

第4章 下部構造

第1節 橋台・橋脚

1 設計の基本方針

- (1) 下部構造の設計にあたっては、道示Ⅳ、Ⅴによるものとし、上部構造からの荷重ならびに下部構造自体に作用する荷重を安全に地盤に伝えるとともに、上部構造より与えられた設計条件を満たすものとする。
- (2) 下部構造は、洪水の影響を適切に考慮して設計する必要がある。
- (3) 下部構造は、常時、暴風時及び地震時に対して、橋全体系の要求性能を満足するように各部材の限界状況を適切に設定し、この限界状態をこえないことを照査するものとする。常時、暴風時及びレベル1地震時に対しては許容応力度法により、部材に生じる応力度が許容応力度以下となることを、さらに、道示Ⅳ9.2の規定に従って、基礎の安定性を照査するものとする。また、レベル2地震時に対しては、道示Ⅴ6.4の規定に従って地震時保有水平耐力法により照査するものとする。
- (4) 下部構造の設計にあたっては、耐久性の確保に配慮しなければならない。
- (5) 基礎は、上部構造及び下部構造からの作用荷重に対して地盤反力度、杭頭反力、変位等を算定し、その安定性を照査するとともに、安定計算により算定された断面力に対して部材の安全性の照査を行う。

- (2) 下部構造の設計にあつては、それぞれの建設地点における河川の性状、既往の洪水規模、湾曲部等の水衝部との位置関係等を十分把握し、橋の架橋位置やけた下の余裕高さを決定する必要がある。
- (3) 橋台は、根入れ部の土砂、裏込め土等による減衰効果が大きいいため、地震時に作用する慣性力が相対的に小さく、橋脚に比較して地盤との相対変位が小さいことから、地震時保有水平耐力法による耐震設計はおこなわないものとする。
- (4) 鉄筋コンクリート構造の場合には、コンクリート及び鉄筋それぞれの劣化因子に対して耐久性を有するように検討する必要がある。
- (5) 基礎の設計においては、許容応力度法により支持力や変位、応力度等を照査するとともに、地震時保有水平耐力法により基礎の安定性を照査し、部材の設計をおこなうものとする。

2 地盤定数

設計に用いる地盤定数は、地盤調査の結果を総合的に判断して設定するものとする。特に、標準貫入試験のN値が5未満であるような軟弱な土の場合には、適切な試験方法等を用い評価することが望ましい。

基礎の設計に用いられる地盤定数は、概ね次のように分類できる。

土の物理的性質：粒度、間げき比、単位重量、コンシステンシー等

土の力学的性質：強度定数（粘着力、せん断抵抗角）、変形係数、圧縮指数、圧密係数、
圧密降伏応力、弾性波速度等

これらの諸定数には、単位重量や圧縮指数のように土質試験等から直接的に得られるものもあれば、標準貫入試験のN値から力学定数を求めるように、地盤調査結果を指標として既往の調査実績から明らかにされた相関関係を利用して間接的に得られるものもある。

地盤は、複雑でばらつきの大きい材料であるが、設計に用いる地盤定数は、基礎に作用する荷重に対して、その地盤条件下で最も高い確率で起こり得る基礎の挙動を推定する必要がある。したがって、地盤定数は、計算式の精度や特性を考慮したうえで、当該地盤の平均的な値と考えられるものを求めることを原則とする。

設計に用いる地盤定数は決定する際には、基礎周辺における地盤調査記録や工事記録、既存構造物の状態等も参考にすることが望ましい。

また、設計に用いる地盤定数の設定根拠、一連の設定過程を設計図書等に明らかにしておくものとする。

以下に、設計に用いる地盤定数の設定にあたっての留意事項を示す。

1) 地盤調査データのばらつき

自然地盤から得られる計測データは多様で、しかもばらつきの普通である。データのばらつきだけでなく、データ数を合理的に評価して設計に用いる地盤定数を定める必要がある。地盤定数の算出にあたっては、事前に計測データを吟味して異常値を除去し、必要な場合には補正を行い、計測データを整理する。これらを計測値の一次処理と呼ぶことがある。

データのばらつきが非常に大きい場合、データ数が極めて少ない場合、地盤定数の変動に対する計算結果の感度が大きい場合等には、より慎重に設計に用いる地盤定数を決定することが必要である。

2) 強度定数、変形係数の評価

変形に伴い地盤が発現する強度は、応力レベル、ひずみレベル、異方性等の影響により異なることはよく知られている。また、拘束圧、排水条件によっても異なるものである。したがって、地盤定数の評価には、下記の事項に留意するものとする。

i) 標準貫入試験のN値の利用と留意点

標準貫入試験は、地層構成を把握するために一般的に行われる試験であり、試験が比較的簡便であることから広く行われている。このため、設計に用いる地盤定数や基礎の支持力等を求める諸定数について、標準貫入試験から得られるN値との相関関係が数多く提案されている。

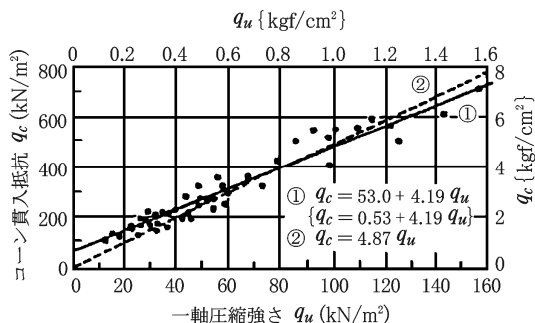
しかし、地盤の強度定数や変形係数は、応力・ひずみの状態や排水条件で異なるものである。したがって、N値から求められる地盤定数は、N値と地盤定数の相関関係を算出した特定の条件、たとえば特定の応力状態、ひずみレベル、排水条件下における地盤定数、又は、ある特定の計算モデルに用いるための地盤定数と考えるべきである。

ii) 粘性土の粘着力C

粘性土において、標準貫入試験のN値から非排水せん断強度（粘性土の粘着力 C_u ）を推定（ $C = (6 \sim 10) N \text{ kN/m}^2$ ）することがある。しかし、特にN値が4以下であるような軟弱な粘性土の場合、大きな打撃エネルギーを有する標準貫入試験の結果からせん断強度を推定することは適当ではないので、乱さない試料による室内試験や原位置試験での他の試験から粘着力 C_u を求めることを原則とする。室内試験は三軸圧縮試験を標準とするが、軟らかい粘性

土の非排水せん断強度においては、乱さない試料による一軸圧縮試験から一軸圧縮強度を求め、粘着力 $C_u = q_u / 2$ とすることができる。静的コーン貫入試験等の各種原位置試験からの粘着力の評価は、次式等による。

$$q_u \approx 5 q_c = 10 C_u \quad (q_c : \text{コーン貫入抵抗 } \text{kN/m}^2)$$



図一参 ポータブルコーン貫入試験による q_c と q_u の関係
(出典：「地盤調査法」地盤工学会)

iii) 砂のせん断抵抗角

自然の砂地盤を乱さない状態で試料採取し、室内力学試験を精度よく実施することは、一般に高い技術を要し、高価である。このため、砂の相対密度 D_r が N 値と相関を有することを利用して、相対密度を介してせん断抵抗角 ϕ を推定することが行われてきた。これらの相関式については過去に多数の研究があるが、推定精度を高めるために有効上載圧（拘束圧）の影響を考慮した下式により推定するものとする。

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 2.1 \quad (N > 5) \dots\dots\dots \text{(参-1)}$$

$$N_1 = 1.70 N / (\sigma'_v + 70) \dots\dots\dots \text{(参-2)}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (X - h_w) \dots\dots\dots \text{(参-3)}$$

ここに、

ϕ : 砂のせん断抵抗 (°)

σ'_v : 有効上載圧 (kN/m^2) で、標準貫入試験を実施した時点の値

N_1 : 有効上載圧 100kN/m^2 相当に換算した N 値。ただし、原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50 \text{kN/m}^2$ ある場合には、 $\sigma'_v = 50 \text{kN/m}^2$ として算出する。

N : 標準貫入試験から得られる N 値

γ_{t1} : 地下水面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)

γ'_{t2} : 地下水面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m^3)

X : 地表面からの深さ (m)

h_w : 地下水の深さ (m)

式 (参-1) において、 \log は自然対数である。また、本式は $N > 5$ の範囲で適用するものとする。

これは、緩い砂地盤の実測データが少ないこと、また緩い砂地盤では N 値のばらつきが大きいためである。

iv) 砂れきの粘着力 C 及びせん断抵抗角 ϕ

砂れき層ではれきを混入しているので、標準貫入試験においてれきをたたいて N 値が過大

に出る傾向がある。したがって、せん断抵抗角 ϕ をN値から推定する場合には、打撃回数と貫入量の関係を詳細に検討した上でN値を補正する等の留意が必要である。

洪積世の砂れき層においてよく締まって固結している場合には、せん断抵抗角のほかにある程度の粘着力Cを有する場合がある。構造物の規模、地盤条件などを考慮し特に必要な場合には、平板載荷試験を行って、推定することが望ましい。

沖積世の新しい砂れき層は、一般に固結が進んでいないので、原則としてせん断抵抗角 ϕ のみを有する地盤として評価するものとする。

v) 岩盤の粘着力C及びせん断抵抗角 ϕ

岩盤は、一般には土砂地盤と比べ不均質であり、力学・変形特性が岩層、層理・片理・節理の状態や頻度、断層破碎帯や風化変質帯の位置・程度等の種々の状況に影響されるため、試験結果の評価は土砂地盤に比べ容易ではなく、岩盤の粘着力C及びせん断抵抗角 ϕ の決定は困難である。したがって、強度定数の評価にあたっては類似の地盤の調査結果等も参考に十分に検討するものとする。

亀裂の少ない軟岩や土丹に対しては、コアの力学試験の結果から求めた一軸圧縮強度 q_u の $1/2$ を粘着力Cとし、せん断抵抗角 ϕ を無視して計算することができる。この一軸圧縮強度はその含水比に左右されるので、原地盤に含水比を保ったコアで試験を行うものとする。

風化軟岩の場合には、コアの採取が困難なことも多く、対象地山のせん断強度を求めることができない場合がある。このような比較的軟らかい軟岩の場合には、既往データに基づく換算N値と地山の特性値との相関関係を用いて、地盤定数を推定することができる。軟岩における換算N値と粘着力・内部摩擦力・変形係数の相関関係を整理したひとつの事例を以下に示す。

換算N値によるCと ϕ との関係 (出典 土質学会 傾斜地盤と構造物)

		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	5.10LogN +29.3	6.82LogN +21.5	0.888LogN +19.3	
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

硬岩の場合には、ボーリングコアの風化の度合いや亀裂の度合い等が一般に地山の平均的な性状とは異なる。コアによる力学試験や原位置坑内載荷試験等の局所的な試験結果だけではなく、RQDを考慮したり、ボーリングコアと地山それぞれのP波を考慮して、ボーリングコアの試験結果から地山の強度定数を評価することが望ましい。

なお、構造物の規模、地盤条件等を考慮して、特に必要な場合には現場でのせん断試験を実施することが望ましい。

3 部材の設計計算

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時における部材の照査にあたっては、部材断面に生じる断面力は、弾性理論により算出するものとする。
- (2) レベル2地震時における部材の照査にあたっては、部材に生じる断面力及び変形は、部材の塑性化を考慮した解析により算出するものとする。

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震動に対する断面照査時には、コンクリート部材、鋼部材を問わず、その部材に生じる軸方向力、せん断力、曲げモーメントは弾性理論によって求めるものとし、コンクリート部材の曲げ剛性、せん断剛性およびねじり剛性は、計算を簡略化するため、鋼材を無視し、コンクリートの全断面を有効として算定した値を用いるものとする。
- (2) レベル2地震動に対する橋脚および基礎の耐震設計を行う場合、鉄筋コンクリート橋脚、杭、ケーソン本体などについては、部材の非線形域でのエネルギー吸収性能を考慮した設計をおこない、その他はり部材フーチングなどについては、部材の非線形域でのエネルギー吸収性能が不明なこと、地震時に交番繰り返し荷重を受けないことを考慮し、発生する断面力が部材の耐力に達しないように設計をおこなうものとする。

4 橋台に作用する土圧

- (1) 土圧は背面に作用する分布荷重とし、常時は道示 I 2.2.6、地震時は道示 V6.2.4によるものとする。
- (2) 常時においては、橋台背面に地表面載荷荷重 10kN/m^2 を考慮するものとする。
- (3) 土圧の作用面は次のとおりとする。
 - 1) 重力式橋台、箱式橋台、およびラーメン式橋台で後フーチングが短い場合は、躯体コンクリート背面とする。
 - 2) 逆T式、控え壁式橋台の場合は、安定計算においては後フーチング縁端から鉛直な仮想背面とし、たて壁の設計においては、躯体コンクリート背面とする。

(1) 橋台裏込土の単位体積重量 (γ) と、せん断抵抗角 (ϕ) は、土質の状況によってさまざまに変化するが、一般的には、 $\phi = 30^\circ \sim 35^\circ$ 、 $\gamma = 18\text{kN/m}^3 \sim 20\text{kN/m}^3$ の範囲にある。高さ15m以下の橋台で、裏込土を設計段階で特定できない場合には、表 4-4-1 に示す値を用いてよいものとする。

表 4-4-1 橋台裏込土の諸定数 (設計要領第二集 NEXCO)

裏込土の種類	単位体積重量 kN/m^3	せん断抵抗角 (度)
よく締固めた砂と砂利の混合物	20	35
よく締固めた砂及び砂質土	19	30

- (2) 橋台裏込めには原則として、粘性土は用いないものとする。
- (3) 重力式橋台、および後フーチングの突出長が 1 m 未満の箱式橋台、ラーメン式橋台の土圧の作用面は、躯体コンクリート背面とする。

また、逆T式、控え壁式橋台の場合は、後フーチングの突出長が長いため、安定計算とたて壁の断面計算の土圧作用面を区別したものである。

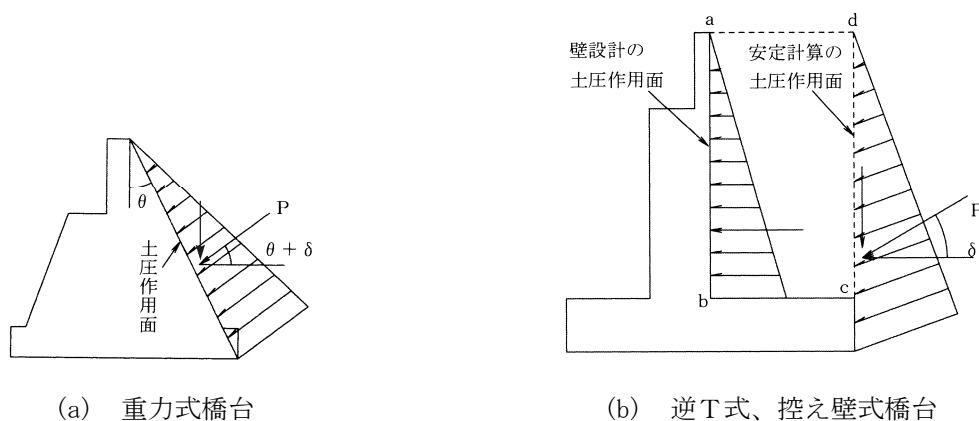
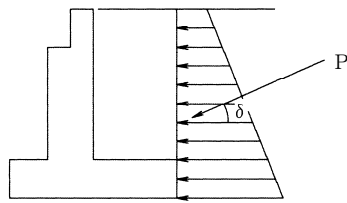


図 4-4-1 土圧の作用面

(4) 土圧作用面の壁面摩擦角 (δ) は、表 4-4-2 の値を用いるものとする。

表 4-4-2 土圧作用面の壁面摩擦角

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角	
			常時 δ	地震時 δ_E
重力式 箱式またはラーメン式 (後フーチング突出長 1 m 未満)	安定計算、壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0
逆T式 控え壁式 箱式またはラーメン式 (後フーチング突出長 1 m 以上)	安定計算	土と土	ϕ	$\phi/2$
	壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0

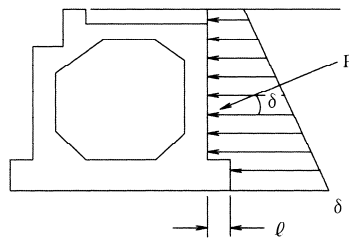


δ : 土と土との
壁面摩擦角

常時 $\delta = \phi$

地震時 $\delta = \phi/2$

(a) 逆T式・控え壁式



δ : 土とコンクリートとの
壁面摩擦角

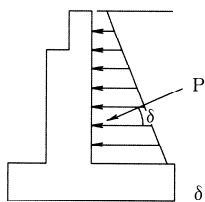
常時 $\delta = \phi/3$ ($\delta = \phi$)

地震時 $\delta = 0$ ($\delta = \phi/2$)

(b) 箱式・ラーメン式

(後フーチング張出長 (l) が
1 m 以上の場合には逆T式
と同様に考える)

図 4-4-2 安定計算用の壁面摩擦角

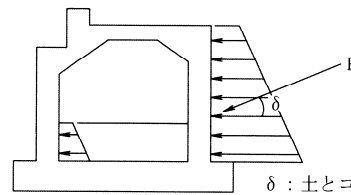


δ : 土とコンクリートとの
壁面摩擦角

常時 $\delta = \phi/3$

地震時 $\delta = 0$

(a) 逆T・控え壁式



δ : 土とコンクリートとの
壁面摩擦角

(中埋土砂がある場合は土圧を考慮する。)

常時 $\delta = \phi/3$

地震時 $\delta = 0$

(b) 箱式・ラーメン式

図 4-4-3 躯体設計用の壁面摩擦角

5 荷重の組合せ

橋台、橋脚の設計は、道示IV3.2表3.2.1に規定する荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについて、安定計算および部材の断面計算をおこなうものとする。

(1) 橋台の設計における荷重の組合せは、表 4-4-3 のとおりとする。

表4-4-3 荷重の組合せ（橋台）

荷重項目		計算ケース	
		常時	地震時
躯体および土砂自重 (G、W)		○	○
上部工 反力	死荷重 (R _d)	○	○
	活荷重 (R _ℓ)	△	×
土圧力 (P)		○	○
地表面載荷荷重 (q)		○	×
前フーチング上の土砂自重 (D _v)		○	○
浮力 (U)		△	△
地震の影響		×	○

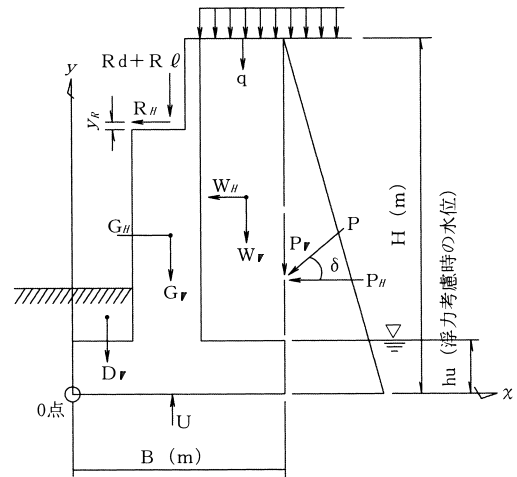


図4-4-4 橋台設計用の荷重

注) ○：考慮する △：場合により考慮する ×：考慮しない

- 1) 常時における活荷重は支持の計算においては考慮するが、滑動および転倒の計算においては考慮しないものとする。
- 2) 安定計算において前フーチングの上載土砂は鉛直力として考慮するが、地震時の水平方向慣性力は考慮しないものとする。
- 3) 後フーチングの上載土砂は安定計算においては鉛直力、水平方向慣性力とも考慮するが、たて壁の断面計算においては水平方向慣性力は考慮しないものとする。
- 4) 浮力について
 - イ) 浮力は、下部構造の安定に不利となるように考えるものとし、転倒や滑動の計算には考慮し、支持の計算には考慮しないものとする。
 - ロ) 橋台に浮力を考慮する場合の水位は、河川区域内では常時でH. W. L（高水位）、地震時でM. W. L（平水位）とするが、平地部においては、地下水位もしくは、フーチング上面のいずれか高い方とする。山地部等で地下水位がフーチング底面より明らかに低いことが確認できる場合には、浮力を考慮しなくてもよいものとする。
 - ハ) H. W. L（高水位）およびM. W. L（平水位）については、河川管理者等と協議するものとする。
- 5) 地表面載荷荷重は、各計算において最も不利となるように載荷するものとする。

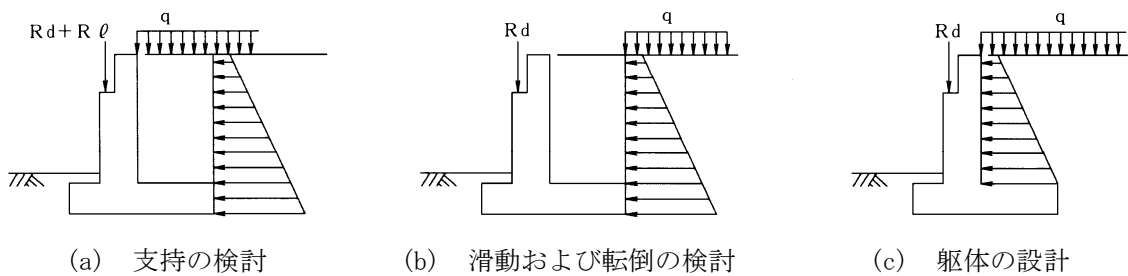


図4-4-5 地表面載荷荷重の載荷方法例

(2) 橋脚の設計における荷重の組合せは、表4-4-4のとおりとする。

表 4-4-4 荷重の組合せ (橋脚)

荷重項目		計算ケース		
		常時	地震時	暴風時
躯体自重 (G)		○	○	○
上部工 反力	死荷重 (R _d)	○	○	○
	活荷重 (R _ℓ)	○	×	×
フーチング上の土砂自重 (D _v)		○	○	○
流水圧		△	×	△
動水圧 (P _{WH})		×	△	×
浮力 (U)		×	△	△
地震の影響		×	○	×
風荷重		×	×	○

注) ○: 考慮する △: 場合により考慮する ×: 考慮しない

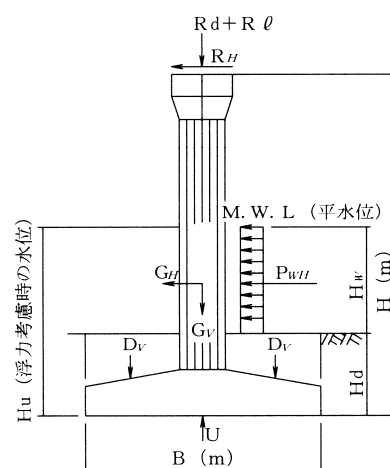


図 4-4-6 橋脚設計用の荷重

- 1) フーチング上の土砂自重は、将来洗掘のおそれと考えられる場合には、浮力考慮時に考慮しないものとする。また、地震時における安定計算では、水平方向の慣性力は考慮しないものとする。
- 2) 河川中の橋脚の浮力および動水圧は地震時のみ考慮するものとし、その場合の水位はM. W. L (平水位) とするが、平地部においては、地下水位もしくはフーチング上面のいずれか高い方とする。山地部等で地下水位がフーチング底面より明らかに低いことが確認できる場合には、浮力を考慮しなくてもよい。
- 3) H. W. L (高水位) および、M. W. L (平水位) については、河川管理者と協議するものとする。
- 4) 橋軸方向および橋軸直角方向の安定計算は、原則として常時においては (死荷重+活荷重)、地震時には (死荷重+地震の影響) の組合せとする。
- 5) 橋脚高の高い場合や遮音壁を取り付けた場合などでは、風荷重により基礎の安定が左右されることがあるので、このような場合は暴風時として安定計算をおこなうものとする。
- 6) 風荷重や温度変化の影響などによる水平方向の荷重を考慮する場合は、活荷重を組合せる場合についても検討するものとする。
- 7) 多径間連続橋では、温度変化の影響は部材設計については考慮するが、安定計算については考慮しなくてよいものとする。
- 8) 橋脚の前面側と背面側とで地盤高が異なり、躯体に偏土圧が作用する場合には、安定計算および柱の断面計算に偏土圧を考慮するものとする。

6 橋脚の設計計算

橋脚は常時、暴風時に対する設計、レベル1地震動に対する耐震性能1の照査及びレベル2地震動に対する耐震性能2.3の照査を行うものとする。

耐震性能の照査の方法としては、静的照査法と動的照査法がある。静的照査法の設計の流れは図4-4-7に示す通りである。

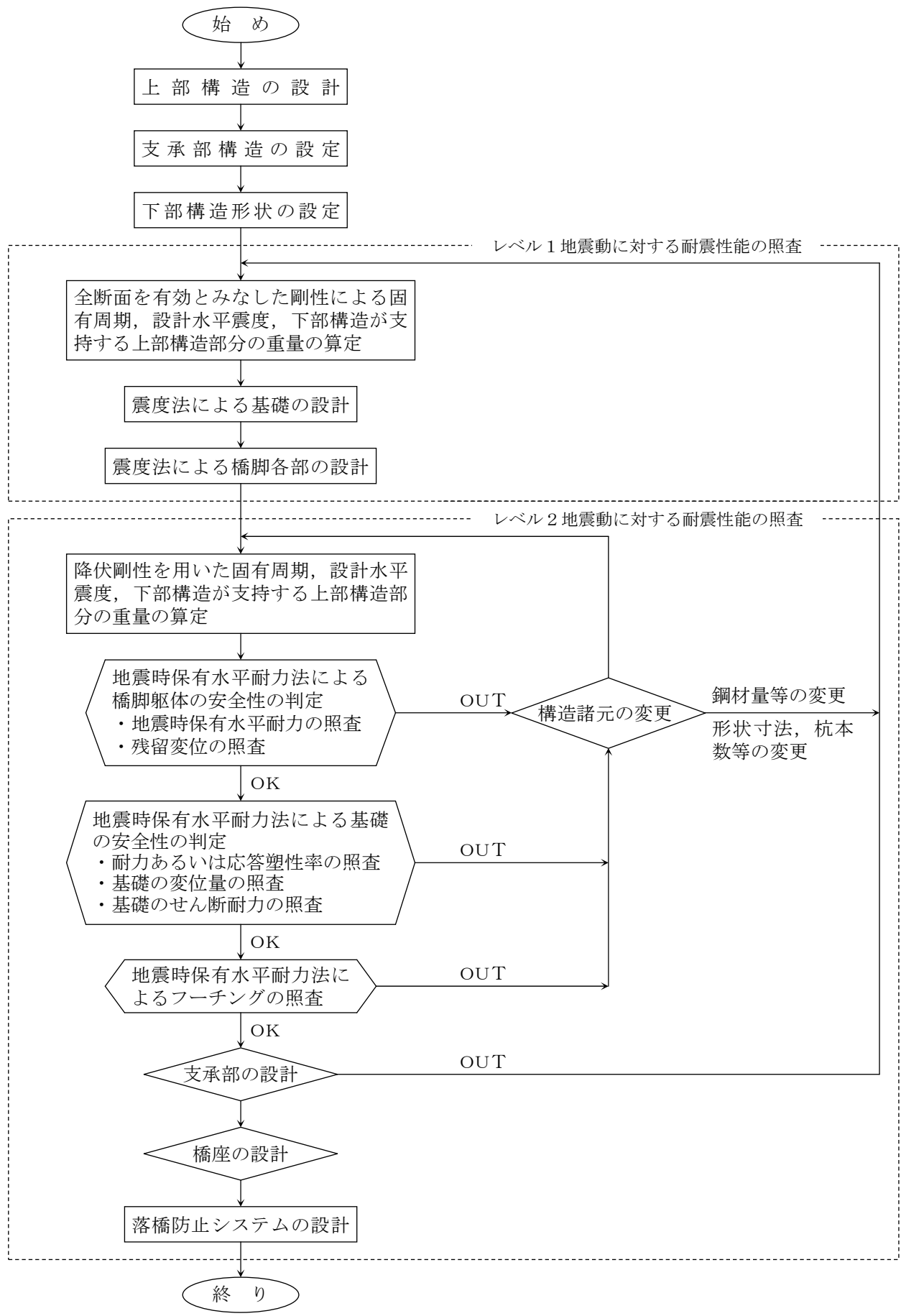


図 4-4-7 鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算の流れ

7 構造細目

7-1 鉄筋の配置

- (1) 鉄筋のかぶりは、原則として主鉄筋中心からコンクリート表面まで150mmするが、水中、土中の場合は、純かぶりとして7cm以上を確保するものとする。
- (2) 主鉄筋はD16mm以上とし、原則として2段以下に配置するものとする。
- (3) 鉄筋間隔は、原則として125mm、150mm、250mm、および300mmとするが、やむを得ない場合には100mmとすることができるものとする。
- (4) 鉄筋の定着は、鉄筋とコンクリートの付着によりおこなうものとする。また、橋脚柱（壁式橋脚の壁も含む）、橋台壁の軸方向鉄筋は原則として段落しは行なわないものとする。
- (5) 鉄筋の継手方法は、原則としてD25mm以下では重ね継手、D29mm以上はガス圧接（場所打ち杭は除く）とする。
- (6) 帯鉄筋は、D13mm以上とし、その高さ方向の間隔は、原則として15cm以下とするものとする。
- (7) 中間帯鉄筋は、帯鉄筋の配置される全ての断面に配筋するとともに、その断面内配置間隔は1m以内とする。また、中間帯鉄筋は施工性を考慮し、柱躯体内部において継手を設けるものとする。

- (1) 鉄筋のかぶりは、一般的な鉄筋の径（軸方向鉄筋D35、配力鉄筋D29、帯鉄筋もしくはスターラップD22程度を上限）を想定した値であるので、それ以上の太径鉄筋を用いる場合は別途考慮するものとする。
- (2) 主鉄筋はコンクリートの施工性に配慮し、2段以下に配置するものとする。
- (3) 鉄筋の配筋細目については次のとおりとする。

1) 圧縮側鉄筋

- ① 逆T式橋台のたて壁およびフーチングの圧縮側鉄筋量は、引張側鉄筋量の $1/2$ 以上とする。ただし、常時に側方移動をおこすおそれのある橋台および地震時に液状化が生じる地盤上の橋台においては引張側鉄筋量を配筋するものとする。

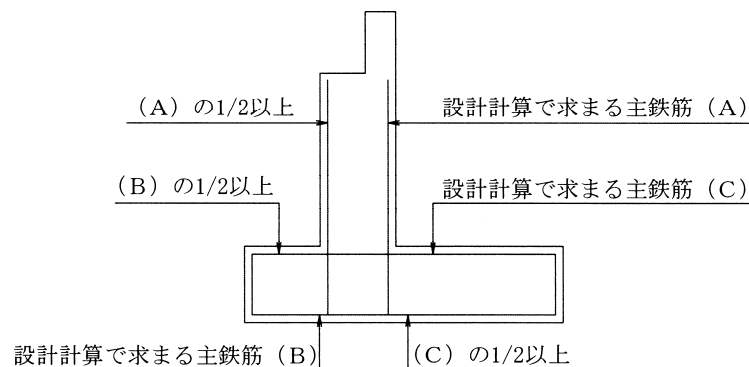


図4-4-8 圧縮側の鉄筋量

- ② 橋脚フーチングの圧縮側鉄筋量は、引張側鉄筋量の $1/3$ 以上とする。
- ③ 橋脚のはりおよびウィングの圧縮側鉄筋量は、引張側鉄筋量の $1/3$ 以上とする。
- ④ 最小鉄筋量はD16-300mmピッチとする。

2) 配力鉄筋

- ① 配力鉄筋量は引張側主鉄筋量および圧縮側主鉄筋量のそれぞれ $1/3$ 以上とし、主鉄筋の外側に 300mm 以下の間隔で水平方向に配置する。また、その端部は半円形フックまたは鋭角フックにより橋台内部コンクリートに定着する。

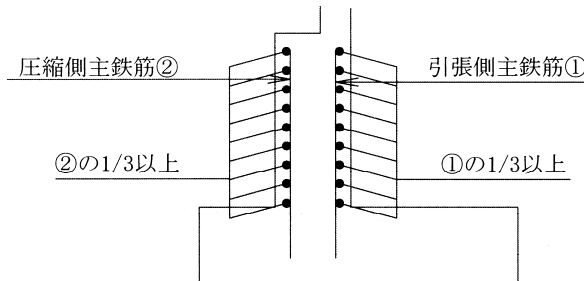
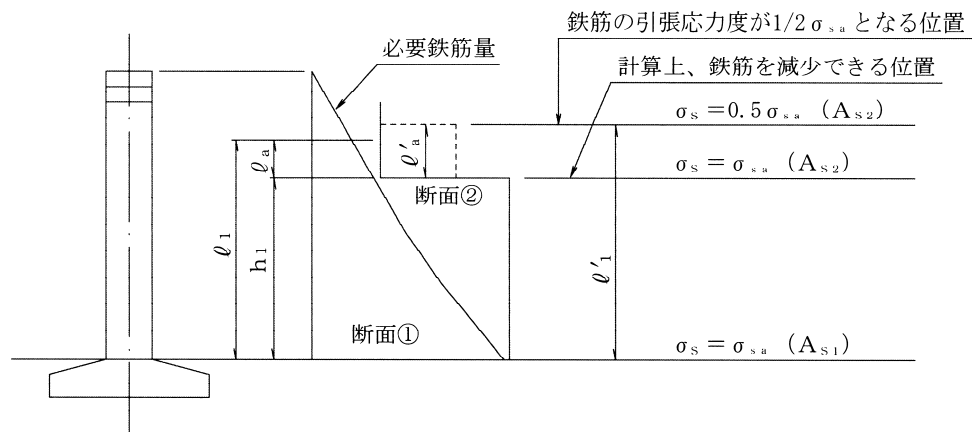
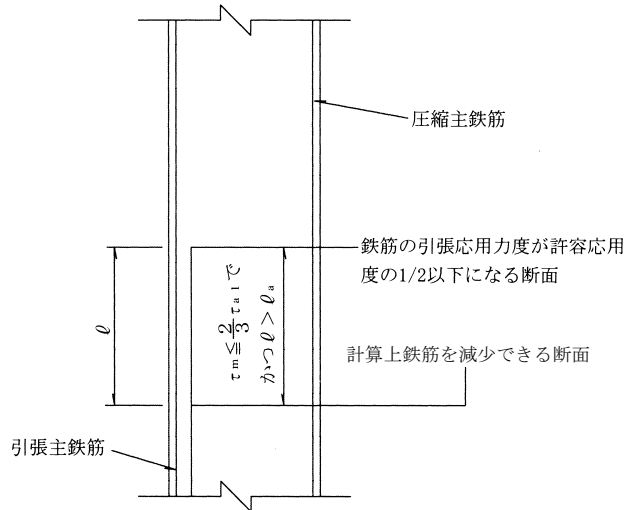


図 4-4-9 配力鉄筋量

- ② 最小鉄筋量は、コンクリートの乾燥収縮や温度変化などによる有害なひびわれを防止するため、 $D13-250\text{mm}$ ピッチ ($5\text{ cm}^2/\text{m}$) とする。
- (4) 1) 橋台壁、橋脚柱の軸方向鉄筋は原則として段落しを行なわないものとするが、高さが 30 m をこえる橋脚については、道示 V10.7 により段落し位置を求めるものとする。
- 2) 但し、擁壁の壁のように中間部において、引張側で鉄筋を定着する場合は、定着部コンクリートに有害なひびわれが発生しないよう、連続している鉄筋の引張応力度が許容応力度の $1/2$ 以下になる断面まで鉄筋を延ばして定着するものとする。





σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)

A_{si} : 断面 i における使用鉄筋量 (cm²)

τ_m : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm²)

τ_{a1} : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

τ_{a2} : 斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm²)

l_a : 鉄筋の定着長

図 4-4-10 部材引張部の主鉄筋の定着

(5) 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させないよう、原則として図 4-4-11 によるものとする。



L_1 は継手の長さ (L) に鉄筋径の 25 倍を
加えた長さ以上とする

(a) 重ね継手の場合 (D25mm 以下)

$L_1 \geq 1\text{m}$ (太径鉄筋使用の場合は
径の 25 倍以上を確保する)

(b) 圧接継手の場合 (D29mm 以上)

図 4-4-11 鉄筋の継手位置

(6) 曲げ破壊型となる RC 橋脚の弾性領域にある断面領域では、帯鉄筋の最大間隔を 300mm としてよい。ただし、帯鉄筋間隔の変化領域はその間隔を徐々に変化させるものとする。(橋脚の帯鉄筋に関する細則；道路橋示方書 (平成 24 年 3 月) IV 下部構造編 7.10(6) 及び V 耐震設計編 10.8(3) より)。

(7) 道示では中間帯鉄筋について両側半円形もしくは鋭角フックを原則としているため、施工性を考慮し、柱躯体内部で継手を設けるものとしたが、やむを得ず継手を設けず 1 本ものの鉄筋を使用する場合には、片側直角フックを適用し、ちどりで配置することを標準とした。その際、有効長は 1.5 倍として扱うものとする。

小判形橋脚においても橋軸直角方向と橋軸方向の寸法が近い場合などには、橋軸直角方向への帯鉄筋のはらみだしを抑える橋軸直角方向中間帯鉄筋の配置も検討する。

(8) 主鉄筋と配力鉄筋の関係

配力鉄筋は、原則として主鉄筋の外側に配置する。

7-2 鉄筋の名称とその機能 (道路橋計画設計資料 東北地方整備局)

(1) 鉄筋の名称

- 1) 軸方向鉄筋……部材軸方向に配置される正もしくは負の曲げモーメントに対する主鉄筋。
- 2) 配力鉄筋……応力を分布させる目的で、軸方向鉄筋と直角に配置される鉄筋。
- 3) せん断補強筋……せん断力に抵抗するように配置される鉄筋。
- 4) スターラップ……せん断補強筋の一種で、軸方向鉄筋を取り囲み、これに直角に配置する強筋。
- 5) 帯鉄筋……軸方向鉄筋を所定の間隔ごとに取り囲んで配置される横方向鉄筋。
軸方向鉄筋の座屈防止、軸方向圧縮力によるコンクリートの横方向のひずみを拘束してコンクリートの圧縮強度を十分に利用すること、およびせん断力を分担することを目的として配置する。
- 6) 中間帯鉄筋……断面内を横切るように配置される横方向鉄筋。
部材断面の寸法が1mを越える大型断面では、帯鉄筋が面外にはらみだす可能性があるため、内部のコンクリートを拘束するとともに、軸方向鉄筋の座屈防止、せん断力を分担することを目的として配置する。
- 7) 横拘束筋……コンクリートの圧縮強度を大きくするために、コンクリートを横拘束する鉄筋で、帯鉄筋や中間帯鉄筋により構成される。

(2) 各種鉄筋の機能

1) せん断力に抵抗する鉄筋

部材に作用するせん断力が大きくなると、コンクリート部材内に引張応力度が発生し、やがてせん断ひびわれに至る。このせん断ひびわれ面に直交する方向に作用する引張力に対して、鉄筋の引張力で抵抗させようとするのが、せん断補強筋である。

スターラップは、このせん断補強筋の一種で軸方向鉄筋に直角に配置した鉄筋である。その定着は、引張鉄筋を取り囲みフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着しなければならない。

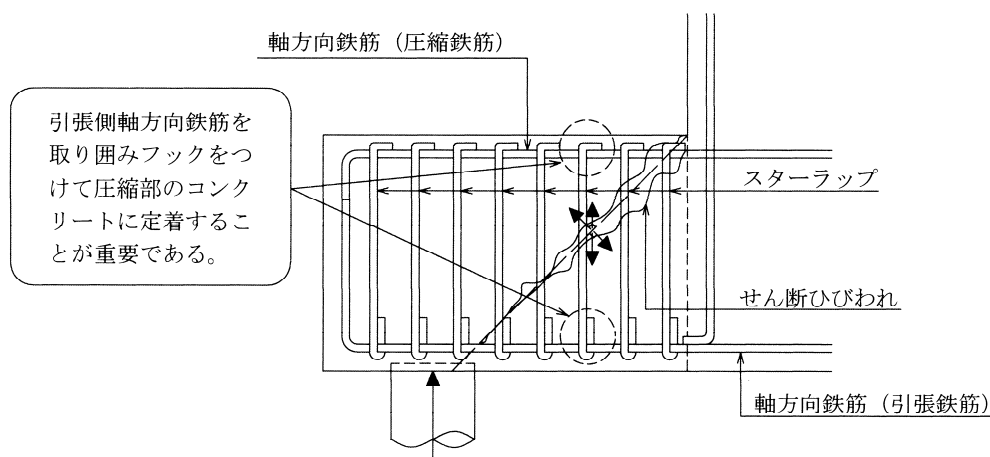


図4-4-12 スターラップの機能 (橋台前フーチングの場合)

2) 曲げ変形性能を向上させる鉄筋

鉄筋コンクリート部材に大きな曲げモーメントが作用した場合、引張側では鉄筋が降伏しひずみが増加する。一方、圧縮側においてはかぶりコンクリートがはく離し、やがて軸方向鉄筋が座屈する。地震時においてこのような状態が交互に繰返し生じると、内部コンクリートまで損傷するとともに、軸方向鉄筋が破断し、その結果鉄筋コンクリート部材の曲げ耐力が低下する。

このような損傷を防ぐためには、軸方向鉄筋の座屈を生じさせなければよく、このため軸方向鉄筋を取り囲んで帯鉄筋を配置するのが有効である。この帯鉄筋の軸方向の間隔は、軸方向鉄筋の直径などにより変化すると考えられるが、道路橋示方書では一律15cm以下としている。

この帯鉄筋は、かぶりコンクリートがはく離した状態でも有効に機能する必要があるため、その定着方法としては、重ね継手ではなく、フックをつけてコンクリートに定着させなければならない。

矩形断面において軸方向鉄筋が座屈すると、その外側にある帯鉄筋は押し出され、図4-4-14(a)のようにはらみだそうとする。部材の断面寸法が大きくなるとこのような現象が顕著となり、帯鉄筋による拘束効果が十分に得られなくなる。このような帯鉄筋のはらみだしを防ぎ、軸方向鉄筋の座屈を防止するために、断面内を横切って配置した鉄筋が中間帯鉄筋である。したがって、中間帯鉄筋は帯鉄筋にフックをかけて定着する必要がある。

なお、これらの帯鉄筋および中間帯鉄筋は、せん断補強筋を兼ねている。

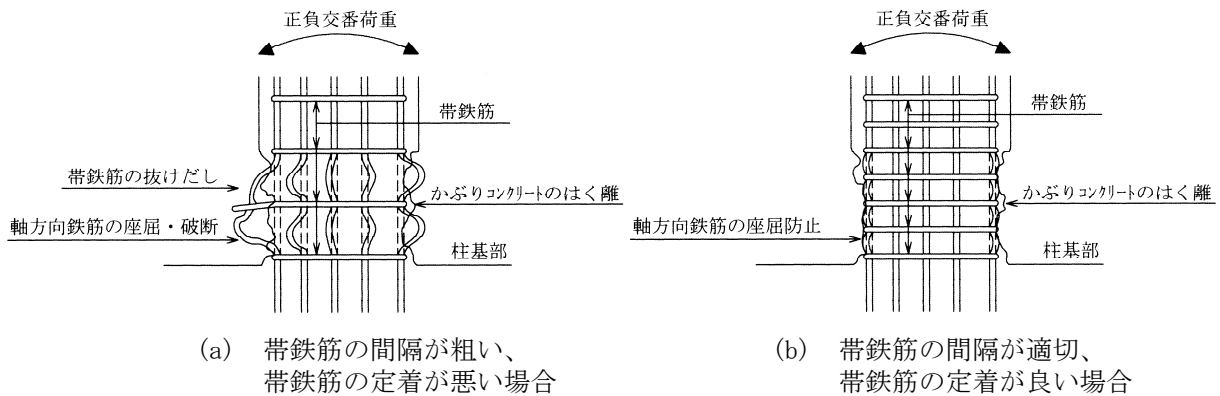


図4-4-13 帯鉄筋の機能

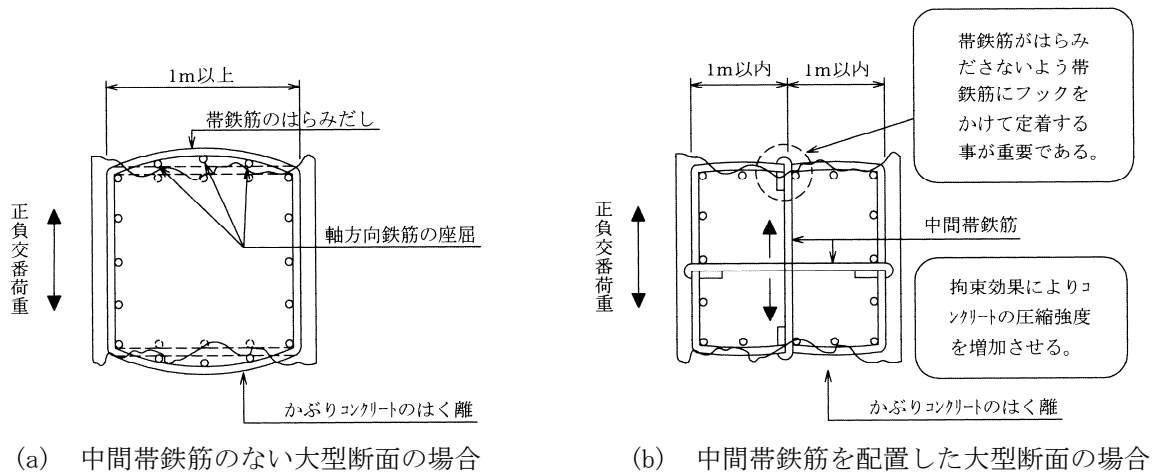


図4-4-14 中間帯鉄筋の機能

(3) 橋台および橋脚を構成する各部材の配筋の基本方針

橋台および橋脚を構成する各部材の配筋の基本方針を整理すると表4-4-5となる。

表4-4-5 橋台および橋脚を構成する各部材の配筋の基本方針

橋台および橋脚を構成する各部材		曲げモーメントに抵抗する鉄筋	せん断力に抵抗する鉄筋	曲げ変形性能を期待する部材 (横拘束が必要な部材)
橋台	パラペット	軸方向鉄筋	スターラップ	—
	たて壁		中間帯鉄筋	△
	フーチング		スターラップ	—
	ウイング		スターラップ	—
橋脚	はり	軸方向鉄筋	スターラップ	—
	柱		帯点・中間帯鉄筋	○
	フーチング		スターラップ	—
場所打ち杭		軸方向鉄筋	帯鉄筋	○

ここで、橋台のたて壁は、地震時保有水平耐力による耐震設計は行っていないが、ある程度のじん性を有するのが望ましい。このため、配力鉄筋と共同して横拘束効果が得られるよう中間帯鉄筋を配置することとしている。支承条件が固定支承あるいは弾性支承の場合には、支承から橋台たて壁に大きな水平力が作用する恐れがあるため、横拘束効果が確実に得られるようにする必要がある。したがって、配力鉄筋に継手を設ける場合には、帯鉄筋と同様にフックをつけて内部コンクリートに定着する。ただし、直角フックを設ける場合には、かぶりコンクリートがはく離してもフックがはずれないように継手部に中間帯鉄筋をかけるのがよい。

7-3 ウイングの設計

- | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>(1) 橋台に設けるウイングの最大長さ (l) は8 m程度とする。ただし、パラレル形式の場合は6 m程度が望ましい。</p> <p>(2) ウイングは、活荷重による地表面載荷荷重と土圧を受ける版とし、道示IV8.4.4により設計するものとする。</p> <p>(3) ウイングを設計する場合の設計土圧は原則として、主働土圧を用いるものとする。</p> |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|

(1) ウイングの形状図は図4-4-15(a)に示すパラレル形式を標準とするが、地形上パラレル形式が困難な場合、または将来拡幅などの恐れがある場合は図4-4-15(b)(c)に示す形式が望ましい。

なお、河川橋で堤体内にウイングを設置する場合には工作物に沿って間隙が発生しやすいこと等を考慮し、図4-4-15(a)に示す形状を原則とする。

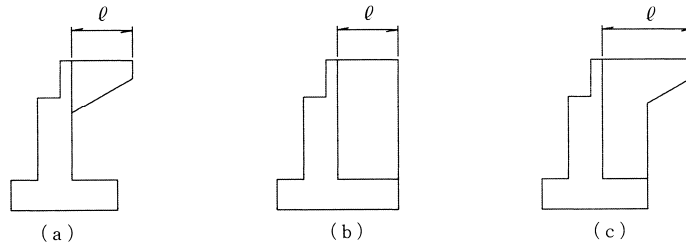


図4-4-15 ウィングの形式

- (2) ウィングの最大長は、慣用的な方法で設計が可能な8 m程度としたが、平行形式については片持版となることから、構造的に配慮し6 m程度としたものである。
- (3) ウィングの規模がやむを得ず大きくなる場合は、途中に支え壁を設けてよいが、この場合の最大長 (l) は、支え壁から6 m程度とし、平行部以外は3辺固定版として設計するものとする。
- (4) ウィングの厚さは施工性を配慮し、地覆幅以上で等厚とし、引張鉄筋は原則として一段配筋とする。
- (5) 平行ウィングまたは側壁タイプのウィングは、水平方向の主鉄筋をパラペット配力筋(水平筋)方向に定着させることから、パラペットの厚さや水平鉄筋量がウィングより小さい場合は、パラペットに補強鉄筋を配置するものとする。

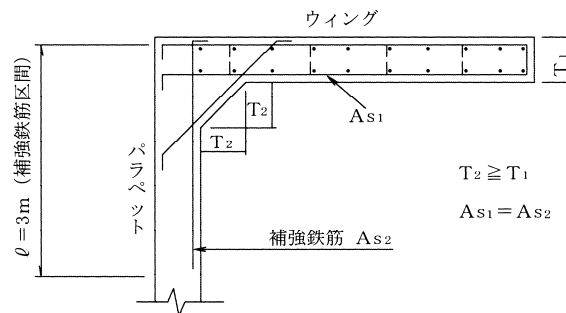


図4-4-16 パラペットの補強

- (6) ウィングの土被りは深さ1 m程度確保するものとする。

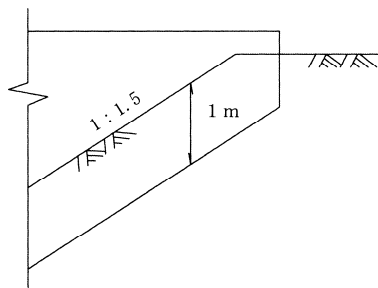


図4-4-17 ウィングの土被り

- (7) 次の条件をすべて満たすウィングについては静止土圧により設計するものとする。
- ① 踏掛版が設置されていない。
 - ② 歩道等が設けられていない。

- ③ 橋台の前趾とウィングとの角度が90°未満である。
- ④ ウィングの形状が側壁である。

7-4 幅の広い橋台の設計

幅の広い橋台は、温度変化および乾燥収縮による鉛直方向のひびわれ、ならびに横方向における不等沈下を考慮し、適切に設計するものとする。

(1) 通常橋台の場合は、壁の背面と正面では温度変化および乾燥収縮量に差があつて鉛直方向のひびわれ発生の原因となりやすいことから、広幅員の橋台に対しては、次のように対処するものとする。

- 1) 壁の高さ1mあたり、5cm²以上の鉄筋を30cm間隔で水平に配置するものとする。
- 2) 2車線の橋台で躯体幅が15m以上になる場合は、V形の切れ目（Vカット）を設置するものとする。ただし、鉄筋は切らないものとする。

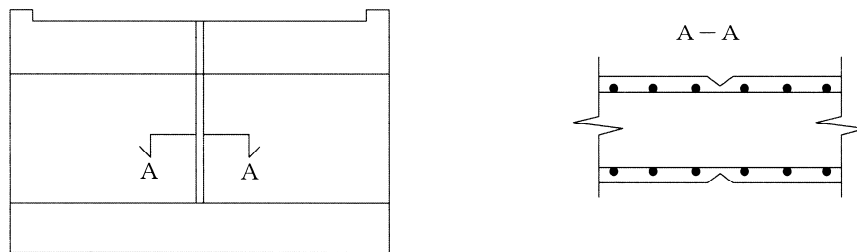


図4-4-18 橋台のVカット

3) 4車線以上で上部工が上・下線各々独立構造の場合は、躯体立上り部に伸縮目地を設置するものとする。ただし、フーチングは一体とし目地は設置しないものとする。

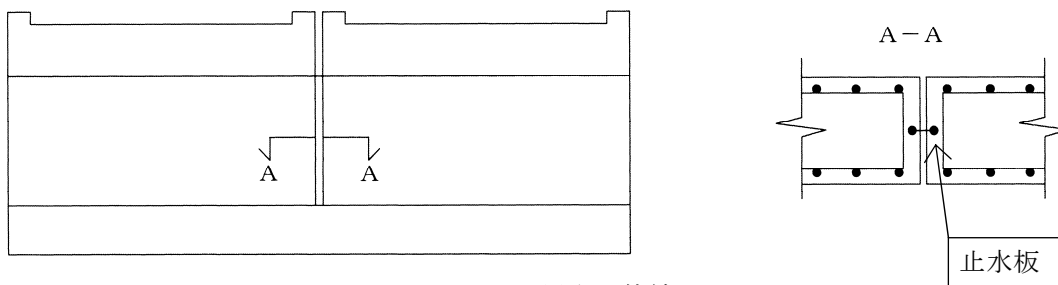


図4-4-19 橋台の伸縮目地

8 橋台背面アプローチ部

(1) 橋台背面アプローチ部は、良質な材料を用いるとともに、以下の点に考慮し設計及び施工を行うものとする。

- 1) 常時及び地震時における基礎地盤の安定性
- 2) 常時及び地震時における橋台背面アプローチ部の安定性
- 3) 降雨の作用に対する排水性

(2) 設計時に想定した性能を確保するため、橋台背面アプローチ部の条件（範囲、使用材料、構造諸元他）及び施工時の留意事項を設計図書に記載するものとする。

(1) 橋台背面アプローチ部は、沈下を生じにくい橋台と沈下が生じやすい盛土等との境界部にあるため、両者の沈下量の差により路面に段差が生じやすい。したがって、一般の盛土等よりも構造の設計、材料の選定、施工等に関して特段の配慮が必要となる。

橋台背面アプローチ部に用いる材料は、締め固めが容易で、非圧縮性・透水性があり水の浸入によっても強度の低下が小さい安定したものを用いる。

橋台背面アプローチ部の範囲は、橋への影響や路面の連続性を確保するための役割を考慮し、橋台高さや地盤、地形条件を踏まえ設定するものとする。

橋軸方向に関して一般には以下の範囲を目安とする。

- 1) 一般橋台：後フーチング長に橋台高の0.6倍を加えた範囲
- 2) インテルラルバット構造：後フーチング下面端部から橋台高の2.0倍の範囲

ただし、踏掛版を設置する場合で、上記範囲が踏掛版の長さより短い場合には踏掛版の長さ以上の範囲とする。また、切土部においては地山の土質条件等に合わせ適切に設定するものとする。

盛土部一般橋台の橋軸方向における設置範囲の例を図4-4-20に示す。

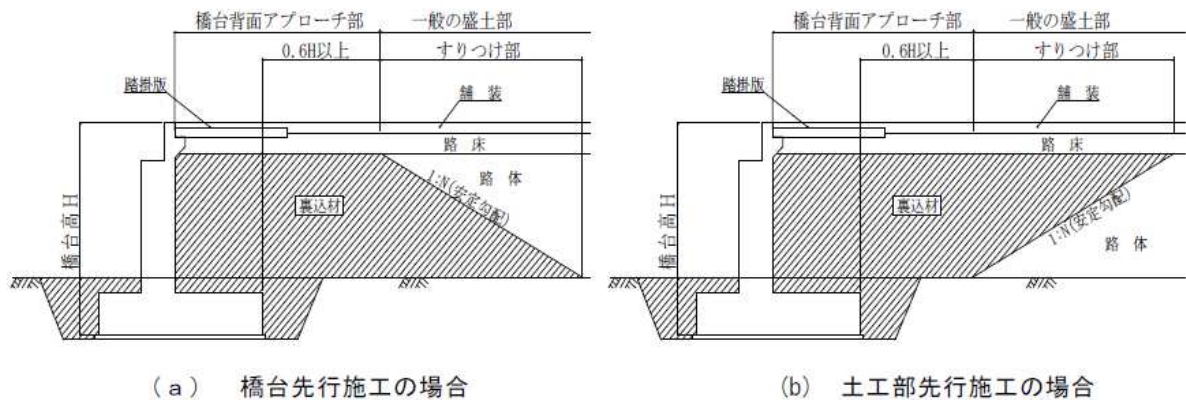


図4-4-20 橋台背面アプローチ部の範囲（盛土区間）

橋軸直角方向に関しては、ウイングも含めた橋本体への影響やその範囲の土の安定性を考慮し適切に設定するものとする。

- 1) 橋台背面アプローチ部の基礎地盤に起因する沈下には、圧密沈下や側方移動、液状化などがある。これらに起因した段差を抑制するためには、地盤調査や施工時の基礎地盤の確認を十分行う必要がある。

日常の維持管理での対応が困難であるような著しい圧密沈下などが生じるおそれがある場合は、必要に応じて載荷重工法や同工法に加えて地盤改良を行うなど適切な沈下防止対策を施すのがよい。

対策を行う場合は、橋台背面アプローチ部への影響を考慮して対策範囲を定めるとともに、隣接構造物への影響も考慮し施工方法を検討する必要がある。なお、基礎地盤に沈下対策を施す場合にも圧密沈下の不確実性等を考慮し、一般的な土を用いた盛土構造とするなど不測の沈下が生じた場合にも対応しやすい構造を橋台背面アプローチ部に用いることが望ましい。

- 2) 橋台背面アプローチ部自体の不安定化や損傷により、橋の安全性や供用性、修復性に影響を

及ぼさないようにする必要がある。

修復性に関しては、地震後に盛土等の変状の程度が点検で容易に確認でき、早期に供用の可否の判断が可能であることや、速やかな機能の回復が可能な程度の損傷に留めることが要求される。補強土は、山岳部や用地制約の厳しい条件において適用事例が多く一般的な盛土よりも高い耐震性を有する構造物であるが、橋台とは地震時の挙動が異なるため、路面の連続性に影響を及ぼす場合がある。したがって、橋台背面アプローチ部の変状が生じた場合の修復の判断の方法や修復の方法について十分に検討したうえで変状を速やかな機能の回復が可能となる範囲に留める必要がある。

また、補強土壁は沈下による変状が生じた場合に一般に修復が困難であるため、基礎地盤が十分に安定している箇所で用いる必要がある。

- 3) 橋台背面アプローチ部は、降雨や湧水などにより水が集まりやすく、これに伴う侵食、背面土の強度低下や吸出しにより、沈下や崩壊に至る例も少なくない。したがって、橋台背面土中に水が浸入及び滞水しないように施工中の排水勾配や、路面やのり面の表面排水工及び地下排水工等の排水対策、のり面保護工等を実施する必要があり、「道路土工-盛土工指針」や「道路土工要綱」に基づき適切な排水施設を設置するものとする。

高架橋橋台部における排水工の構造例を図4-4-21に示す。

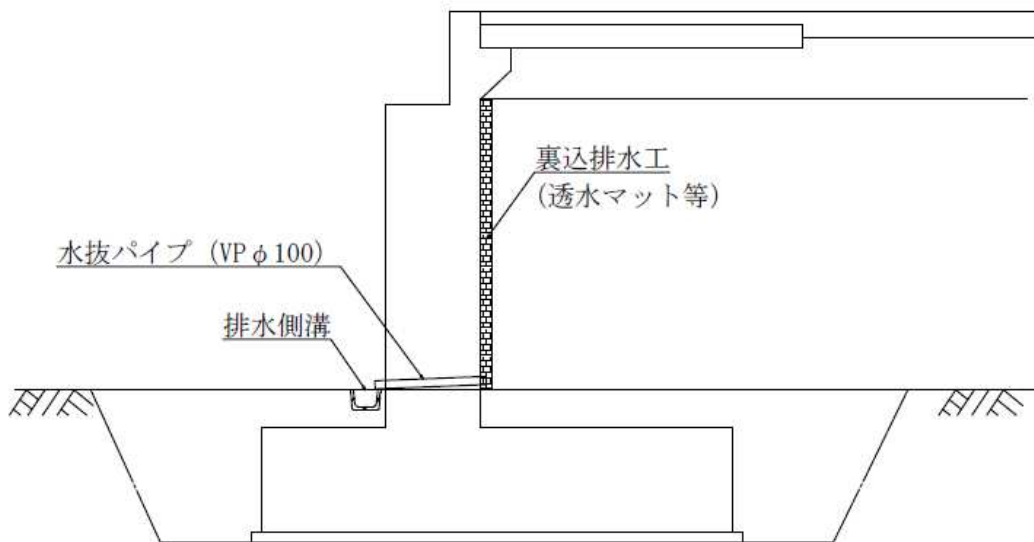


図4-4-21 橋台背面アプローチ部の排水工の構造例

第2節 基礎工

1 設計の基本

- (1) 基礎は常時、暴風時及びレベル1地震時に対し、支持・転倒・滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位は許容変位をこえてはならない。
- (2) 基礎の設計法の区分
基礎はその形式に応じ、原則として直接基礎、斜面上の深礎基礎、ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎に区分して設計するものとする。
- (3) 橋脚基礎は、レベル2地震時に対し、道示耐震設計編6章及び耐震設計編12章の規定により地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。
- (4) 橋台基礎は、レベル2地震時に対し、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には、道示耐震設計編6章及び耐震設計編13章の規定により地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。
- (1) 基礎は、支持、転倒、および滑動に対して安定でなければならない。なお、転倒に関する照査は直接基礎のような浅い基礎のみについて行うものとする。
- (2) 1) 各基礎形式の安定照査項目および安定照査の基本と設計法の適用範囲は表4-4-6、表4-4-7に示すとおりである。

表4-4-6 常時、レベル1地震時、暴風時における各基礎の安定照査項目

照査項目 基礎形式	支持力		転倒	滑動	水平変位
	鉛直	水平			
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	○	—	—	○	○

() は根入れ部分で荷重を分担する場合

表 4-4-7 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 βL_e 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	照査面	照査項目					
直接基礎	荷重合力の作用位置	底面	支持力	底面 〔前面〕	せん断抵抗力 〔受働抵抗力〕	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 設計地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←————→			
杭基礎	有限長杭	—	杭頭 支持力	設計地盤面 又は杭頭	水平変位	弾性体	←————→			
	半無限長杭						————→			

[] : 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。

L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

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

$E I$: 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) (βL_e の判定には常時の k_H を用いる)

- 「道示IV下部構造編」に示している設計手法は、各基礎形式の施工法、基礎の支持条件、荷重分担および基礎の剛性を考慮した設計計算モデルによっていることから、基礎と地盤との相対的な剛性を評価する βL_e が適用範囲の目安値から外れるものについては、ほかの基礎形式を選定するか、別途に設計計算モデルを想定し、検討をおこなうものとする。
- 直接基礎とケーソン基礎の区分は、表 4-4-8 のとおりであるが、 $L_e/B > 1/2$ 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ものとする。

表 4-4-8 直接基礎とケーソン基礎の区分

基礎形式 \ L_e/B	0	1/2	1
	直接基礎		←————
ケーソン基礎			————→

ここに、 L_e : 基礎の有効根入れ深さ (m)

B : 基礎短辺幅 (m)

- 杭基礎は、 $1 < \beta L_e < 3$ までを有限長の弾性体として、 $\beta L_e \geq 3$ を半無限長の弾性体としてとりあつかうものとする。

5) ケーソン及び鋼管矢板基礎は、1本の柱状体基礎（半剛体基礎）とし有限長の弾性体としてとりあつかうものとする。

(3) レベル2地震時に対する橋脚基礎の安定照査の基本的な考え方は道示耐震設計編6章及び12章に規定している。各基礎形式における具体的な安定計算モデルや設計定数の設定、降伏状態の定義等については道示下部構造編で規定している。各基礎形式における解析モデル、降伏、許容塑性率、許容変位などは、表4-4-9のとおり整理される。

レベル2地震時における基礎の許容変位としては、次に示す変位を考慮する必要がある。

1) 上部構造から決まる許容変位

橋の供用性及び上部構造の修復性に影響をおよぼさないように基礎の変位を制限する値であり、一般には落橋防止システムの設計にこの変位を考慮する。

2) 下部構造から決まる許容変位

基礎の塑性化を考慮した設計をする場合、過大な残留変位を防止する観点から基礎の許容変位を規定した。

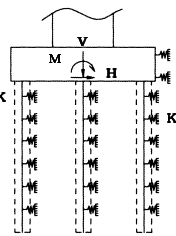
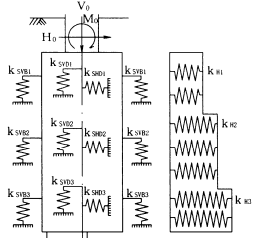

橋脚基礎の許容変位は、基礎天端あるいはフーチング底面における回転角0.02rad程度を目安とする。

直接基礎は一般に良好な支持層に支持されており地盤の支持力に余裕があるため、レベル2地震時には基礎の一部に回転による浮上りが生じることによりエネルギー吸収が期待できるものと考えられる。また、直接基礎がこのような非線形挙動を示す場合においても、地盤には過度の損傷が生じないと考えられることから、直接基礎は一般に地震時保有水平耐力法により設計を行わなくてよい。ただし、レベル2地震時においては、フーチングにはレベル1地震時よりも大きな断面力が生じると考えられるので、これに対するフーチングの安全性は照査する必要がある。

地震時保有水平耐力の設計は、タイプⅠとタイプⅡで行うが、基礎の設計ではどちらか大きい方の設計震度 $K_h e$ で行えばよい。ただし、液状化によって低減される土質定数がある場合は弱い地盤定数の方で行う必要がある。

(4) 従来は、橋台基礎においては、レベル2地震時に対する安定性の照査を省略してよいものとしていた。しかし、既往の橋台基礎の被災事例を踏まえ、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基礎を対象として、道示耐震設計編6章及び13章の規定により、レベル2地震時に対する照査を行うことを原則とした。

表 4-4-9 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	許容塑性率	許容変位
基本方針		地盤抵抗及び基礎本体の塑性化、又は、基礎の浮上りを考慮する。	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時。	橋としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷にとどめる。	
基礎形式	抗基礎	 <ul style="list-style-type: none"> 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 杭体のM~φ関係は、バイリニア型 	<ul style="list-style-type: none"> 全ての杭で杭体が塑性化する。 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限值に達する。 	橋脚基礎の場合は4、橋台基礎の場合は3。	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	<ul style="list-style-type: none"> 基礎本体は1本の柱状体 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） 	<ul style="list-style-type: none"> 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、RC橋脚の許容塑性率の算定に準じる。橋台基礎の場合は3。	
	鋼管矢板基礎	 <ul style="list-style-type: none"> 6種類の地盤抵抗要素（バイリニア型） 	<ul style="list-style-type: none"> 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。	
	地中連続壁基礎		<ul style="list-style-type: none"> 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RC橋脚の許容塑性率の算定に準じる。橋台基礎の場合は3。	

2 直接基礎

2-1 設計一般

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する直接基礎の照査は、地盤の支持力、転倒および滑動に対しておこなうものとする。この場合、基礎根入れ部前面の抵抗土圧は、原則として無視するものとする。
- (2) レベル2地震時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うものとする。

(1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査について述べたものである。

- 1) 地盤の極限支持力は、構造物の寸法のほか、荷重の偏心と傾斜によって決まることから、道示IV10.3.1により、支持力係数の寸法効果、荷重の偏心傾斜を考慮して求めるものとする。
- 2) ラーメン橋やアーチ橋の橋軸方向のように、構造上転倒モーメントに対する安定性が確保されると判断される場合には、転倒の照査を省略してもよい。
- 3) 良質な支持層における常時の地盤反力度は、基礎の過大な沈下を避けることから、表4-4-10に示す値程度におさえるものとする。

表 4-4-10 常時における最大地盤反力度の上限値

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

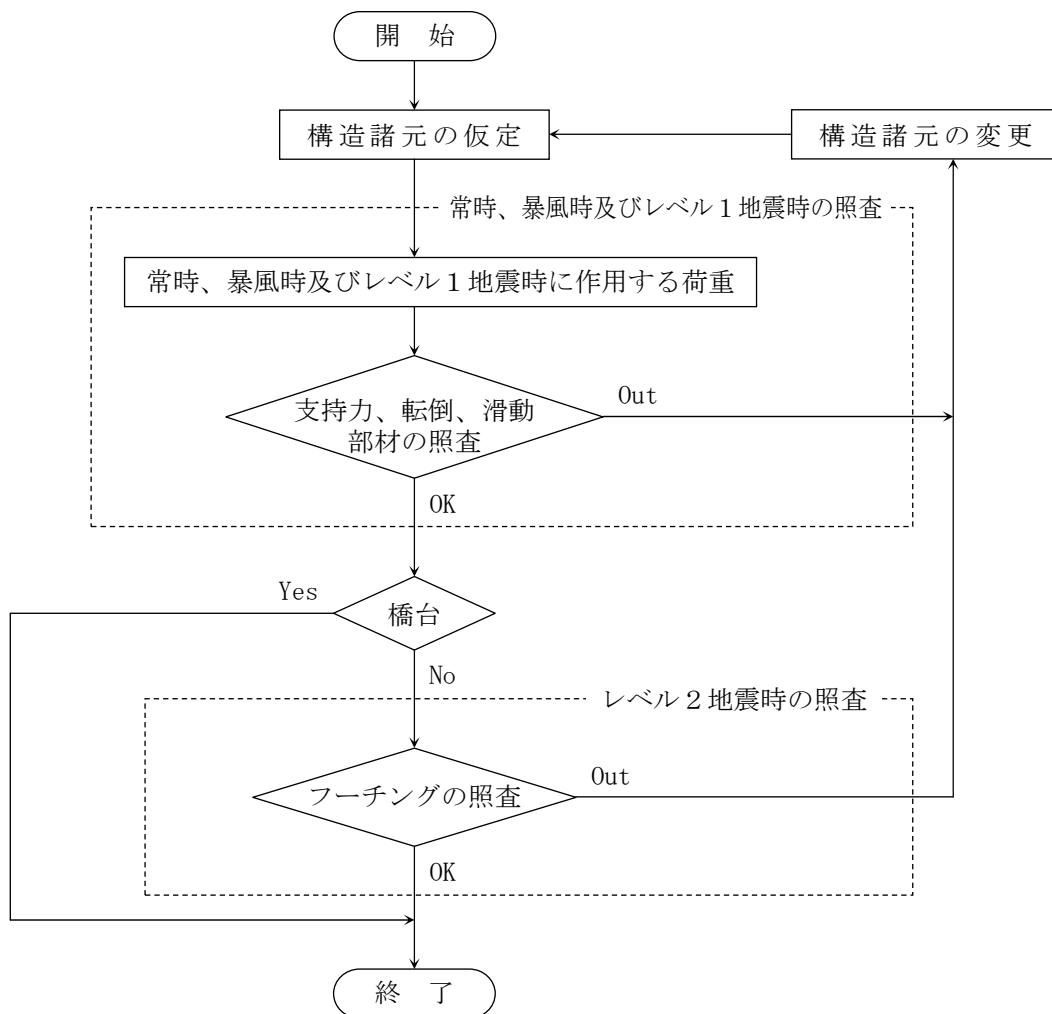


図 4-4-22 直接基礎の設計計算フロー

- 4) 岩盤の極限支持力は、亀裂、割れ目など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、支持力推定式により極限支持力を推定することは困難であることから、母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を表 4-4-11 に示す上限値程度におさえるものとする。

表4-4-11 岩盤の最大地盤反力度の上限値

岩盤の種類		最大地盤反力度 (kN/m ²)		目安とする値	
		常時	レベル1 地震時	一軸圧縮強度 (kN/m ²)	孔内水平載荷試験による 変形係数 (kN/m ²)
硬 岩	亀裂が少ない	2,500	3,750	10,000以上	500,000以上
	亀裂が多い	1,000	1,500		500,000未満
軟岩・土丹		600	900	1,000以上	

注) ただし、暴風時にはレベル1地震時の値を用いるものとする。

- 5) 転倒に対する安定照査は、道示IV10.1によるものとする。
- 6) 基礎底面の滑動に対する安定照査は、道示IV10.3.3によるものとする。
- 7) 一般に直接基礎では、根入部分は将来の変動を見越して最小根入れに止める場合や、施工上からも掘削土をそのまま埋戻す場合が多く、締め固めも完全にできないので根入部の前面抵抗土圧などを考慮せず、底面のみでとらせるものとする。
- 8) 安定計算が滑動で決定される橋台で支持層が軟岩以上の場合は、突起を設ける事を検討する。ただし、作用するせん断抵抗が過度にならないように、常時の滑動計算では6)に示す安全率を確保するものとする。
- 9) 橋脚高が高い場合や遮音壁を取り付けた場合などでは、風荷重により基礎の安定が左右される場合があるので、このような場合は暴風時としての安定計算をおこなうものとする。
- (2) 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には、レベル2地震時に対する照査は行わなくてよい。ただし、レベル2地震時においては、基礎の浮上りにより、レベル1地震時よりも大きな断面力がフーチングに作用するので、道示下部構造編10.6の規定によりレベル2地震時に対する部材の安全性を照査するものとする。

3 斜面上の直接基礎

- (1) 斜面上の直接基礎は、事前に斜面や支持地盤をよく把握し、岩盤の節理、亀裂などを十分調査のうえ設計をおこなうものとする。
- (2) 斜面上の直接基礎は、段差なしフーチングが望ましいが、地山の掘削土量が多くなる場合は段切り基礎を用いるものとする。
- (3) 段切り基礎の場合は、原則として段差フーチングとするが、やむを得ない場合は、置換え基礎を用いてもよい。
- (4) 置換え基礎を用いる場合は、全体の安全性について十分検討するものとする。
- (5) 斜面上の支持地盤が良質な砂質や粘性土地盤の場合の支持力度は、荷重の偏心傾斜および斜面上の基礎で天端余裕幅を考慮して算定するものとする。
- (6) 斜面上の直接基礎の設計は本項によるほか「設計要領第二集 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社」を参考に行うこと。

- (1) 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いい、段切り基礎はフーチング基礎と置換えフーチング基礎に分類される。

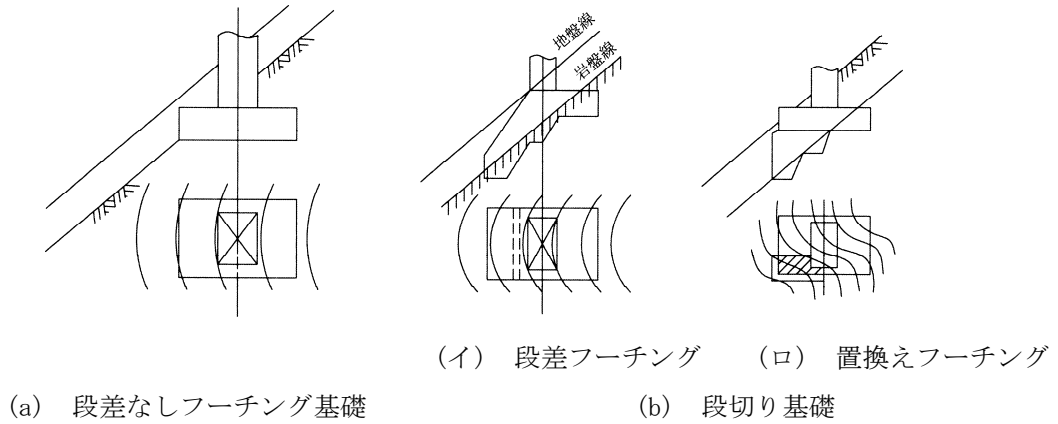


図4-4-23 斜面上の直接基礎

- 2) 斜面上の直接基礎で地表面（長期的に安定地盤面）からの天端余裕幅 S は図4-4-24を目安とするものとする。この場合、本項(5)に従って斜面上の許容支持力度を算定し、安全を確認するものとする。ただし、硬岩、軟岩で亀裂や風化を含む場合は、亀裂の方向、風化範囲、地下水位などによりその支持力が大きく影響を受けるため、十分な調査・試験を行ってその安全率を確認するものとする。

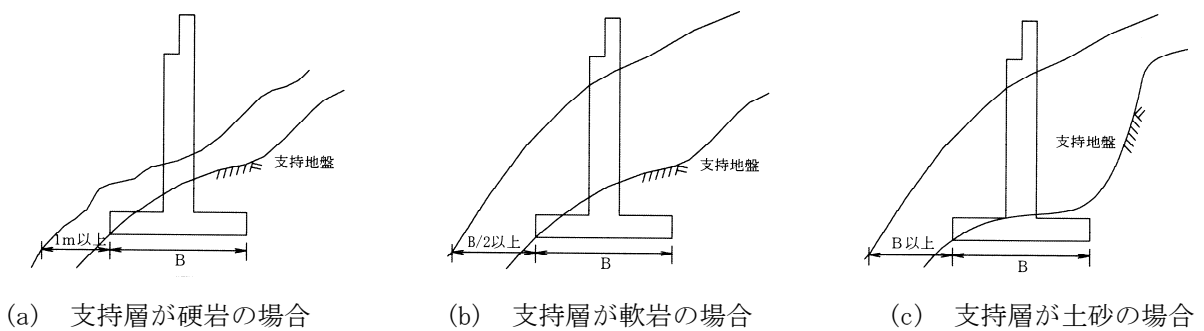


図4-4-24 斜面部における天端余裕幅

- (3) 段切り基礎の内、置換え基礎は、本来、支持地盤となり得ない不良地盤をコンクリートで置換え、支持地盤としての機能を持たせることを主目的としている。したがって、段切り基礎は原則として段差フーチングを用いるものとする。

- 1) 段差フーチングの段差高は1段につき3.0m以下、段数は2段まで、段差は1方向のみとする。

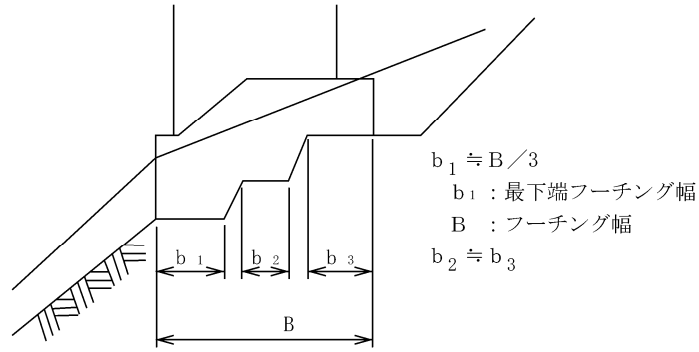


図 4-4-25 段差フーチング

2) 段差フーチングの安定照査は、次によりおこなうものとする。

イ) 支持力および転倒に対する照査

図 4-4-26 に示す仮想底面 I-I (基礎幅 B) によっておこなうものとする。

ロ) 滑動に対する照査

水平力に対する滑動の照査は、図 4-4-26 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ものとする。

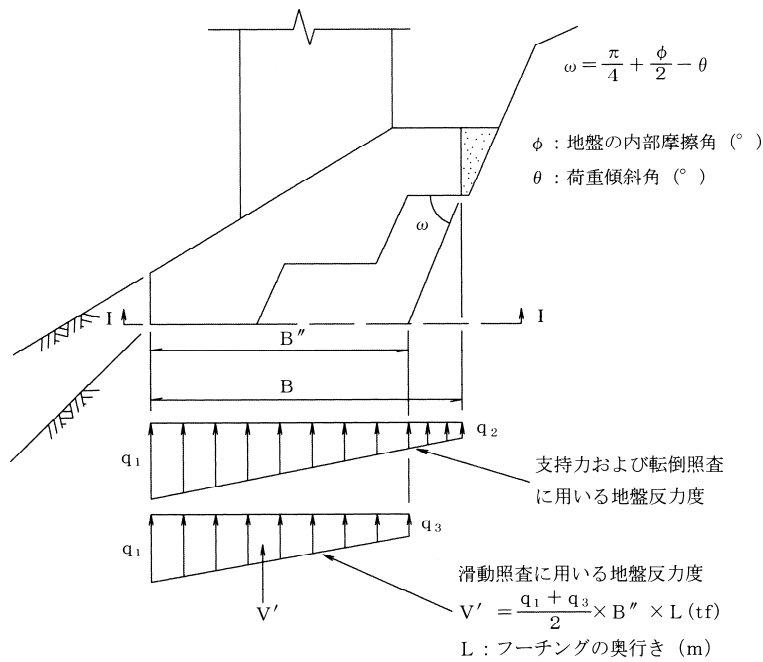


図 4-4-26 段差フーチングの安定照査

3) 柱および壁鉄筋のフーチングへの定着は、フーチング下面まで伸ばす事を原則とし、かつ、コンクリートの打止め位置を考慮して決定するものとする。

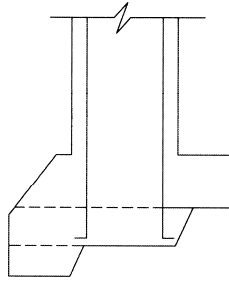


図 4-4-27 柱および壁鉄筋のフーチングへの定着

(4) 置換え基礎は、次によるものとする。

- 1) 置換え基礎の全高は3.0m以下、段差は1段までとする。

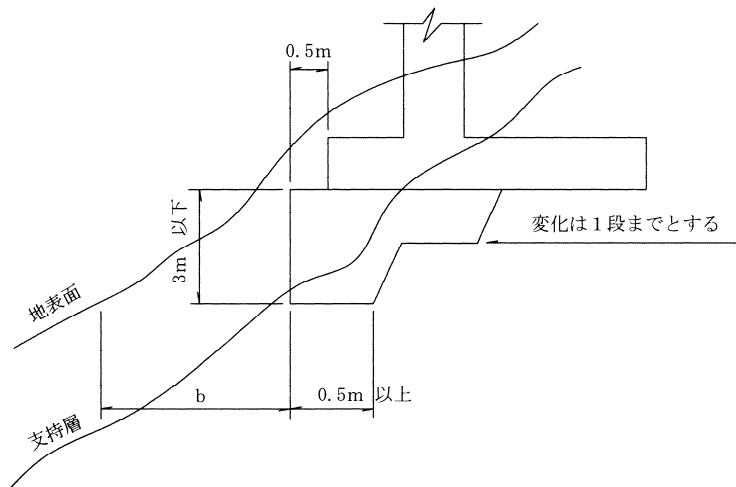


図 4-4-28 置換え基礎

- 2) 基礎底面に占める不良地盤の割合が大きいと、支持地盤としては不適當であることから、置換え基礎の範囲は、下記を目安とするものとする。

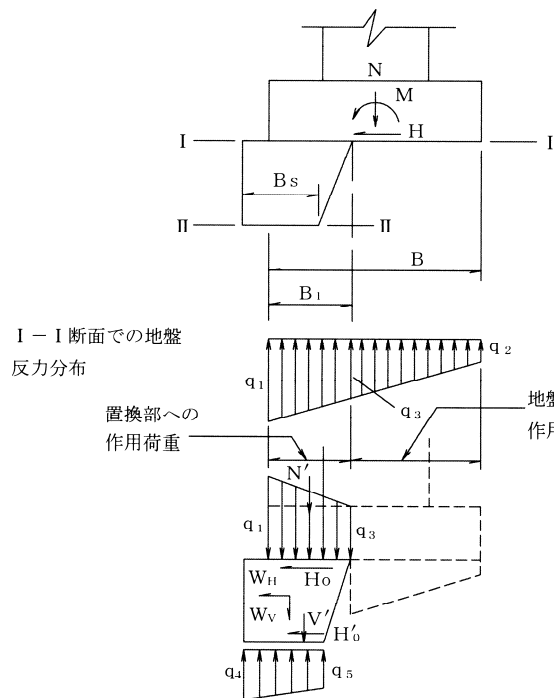
一方向の場合：1 / 3 (置換え面積と基礎面積の比) 以下

二方向の場合：1 / 4 (置換え面積と基礎面積の比) 以下

- 3) 置換え基礎のコンクリート強度は、なるべく良質な基礎地盤と同程度とするのが望ましい。また、置換え基礎と下部構造躯体が滑動しないよう差し筋を設けるとともに、置換えコンクリートが地表面に出る場合は、コンクリート表面にひびわれ防止鉄筋 (D13 etc 250mm) を設けるものとする。この際の差し筋は、差し筋のせん断耐力のみで置換えコンクリートと岩盤との摩擦力を下回らないように配置するものとする。

- 4) 置換え基礎の安定照査は、次によりおこなうものとする。

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および滑動の照査を図 4-4-29 のようにおこなうものとする。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)

$$V' = W_V + N'$$

H0' : II-II断面の滑動力 (kN)

$$H_0' = H_0 + W_H$$

WV : 置換えコンクリートの自重 (kN)

WH : 置換えコンクリートの慣性力 (kN)

図 4-4-29 置換え基礎の安定照査

4 杭基礎

4-1 設計一般

- (1) 杭基礎の常時、暴風時及びレベル1地震時に対する杭基礎の設計は、次によるものとする。
 - 1) 各杭頭部の軸方向反力は、杭の許容支持力以下とする。
 - 2) 杭基礎の変位は、許容変位以下とする。
 - 3) 杭基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。
- (2) レベル2地震時に対する杭基礎の照査は、杭体および地盤の抵抗要素の非線形性を考慮した設計モデルを用いて、安全性を照査しなければならない。
- (3) 杭の配列は、道示IV12.3によるものとする。

(1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査は、次によるものとする。

- 1) 上部構造から各々の杭に伝達される軸方向押込み力、軸方向引抜き力は、許容支持力以下となるように設計しなければならない。

設計条件によっては、負の周面摩擦力や偏土圧のような杭本体に直接作用する力に対しても所要の安全性が確保されるように設計する必要がある。また、必要に応じて群杭の影響についても検討しなければならない。

- 2) 杭基礎の水平方向の安定性は、水平変位により照査するものとする。杭基礎の設計における許容変位としては、上部構造から決まる許容変位と下部構造から決まる許容変位とを考慮しなければならない。

(2) 杭基礎の地震時保有水平耐力法における標準的な解析モデルは表4-4-12に示す通りである。レベル1地震時では杭および地盤抵抗要素は弾性体として扱うが地震時保有水平耐力法では弾塑性型となる。また、設計計算フローを、図4-4-30に示す。

なお、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については、

道示耐震設計編 6 章及び13章の規定により照査する。

表 4-4-12 杭基礎の解析モデル

		常時、暴風時、レベル1地震時	レベル2地震時
杭の剛性	鋼管、鋼管コンクリート杭	弾 性	弾塑性型（バイリニア型）
	場所打ち、PHC、SC	弾 性	弾塑性型（トリリニア型）
地盤抵抗要素	鉛直方向	弾 性	弾塑性型（バイリニア型）
	水平方向	弾 性	弾塑性型（バイリニア型）

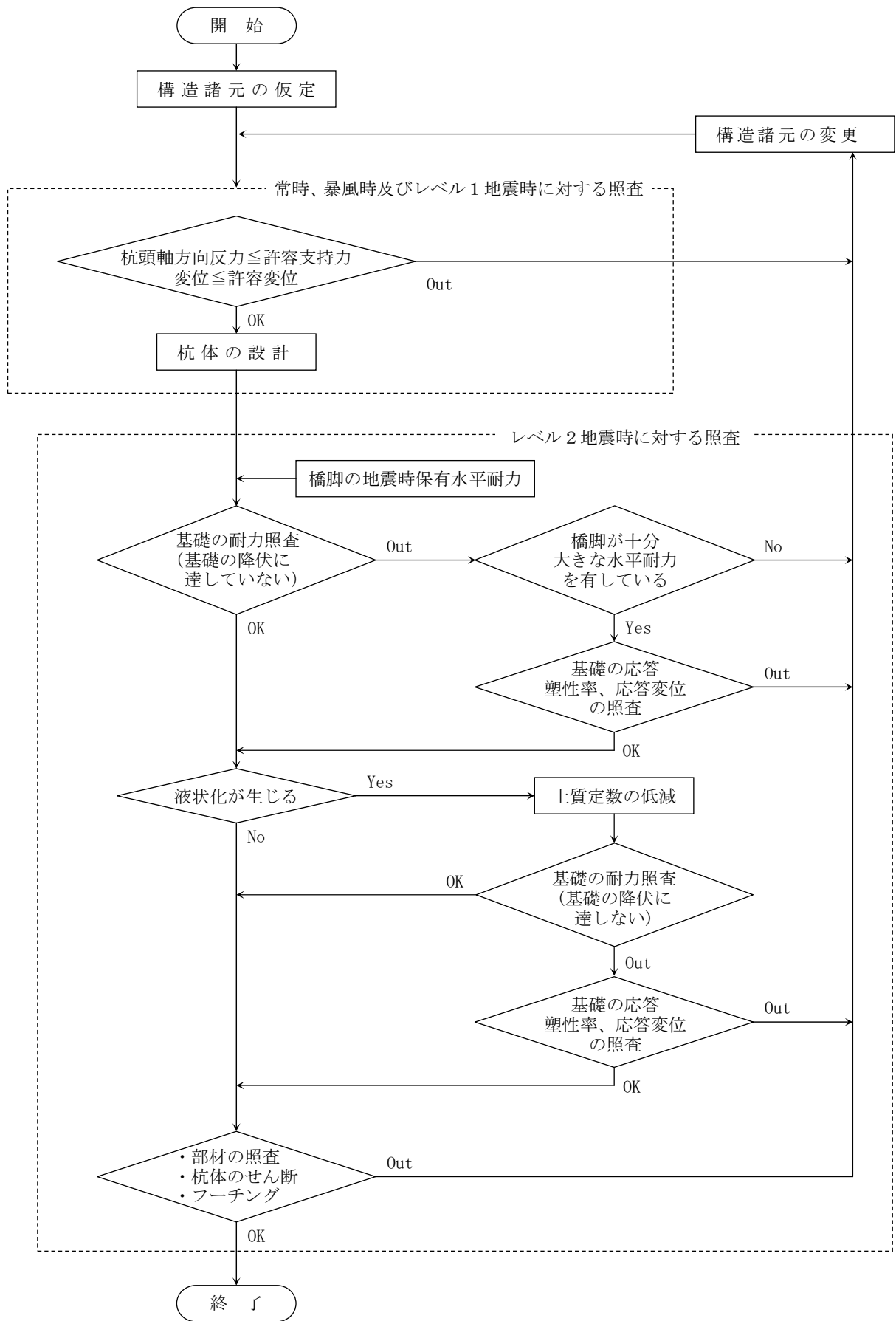


図4-4-30 橋脚の杭基礎の設計計算フロー

4-2 レベル2地震時に対する照査

- (1) 橋脚基礎に対する地震時保有水平耐力法による設計は、杭体および地盤の抵抗要素の非線形性を考慮した地盤バネに支持された杭ラーメン構造を用い、下記を照査するものとする。
- 1) 基礎は作用荷重に対して、原則として降伏状態に達してはならない。
 - 2) 橋脚の耐力が著しく大きい場合および液状化が生じる場合には、基礎に主たる非線形性が生じることを許容するものとするが、この場合は、道示耐震設計編12.4の規定により基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらをそれぞれ道示IV12.10.3に規定する基礎の許容塑性率及び許容変位以下としなければならない。
 - 3) 基礎の各部材の耐力は、それぞれに生じる断面力以上でなければならない。
- (2) 基礎の抵抗特性は非線形を考慮して道示IV12.10.2により求める。

- (1) 橋脚基礎の地震時保有水平耐力法による照査に用いる計算モデルは、フーチングを剛体とし杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造とする。また、地盤の非線形特性や杭体の曲げ剛性の変化の影響を加味して杭基礎をモデル化するものとする。この場合の着目点ピッチは50cm以下を標準とする。

4-3 場所打ち杭（深礎杭を除く）

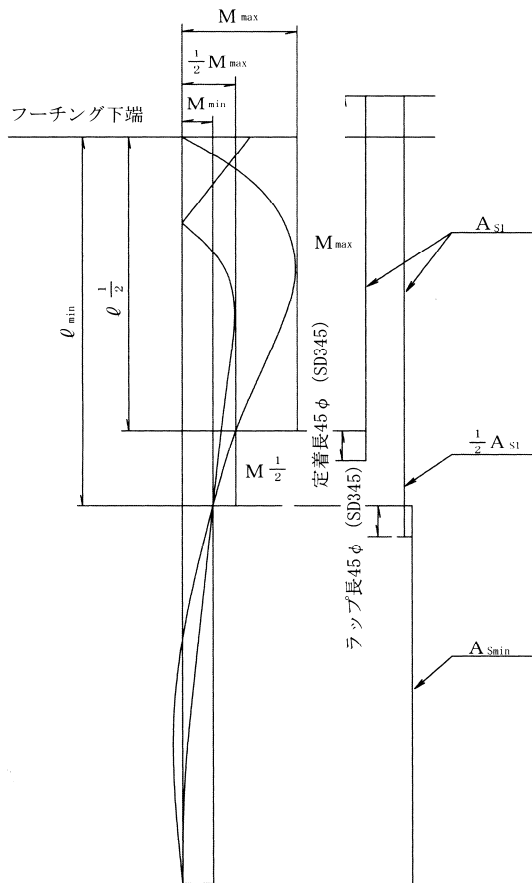
(1) 杭径は原則として、表4-4-13のとおりとする。

表4-4-13 場所打ち杭（深礎杭を除く）の杭径

工 法	杭 径 (m)
オールケーシング工法 リバー工法 アースドリル工法	1.0、1.2、1.5、2.0、2.5、3.0 〔アースドリル工法の場合で孔壁崩壊防止のために人工泥水を使用する場合には、公称径より50mm小さい径で設計しなければならない。〕

ケーシングを用いない場合はビット径を公称外径とする。

(2) 杭の主鉄筋断面変化は、図4-4-31によるものとし、杭の主鉄筋断面変化を行う際のフローは図4-4-32に示す。



A_{Smax} : 配筋できる最大の鉄筋量

A_{Smin} : 最小鉄筋量

A_{S1} : M_{max} に対する鉄筋量

$A_{S1/2}$: A_{S1} の半分の鉄筋量

M_{max} : 杭頭剛結、杭頭ヒンジ両曲げモーメントの最大値

$$M_{\frac{1}{2}} = \frac{M_{max}}{2}$$

M_{min} : 最小鉄筋量に対する抵抗曲げモーメント

$l_{\frac{1}{2}}$: $M=M_{\frac{1}{2}}$ となる位置

l_{min} : $M=M_{min}$ となる位置

図4-4-31 主鉄筋断面変化

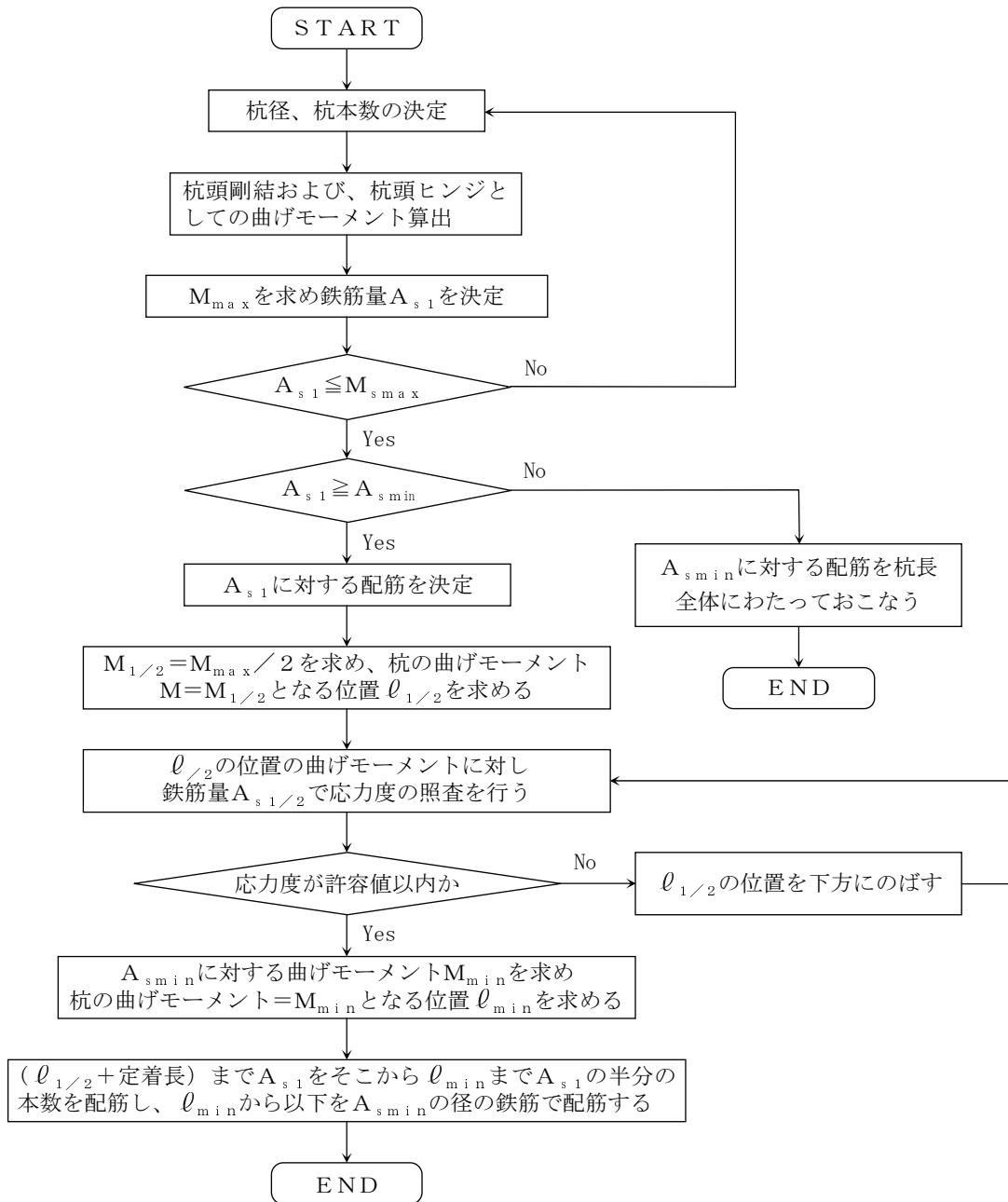


図 4-4-32 主鉄筋断面変化の設計フロー

(3) 鉄筋の配置は、次によるものとする。

1) 主鉄筋は一重配筋とし、鉄筋量、寸法、間隔などは表 4-4-14によるものとする。

表 4-4-14 主 鉄 筋

項 目	最 大	最 小
鉄 筋 比 (%)	6	0.4
鉄 筋 径 (mm)	一般にはD35程度	D22
鉄筋純間隔 (mm)	300※	鉄筋径の2倍以上または粗骨材最大寸法の2倍
鉄 筋 長 (m)	12	3.5
鉄 筋 の か ぶり	帯鉄筋までの最小純かぶり120mm	

※は鉄筋中心間隔を表す。

2) 帯鉄筋は杭径に応じ、表4-4-15に示す鉄筋を図4-4-33により配置するものとする。

表4-4-15 帯鉄筋の径

杭 径 (m)	帯鉄筋の径 (mm)
1.0	D 16
1.2	D 16
1.5	D 19
2.0	D 22

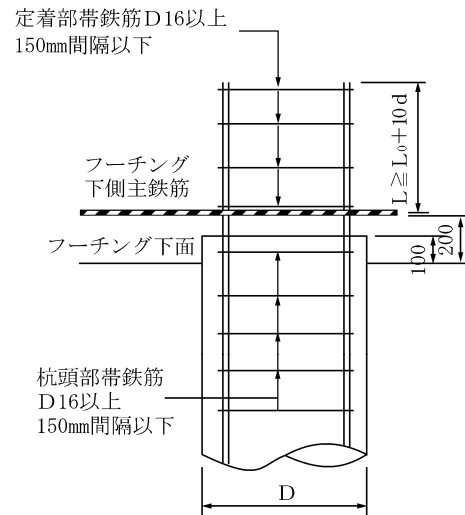


図4-4-33 帯鉄筋の配置

3) オールケーシング工法では、杭先端に井げた状に組んだ鉄筋を配置するものとする。

(1) アースドリル工法で素掘りの場合の杭径は、公称径を設計径としてよいが、孔壁の崩壊防止のため人工泥水（安定液）を使用する場合には、設計径は公称径より5cmを差し引いた値とする。

(2) 配筋に際しては、次の事項に留意するものとする。

イ) 主鉄筋の最小純間隔は、水中コンクリートの充填性を考慮し、最大粗骨材径を40mmとして算定したものである。

ロ) 鉄筋の重ね継手長は45φとする。

ハ) 鉄筋はできるだけ定尺物（3.5～12.0mまで50cm単位）を使用し、端数調整は最下端の鉄筋でおこなうものとする。

ニ) 鉄筋の組立においては、組立て上の形状保持などのための溶接を行ってはならない。

2) 場所打ち杭の杭頭は、フーチングで剛結され応力集中を受けるため、座屈防止、じん性確保、せん断補強などを目的とし、帯鉄筋はフーチング底面より杭径の2倍（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15cm以下の間隔で、かつ側断面積の0.2%以上の鉄筋量を配筋するものとしている。これを満足する杭径と鉄筋径の関係を表4-4-15に定めたものである。また、2Dの位置より以深についても同じ鉄筋径を用いるものとする。

また、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填性を考慮し、帯鉄筋の最小間隔は12.5cm以上とする。

3) ケーシング引抜きにより共上り防止を図るため、杭先端には図4-4-34に示す井げた状に組んだ鉄筋を杭底面に配置するものとする。

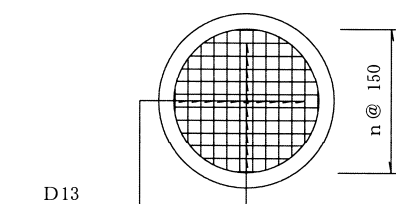


図4-4-34 くい先端部配置図

5 斜面上の深礎杭

5-1 設計一般

(1) 適用範囲

本項は、地表面の傾斜角が 10° 以上の斜面上に施工される深礎基礎を対象とする。

なお、設計にあたっては本項によるほか「設計要領第二集 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社」を参考とすること。

(2) 設計の基本

1) 深礎基礎は斜面の影響を考慮して設計しなければならない

2) 常時、暴風時およびレベル1地震時の設計に際しては、次の2つの計算モデルを用いて、安全性を照査しなければならない。

① 断面力、地盤反力および変位量の照査は、杭体および地盤の抵抗要素を弾性体と仮定した計算モデルを用いて行わなければならない。

② 水平方向安定度照査は、地盤の非線形を考慮した計算モデルを用いて行わなければならない。

3) 橋脚基礎の地震時保有水平耐力法による耐震設計に際しては、杭体および地盤の抵抗要素の非線形性を考慮した計算モデルを用いて、安全性を照査しなければならない。

4) 径5m未満の深礎基礎本体に用いるコンクリートの許容応力度は、道示IV表-4.2.1および表-4.2.4の値の90%とする。

(1) 斜面上に設けられる深礎基礎は、平坦部に設けられる杭基礎とは挙動が異なるため、斜面の影響を基礎と地盤の抵抗特性に考慮した計算モデルを用い、斜面で必要とされる安全性を確保するように設計することを基本とする。

本項では、杭径5m未満の基礎を対象としている。

(2) 常時、暴風時およびレベル1地震時における設計の基本を示したものである。

深礎基礎の計算は、基礎周辺地盤の抵抗要素を弾性体とした設計手法により、基礎の地盤反力、変位量及び断面力について以下を満足しなければならない。

① 深礎基礎底面における鉛直地盤反力度は、地盤の許容支持力を超えてはならない。

② 深礎基礎の設計地盤面における変位量は、許容変位量を超えてはならない。

③ 深礎基礎本体に生じる応力度は、許容応力度を超えてはならない。

また、地盤が弾性体であるという仮定が成り立つためには、基礎地盤が安定でなければなら

ず、斜面という相対的に不安定な地盤を対象としていることから、地盤を弾性体として見なす計算だけでなく、基礎地盤の塑性化を考慮した計算法を用いて水平方向安定度照査を実施し、基礎の根入れ地盤の安定性を照査するものとした。

- 3) 橋脚基礎の設計においては、道示Vに規定される地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うことを基本とする。
- 4) 径5 m以上の大口径深礎は本体コンクリート打設時に十分な締固めが出来ると判断して、許容応力度等を低減せず用いるものとした。

5-2 支持層の選定

深礎基礎の底面は、所用の支持力が得られる良質な支時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ものとする。

斜面上深礎基礎の設計においては、設計地盤面をどの位置に設定するかによって結果が大きく異なるので十分な検討が必要である。

- (1) 設計地盤面を設定する方法は、一般には下記の2つの方法のいずれかで行って良い。尚、設計地盤面の検討は常時およびレベル1地震時のみで行って良い。

- ① 表層土の強度および地盤構成、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、十分に安定していると判断できる面を設計地盤面とする方法。
- ② 地盤の状況から①によりがたい場合は、斜面の安定計算を行い、安全率FSが常時 ≥ 1.5 、地震時 ≥ 1.2 を確保できる面を設計地盤面とする。この際の設計水平震度は0.16（I種地盤の場合）を用いるものとする。

- (2) 設計地盤面以浅の土砂に起因して深礎基礎に作用する土圧は主働土圧として、作用幅は深礎径の3倍を考えるものとする。ただし、深礎間隔が基礎径の3倍以下の場合には深礎間隔とする。地震時土圧算定は(1)で示した設計震度を用いるものとする。

以上の概要を図4-4-35にしめす。

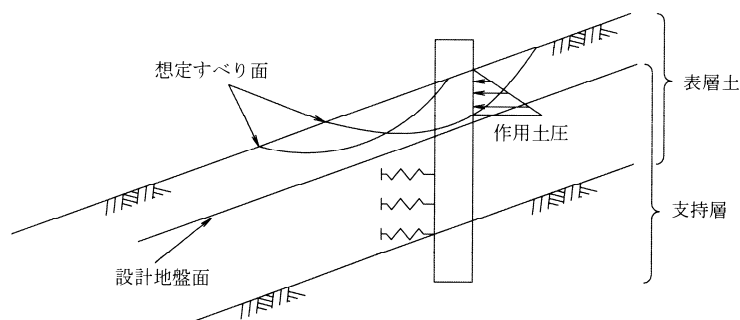


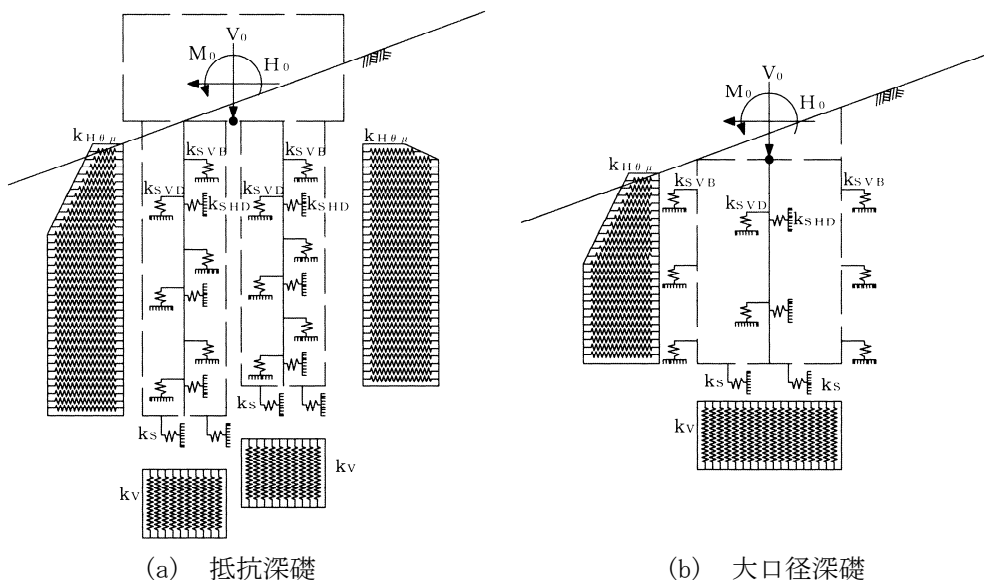
図4-4-35 支持層と設計地盤面

- (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地すべりの荷重の取り扱いについて検討しなければならない。ただし、地すべり抑止工と橋梁の基礎とは、その許容する挙動の範囲や影響度が異なることから構造物の基礎と切り離して考えるものとする。また、工事用道路等、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しなければならない。

5-3 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は、杭周面の鉛直せん断地盤反力および杭底面の鉛直地盤反力で支持する事を基本とする。
- (2) 水平荷重は、杭底面の鉛直およびせん断地盤反力、杭前面の水平地盤反力、杭周面のせん断地盤反力で支持させる事を基本とする。
- (3) 斜面上の橋台、橋脚における設計は、基礎の回転変形の有無を考慮して、荷重分担を行わなければならない。

- (1) モルタルライニングや吹付コンクリートによる土留め工法では、杭周面のせん断地盤抵抗を考慮できるものとした。但し、従来のライナープレートによる土留構造は、ライナープレートと地山の間には、グラウトが充填されるものの、グラウト施工の不確実性やグラウト充填までに地山の緩みが生じやすい事等から、杭周面のせん断抵抗は設計上考慮しないものとする。
- (2) 水平荷重は、設計地盤面よりも下方で支持されるものとして、フーチングの根入部および設計地盤面よりも上方では支持させてならない。
- (3) (1)、(2)に示した深礎基礎の抵抗要素を図4-4-36および表4-4-16に示す。



$k_{H\theta\mu}$: 杭前面の水平方向地盤反力係数
 k_S : 杭底面のせん断地盤反力係数
 k_V : 杭底面の鉛直方向地盤反力係数

k_{SVB} : 杭前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数
 k_{SVD} : 杭側面の鉛直方向せん断地盤反力係数
 k_{SHD} : 杭側面の水平方向せん断地盤反力係数

図4-4-36 地盤抵抗要素 (設計要領第二集 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社)

表 4-4-16 杭体と地盤抵抗のモデル化（設計要領第二集 NEXCO）

		常時，暴風時，レベル1地震時	レベル2地震時に対する 地震時保有水平耐力法	
杭体の剛性		・弾性体	・ひびわれ，鉄筋降伏による曲げ剛性の低下を考慮したトリリニア型モデル	
地盤抵抗要素	杭底面	鉛直方向地盤抵抗 * 1	・弾性体 (浮上がりを考慮する) ・引き抜き力に対して抵抗しない	・バイリニア型モデル (浮上がりを考慮する)
		水平方向せん断地盤抵抗	・弾性体 (浮上がりを考慮する)	・バイリニア型モデル (浮上がりを考慮する)
	杭前面	水平方向地盤抵抗	・バイリニア型モデル ・3次元の拡がりを考慮した受働抵抗を上限とする	・バイリニア型モデル ・3次元の拡がりを考慮した受働抵抗を上限とする
		杭前面せん断地盤抵抗 * 2	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル
	杭側面	鉛直方向せん断地盤抵抗	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル
		水平方向せん断地盤抵抗	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル

* 1：鉛直方向の地盤抵抗による杭底面の回転抵抗も考慮する。なお，大口径深礎については鉛直と回転の連成効果を考慮する。

* 2：大口径深礎の場合，鉛直方向せん断地盤抵抗の杭軸線からの離れによる回転成分を考慮する。

5-4 杭配列

- (1) 組杭深礎の深礎杭の配列は，複数の深礎杭からなる2×2以上を標準とする。
- (2) 杭径（公称径）は原則として以下の通りとする。
2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0 4.0m以上は1mピッチ
- (3) 最小中心間隔は原則として深礎杭径の2倍とする。また，深礎杭の外周面からのフーチング縁端までの距離は250mm以上とする。

(1) 予期し得ない水平荷重に対する安全性を確保するために，水平荷重を鉛直方向へ転換できる2×2以上の組杭深礎を標準とする。なお，急峻な地形に構築され，かつ水平力の小さな橋台の場合（支承条件が可動又は弾性支持）に2×2以上の組杭を採用することが著しく不合理となる場合には，杭本数を2本にまで減じた単列基礎の採用を検討してもよい。ただし，地震時に杭前面の地盤崩壊が懸念される場合には，地山斜面に適切な補強を加える必要がある。

(2) 杭径は，作業性，安全性等から最小径を公称径2.0mとしたが，フーチングの床掘りにより地山掘削が大となる場合においては，これより小径についても検討するものとする。公称径は，一般には図4-4-37に示した通りである。

深礎が深くなると施工上の安全性を確保するために径を大きくする必要がある。一般に使用されている径と深さの関係は径の10倍程度であり，限界深さは40m程度である。

(3) 深礎杭の外周面からフーチング縁端までの距離は，構造物の掘削量を少なくすることを考慮

して最小250mm以上としてよい。ただし、フーチングの水平方向の押し抜きせん断の照査を行うものとする。

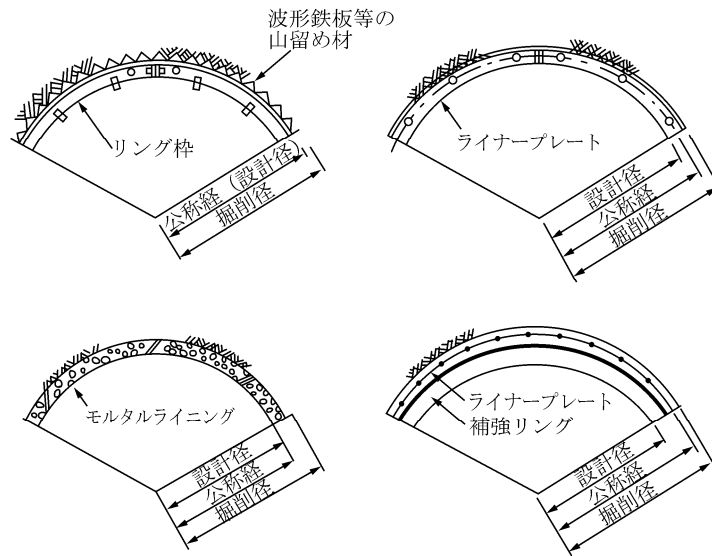


図4-4-37 深礎工法による深礎の径

5-5 地盤反力係数

地盤反力係数は、原位置での試験を行って求めた基本値に対して、斜面傾斜や隣接杭の影響を考慮して求めることを原則とする。やむを得ず、その他の地盤調査の結果より推定する場合には、類似地盤での試験結果等を参考にし、総合的に判断するのがよい。

- (1) 深礎杭の設計に用いる地盤定数は、原位置試験および室内試験をおこなうとともに、他の資料を参考とし適切に定めるものとする。なお、他の機関における変形係数等の測定例は表4-4-17、表4-4-18の通りである。
- (2) 斜面の影響や隣接杭の影響は、杭基礎設計便覧に基づくものとする。

表4-4-17 変形係数の測定例 (kN/m²)

岩 級		粘板岩 (ダムサイトの例)		花崗岩 (本四連絡橋基礎の例)	
		範 囲	平 均	範 囲	代 表 値
硬 岩	B	3,000,000以上	※3,000,000	1,200,000~3,000,000	2,000,000
	CH	1,000,000~3,000,000	2,000,000	600,000~1,200,000	800,000
	CM	500,000~1,000,000	750,000	300,000~ 600,000	450,000
軟 岩	CL	100,000~ 500,000	300,500	150,000~ 300,000	200,000
	D	100,000以下		5,000~ 150,000	10,000~100,000

※最小値を示す

表 4-4-18 強度定数の測定例

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 (度)		C (kN/m ²)		φ (度)
		範 囲	平 均	範 囲	平 均	範 囲	代 表 値	代 表 値
硬 岩	B	2,250~2,750	2,500	40~50	45	1,500~2,500	1,500	45
	C _H	1,750~2,250	2,000	35~45	40	1,000~2,000	1,000	40
	C _M	750~1,750	1,250	35~45	40	500~1,000	500	40
軟 岩	C _L	250~750	500	30~40	35	100~1,000	100	37
	D	100以下	0	20~30	25	0~500	0	30~35

5-6 レベル2地震時に対する照査

- (1) 橋脚基礎に対する地震時保有水平耐力法による設計は、杭体および地盤の抵抗要素の塑性化を考慮した設計手法を用い、下記を照査するものとする。
- 1) 基礎は作用荷重に対して、原則として降伏状態に達してはならない。
 - 2) 橋軸直角方向でかつ橋脚の耐力が著しく大きい場合には、基礎に主たる非線形性が生じることを許容するものとするが、基礎本体には過大な損傷を生じさせないように許容応答率に準じて定める制限値を超えてならない。
 - 3) 基礎に生じる変位により橋梁全体の安定性を損なわないよう、基礎天端中心位置に生じる回転角は、制限値を超えてならない。
 - 4) 基礎の各部材の耐力は、それぞれに生じる断面力以上でなければならない。
- (2) 基礎の降伏は、杭本体の降伏、杭前面地盤が塑性化することなどにより、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点とする。
- (3) (1)、(2)基礎の応答塑性率の算出および塑性率の制限値は以下の通りとする。
- 1) 基礎に主たる非線形性が生じる場合の基礎の応答塑性率および応答変位は降伏以降の2次勾配を考慮したエネルギー一定則を適用して道示V12.4により求める。
 - 2) 基礎の応答塑性率は、基礎本体に過大な損傷が生じないように鉄筋コンクリート橋脚が曲げ破壊と判定された場合の許容塑性率に準じて定める制限値を超えてならない。

- (1) 深礎基礎が道示の杭基礎とケーソン基礎との中間的な特性を示すことから、表4-4-19に示す方法を用いるものとした。

この際に用いる計算モデルは、常時やレベル1地震時の水平安定照査に用いる弾塑性計算モデルを基本とし、地盤の抵抗要素に関する補正係数を変更するとともに、杭体の塑性化の影響を考慮した。

(2) 深礎基礎の全体挙動における降伏、すなわち、上部構造の慣性力作用位置での変位が急増する点は、地盤条件や基礎の諸元等の抵抗側条件と荷重条件との関連により決定され、局所的降伏が必ずしも基礎の全体挙動としての降伏と一致しない場合が存在する。そのため、図4-4-38に示す要領で、応答塑性率の照査に用いる単調増加な荷重を基礎に作用させ、基礎の荷重～変位関係を算定し、設計荷重作用時の基礎の状態と降伏時の基礎との比較から基礎が降伏しているかを判定するものとする。

また、以下に示す局所的降伏が上述の荷重～変位関係の急増点に先行して生じる場合は下記をもって、基礎の降伏と判定する。

- ① 基礎を構成する全ての杭体が降伏モーメントに達した状態
- ② 基礎を構成する1列の杭の杭底面における鉛直地盤反力が、杭底面の極限支持力に達した状態。

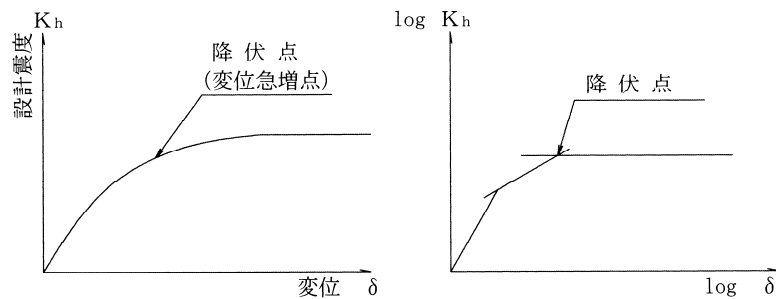


図4-4-38 基礎の降伏

(3) 壁式橋脚のように橋軸直角方向の橋脚耐力が作用する地震荷重に対して著しく大きい場合 ($P_u \geq 1.5k_h \cdot W$) のように、基礎でのエネルギー吸収を期待して設計を行う事が合理的となる場合には、道示V12.4で設計してよい。この場合の塑性率の制限値は、道示IV11.8.3 (ケーソン基礎) によるものとする。

表 4-4-19 レベル 2 地震動に対する設計

		内 容	備 考
解 析 モ デ ル の 特 性	モデルの種別	杭体・地盤抵抗の非線形性を考慮した梁モデル	道示IV 杭基礎及びケーソン基礎に準拠。
	杭 体	杭の配筋状態に対応したトリリニア型M~φ 関係を用いる。 ただし、杭体の降伏は杭本体水平面のうち、90度の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏した状態とする。 杭の軸力は、押込み杭は死荷重が作用した時の杭頭反力、引抜き杭は0とする。杭自重は考慮しない。	道示IV 杭基礎およびケーソン基礎に準拠。
	杭前面の水平方向地盤抵抗	杭前面の拡がりを持ったすべり土塊の抵抗から算定される水平支持力を地盤反力の上限値としたバイリニア型地盤抵抗とする。	載荷試験の解析結果による。
	杭底面の鉛直方向地盤抵抗	杭底面の浮き上がり（有効載荷面積）、および地盤反力度の上限値を考えたバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
	杭底面の水平方向せん断地盤抵抗	杭底面の浮き上がり（有効載荷面積）、および地盤反力度の上限値を考えたバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
	杭周面のせん断地盤抵抗	杭周面（前背面および側面）の鉛直及び水平方向力せん断地盤反力度の上限値を考慮したバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
	そ の 他	フーチング前面抵抗は期待しない。 （ただし、慣性力は考慮）	
基礎の降伏	上部構造の慣性力作用位置の荷重～変位曲線の変位急増点により判定する。	載荷試験の解析結果および道示IV杭基礎の規定を一部準用。	

5-7 構造細目

(1) 鉄筋の配置

- 1) 主鉄筋は二重配筋までとし、鉄筋量、寸法、間隔は表 4-4-20によるものとする。

表 4-4-20 主鉄筋

項 目	最 大	最 小
鉄 筋 径	D51	D22
間 隔	300mm	鉄筋径の2倍または粗骨材最大寸法2倍の大きい方
鉄筋長さ	12m	3.5m
か ぶり	帯鉄筋までの最小純かぶり70mm	

- 2) 帯鉄筋はD16以上、中心間隔300mm以下とし杭基礎設計便覧IV3・2・2によりせん断の照査を行い適切に配置するものとする。
- 3) 主鉄筋は、原則として曲げモーメント最大位置から頭部まで変化させないものとする。
- (2) 軸方向鉄筋の継手は、原則として機械式継手とする。
- (3) 基礎杭とフーチングの結合方法は、道示IV. 12. 9. 3の方法によるものとする。
- (4) 土留め構造
 - 1) 深礎杭に用いる土留め構造は、ライナープレート及びモルタルライニングによるものとするが、構造・施工の両面から適切な工法を選定する。
 - 2) 設計土圧、設計計算法は杭基礎便覧のライナープレートの設計法に準じてよい。
- (5) 大口径深礎の土留め構造は、吹付コンクリートとロックボルト等により、地盤の状況に応じて過去の実績から土留めパターンを決定するものとする。

- (1) 鉄筋の配置に際しては以下の点に留意するものとする。
 - 1) 深礎杭の場合は、鉄筋の組立やコンクリートの打込みなどの作業が大気中における鉄筋コンクリート構造物と同様に施工ができるため、二重配筋までとした。最大径は、作業上からD32が多いが、検討の上太径を使用しても良い。また、鉄筋かごの加工組立を地上でおこなう場合は、道示IV12. 11. 2による。
 - 2) 帯鉄筋の配筋に関する留意事項は以下に示す通りである。
 - ① 組杭となる場合の帯鉄筋は、一般の場所打ち杭の様に、フーチング下面から少なくとも2倍の範囲内は、帯鉄筋の中心間隔を150mm以下で配置し、レベル1地震時および地震時保有水平耐力法でせん断照査をおこなって適切に配置するものとする。なお、斜面上の深礎杭の場合は、最大せん断作用位置が必ずしもフーチング下面になるとは限らないため、最大せん断位置で照査が必要である。
 - ② 帯鉄筋は最大D29、最小D16、中心間隔の最大は300mmとする。
 - ③ 杭体内部で組み立てる場合の帯鉄筋は、施工性から杭径に関わらず図4-4-39に示す通り二分割以上とする。継手は鋭角フックをつけた重ね継手とし、継手長は40φ以上、継手位置は各々90°ずらして配置するものとする。
 - 3) 発生曲げモーメントが最大となる位置より下方の配筋については場所打ち杭に準じて配置する。

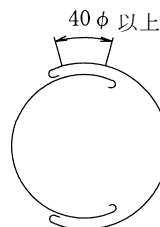


図4-4-39 深礎杭の帯筋

- (2) 軸方向鉄筋の継手は、道示IV. 15. 9より原則として機械式継手とする。
- (3) 基礎杭とフーチングの結合部は剛結合として設計する。杭頭部の埋め込み長は10cmとし、

杭頭の主鉄筋は鉄筋の定着長 L_0+10d 以上をまっすぐ延ばして定着する事を原則とする。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ものとする。

(4)1) 従来、深礎基礎施工に際してはライナープレートによる土留め構造が一般的であったが、深い基礎として十分合理的な構造体とするためには、杭周面のせん断抵抗を期待することが不可欠である。そのため、モルタルライニング（吹付けまたは直打ち）によることが好ましい。ただし、モルタルライニングの採用においては以下の事項に留意が必要である。

- ① モルタルライニングの施工は、施工機械の搬入が必要のため、クレーン施工が可能な位置に限られる。また、2.5m未満の小径の深礎径では現段階ではライニングの施工機械が開発されていないため、ライナープレートを用いるものとする。
- ② 崖錐や盛土等崩壊性の高い土質の場合や湧水がある場合には、ライナープレートによる土留めを使用するものとする。
- ③ 吹付けの場合は、空気圧送方式であるため、粉塵が多く発生し、杭径3m程度の狭い坑内では作業環境に問題があり、材料の跳ね返りが多い事から、杭径が3.5m以上に使用する。
- ④ 地表部分と地中部分の土留め構造を、ライナープレートとモルタルライニングに分けて使用してもよい。

2) 設計土圧、設計計算法は杭基礎便覧に準じて行うものとする。尚、地形、地質によっては偏土圧が生じることもあり、この場合は補強鉄筋等を配置するなどして、安全に努めなければならない。

ただし、ライニングの1ロットの長さは1.5m、最小厚さは10cmとする。

(5) 大径口深礎（5m以上）の土留め構造は、吹付コンクリートとロックボルトによって行うことを標準とする。なお、これによりがたい場合はライナープレートを使用してもよい。

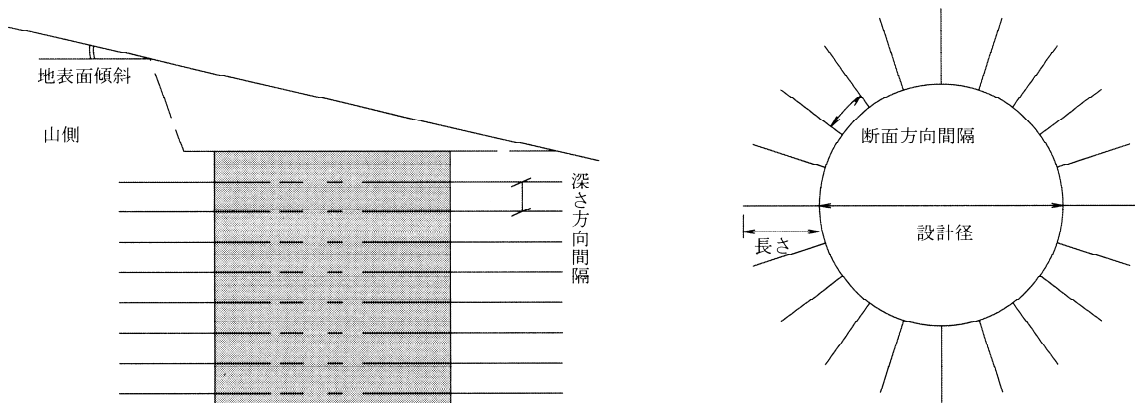
吹付コンクリートとロックボルトによる土留め構造は、過去の実績からパターン例を表4-4-21にしめす。

表 4-4-21 大口径深礎杭土留め構造パターン例

岩級区分	地表面傾斜	設計径 (5.0m~10.0m)				設計径 (10.0m~15.0m)				設計径 (15.0m以上)			
		ロックボルト			吹付けコンクリート厚さ (mm)	ロックボルト			吹付けコンクリート厚さ (mm)	ロックボルト			吹付けコンクリート厚さ (mm)
		長さ (m)	間隔 (m)			長さ (m)	間隔 (m)			長さ (m)	間隔 (m)		
			深さ方向	断面方向			深さ方向	断面方向			深さ方向	断面方向	
C _H	0~10°	3.0	2.0	2.0	(補強材無し) 50	3.0	2.0	2.0	(補強材無し) 50	3.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	2.0	2.0	(補強材無し) 50	3.0	2.0	山側:1.5 他:2.0	(補強材無し) 50	3.0	1.2	山側:1.2 他:1.5	100
	45°以上	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
C _M	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	4.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	100
	45°以上	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
C _L	0~10°	3.0	2.0		100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	100	4.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	100
	45°以上	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
D	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	150	4.0	1.5	1.5	150
	10~45°	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	4.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
	45°以上	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	200

吹付けコンクリートは $\sigma_{ck}=18N/mm^2$ 、鉄筋は25mmの異形棒鋼を用いていることが多い。

吹付けコンクリート厚が100mm以上の場合は、厚さ3~5mmの溶接金鋼を用いていることが多い。



6 ケーソン基礎（北陸地方整備局 設計要領）

6-1 設計の基本

1. 常時及びレベル1地震時に対するケーソン基礎の照査は、次によるものとする。
 - 1) ケーソン基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。
 - 2) ケーソン基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
 - 3) ケーソン基礎の変位は、許容変位以下とする。
 - 4) ケーソン基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。
2. レベル2地震時に対するケーソン基礎の照査は次によるものとする。
 - 1) 橋脚のケーソン基礎に地震時保有水平耐力法によ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。ただし、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出し、これらがそれぞれ基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査するものとする。
 - 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の応答塑性率は、許容塑性率以下とする。
 - 3) ケーソン基礎は、各部材に生じる断面力に対して耐力の照査を行うものとする。

本章は、ニューマチックケーソン工法及びオープンケーソン工法によって施工され、上部構造からの荷重を良質な支持層に伝える一般に根入れ深さが基礎幅に比較して大きいケーソン基礎を対象とする。

(1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査

- 1) ケーソン基礎が鉛直荷重と水平荷重を同時に受ける場合、偏心傾斜荷重がケーソン基礎底面に作用するが、ケーソン基礎は一般に根入れ深さが大きいことなどを考慮して、偏心傾斜の影響を無視した許容鉛直支持力度を用いてよい。
- 2) 許容せん断抵抗力は、一般に施工時に地盤が乱れるために、これを過大に評価してはならない。

(2) レベル2地震時に対する照査

地震時保有水平耐力法による橋脚のケーソン基礎の照査内容及び設計手順は次のとおりである。

- 1) 地震時保有水平耐力法による照査時の各地盤反力度の上限値を設定する。
- 2) ケーソン基礎に地震時保有水平耐力法によ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計算し基礎の降伏に達しないことを照査する。この結果、基礎の降伏に達している場合には、基礎あるいは橋脚の諸元等を変更し、再度照査を行うことを原則とする。ただし、基礎の根入れが浅い（有効根入れ深さと基礎短辺幅の比 $L_e/B \leq 1$ 程度を目安とすることができる）ため、底面の浮上りや前面地盤の塑性化により基礎の降伏に達してしまう場合には直接基礎として設計を見直しすることができる。
- 3) 地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度に対し、橋脚が十分大きな終局水平耐力を有している場合には、基礎の降伏をこえても基礎の諸元を変更せず基礎の応答塑性率を算定し基礎の許容塑性率以下となることを照査する。ケーソン基礎の場合、応答塑性率を算定する際の二

次剛性は、一般には影響が小さいため無視してよいが、必要に応じ、基礎の水平荷重～水平変位関係から二次剛性を適切に評価したうえで応答塑性率を算定することができる。

- 4) 液状化すると判定された場合には、土質定数を低減させた状態において基礎に生じる断面力や変位を計算し、2)の照査を行う。これを満足しない場合は、3)に準じて応答塑性率の照査を行う。
- 5) 3)あるいは4)のように、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、計算された基礎の応答変位が許容変位以下となることを照査する。
- 6) 2)～4)において計算された各部材の断面力が、部材の耐力以下となることを照査する。なお、2)に示すように直接基礎として設計を行う場合においても、応答変位時の断面力が、各部材の耐力以下となることを照査するものとする。

ケーソン基礎の標準的な設計計算フローを図4-4-40に示す。

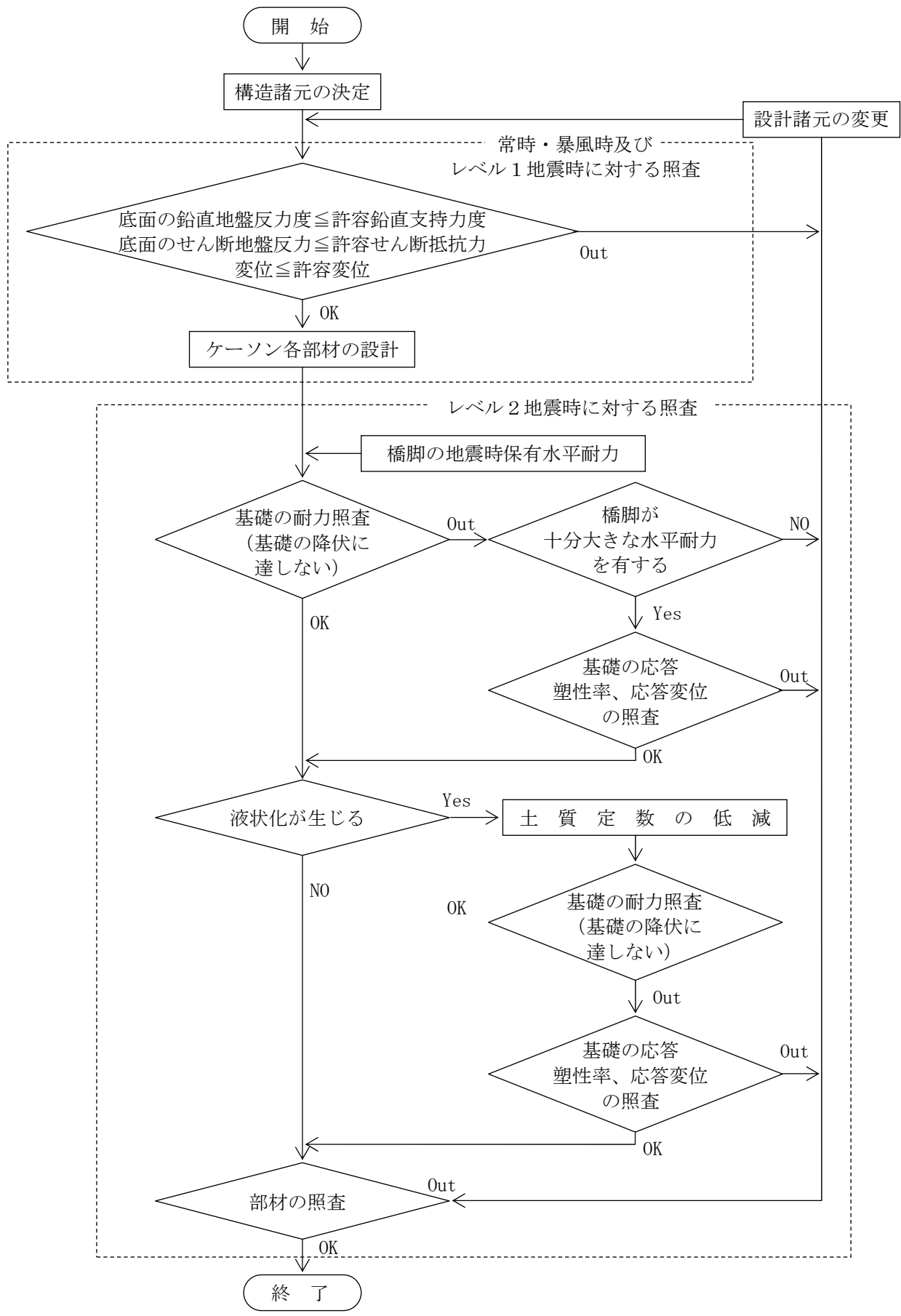


図 4-4-40 橋梁ケーソン基礎の設計計算フロー

6-2 荷重分担

1. 鉛直荷重は原則として、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させるものとする。
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、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力および周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させるものとする。

ケーソン基礎周辺地盤の抵抗要素としては、原則として次の6種類の要素を考慮するものとする。

(図4-4-41参照)

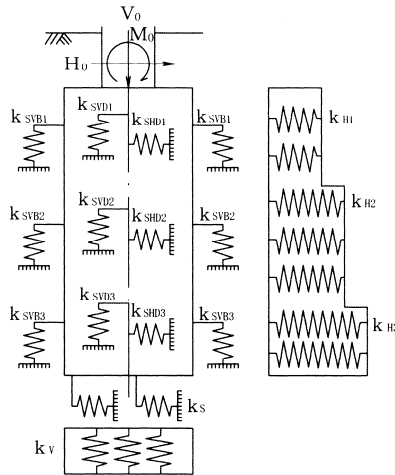


図4-4-41 地盤抵抗要素
(3層地盤の場合)

- 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 基礎前背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})

これらの地盤抵抗要素は図4-4-42に示すバイリニア型として扱うが、基礎底面の鉛直および水平方向せん断地盤抵抗に関しては、常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査を行う場合は線形として扱い、発生する地盤反力度を許容値以下とするものとする。

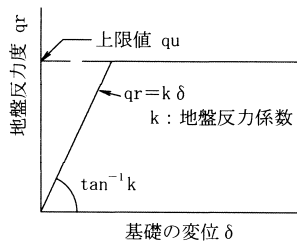


図4-4-42 地盤抵抗

基礎前面の水平方向地盤抵抗要素は、基礎前背面のうち、地盤を圧縮する面においてのみ考慮するものとする。

基礎側面の水平方向せん断地盤抵抗は、基礎側面の断面形状を反映して考慮するものとする。

基礎周面の鉛直方向地盤抵抗要素は、根入れ比が比較的小さいケーソン等ではその影響が大きく現

れるので、水平荷重に対する抵抗要素としてのみ考慮するものとする。

基礎底面が円形や小判形の場合には長方形断面に置き換えて安定計算を行うことが望ましい。ただし、基礎底面に関しては実形状を用い、基礎の曲げ剛性も実形状から算出するものとする。

以上がケーソン基礎の地盤抵抗要素の考え方である。また、ケーソン基礎の施工特性を考慮し、鉛直荷重と水平荷重に対して、それぞれ次のような条件で設計するものとした。

- 1) ケーソン基礎は沈設時の工法によっては地盤を乱す可能性がある。このため、基礎を含む下部構造の自重や上部構造の鉛直反力等の長期にわたって作用する鉛直荷重は全て基礎底面のみで支持することを原則とした。ただし、周面地盤が良質でケーソン沈設による乱れも少ないと考えられる場合には、十分な検討のうえ、完成後の鉛直荷重に対して基礎周面の鉛直せん断地盤抵抗を考慮することができる。
 - 2) 上部構造や下部構造に作用する水平荷重に対しては全ての地盤抵抗を考慮することができる。
- 以上の安定計算の前提を整理し、常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査時及びレベル2地震時に対する照査時の安定計算モデルを表4-4-22に比較して示す。

表4-4-22 安定計算モデル

		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	・原則として弾性体 ・本体の降伏を許容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 ・地盤反力度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 ・上限値はクロー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
	基礎前背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

6-3 断面及び形状

ケーソン断面および形状は外力に対して、十分安全で、かつ経済的である他に、以下の検討を行って決める。

1. 躯体の形状寸法との関連
2. 施工時の偏心に対する余裕
3. 施工時
4. その他

ケーソンの設計に当たっては、断面寸法と根入れ長の関連に注意する必要がある。

断面を大きくして根入れを浅くする方が経済的となる場合もあるので、橋脚から決まる最小断面のみにとらわれず、根入れ長と断面寸法の両面から経済的な設計となるよう検討するものとする。

- 1) ケーソンの形状は、橋軸、橋軸直角両方向の外力の大きさ、横方向および鉛直方向の地盤支持力のバランス、沈下形状、掘削等の施工等の考慮の上、円形、小判形、長方形、正方形の中から選択する。

また一般には、橋脚躯体と、相似形に近い形から選定するのが、断面を小さくできる。(図4-4-43)

オープンケーソンの平面寸法は、施工の確実性、容易性、安全性を考慮して20m程度とし、これをこえるときは特別な配慮をすることが望ましい。

また、ニューマチックケーソンの内寸法はシャフトの寸法、作業性を考慮して2.5m程度以上とするのが望ましい。内寸法が2.5m程度となるのは、短形断面や小判形断面でシャフトを直列に2本設置した場合等が考えられる。ケーソン頂版と躯体のとりあい部、止水壁と躯体の間等において施工上余裕を必要とする場合には、ケーソンを大きくする等の配慮が必要である。

上、下線を一体としたケーソン断面とするか、分離するかは、一般に図4-4-44に示すフローチャートにより決定することが望ましい。

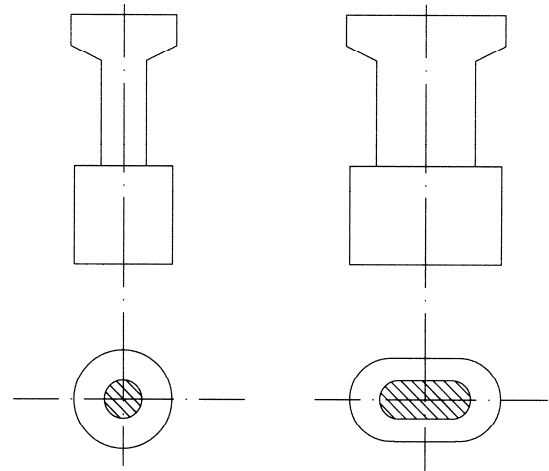


図4-4-43

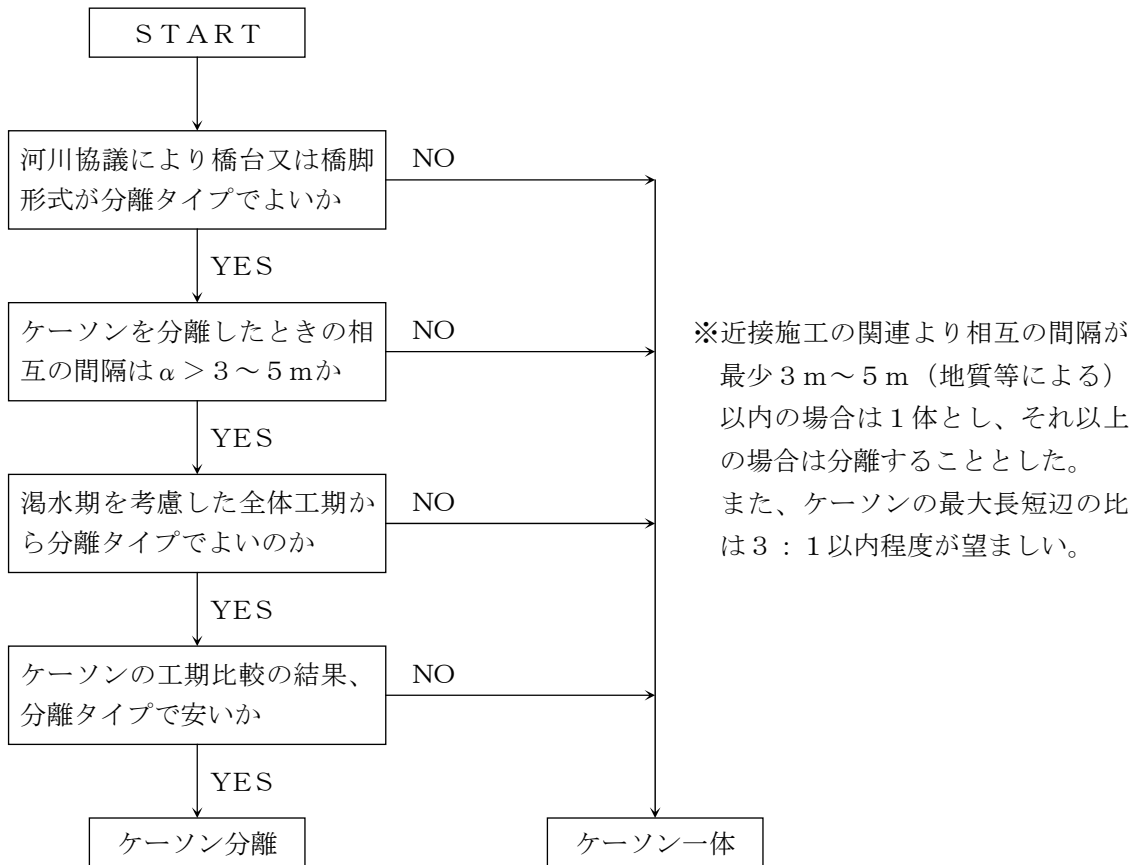


図4-4-44

- 2) 沈下、止水壁ケーソンの場合は、止水壁と橋脚躯体との間に足場、型枠のスペースが必要となり、橋脚より1.0m～1.5m以上の余裕を持たせた方が望ましい。ピアケーソンの場合は0.5m程度の余裕を持たせた方が望ましい。
- 3) 施工上、以下の点に主として注意する必要がある。
 - イ) 沈下時の摩擦抵抗の大きさを想定して、大きい沈下重量を必要としないように、又極端に速く沈下しないように、形状、寸法および側壁の厚さを決定する。
 - ロ) 地質が軟弱に近く、沈下が容易であれば、四角形もよいが、普通は小判形、円形の順で摩擦が少なく掘削も容易である。オープンケーソンの場合なるべく隅角部をつくらない方が望ましい。円形のもの寸法が小であると、真直な沈下が困難な事がある。長方形或いは小判形のように長手が長いと曲りは少ないといわれるが、隅角部の周辺摩擦抵抗が大きくなって沈下の障害になり易い。一般に長、短辺の比は3：1より大きくしないのがよい。
 しかしながら、締まっていない砂等の崩壊性地盤では、周面摩擦力があまり減らず、むしろ地山をゆるめるおそれもあるので、フリクションカットがない方が望ましい。
 - ハ) 型枠の製作、組立の難易についての検討をする。
 - ニ) ニューマチックケーソンの作業室内空高さは、刃口下端から1.8m以上とし、2.0mとするのが標準である。極めて軟弱な地盤の場合とか、ケーソンの底面積が非常に大きく、機械掘削等を行う場合は、内空高さを2.3m以上にとった方が望ましい。

6-8 施工のための検討

ケーソンの沈下の際の荷重の取扱いは、「道路橋示方書IV下部構造編」11.3による。

ケーソンの形状寸法が決定されたならば、ケーソンの沈下関係を想定し、沈下作業に支障があるかどうかを照査する必要がある。この結果、ケーソンの重量が著しく軽い場合は壁を厚くする等の配慮が必要である。

ケーソン沈下関係は一般に、下式で表される。

$$W_c + W_w > U + R$$

ここに、

W_c : ケーソンの重量 (kN)

W_w : ケーソンに載荷する沈下重量 (kN)

U : ニューマチックケーソンの場合は理論気圧又は作業気圧による揚圧力 (kN)、オープンケーソンの場合は基礎に作用する浮力 (kN)

R : ケーソンの沈下抵抗力 (kN)

この関係を沈下工程に応じて図示すると、その関係が非常に明確となる。図4-4-45は沈下関係図の一例である。この沈下関係図においては沈下抵抗が大きく、ケーソンが沈下しないと考えられるときには、載荷荷重を必要とするか、摩擦抵抗を低減する対策が必要と判断できる。ただし、減圧沈下は設計の段階で考慮してはならない。

ケーソンの沈下抵抗としては、ケーソンの周面摩擦力、ケーソンの傾斜によるもの、ケーソンの刃先抵抗等があげられる。このうち、ケーソンの沈下関係図の作成に必要なケーソン周面摩擦力度について、過去の実績からまとめると表4-4-23のようになる。この値は過去のデータよりケーソンの傾斜が僅少で、フリクションカットが取り付けられて刃先抵抗は全くないという条件を満たす比較的沈下状況のよい場合についてまとめたものであり、実績に応じて修正を施す必要がある。

オープンケーソンの場合は刃口近傍において堀残し部分が生じることから、刃先抵抗として表4-4-23に示される周面摩擦力度に10kN/m²程度を加える必要がある。ニューマチックケーソンの場合は一般に堀残し部分が生じないため、設計上、刃先抵抗を考慮する必要はない。

表4-4-23 ケーソン周面摩擦力度 (kN/m²)

ケーソンの 土質 \ 深さ	8 m	16m	25m	30m	40m
粘性土	5.0	6.0	7.0	9.0	10
砂質土	14	17	20	22	24
砂れき	22	24	27	29	31

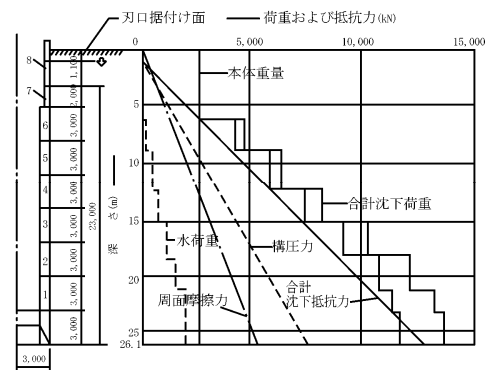


図4-4-45 沈下関係図の例

6-9 止水壁の設計

(1) 設計方法

1. ケーソン止水壁とは、ケーソン沈設天端が施工時に水面または地表面より下となる場合、水および土砂等の流入を防止してその後の作業に支障をきたさないように、躯体天端に設ける仮設構造物である。
2. ケーソン沈下途中での土圧・水圧等には、十分強固な構造物であり、かつ、完成後には撤去しなければならない。

橋脚のケーソンを沈設する場合、ケーソンの天端は、計画河床高、現河床高、将来の河床変動等を考慮した深さとすることが多い。

従って、止水壁は止水、土留の役割、シャフトの防護、上スラブ、橋台および橋脚、躯体の構築等のために、仮設的に設けるものである。

ケーソンは沈設途中、種々の外力、予想外の応力、衝撃等により変形、破損等が生ずると、その補修・復旧には長時間を費やし、状況によっては人命にもかかわることがあるので、十分な強度を確保するとともに工事完了後の撤去・解体を容易にすることが必要である。

止水壁高さは、ケーソン沈設天端から地表面あるいは水位までの高さに余裕高を加える必要があり、河川内に施工する場合は、ケーソン沈下終了時期およびその後の橋脚等の構築時期の水位を基にして、潮位の変動・波高等をも考慮した上で決定する必要がある。

(2) 材 質

1. 止水壁には、原則として、以下の材料を用いる。
 - (1) 鋼矢板
 - (2) 鉄筋コンクリート
2. 腹起し、切ばりは鋼材を用いることを原則とする。

鋼製の材料は転用回数が多いので、断面の欠損、割れ、曲がり、ねじれ等が残存し、断面性能や強度が低下しやすいので使用材料には注意を要する。

(3) 止水壁の設計

止水壁はその構造により下部に構築されるパラペットに影響をおよぼすため、パラペットの設計法を配慮して設計するものとする。

1. 止水壁に作用する荷重は、壁面直角方向力としては水圧および土圧を、壁面鉛直方向力としては土の壁面摩擦力を考慮する。
2. 断面計算は、その構造を検討した上で行わなければならない。

止水壁の構造は、図4-4-46に分類される。

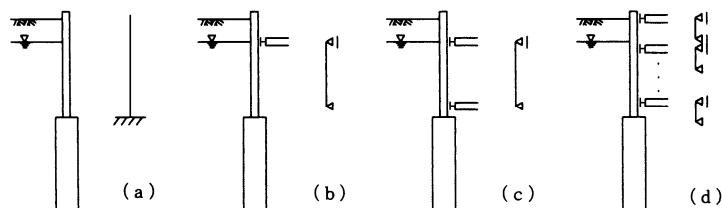


図4-4-46 止水壁の構造

(a)は、一般的にコンクリート構造に用いられ、パラペット天端を固定端とした片持梁とし、

反力はすべてパラペットに取らせるタイプである。

(b)は、腹起し、パラペット天端を支点とする単純梁として行い、パラペットに支点反力をとらせるタイプである。

(c)は、上下腹起し位置を支点とする単純梁とし、止水壁の反力をパラペットに影響させないタイプである。

(d)は、腹起し、切梁を数段設けるタイプで、腹起し位置を支点とする単純梁とする。単純梁としたのは、計算が簡単であり安全側の設計になるためである。

(4) 腹起しおよび切梁

腹起しおよび切梁は、施工の安全性を考慮して設計するものとする。

1. 腹起しの垂直間隔は3 m程度とし、腹起しに作用する荷重には止水壁よりの反力を用い、切梁位置を支点とする単純梁として断面を算定する。
2. 切梁の水平間隔は最大5 m程度とし、切梁に作用する荷重には、腹起しよりの支点反力および自重を考慮し、鉛直方向、水平方向の安全性について検討するものとする。

腹起しおよび切梁の位置については、橋台および橋脚躯体の形状、盛換えの有無等を考慮して決定する必要がある。

本項は、「建設工事公衆災害防止対策要綱」によったものであるが、これは陸上における開削の場合である。

止水壁の場合は、更にケーソン沈下に伴う衝撃等が生じるので、安全性を考慮し腹起しの垂直間隔は最大3 m程度とするのが望ましい。

(5) 根固め部

止水壁が現場打ちコンクリート構造以外の場合は、根固め部の検討をするものとする。

1. 根固め部には、主に下記の材料を用いる。
 - (1) コンクリート
 - (2) 鋼材
2. 根固め部に作用する荷重は、止水壁下端の反力とし、根固め部の断面計算を行なう。

根固めの構造として、図4-4-47のようなタイプがある。

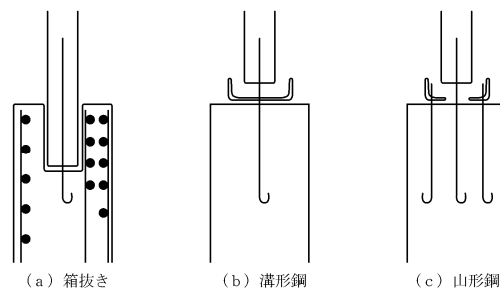


図4-4-47 根固めの構造

(a)は、パラペット天端を箱抜きして止水壁を建て込むタイプで、止水壁の反力を荷重としてパラペット天端の断面計算を行うものとする。

(b)、(c)は、鋼材をアンカー筋にてパラペット天端に固定し、鋼材で止水壁をはさみ込むタイプで、止水壁の反力を荷重とし鋼材、アンカー筋の断面計算を行うものとする。