27	0.25	30	1500	45
B	27	0.25	12.0~25.0	1200	45
CH	26	0.30	6.0~12.0	600~1000	40
CM	25	0.35	3.0~6.0	300~600	30~40
CL	24	0.40	1.5~3.0	100~300	30
DH	22	0.45	0.8~1.5	50~100	30
DM	21	0.45	0.3~0.8	0~50	25

γ : 単位体積重量

ν : ポアソン比

E_0 : プレシオ LLT 等による変形係数

C : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

注) 地盤反力係数の換算係数 α は、道示IV8.5.3 表-8.5.1 の孔内水平載荷試験から求めた

変形係数の推定方法(常時 4、地震時 8)を用いる。

表 1.5.6 岩級区分の目安(田中による)

岩 級	特 徴
A	きわめて新鮮なもので造岩鉱物および粒子は風化、変質を受けていない。きれつ、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 1 mmでも)きれつ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、変質がみられる。 ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
C _H	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて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、節理あるいはきれつ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すこし濁った音を出す。
C _M	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟化しており、岩質も多少軟らかくなっている。節理あるいはきれつ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、剥脱面には粘土物質の層が残留することがある。 ハンマーによって打診すればすこし濁った音を出す。
C _L	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟質化しており岩質も軟らかくなっている。節理あるいはきれつ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。節理あるいはきれつ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。

2 章 直接基礎

2.1 設計の基本

- (1) 直接基礎は、支持層に支持させなければならない。(道示Ⅳ 8.4)
 - 1) 一般的な支持層の目安は、粘性土でN値が20程度以上、砂層、砂れき層でN値が30以上及び岩盤である。
 - 2) 基礎の支持層への根入れは不陸を考慮して0.50m程度以上とする。(県独自)
 - 3) 基礎底面からの支持層の必要厚さは、地盤定数の特性値の程度によっても異なるが基礎短辺幅の1～2倍程度を目安とする。また、図2.2.1に示すように地盤構成が複層で、それぞれの層の特性値が大きく異なる場合には、極限支持力が小さくなることもあるので注意が必要である。(県独自)
 - 4) 基礎底面から基礎幅の3倍の深さを目安に粘性土層がある場合には、圧密沈下の影響を受ける可能性を検討する。(道示Ⅳ 8.3)

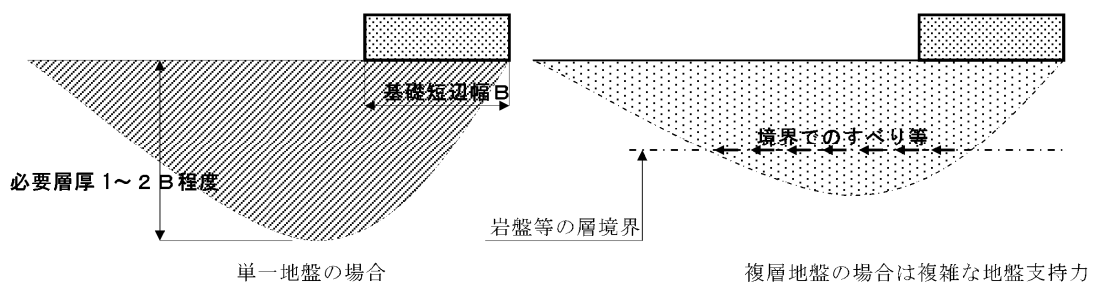


図2.1.1 支持層の必要厚

- (2) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定設計は、以下による。(道示Ⅳ 9.5)

1) 変位の制限の照査

直接基礎が、永続作用支配状況において①から③の照査しなければならない。

①鉛直荷重に生じる地盤反力度による照査

基礎底面に生じる鉛直地盤反力度 $\leq$ 鉛直地盤反力度の制限値

②水平荷重に対する照査

基礎底面に作用する水平荷重 $H \leq$ 基礎底面地盤のせん断力の制限値 H_{dp}

(基礎の根入れ部分に作用する水平荷重 $P \leq$ 水平荷重の制限値 P_{dp})

③転倒モーメントに対する偏心量による照査

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1/6を超えない

2) 安定の耐荷性能の照査

安定に関する耐荷性能の照査は、各作用力に対して限界状態1又は限界状態3を超えないことを照査しなければならない。

①限界状態1

- ・鉛直荷重に対する支持力による照査

基礎底面に作用する合力 $F_r \leq$ 基礎支持力の制限値 Q_{yd}

- ・水平荷重に対する照査

限界状態3に対する照査で担保

- ・転倒モーメントに対する照査

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。

②限界状態 3

- ・鉛直荷重に対する支持力による照査

限界状態 1 に対する照査で担保

- ・水平荷重に対する照査

基礎底面に作用する水平荷重 $H \leq$ 基礎底面地盤のせん断力の制限値 H_d

(基礎の根入れ部分に作用する水平荷重 $P \leq$ 水平荷重の制限値 P_d)

- ・転倒モーメントに対する照査

限界状態 1 に対する照査で担保

3) フーチングに生じる応力度は、「道示IV 5 章」に規定する制限値以下とする。

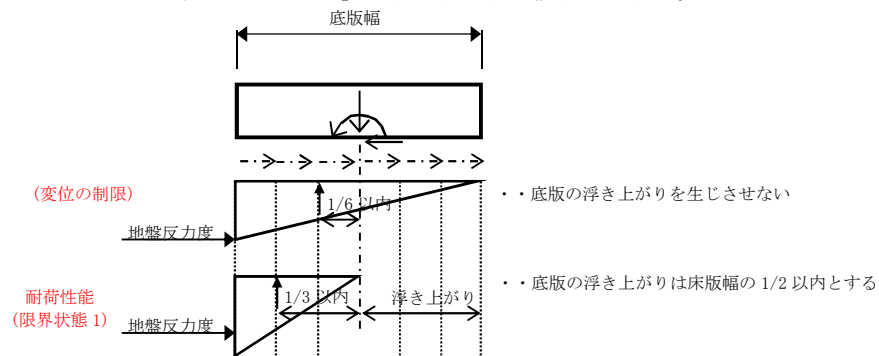


図 2.1.2 安定条件

4) 直接基礎のレベル 1 地震時に対する安定照査を(1)の規定により行った場合、レベル 2 地震時に対する照査は行わなくてよい。

(3) レベル 2 地震動に対する直接基礎の照査は、フーチングを塑性化させないように行わなければならない。

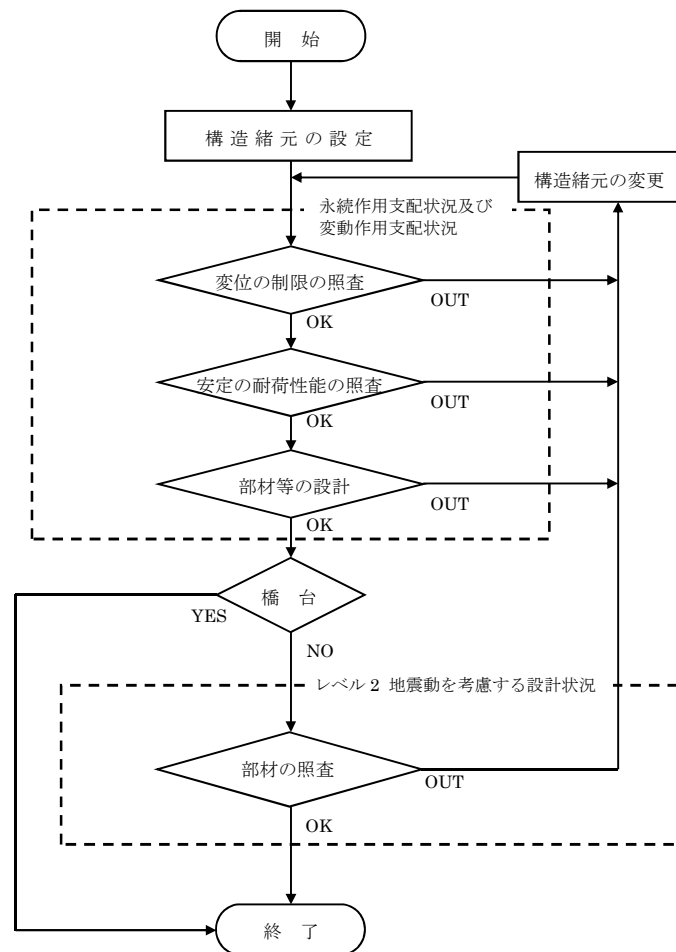


図 2.1.3 直接基礎の設計計算フロー

2.2 基礎底面地盤の鉛直地盤反力度

(1) 基礎底面地盤の鉛直地盤反力度 (道示Ⅳ 9.5)

基礎底面地盤の鉛直地盤反力度は、直接基礎の変位の制限として永続作用支配状況においては、下表の地盤反力度の制限値を超えないこととする。

表 2.2.1 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値

地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)
砂れき地盤	700
砂地盤	400
粘性土地盤	200

また、耐荷性能の照査においては、基礎底面に作用する合力が、基礎底面地盤の極限鉛直支持力の制限値を超えないこととする。

基礎底面地盤の極限鉛直支持力は、適切な地盤調査を行い、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して静力学公式により求めなければならない。静力学公式における基礎の有効根入れ深さ D_f は、図 2.2.1 に示す様に上載土が一様に存在する場合に考慮できる。

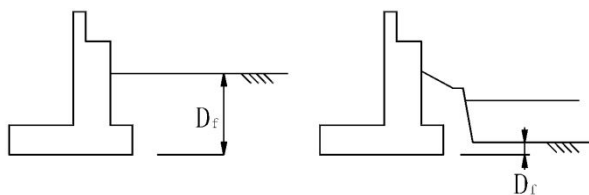


図2.2.1 有効根入れ深さの設定

(2) 岩盤の極限支持力 (道示Ⅳ 9.5.2)

岩盤の極限支持力は、亀裂・割れ目等により左右されるため、地盤定数の評価には不確定な要素が多く、支持力推定により極限支持力を推定することは困難である。したがって岩盤においては設計の実績を考慮し、母岩の一軸圧縮試験、孔内水平載荷試験の結果を目安とした最大地盤反力度（表 2.2.2）に示す値に抑えるのがよい。

表 2.2.2 鉛直地盤反力度の制限値に関する岩盤の種類の目安

岩盤区分表		鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m ²)		目安とする値	
		永続	変動	一軸圧縮強度 (MN/m ²)	孔内水平載荷試験による変形係数 (MN/m ²)
硬 岩	(亀裂が少ない)	2500	3750	10 以上	500 以上
	(亀裂が多い)	1000	1500		500 未満
軟岩		600	900	1 以上	

2.3 基礎の安定の照査

2.3.1 基礎の安定の照査 (道示Ⅳ 9.5.2)

直接基礎の安定の照査は、地盤の支持力、転倒モーメント及び基礎底面に生じるせん断地盤反力（滑動）に対して制限値を超えないことを照査しなければならない。

2.3.2 基礎底面に生じるせん断地盤反力に対する安定 (道示Ⅳ 9.5.5)

基礎底面に生じるせん断地盤反力に対する安定については、基礎底面に作用する水平荷重が基礎底面のせん断地盤反力の制限値を超えないことを照査する。

せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間の付着力及び摩擦角に支配されるからこれらの値は、地盤条件、施工条件などを十分に調査して決めるのが望ましい。一般には、基礎底面と地盤との間の付着力及び摩擦角（摩擦係数）として表 2.3.1 の値を採用してよい。

なお、土のせん断抵抗角 ϕ は、永続作用、変動作用において同じであると考えてよい。

表2.3.1 摩擦角と付着力

条 件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 C_B
土とコンクリート	$\phi_B = (2/3) \phi$	$C_B = 0$
土とコンクリートの間に栗石または砕石を用いた場合	$\tan \phi_B = 0.6$ $\phi_B = \phi$ の小さい方	$C_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$C_B = 0$
土と土または岩と岩	$\phi_B = \phi$	$C_B = C$

ただし、 ϕ ：支持地盤のせん断抵抗角(度) C ：支持地盤の粘着力(kN/m²)

2.4 斜面上の直接基礎

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（段差フーチング基礎、置換えフーチング基礎）を指す。（NEXCO 第二集 橋梁建設編）

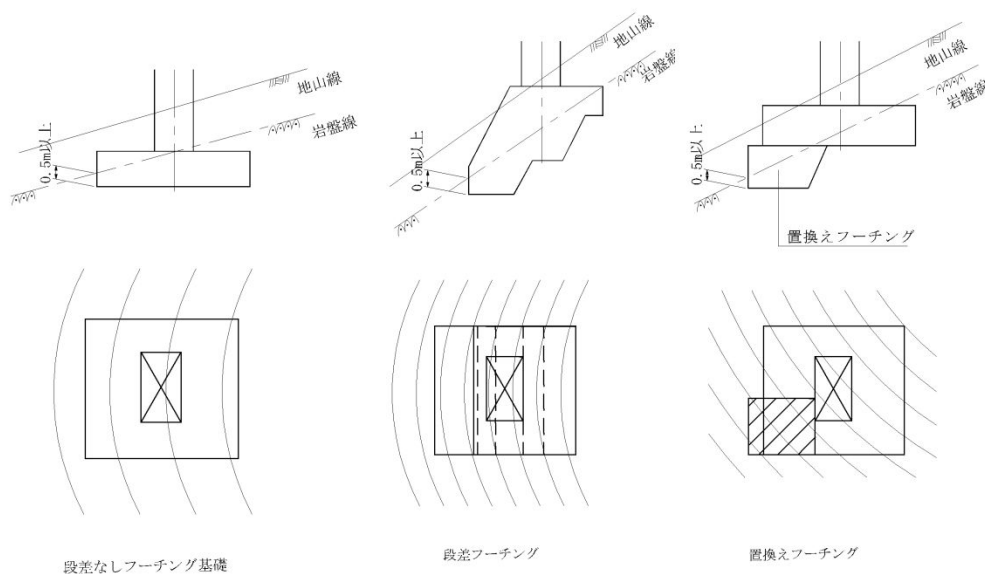


図2.4.1 斜面上の直接基礎の種類

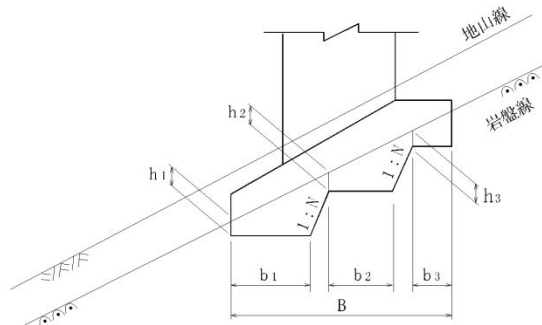
2.4.1 基礎工の計画

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、段差フーチング基礎を原則とし、段差フーチングは一方向のみとするのがよい。図 2.4.1 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。

2.4.2 段差フーチング基礎

(1) 段差フーチングの形状

段差フーチングの段数は 3 段までとし、その形状は図 2.4.2 を標準とする。



$$b1 \cong B/3$$

$b1$: 最下端フーチング幅

B : フーチング幅

$$b2 \cong b3$$

$h1, h2, h3$: 0.5m 以上
以上の根入れ

$1:N$: 掘削勾配

図 2.4.2 段差フーチング形状

(2) 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じ、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 2.4.3 に示す仮想底面 1-1（基礎幅 B ）によって行う。荷重は躯体から伝達される荷重及び基礎自重、

2) 滑動に対する安定

$\omega = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \theta$

ϕ : 地盤の内部摩擦角($^{\circ}$)
 θ : 荷重傾斜角($^{\circ}$)

支持力および転倒照査に用いる地盤反力度

滑動照査に用いる地盤反力度

$$V' = \frac{q_1 + q_3}{2} \times B' \times L (\text{KN})$$

L : フーチングの奥行き(m)

図2.4.3 安定計算に用いる底版長

図2.4.4 段差フーチングの配筋例

- 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。
 A_{S01} 、 A_{S02} ：段差方向主鉄筋 A_{S1} 、 A_{S2} ：段差直角方向主鉄筋
 A_{S03} ： A_{S01} と同径同ピッチ A_{S3} ： A_{S1} 、 A_{S2} の大きい方と同径同ピッチ
- 3) 鉄筋は必要定着長 ℓ_d (31.3 ϕ)以上延ばし、0.5m ピッチの定尺鉄筋とする。

2.4.3 置換えフーチング基礎

(1) 置換えフーチングの形状

- 1) 1方向の場合：1/3(置換え面積と基礎面積の比) 以下
- 2) 2方向の場合：1/4(”) 以下
- 3) 置換え基礎の全高は3.0m以下とし段数は1段までとする。

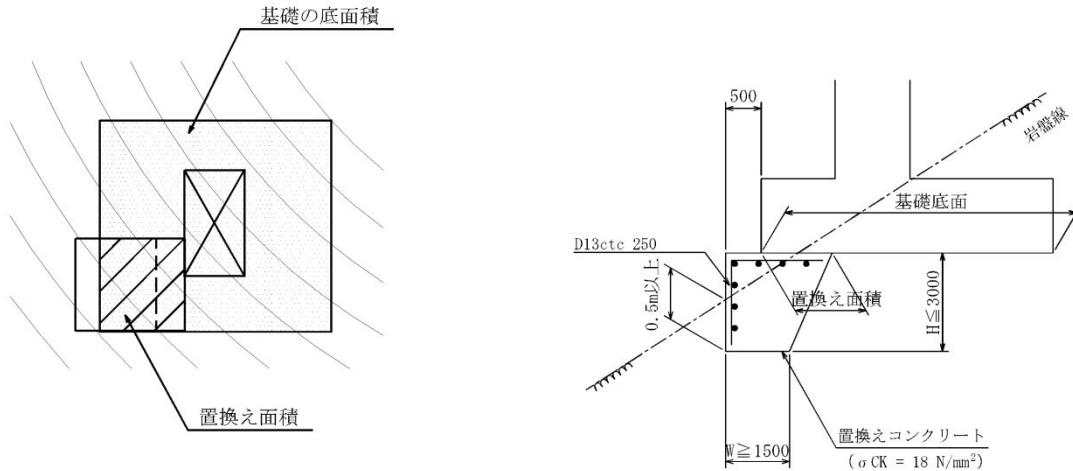
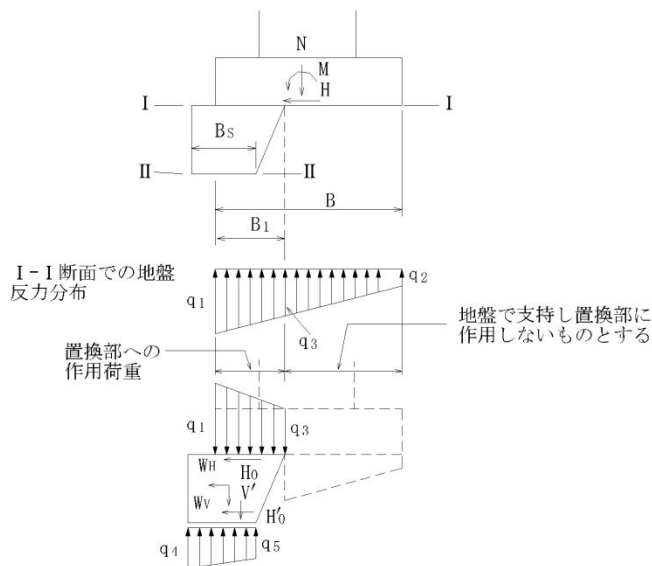


図2.4.5 置換えコンクリート形状

(2) 安定照査の考え方

- 1) 本体の安定計算は、段差フーチングに準ずる。
- 2) 置換え基礎は最下段部での局所破壊に全体の安定が大きく依存することから、最下段部での支持力度及び滑動の照査を図2.4.6のようにして行う。ただし、最下段部での許容支持力度を求める際の有効載荷幅は置換え幅(Bs)とする。



$$H_0 = \frac{N'}{N} \cdot H \text{ (KN)}$$

$$N' = \frac{1}{2} (q_1 + q_3) \cdot B_1 \cdot L$$

L : 置換えコンクリートの奥行き (m)

V' : 滑動抵抗上の鉛直力および支持力
照査用鉛直荷重 (KN)

$$= W_V + N'$$

H0' : II-II断面の滑動力 (KN)

$$= H_0 + W_H$$

WV : 置換えコンクリートの自重 (tf)

WH : 置換えコンクリートの慣性力

図 2.4.6 置換え基礎の安定照査

2.4.4 支持力の算定方法

斜面上に直接基礎を設ける場合は、フーチング後端を通る支持力的な斜面破壊と基礎を含む一般的な斜面破壊を生じうる。一般に、基礎地盤全体が均一な場合の斜面安定は、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 2.4.7 に常時の場合の概念図を示す。)

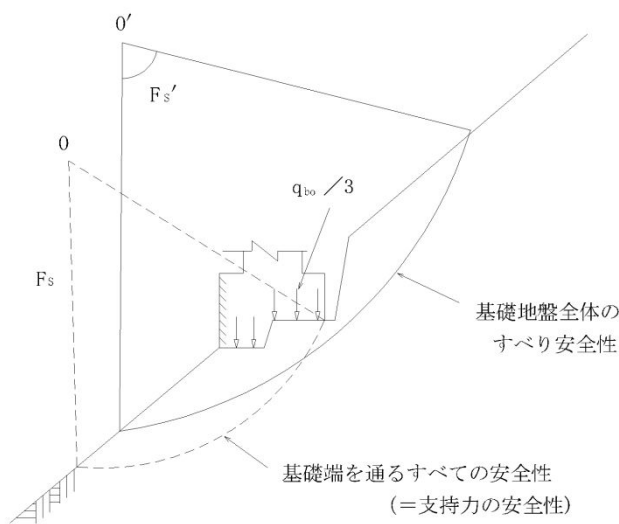


図 2.4.7 斜面安定の概念図

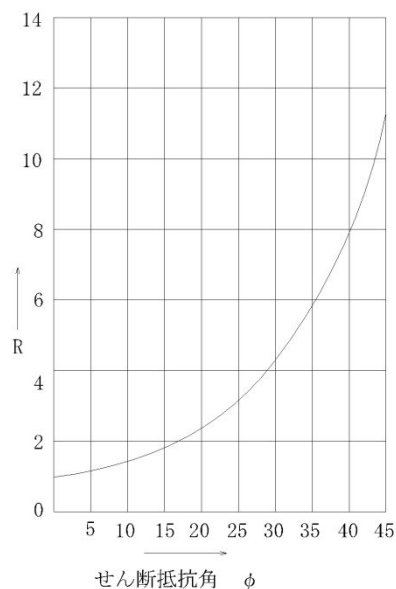


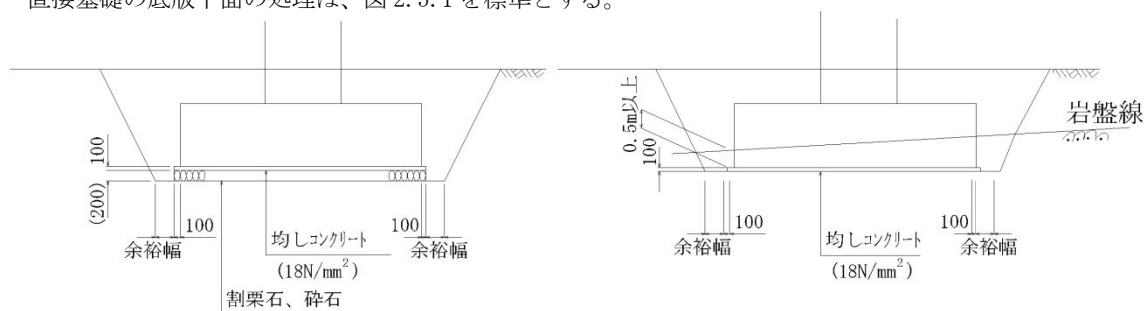
図 2.4.8 Rの値を求めるグラフ

2.5 基礎地盤の処理及び埋戻し材料

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。

2.5.1 底面処理 (県独自)

直接基礎の底版下面の処理は、図 2.5.1 を標準とする。



(a) 粘性土、砂質土、礫質土の場合

(b) 岩盤の場合

※(a)で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

※余裕幅は、「土木工事数量算出要領」による。

図 2.5.1 支持地盤ごとの底面処理方法

2.5.2 河川橋梁の埋戻し材料及び根入れ（県独自）

(1) 砂質系地盤の場合

橋脚の底版位置などは、図 2.5.2 に示す 2 m 以上の土被りを確保し、支持層根入れを 0.5 m 以上とすることを標準とする。この場合には支持層の必要厚さについて留意すること。

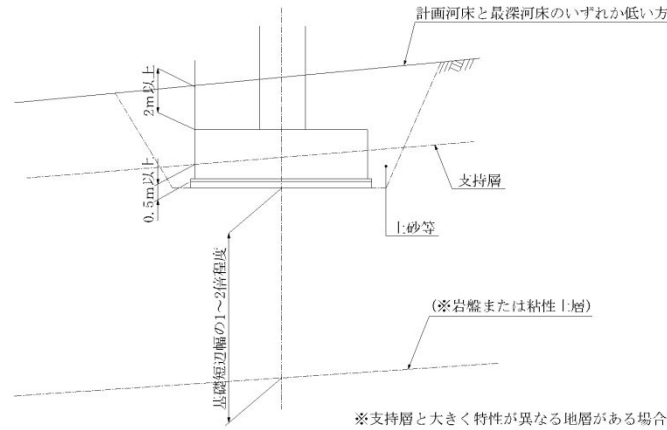
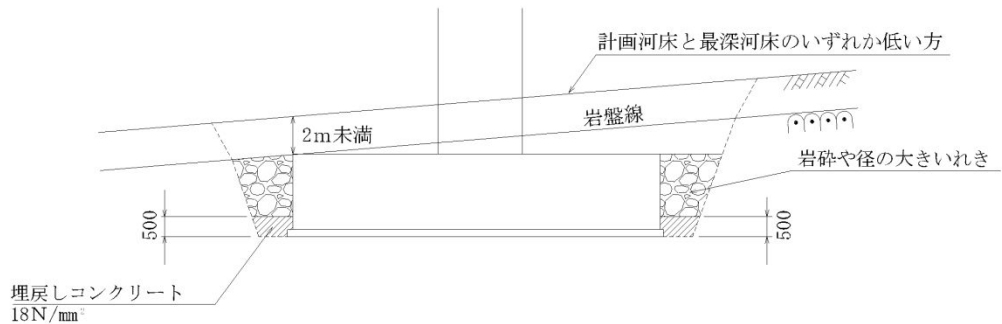


図 2.5.2 砂質系地盤の埋戻し材

(2) 岩盤の場合（県独自）

直接基礎の底版下面が岩盤の場合の処理方法は、以下を標準とする。

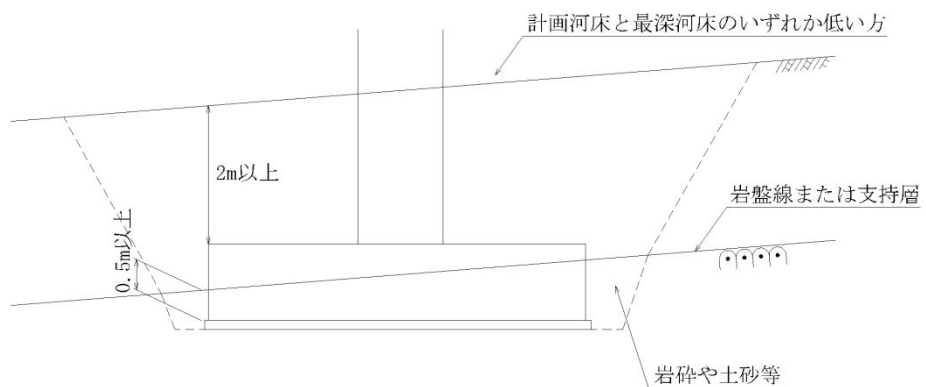
1) 橋脚で岩盤が浅い場合



注) 掘削底面より高さ 0.5m はコンクリートを打設し、それより上側は岩砕や径の大きいれきにより埋戻しを行う。

図 2.5.3 浅い基礎の埋戻し材

2) 橋脚で岩盤が深い場合



注) 埋戻しコンクリートは施工しない。

図 2.5.4 深い基礎の埋戻し材

3) 橋台の場合

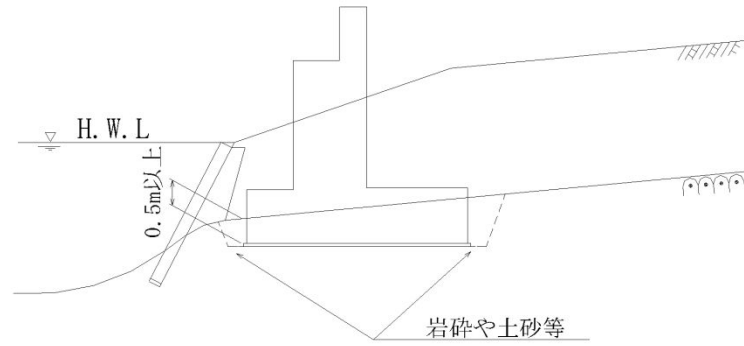


図 2.5.5 橋台の埋戻し材

4) 岩盤保護

大気や水と接触することで著しく風化が促進される岩盤では、均しコンクリートを広く打設する等の方法で岩盤保護を行う。

3 章 ケーソン基礎

3.1 設計の基本

- (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。本章は、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。(道示Ⅳ 11.1)
- (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」による。
- (4) ケーソン基礎の永続作用及び変動作用支配状況に対する照査は次による。(道示Ⅳ 11.2)
 - 1) 永続作用支配状況においては、基礎の変位の制限として以下を満足しなければならない。
 - ① ケーソン基礎底面における鉛直地盤反力度は、鉛直地盤反力度の制限値以下とする。(A)
 - ② ケーソン基礎の変位は、設計上の地盤面位置において、橋脚基礎の場合には、水平変位の制限値は基礎の載荷方向幅の1%に相当する値とする。ただし、最小値は15mm, 最大値は50mmとする。
また、橋台基礎の場合には、水平変位の制限値は15mmとする。(C)
 - 2) 永続作用及び変動作用支配状況においては、耐荷性能の照査として以下を満足しなければならない。
 - ① ケーソン基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値により算出した基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値以下とする。(A)
 - ② ケーソン基礎の水平変位は、設計上の地盤面位置におけるケーソン基礎の水平変位の制限値以下とする。
 - 3) ケーソン基礎の各部材に生じる応力度は、制限値以下とする。

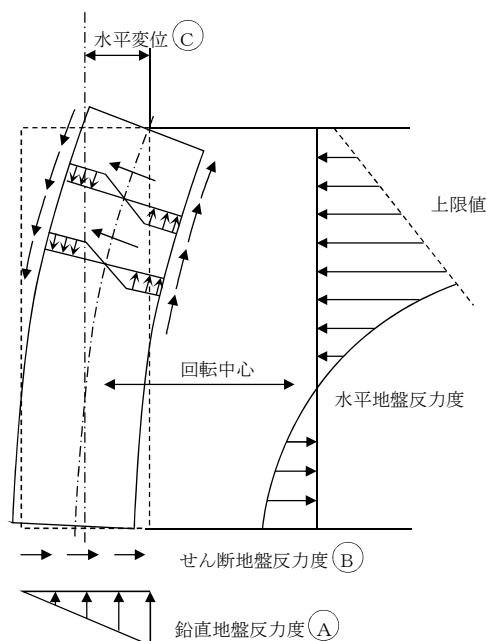
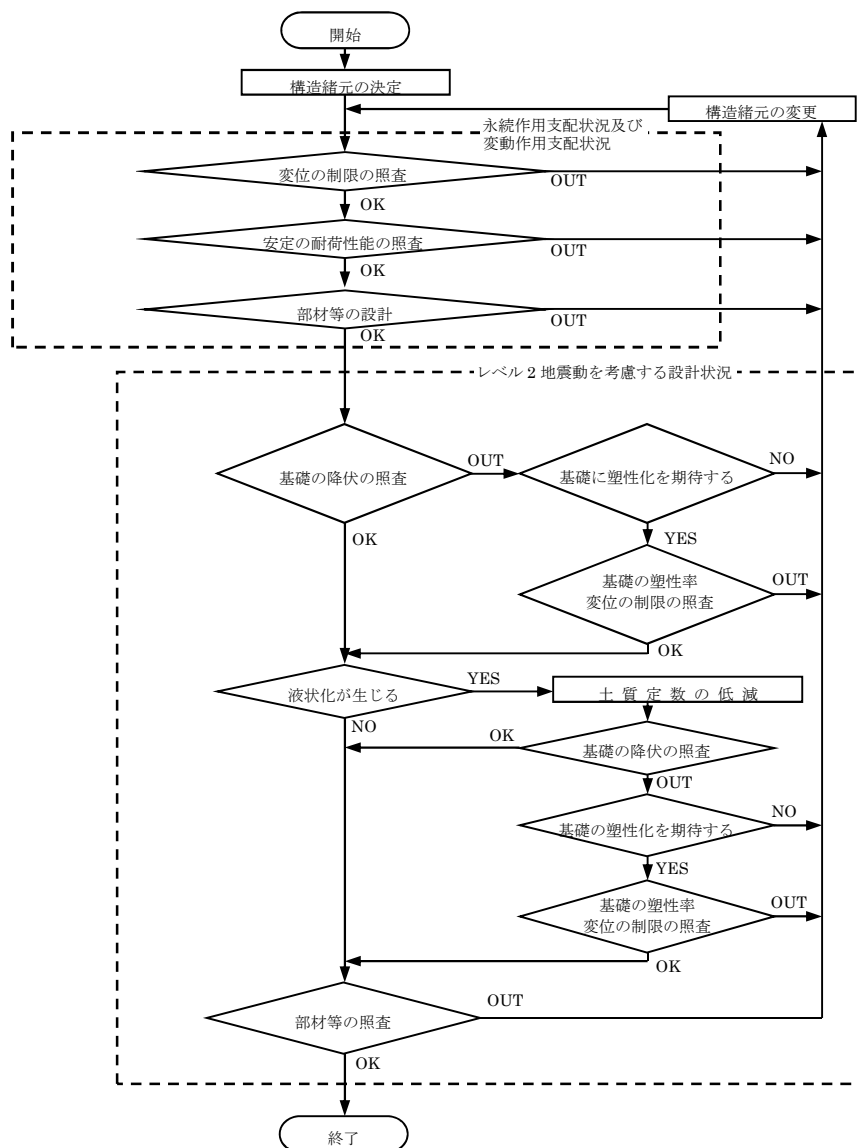


図 3.1.1 ケーソン基礎の地盤抵抗と挙動

- 1) 橋脚のケーソン基礎に保耐法の荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を算出し、原則としてケーソン基礎が降伏に達しないことを照査する。ただし、ケーソン基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には基礎の応答塑性率及び応答変位を算定し、これらが基礎の塑性率の制限値 及び変位の制限値以下となることを照査しなければならない。
- 2) 橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台のケーソン基礎は、「道示Ⅴ 11 章」の規定により照査しなければならない。
- 3) ケーソン基礎は、各部材に生じる断面力に対して「道示Ⅳ 11.8」の規定により耐力の照査を行わなければならない。
- (6) 橋脚のケーソン基礎の一般的な設計手順を図 3.1.2 に示す。



注 1)鉄筋量の増加で対応できない場合は、基礎寸法の変更を行う。なお、基礎寸法の変更の場合だけでなく、鉄筋量の増加の場合でも、常時、暴風時、レベル 1 地震時の設計を再度行う。

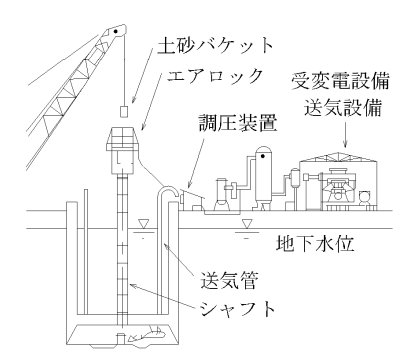
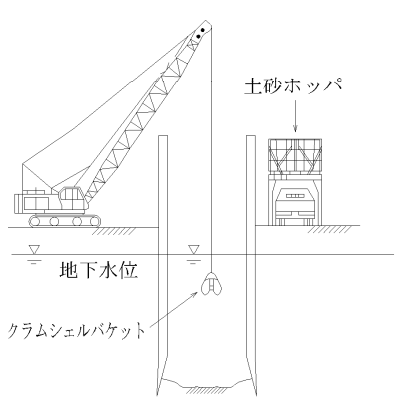
注 2)液化が生じる場合の設計法については「道示 V 10 章、11 章」に従う。

図 3.1.2 橋脚の設計計算フロー

3.2 工法の選定

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。

表 3.2.1 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 0.7N/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増える。	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。

なお、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 3.2.2 を参考とする。

表 3.2.2 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。ケーソン頂版および橋脚躯体には、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の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。

3.3 断面及び形状設定

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。

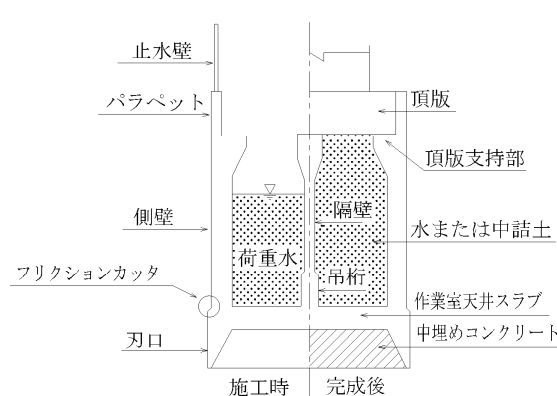


図 3.3.1 ニューマチックケーソンの本体構造

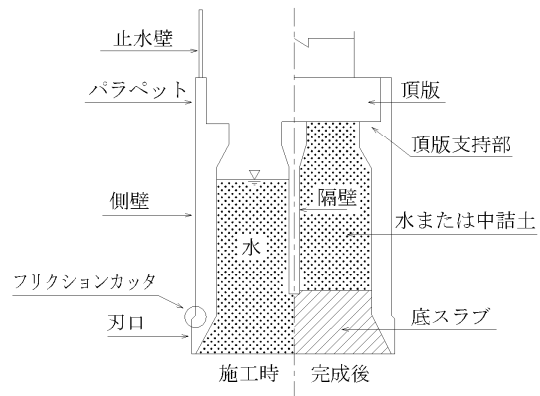


図 3.3.2 オープンケーソンの本体構造

3.3.1 ケーソンの平面形状

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。なお、以下に特に留意すべき事項を示す。



図 3.3.3 一般的な平面形状

(1) 留意事項

- 1) 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。
- 2) 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。
- 3) 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。
- 4) 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。
- 5) 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。
- 6) 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。

3.3.2 ケーソンの側面形状

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。

3.3.3 部材寸法の設定

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 3.2.3 を参考とするのがよい。

表 3.3.1 部材設定上の目安

(単位：m)

部材名称	最小値	変更幅	備 考
バレーット厚	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	
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

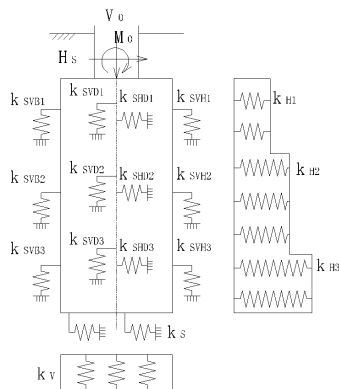
シャフト孔径	1.2	—	ニューマチックのみ。
作業室高さ	1.8	—	ニューマチックのみ。労働安全規則で1.8m以上で2.3mが望ましい。
フリクションカット幅	0.0	0.05	0.05mが望ましい。軟弱地盤等では小さくする。

3.4 基礎本体の設計

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。また、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。

3.4.1 安定計算のモデル化 (道示Ⅳ 11.3)

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 3.4.1)。また、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 3.4.1 に示すとおりとする。



- ① 基礎底面の鉛直方向地盤抵抗（地盤反力係数 K_v ）
- ② 基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗（地盤反力係数 K_s ）
- ③ 基礎前面の水平方向地盤抵抗（地盤反力係数 k_H ）
- ④ 基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗（地盤反力係数 K_{sHD} ）
- ⑤ 基礎前面の鉛直方向せん断地盤抵抗（地盤反力係数 K_{svB} ）
- ⑥ 基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗（地盤反力係数 K_{svD} ）

図3.4.1 安定計算モデル

表 3.4.1 安定計算のモデル化

		永続作用支配状況及び変動作用支配状況	レベル 2 地震動を考慮する設計状況
基礎本体（剛性）		・線形	・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	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大鉛直支持力による。
	基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大せん断抵抗力による。	
	基礎前面の水平方向地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は抵抗領域の 3 次元的な広がりを考慮した基礎前面地盤の受働土圧強度による。	
	基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。	
	基礎前背面の鉛直方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。	
	基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は最大周面摩擦力による。	

3.4.2 地盤反力係数の設定

地盤反力係数は「道示Ⅳ 11.6.2」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。

3.5 レベル2地震時に対する照査

レベル2地震動を考慮する設計状況におけるケーソン基礎の耐震設計は、「道示IV 11.9」の規定に従うものとする。基礎の降伏判定における目安値(前面地盤の塑性化領域が60%に達する状態や基礎底面の浮上り面積が基礎底面積の60%に達する状態)は、標準的なケーソン基礎に適用されるため、降伏判定は原則として水平震度と水平変位の関係で行うものとする。(図3.5.1)なお、標準的なケーソン基礎に該当しない場合とは、概ね次の状態である。(道示IV 11.9、道示V 10章)

(特殊な地盤)

- ①軟弱層や液状化すると判断される層が存在する場合
- ②岩盤にある程度根入れする場合

(特殊なケーソン寸法)

- ① Le/B が1以下の場合
(Le :基礎の有効根入れ深さ、 B :基礎の短辺幅)
- ② $\beta \cdot Le$ が1以上の場合(β :杭の特性値)

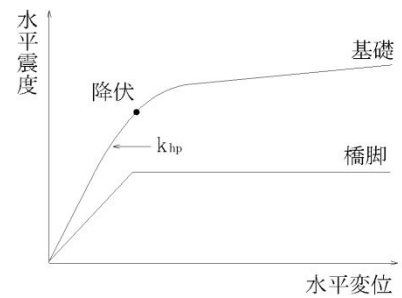


図3.5.1 水平震度～水平変位の関係

3.6 構造細目

3.6.1 配筋要領

ケーソン基礎における鉄筋の配置では、次の点に特に注意する。

(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。(図 3.6.1) 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。

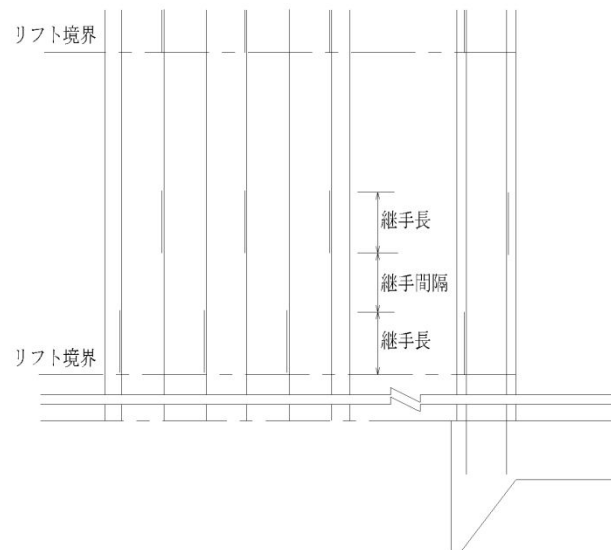


図3.6.1 リフトを考慮した配筋

(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、レベル2地震動を考慮する設計において基礎の塑性化を考慮する場合には、橋脚に準じ断面内配置間隔を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、地震時保有水平耐力法による照査において基礎の塑性化を考慮する場合には、水平鉄筋の配置される全ての断面で配筋する。



図 3.6.2 側壁水平断面の配筋

3.6.2 ニューマチックケーソンのシャフト孔周辺

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Ⅳ 11. 10. 2」に基づき十分に補強する。また、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 3. 6. 3 のコルゲートパイプφ1800 を用いることを基本とする。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 3. 6. 4 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。

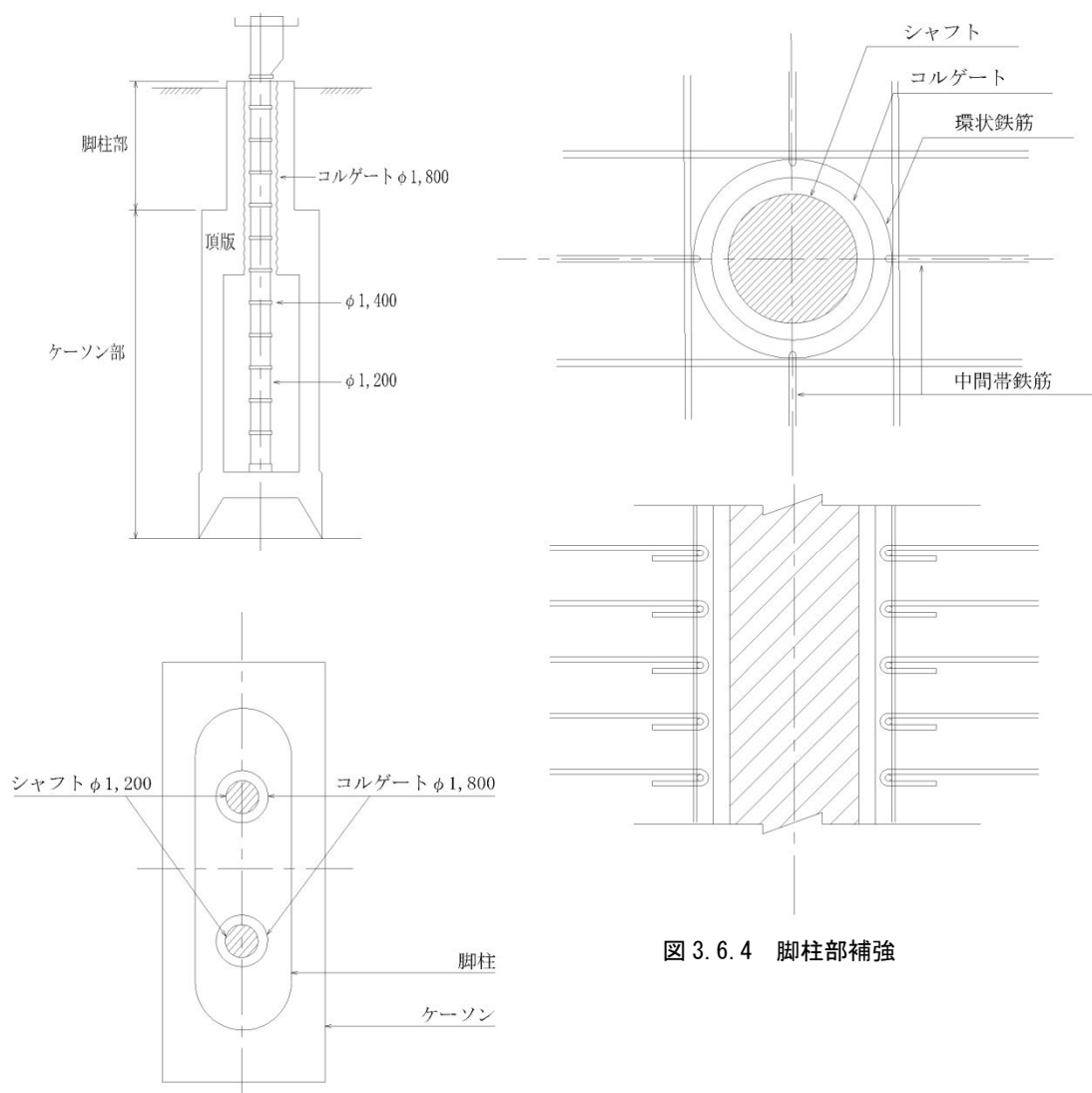


図 3. 6. 3 ピアケーソンの箱抜き

図 3. 6. 4 脚柱部補強

4 章 杭基礎

4.1 設計の基本

- (1) 本章は打込み杭、中掘り杭、場所打ち杭(ただし、深礎杭を除く)、プレボーリング杭、鋼管ソイルセメント杭、回転杭を対象とする。 (道示Ⅳ 10.1)
- (2) 杭基礎の永続作用及び変動作用支配状況における安定照査は次による。 (道示Ⅳ 10.2)

1) 変位の制限の照査

杭基礎が、永続作用支配状況において①から③を満足しなければならない。

① 押込み力による安定の照査

杭の軸方向押込み力 $\leq$ 杭の軸方向押込み力の制限値

② 引抜き力による安定の照査

杭の軸方向引抜き力 $\leq$ 杭の軸方向引抜き力の制限値

③ 水平変位による安定の照査

水平変位 $\leq$ 水平変位の制限値

橋脚基礎の場合：杭径の 1% に相当する値 (最小値 15mm、最大値 50mm)

橋台基礎の場合：15mm

2) 安定の耐荷性能の照査 (限界状態 1)

安定に関する耐荷性能の照査は、各作用力に対して限界状態 1 を超えないことを照査しなければならない。なお、限界状態 3 は、限界状態 1 に対する照査で担保する。

① 押込み力による安定の照査

杭の軸方向押込み力 $\leq$ 杭の軸方向押込み力の制限値

② 引抜き力による安定の照査

杭の軸方向引抜き力 $\leq$ 杭の軸方向引抜き力の制限値

③ 水平変位による安定の照査

水平変位 $\leq$ 水平変位の制限値 ※道示Ⅳ10.5.6 式 (10.5.8) により算出する。

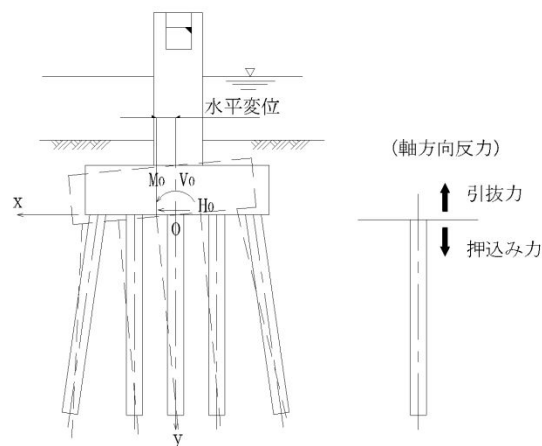


図 4.1.1 杭基礎の地盤抵抗と挙動

(3) 耐久性能の照査

耐久性能の照査として、各杭種における照査内容を表 4.1.1 に示す。

表 4.1.1 耐久性能の照査

照査		作用力							
		軸力及び曲げモーメント				せん断力			
		鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭	SC 杭	場所打ち杭	PHC 杭	鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭	SC 杭	場所打ち杭	PHC 杭
Ⅲ編 6.3.2(2)に規定する作用の組合せに対する耐久性能*	照査に用いる工学的指標	—	コンクリートの圧縮応力度	コンクリートの圧縮応力度及び鉄筋の引張応力度	コンクリートの圧縮応力度及び引張応力度並びに PC 鋼材の引張応力度	—		鉄筋の引張応力度	斜引張応力度
	照査意図	疲労損傷の防止等							

*：疲労の他、鋼材の腐食に対しても設計。

(4) 耐荷性能の照査（杭体）

杭基礎の永続作用及び変動作用支配状況における部材（杭体）の照査として、各杭種における照査内容を表 4.1.2 に示す。

表 4.1.2 永続作用及び変動作用支配状況における部材（杭体）の照査

照査		作用力*1								
		軸力及び曲げモーメント				せん断力				
		鋼管杭 及び鋼 ソイル セメン ト杭	SC 杭	場所 打ち杭	PHC 杭	鋼管杭 及び鋼 ソイル セメン ト杭	SC 杭	場所 打ち杭	PHC 杭	
永続作用支配状況 における耐荷性能 の前提		照査に用いる 工学的指標	鋼材の圧縮・引張応 力度		—	—	鋼材のせん断応力 度		コンクリートのせん 断応力度	
		照査意図	耐荷性能の前提と なる構造の確保		—	—	耐荷性能の前提と なる構造の確保		耐荷性能の前提と なる構造の確保	
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	鋼材の応力度 (降伏強度)		曲 げ モ ー メ ン ト (降 伏 曲 げ モ ー メ ン ト)	コ ン ク リ ー ト の 圧 縮 ・ 引 張 応 力 度	—*2	—*2	—*2	コ ン ク リ の 斜 引 張 応 力 度
		照査意図	部材抵抗の可逆性の確保							
	限界 状態 3	照査に用いる 工学的指標	—*3	—*3	曲げモーメント (破壊抵抗曲げ モーメント)		鋼材のせん断 応力度		せん断力	
		照査意図	部材抵抗の喪失防止							

*1：場合によっては、これら以外の作用に対しても照査を実施（ねじりモーメントなど）。

*2：限界状態 3 の照査で担保。

*3：限界状態 1 の照査で担保。

(5) 杭とフーチングの接合部の設計

杭とフーチングの接合部の設計は、次による。

- 1) フーチングの厚さについて、「道示Ⅳ 7.7.2」に規定されるフーチングの厚さを満足する。
- 2) 最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離が杭径以上である。
- 3) 杭とフーチングの接合部は、鉄筋により十分に結合されている。

(6) 杭基礎のレベル 2 地震動を考慮する設計状況における照査は次による。

(道示Ⅳ 10.9、道示Ⅴ 6 章、10 章、11 章)

1) 限界状態 1 (杭基礎に塑性化を考慮しない)

橋脚の杭基礎に保耐法の荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、杭頭反力及び変位を算出し、基礎の降伏に達しないことを照査するのを原則とする。(図 4.1.2)

2) 限界状態 2 (杭基礎に塑性化を考慮する)

基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、基礎の応答塑性率及び応答変位を算定し、これが基礎の塑性率の制限値及びフーチング底面位置の回転角の制限値(回転角は目安値)以下となることを照査するものとする。(図 4.1.3)

基礎に塑性化が生じることを考慮する場合とは、次の 3 つであるが、基礎に塑性化を考慮する場合には、地震後の橋の状態を適切に評価するための調査や、損傷していた場合にはその機能回復のための応急復旧及び恒久復旧の実施も含めた一連の震後対応の観点も考慮すること。

- ①液状化により基礎の抵抗が著しく減少する場合
- ②橋脚が設計水平震度に対し十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合
- ③免震支承によりエネルギー吸収を図る構造系以外の場合

3) 限界状態 3

限界状態 3 は、限界状態 1 又は限界状態 2 の照査で担保する。

4) 橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台の杭基礎は、「道示Ⅴ 11 章」の規定により照査するものとする。

5) 杭基礎の各部材に生じる断面力に対して、耐力の照査を行う。

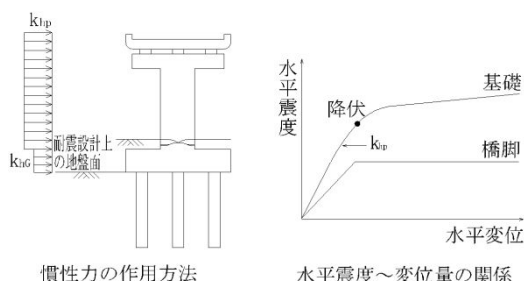


図 4.1.2 橋脚基部に塑性ヒンジが生じる場合

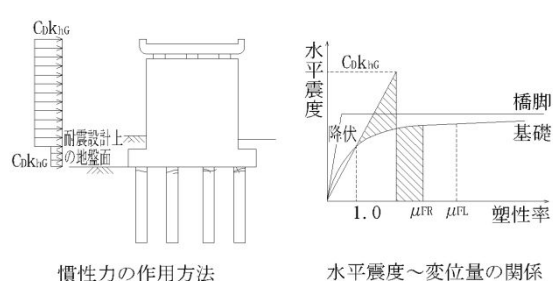
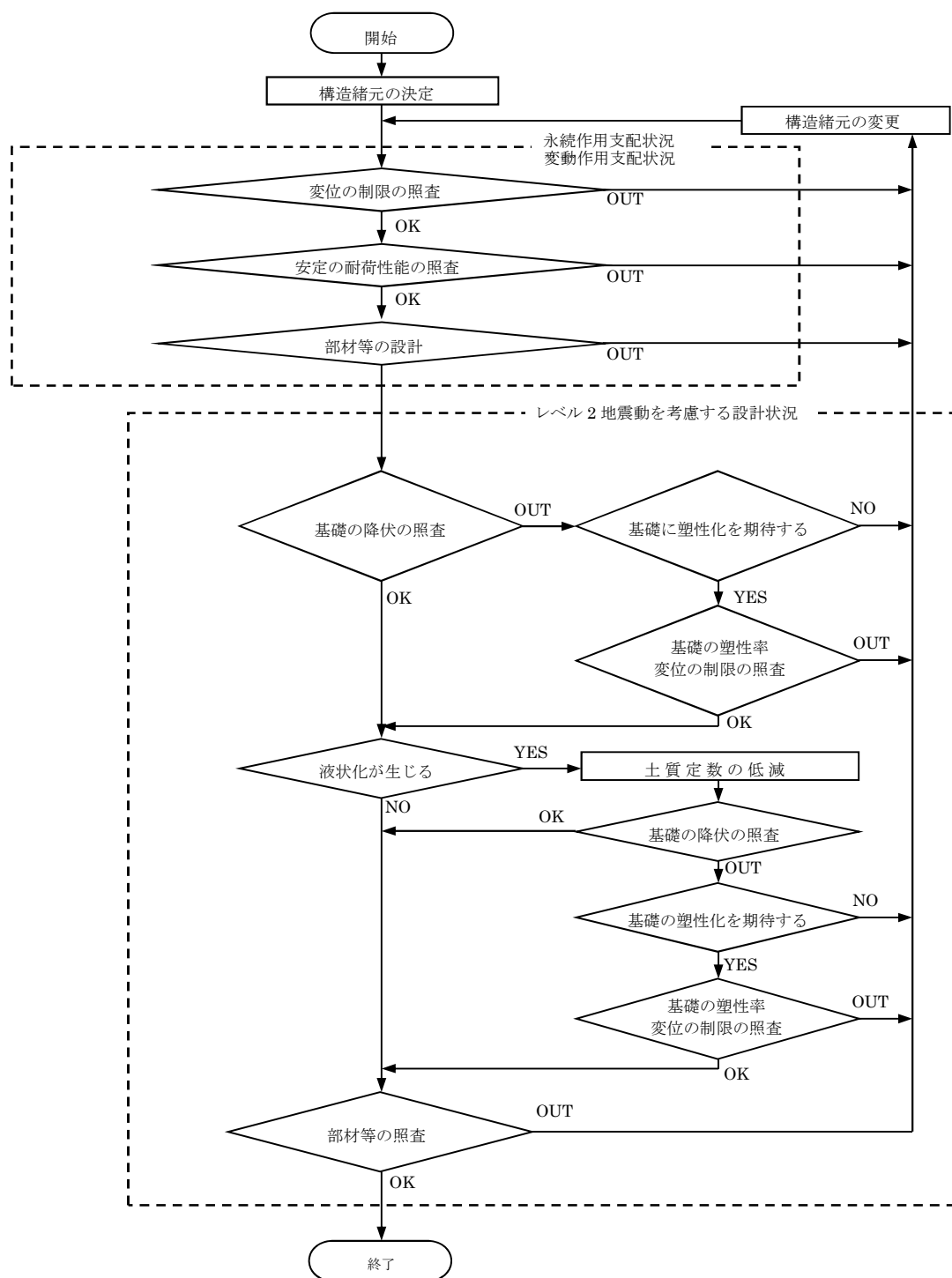


図 4.1.3 基礎～地盤系に非線形性が生じる場合

(7) 杭基礎の一般的な設計手順を図 4.1.4 に示す。



※液状化の判定は、「本要領第6編 7.2」を参照すること。

図 4.1.4 設計計算フロー

4.2 杭種・杭径

(1) 一般的な杭種・杭径及び杭長を表 4.2.1 に示す。(県独自)

表4.2.1 一般的な杭種・杭径および杭長

杭種および施工法(施工機械)			標準的な杭径 (mm)	標準的な杭長(m)					
				10	20	30	40	50	60
打込み杭	PHC 杭 鋼管杭	ディーゼルバイルハンマ 振動バイルドライバ	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ーグラブ リバースサーキュレーション	400～800 600～800	■	■	■	■	■	■
	鉄筋コンクリート杭	オールケーシング工法 リバース工法 アースドリル工法	1000～1500 1000～2000 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	■	■	■	■	■	■
鋼管回転杭			400～1200	■	■	■	■	■	■

注) 実線は適合性が高い範囲を表わす。

1) 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。表 4.2.1 は一般的なものであるため、荷重条件及び地盤条件等により、SC 杭や SL 杭等の採用も検討すること。

2) SC 杭：外殻鋼管付きコンクリート杭

SC 杭は、鋼管内にコンクリートを投入し、遠心力成形を行って製造される杭である。(図 4.2.1) コンクリートと鋼管との複合体であり、PHC 杭等の既製コンクリート杭と比較して大きな曲げ強度と変形性能を持つ。よって、地震時の軸力変動で軸圧縮力が大きい場合や発生曲げモーメントの大きい杭基礎では効果的な設計が可能となる。

3) SL 杭：負の摩擦力対策杭

SL 杭は、鋼管杭の表面に特殊なアスファルトからなるすべり層材料を塗布し、地盤沈下に伴い負の摩擦力を低減させたものである。負の摩擦力は、杭軸力を増大させることから杭本数、杭径および杭の肉厚を増加させることになる。(図 4.2.2) よって、負の摩擦力を低減する SL 杭が合理的となる場合がある。

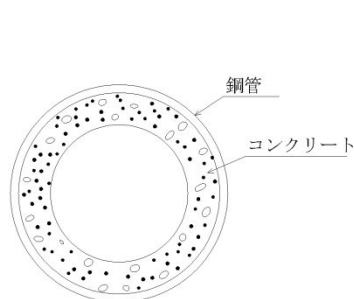


図 4.2.1 SC 杭の断面形状

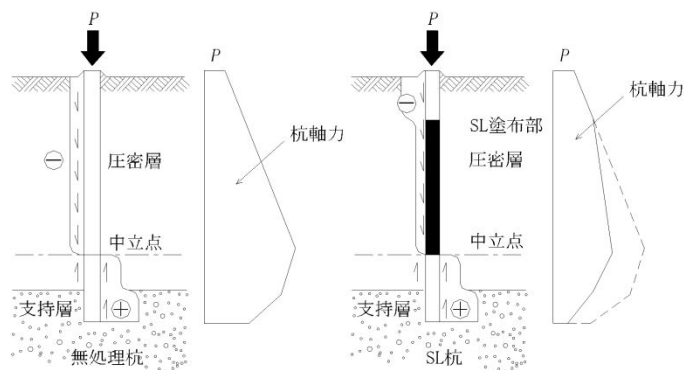


図 4.2.2 杭の軸力分布

(2) 中掘杭の先端処理方法は図 4.2.3 に示す 3 つの方式に分類され、その特徴は表 4.2.2 のとおりである。

1) 先端処理方法は最終打撃方式を基本とする。

2) 最終打撃方式では、支持層への設計根入れ長も、打込み杭と同様に杭径の 2 倍程度以上を見込む。

ただし、打込み杭工法と同程度の閉塞効果を確保するために、支持層上面から杭径の 3 倍程度以上を残して中掘りから打込みへ切替えるなどの計画が必要である。

3) 環境条件が満たされず、砂質系地盤の場合にはセメントミルク噴出攪拌方式を行う。

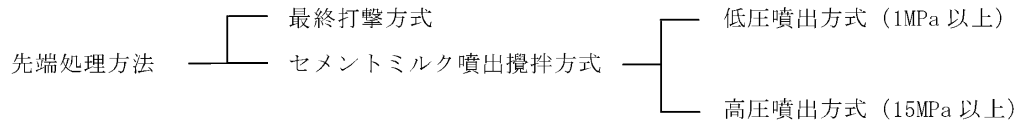


図 4.2.3 先端処理方法の分類

表 4.2.2 先端処理方法の概要と特徴

先端処理方法	最終打撃方式	セメントミルク噴出攪拌方式	
		低圧方式	高圧方式
適用地盤	砂質土 粘性土	砂質土	砂質土
概要	中掘り杭工法で杭を所定の深度まで沈設した後、ドロップハンマ、ディゼルハンマまたは油圧ハンマで打撃して、打込み杭と同様に打止め管理を行う。	オーガ先端が所定の深さに達したら、直ちにセメントミルク（W/C＝60～70%程度）を 1KN/m ² 以上の圧力で噴射し、これを先端部周辺砂質土と十分攪拌しながら所定の位置まで処理する。拡大ビットを使用して、杭先端に拡大根固め球根を造成する方法もある。	中掘り杭工法で杭を所定の深さまで沈設した後、杭先端地盤中にセメントミルク（W/C＝60～70%程度）を 15～20KN/m ² 以上の圧力で噴射・回転することにより拡大根固め球根を造成する。鋼管杭の場合でもセメントミルクの高圧噴流で内壁を洗浄することにより閉塞効果を発現できる。
特徴	1) 杭をケーシングとして利用するので、杭の鉛直性がよい。 2) 最終打止め時以外は、ほとんど騒音・振動はない 3) 打止め管理は杭打ち方法でできる。	1) 杭をケーシングとして利用するので、杭の鉛直性がよい。 2) 低騒音・低振動で施工できる。	1) 杭をケーシングとして利用するので、杭の鉛直性がよい。 2) 低騒音・低振動で施工できる。

4.3 支持層の選定、杭の軸方向押込み力及び引抜き力

4.3.1 支持層の選定（県独自）

(1) 杭基礎は支持杭を原則とする。

(2) 支持層は、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) 杭先端の支持層への根入れは、杭径程度以上とする。

なお、薄層の支持層に支持させる場合には、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。

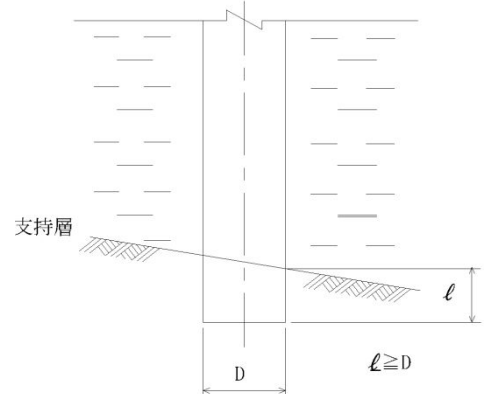


図 5.4.8 支持層への根入れ

4.3.2 杭の軸方向押込み力（道示Ⅳ 10.5）

- (1) 押込み力算定の詳細は、「道示Ⅳ 10.5.1 及び 10.5.2」を参照すること。
- (2) 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。（NEXCO 設計要領Ⅱ集）

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

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/m^2)

また、一軸圧縮試験値が得られない場合は、杭先端地盤における標準貫入試験値から換算 N 値を算出して極限支持力 q_d を求めてもよい。

$$q_d = 60N$$

ここに、 N ：杭先端位置での換算 N 値

- (3) 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 5」による。
- (4) N 値が 5 未満の軟弱層の周面摩擦力は、 N 値により最大周面摩擦力度を推定してはならない。しかしながら、粘着力が大きく周面摩擦力が期待できる場合には、土質試験により粘着力を求め、最大周面摩擦力を推定してよい。ただし、「本編 4.3.4」の負の摩擦力に対して検討する必要がある。

4.3.3 杭の軸方向引抜き力（道示Ⅳ 10.5.4）

- (1) 引抜き力算定の詳細は、「道示Ⅳ 10.5.4」を参照すること。
- (2) 杭基礎は、永続作用支配状況において引抜きを生じさせないことを原則とする。

4.3.4 負の周面摩擦力（道示Ⅳ 10.7.2）

- (1) 地下水の汲み上げ、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。

また、正の周面摩擦力算定（通常的支持力計算時）においては、図 5.4.9 に示すように圧密沈下を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ものとする。 $N < 3$ の周面摩擦力については、「本編 4.3.2」を参照すること。

なお、SL 杭の使用についても検討してよい。

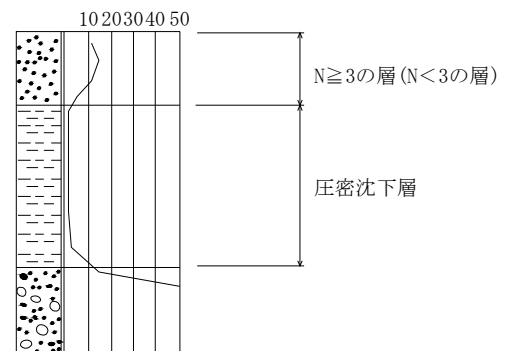


図4.3.1 周面摩擦力

4.3.5 群杭の考慮（道示Ⅳ 10.7.1）

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、群杭の考慮をする必要がある。また、保耐法では「道示Ⅳ 10.9.4」により群杭の考慮を行う。

4.4 地盤反力係数とバネ定数

基礎本体は、フーチングを剛体、杭を弾性体とし、杭の頭部をフーチングと接合し、杭が弾性床の上に支持されたはりとするラーメンモデルとする。解析モデルは図 4.4.1 を標準とし、レベル 2 地震動を考慮する設計状況では「本編 4.9」による。（道示Ⅳ 10.6、10.9）

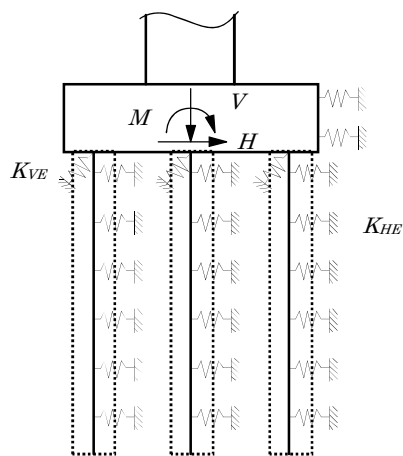


図4.4.1 安定計算における解析モデル

4.4.1 水平方向地盤反力係数(道示Ⅳ 10.6.2)

杭基礎の設計に用いる水平方向地盤反力係数は、地盤調査、土質試験の結果を十分検討したうえで求める。

4.4.2 杭の軸方向バネ定数(道示Ⅳ 10.6.3)

1本の杭の軸方向バネ定数は、既往の鉛直載荷試験に基づく推定式や土質試験の結果から求める。

4.5 鋼管杭の設計

4.5.1 杭の仕様

(1) 材料規格(道示Ⅳ 10.10.1)

- 1) 鋼管杭の規格は、JIS A 5525 とし表 4.5.1 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 4.5.1 の杭肉厚によらず、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。

表 4.5.1 鋼管杭の断面性能（腐食しろ 1 mm 考慮）

諸 元		断 面 積 $A(\text{m}^2)$	断面 2 次モーメント $I(\text{m}^4)$	断 面 係 数 $Z(\text{m}^3)$
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}	354×10^{-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) 材料定数と制限値（道示Ⅳ 10.8.2）

設計で用いる杭本体の定数を表 4.5.2 に、制限値を表 4.5.3 に示す。

表 4.5.2 鋼管杭の材料

比 重	$77\text{kN}/\text{m}^3$
ヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$

表 4.5.3 鋼管杭の制限値 (N/mm^2)

区 分			応力度の 種 類	常 時		地 震 時	
				SKK400	SKK490	SKK400	SKK490
母 材 部			引 張	140	185	210	277
			圧 縮	140	185	210	277
			せん断	80	105	120	157
溶 接 部	工 場 溶 接	全断面溶込み グループ溶接	引 張	140	185	210	277
			圧 縮	140	185	210	277
			せん断	80	105	120	157
	工 場 溶 接	すみ肉溶接、部分溶込み グループ溶接	せん断	80	105	120	157
			引 張 圧 縮 せん断	原則として工場塗装と同じ値とする。			

(3) 使用寸法 (県独自)

- 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9mm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1mm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4.5.1) 長さの設定にあたっては輸送や「本編 4.5.3」を考慮のうえで設定すること。

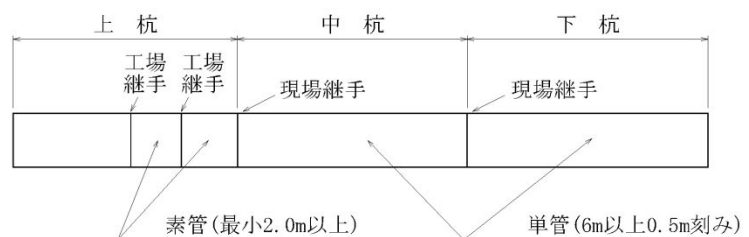


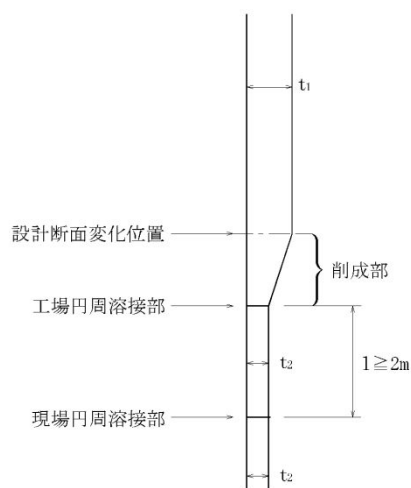
図4.5.1 杭の長さ

4.5.2 杭の断面変化

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。

(1) 断面変化を行う場合の留意事項

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7mmとする。また、板厚変化は、図4.5.2に示す削成部を設け、応力集中を緩和する。



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4.5.2 断面変化部の構造

(2) 断面変化の方法

断面変化位置は、「道示Ⅳ 参考資料 9」を参考に、次の①、②のうち深い位置とする。

- ①大曲げモーメント $M_{\max}$ の $1/2$ となる位置 ($1/2M_{\max}$ 位置)
- ②地中部最大曲げモーメントの深さ L_{mf} に 1.2 を乗じた位置 ($1.2L_{mf}$)

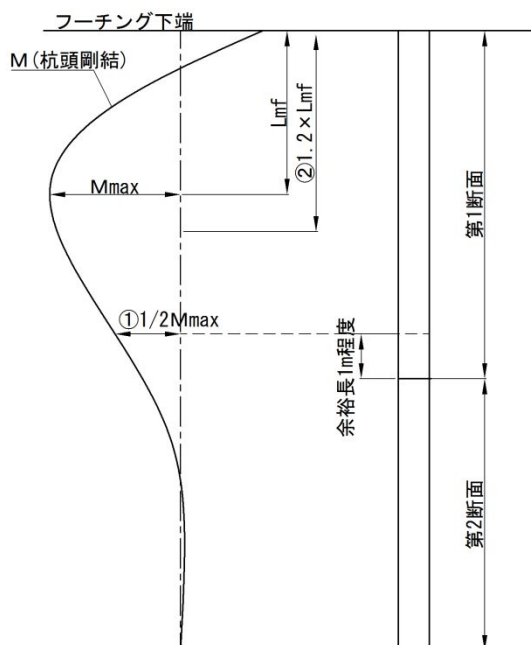


図 4.5.3 断面変化の設計位置

1) 第 1 断面変化位置

杭の第 1 断面変化後の杭諸元は、 $1/2M_{\max}$ に対して満足する諸元とし、杭頭から第 1 断面変化までの距離は 0.5m 単位で切り上げ、杭頭部の肉厚との差は最大 7mm までとする。また、高止まりなどが想定される場合はその影響を考慮して、 $0.5\text{m} \sim 1.0\text{m}$ 程度の余裕をもって断面変化位置を設定する。

2) 第 2 断面変化位置

杭の第 2 断面変化後の杭諸元は、最小肉厚 $t_{\min}$ とし、最小肉厚 $t_{\min}$ にて応力度を満足する位置で、各断面の杭長は 0.5m 単位で切り上げることとする。

また、断面変化位置が 2 ヶ所以上となる場合は、各断面変化位置の距離を 2m 以上確保する。

4.5.3 杭の継手

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。

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。

- (1) 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。
- (2) 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。(図 4.5.1)
- 1) 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。
- 2) ポールトレーラを利用した輸送でも、最大長は 22m となる。
- (3) 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、継手構造は図 4.5.4 のとおりとする。(道示Ⅳ 10.10.1(6))

裏当てリングの厚さおよび高さ

(単位: mm)

外径 D	T	H	h
1016 以下	4.5	50	H=50 の場合 15
1016 を超えるもの	6.0	70、50 ^(※)	H=70 の場合 35

注: (※) 中掘り工法を適用の場合は 50 mm とする。

ストッパーの個数

外径 D mm	個数 N
609.6 以下	4
609.6 を超え 1016 以下	6
1016 を超えるもの	8

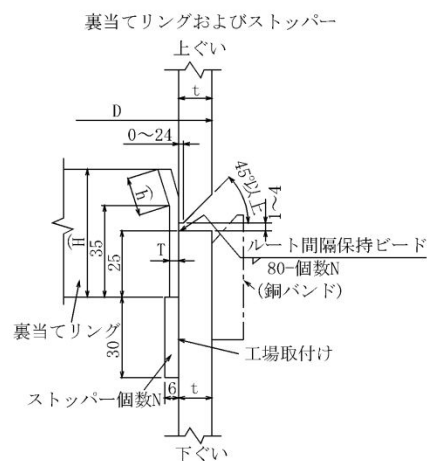
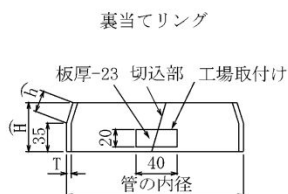


図4.5.4 鋼管杭の半自動溶接現場継手標準形状寸法

4.6 PHC 杭の設計

4.6.1 杭の仕様

- (1) 材料規格 (道示Ⅳ 10.10.2)
- 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 A 5373 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 4.6.1 の断面性能を用いてもよい。
- 3) 地震時に杭体が塑性化するおそれがある範囲には、スパイラル鉄筋を配置した強化杭を用いる。

表 4.6.1 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 A _c (mm ²)	コンクリート 換算断面積 A _e (mm ²)	換算断面 二次モーメント I _e (mm ⁴)	換算断面 係数 Z _e (mm ³)	単位質 量 W (kg/m)
300	60	7~13	A	4	452×10 ²	462	352.7×10 ⁶	2352×10 ³	118
			B	8		470	359.0×10 ⁶	2393×10 ³	
			C	10		476×10 ²	363.4×10 ⁶	2422×10 ³	
350	60	7~13	A	4	547×10 ²	558	611.0×10 ⁶	3492×10 ³	142
			B	8		567	620.8×10 ⁶	3547×10 ³	
			C	10		575×10 ²	629.0×10 ⁶	3594×10 ³	
400	65	7~15	A	4	684×10 ²	699	1017×10 ⁶	5087×10 ³	178
			B	8		710	1032×10 ⁶	5158×10 ³	
			C	10		720×10 ²	1046×10 ⁶	5231×10 ³	
450	70	7~15	A	4	836×10 ²	854	1592×10 ⁶	7075×10 ³	217
			B	8		872	1624×10 ⁶	7219×10 ³	
			C	10		880×10 ²	1639×10 ⁶	7284×10 ³	
500	80	7~15	A	4	1,056×10 ²	1,076	2459×10 ⁶	9837×10 ³	274
			B	8		1,097	2507×10 ⁶	10030×10 ³	
			C	10		1,112×10 ²	2541×10 ⁶	10170×10 ³	
600	90	7~15	A	4	1,442×10 ²	1,470	4928×10 ⁶	16430×10 ³	375
			B	8		1,498	5025×10 ⁶	16750×10 ³	
			C	10		1,517×10 ²	5089×10 ⁶	16960×10 ³	
700	100	7~15	A	4	1,885×10 ²	1,922	8884×10 ⁶	25380×10 ³	490
			B	8		1,964	9074×10 ⁶	25930×10 ³	
			C	10		1,989×10 ²	9186×10 ⁶	26250×10 ³	
800	110	7~15	A	4	2,384×10 ²	2,434	14850×10 ⁶	37130×10 ³	620
			B	8		2,485	15170×10 ⁶	37920×10 ³	
			C	10		2,512×10 ²	15340×10 ⁶	38340×10 ³	
900	120	7~15	A	4	2,941×10 ²	3,002	23370×10 ⁶	51930×10 ³	764
			B	8		3,060	23820×10 ⁶	52940×10 ³	
			C	10		3,093×10 ²	24080×10 ⁶	53510×10 ³	
1000	130	7~15	A	4	3,553×10 ²	3,625	35060×10 ⁶	70130×10 ³	923
			B	8		3,697	35760×10 ⁶	71520×10 ³	
			C	10		3,737×10 ²	36150×10 ⁶	72300×10 ³	

- (注) 1. 参考文献：JIS A 5373 付属書 5
 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. 杭の単体長さは、1m 間隔とする。

(2) 制限値 (道示IV 10.8.3)

PHC 杭の許容応力度を表 4.6.2、4.6.3 に示す。

表 4.6.2 PHC 杭の制限値 (N/mm²)

設計基準強度	80.0
曲げ圧縮応力度	40.5
軸圧縮応力度	33.0

表 4.6.3 PHC 杭に対する曲げ引張応力度の制限値 (N/mm²)

有効プレストレス σ_{ce}	$3.9 \leq \sigma_{ce} < 7.8$	$7.8 \leq \sigma_{ce}$
曲げ引張応力度の制限値	3.0	5.0

(3) 使用寸法 (県独自)

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

4.6.2 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。

(1) 断面変化を行う場合の留意事項 (県独自)

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 4.6.1 に断面変化例を示す。

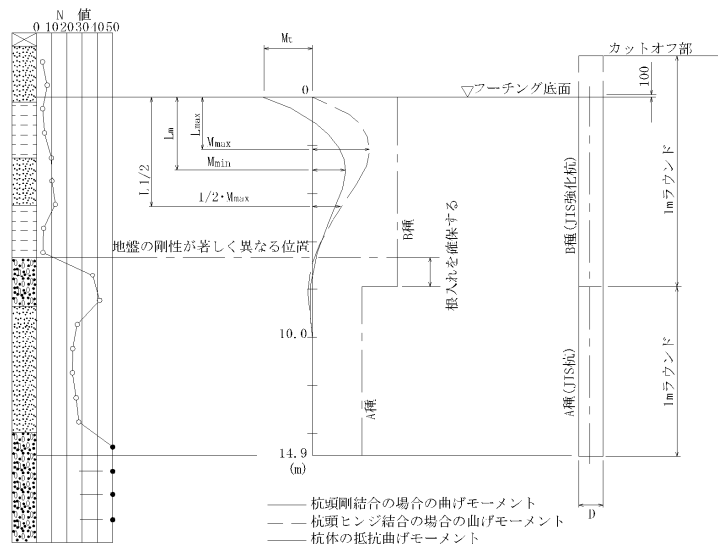


図4.6.1 地盤剛性が異なる箇所における断面変化の例

(2) 断面変化の方法

断面変化位置は、「道示Ⅳ 参考資料9」を参考に、次の①、②のうち深い位置とする。

- ①最大曲げモーメント M_{max} の1/2となる位置 ($1/2M_{max}$ 位置)
- ②地中部最大曲げモーメントの深さ L_{mf} に1.2を乗じた位置 ($1.2L_{mf}$)

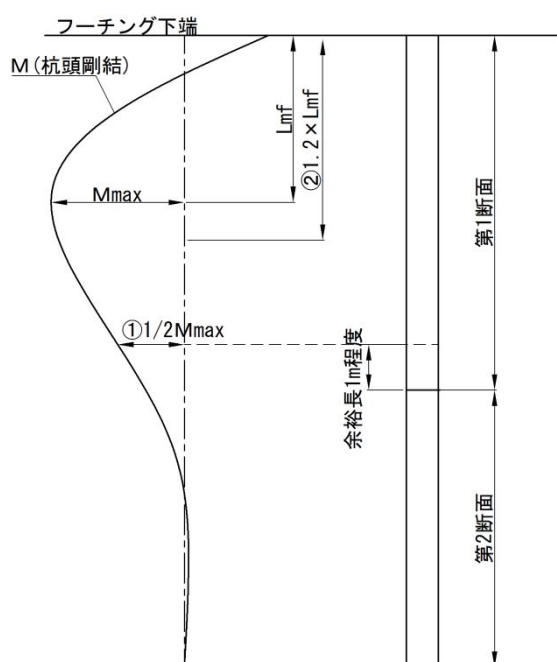


図 4.6.2 断面変化の設計位置

1) 第1断面変化位置

杭の第1断面変化後の杭諸元は、 $1/2M_{max}$ に対して満足する諸元とし、杭頭から第1断面変化までの距離は1.0m単位で切り上げ、カットオフ長さや単体長を考慮して決定する。また、高止まりなどが想定される場合はその影響を考慮して、1.0m程度の余裕をもって断面変化位置を設定する。

2) 第2断面変化位置

杭の第2断面変化後の杭諸元は、A種のPHC杭とし、A種のPHC杭にて応力度を満足する位置で、各断面の杭長は1.0m単位で切り上げることとする。

4.6.3 杭の継手 (道示Ⅳ 10.10.2(5))

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4.6.3に示す。

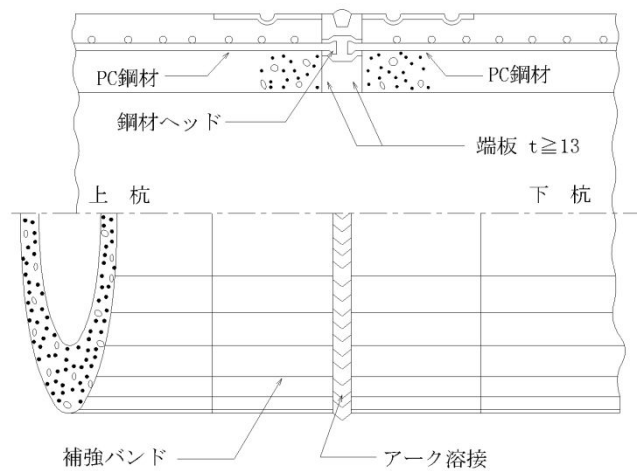


図4.6.3 継手部の構造

4.7 場所打ち杭の設計

4.7.1 杭の仕様

(1) 設計径 (道示Ⅳ 10.10.5)

場所打ち杭の設計径は原則として公称径を用い0.8m以上で0.1刻みとする。ただし、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4.7.1)

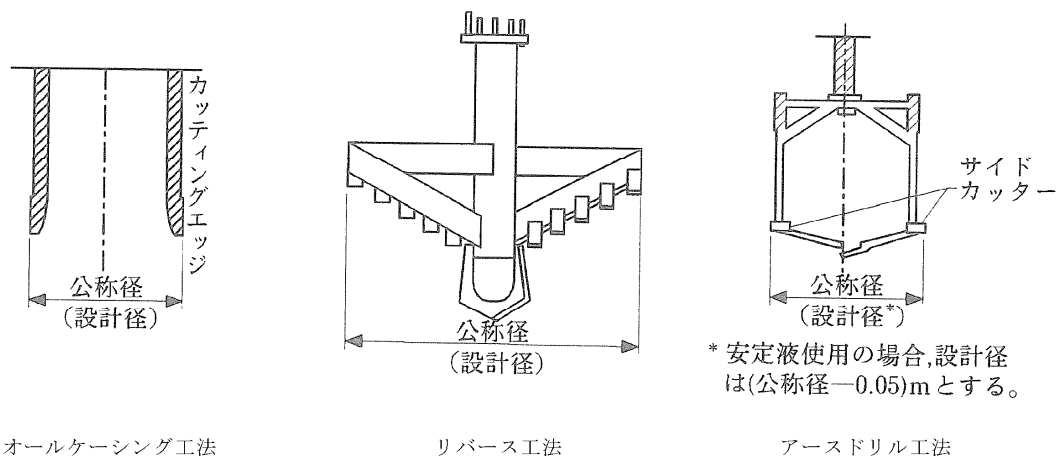


図4.7.1 設計径と公称径との関係

(2) 制限値 (道示Ⅳ 5.2)

1) 水中で施工する場所打ち杭のコンクリートの制限値

表 4.7.1 水中で施工する場所打ち杭の制限値

(N/mm²)

コンクリートの呼び強度		30	36	40
コンクリートの設計基準強度		24	27	30
曲げ圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	6.5	7.5	8.5
せん断応力度	コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.35	0.36	0.37
	斜め引張鉄筋と共同して負担する場合 (永続作用支配状況)	1.7	1.8	1.9
	斜め引張鉄筋と共同して負担する場合 (変動作用支配状況)	2.6	2.7	2.9
付着応力度 (異形鉄筋)				

2) 鉄筋の制限値

表 4.7.2 鉄筋の制限値

(N/mm²)

			SD345	SD390	SD490
引張応力度	疲労の影響を考慮した場合	水中または地下水位以下に設ける部材	160	160	160
	重ね継手長または定着長を算出する際の鉄筋の引張応力度		200	230	290

4.7.2 杭の断面変化

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。

(1) 断面変化を行う場合の留意事項

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。(県独自)

(2) 断面変化の方法

断面変化位置は、「道示Ⅳ 参考資料 9」を参考に、次の①、②、③のうち深い位置とする。

①最大曲げモーメント M_{max} の 1/2 となる位置 (1/2 M_{max} 位置)

②地中部最大曲げモーメントの深さ L_{mf} に 1.2 を乗じた位置 (1.2 L_{mf})

③1/2 A_s にて応力度照査を満足する位置

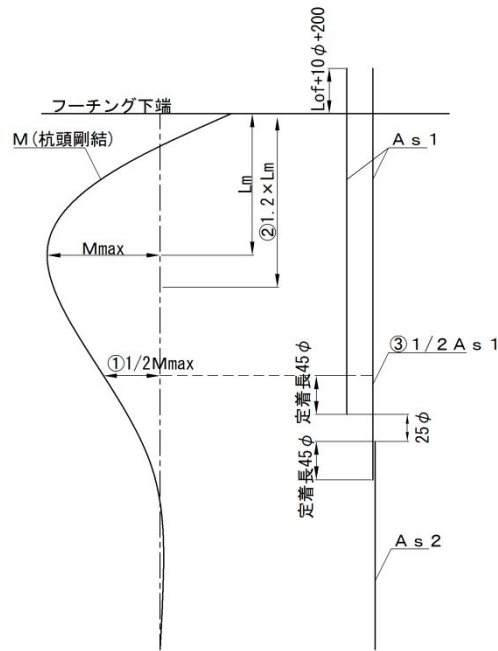


図 4.7.2 主鉄筋の断面変化図

1) 第 1 断面変化位置

杭の第 1 断面変化後の杭諸元は、杭頭部の軸方向鉄筋量 A_s の $1/2$ ($1/2 A_s$) に対して満足する諸元とし、軸方向鉄筋の重ね継手長さは、「道示Ⅲ 5.2.7 (式) (5.2.1)」に規定される定着長 L_d を 5ϕ ラウンドで丸め、 45ϕ 以上 (SD345、付着応力度 1.2 の場合) とする。また、継手位置を一断面に集中させないために、継手どうしを 25ϕ 以上ずらすこととする。

2) 第 2 断面変化位置

杭の第 2 断面変化後の杭諸元は、第 2 断面変化前から鉄筋本数を変えずに、鉄筋径の変更により最小鉄筋量 (0.4%) を満足する鉄筋量 A_{smin} とする。なお、施工時における鉄筋かごの座屈や変形等が生じないように配慮し、各断面 1 回の断面変化における鉄筋量は、 $1/2$ 程度以上の鉄筋量を確保するものとする。

4.8 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。

4.8.1 結合部の設計

- (1) 杭頭の結合方法は「道示Ⅳ 10.8.7」の規定に従う。杭とフーチングの結合は、フーチング内の杭の埋込み長さは最小限に留め、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とする。杭頭の埋込み長は 100mm とする。
- (2) 既成杭の場合、「道示Ⅳ 10.8.7」に規定する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。
- (3) 補強鉄筋のフーチング内部の定着は、フーチング下側主鉄筋の中心位置から $\ell_o + 10d$ を確保する (ℓ_o : 定着長、 d : 補強鉄筋の直径)。フーチング下側主鉄筋のかぶりは 200mm を標準とする。

(4) 杭頭接合部は、基本的には「道示Ⅳ 5章、道示Ⅲ 5.5および5.7」に規定される限界状態1及び限界状態3に対する耐荷性能の照査を行う。

(5) 仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

軸方向押込み力 P とモーメント M 、または軸方向引抜き力 P_t とモーメント M が作用する場合には、鉄筋コンクリート断面を仮定して、コンクリートと鉄筋の応力度を照査する。

4.8.2 鋼管杭

杭頭部の結合構造は、図4.8.1を標準とし、杭体補強鉄筋の詳細図4.8.2に示す。

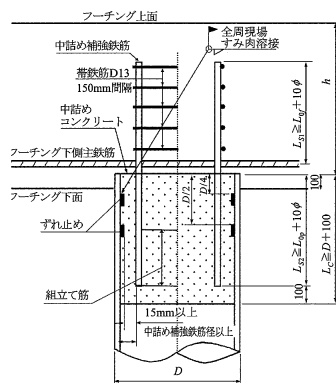


図 4.8.1 杭頭結合部

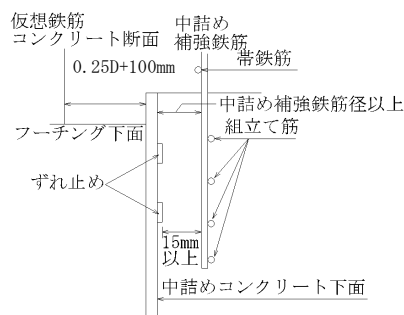
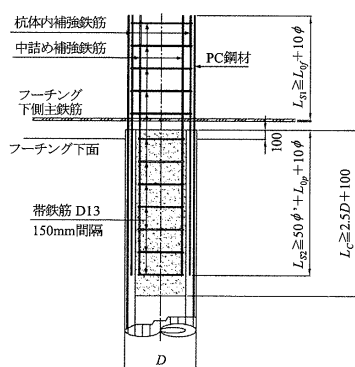


図 4.8.2 構造詳細

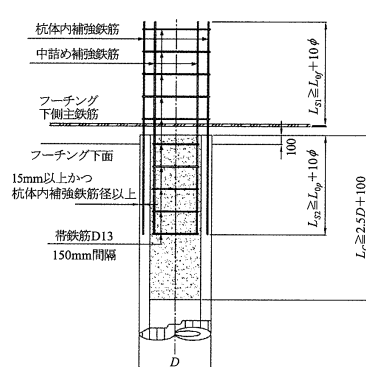
4.8.3 PHC 杭

杭頭部の結合構造は、図4.8.3を標準とし、杭体補強鉄筋の詳細を図4.8.4に示す。

- (1) 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。
- (2) 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。
- (3) 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、D16 を 150mm 以下の間隔で配置する。



a) PHC 杭



b) SC 杭

図 4.8.3 PHC 杭、RC 杭

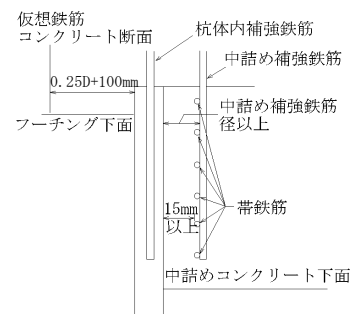


図 4.8.4 構造詳細

4.8.4 場所打ち杭

杭頭部の結合構造は、図 4.8.5 を標準とする。

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 $\ell_o + 10\phi$ 以上とする。

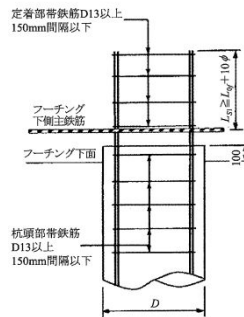


図4.8.5 場所打ち杭方法B

4.8.5 鋼管ソイルセメント杭

杭頭部の結合構造は、図 4.8.6 を標準とする。

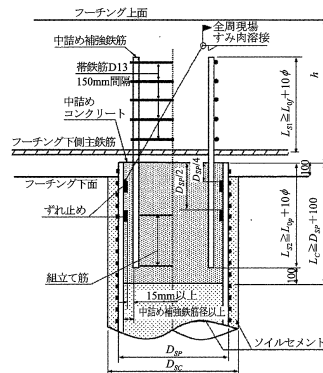


図 4.8.6 杭頭結合部

4.9 レベル2地震動に対する照査

レベル2地震動に対する照査において、保耐法により杭基礎を設計する場合には、図 5.4.29 に示す非線形性を考慮したラーメン構造としてモデル化を行う。設計の詳細は「道示Ⅳ 10.9」を参照すること。

- (1) フーチング前面の地盤が長期的に安定して存在しており、また、良質で設計上水平抵抗を期待できる場合には、フーチング前面抵抗を考慮してよい。
- (2) 液状化すると判定された土層は、「道示Ⅴ 7.3」に基づいて土質定数の低減係数 D_E を乗じる必要がある。
- (3) 杭体の曲げモーメントと曲率の関係は、杭種によって以下のとおりとしてよい。

1) 場所打ち杭、PHC 杭の場合

杭群図心位置より押し込み側の杭では、死荷重作用時の杭頭反力を軸力として、引抜き側の杭では軸力が0とするトリリニアモデル。

2) 鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭の場合

死荷重作用時の杭頭反力を軸力とするバイリニアモデル。

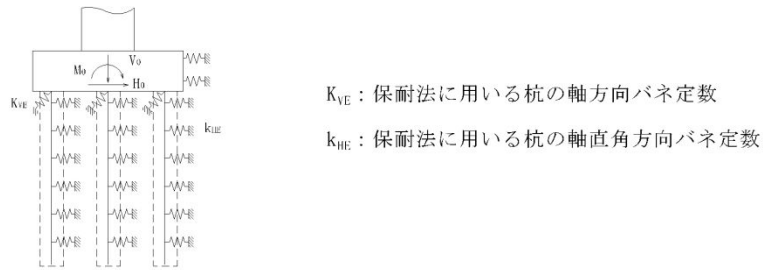


図4.9.1 杭基礎の解析モデル

4.9.1 基礎の降伏（道示Ⅳ 10.9.2）

杭基礎の降伏は、上部工慣性力の作用位置での水平変位（荷重－変位関係）が急増し始める時とする。一般的な地盤においては、次の2つのいずれかに最初に達したときとしてよいが、特殊な地盤や形状においては荷重－変位関係で降伏判定を行うこと。

(1) 基礎の降伏

- 1) 全ての杭において、杭体が塑性化する。
- 2) 一列の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する。

4.9.2 基礎の塑性率（道示Ⅳ 10.9.3）

杭基礎に主たる塑性化が生じる場合には、応答塑性率及び応答変位の照査を行うものとし、その場合の橋脚の塑性率は一般に4程度を目安としてよい。ただし、場所打ち杭において軸方向鉄筋にSD390又はSD490を使用する場合には2程度を目安とするのがよい。また、斜杭の場合は3程度を目安にするのがよい。なお、橋台の杭基礎の塑性率は、直杭のみの場合は3程度、斜杭を用いる場合は2程度を目安とするのがよい。場所打ち杭で軸方向鉄筋にSD390又はSD490を使用する場合は、基礎を塑性化させないのがよい。

4.9.3 基礎の変位の制限（道示Ⅳ 10.9.3）

基礎の変位の制限値は、フーチング底面位置の回転角で0.02rad程度を目安としてよい。ただし、流動化が生じる地盤では、「道示Ⅴ 10.2」に従い基礎の降伏変位の2倍としてよい。

4.9.4 部材の照査

杭基礎の各部材の耐力が、基礎の各部材の断面力を上回ることを照査する。

4.10 構造細目

4.10.1 鋼管杭

(1) 杭先端部の補強（道示Ⅳ 10.10.1(4)）

障害物による損傷を受けるおそれがある場合や硬質地盤への押込みを容易とする場合には、杭先端部を補強するものとし、その構造は図4.10.1を標準とする。ただし、補強バンド厚が9mmをこえる場合には周面摩擦力の減少について検討を行うこと。

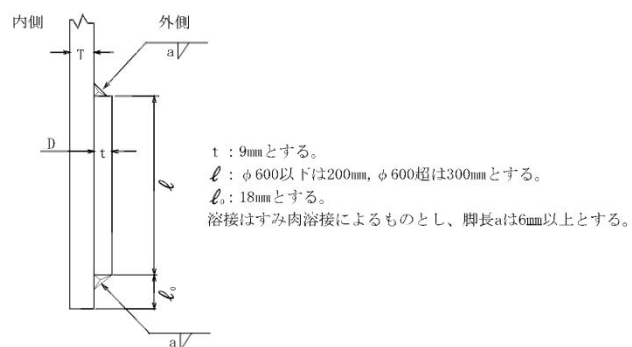


図 4.10.1 杭先端補強

(2) 銅バンド（県独自）

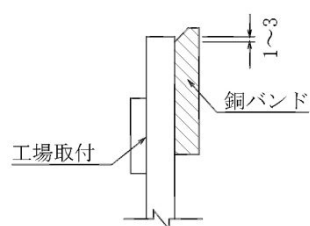


表 4.10.1 銅バンドの寸法

外径 D (mm)	厚さ (mm)	幅 (mm)
600 以下	10	50
600 を超え 1,000 以下	12	50
1,000 を超えるもの	12	75

図 4.10.2 銅バンド・裏当てリングの形状

4.10.2 場所打ち杭

(1) 軸方向鉄筋（道示Ⅳ 10.10.5）

軸方向鉄筋は一重配筋としフックをつけなくてよい。

軸方向鉄筋の継手は原則として重ね継手とする。

軸方向鉄筋量、寸法及び間隔を表 4.10.2 に示す。

表 4.10.2 軸方向鉄筋

項 目	最 大	最 小
鉄 筋 量 (%)	6	0.4
鉄 筋 径 (mm)	(一般には 35 程度)	22
鉄筋間隔 (mm)	300※ ⁽¹⁾	鉄筋径の 2 倍以上、または鉄骨材最大寸法 2 倍以上 ※ ⁽²⁾
鉄筋本数 (本)	—	6
鉄 筋 長 (m)	12.0	3.5

※(1) 鉄筋中心間隔を表わす。

(2) 帯鉄筋

1) 帯鉄筋の配置 (道示Ⅳ 10.10.5)

帯鉄筋は異型鉄筋を使用し、D13 以上、中心間隔は 300mm 以上とする。

ただし、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 倍の範囲内では、帯鉄筋中心間隔を 150mm 以下、かつ鉄筋量は側断面積の 0.2% 以上とする。（図 4.10.3）

なお、地震時保有水平耐力法により杭体のせん断に対する照査を行った結果、帯鉄筋を密に配置する場合が生じるが、この場合でも水中コンクリートの充てん性を考慮すると、帯鉄筋の最小間隔は 125mm 以上とすることが望ましい。

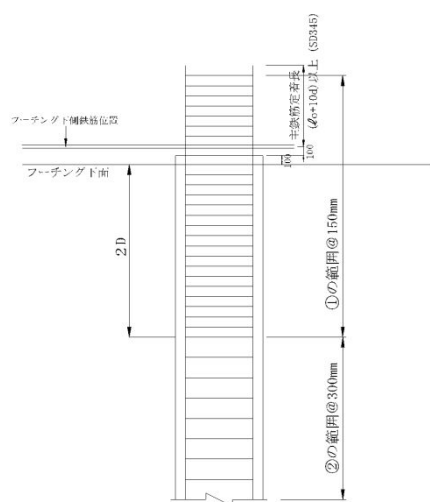
帯鉄筋量の算定式と杭径毎の対応表を表 4.10.3 に示す。

$$A_s \geq 0.001 \cdot D \cdot a$$

ここに、 A_s ：帯鉄筋の断面積（ mm^2 ）、 D ：杭径（mm）、 a ：帯鉄筋の間隔（mm）

表 4.10.3 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



- ① 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 150mm 以下とする。
また、鉄筋量は側断面積の 0.2% 以上とする。
- ② ①の範囲以深については 300mm 以下とする。

図4.10.3 帯鉄筋配置図

2) 帯鉄筋の形状・継手等 (県独自)

①帯鉄筋を重ね継手により継ぐ場合は、帯鉄筋の直径の 40 倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、半円形フック又は鋭角フックを設ける。

②施工性や配筋性の制約から下記のような場合にはフレア溶接を用いた継手としてもよい。

フレア溶接継手は、重ね継手、ガス圧接継手、機械継手等に比較して安定した品質が得にくく、非破壊検査も難しいことから、適用に当たっては注意が必要である。

- ・杭径が小さく、トレミー管が帯鉄筋のフックに当たるおそれがある場合
- ・軸方向鉄筋（主鉄筋）を 2 段配筋とした場合

② 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。

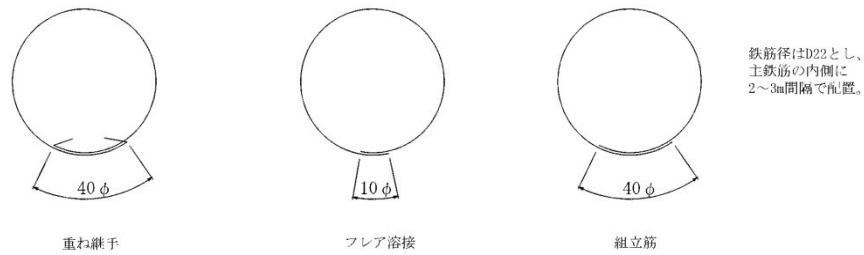


図 4.10.4 帯鉄筋の形状

表 4.10.4 溶接長 ℓ

鉄筋径	溶接長 ℓ (mm)
D13	130
D16	160
D19	190
D22	220

※ 鉄筋径の 10 倍

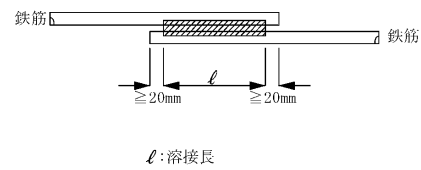


図 4.10.5 フレア溶接長

3) スペーサー (県独自)

スペーサーの標準構造を図 4.10.6 に示す。設置間隔は千鳥に 3m 以下とし、溶接を行わないものとする。

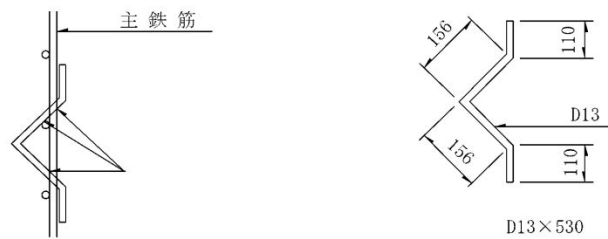


図4.10.6 スペーサの形状

4) 杭先端部 (県独自)

杭先端部の構造は、図 4.10.7、図 4.10.8 を標準とする。

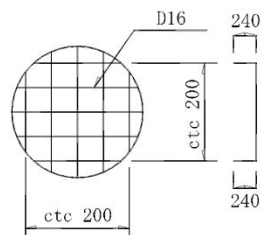


図 4.10.7 先端の配筋

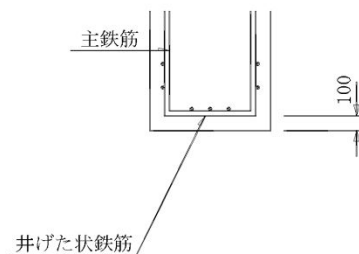


図 4.10.8 杭先端の構造

(3) 鉄筋かごの組立て

- 1) 鉄筋の組立てにおいては、組立て上の形状保持等のための溶接を構造設計上考慮する鉄筋に対して行っていない。 (道示Ⅳ 15.8.7)
- 2) 鉄筋かごの組立ては、軸方向鉄筋及び帯鉄筋に対して鉄筋かごの組立て上の形状保持などのための溶接を行わない無溶接工法によることを基本とする。
- 3) 無溶接工法の設計及び施工の標準的な考え方は、「場所打ちコンクリート杭の鉄筋かご無溶接工法 設計・施工に関するガイドライン H26.12」を参考とし、工事に必要な図面数量の作成を行うこととする。
- 4) 無溶接工法に使用する材料は、必要に応じて経済比較を行い決定することとする。(県独自)

5 章 斜面上の深礎基礎

5.1 適用の範囲 (道示Ⅳ 14 章)

本項は設計地盤面が 10° 以上傾斜している斜面上に設けられる深礎工法により施工され、一般に有効根入れ深さが基礎幅に比較して大きい深礎基礎に適用する。深礎基礎には、ケーソン基礎や地中連続壁基礎と同様に単体の柱状構造とする「柱状体深礎基礎」と、複数の深礎杭をフーチングで剛結した組杭構造とする「組杭深礎基礎」とがあり、本章は両者を対象とする。設計区分上では有限長の杭およびケーソンの領域にあり、本要領でいう大口径深礎とは杭径 5m 以上の深礎基礎を指す。

5.2 設計の基本

5.2.1 適用基準

深礎杭の設計は、「道示Ⅳ 14 章 深礎基礎の設計」、「斜面上の深礎基礎設計施工便覧」「杭基礎便覧」、「NEXCO 設計要領第二集 橋梁建設編 4 章 基礎構造」に準拠することを基本とする。

5.2.2 永続作用及び変動作用支配状況における照査 (道示Ⅳ 14.5)

(1) 永続作用及び変動作用支配状況における照査は次による。

1) 基礎の変位の制限

深礎基礎が、永続作用支配状況において①、②を満足しなければならない。

①鉛直荷重による安定の照査

基礎底面の鉛直地盤反力度 $\leq$ 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値

②水平荷重による安定の照査

設計上の地盤面における深礎基礎の水平変位 $\leq$ 水平変位の制限値

橋脚基礎の場合：杭径の 1% に相当する値

(最小値 15mm、最大値 50mm)

橋台基礎の場合：15mm

2) 耐荷性能の照査 (限界状態 1)

深礎基礎が、永続作用及び変動作用支配状況において①、②を満足しなければならない。なお、限界状態 3 は、限界状態 1 に対する照査で担保する。

①鉛直荷重による安定の照査

基礎底面の鉛直地盤反力度 (降伏鉛直支持力度等) $\leq$ 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値

②水平荷重による安定の照査

設計上の地盤面における深礎基礎の水平変位 $\leq$ 水平変位の制限値

(基礎の降伏変位等)

(道示Ⅳ11.5.4 式 (11.5.3) より算出)

3) 深礎基礎の各部材に生じる応力度は、「道示Ⅲ 5 章」に規定する制限値以下とする。

(2) 許容水平変位及び変位を照査する位置は以下のとおり。

表 5.2.1 深礎基礎の水平変位の制限値

	橋脚基礎	橋台基礎
永続作用支配状況	基礎幅の 1% ($15\text{mm} \leq dd \leq 50$)	15mm
永続及び変動作用支配状況	道示Ⅳ 11.5.4 の式 11.5.3 に より算出 ($15\text{mm} \leq dd \leq 50$)	基礎幅の 1% ($15\text{mm} \leq dd \leq 50$)

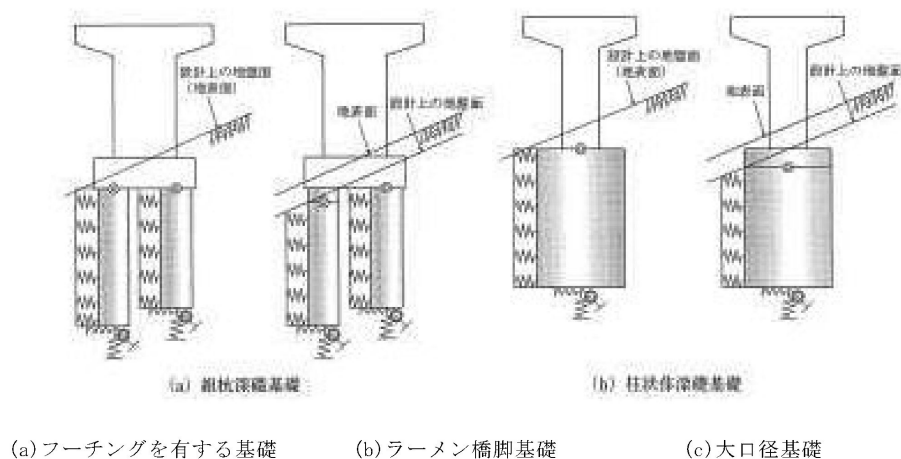


図 5.2.1 水平変位を照査する位置 (◎印)

(3) 部材の制限値

深礎基礎では、十分な施工管理が行える形状寸法を確保し確実にコンクリート打設の施工管理が実施されることが「道示Ⅲ 表 5.1.2、表 5.2.5」に示す制限値を適用する前提となることに留意する必要がある。

5.2.3 レベル 2 地震時に対する照査

(1) レベル 2 地震時に対する深礎基礎の照査は、「道示Ⅳ 14.8」の規定による。

- 1) 橋脚深礎基礎に「道示Ⅴ 10.3.(2)」に規定する荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を「道示Ⅳ 14.8.3」の規定により算出し、「道示Ⅳ 14.8.2」に規定する深礎基礎の降伏に達しないことを照査しなければならない。
- 2) 深礎基礎は、各部材に生じる断面力に対して、「道示Ⅳ 14.8.1」の規定により照査を行わなければならない。

(2) 基礎の降伏

深礎基礎の降伏変位は、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水平変位が急増し始めるときとする。ただし、変位急増点に先立ち、以下の状態が先行して生じる場合には、その時点を降伏とする。

- 1) 全ての杭において、杭体が降伏した状態。
- 2) 一列の杭の杭底面での鉛直地盤反力が、杭底面の極限支持力に達した状態。

(3) 断面力、地盤反力度および変位の計算

深礎基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、「道示Ⅳ 14.8.3」の規定に従い、基礎及び地盤の非線形性を考慮できる解析モデルを用いて、柱状体深礎基礎の場合は有限長ばり、組杭深礎基礎の場合はラーメン構造として計算する。

(4) 部材の照査

深礎基礎の各部材は、「道示Ⅳ 14.8.3」の規定により算出する部材に生じる断面力が当該部材の制限値以下となることを照査しなければならない

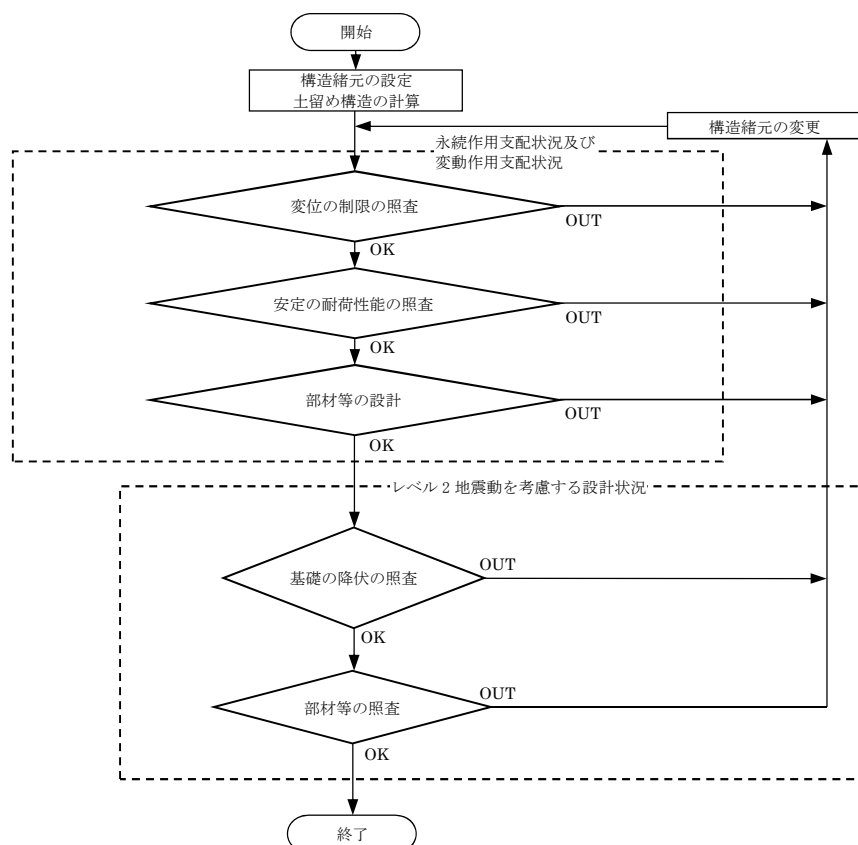


図 5.2.2 橋脚の深礎基礎の設計計算フロー

5.3 支持層の選定

深礎基礎の底面は、所要の支持力が得られる良質な支持層に根入れするとともに、水平方向についても長期的に安定した地盤に支持させる。

- (1) 斜面の安定計算を行い、安全率 F_s が常時 : $F_s \geq 1.5$ 、地震時 $F_s \geq 1.2$ を確保できる面を設計地盤面として設定するが、表層土の強度及び地盤構成、周辺地帯での崩壊の有無、地下水の状況などについて十分な調査を行い、安定していると判断される場合は支持層として評価し設計地盤面を設定する。設計地盤面の設定は常時およびレベル1地震時のみで行う。

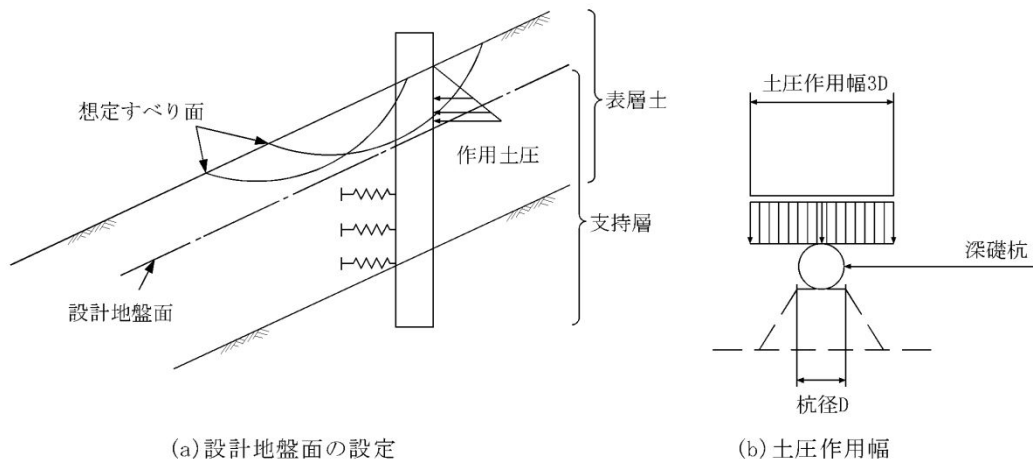


図5.3.1 設計地盤面の設定と杭に作用する土圧

- (2) 深礎基礎に作用する土圧は設計地盤面から上部の範囲の主働土圧とし、その作用幅は深礎径の3倍とする。
ただし、深礎間隔が3倍以下の場合は深礎間隔とする。
- (3) 現地盤が地すべりの危険性がある場合は、別途地すべりの位置や荷重の取扱いについて検討するものとし、
地すべり抑止工と橋梁の基礎とは切り離して考える。また、工事用進入路等、施工時に斜面を掘削する場
合は、その影響を考慮して設計地盤面を設定する。

5.4 杭の配列

- (1) 単独基礎として設計する場合には、径 5.0m 以上の柱状体深礎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、0.25m 以上とし、フーチング端部の深礎杭に対して鉛直および水平方向の押抜きせん断の照
査を行い所要の性能を確保することとする。

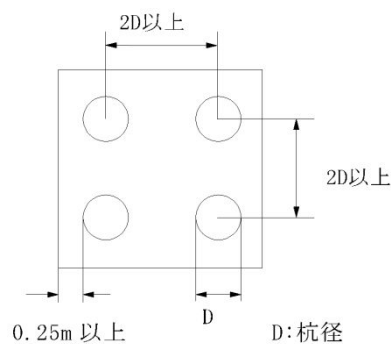


図 5.4.1 杭の配置

5.5 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみ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地盤反力とせん断地盤反力、杭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) 自立性の高い地山で、モルタルライニングや吹付コンクリートを採用した場合に限り、基礎側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断反力を考慮しても良い。

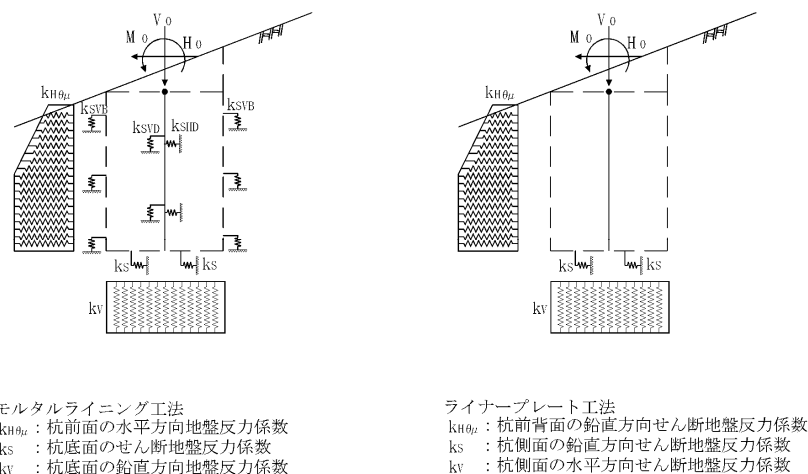


図5.5.1 深礎基礎の設計で考慮する抵抗要素

表 5.5.1 安定計算モデル

		永続作用支配状況及び 変動作用支配状況	レベル2 地震動を考慮する 設計状況
基礎本体(剛性)		・線形	・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	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大鉛直支持力による。
	基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値は基礎底面の最大せん断抵抗力による。	
	基礎前面の水平方向地盤抵抗	・バイリニア型*1 ・上限値は3次元的な広がりおよび斜面の影響を考慮した基礎前面地盤の受働土圧強度による。	
	基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗*2	・バイリニア型*1 ・上限値は最大周面摩擦力による。	
	基礎前面の鉛直方向せん断地盤抵抗*2	・バイリニア型*1 ・上限値は最大周面摩擦力による。	
	基礎側面の鉛直方向せん断地盤抵抗*2	・バイリニア型*1 ・上限値は最大周面摩擦力による。	

*1:硬岩の場合、岩のピークせん断強度とピーク強度に達した後の強度低下の影響を考慮できるモデルとする。

*2:モルタルライニングや吹付けコンクリートのように基礎周辺地盤のせん断抵抗を期待できる土留構造を用いる場合に考慮することができる。

- (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。

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、およ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。また、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、脚高差およ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。

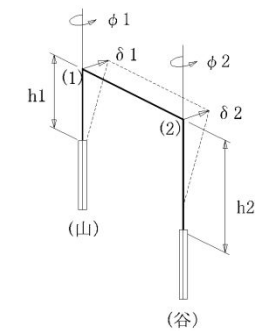
- ① 支承の拘束を考慮する。

$\delta_1 = \delta_2$ 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。

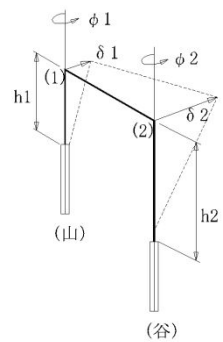
この場合でも、谷側の負担する上部工水平力は全体の $1/2$ を下回らないものとする。

- 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。



支承の拘束を考慮する場合



支承の拘束を無視する場合

図5.5.2 面外方向の変形

5.6 土留め工法の設計

5.6.1 土留め工法の選定

深礎杭掘削時の土留め構造の選定は下記のフローを標準とし、地質調査の結果に基づいて経済性、施工性を含め、総合的に判断する。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。

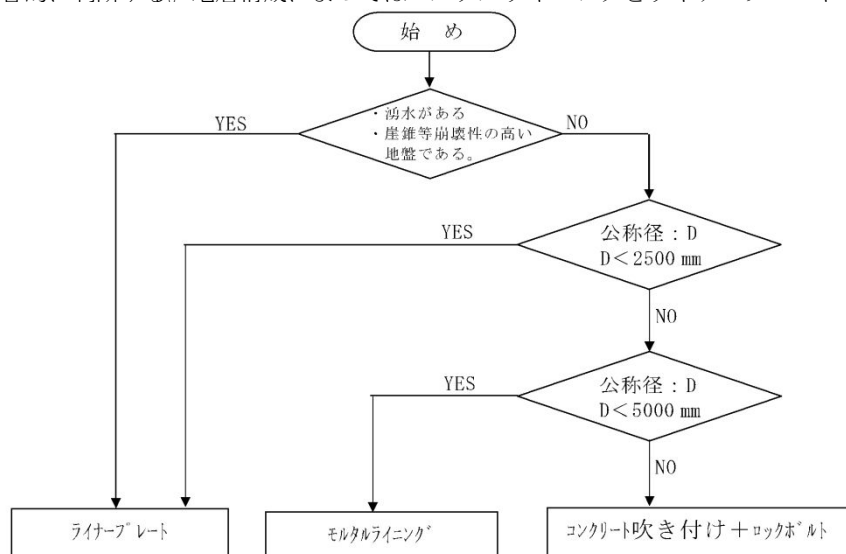


図 5.6.1 土留め工法選定フロー

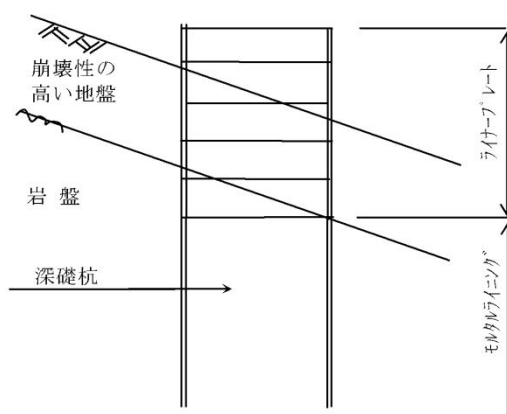


図5.6.2 モルタルライニングとライナープレートの併用例

5.6.2 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うち、組杭深礎基礎のように比較的小口径の深礎杭に用いる場合の設計は、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円環断面の座屈に対する検討
 - ②円環断面の圧縮応力に対する検討
 - ③径3.5m以上の土留め構造については、組立誤差や偏土圧などによって楕円状を呈する影響が無いので、曲げ応力に対する検討も行う。

5.6.3 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100mmとする。
 - ②土留め構造に用いるモルタルは $\sigma_{ck}=24\text{N}/\text{mm}^2$ 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、許容応力度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 $\sigma_c=3\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $E_c=6.8\times 10^3\text{N}/\text{mm}^2$ 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許容応力度は、以下に示すとおりとする。
 $\text{SS330} : 175\text{N}/\text{mm}^2$
 $\text{SPHC} : 145\text{N}/\text{mm}^2$
 - 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補強リングの許容応力度は $210\text{N}/\text{mm}^2$ (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。
 - 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。
 - ⑦杭先端部の1ロット(支持層毎に考慮)は、土留めを施工しなくてもよい。

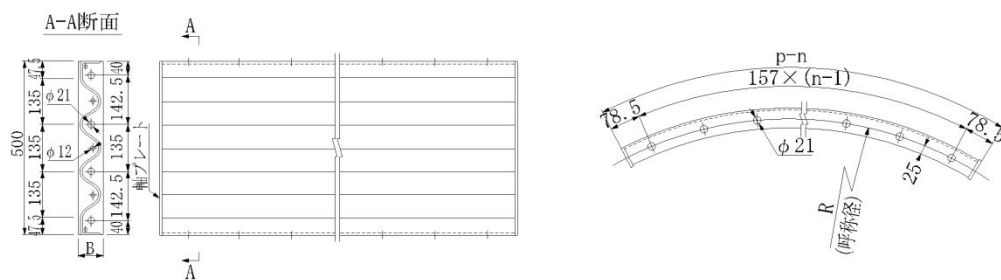


図5.6.3 ライナープレートの構造

(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山岳トンネルに準じ以下の材料を用いることを標準とする。

- ①吹付けコンクリート： $\sigma_{ck}=18\text{N}/\text{mm}^2$
- ②鋼製リング支保工：補強リングに準ずる
- ③ロックボルト：異形棒鋼またはねじ節異型棒鋼（耐力 110kN 以上）

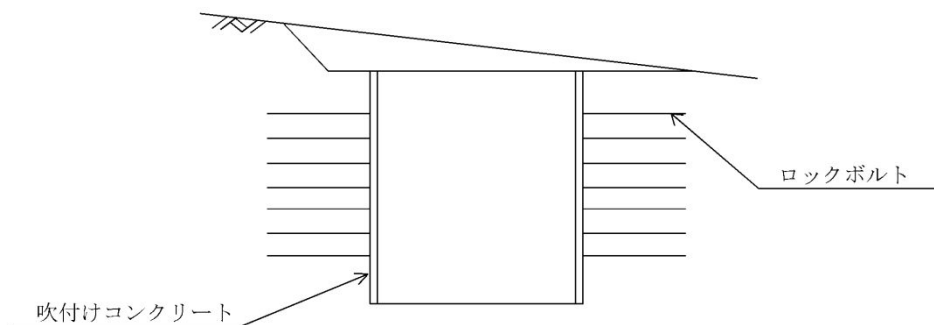


図5.6.4 柱状体深礎の土留構造

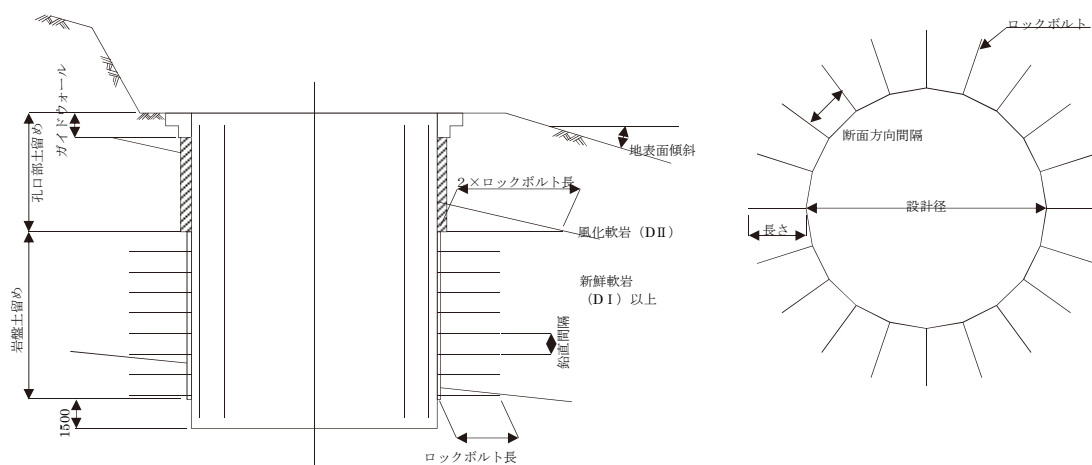


図5.6.5 岩盤部土留めの概要

5.7 構造細目

5.7.1 深礎径及び深さ

- (1) 深礎径は 2.0m 以上 0.5m ピッチを標準とする。
- (2) 深礎径と深さの関係は、施工上の作業性および安全性より掘削深さを径の 10 倍程度までとし、施工時の安全性を考慮し、最大 30m 程度までとする。
- (3) ライナープレートの場合、設計直径は公称直径－50 mm とする。

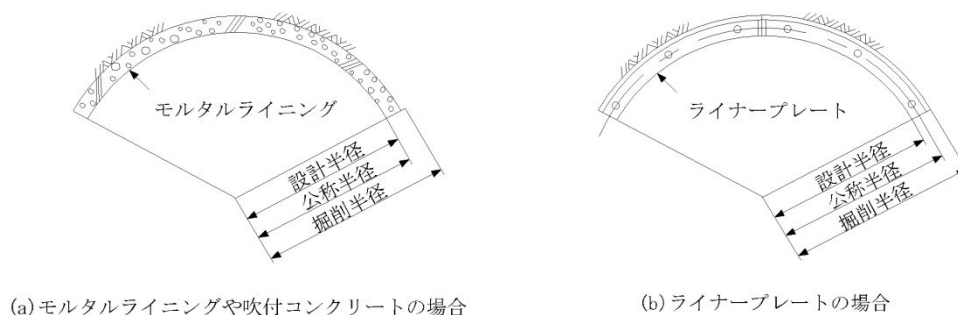


図 5.7.1 土留め構造による深礎の径の使い分け

表 5.7.1 公称径と設計径の関係

適用	モルタルライニングおよ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。 ただし、2.0m 以上。	ライナープレート軸線径。 ただし、2.0m 以上。
設計径	同上。	ライナープレート内径。 公称径－50 mm

5.7.2 主鉄筋

- (1) 主鉄筋位置は、帯鉄筋等の最外縁鉄筋が設計径よりかぶり 70 mm を確保できるよう決定することを原則とする。

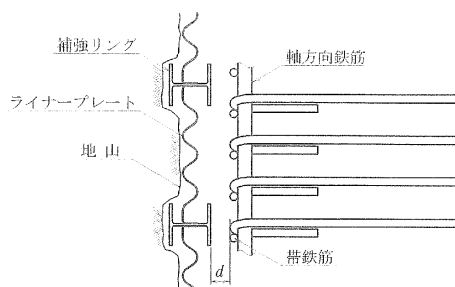


図5.7.2鉄筋の最小かぶり（ $d=70\text{mm}$ ）

(2) 主鉄筋の径および間隔

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5.7.2 主鉄筋の径及び間隔

項 目	最 大	最 小
呼び径	D51（一般には D32 程度）	D22
間 隔	鉄筋の中心間隔として 300 mm	鉄筋のあきとして、鉄筋径の 2 倍または粗骨 材最大寸法の 2 倍の大きい方

「斜面上の深礎基礎設計便覧 III.4」より、軸方向鉄筋は、2 段配筋を上限とする。

- (3) 主鉄筋の継手は原則として機械式継手とする。
- (4) 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。
- (5) 曲げモーメント最大位置より下方については $M_{max}/2$ の位置で変化させる。

なお、 $M_{max}/2$ 以深の断面変化位置については、「本編 4.7.2」に準ずるものとする。

5.7.3 帯鉄筋

- (1) 組杭深礎基礎の帯鉄筋は、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。
- (2) 組杭深礎基礎の帯鉄筋を重ね継手により継ぐ場合は、帯鉄筋の直径の 40 倍以上重ね合わせ、半円形フック又は鋭角フックを設ける。
- (3) 柱状体深礎基礎（大口径深礎）の帯鉄筋は、軸方向鉄筋の 1/4 以上を基礎全長にわたり配置する。
- (4) 帯鉄筋の定着は「道示Ⅳ 5.2」に従い直角フックを用いた重ね継手とし、軸方向鉄筋が 2 段以上配置される場合の内側帯鉄筋形状も直角フックを用いる。
- (5) 原則としてせん断補強筋を設置しないものとするが、せん断耐力不足で必要な場合は設置しても良い。その時のせん断補強筋は、下図に示す 2 組のフック鉄筋を継いだ中間帯鉄筋形状を標準とする。
- (6) 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。

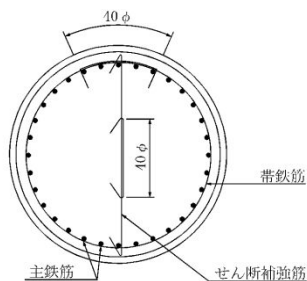


図 5.7.3 帯鉄筋とせん断補強筋

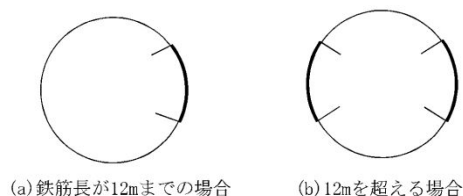


図 5.7.4 帯鉄筋の加工

5.7.4 フーチングとの結合

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。

- (1) 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。
- (2) 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。

5.7.5 橋脚と柱状体深礎との結合

躯体と柱状体深礎の接合部配筋は「道示Ⅳ 14.7.3」に従い、躯体からの荷重を確実に基礎本体に伝達できるように図5.7.5を標準とする。

- (1) 橋脚の主鉄筋は深礎基礎へ十分な長さで定着する。
- (2) 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。

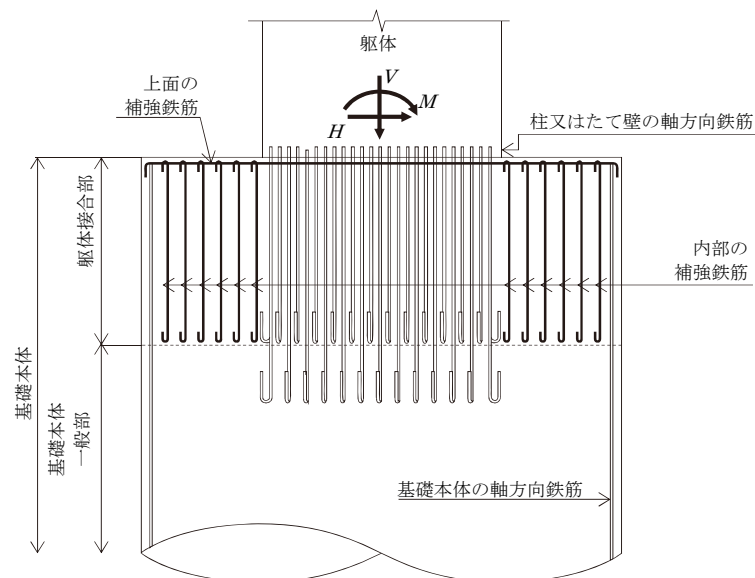


図 5.7.5 橋脚と柱状体深礎との接合部の配筋標準図

6 章 その他の基礎形式

6.1 鋼管矢板基礎

6.1.1 概要 (道示Ⅳ 12 章)

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。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。また、構造形式から分類すると、図 6.6.2 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。

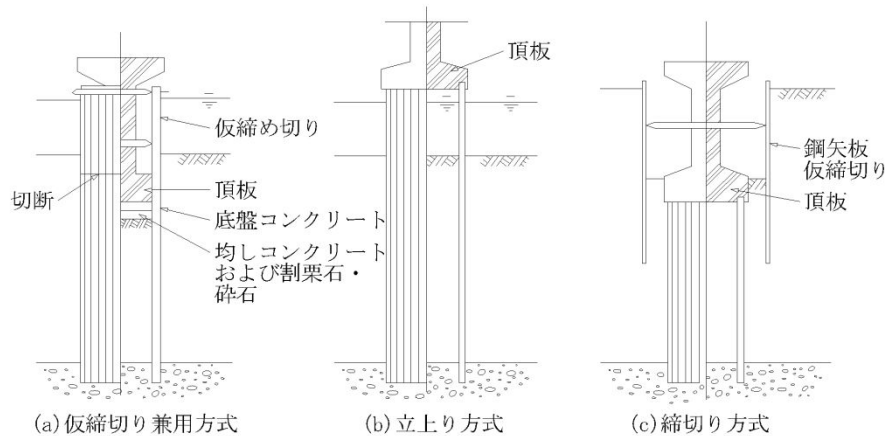


図 6.1.1 施工方法による分類

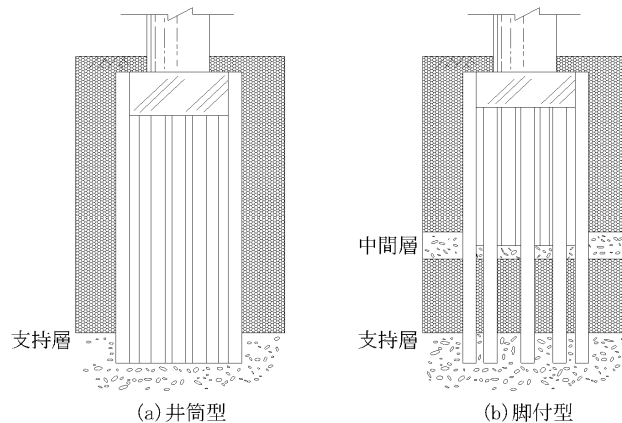


図 6.1.2 支持形式による分類

6.1.2 特徴

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。

6.2 地中連続壁基礎

6.2.1 概要 (道示Ⅳ 13 章)

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。

さらに最近、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。

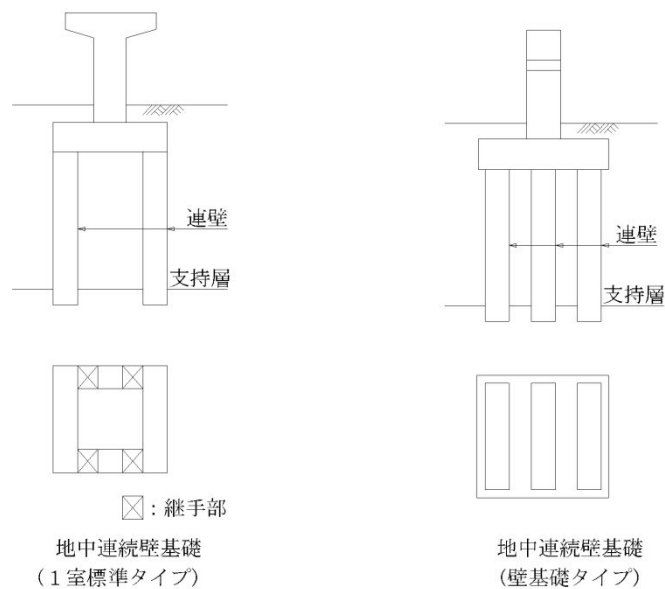


図6.1.3 地中連続壁基礎の例

6.2.2 特徴

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。

7 章 近接施工

7.1 適用の範囲

- (1) 本章は、既設の道路構造物に近接して行われる橋梁下部構造の工事において、その施工中の当該構造物への影響の検討に適用する。
- (2) 工事に伴う周辺地盤の変状の検討にも準用することができる。
- (3) 検討の詳細は「近接工事施工要領（原案）第 36 回建設省技術研究会」による。

7.2 用語の定義

(1) 近接基礎工事

既設構造物の近傍において新設構造物の施工をする場合、その施工によって生ずる地盤変位に起因して既設構造物に変状が生じ、安全性や機能に影響を与える恐れのある工事。

(2) 近接程度の範囲

既設構造物と新設構造物の近接程度を工学的に表わしたもので、影響外範囲Ⅰ、要注意範囲Ⅱ、影響範囲Ⅲに分けられる。

(3) 影響外範囲Ⅰ

一般に、新設構造物の施工による地盤変位の影響が及ばないと考えられる範囲。

(4) 影響範囲Ⅱ

新設構造物の施工による地盤変位の影響が及ぶと考えられる範囲で、既設構造物がこの範囲にある場合は必要に応じて適切な対策工を実施すると同時に、施工中における既設構造物、仮設構造物、周辺地盤等の変状の観測を行わなければならない。

(5) 要注意範囲Ⅲ

新設構造物の施工に伴う直接の影響は受けないが、影響範囲Ⅱの領域の土塊が変位することに伴う間接的な影響をうけて変位を生ずる可能性のある範囲で、既設構造物がこの範囲にある場合には、特に対策工を実施する必要はないが、既設構造物の変状観測のための現場計測を実施しなければならない。

7.3 近接工事の設計・施工

既設構造物に近接して新設構造物を計画するときは、新設構造物の施工中に既設構造物へ与える影響について検討し、対策工の実施及び施工中の変状の観測等、適切な措置を講ずるものとする。

7.4 近接程度の判定

(1) 新設基礎が開削工法の場合の影響範囲

新設基礎が開削工法の場合は、①土留壁のたるみ変形に起因する影響範囲、②ヒービングに対する影響範囲についてそれぞれ検討を行う。

①土留壁のたわみ変形に起因する影響範囲

a 砂質地盤の場合

影響範囲Ⅲ……土留壁に、計算上有意なたわみ変形が生ずる深さを D_2 とし、 D_2 に関してすべり線に対数ら線と仮定することによって得られる領域。この対数ら線は、 D_2 に関して得られる任意の対数ら線のうち、対数ら線と土留壁で囲まれた土塊の自重と既設構造物に作用する荷重、対数ら線に沿った粘着力、及び土留壁の反力によるモーメントのつり合いから、土留壁の反力を最大にする対数ら線である。(図 7. 4. 1)

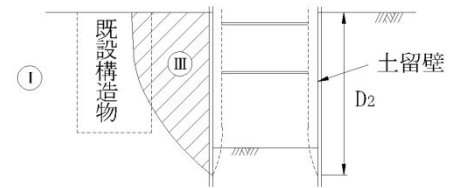


図 7. 4. 1 土留壁のたわみ変形

に起因する影響範囲

影響外範囲Ⅰ……上記以外の範囲。

ただし、上記の判定において、影響範囲Ⅲが既設構造物にかからない場合は、図 7. 4. 2 に示すように要注意範囲Ⅱを設定する。

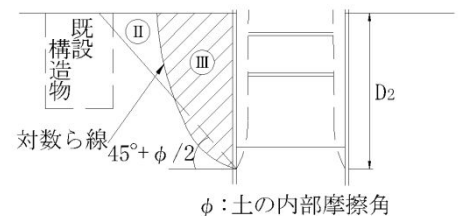


図 7. 4. 2 土留壁のたわみ変形に起因する

影響範囲（砂質土で、影響範囲

b 粘性地盤の場合

影響範囲Ⅲ……図 7. 4. 3 に示される領域

影響外範囲Ⅰ……上記以外の領域

ここで、 D_2 は計算上土留壁に有意なたわみ変形が生じる長さとする。

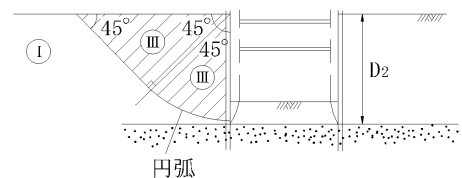


図 7. 4. 3 土留壁のたわみ変形に起因する

影響範囲（粘性地盤）

②ヒービングに対する影響範囲

ヒービング(粘性地盤で掘削底面側に周囲の地盤が回り込み、盛り上がる現象)に対する影響範囲は、次式を満たす場合には考慮する必要はない。

$$N_b = \frac{\gamma H}{C} < 3.14$$

ここに、 N_b ：安定係数

γ ：土の単位重量(kN/m³)

H ：掘削深さ(m)

C ：掘削底面以下の地盤の粘着力(kN/m²)

上式を満たさない場合は、次に示すように影響範囲Ⅲ、要注意範囲Ⅱを設定する。

影響範囲Ⅲ………図 7.4.4 で示される範囲

要注意範囲Ⅱ………〃

影響外範囲Ⅰ………上記以外の領域

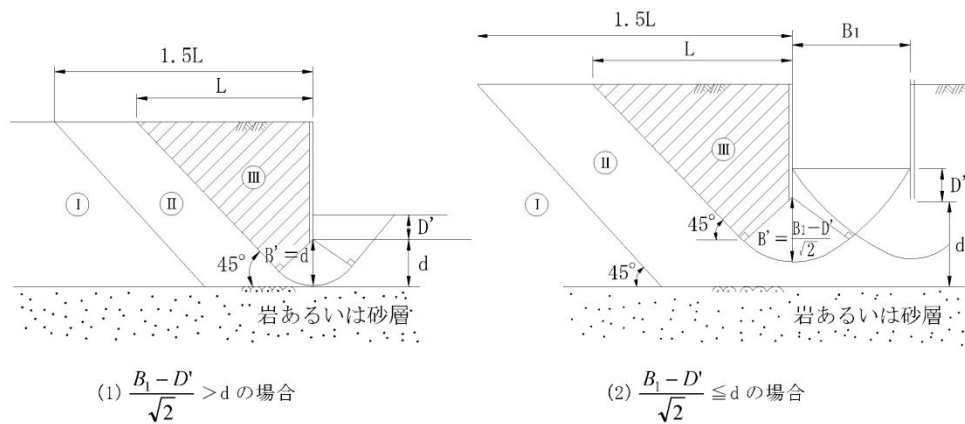


図7.4.4 ヒービングに対する影響範囲

(2) 新設基礎がケーソン基礎の場合の影響範囲

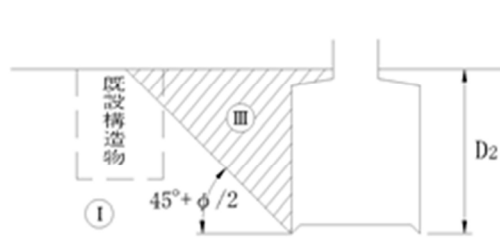
① 通常のニューマチックケーソン工法の場合

影響範囲Ⅲ………ケーソン底面端から水平面に対し $45^\circ + \phi/2$ の角度をなす直線より内側の領域

影響外範囲Ⅰ………上記以外の領域

② ニューマチックケーソン工法で、かつ、施工中の周辺地盤への影響に対して特別の配慮がなされている場合ニューマチックケーソン工法で、次に掲げる項目に対して特別に配慮する場合は、通常のニューマチックケーソンの場合の影響範囲Ⅲを要注意範囲Ⅱとする。

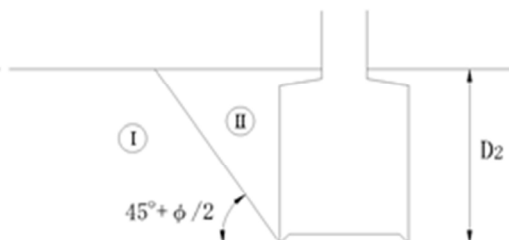
- フリクションカッターを設けない。
- ジェッティング(ベントナイト水溶液を圧送し、ケーソンの外壁面と周囲地盤との間に注入する方法)等、ケーソン周面地盤をゆるめないような摩擦低減工法を行わない。
- エアブローが絶対に起こらない。
- 余掘りを行わない。



影響範囲Ⅲ ケーソン底面端から水平面に対し
 $45^\circ + \phi/2$ の角度をなす直線より
 内側の領域
 影響範囲Ⅰ 上記以外の領域

図7.4.5 ケーソン基礎の場合の影響範囲

(通常のニューマチックケーソンの場合)



要注意範囲Ⅱ ケーソン底面端から水平面
 に対し $45^\circ + \phi/2$ の角度をな
 す直線より内側の領域
 影響外範囲Ⅰ 上記以外の領域

図7.4.6 ケーソン基礎の場合の影響範囲

(特別に配慮されたニューマチックケーソンの場合)

③ オープンケーソンの場合

オープンケーソンの場合には、(1)－②開削工法の場合のヒービングに対する影響領域及び(2)－①通常のニューマチックケーソン工法の場合の影響領域の検討を行うものとする。ただし、オープンケーソンの場合の底スラブコンクリートの打設は、水中コンクリートを原則として影響範囲を考慮しているので、排水により底スラブを打設する場合は別途検討する。

(3) 新設基礎が場所打ち杭の場合の影響範囲

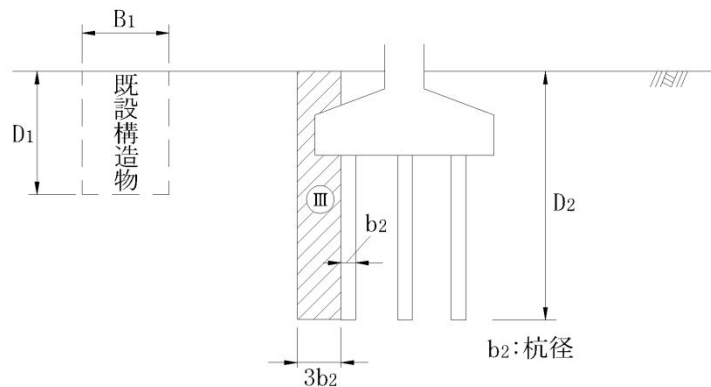


図7.4.7 場所打ち杭基礎の場合の影響範囲

影響範囲Ⅲ……場所打ち杭の根入れ深さを D_2 とし、深さ D_2 、巾 $3b_2$ の領域。ここで、 b_2 は、場所打ち杭の杭径である。

影響外範囲Ⅰ…上記以外の領域

(4) 新設基礎が既製杭打込み工法の場合の影響範囲

①先端閉塞杭の場合

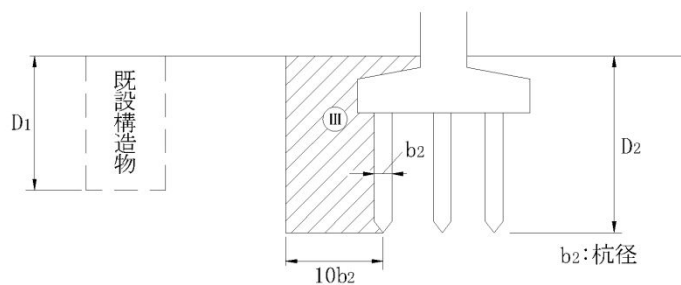


図7.4.8 既製杭打込み工法の場合の影響範囲(閉塞杭の場合)

先端閉塞杭又は、開端 PC 杭のように実断面の大きい先端開放杭の場合の影響範囲は以下のとおりとする。

影響範囲Ⅲ……深さ D_2 、および杭の本体から距離が $10b_2$ 以内の領域

影響外範囲Ⅰ…上記以外の領域

②鋼管開端杭の場合

影響範囲を特に設けない。ただし、既設基礎が杭基礎で、杭中心間距離が $2.5b$ 以内のときは、群杭としての検討を行う。

ここで、 $b = (b_1, b_2 \text{ の大きい方})$ b_1 : 既設基礎の杭径 b_2 : 新設基礎の杭径

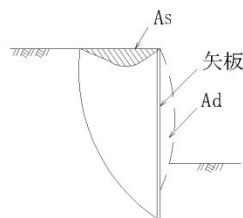
7.5 許容変位量

近接工事に伴う既設構造物の変位量は、次に掲げる要因から決まる許容変位量を越えてはならない。

- (1) 基礎本体及び下部構造躯体の応力度
- (2) 上部構造の強度及び機能

7.6 既設構造物の変位量の予測

既設構造物が影響範囲内にある場合の変位量の推定は、新設構造物の施工に伴う、地盤変位を考慮して行うのを原則とする。



ここで、

A_s : 地盤面の沈下面積

A_d : 矢板のたわみ面積

図 7.6.1 地盤面の沈下面積と矢板のたわみ面積