

## 第6章 下部構造

## 6.1 使用材料および応力度の制限値

## 6.1.1 一般

- (1) コンクリートの使用材料は、以下とする。
- 1) 重力式橋台以外の橋台および橋脚は、設計基準強度  $\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$  を標準とする。
  - 2) 重力式橋台は、設計基準強度  $\sigma_{ck}=18 \text{ N/mm}^2$  を標準とする。
  - 3) 場所打ち杭を除く基礎工は、設計基準強度  $\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$  を標準とする。
  - 4) 場所打ち杭は、呼び強度  $\sigma_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$  を原則とする。  
ただし、この場合、設計上は  $\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$  として取り扱う。
- (2) 鉄筋の使用材料は、SD345 を標準とする。

## 解

- 1) 土木構造物設計マニュアル（案） 土工構造物・橋梁編 平成11年11月 建設省（ガイドライン）に準拠し決定した。
- 2) 鉄筋径は D13～D32 を標準とする。
- 3) コンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$ 、鉄筋の材質 SD345 を標準とする。
- 4) 場所打ち杭等に用いる水中で施工するコンクリートの配合  
道示IV15.8.8に準拠し、『単位セメント量  $350 \text{ kg/m}^3$  以上、水セメント比 55% 以下、スランプ 180～210 mm』を原則とする。
- 5) コンクリートおよび鉄筋が高強度を必要とする場合は、主幹課と協議する。

6.1.2 コンクリートの応力度の制限値

(1) 大気中で施工する鉄筋コンクリート部材（場所打ち杭を除く）におけるコンクリートの圧縮応力度の制限値、せん断応力度の制限値、押抜きせん断応力度の制限値は、表-3.6.1の値とする。せん断力を受ける部材の設計については、道示IV5.2.7により、式(4.1)によるものとする。

表-3.6.1 鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合の鉄筋の引張、圧縮、押抜きせん断応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度 ( $\sigma_{ck}$ )		21	24	27	30
応力度の種類					
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度の制限値	7.0	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度の制限値	5.5	6.5	7.5	8.5
	永続作用支配状況におけるコンクリートのせん断応力度の制限値※1	1.6	1.7	1.8	1.9
	変動作用支配状況におけるコンクリートのせん断応力度の制限値※1	2.4	2.6	2.7	2.9
付着応力度※2	異形棒鋼	1.4	1.6	1.7	1.8

※1) 道示IV5.2.7による

※2) 付着応力度の制限値は、直径51mm以下の鉄筋に対して適用できる値である。

(2) 場所打ち杭におけるコンクリートの圧縮応力度の制限値、せん断応力度の制限値及び付着応力度の制限値は、表-3.6.2の値とする。

表-3.6.2 場所打ち杭におけるコンクリートの圧縮応力度の制限値および、せん断応力度の制限値及び付着応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

施工条件		水中で施工する場合
コンクリートの呼び強度		30
コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}$		24
圧縮応力度の制限値	曲げ圧縮応力度の制限値	8.0
	軸圧縮応力度の制限値	6.5
付着応力度	異形棒鋼	1.2

(3) 既設コンクリート杭（PHC杭及びSC杭）のコンクリートの応力度の制限値は、道示IV10.8.3及び10.8.4に準ずるものとする。

## 解

道示Ⅲ5.6、5.8及びⅣ5.2の規定により定めた。

- (1) 大気中で施工する鉄筋コンクリート部材に用いるコンクリートに対し、設計基準強度が  $21\text{N/mm}^2$  から  $30\text{N/mm}^2$  までの範囲について応力度の制限値を規定している。ここに規定のない設計基準強度のコンクリートを用いる場合には、材料の力学的性質や強度のばらつき等を踏まえ、ここに規定する材料の応力度の制限値と同等以上の安全度を持つように設計しなければならない。なお、深礎基礎では、道示Ⅳ14章に従い、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表-3.6.1に示す応力度の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。
- (2) 場所打ち杭で標準として用いる材料における応力度の制限値を示した。
- (3) 解説は道示Ⅳ10.8.3及び10.8.4による。

6.1.3 鉄筋およびの応力度の制限値

- (1) 下部構造を構成する鋼部材の設計は道示IV7章及び9章から14章の規定に従ったうえで、道示II5章の規定による。
- (2) 鉄筋の応力度の制限値は、直径51mm以下の鉄筋に対して表-3.6.3の値とする。

表-3.6.3 鉄筋の応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度, 部材の種類		鉄筋の種類		
		SD345	SD390	SD490
鉄筋の引張応力	1) 活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合 (はり部材等)	100	100	100
	2) 一般の部材	180	180	180
	3) 水中又は地下水位以下に設ける部材	160	160	160
	4) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の基本値	200	230	290
5) 鉄筋の圧縮応力度の制限値で6)以外		200	230	290
6) 道示IV下部構造編 3.5(2) 3)で⑩を考慮する場合		300	345	435

解

- (1) 鉄筋コンクリート部材の耐久性を向上させるためには、有害なひびわれが生じないように配慮することが重要である。はり部材等のように活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する状態 (死荷重作用時) において引張応力度が発生する部材に対し、活荷重等の作用による有害なひびわれの進展を抑えるために、その状態における鉄筋の応力度の制限値を規定している。

## 6.1.4 裏込め土の諸定数

設計計算に用いる土の単位体積重量 ( $\gamma$ ) およびせん断抵抗角 ( $\phi$ ) は、土質試験を行って定めることが望ましい。

解

- (1) 橋台裏込め土の単位体積重量 ( $\gamma$ ) と、せん断抵抗角 ( $\phi$ ) 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、 $\phi = 30^\circ \sim 35^\circ$ 、 $\gamma = 18 \sim 20 \text{ kN/m}^3$  の範囲である。したがって、土質試験を行わない場合には、表-3.6.4 に示す値を用いてもよい。

表-3.6.4 橋台裏込め土の諸定数

裏込め土の材質	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)
普通土を転圧する場合	18	25 (粘性土)
砂質土を転圧する場合	19	30 (砂質土)
粒度配合のよい砂礫、碎石、硬岩ズリ	20	35

- (2) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、9 を差し引いた値とする。  
 (3) 橋台裏込め土には原則として、粘性土を使用しないものとする。  
 (4) 箱式橋台中埋め土、ラーメン式橋台内の通路部、および逆 T 式橋台の前フーチング上などの埋め戻し土は、表-3.6.5 に示す値を用いてもよい。

表-3.6.5 中埋め土・埋戻し土の諸定数

土の種類	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	せん断抵抗角 (°)
中埋め土	18 (15)	30
埋戻し土	18	

注) 箱式橋台中埋め土の単位体積重量は、滑動の安定計算時においては、( ) 内の値を使用する。

## 6.2 作用荷重

### 6.2.1 橋台に作用する土圧

- (1) 土圧は橋台背面に作用する分布荷重とし、常時は「道示 I 8.7」、地震時は「道示 V 4.2」によるものとする。
- (2) 常時土圧には、橋台背面に地表載荷荷重  $10\text{kN/m}^2$  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。（摩擦角の種類：土とコンクリート）
  - 2) 逆T式橋台の場合は、安定計算では後フーチング縁端部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。

**解**

- (1) 重力式橋台および後フーチングの張出し長が 1m 未満の箱式橋台、ラーメン式橋台の土圧作用面は、躯体コンクリート背面とする。（摩擦角の種類：土とコンクリート）また、逆 T 式橋台の場合は、後フーチングの張出し長が一般的に長いため、安定計算とたて壁の断面計算に用いる土圧作用面を区別したものである。（図-3.6.1～図-3.6.3 を参照）

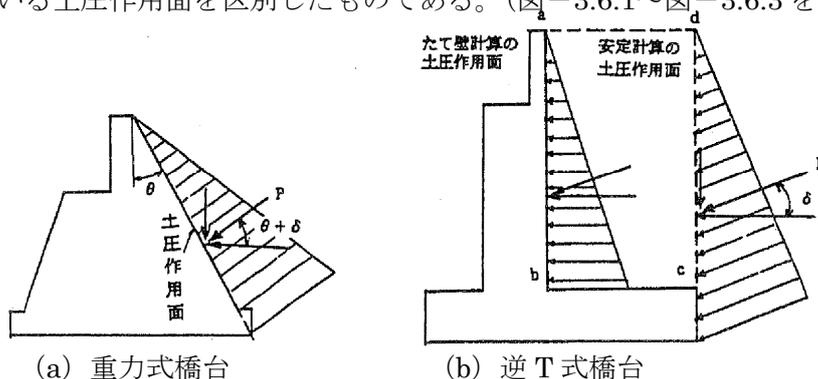


図-3.6.1 土圧の作用面

- (2) 土圧作用面の壁面摩擦角 ( $\delta$ ) は、表-3.6.6 の値を用いるものとする。

表-3.6.6 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	
			永続作用支配状況 変動作用支配状況 (右以外)	変動作用支配状況 偶発作用支配状況 (地震時土圧を算出する場合)
重力式	安定計算 壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0
逆 T 式	安定計算	土と土	$\phi$	$\phi/2$
	壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0

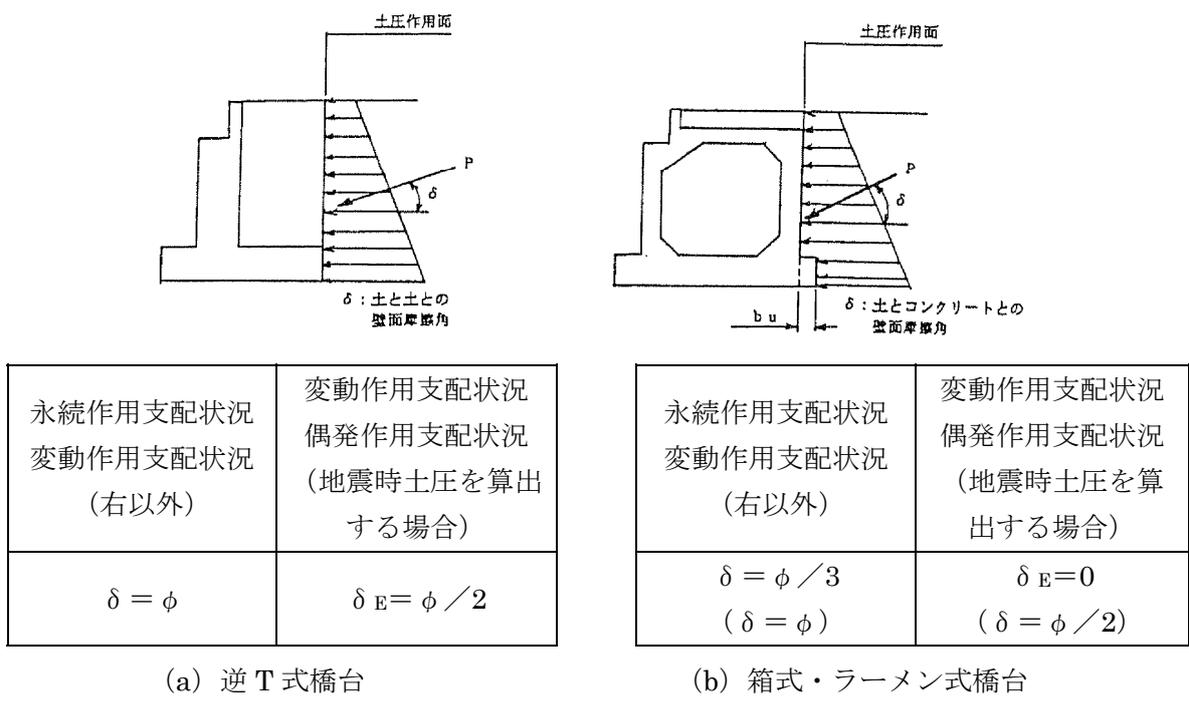


図-3.6.2 安定計算用の壁面摩擦角

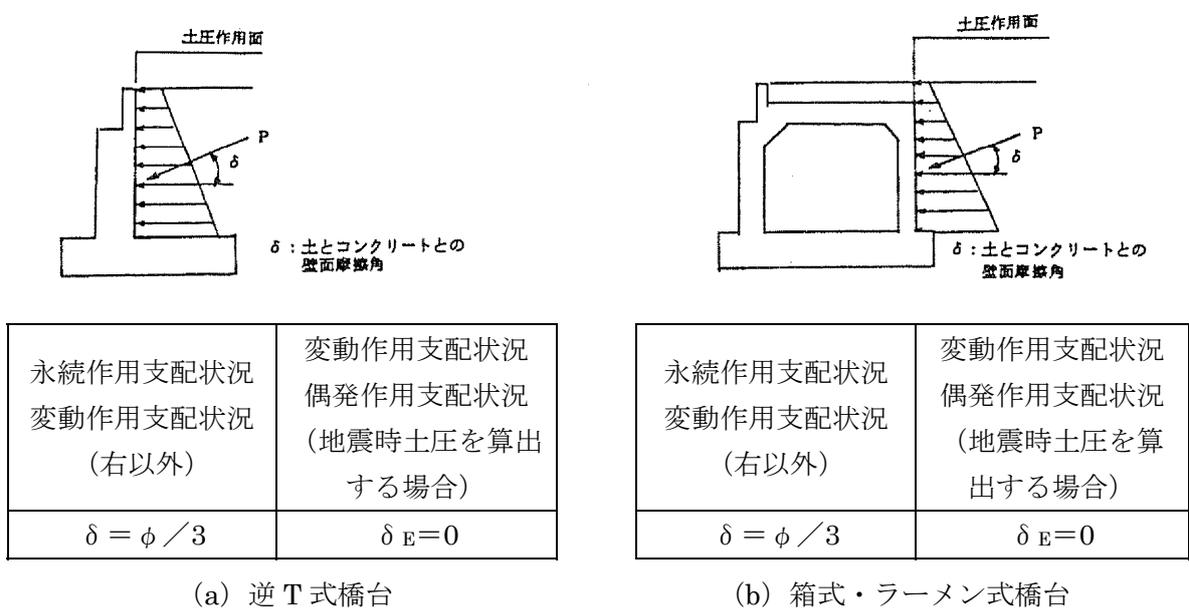


図-3.6.3 躯体設計用の壁面摩擦角

6.2.2 活荷重の載荷方法

下部構造を設計する場合の活荷重は原則として、L 荷重を用いるものとし、構造物に最も不利な影響を与えるように載荷するものとする。(道示 I 8.2)

解

- (1) 下部構造を設計する場合の活荷重は、ほとんどの場合 L 荷重が不利な影響を与えるので、L 荷重を載荷することとする。しかし、スパンが小さい (15m 以下) 場合には、T 荷重を載荷するほうが大きい場合があるので、注意を要する。
- (2) 幅員方向の活荷重は、下部工の躯体形状にしたがって、考えている部材断面に最大応力を生じさせるように載荷するものとする。(図-3.6.4 参照)

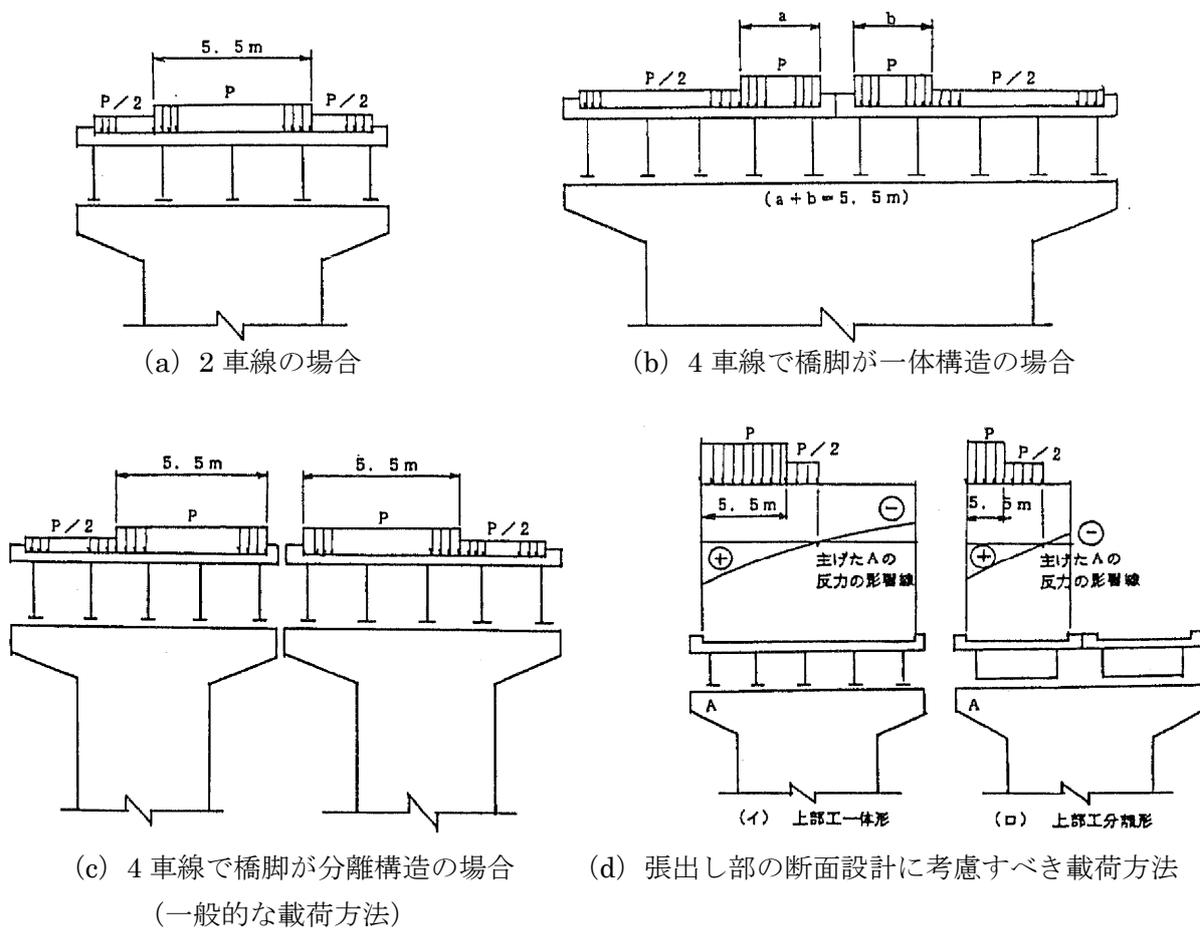


図-3.6.4 活荷重の載荷方法

- (3) 梁などの設計に用いる活荷重反力の算出においては、橋軸方向に図-3.6.5のように活荷重を載荷するものとする。

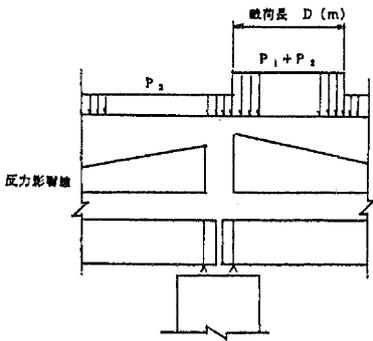


図-3.6.5 梁などを設計する場合の活荷重の載荷方法

6.2.3 設計水位の考え方

(1) 河川に設ける橋台・橋脚の設計に用いる設計水位は、以下に示す水位によるものとする。

- 1) 永続作用支配状況および変動作用支配状況（地震時土圧を算出しない場合）は、H.W.L（計画高水位）を設計水位とする。
- 2) 変動作用支配状況および偶発作用支配状況（地震時土圧を算出する場合）は、M.W.L（平水位）を設計水位とする。

(2) 陸上に設ける橋台・橋脚の設計に用いる設計水位は、現場の状況を十分把握した上で、地質調査結果の地下水水位もしくは、フーチング上面のいずれか高い方とする。ただし、地下水水位が確認できない場合は、この限りではない。

解

河川管理者との協議において M.W.L が不明な場合は、河川状況を充分把握した上で、図-3.6.6 および図-3.6.7 のように M.W.L を決定するのがよい。

- ① 単断面の場合……H.W.L までの水位  $H$  の  $1/2$  を設計水位とする。

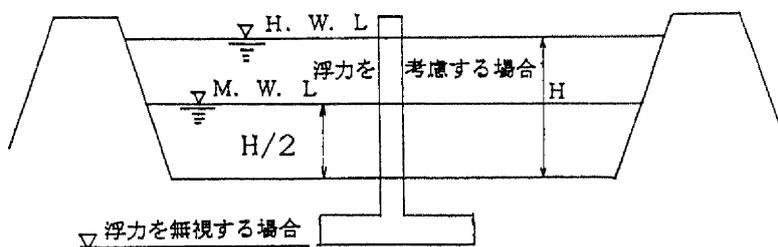


図-3.6.6 単断面の場合

- ② 複断面の場合……高水敷高を設計水位とする。（但し、計画高水敷高より現地盤が高い時は現地盤高を設計水位とする。）

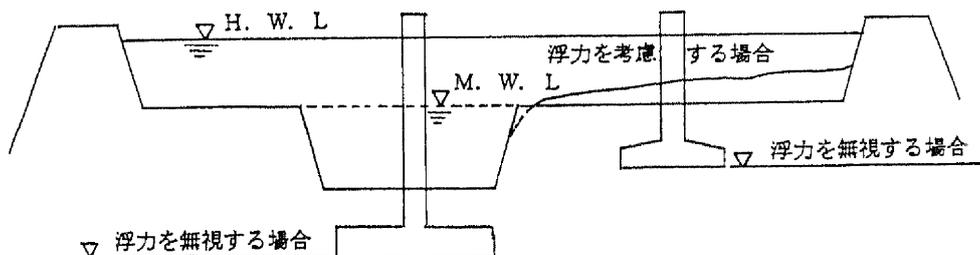


図-3.6.7 複断面の場合

#### 6.2.4 荷重の組合せ

- (1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、道示IV 3.2.1に規定する耐荷性能の照査において考慮する状況を、少なくとも道示IV3.2に従い、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定しなければならない。
- (2) 道示 I 3.2 に従い、施工時の状況は、(1)によらず、施工期間、施工方法等の施工条件を考慮して完成時に所要の耐荷性能及び耐久性能が得られるよう、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定する。

**解**

解説は道示IV3.3による。

## 6.3 橋台の設計

### 6.3.1 橋台の基本計画

- (1) 橋台形式は控え壁式橋台のような複雑な形式は避け、極力単純な形式とする。
- (2) たて壁は部材厚を変化させず同厚とする。またフーチングの上面はテーパを設けないことを原則とする。ただし、重力式橋台はこのかぎりではない。
- (3) なるべく直橋とする。斜角を設ける場合は、できるだけ5°ラウンドとする。
- (4) たて壁は、1段配筋とするのが望ましい。
- (5) 桁端維持管理スペースとして、桁端に500mm程度のスペースを確保する。

**解**

逆T式橋台は土木構造物設計マニュアル（案）（平成11年11月）に従い以下の形状を原則とする。

- (1) これは資材量ミニマムから労働量ミニマムの視点から、資材量を最小にするために部材断面を複雑にするのではなく、製作性と施工性に視点を移し構造を簡素化することによって省力化を図るため設けた基準である。すべて橋台に逆T式とすることを求めているものではない。

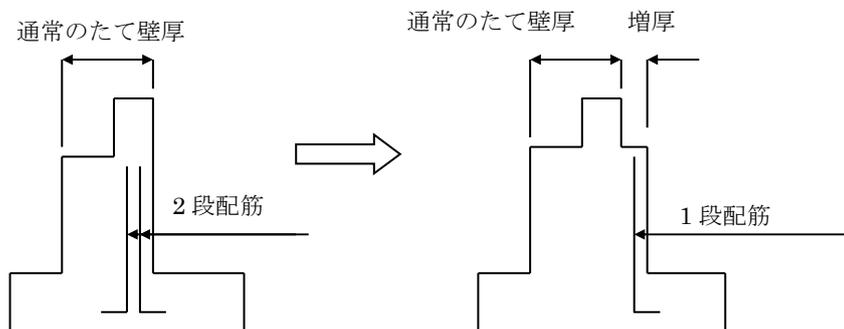
#### (2) 躯体形状

- ① たて壁形状は原則として変化させない。また、フーチング上面はテーパを設けないことを原則とする。ただし、重力式橋台は除く。



- ② 橋台のたて壁が応力上、通常の厚さ以上の厚さが必要な場合は背面側に増厚する。応力上で増厚が必要な場合とは、一段配筋による検討結果で判断する。ただし、たて壁の増厚は基礎への影響等も検討して判断する必要がある。

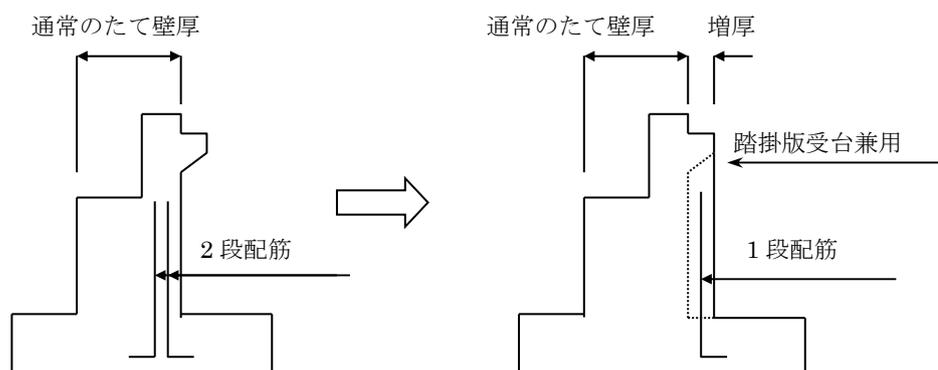
#### (a) 踏掛版を設けない場合



(a) 踏掛版を設けない場合

## (b) 踏掛版を設ける場合

踏掛版受台幅まで増厚し、1段配筋とするのが望ましいが、応力上2段配筋が必要となる場合は、2段配筋としてよい。ただし、2段配筋を超えた配筋が必要な場合は、たて壁をさらに増厚する。



(b) 踏掛版を設ける場合

## (3) 斜角

土木構造物設計マニュアル（案）I、3（1）③および（2）②に準ずる。

- ・土木構造物設計マニュアル（案）は、橋台に斜角を設ける場合には $5^\circ$ ラウンドが望ましいとしている。しかし、交差する河川などに制約条件がある場合は、この限りでない。

(5) 桁端維持管理スペースとして、桁端に500mm程度のスペースを確保する。切欠き形状は橋種により下記に示すように決定するのがよい。

- ① 桁端遊間は500mm以上ある場合、維持管理スペースとして十分に確保できるため、切欠きを設置する必要がない（図-3.6.8（a））。
- ② 鋼橋において、桁側を切欠くことを基本とする（図-3.6.8（b）（c））。
- ③ PC橋において、プレキャスト桁（例：コンポ橋、ポステンT桁橋）の場合は、桁側の切欠きが困難のため、パラペット側を切欠くことを基本とする（図-3.6.8（d））。ただし、場所打ち桁（PC箱桁橋）の場合は、桁側を切欠くことでよい。なお、桁高の低いプレテン桁橋等の場合は桁端維持管理スペースを確保する必要がない（図-3.6.8（e））。
- ④ 桁端維持管理スペースを確保するため、パラペットに張出し部を設ける場合に、当該部位が無筋コンクリートとならないように配慮すること。

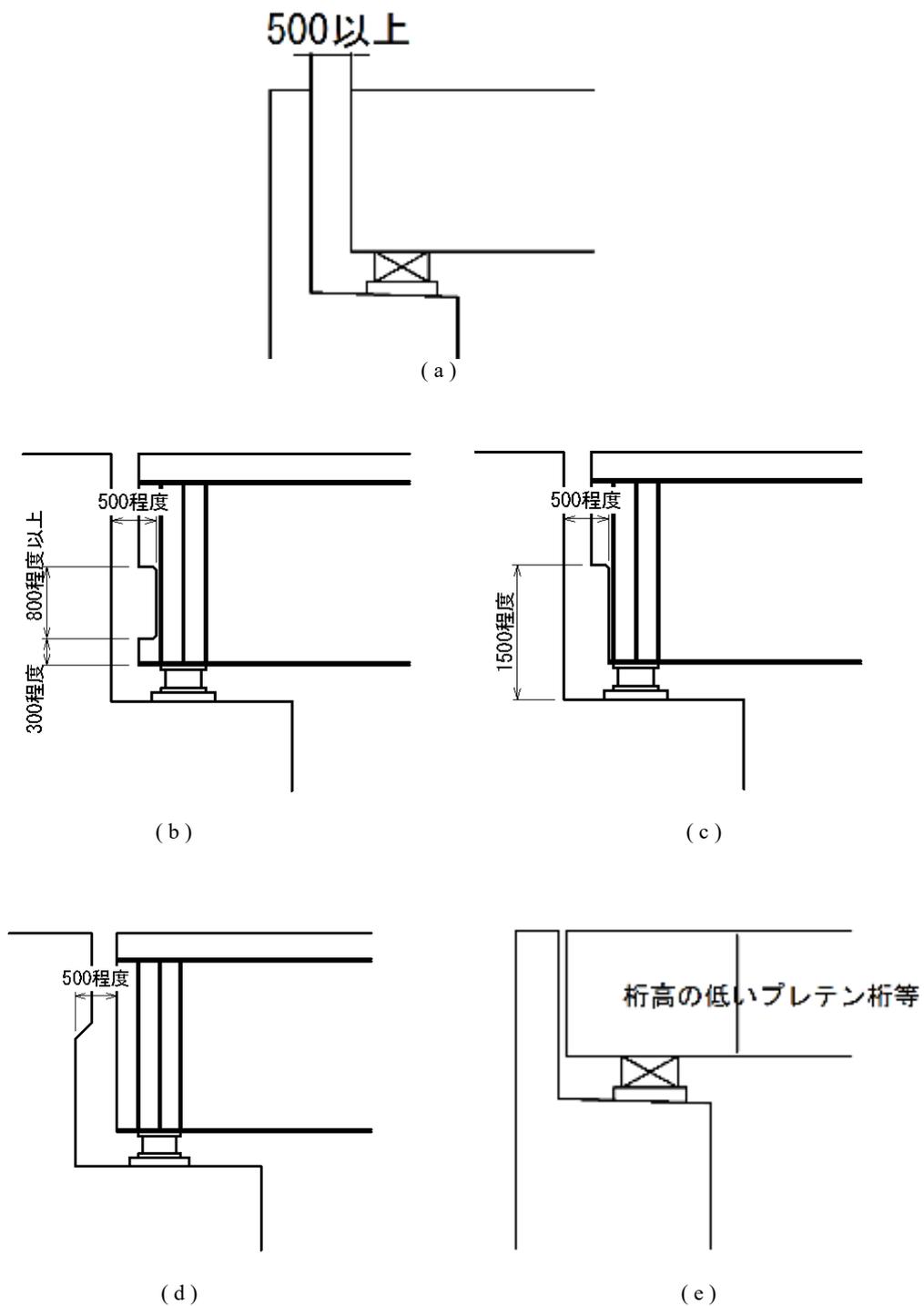


図-3.6.8 桁端維持管理スペースの考え方

## 6.3.2 逆T式橋台

- (1) たて壁は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ばりとして設計するものとする。
- (2) フーチングは、たて壁との接合部を固定端とする片持ばりとして設計するものとする。
- (3) 部材設計に用いる土圧は、たて壁には壁背面に直接作用させ、後フーチングには安定計算で作用させた土圧の鉛直土圧成分を三角形分布荷重として作用させるものとする。

解

- (1) 逆T式橋台の形状は、施工性に配慮し、図-3.6.8の形状を標準とする。

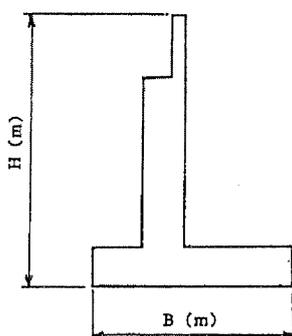


図-3.6.8 逆T式橋台の形状

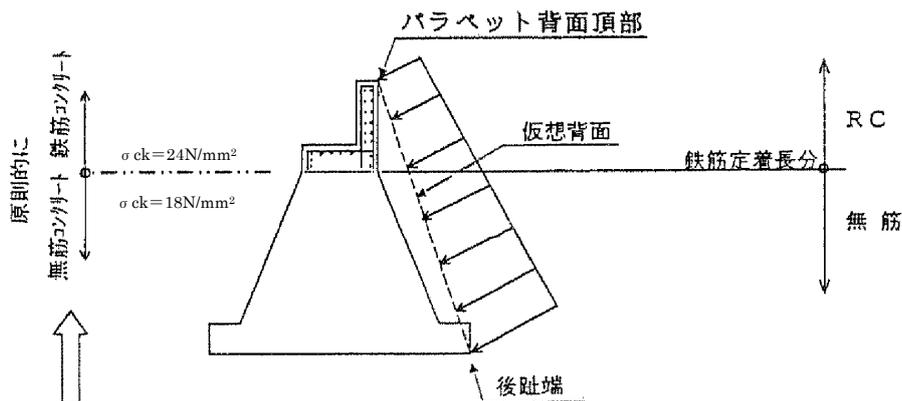
- (2) 橋台の形状寸法の押さえは、下記により決定するのがよい。
- ① 橋台の全高 (H) は 50cm 単位を標準とするが、河川、道路および埋設物などの交差条件により根入れが決定される場合は 10cm 単位とする。
  - ② フーチング幅 (B) は 50cm 単位を原則とするが、杭基礎のうち最小杭間隔で幅が決定される場合、または障害物、用地境界などによりフーチング幅が制約される場合は 10cm 単位とする。
- (3) たて壁およびフーチングは、せん断に対して斜引張鉄筋を使用しなくてもよい厚さとするのが望ましい。

6.3.3 重力式橋台

- (1) 躯体は、フーチングに固定された無筋コンクリート断面の片持ばりとして設計するものとする。
- (2) 前フーチングは、躯体との接合部を固定端とする片持ばりとして設計し、断面は無筋コンクリートとするのがよい。
- (3) 土圧は、「本設計要領 6.2.1」によるものとする。

解

- (1) 各部材の寸法単位は、逆 T 式橋台に準ずるものとする。ただし、フーチング幅が躯体前面勾配等から制約される場合は、10cm 単位とする。
- (2) 土圧作用面が図-3.6.9のような場合は、鉛直面に作用する土圧①と斜面に作用する土圧②に区分して、土圧力を算出するものとする。



橋座部、バラベツト部、翼壁部は鉄筋コンクリート部材となる。

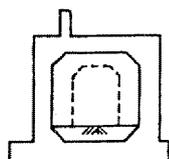
図-3.6.9 土圧作用面が一様でない場合の土圧の考え方

### 6.3.4 ラーメン式橋台

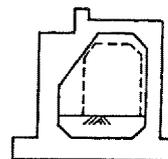
- (1) ラーメン式橋台のラーメン部材節点部は、それに接続する部材に断面力が確実に伝達される構造とし、部材節点部の隅角部は、原則としてハンチを設けるものとする。
- (2) 荷重状態は、土圧、地震時水平力についてラーメン部材に不利になるように荷重組合せを行い、設計するものとする。

**解**

- (1) ラーメン部材の設計については、道示Ⅲ15章ラーメン構造を参照のうえ設計するものとする。また、道示Ⅲにも述べられているようにラーメン部材節点部には原則としてハンチを設けることとするが、クリアランスの問題などによりハンチをつけられない場合は、隅角部のコンクリートの圧縮応力度に余裕を持たせるような配慮が必要である。
- (2) ラーメン橋台は原則として図-3.6.10(a)に示す形状とするが、道路の建築限界が確保できない場合、または、軟弱地盤などで上載盛土を小さくする場合においては、図-3.6.10(b)の形状を用いるものとする。



(a)基本形状



(b)道路の建築限界が基本形状で  
確保できない場合等

図-3.6.10 ラーメン橋台の形状

- (3) 各部材の寸法単位は、逆T式橋台に準ずるものとする。

## 6.3.5 箱式橋台

- (1) 上部工反力、自重および土圧などによる全体としての曲げモーメントおよびせん断力は、前壁の一部を上縁版、後壁の一部を下縁版および隔壁（あるいは側壁）を腹版と考えた T 形ばりによって受け持たせると考え、前壁や後壁などは土圧等を主部材部である T 形ばりに伝達する部材とみなして設計するものとする。
- (2) 蓋版は自重、上載重量および活荷重をうける橋軸直角方向に連続の全辺単純支持の版とみなして設計するものとする。
- (3) 後壁、前壁および側壁は施工時および完成時に偏土圧および地震力を受ける版として設計するものとする。
- (4) ラーメン隅角部はモーメント発生状態をよく把握し補強設計を必ず行うこととする。

## 解

- (1) 片持 T 形ばりの上縁版（前壁）の片側有効幅（ $\lambda$ ）は、図-3.6.15 のように  $\lambda = h/4 + b_s$  とし、T 形ばりとしての主鉄筋は隔壁に両側ハンチを加えた範囲内に原則的におさめ、組立筋でこれを取り囲むようにするものとする。

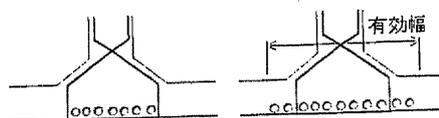


図-3.6.11 T形ばりの考え方

- (2) 蓋版の断面力は、次のとおりとする。

- 1) 橋軸直角方向の曲げモーメントは、次式により求めるものとする。

$$\text{支点最大曲げモーメント} \quad M_x = 1/8 w l_x^2 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{支間最大曲げモーメント} \quad M_x = 1/10 w l_x^2 \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

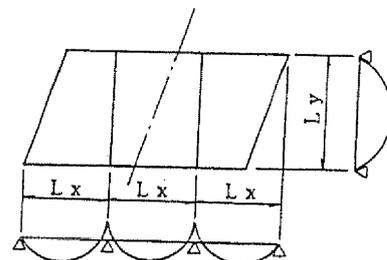
ここに、 $w$ ：自重、上載土荷重、活荷重による等分布荷重 ( $\text{kN} \cdot \text{m}^2$ )

$l_x$ ：橋軸直角方向支間長 (m)

- 2) 橋軸方向の曲げモーメントについては、二方向版とし表-3.6.7により求めるものとする。

表-3.6.12 4辺単純支持版に等分布荷重が作用するときの曲げモーメント

lx/ly	My/Mx	lx /ly	My/Mx
0.40	0.245	0.75	0.612
0.45	0.286	0.80	0.684
0.50	0.328	0.85	0.757
0.55	0.377	0.90	0.831
0.60	0.435	0.95	0.915
0.65	0.492	1.00	1.000
0.70	0.550		



ここに、Mx：橋軸直角方向曲げモーメント (kN・m)

My：橋軸方向曲げモーメント (kN・m)

ly：橋軸方向支間長 (m)

[出典：東・中・西日本高速道路株式会社設計要領第二集]

- (3) 後壁は、隔壁で固定された連続版として設計するものとする。
- (4) 隔壁は、(1) の片持 T 形ばりの腹版として設計するものとするが、せん断力を受ける部材であることから、T 形ばりの剛性の確保、乾燥収縮によるひびわれ防止のため、十分な壁厚および鉄筋量を有するものとする。また、側壁の面内方向については隔壁と同様に扱うものとする。
- (5) フーチングの設計は自重、中詰土砂、および地盤反力または、杭反力が作用する 4 辺固定支持の版として設計するものとする。
- (6) 隔壁および側壁とフーチング、前壁および後壁にはその結合部に結合鉄筋を配置するものとし、必要な鉄筋量は、次式で求めるものとする。

$$A_{sr} \geq \frac{S}{\sigma_{sa}}$$

ここに、A<sub>sr</sub>：必要鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

S：せん断力 (kN)

σ<sub>sa</sub>：鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

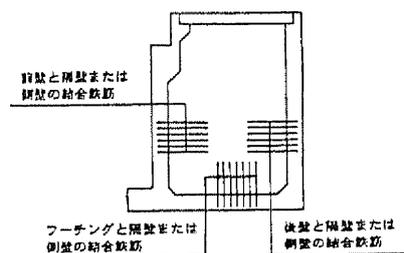


図-3.6.16 結合鉄筋

- (7) 前壁、隔壁の最小厚さは、施工性を考慮し 70cm 程度を標準とする。
- (8) 隔壁は施工性からできるだけ少なくするものとし、2 車線の橋台では 1 箇所、4 車線の橋台では 2 箇所を目安とする。
- (9) 直接基礎の場合、中詰土砂は安定計算における支持および滑動の許容値を満足する高さとし、中詰土砂の単位体積重量は、表-3.6.5 の値とする。
- (10) 杭基礎の場合、中詰土砂を入れないのが通常であるが、地下水がある場合は函体内のその水位までの水の鉛直力、水平力を考慮するものとする。
- (11) 各部材の寸法単位は、逆 T 式橋台に準ずるものとする。

## 6.3.6 斜め橋台

- (1) 斜め橋台は、原則として橋軸方向と橋台背面直角方向について、安定と応力度の計算を行うものとするが、一般の場合は橋台背面直角方向についてのみ検討すればよい。
- (2) 橋台背面に作用する土圧は、図-3.6.13に示すように橋台幅方向に一様に作用するものとする。

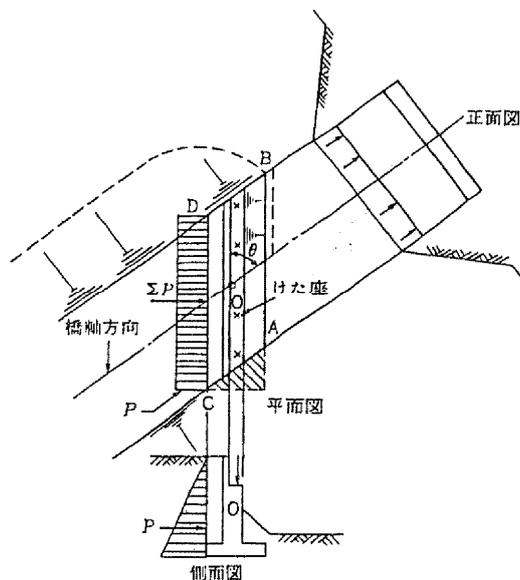


図-3.6.13 斜め橋台に作用する土圧

- (3) 斜角 ( $\theta$ ) が  $75^\circ$  未満の橋台のフーチングは図-3.6.13に示す斜線部のように拡大するものとする。

## 解

- (1) 橋台背面は盛土により裏込めされることから、土圧は橋台背面に直角に作用するが、橋の斜角 ( $\theta$ ) がある程度小さくなると、橋軸方向より橋台背面直角方向が危険となることから、一般的には、橋台背面直角方向のみについて検討するものとする。
- (2) 斜め橋台に働く土圧は、橋台幅の方向に一様ではないが、計算を簡略化し、かつ十分安全な設計となるように、一様に作用するものとしたものである。

## 6.3.7 胸壁（パラペット）の設計

## (1) 設計一般

1) 橋台のパラペット及びたて壁との接合部の設計にあたっては、パラペットの形状や背面から作用する荷重の影響等を適切に考慮しなければならない

1-1) パラペットの厚さは、40 cm以上とするのを原則とする。

1-2) パラペットとウイングの隅角部には、ハンチを設けるものとする。

## (2) 配筋

1) 鉄筋の純かぶりは、70mm以上とする。

2) 軸方向鉄筋は、1段配筋を原則とする。配筋間隔は、250 mmピッチを基本とする。

3) 軸方向鉄筋の定着

パラペットの軸方向鉄筋は、前面は「パラペット有効高の  $1/2 + \text{定着長}$ 」、背面は「パラペット有効高 + 定着長」をたて壁のコンクリート内に定着させる。

4) 圧縮側主鉄筋

パラペットの圧縮側主鉄筋は、引張側主鉄筋と同じ鉄筋配置および鉄筋径とするのを原則とする。

5) 配力筋

パラペットには前面側および背面側、それぞれの軸方向鉄筋量の  $1/3$ 以上を配力筋として配置する。

6) スターラップ

パラペットは、じん性を期待していないので、せん断補強筋としてスターラップを配置する。

## 解

(1) 道示IV7.4.4の規定により定めた。断面力の算出方法及び部材の照査方法は、道示IV7.4.4解説による。なお、押抜きせん断力の算出方法は、道示III5.7.2による。

## (2) 配筋

1) 鉄筋の純かぶり

背面側は土に接するので道示IV5.2.2に示される土中の場合となり、鉄筋の純かぶりは70 mm以上必要となる。

前面側は、道示IV5.2.2の大気中の場合に当てはまるが、たて壁等その他の部材は70 mm以上としており、施工性を考慮して、背面側と同じかぶりでのよいこととした。

2) 軸方向鉄筋配筋は、土木構造物設計マニュアル（案）（平成11年11月）に準じた。

3) 軸方向鉄筋の定着は、道示IV5.2.4に準じた。

4) 圧縮鉄筋

土木構造物設計マニュアル（案）（平成11年11月）の4(2)に準じ、パラペットの前面と背面の主鉄筋は同径、同配置間隔とすることとした。

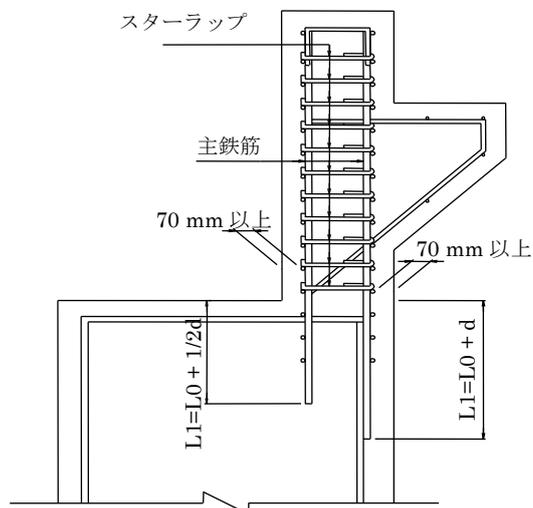
5) 配力筋は、道示IV7.4.2(4)3)に準じた。

6) スターラップ

パラペットは、じん性を期待していないので、せん断補強筋としてスターラップを配置する。

《パラペットの配筋例》

パラペットの中間帯鉄筋はスターラップとして、引張側主鉄筋に半円形フックを掛け、圧縮側主鉄筋には直角フックを掛ける。



注) d : パラペット部材設計の有効高さ

6.3.8 ウィングの設計

- (1) 橋台に設けるウィングの最大長さは 8m 程度とする。ただし、平行タイプの場合は 6m 程度が望ましい。
- (2) ウィングは、及びその接合部の設計にあたっては、ウィングの形状や内側から作用する荷重の影響等を適切に考慮しなければならない。
- (3) (2) を満足するために、ウィングは、壁に固定された片持版又は壁とフーチングに固定された 2 辺固定版として設計することを標準とする。
- (4) ウィングを設計する場合の設計土圧は、一般的に主動土圧を用いるものとする。(但し、供用条件・形状条件によっては静止土圧を用いる必要があり、よく確認する必要がある。)

解

(1) ウィング形状

1) ウィングの形状は図-3.6.14 (a)に示す平行タイプを標準とするが、地形上平行タイプが困難な場合、または将来拡幅などの計画がある場合は図-3.6.14(b)(c)に示す側壁タイプが望ましい。また、ウィングの土被りは、1m 程度を確保するものとする。

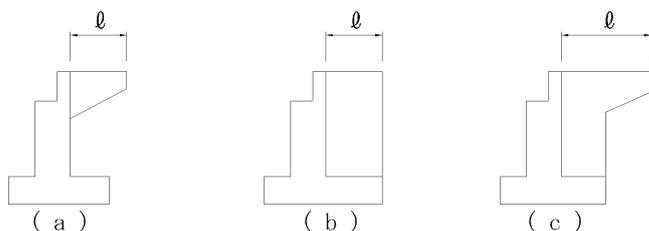


図-3.6.14 ウィングの形状

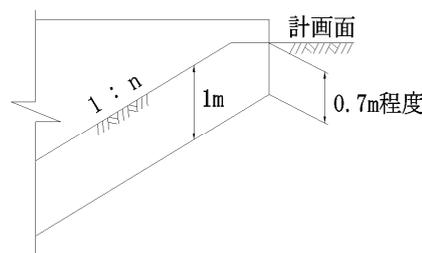


図-3.6.15 ウィングの土被り

- 2) ウィングの最大長さは、慣用的な方法で設計が可能な 8m 程度としたが、平行タイプについては片持版となることから、構造的に配慮し 6m 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、この場合の最大長さは、支え壁から 6m 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。

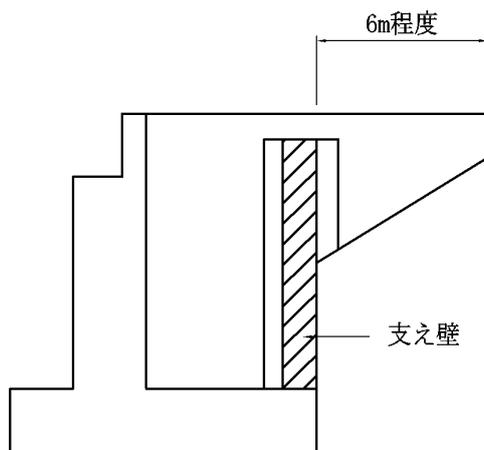
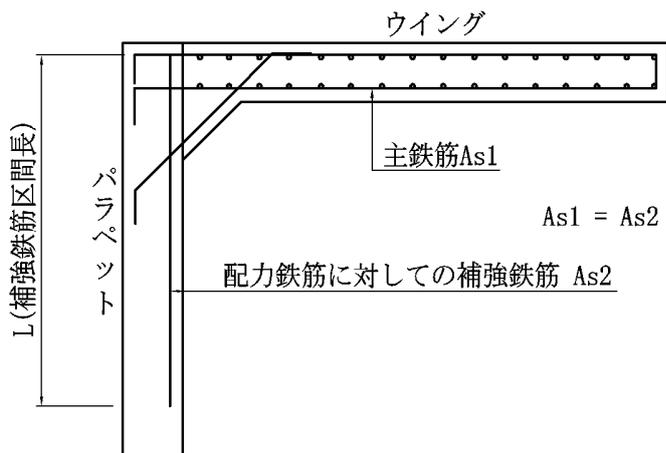


図-3.6.16 支え壁を設けたウイング

- 4) ウイングの厚さは施工性を考慮し、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) パラペットに補強鉄筋を配置するものとする。



ここに、L：補強区間長でL=3,000mm とする。

図-3.6.17 パラペットの補強

- (2) (3) 道示IV7.4.5の規定による。

## (4) 設計土圧について

ウィングは、たて壁と同様に、一般には主働土圧により設計されるが、たて壁とウィングにより U 字形状となる橋台においては、内部に充てんした土砂が活荷重によって絶えず転圧されること等により、ウィング接合部に亀裂が発生した例がある。そこで、次の条件を全て満たすウィングについては、静止土圧により設計する必要がある。

- 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 橋台のたて壁とウィングとの角度が  $90^\circ$  未満である。
- ④ ウィングの形状が側壁タイプである。

ここで歩道等とは、歩道のほかに、通常、自動車荷重が載荷されない部分、例えば路肩等も含むものとする。また、歩道等が設けられていないとは、歩道等の幅が概ね 1m 未満の場合と考えてよい。

壁厚、配筋等については、断面力が十分伝達されるよう配慮し、特に接続部は構造上の弱点となるのでハンチをつけることが望ましい。

パラレルタイプのウィングは、水平主鉄筋をパラペット配力鉄筋（水平鉄筋）方向に定着させなければならないので、パラペットの壁厚や水平鉄筋量がウィングより小さい場合にはパラペットに補強筋を追加しておく必要がある。

6.3.9 橋台の側方移動

常時偏荷重を受ける基礎で側方移動の恐れのある場合は、その影響について検討するものとする。

解

(1) 橋台のように盛土荷重によって常時偏荷重を受ける構造物を軟弱地盤に設ける場合には、基礎の側方移動について検討するものとし、側方移動の判定は、道示IV8.6 に示す側方移動判定値 (I 値) によるものとする。以下に I 値の算定式を記述する。

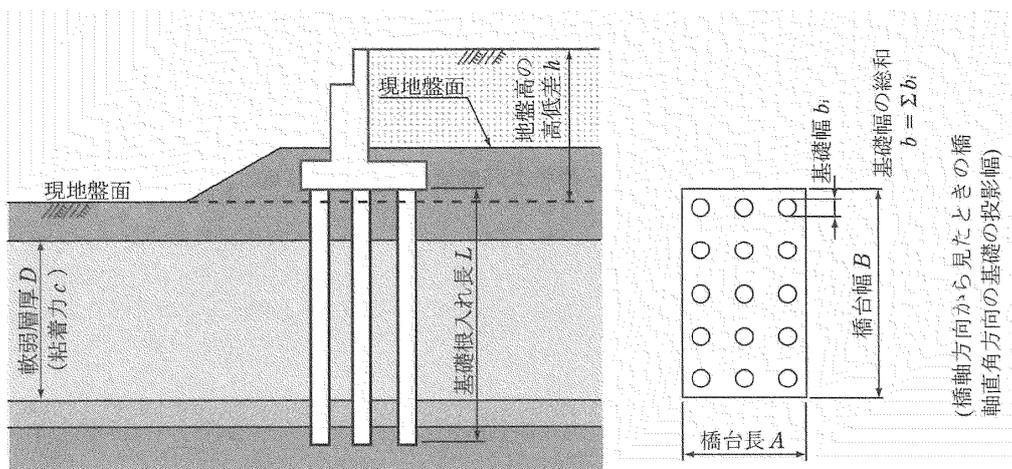


図-3.6.18 側方移動判定値の算定

$$I = \mu_1 \cdot \mu_2 \cdot \mu_3 \cdot \frac{\gamma h}{c}$$

ここに、I：側方移動判定値

$\mu_1$ ：軟弱層厚に関する補正係数で

$$\mu_1 = \frac{D}{L}$$

$\mu_2$ ：基礎体抵抗幅に関する補正係数で

$$\mu_2 = \frac{b}{B}$$

$\mu_3$ ：橋台の長さに関する補正係数で

$$\mu_3 = \frac{D}{A} \quad (\leq 3.0)$$

$\gamma$ ：盛土材料の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

h：盛土高 (m)

c：軟弱層の粘着力の平均値 (kN/m<sup>2</sup>)

D：軟弱層の厚さ (m)

A：橋台長 (m)

B：橋台幅 (m)

b：基礎体の幅の総和 (m)

L：基礎根入れ長 (m)

過去の側方移動事例などを考慮した場合、標準貫入試験の N 値が 6 以下又は一軸圧縮強度が  $120\text{kN/m}^2$  以下である粘性土層が存在する場合には、側方移動に関する検討を行う必要がある。

- (2) 橋台に側方移動の恐れがあると判定された場合、地盤改良法、荷重軽減均衡法および基礎体抵抗法の中から最適な対策工法を選定するものとする。
- (3) 地盤改良法により対策を行う場合は、プレロード工法を標準とするが、工期、現場条件などにより、他の工法が有利な場合はこれによらなくてもよいものとする。
- (4) 地盤改良法により対策を行う場合の施工範囲は図-3.6.19、図-3.6.20 のとおりとするが、いずれにおいても円弧すべりに対する安定計算を行うものとする。

1) プレロード工法の場合

プレロードの範囲は盛土肩をフーチング前面位置に合わせ、少なくともフーチング端部位置で圧密層下面から  $45^\circ$  に上げた範囲までをプレロード必要盛土高で施工するものとする。

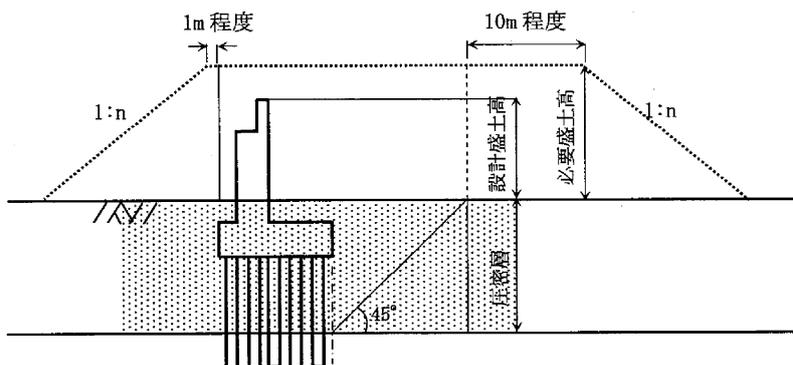


図-3.6.19 プレロード工法の施工範囲

2) DJM 工法などの改良材使用の場合

橋台背面についてのみ、フーチング端から  $45^\circ$  の範囲まで地盤改良をおこなうものとする。

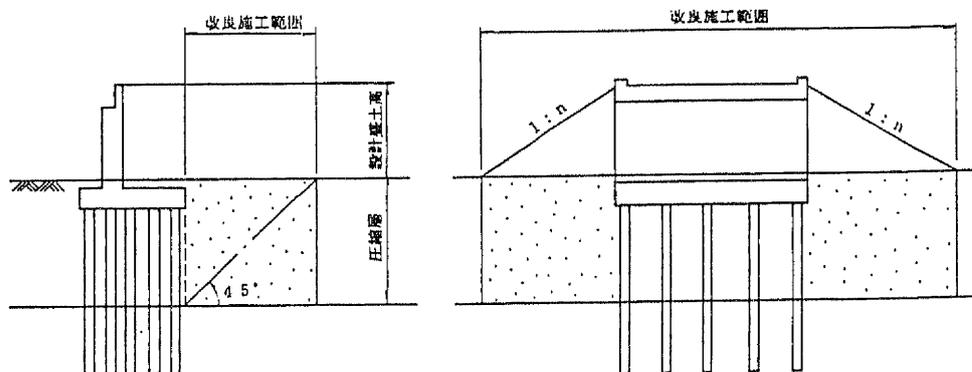


図-3.6.20 改良材使用の場合の施工範囲 (例)

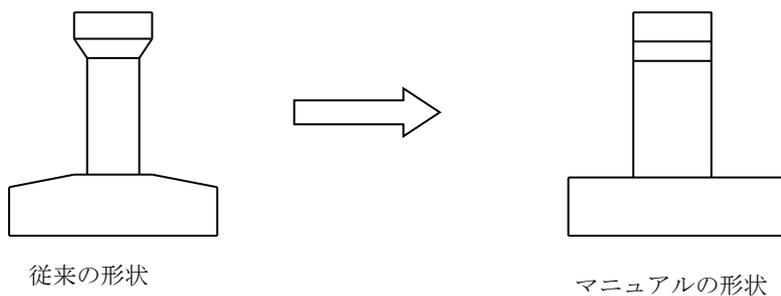
## 6.4 橋脚の設計

### 6.4.1 橋脚の基本形状

- (1) 橋脚の柱は部材断面を変化させないことを原則とする。
- (2) 橋脚のフーチング上面はテーパを設けないことを原則とする。

**解**

- (1) 張出し式および壁式橋脚の部材寸法は以下の形状を原則とする。



柱（壁）は等厚を原則とするが、河川橋梁などで阻害率により壁厚が制限される場合などは、はり部材と柱（壁）部材厚が異なる従来の形状としてもよい。

- (2) 橋脚における小判形や円形の柱での円形部の寸法は省力化、効率化の観点から下表の値とするのが望ましい。

なお、応力から下表以上の部材寸法が必要となる場合にも、0.5 m ラウンドで部材寸法を決定するのが望ましい。

円形部の寸法（直径）						単位（ m ）
1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	

ただし、河川条件等の制約がある場合は、10 cm ラウンドとしてもよい。

6.4.2 張出し式および壁式橋脚

- (1) 柱および壁は原則としてフーチングを固定端とする片持ばりとし、軸圧縮力と曲げモーメントを受ける部材として設計するものとする。
- (2) 張出しばりを有する橋脚の張出しばりは、柱および壁の前面における鉛直断面を設計断面とする片持ばりとして設計するものとする。
- (3) フーチングは、柱および壁を固定端とする片持ばりとして設計するものとする。

解

(1) 柱および壁

- 1) 軸力と曲げモーメントとの組合せは、最も不利となるように考えなければならないが一般的には、最大軸力と最大曲げモーメントの組合せおよび最小軸力と最大曲げモーメントの組合せについて検討するものとする。
- 2) 矩形断面は、面内、面外方向の曲げモーメントに対して、各方向に直交する方向の鉄筋のみを考慮し、他の鉄筋は無視するものとする。

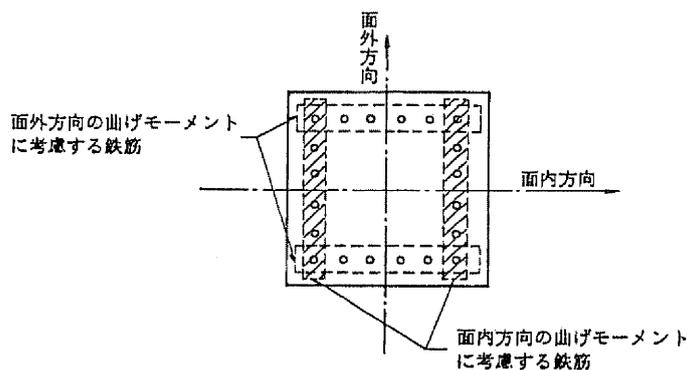


図-3.6.21 曲げモーメントの方向と鉄筋

(2) 張出しばり

- 1) 柱断面が円形の場合の張出しばりは、柱直径の 1/10 入った断面で応力度などの照査を行うものとする。

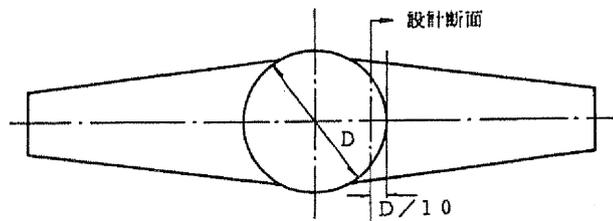


図-3.6.22 円形橋脚の設計断面

2) 張出しばりは鉛直荷重の他に水平荷重に対しても設計するものとし、その荷重は、固定沓側では地震時の上部工水平力とはり自重による水平力、可動沓側では支承の摩擦によって生じる水平力とはり自重による水平力とする。

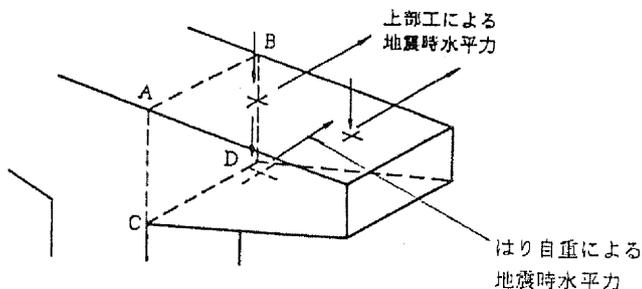


図-3.6.23 橋軸方向のはりの荷重

3) 一般的な張出しばりを有する柱式および壁式橋脚の形状寸法は、図-3.6.24 のとおりとする。

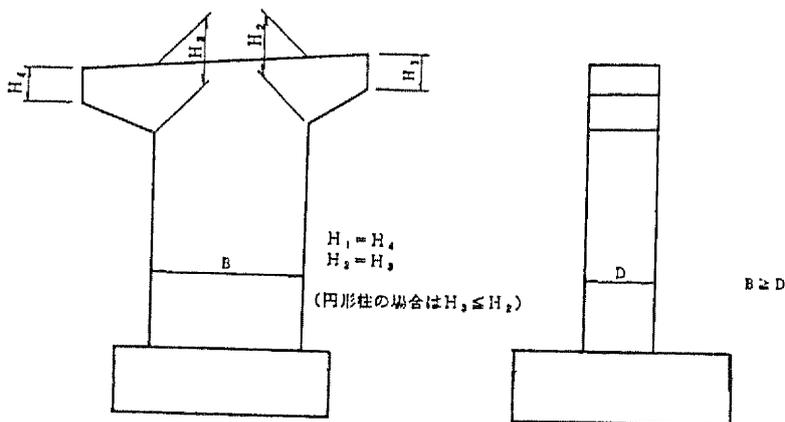


図-3.6.24 橋脚の形状寸法

① 張出しばり先端から外桁中心までの離れは、上部工架設、将来のメンテナンスなどを考慮し、支承縁端距離 (S) を確保のうえ、1m 程度を標準とする。また、場所打ち桁橋の場合は、支承縁橋距離を確保し、原則として主版幅に合わせるものとする。

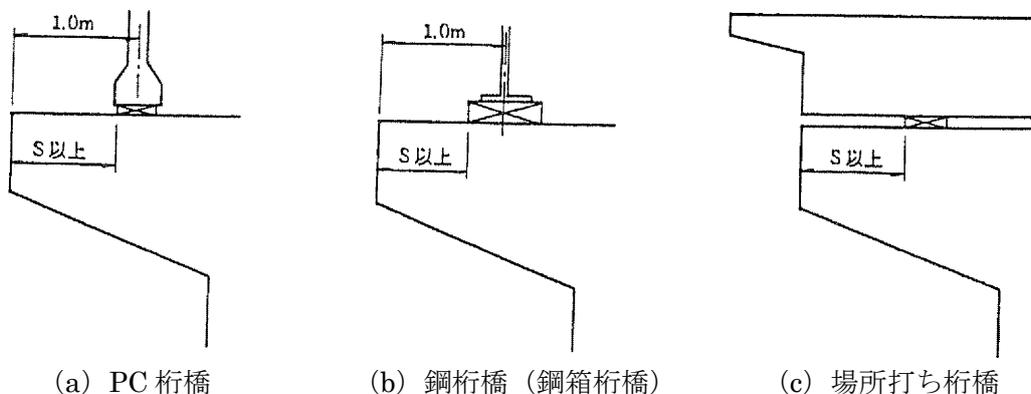
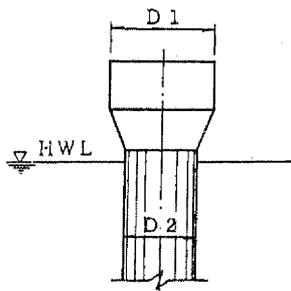


図-3.6.25 張出しばり先端から外桁中心までの離れ

- ② はり先端の高さ ( $H_1$ ) は、はり長 ( $L$ )、付根の寸法 ( $H_2$ )、沓のアンカーボルト長および橋脚全体の形状のバランスを考慮し、1.0~1.5mを目安とするものとする。
- ③ 張出しばりは、柱および壁断面とのバランスから決定されるが、極端に長い張出し長は耐震上好ましくないので、3m程度以下が望ましい。
- ④ 壁厚は原則として等厚とするが、河川橋梁で阻害率により壁厚が制限される場合は、図-3.6.26 に示す形式を採用するものとする。



D1：支承縁端距離および桁端からはり縁端までの距離から決まる厚さ  
 D2：河川の阻害率から決まる厚さ

図-3.6.26 橋脚の壁厚

- ⑤ 各部材の寸法単位は、逆 T 式橋台に準ずるものとする。
- 4) 架け違い部のはり断面計算は、下記の方法によるものとする。
- ①  $h_1 \leq 0.2h_2$  の場合は、 $h_2 \times b_2$  の矩形断面として  $A_{s2}$  を求めてよい。この場合、 $A_{s1}$  は  $A_{s2}$  と同一の鉄筋径・ピッチで一段配筋とする。
  - ②  $h_1 > 0.2h_2$  の場合は、軸線を求め矩形または、T形の判定を行い  $A_{s1}$  を求める。 $A_{s2}$  は  $A_{s1}$  と同一の鉄筋径・ピッチで一段配筋とする。ただし、 $A_{s1}$  が  $b_1$  内に配置不可能の時は、 $A_{s2}$  を考慮した断面計算を行ってもよい。また、トラスと桁のような極端な架け違い部は、各々の条件に応じて適切な解析を行わなければならない。

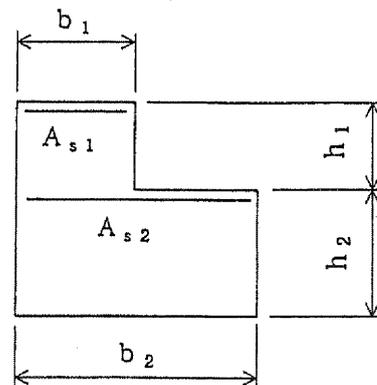


図-3.6.27 架け違い部のはりの断面

## 6.4.3 ラーメン式橋脚

- (1) ラーメン式橋脚は、各部材の節点が剛結された構造として、通常の場合はフーチングを固定端としたラーメン解析を行うものとする。
- (2) ラーメンの軸線は、部材の断面図心にあるものとして各部材の剛度比を計算し、解析するものとする。
- (3) ラーメンの面外方向（通常橋軸方向）は柱として設計するものとし、荷重状態が対称でない場合は、荷重分配を考慮するものとする。

## 解

- (1) 一般的にラーメン式橋脚はフーチングと切り離して解析してよいが、深礎杭など杭径が大きい場合は、杭を含めた全体構造系で解析するものとする。

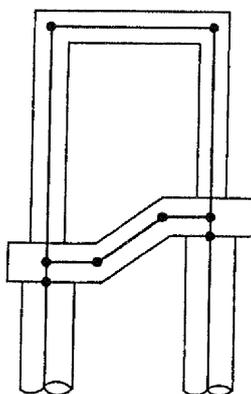


図-3.6.28 ラーメン式橋脚の解析モデル

- (2) ラーメンの面外方向の設計において、柱は曲げとねじれが合成して作用するが、通常はねじりの影響が少ないので曲げに対して設計してよいものとする。
- ただし、非対称なラーメンにおいては、荷重分配を行って断面力を求めるものとする。
- (3) 張出し長、はり幅などの考え方は、張出し式および壁式橋脚に準じるものとする。

## 6.5 フーチングの設計

- (1) フーチングの厚さは、部材として必要な厚さを確保するとともに、原則として剛体とみなせる厚さを有するものとする。
- (2) フーチングは、せん断力に対しては原則としてコンクリートのみで負担するものとする。
- (3) 曲げモーメントおよびせん断力に対する断面計算は、有効幅に対して行うものとする。

解

- (1) フーチングの厚さについては、道示IV7.7.2の式(解7.7.3)に示す次式の判定を満足すれば剛体として扱ってよいものとする。

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

$$\text{ここで、} \beta = \sqrt[4]{\frac{3k}{Eh^3}} \quad (\text{m}^{-1})$$

$$k = \begin{cases} k_v \cdots \text{直接基礎の場合} \\ k_p \cdots \text{杭基礎の場合} \end{cases}$$

$k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_p$  : 換算地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$$k_p = K_v \frac{n \cdot m}{D \cdot B}$$

$K_v$  : 1本の杭の軸方向ばね定数 (kN/m)

$D$  : フーチングの幅 (m)

$B$  : フーチングの奥行き (m)

$n$  : 杭の列数

$m$  : 杭の行数

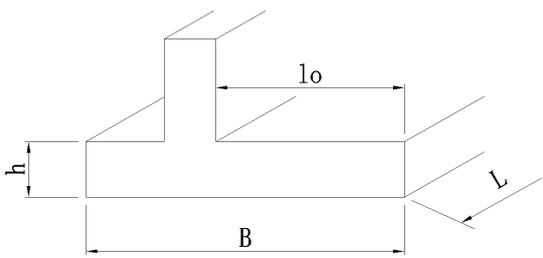
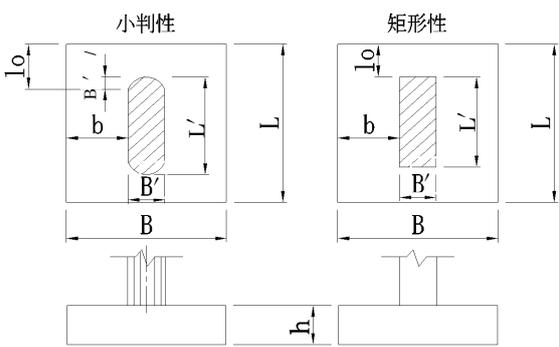
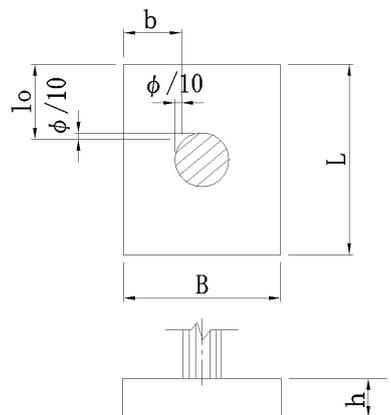
$E$  : フーチングのヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$h$  : フーチングの平均厚さ (m) (表-3.6.13による)

$\lambda$  : フーチングの換算突出長(m) (表-3.6.13による)

一般的な橋台、橋脚のフーチングの換算突出長（ $\lambda$ ）は表-3.6.13による。

表-3.6.7 フーチングの換算突出長の考え方

<p>①橋台の場合</p> <p>●フーチングの換算突出長</p> <p><math>\lambda = l_0</math></p> <p>ただし <math>l_0 \geq \frac{B}{2}</math> ならば <math>\lambda = \frac{B}{2}</math> とする。</p>	
<p>② 橋脚の場合</p> <p>●フーチングの換算突出長</p> <p><math>\lambda</math> は <math>b</math> または <math>l_0</math> の大きい方とする。</p> <p>ただし <math>l_0 \geq \frac{L}{2}</math> ならば <math>l_0 = \frac{L}{2}</math></p> <p><math>b \geq \frac{B}{2}</math> ならば <math>b = \frac{B}{2}</math></p>	
<p>③円形柱の場合</p> <p>●フーチングの換算突出長</p> <p><math>\lambda</math> は <math>b</math> または <math>l_0</math> の大きい方とする。</p> <p>ただし <math>l_0 \geq \frac{L}{2}</math> ならば <math>l_0 = \frac{L}{2}</math></p> <p><math>b \geq \frac{B}{2}</math> ならば <math>b = \frac{B}{2}</math></p>	

- (2) 岩盤上に設置される直接基礎のフーチングは、剛体として取り扱う場合、単独フーチングおよび連続フーチングではフーチング長辺の  $1/5$  程度、壁フーチングの場合は橋軸方向のフーチング幅から壁厚を差し引いた値の  $1/5$  程度をフーチング厚さの上限値として良い。



(a) 単独フーチングおよび連続フーチングの場合 (b) 壁フーチングの場合

図-3.6.29 岩盤上のフーチング厚

- (3) フーチングには、通常スターラップを効果的に配置することが困難であることから、せん断力に対しては原則としてコンクリートのみで負担するものとするが、コンクリートのみで負担できない場合は斜引張鉄筋を用いてもよいとする。
- (4) 有効幅について、曲げモーメントに対しては道示IV7.7.3、せん断に対しては道示IV7.7.4によるものとする。
- (5) 柱とフーチング端部の距離が  $1\text{m}$  以下の場合には  $D19\text{mm}$  以上、 $200\text{mm}$  間隔以下で、そのほかの場合には  $D16\text{mm}$  を  $300\text{mm}$  間隔でフーチング端部に補強鉄筋を配置するものとする。

但し、フーチング主鉄筋が  $D16$  の場合は、補強鉄筋も  $D16$  としてよい。

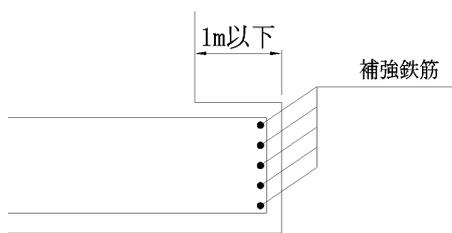


図-3.6.30 フーチング端部の補強鉄筋

## 6.6 橋座の設計

- (1) 橋座幅は、支承縁端と下部構造頂部縁端との距離 (S) および、桁端から下部構造頂部縁端までの桁長 (S<sub>E</sub>) と桁端遊間、支承幅を考慮のうえ決定するものとする。
- (2) 支承部が取り付けられる橋座部の部位において、1)及び2)を満足する場合には、支承部からの水平力に対する部材等の強度に関する限界状態3を超えないとみなしてよい。
- 1) 支承部の縁端と下部構造頂部縁端との間の距離 (S (m) : 支承縁端距離) は、「道示IV7.6」に示す値以上とする。
- $$S=0.2+0.005l$$
- l : 支間長 (m)
- 2) レベル2地震動を考慮する設計状況において支承部から作用する水平力が制限値を超えない。
- (3) 桁端から下部構造頂部縁端までの桁かかり長 S<sub>E</sub>(m)は、「道示V13.3.5」に示す値以上とし、設定にあたっては「本設計マニュアル5.6.5」によるものとする。
- (4) 支承部が取り付けられる橋座部の部位において、(3)を満足する場合は、支承部からの水平力に対する部材等の強度に関する限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (5) 支承部が取り付けられる橋座部の部位は、集中荷重による局所的な影響が部材に生じないよう、鉄筋を配置することにより適切に補強する。
- (6) 橋座部の設計にあたっては、1)及び2)に配慮しなければならない。
- 1) 塵埃、耐水等による支承部や上部構造の腐食等への対応。
- 2) 支承部等の点検、交換及び損傷への対応が確実かつ容易に行えること。

### 解

- (2) レベル2地震動を考慮する設計状況においては、V編13.1.1に規定する支承部に作用する水平力のうちレベル2地震動の影響による力が、部材の押抜きせん断耐力を超えないことを照査する。(式3.6.1)～(式3.6.3)は、橋座部に関する載荷実験により定めたものである。なお、支承から作用する水平力や支承に作用する死荷重反力は、荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮して算出されるものであるため、(式3.6.1)～(式3.6.3)において、さらに荷重組合せ係数及び荷重係数を乗じる必要はない。

$$P_{bs} = P_c + P_s \dots\dots\dots (式 3.6.1)$$

$$P_c = 0.32 \alpha \cdot \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot A_c \dots\dots\dots (式 3.6.2)$$

$$P_s = \sum \beta (1 - h_i / d_a) \sigma_{sy} A_{si} \dots\dots\dots (式 3.6.3)$$

ここに、

$P_{bs}$  : 橋座部における支承部から作用する水平力の耐力 (N)

$P_c$  : コンクリートの負担する耐力 (N)

- $P_s$  : 補強鉄筋の負担する耐力 (N)
- $\alpha$  : コンクリートの負担分を算出するための係数で、図-3.6.31による。
- $\sigma_n$  : 鉛直力による支承下面の支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)。支承に作用する死荷重反力を支承の下鋼板の面積で除した値とする。
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_c$  : コンクリートの抵抗面積 (mm<sup>2</sup>) (図-3.6.32 参照)
- $\beta$  : 補強筋の負担分に関する補正係数で、0.5としてよい。
- $h_i$  :  $i$  番目の補強筋の橋座面からの距離 (m) (図-3.6.33 参照)
- $d_a$  : 支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離 (m) (図-3.6.33 参照)
- $\sigma_{sy}$  : 補強鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_{si}$  :  $i$  番目の補強鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

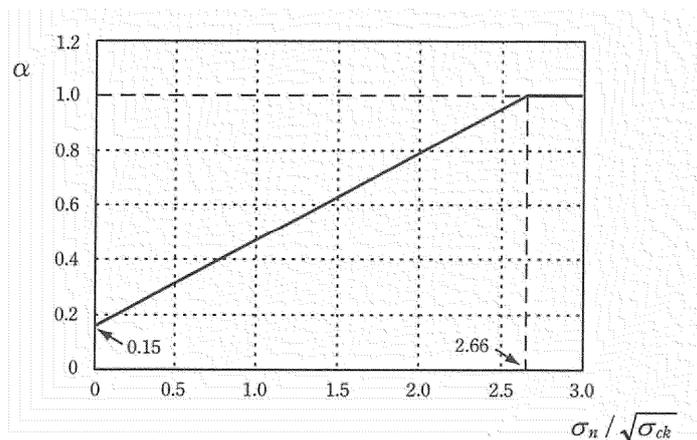


図-3.6.31 コンクリートの負担分を算出するための係数  $\alpha$

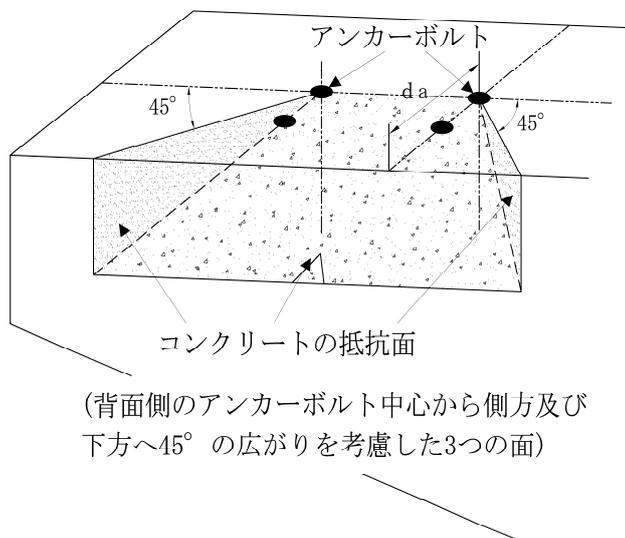


図-3.6.32 コンクリートの抵抗面積  $A_c$

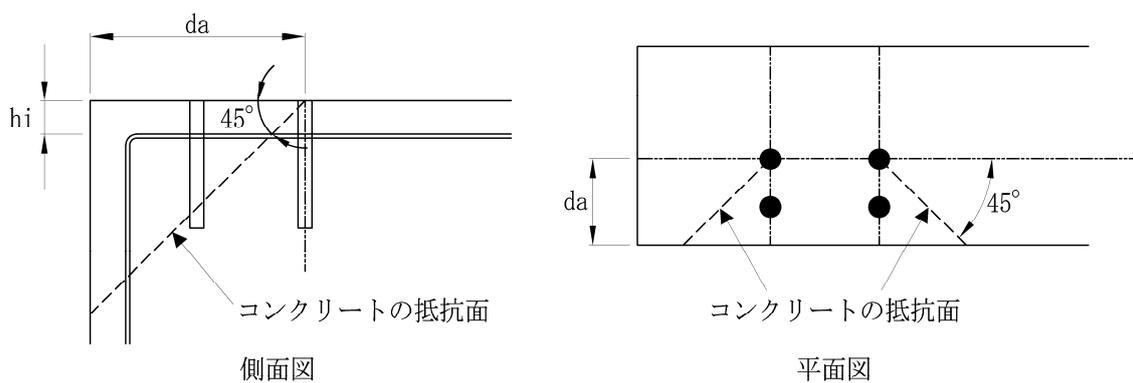
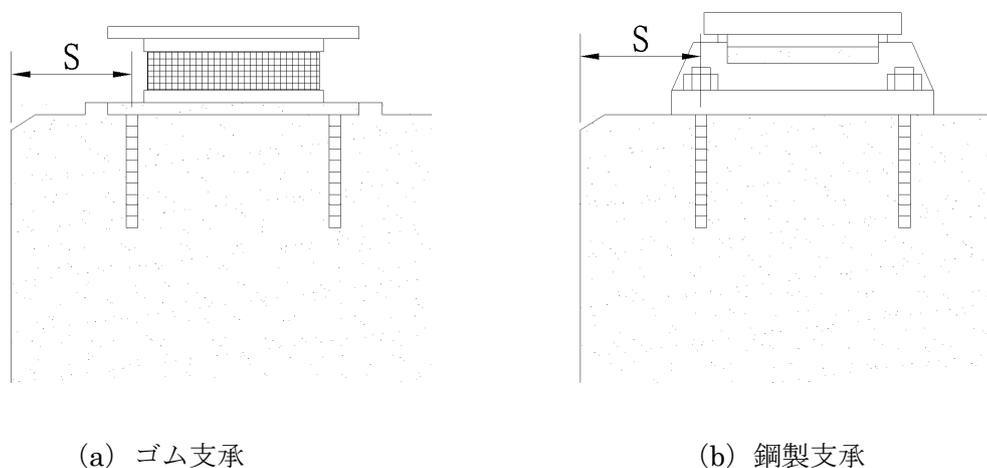


図-3.6.33  $h_i$ と $d_a$ の取り方

なお、(式 3.6.3) における補強筋としては、橋軸方向に水平に配筋された鉄筋のうち、抵抗面にまたがり、十分に定着したものを考慮してよい。スターラップにおいても、この条件を満たす場合には、補強筋とみなしてよい。但し、補強筋の負担分が橋座部の耐力の5割程度以下となるようにアンカーボルト取付け位置と補強筋の量を設定するのがよい。

橋座部の破壊に対する安全性は、上記の耐力照査により確保しているが、この場合でも、図-3.6.34 に示す支承縁端距離  $S$  が小さい場合は、地震時の水平力などにより支承前面のコンクリートにひびわれが生じ、欠け落ちることがある。したがって、橋軸方向の橋座部の寸法については、(式 3.6.1) で計算される値以上の支承縁端距離  $S$  を確保することとした。



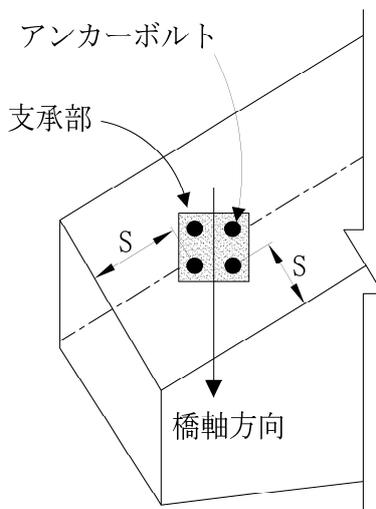
(a) ゴム支承

(b) 鋼製支承

図-3.6.34 支承縁端距離  $S$ 

斜橋あるいは曲線橋の場合の支承縁端距離  $S$  は、図-3.6.35 に示す下部構造部縁端との最小距離の方向に確保するものとする。橋軸直角方向の場合にも橋軸方向と同様に支承縁端距離  $S$  を確保する。

なお、連続橋の固定支承を有する橋脚等では支承反力が大きくなるため、(式 3.6.1) ~ (式 3.6.3) を用いて橋座の寸法を求めると、計算で得られる支承縁端距離  $S$  では耐力が満足しない場合がある。このような場合には、支承縁端距離  $S$  を延ばすか、又は補強筋を増やすことにより橋座部の耐力を増加させる必要がある。

図-3.6.35 斜橋・曲線橋の支承縁端距離  $S$ 

ただし、橋座部は鉄筋やアンカーボルト等が複雑に配置される箇所であるので、補強筋を増やす場合には、これらの取合いや施工性に十分注意する必要がある。

また、固定装置や横変位拘束構造等にアンカーバーを用いる場合においても、アンカーバーが取り付く部分が、道示V13に示す設計地震力に対し十分な耐力を有するよう（式3.6.1）～（式3.6.3）により設計する必要がある。この場合のコンクリートの抵抗面積  $A_c$  の取り方を図-3.6.36に示す。なお、アンカーバーについても、（式3.6.1）に示す以上の縁端距離  $S$  を確保する必要がある。このときの  $S$  は図-3.6.34に準じ、アンカーバーの中心から下部構造頂部縁端までの距離とする。

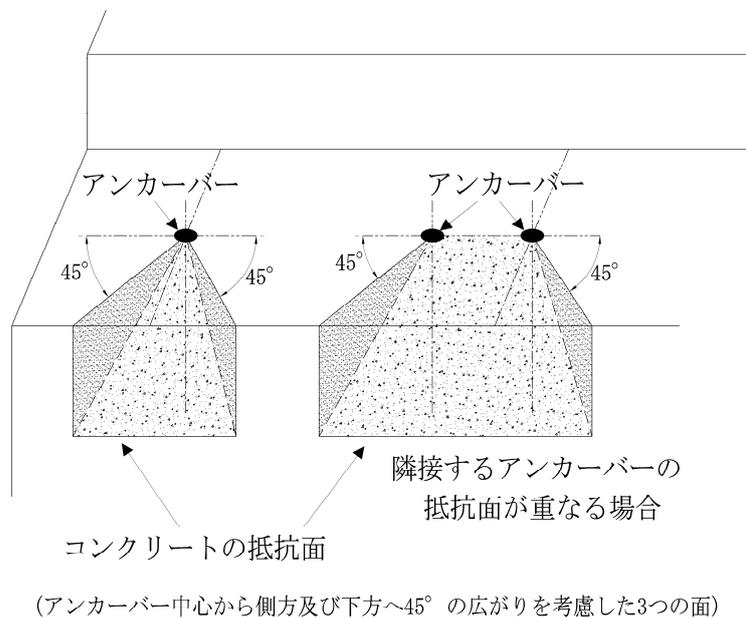


図-3.6.36 アンカーバーを用いる場合のコンクリートの抵抗面積  $A_c$

なお、支承を用いないでコンクリート桁を橋座に直接載せる場合には、橋座部の縁端付近には面取り（図-3.6.37 参照）を設けて、縁端が欠けるのを防ぐようにする必要がある。

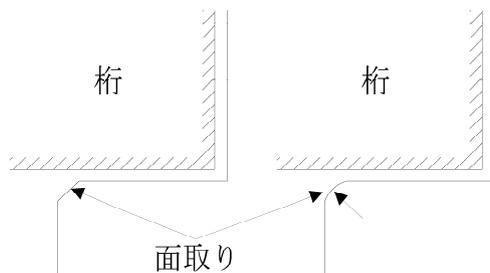


図-3.6.37 橋座の面取り

また、橋座部は水が溜まりやすく狭隘なため、支承や桁の腐食が生じることが多い。このため橋座の設計を行う際には、橋座部に適当な排水勾配をつけるなどして排水性を確保すること。

橋座面が直角方向に水平な場合は、橋軸方向壁前面側に排水勾配（図-3.6.38 参照）を設けること。

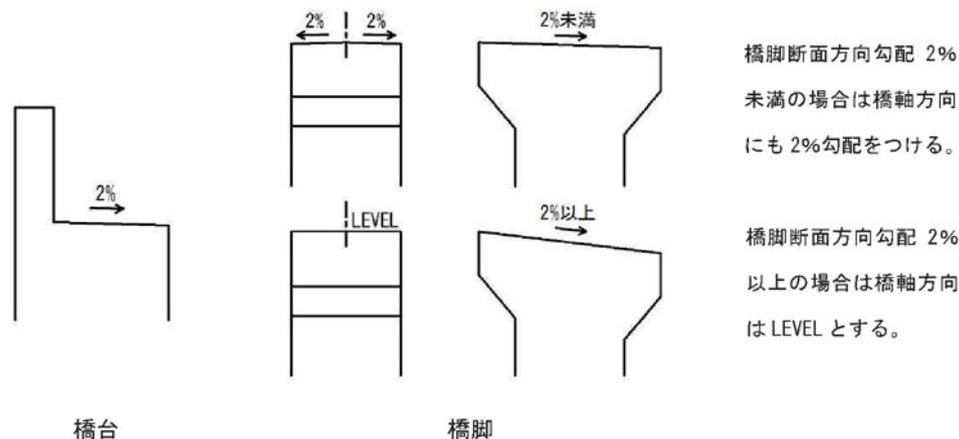
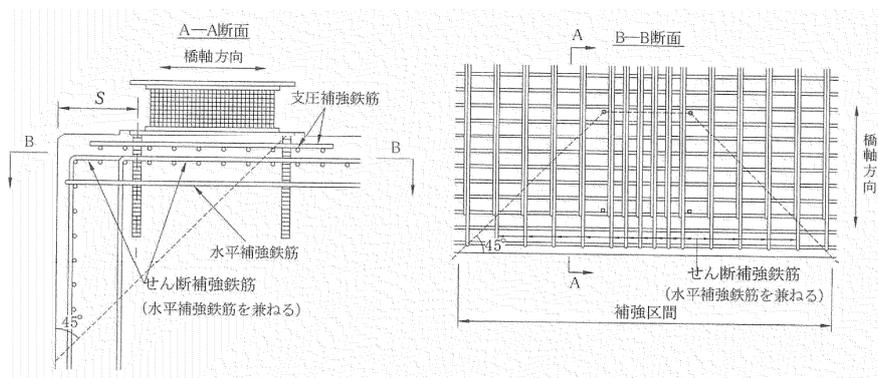


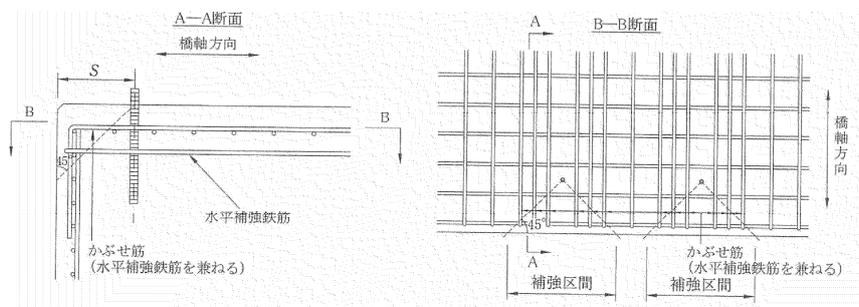
図-3.6.38 橋座部排水勾配

(5) 橋座部は、支承部や落橋防止構造等からの鉛直力や水平力が集中する箇所であるため、鉄筋による十分な補強を行うことが必要である。支承部の取付けにおいて支承面に作用する鉛直力による支圧に対しては、D16以上の支圧補強筋を格子状に配置し、支承からの水平力に対しては、橋軸方向に水平に補強鉄筋を配置する必要がある。水平力に対する補強鉄筋としては、下部構造頂部に配置されるはりのせん断補強鉄筋のほかに、別途補強鉄筋を配置するのがよい。この補強鉄筋は、中間帯鉄筋と同等の定着を行った D16以上の鉄筋とし、はりのせん断補強補強鉄筋と同間隔で配置するのが望ましい。横変位拘束構造等にアンカーバーを用いる場合、その取付け部も同様に鉄筋による十分な補強を行う必要がある。図-3.6.39に橋座部の配筋例を示す。

台座は支承からの荷重を橋座部に確実に伝達させる必要があるため、十分な補強鉄筋を配置し、台座が橋座部と一体となるよう配慮する。図-3.6.40に台座がある場合の橋座部の配筋例を示す。



(a) 支承受付け部（橋脚張出し部に設置した場合）



(b) アンカーバー取付け部（橋台や壁式橋脚に設置した場合）

図-3.6.39 橋座部の配筋例

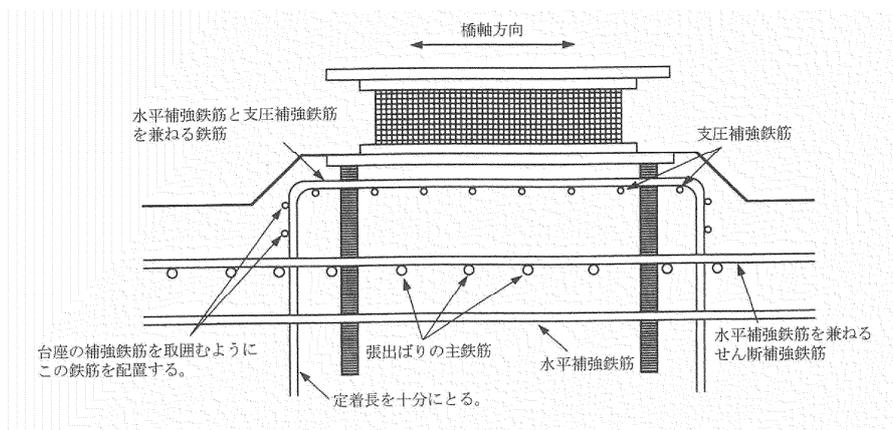


図-3.6.40 台座がある場合の橋座部の配筋例（橋脚張出部に設置した場合）

## 6.7 構造細目

### 6.7.1 下部構造の配筋

(1) 下部構造には、次に示す配筋がありその各々の鉄筋の機能を十分に理解して使い分けなければならない。

主鉄筋、配力筋、中間帯鉄筋、横拘束筋、斜引張鉄筋、スターラップ等

(2) 鉄筋の継手は、道示Ⅲ5.2.7に準ずる。

(3) 鉄筋の定着長は道示Ⅲ5.2.5に準ずる。

(4) 鉄筋の曲げ加工は、道示Ⅲ5.2.6および道示Ⅳ5.2.3による。

(5) 最小および最大鉄筋量

① 部材の軸方向引張り鉄筋量は、その部材の最大抵抗曲げモーメントがコンクリートのひびわれ曲げモーメント以上および、部材の2%以下とする。

ただし、部材に発生する曲げモーメントの1.7倍がひびわれ曲げモーメント以下の場合には、この規定によらなくて良い。

② 柱の軸方向鉄筋量は次式を満足するものとする。

$$0.008A' \leq A_s \leq 0.06A$$

ここで  $A'$  は柱の必要断面積で次式の  $A_1'$ 、 $A_2'$  の大きい値とする。(mm<sup>2</sup>)

$$A_1' = N_a / (0.008 \sigma_{sa} + \sigma_{ca})$$

$$A_2' = N_u / (0.008 \sigma_{sy} + \sigma_{ck})$$

ここに、

$N_a$  : 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における軸方向圧縮力 (N)

$N_u$  : レベル2地震動を考慮する設計状況における軸方向圧縮力 (N)

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の圧縮応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ca}$  : コンクリートの軸圧縮応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

③ 鉄筋コンクリート部材には、その表面に沿った長さ1m当たり最小で500mm<sup>2</sup>以上の断面積を中心間隔300mm以下で配置する。

(6) 配筋の原則

① 重ね継手長や定着長などで調整できる鉄筋は、できるだけ定尺物を用いるものとする。

② 鉄筋のかぶりは道示Ⅳ5.2.2、鉄筋のあきは道示Ⅳ5.2.4によるものとする。

③ 部材の主鉄筋配筋間隔は、応力度に支障の無い限り250mmを原則とする。

また、主鉄筋は2段以下に配置するのを原則とする。

④ 鉄筋の配筋は組立順序を考慮して行う。

⑤ 鉄筋の継手位置は、原則として一断面に集中させてはならない。

(7) 機械式継手を用いる場合は、「現場打ちコンクリート構造物に適用する機械式継手ガイドライン H29.3」を参照し、その性能に関して公的機関等による技術的な確認を受け、証明書が交付されたものとする。

## 解

## (1) 各鉄筋の機能

## 1) 主鉄筋（軸方向鉄筋）

①軸方向応力に抵抗することを目的として、部材の軸方向に配置する鉄筋。主鉄筋には2通りの鉄筋がある。

②引張鉄筋：引張応力に抵抗する鉄筋。

③圧縮鉄筋：圧縮応力に抵抗する鉄筋。

## 2) 配力鉄筋

特定の間隔で配置される主鉄筋の応力を周囲の主鉄筋に分配し、一つの構造体として荷重に抵抗し得るように配筋する鉄筋。

## 3) 帯鉄筋

柱などのように鉛直荷重を受ける部材において、せん断力に抵抗するとともに、配力効果と地震時の繰返し荷重に対する横拘束効果から変形性能の向上を期待する鉄筋。

軸方向鉄筋の外側を取り囲み、端部にはフックをつけてコンクリート内に定着させる。

## 4) 中間帯鉄筋

帯鉄筋のせん断力に対する抵抗力と横拘束効果を向上させることを目的として、部材を貫通させ、帯鉄筋にフックをかけて配置する。橋台のパラペットやたて壁に用いる場合は、配力筋にフックをかけて配置する。

## 5) 横拘束筋

柱などのように鉛直荷重を受ける部材において、地震時の繰返し荷重に対するコンクリートの横拘束効果を期待する鉄筋の総称。一般には帯鉄筋と中間帯鉄筋を指す。

## 6) 斜引張鉄筋（せん断補強筋）

一般には、はりのせん断力に抵抗する鉄筋の総称で、スターラップと折曲げ鉄筋の2種類を指す。

## a) スターラップ

はりにおいてせん断力に抵抗させることを目的とし中間帯鉄筋と同様に部材を貫通させフックをつけて配置する。横拘束効果を期待せず、せん断力に抵抗させることが目的ならば引張主鉄筋を取り囲み、フックをつけ圧縮鉄筋にかけるか、圧縮鉄筋がない場合は圧縮部のコンクリート内に定着させる。主鉄筋を取り囲む方法は、鋭角あるいは半円形フックとして主鉄筋にかける。

ただし、張出しばりなどのように大きなねじりモーメントが作用する部材では、軸方向鉄筋全体を取囲みフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。

## b) 折曲げ鉄筋

部材軸に対し、ある角度（多く使用されている角度は $45^\circ$ ）を持った加工筋として配筋する。橋脚の張出しばり、床版に使われる例があるが、今日では配筋が複雑になること等から折曲げ鉄筋はあまり用いられていない。ベント筋と呼ぶこともある。

## 7) 補強筋

開口部や支承座面などの断面欠損や応力集中に伴う局所的な破壊を防ぐことを目的とし、計算によらず慣用的に配置する鉄筋。

## 8) 組立筋

配筋のために用いる鉄筋で、鉄筋コンクリート断面としては何ら機能を期待しない鉄筋。

## (2) 鉄筋の継手長

$$L_o = \frac{\sigma_{sa}}{4 \times \tau_{oa}} \times \phi$$

ここに

 $L_o$  : 継手長 $\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容応力度 $\tau_{oa}$  : 付着応力度 $\phi$  : 鉄筋径

継手長は、計算で求まる  $L_0$  以上を基本とする。

1) 一般部材

コンクリート強度 ( $N/mm^2$ )		21	24	27	30
付着強度 ( $N/mm^2$ )		1.4	1.6	1.7	1.8
SD345 (200 $N/mm^2$ )	$L_0$	35.71 $\phi$	31.25 $\phi$	29.41 $\phi$	27.78 $\phi$
SD390 (230 $N/mm^2$ )	$L_0$	41.07 $\phi$	35.94 $\phi$	33.82 $\phi$	31.94 $\phi$
SD490 (290 $N/mm^2$ )	$L_0$	51.79 $\phi$	45.31 $\phi$	42.65 $\phi$	40.28 $\phi$

2) 場所打ち杭

コンクリートの呼び強度 ( $N/mm^2$ )		30	36	40
コンクリート基準強度 ( $N/mm^2$ )		24	27	30
付着強度 ( $N/mm^2$ )		1.2	1.3	1.4
SD345 (200 $N/mm^2$ )	$L_0$	41.67 $\phi$	38.46 $\phi$	35.71 $\phi$
SD390 (230 $N/mm^2$ )	$L_0$	47.92 $\phi$	44.23 $\phi$	41.07 $\phi$
SD490 (290 $N/mm^2$ )	$L_0$	60.42 $\phi$	55.77 $\phi$	51.79 $\phi$

3) 深礎杭

杭径は 5m 以下について適用する。

コンクリート強度 ( $N/mm^2$ )		21	24	27	30
付着強度 ( $N/mm^2$ )		1.4	1.6	1.7	1.8
SD345 (200 $N/mm^2$ )	$L_0$	35.71 $\phi$	31.25 $\phi$	29.41 $\phi$	27.78 $\phi$
SD390 (230 $N/mm^2$ )	$L_0$	41.07 $\phi$	35.94 $\phi$	33.82 $\phi$	31.94 $\phi$
SD490 (290 $N/mm^2$ )	$L_0$	51.79 $\phi$	45.31 $\phi$	42.65 $\phi$	40.28 $\phi$

(5) 道示IV5.2.1 に準じた。

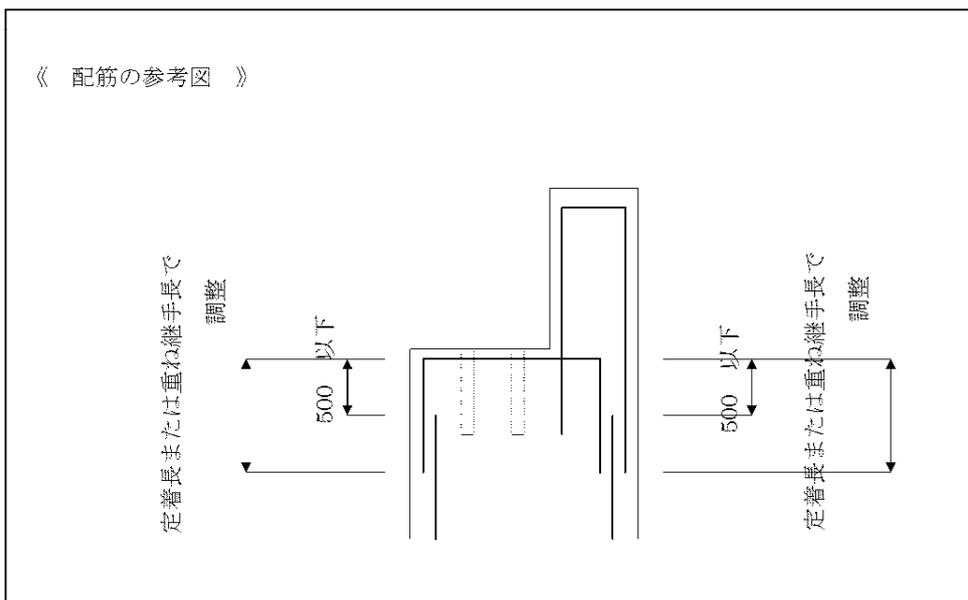
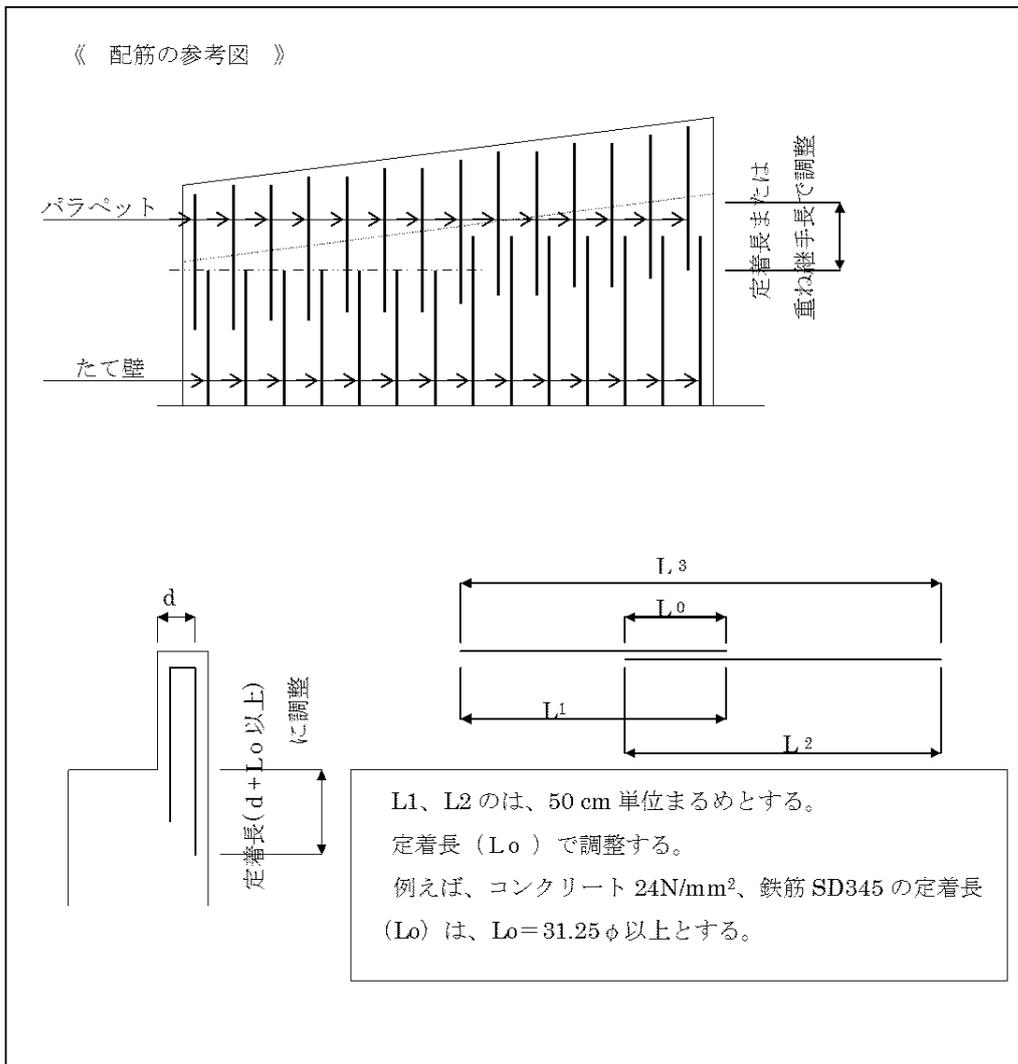
(6) 配筋の原則

1) 配筋は、土木構造物マニュアル（案）（H11.11）により、重ね継手長や定着長で調整して 500mm 丸めの加工筋とすることを原則とした。

フック長による調整は鉄筋の加工作業を煩雑にするため、原則行わない。

《 参考 》

- ・ 定尺長の最大は、施工現場に適した長さとする。一般に、12 m としていることが多い。
- ・ 鉄筋径別では、施工性から一般に D13 以下は 10 m、D16 以上は 12 m としていることが多い。



2) 鉄筋のかぶり

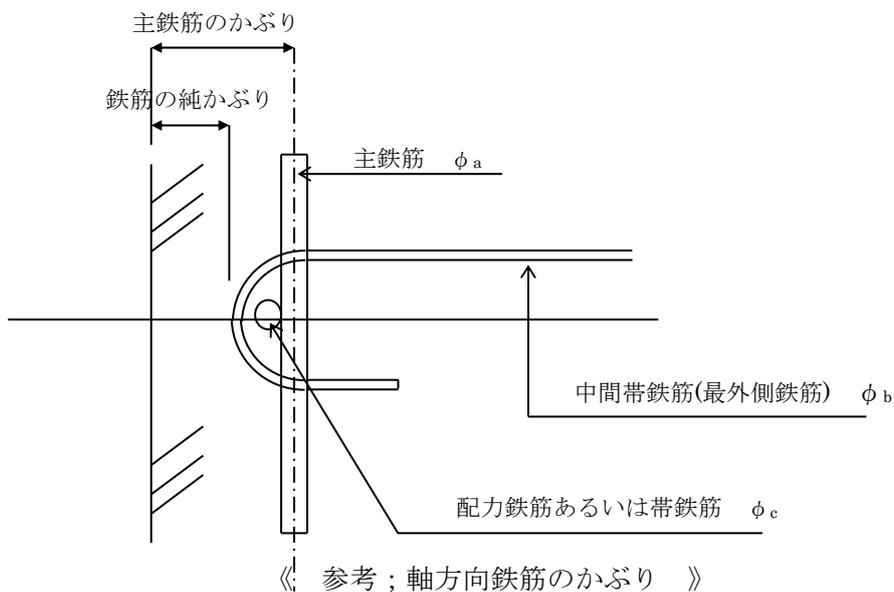
- 鉄筋の純かぶりは、表-3.6.8に示す値以上とする。

表-3.6.8 純かぶり (mm)

環境条件	部材の種類		
	はり	柱	フーチング
大気中の場合	35	40	—
*水中および土中の場合	—	70	70

\* コンクリートを水中で打込む構造物は除く

- 路面凍結防止剤を使用することが予想される橋、これに隣接すると考えられる橋等については、同等の条件下における既設下部構造の損傷状況等を十分に把握し、適切な対策区分を想定して必要な最小かぶりを確保する必要がある。一般には道示IV 6.2 塩害に対する検討に示す対策区分 I 相当の最小かぶりを確保することが望ましい。なお、計画橋梁が上記該当橋梁であるかは、周辺の橋梁などの構造物の腐食状況を確認した上で適切な対策を施すこと。
- 主鉄筋までのかぶり = (純かぶり) + (1/2 × φ<sub>a</sub>) + φ<sub>b</sub> + φ<sub>c</sub>



- 橋台、橋脚の各部材の軸方向鉄筋中心までの距離 (かぶり) は、設計、施工の簡素化およびミス防止、ならびに、統一化・標準化を目的として、かぶりの参考値を示す。
- かぶりを算出するため、以下の条件を仮定する。
  - ① 純かぶりは、70 mm とする。ただし、はりは 35 mm を仮定した。
  - ② 軸方向鉄筋 D32、配力筋(帯鉄筋) D29、中間帯鉄筋もしくはスターラップ D22 を上限と仮定した。
  - ③ パラペット・はり部材の中間帯鉄筋やスターラップ は、軸方向鉄筋にかけるも

のとした。

その他の部材の中間帯鉄筋やスターラップ は、配力筋（帯鉄筋）にかけるものとした。

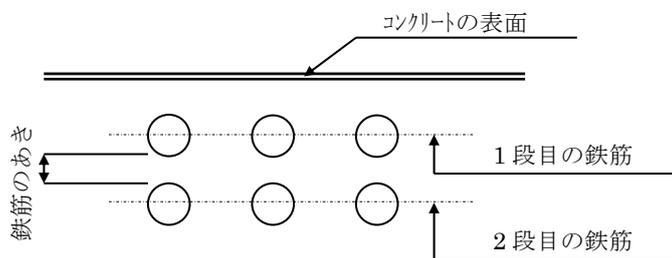
		必要とする軸方向鉄筋 までのかぶり (mm)	統一化する軸方向鉄筋 までのかぶり (mm)	
逆 T 式橋台	パラペット	100 ~ 110	150	
	たて壁	110 ~ 140	150	
	フーチング	上 面	100 ~ 120	150
		下 面	100 ~ 120 ( 150 )	150 ( 150 )
張出し式橋脚 (壁式橋脚)	はり上面	100 ~ 110	120	
	柱	110 ~ 140	150	
	フーチング	橋軸方向 上面鉄筋	110 ~ 130	150
		橋軸方向 下面鉄筋	110 ~ 140 (140 ~ 170)	150 ( 200 )

3) 2 段配筋時の鉄筋のあき

2 段配筋としたときの、1 段目と 2 段目の鉄筋のあきは以下とする。

規定は、道示Ⅲ5.2.4 鉄筋のあきに準拠する。

鉄筋のあきは、40 mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。



4) 主鉄筋は加工、組立作業の省力化を図るため、鉄筋は 250 mm 間隔 (ピッチ) を基本とし、鉄筋本数の低減を目指すこととした。

主鉄筋はコンクリートの施工性に配慮して、2 段配筋以下とした。

以下に参考として、主鉄筋径と配置間隔の組合せを示す。

径 \ 配置間隔	D16	D19	D22	D25	D29	D32
125 mm				○ (As=4053.6)	○ (As=5139.2)	○ (As=6353.6)
250 mm	○ (As=794.4)	○ (As=114.6)	○ (As=1548.4)	○ (As=2026.8)	○ (As=2569.6)	○ (As=3176.8)

※ 1 As : 単位幅当たりの鉄筋量 ( mm<sup>2</sup>/m )

※ 2 表は、鉄筋の配置を検討する手順として、配置間隔 250mm で D32 まで検討し、125mm 間隔が必要なら、D25、D29、D32 の順に鉄筋配置を検討するのが、経済的になるという意味である。

5) 配力筋の配置

①柱、壁部材などのように、下から主鉄筋が固定されていく構造は、配力筋を外側に配置する。

②パラレルウイングは主鉄筋となる水平筋から固定されていくので、垂直鉄筋は外側に配置する。

また、側壁タイプのウイングは 2 方向版であり、フーチングから立上がる主鉄筋を内側に配置してよい。

6) 鉄筋の継手位置のずらし

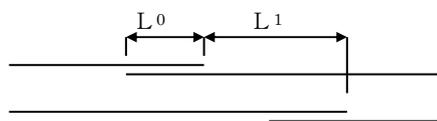
道示Ⅲ5.2.7 同解説 (2) 2) に準じた。

なお、道示Ⅲ5.2.7 は、『互いにずらすとは、重ね継手、ガス圧接継手の種類にかかわらず、鉄筋の端部どうしを、鉄筋直径の 25 倍以上ずらすことをいう』と記述されている。なお、東・中・西高速道路株式会社 設計要領 4-1-2 (4) は、ずらす距離を以下の通りとしており、これに準拠すること。

D16 ~ D32 は 1m 以上

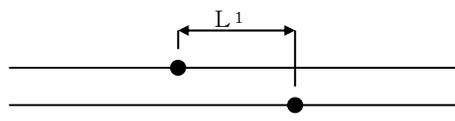
D35 ~ D51 は 1.5m 以上

・ L<sub>1</sub>は継手長 (L<sub>0</sub>) に鉄筋径の 25 倍を加えた長さ以上とする。  
ただし、L<sub>1</sub> ≥ 1 m とする。



重ね継手の場合 (D25mm 以下)

・ L<sub>1</sub>は鉄筋径の 25 倍以上の長さとする。  
ただし、L<sub>1</sub> ≥ 1 m とする。



圧接継手の場合 (D29mm 以上)

(7) 機械式鉄筋継手工法には、適用できる鉄筋の径や強度等によって様々なものが存在し、各々の性能は異なったものとなる。これらの機械式鉄筋継手工法は、使用の標準化はされていない。必要な性能を有しているかを確認するためには土木研究センターのような公的機関等(所定の試験、評価が可能な大学や自治体、民間の試験機関を含む)による確認結果が活用可能である。

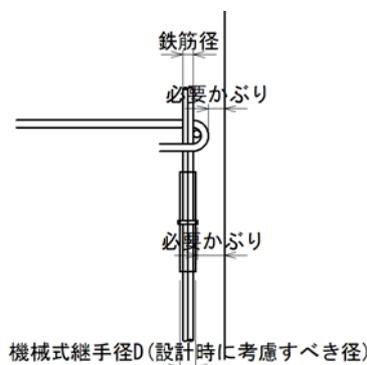
使用する継手の大きさについては、必要なかぶりやあきを確保するため、以下の表-3.6.9に示される設計時に考慮すべき径を想定し、かぶりを確保する。また、配置方法については、かぶりやあきの詳細図等に特記する。

表-3.6.9 機械式継手の最大外径に基づく設計時に考慮すべき径 (mm)

鉄筋径	機械式継手 最大外径	設計時に 考慮すべき径
D13	46	50
D16	46	50
D19	54	55
D22	54	55
D25	58	60
D29	64	65
D32	68	70
D35	73	75
D38	79	80
D41	84	85
D51	96	100

機械式継手工法一覧(公益社団法人日本継手協会\_平成26年1月)より各鉄筋径の最大外径をまとめた。

設計時に考慮すべき径については以下に機械式継手を用いた場合の必要かぶり参考図を示す。



《 参考 ; 機械式継手を用いた場合の必要かぶり 》

設計図面には、かぶりやあきの詳細図を添付し、継手の配置方法の留意点、特にかぶりやあきを確保することや、軸方向鉄筋と交差するせん断補強鉄筋等と機械式継手とが干渉しないような配置について特記するのがよい。また、注記として「施工者は、使用製品の性能と施工方法、管理の方法の承認を得て工事を実施すること」と記載を行うのがよい。



《 参考；かぶり詳細図の例 》

#### 6.7.2 逆 T 式橋台の配筋

- (1) 鉄筋の純かぶりは、70 mm 以上とする。
- (2) 軸方向鉄筋は、1 段配筋を原則とする。また、配筋間隔は、250 mmピッチを基本とする。
- (3) 軸方向鉄筋の定着
  - 1) パラペットの軸方向鉄筋は、前面は「パラペット有効高の 1/2 + 定着長」、背面は「パラペット有効高 + 定着長」をたて壁のコンクリート内に定着させる。
  - 2) たて壁の軸方向鉄筋は、フーチングの下側主鉄筋位置までのばすものとし、鉄筋の端部はフックをつけて定着する。
- (4) 軸方向鉄筋の段落し  
たて壁の軸方向鉄筋は段落しは行わない。
- (5) 圧縮側主鉄筋
  - 1) パラペットの圧縮側主鉄筋は、引張側主鉄筋と同じ鉄筋配置および鉄筋径とするのを原則とする。
  - 2) たて壁の前面側の軸方向鉄筋は、背面側軸方向鉄筋量（引張側主鉄筋）の 1/2 以上を配置する。  
ただし、常時に側方移動を起こすおそれのある橋台又は道示 V 7.3 の規定により土質定数の低減係数  $D_E$  が 1 未満となる土層を有する地盤上にある橋台においては、前面側軸方向鉄筋量は、背面側軸方向鉄筋と同程度配置する。
  - 3) 橋台のウイングの圧縮側主鉄筋は引張側主鉄筋の 1/3 以上を配置する。
- (6) 配力筋
  - 1) パラペットは前面側および背面側、それぞれの軸方向鉄筋量の 1/3 以上を配力筋とし

て配置する。

- 2) たて壁は前面側および背面側、それぞれの軸方向鉄筋量の 1/3以上を配力筋として配置する。

ただし、支承条件が「固定」あるいは「弾性支持」の場合、前面側の配力筋も、背面側の軸方向鉄筋量（引張り側主鉄筋）の 1/3以上を配置するのが望ましい。

(7) 中間帯鉄筋

- 1) パラペットには、せん断補強鉄筋としてスターラップを配置する。
- 2) たて壁は、配力筋と同材質・同径の中間帯鉄筋を配置する。
- 3) 中間帯鉄筋の配置間隔は、鉛直方向 600mm 以内、水平方向 1000mm 以内とする。
- 4) 中間帯鉄筋のフック形状は片側直角、片側半円フック又は鋭角フックとしてよいが、水平方向に千鳥配置として、同形状のフックが隣り合わないようにする。
- 5) 中間帯鉄筋は外側に配置される配力筋にかける。

**解**

- (2) 土木構造物設計ガイドライン（案）に準じたものである。

- (3) 軸方向鉄筋の定着は、道示IV5.2.5に準じた。

- 1) 道示IV7.6 (2) 8) 解説、図一解 7.6.3の「片持ちばりの固定部における鉄筋の定着例」に準じた。

- 2) 道示IV8.5 (2) に準じた。

- (4) 軸方向鉄筋の段落しは、道示IV5.2.4に準じた。

(5) 圧縮側主鉄筋

- 1) 土木構造物設計マニュアル（案）に準じた。

- 2) たて壁は、道示IV7.4.2に準じた。

- 3) 道示では、ウイングについての規定は示されていないので、これまで（旧マニュアル）どおり、引張鉄筋の 1/3 とした。

一般的に次に示すとおり、他の基準書でも 1/3 程度の配筋が多い。

・国交省 東北地方整備局 道路橋計画設計資料 平成 12 年 4 月 ウイング標準図

引張主鉄筋  $A_s = D22 - ctc125$  (8 本) = 30.968 cm<sup>2</sup>

圧縮主鉄筋  $A_s = D19 - ctc250$  (4 本) = 11.460 cm<sup>2</sup>

したがって、圧縮主鉄筋は、引張主鉄筋の 1/2.70 倍  $\longrightarrow$  約 1/3 倍

(6) 配力筋

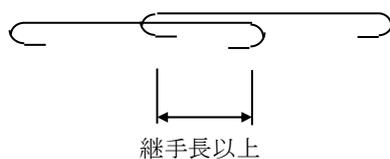
- 1) 道示IV7.4.2に準じた。

- 2) 道示IV7.4.2に準じた。

ただし、支承条件により、背面側軸方向鉄筋量の 1/3 以上を前面側の配力筋としたの

は、「H8 道示質問・回答集 (1) No93 および東・中・西日本高速道路株式会社 設計要領 3-1-2(6)」を参考にした。

また、橋台のたて壁は、ある程度のじん性を有するのが望ましいため、配力鉄筋と共同して横拘束効果が得られるように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、半円形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剥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こと。

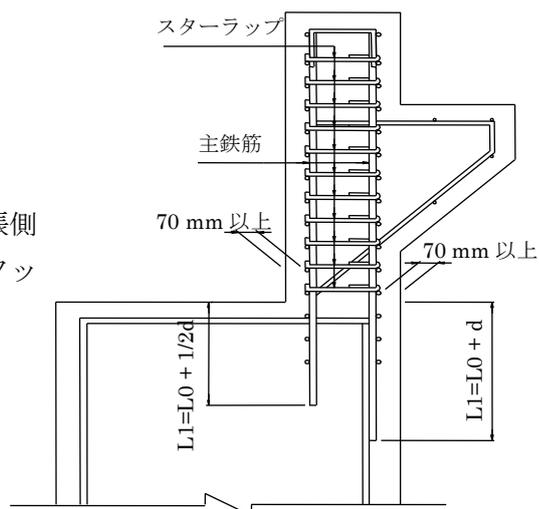


(7) 中間帯鉄筋

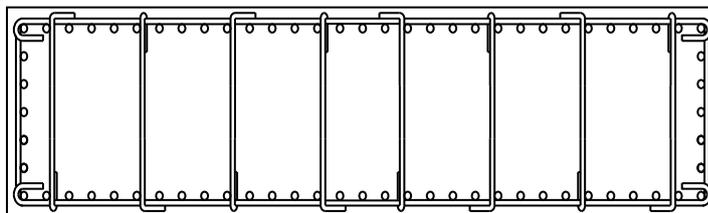
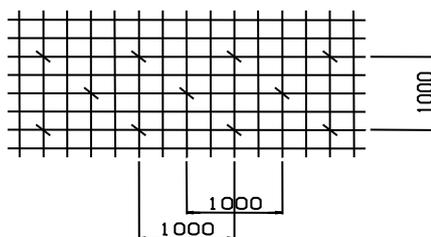
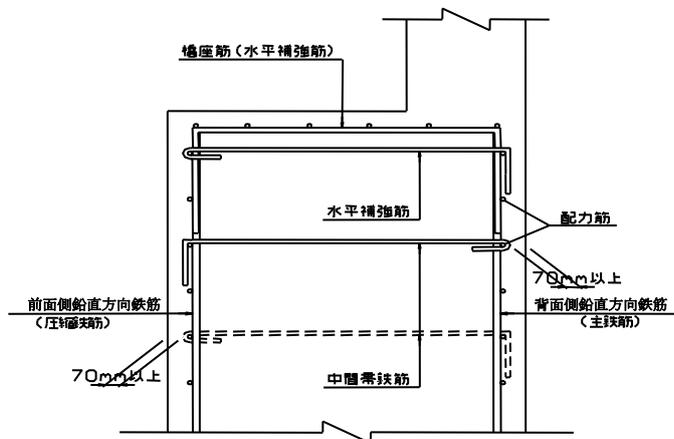
2) ~5) は、道示IV7.4.2 に準じた。

《 パラペットの配筋例 》

パラペットの中間帯鉄筋はスターラップとして、引張側主鉄筋に半円形フックを掛け、圧縮側主鉄筋には直角フックを掛ける。



《 たて壁の配筋例 》



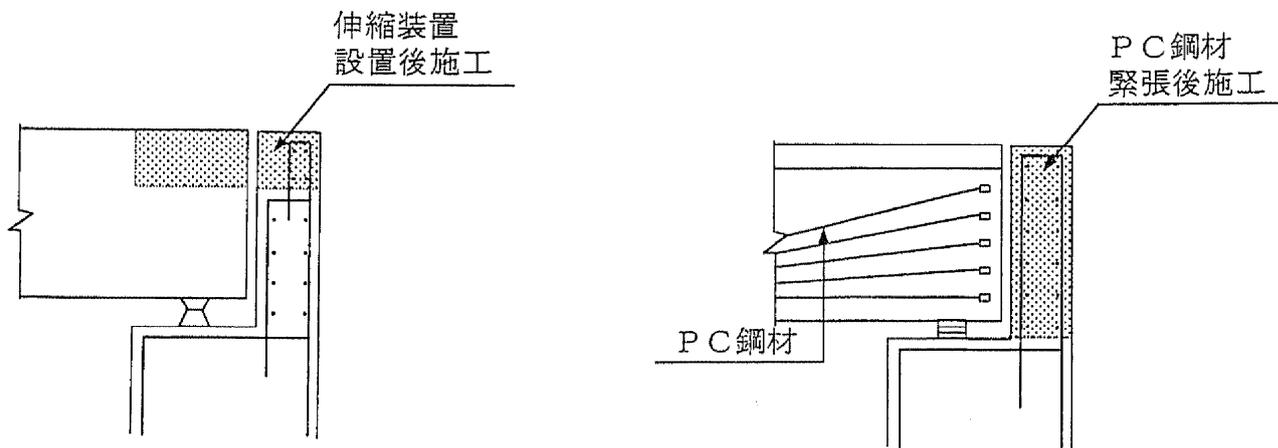
片側半円形フック、片側直角フックの場合

6.7.3 パラペットの打設

パラペットは、伸縮装置の構造や上部構造の施工方法を考慮した配筋とし、後打ちとなる部分を図面に明示するものとする。

解

- (1) パラペットの打継目は、施工上の不注意によりクラックが生じる場合があるので特に、旧コンクリート表面のレイタンス、ゆるんだ骨材などの完全な取り除き、十分な給水などに注意し、新コンクリートを打継しなければならない。
- (2) 伸縮装置の構造やPC鋼材の端部定着の緊張のために、配慮しなければならない後打ちは、図-3.6.41によるとよい。また、PC鋼材の緊張作業に支障のないように、パラペットの配筋を考慮しなければならない。



(a) 伸縮装置の構造による後打ち

(b) PC鋼材の端部定着の緊張のための後打ち

図-3.6.41 パラペットの後打ち

6.7.4 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割れや横方向における不  
等沈下を考慮し、適切に設計するものとする。

解

(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  
方向のひび割れ発生の原因となりやすいことから、広い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、最小で 500mm<sup>2</sup>以上の鉄筋を 300mm 以下の間隔で水平に配  
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。

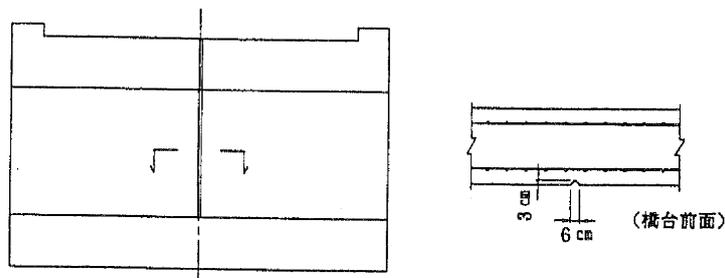


図-3.6.42 橋台のVカット

- 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配置しないものとする。

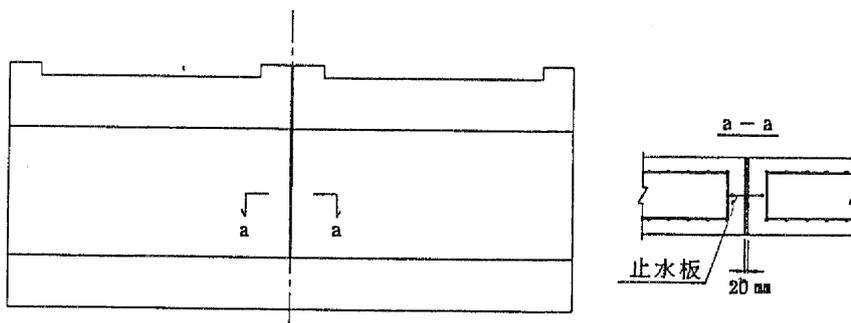


図-3.6.43 橋台の伸縮目地

## 6.7.5 T型橋脚の配筋

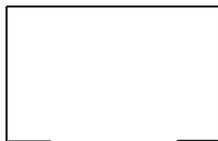
(壁式橋脚にも準用する。)

## 1. はり

(1) 鉄筋の純かぶりは、35mm以上とする。

## (2) スターラップ

スターラップの形状は、下図のようにフックをつけ、はり全体を取り囲む形状とする。



・引張側鉄筋を取り囲む

・圧縮側鉄筋にフックをかける

(3) 張出しばりの下面側鉄筋（圧縮側鉄筋）は、はり上面側鉄筋量（引張側鉄筋）の 1/3以上を配置する。

(4) 短いスパンの張出しばりは、上面側鉄筋（引張側鉄筋）をコーベルで算出し、はり端部に沿って曲げ下げる。

また、はりの腹部には上面側鉄筋量（引張側鉄筋）の40%以上を用心鉄筋として、水平に配置する。腹部が2面あれば、それぞれ20%以上を配置する。用心鉄筋はU字閉合形とし、曲げ下げた引張側鉄筋を取り囲んで配置する。

## 2. 柱および壁

(1) 鉄筋の純かぶりは、70mm以上とする。(2) 軸方向鉄筋は、コンクリートの施工性に配慮し、2段以下に配置するのを原則とする。

## (3) 軸方向鉄筋の定着

柱の軸方向鉄筋は、フーチングの下側主鉄筋位置まで延ばし、鉄筋の端部にはフックをつけて定着する。

## (4) 軸方向鉄筋の段落し

柱の軸方向鉄筋は、原則として段落しは行わない。

## (5) 軸方向鉄筋の継手

1) 塑性化を考慮する領域では、軸方向鉄筋の継手を設けることはできるだけ避けるのがよい。ただし、施工上の事由等により、やむを得ず塑性化を考慮する領域で軸方向鉄筋の継手を設ける場合には、重ね継手は避け、確実な継手構造を選定しなければならない。2) 継手位置は、原則として一断面に集中させてはならない。すなわち、隣り合う主鉄筋の継手位置は、上下方向にずらして配置する。ずらす距離は、本マニュアル6.7.1の解説(6)の6)に準ずるものとする。

## (6) 帯鉄筋

1) 使用鉄筋は、D16mm以上かつ、軸方向鉄筋の直径よりも小さくするとし、帯鉄筋の間隔は道示V6.2.5に示す値以下、かつ、断面高さの0.2倍以下とする。なお、弾性域に留まることが確実な領域では、帯鉄筋間隔の上限値は300mmとしてもよい。ただし、高さ方向に対して途中で帯鉄筋の間隔を変化させる場合においては、その間隔を

- 徐々に変化させなければならない。
- 2) 柱の帯鉄筋は、両端にフックをもうけ軸方向鉄筋を取り囲むように配置する。フック形状は、半円形又は、鋭角フックが望ましいが、施工性への配慮から直角フックを用いる場合には、かぶりコンクリートが剥離してもフックはずれないような配慮が必要である。
  - 3) 中間帯鉄筋を、片側鋭角又は、半円形、片側直角フックとした場合は、帯鉄筋の継手部には鋭角又は、半円形フックをかける。
  - 4) 帯鉄筋の継手部は、橋脚の高さ方向に隣接する帯鉄筋は千鳥配置とすることを原則とする。
  - 5) 帯鉄筋区間は、はりの内部には柱の短辺長の 1/2 以上、フーチングの内部には柱の短辺長の 1/2 以上あるいはフーチング厚の 1/2 以上に配置する。
  - 6) 帯鉄筋の継手は鉄筋径の 40φ 以上を重ね合わせ、さらにフックを設けるのを原則とする。
- (7) 中間帯鉄筋
- 1) 中間帯鉄筋は、断面周長方向に配置される帯鉄筋に半円形フック又は鋭角フックを掛けて橋脚内部のコンクリートに定着することを標準とする。  
施工性に配慮して、一方のフックを直角とする場合には、直角フックの位置が千鳥状になるように中間帯鉄筋を配置する。また、この場合、横拘束鉄筋の有効長としては「塑性ヒンジ長を算出するための有効長  $d$ 」及び「コンクリートの横拘束効果を考慮するための有効長  $d$ 」の 1.5 倍の値を用いる。
  - 2) 中間帯鉄筋は帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いる。
  - 3) 断面内の配置間隔は原則として 1m 以内とする。
  - 4) 帯鉄筋の配置される全ての断面で配筋する。
  - 5) 中間帯鉄筋は1本の連続した鉄筋又は、橋脚断面内部に継手を有する2本の鉄筋により橋脚断面を貫通させることを標準とする。  
継手は、重ね継手や機械継手などにより継ぐ構造としてよい。  
ただし、重ね継手とする場合は、重ね継手長は中間帯鉄筋の直径の40倍以上とし、半円形フック又は鋭角フックを設ける。
  - 6) 中間帯鉄筋は軸方向鉄筋のすぐ近傍で帯鉄筋にフックをかけるように定着させればよい。
  - 7) 柱が円形断面の場合せん断補強を目的として必要に応じて中間帯鉄筋を配置するのがよい。なお、せん断補強のみの目的で配置される中間帯鉄筋については、その端部は周長方向に配置される帯鉄筋にフックする必要はなく、軸方向鉄筋にフックすればよい。ただし、施工性への配慮から帯鉄筋の継手に直角フックを用いる場合には、かぶりコンクリートが剥離してもフックがはずれないよう中間帯鉄筋は鋭角又は半円形フックで帯鉄筋の継手部にかける。帯鉄筋の重ね継手長は中間帯鉄筋の直径の40倍以上とする。

## 解

## 1. はり

## (2) スターラップ

道示IV V 5.2.5に準じた。張出しばりは、大きなねじれモーメントを受ける可能性がある部材のため、軸方向鉄筋全体を取り囲む形状とした。

## (3) 圧縮鉄筋

道示IV 7.7.5 (1) 4) フーチングの圧縮側鉄筋の規定を参考にした。

## (4) コーベルの計算式

道示IV 7.3.2 解説 (3) 1) および道示III 19.3に準じた。

## 2. 柱および壁

## (2) 軸方向鉄筋の配置

道示IV 5.2.4に準じた。

## (3) 軸方向鉄筋の定着

道示III 5.2.5 解説 (2) に準じた。

## (4) 軸方向鉄筋の段落し

道示V 8.10に準じた。

## (5) 軸方向鉄筋の継手

## 1) 道示III 5.2.7に準じた。

・塑性化を考慮する領域では、継手はできるだけ避けるのがよい。

しかし、施工上の理由より、止むを得ず塑性化を考慮する領域で継手を設ける場合は、かぶりコンクリートが剥離して軸方向鉄筋が露出しても確実に機能する継手構造とする。

・継手は、重ね継手は避け、ガス圧接継手または機械的継手等の継手構造とする。

・ガス圧接は、施工が適切に行われないと継手部の強度が低下するので、施工には十分注意が必要である。圧接工の資格を有する技術者に行わせ、試験も行う必要がある。

また、継手に、機械的継手、スリーブ継手、溶接継手などの特殊な継手を用いる場合は、鉄筋の種類、径、応力状態、継手位置等を考慮して試験を行い、継手部の強度を定める必要がある。

## ※重ね継手を避ける理由

軸方向鉄筋に「重ね継手」を用いるのは、道示が求める「かぶりコンクリートが剥離して軸方向鉄筋が露出しても確実な継手」とするに適應しないと考える。継手部全体が露出した場合も想定されるので、この継手は用いないのがよい。

## 《特殊な継手構造について》

継手構造の説明は『鉄筋定着・継手指針[2007年版] 土木学会 2007年8月』により行う。

## ①機械的継手（ねじふし鉄筋継手）

表面の異形形状がねじ状に熱間圧延で成形された異形鉄筋を、内面にねじ加工されたカップラーによって継ぎ合わせるものである。この継手は、鉄筋のねじふしとカップラーのねじとの間に隙間が生じ剛性の確保ができないため、3種類の固定方法がある。

## ・トルク固定方法

カップラーの両側に設置されたロックナットにトルクを与えて継手部に軸力を導入して固定する。

## ・樹脂固定方法

カップラー内の鉄筋のねじふしとカップラーのねじとの隙間に樹脂を充填硬化させて固定する。

## ・圧着固定方法

カップラーを油圧プレスによって圧着固定する。

## ②機械的継手（ねじ加工継手）

筋の端部に熱間アプセット鍛造により膨径部をつくり、そこにねじ切り加工を施した鉄筋を相互に突合せ、カップラーで結合した後にロックナットで締め付け、継ぎ合わせる継手方法。

## ③スリーブ継手（圧着継手）

継手部に配置した継手用鋼管（スリーブ）の中に突合せて異形鉄筋を挿入し、継手用鋼管を冷間で圧着加工して塑性変形させ、異形鉄筋のふし間に食い込ませることにより、継手用鋼管を介して鉄筋を接合する継手方法である。

## ④スリーブ継手（溶融金属充填継手）

継手部に配置された継手用鋼管（スリーブ）との間の隙間に溶融金属（テルミット反応による溶融鉄）を充填し、継手用鋼管内面に加工された凹凸部と異形鉄筋のふしとが充填金属を介して、力を伝達することにより、突合せた鉄筋を継ぎ合わせる継手方法である。

## ⑤溶接継手（エンクローズ溶接継手）

溶融金属が溶接部から流れ出さないように、溶融池を当て金（溶接治具）で囲んで行うアーク溶接によって得られる継手である。

## 2) 道示Ⅲ5.2.7 に準じた。

## (6) 帯鉄筋

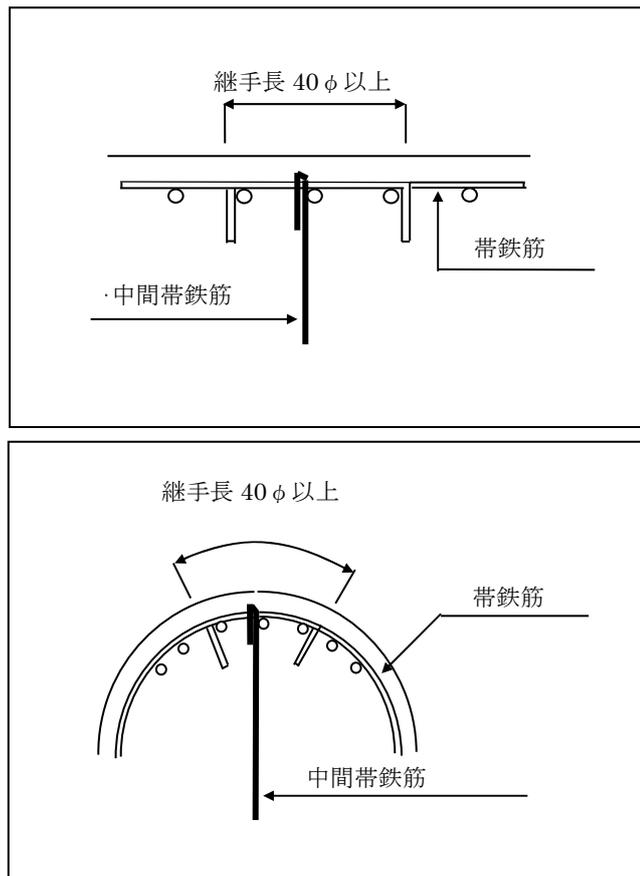
## 1) 鉄筋径をD16以上としたのは、「土木構造物設計マニュアル（案）4.配筋仕様の解説（3）の表一解4.1」に表記される最小鉄筋径を参考とした。

配置間隔は、道示Ⅴ6.2.5 に準じた。

## 2) 帯鉄筋の加工形状

道示Ⅲ6.2.5 に準じた。

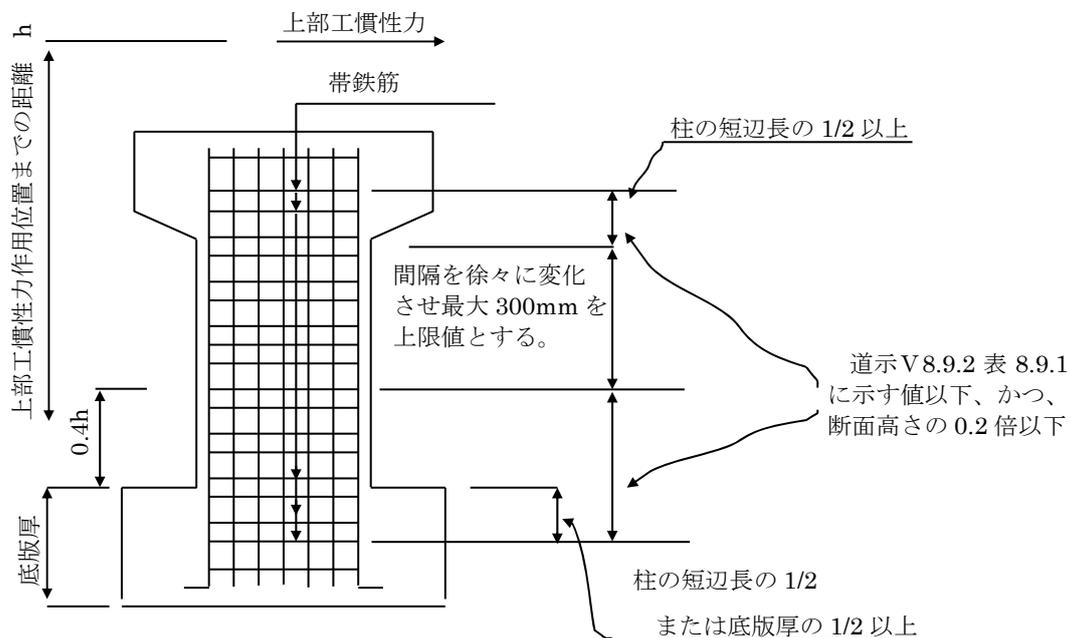
## 3) 帯鉄筋の継手を直角フックとした場合の配筋は、道示Ⅴ6.2.5 および 図一解 6.2.5 に準じた。



4) 道示V6.2.5に準じた。

構造上の弱点とならず、安定した横拘束効果が得られるようにするために、帯鉄筋の継手位置は橋脚高さ方向に隣接する帯鉄筋を千鳥配置とすることとした。

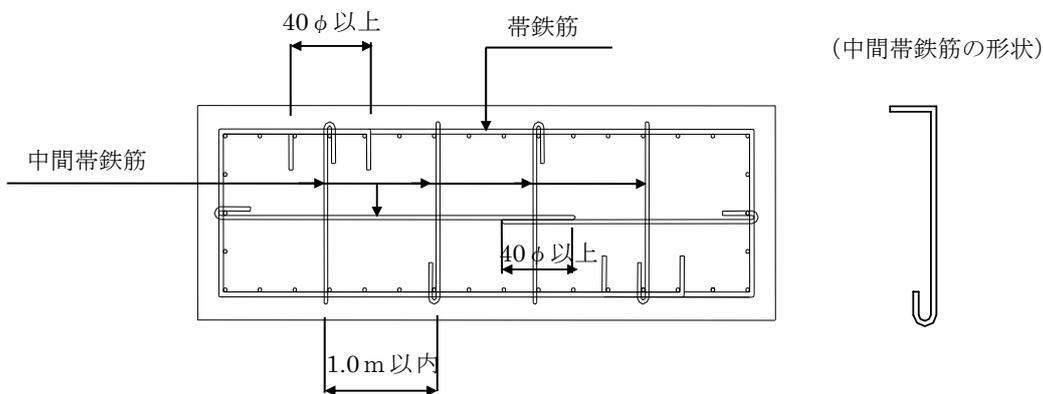
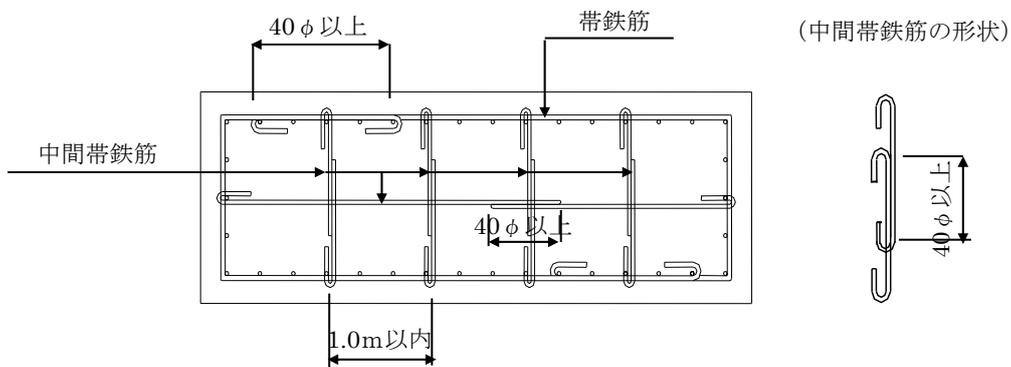
5) 柱とはり及びブーチングの接合部における帯鉄筋を配置する区間は、東・中・西日本高速道路株式会社 設計要領 4-1-2 (5) 4) を参考とした。

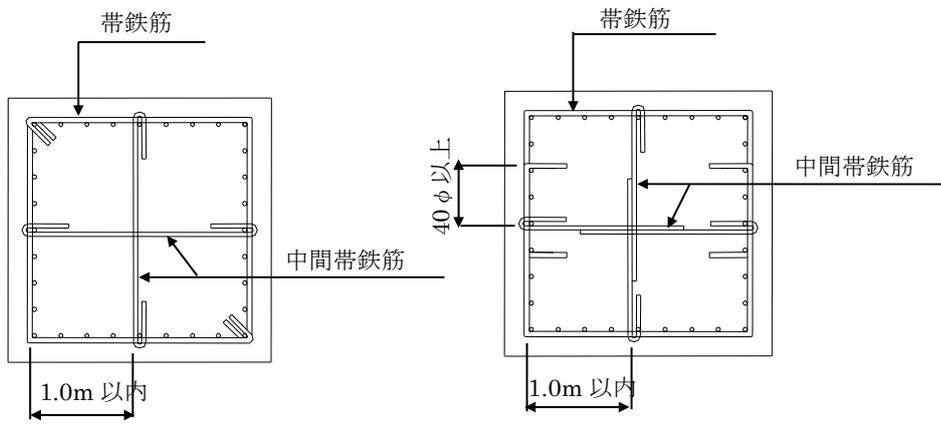


- 6) 道示V6.2.5に準じた。
- (7) 中間帯鉄筋
- 1) 中間帯鉄筋のフック形状は、道示V6.2.5の規定に従い原則として半円形又は、鋭角フックとした。  
直角フックを用いた場合の有効長は、道示V6.2.5に準じた。
  - 2) ～4) 道示V6.2.5に準じた。
  - 5) 道示V6.2.5では、中間帯鉄筋がせん断補強鉄筋として機能する場合に重ね継手とする場合には、重ね継手長は中間帯鉄筋の直径の40倍以上とし、その端部には道示V6.2.5に規定されるいずれかのフックをつけることある。また、中間帯鉄筋にはせん断補強鉄筋としての機能を期待せず、横拘束鉄筋としての機能のみを期待し、これにより配筋を合理化するという考え方もあり、正負交番繰返しの作用を受ける場合に鉄筋コンクリート橋脚としての破壊までの挙動も含めて、貫通する中間帯鉄筋と同等の横拘束効果が期待できることが実験により確認されていること、適用される橋脚の条件がその実験により検証された条件の範囲内にあることなどに留意する必要があると記されている。  
また、「コンクリート標準示方書 設計編 2012年制定」の7編2.5.2(4)(iv)は異形鉄筋を帯鉄筋に用いる場合は、原則として半円形フックまたは鋭角フックを設けるものとすることある。  
以上より、今回の改訂では中間帯鉄筋の重ね継手部端部に設けるフック形状は半円形フック又は鋭角フックとした。
  - 6) 道示V6.2.5に準じた。

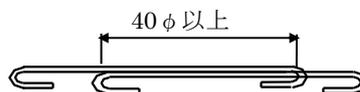
《帯鉄筋および中間帯鉄筋の参考図》

【 矩形断面の場合 】



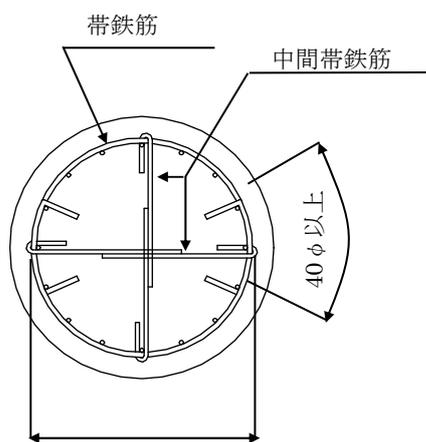


( 中間帯鉄筋の形状 )



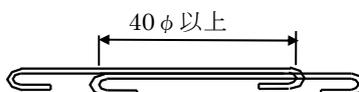
7) 道示V10.8 (3) 4) に準じた。

《 帯鉄筋および中間帯鉄筋の参考図 》



保有水平耐力照査時の有効長

( 中間帯鉄筋の形状 )



## 6.7.6 フーチングの配筋

## 1. 橋台

- (1) 鉄筋の純かぶりは、70mm以上とする。
- (2) フーチング下面の主鉄筋
  - 1) フーチング下面の主鉄筋は、前趾と後趾の鉄筋を統一し、原則として断面変化を行わない。
  - 2) フーチング下面の主鉄筋は、フーチング幅が 8m以下の場合は原則として一本物の鉄筋を使用する。
- (3) 主鉄筋の定着  
主鉄筋の定着は、定着長を確保し、かつ、前面フーチングにおいては壁背面側、後フーチングにおいては壁前面側の鉛直鉄筋の位置まで延ばすか、これを超えて定着する。
- (4) 圧縮鉄筋  
引張側主鉄筋の 1/2以上を配置する。
- (5) 配力鉄筋  
引張側主鉄筋および圧縮鉄筋それぞれの 1/3以上の鉄筋を配置する。
- (6) スターラップ
  - 1) スターラップは、両端フック形状とし、半円形又は、鋭角フックを引張側主鉄筋に掛け、一方を圧縮鉄筋に掛ける。圧縮鉄筋にかけるフック形状は直角フックでもよい。
  - 2) スターラップは、応力上必要な場合は有効高の 1/2以下、応力上では必要ない場合は 有効高以下の間隔で配置する。
- (7) 鉄筋の組立  
配力鉄筋は軸方向鉄筋の 外側に配置する。

## 2. 橋脚

- (1) 鉄筋の純かぶりは、70mm以上とする。
- (2) 主鉄筋の組立  
フーチングの主鉄筋は、橋軸直角方向の主鉄筋を 橋軸方向の主鉄筋の外側に配置する。
- (3) 圧縮側主鉄筋  
圧縮鉄筋は引張側主鉄筋の 1/3以上の鉄筋を配置する。
- (4) 配力鉄筋  
上面鉄筋、下面鉄筋とも直交する鉄筋の 1/3以上を、それぞれ配置する。
- (5) スターラップ
  - 1) 応力上必要となる場合は、両端半円形フックとし、最も外側に配置される橋軸直角方向の主鉄筋を取り囲むものとする。配置間隔は有効高の 1/2以下とする。
  - 2) 応力上必要ない場合でも、両端を半円形フックとし、配置間隔は 有効高以下とする。

解

1. 橋台

(2) フーチング下面の主鉄筋

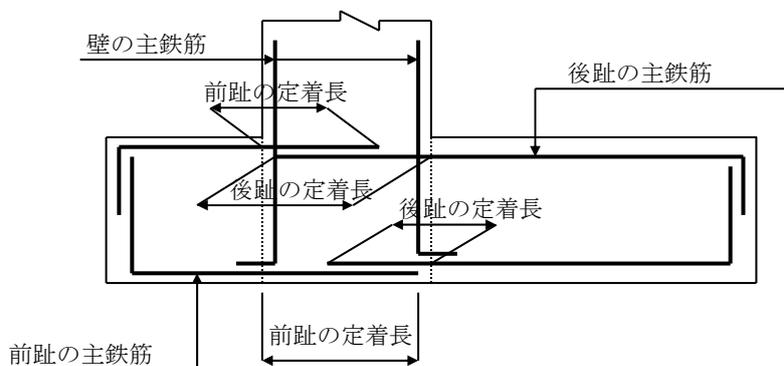
土木構造物設計マニュアル（案）Ⅳ 4（5）および解説（5）に準じた。  
（鉄筋の加工・組立作業の省力化を目的とした。）

(3) 鉄筋の定着長

道示Ⅳ7.7.5に準じた。

なお、配筋については、次に示す説明図を参考とすること。

《 説明図 》



- ※1 前趾上面の定着長（圧縮鉄筋）； 「堅壁前面から定着長以上」とする。
- ※2 前趾下面の定着長（引張鉄筋）； 「堅壁前面からの定着長」と「堅壁前面から堅壁背面の堅壁主鉄筋位置までの長さ」のいずれか長い方とする。
- ※3 後趾上面の定着長（引張鉄筋）； 「堅壁背面からの定着長」と「堅壁背面から堅壁前面の堅壁主鉄筋位置までの長さ」のいずれか長い方とする。
- ※4 後趾下面の定着長（圧縮鉄筋）； 「堅壁背面から定着長以上」とする。

(4)、(5) は道示Ⅳ7.7.5に準じた。

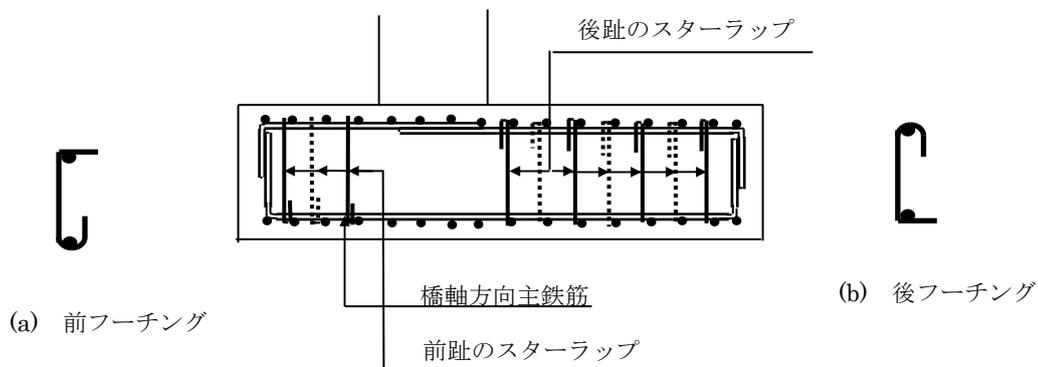
(6) 道示Ⅳ7.10（5）に準じた。なお、鉄筋径は施工を考慮し、D16以上とするのが望ましい。

(7) 土木構造物設計ガイドライン（案）Ⅳ 4（4）に準じた。

《 橋台フーチングのスターラップの例 》

橋台の場合には、せん断補強筋および組立筋として配置することから、引張主鉄筋に半円形フックをかける。

《 橋台の参考配筋図 》



橋台の曲げ引張応力度は、一般的に、前趾は下側、後趾は上側が大きいので、本マニュアルでは、上図のスターラップ形状を標準とする。

2. 橋脚

(2) 主鉄筋の組立

橋脚は、橋軸方向、直角方向双方の照査を行うので、いずれも主鉄筋になる。配筋方向としては、橋台の配筋に合わせて、橋軸方向主鉄筋を内側に配置することにした。これは、東・中・西日本高速道路株式会社設計要領 5-2 にも準じている。

(3)、(4) は道示IV8.7.5 (1) 4) に準じた。

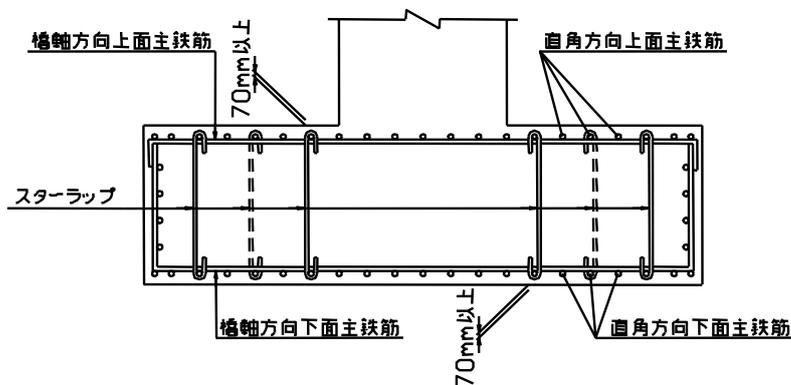
(5) スターラップ

1) 橋脚のスターラップは、橋軸方向、直角方向とも有効に働くように、断面の外側に配置される橋軸直角方向の主鉄筋を取り囲むものとする。

スターラップの加工形状は両端半円形フックとすることにした。

2) 道示IV5.2.5 では、フーチングについて「計算上スターラップを必要としない場合においても、フーチングの有効高以下に配置するのを原則とする」としている。橋脚の作用水平力は、前後左右方向を考慮するので、曲げ引張・圧縮力が上・下に定まっていないため、応力上必要とならない場合にも、道示に準じ両端に半円形フックを設けることとした。

《 橋脚フーチングの配筋例 》



## 6.7.7 機械式鉄筋定着工法

- (1) 適用鉄筋径及び、材質は、D13～D51〔SD295～490〕とする。
- (2) 機械式定着工法を適用する範囲は、せん断補強鉄筋を基本とする。
- (3) せん断補強鉄筋への適用は以下の事項を確認すること。
  - 1) 公的機関による建設技術審査証明を受けたものとする。
  - 2) 機械式定着工法をせん断補強鉄筋に適用する場合には、定着体とコンクリートが一体となって働くように確実に定着され、所定のせん断補強効果が得られる工法を選定しなければならない。
  - 3) 建設技術審査証明などにより、以下の条件を満たすことが確認出来る場合には、せん断補強鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くように確実に定着されていると考えてよい。
    - ① 定着具及び鉄筋に使用されている材料が JIS 規格などの公的な品質規格に準拠していて機械的性質が明確にされている
    - ② 機械式定着工法の適用方法や径、鉄筋の強度種類、低減事項などを明示している
    - ③ 鉄筋の規格引張強さに相当する引張力が作用しても定着具の破壊が先行せず、標準フック鉄筋と比べ過大な拔出し量が生じない
    - ④ 機械式鉄筋定着工法を適用したせん断補強鉄筋が、設計で想定するせん断補強効果を発揮する
- (4) 設計図面作成上の留意点
  - 1) 定着体の使用位置は、設計図面上に明示する。
  - 2) 定着体の寸法、形状、材質など必要な情報を数種類の工法を参考図として記載する。
  - 3) 定着体の配置方法については、かぶり詳細図などに特記する。

## 解

『機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドラインの策定について平成 28 年 7 月 12 日』の事務連絡を踏まえ、『機械式鉄筋定着工法の配筋設計ガイドライン 平成 28 年 7 月 機械式鉄筋定着工法技術検討委員会』の規定を基本とし定めた。フックで構成されるせん断補強鉄筋の配置が不可能あるいは困難になる場合や、かぶりコンクリートの充填性に問題が生じる場合は、機械式定着工法の採用を設計段階において検討すること。

また、コンクリートの確実な充填性によるコンクリート構造物の耐久性の向上や、コンクリート工の生産性向上にも資することから、これまでよりも積極的に検討することとした。なお、これまでの実績から大口径深礎杭の深礎打ち止め位置から深礎天端までの躯体鉄筋配置部では、せん断補強鉄筋の配置が不可能となる場合が多いため、設計において機械式継手定着工法を採用することを標準とする。

- (1) 表-3.6.10 に平成 28 年 7 月 1 日現在で土木構造物に使用することを目的として建設技術審査証明を取得している機械式鉄筋定着工法の一覧より、各工法が該当する範囲で

設定した。

表-3.6.10 機械式鉄筋定着工法一覧表：土木 [平成28年7月1日時点]

No	工法名	審査名称	審査番号	審査年月	鉄筋仕様	固定材材質	適用鉄筋径	コンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> )	定着体種別
				(更新)					
1	Tヘッド工法	土木研究センター	建技審証第0314号	2013.11 (内容変更・更新)	SD295~490	-	D10~51	24以上	加熱成形
2	Head-bar	土木研究センター	建技審証第0408号	2015.11 (内容変更)	SD295~490	SM490, S45C	D13~51	21以上	摩擦圧接工法
3	プレートフック工法	土木研究センター	建技審証第0511号	2015.11 (更新)	SD295~345	FCAD1200-2	D13~51	21以上	蝶合グラウト固定
4	フリッパー	土木研究センター	建技審証第0903号	2014.04 (内容変更・更新)	SD295A~490	非調質鋼	D13~51	24~60	摩擦圧接接合
5	TPナット工法	土木研究センター	建技審証第1010号	2016.2 (内容変更・更新)	SD295~490	JIS G4051	D13~35	21以上	ネジ接合
6	タフナット	土木研究センター	建技審証第1301号	2013.4	SD295A~490	S45C熱処理品 または鍛造品	D13~51	24~60	蝶合、嵌合鋼線 貫入による固定

(2) ガイドラインでは横拘束鉄筋として使用する場合の記載もあるが、使用実績が少ないことや塑性ヒンジ区間への適用など十分な検証試験データがないため、せん断補強鉄筋の適用を基本とした。

(3) 機械式鉄筋定着工法は、その性能に関して、公的認証機関による建設技術審査証明を受けたものとする。また、技術審査証明の情報については、常に最新のものを把握しておくようにする必要がある。

(4) 曲げフック、直角フックに替えて定着体とするせん断補強鉄筋は、設計図及び鉄筋加工図上に明示する。例えば、以下の図-3.6.44 ように表記できる。

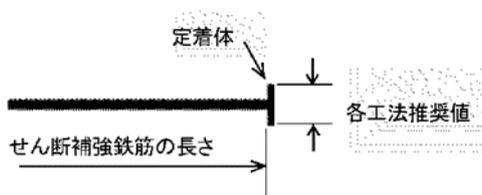


図-3.6.44 定着体の表記方法

設計図面には、半円形フック部、直角フック部とは別に、かぶり詳細図を添付し、定着体の配置方法の留意点、特にかけられる鉄筋に対する定着体のかけ方について特記するのがよい。

注記として、「施工者は、使用製品の性能と施工方法、管理方法の承認を得て工事を実施すること」と記載を行うのがよい。

## 6.8 橋台部ジョイントレス構造

- (1) 橋台部ジョイントレス構造は、構造条件及び地盤条件による影響を適切に考慮して適用性の検討を行わなければならない。
- (2) 橋台部ジョイントレス構造の橋台及び上部構造との接合部の設計にあたっては、橋台背面から作用する荷重や不静定構造であることによる影響等を考慮しなければならない。
- (3) 1) から 7) に従う場合には、(2) を満足すると見なしてよい。
- 1) 施工時に作用する荷重及び構造系の変化並びに供用中に生じる不静定力及び変位を適切に考慮する。
  - 2) 橋台背面に作用する土圧は、施工時及び供用中に生じる最も不利な条件を考慮する。
  - 3) 断面力は、不静定構造であることによる影響や地盤抵抗の影響を適切に評価出来る解析モデルを用いて算出する。
  - 4) 橋台背面の地盤抵抗を期待する場合には、橋台背面の地盤抵抗が確実に発揮できる構造とするとともに、橋台背面の材料及び施工時の品質を考慮したうえで適切に地盤反力係数等を設定する。
  - 5) 上部構造と橋台の接合部は、部材の接合部でない箇所が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できる構造とする。
  - 6) 上部構造と橋台の接合部は、背面が地中に埋設される影響に対する構造的な配慮を行う等、耐久性上の弱点とならないよう配慮する。
  - 7) 道示IV7.4.2 (4) に従って橋台たて壁の鉄筋を配置する。
- (4) 橋台背面に作用する土圧について、1) 及び 2) に従う場合には (3) 2) を満足するとみなしてよい。
- 1) 両側の橋台背面に載荷する場合、片側の橋台背面に載荷する場合、及びいずれにも載荷しない場合を考慮する。
  - 2) 道示 I 8.7 に規定する土圧が作用した場合、及び、その 1/2 が作用した場合を考慮する。
- (5) 道示IV7.8.2 の規定に従う場合には、(3) 3) を満足するとみなしてよい。
- (6) 1) 又は 2) に従う場合には、(3) 5) を満足するとみなしてよい。
- 1) 上部構造がコンクリート桁の場合には、道示III15.3 の規定に従い設計する。
  - 2) 上部構造が I 型断面の鋼桁の場合には、鋼桁端部を橋台に埋め込み、道示IV7.8.3 の規定に従いスタッド及び補強鉄筋を配置する。

**解**

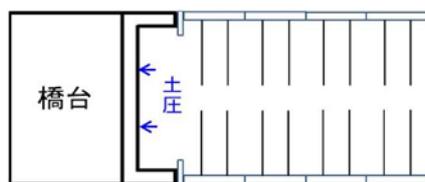
解説は道示IV7.8.1 による。

## 6.9 橋台背面アプローチ部

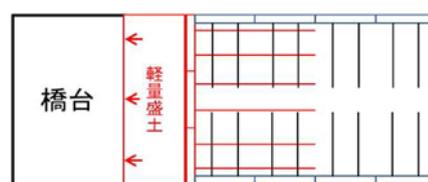
- (1) 橋台背面アプローチ部は、以下の 1) から 3) を満足する構造としなければならない。
- 1) 設計において考慮する各状況における橋台背面アプローチ部から橋台への作用等が明らかであること。
  - 2) 経年的な変化への対応方法が明らかであること。
  - 3) 1) 及び 2) を満足するための設計、施工及び維持管理の方法が明らかであること。
- (2) 橋台背面アプローチ部の範囲は、橋台の構造条件、地形及び地質条件等を考慮して設定しなければならない。
- (3) 橋台背面アプローチ部の設計にあたっては、良質な材料を用いるとともに、以下の 1) から 3) を考慮してなければならない。
- 1) 基礎地盤の安定性
  - 2) 橋台背面アプローチ部の安定性
  - 3) 降雨等に対する排水性

### 解

- (1) 橋台背面アプローチ部に用いる構造に求められる要件について規定されている。
- 1) 橋台背面アプローチ部に固化により自立する構造（EPS、FCB）を用いた場合には、地震の際に通常の土とは異なる挙動として橋台に作用すると考えられる。道示IV7.9の解説に示される、「通常の盛土構造でない構造を橋台背面アプローチ部に用いる場合には、設計で考慮する各状況、荷重の大きさや分布、構造特性、基礎地盤の条件、アプローチ部背面側の盛土の条件等を踏まえたうえで、実験等により検証して明らかにした橋台への作用等を設計で考慮する必要がある。」に準じ、地震の際に通常の土とは異なる挙動を起こす可能性のある、橋軸方向への壁面の配置及び軽量材料の配置を行う場合には、実験等により検証して明らかにした橋台への作用等を設計で考慮することが求められる。



橋軸直角方向への壁面配置

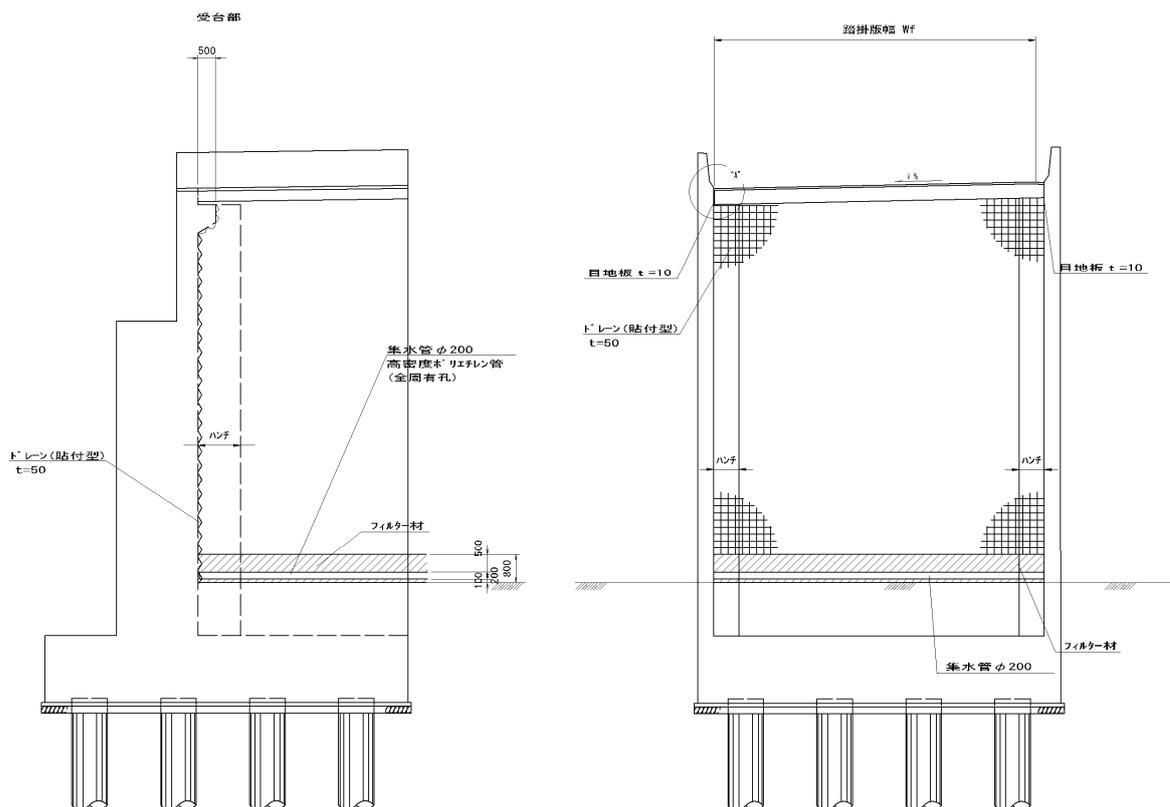


橋軸方向への壁面および軽量盛土の配置

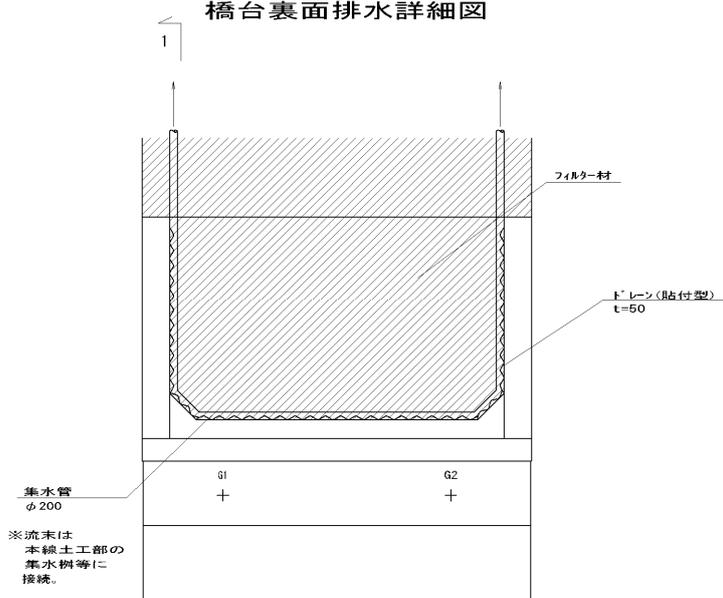
- 2) 補強土壁を用いる場合には、あらかじめ水の浸入を防ぐ対策や、交換可能な構造としておくことなど、供用期間中にわたる経年的な変化への対処方法を明らかにしておくことが求められる。
- 3) 固化した構造や補強土壁については、地震の際等における構造体の安全性、変位の程度や修繕方法、日常の維持管理方法など、路面の連続性等を確保するために必要となる様々な事項について明らかにしておく必要がある。
- 構造体の安全性を確保するために必要な事項としては、踏掛版の設置や接続部の盛土材流出防止などが考えられる。

(2) 橋台背面排水構造、橋台背面盛土工は「東北地方整備局 橋台背面アプローチ部の設計について（通知）平成25年2月4日」事務連絡に準拠し、以下の通りとしてよい。

1) 橋台背面排水構造

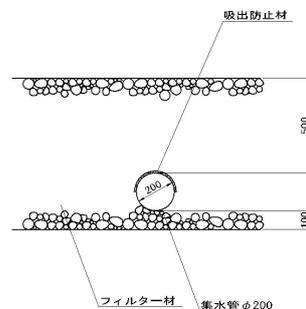


橋台裏面排水詳細図

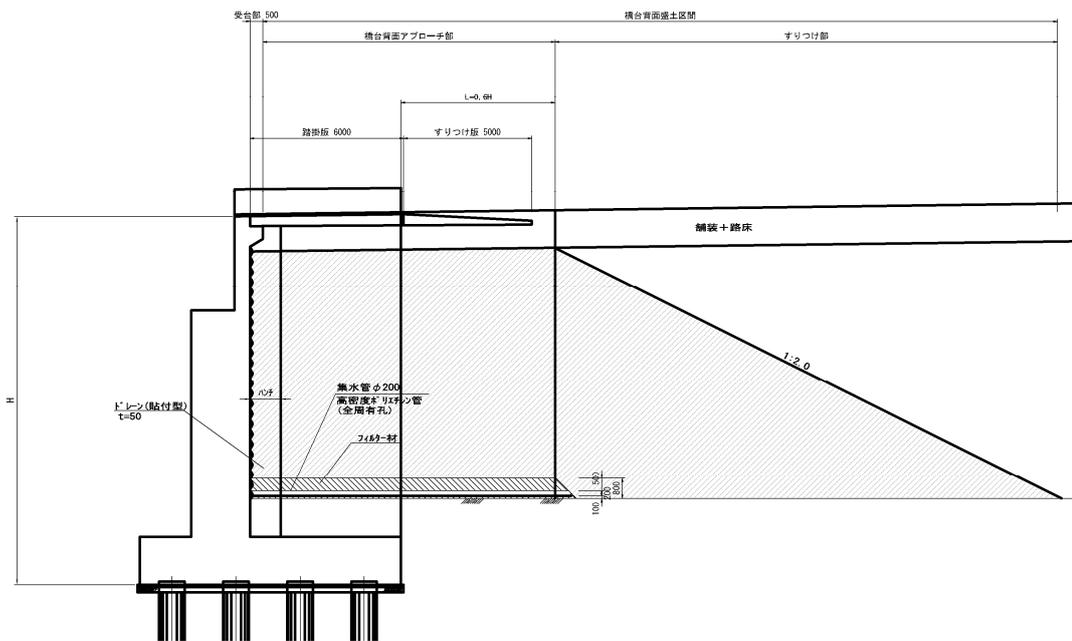


集水管・フィルター材詳細

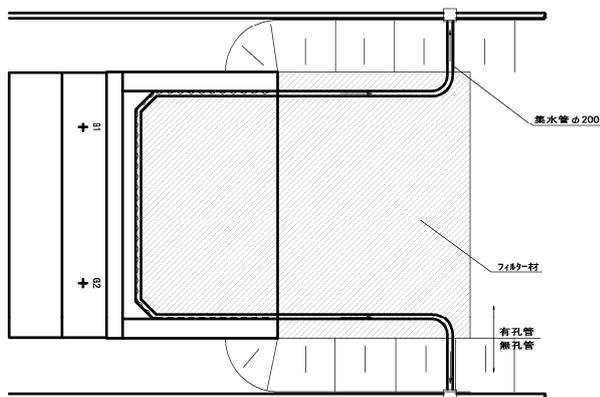
S=1:20



2) 橋台背面盛土工



集水管流末処理例



- ① 集水管の流末は土工部の集水樹の排水施設に接続させること。
- ② 適宜有孔管を無孔管を使い分けること。

## 6. 10 踏掛版の設計

### (1) 踏掛版の設置および踏掛版の長さ

踏掛版は原則設置すること。なお、踏掛版長さは下記の通りとする。

- ▶ 普通地盤 ; 5m
- ▶ 軟弱地盤 ; 8m
- ▶ 地域高規格道路 ; 8m

ここに、軟弱地盤とは「平成24年度版 道路土工 軟弱地盤対策工指針 第1章総説」に示す通りとする。なお、地盤改良を行った場合、「普通地盤」と同じとし踏掛版の長さは5mとする。

### (2) 設置位置

アスファルト舗装の場合は、踏掛版上面を上層路盤の瀝青安定処理の下面位置に合わせる。

### (3) 設置幅

踏掛版の設置幅は、原則として車道および路肩を含む幅とする。

### (4) 平面形状

橋台側は、橋台の斜角に合わせる。反対側は以下を原則とする。

- 1) 斜角が60°以上（斜角 $\theta \geq 60^\circ$ ）の場合、反対側端部は橋台の斜角に合わせる。
- 2) 斜角が60°未満（斜角 $\theta < 60^\circ$ ）の場合、反対側端部は、60°とする。

### (5) 踏掛版の設計

設計は、道示IV 参考資料の4.踏掛版の設計法（案）により行う。

### (6) 使用材料および許容応力度

コンクリートの設計基準強度  $\sigma_{ck}=24 \text{ N/mm}^2$ 、鉄筋の材質 SD345 を標準とする。

### (7) 踏掛版の鉄筋の配置

- 1) 鉄筋のかぶりは 70mm 以上を標準とする。
- 2) 引張主鉄筋および引張側の配力鉄筋の間隔は 150mm、圧縮側鉄筋の間隔は 300mm 程度とする。
- 3) 引張側の配力鉄筋は、引張主鉄筋の 1/4 以上とする。ただし、斜角を有する場合は、以下とする。
  - a) 斜角が60°以上（斜角 $\theta \geq 60^\circ$ ）の場合、引張鉄筋の配力鉄筋は、引張鉄筋の2/3程度とすることを標準とする。圧縮側鉄筋は引張鉄筋の1/3以上とし、配力鉄筋は引張側の配力鉄筋の1/2程度を標準とする。
  - b) 斜角が60°未満（斜角 $\theta < 60^\circ$ ）の場合、斜角の影響を別途考慮する。
- 4) 圧縮側の主鉄筋および配力鉄筋は、引張主鉄筋の 1/3 以上とする。
- 5) スターラップの配置間隔は、300mm 以下とする。
- 6) ゴムパット及びアンカーバーの形状及び配置などについては以下を標準としてよい。
  - a) ゴムパットの形状寸法は、200mm×20mm とし、踏掛版全幅に設置する。
  - b) 踏掛版と受台はアンカーボルトで連結する。

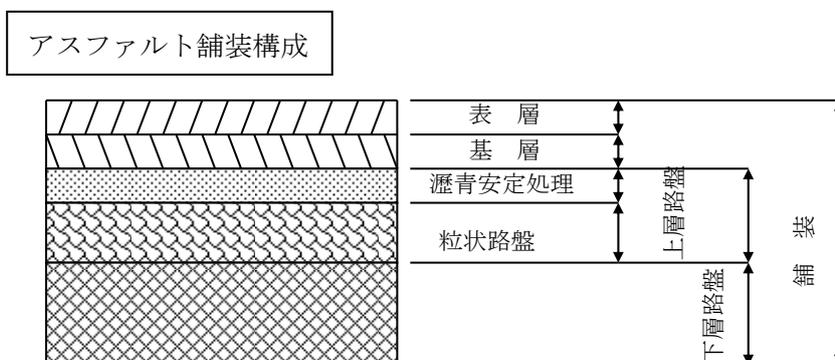
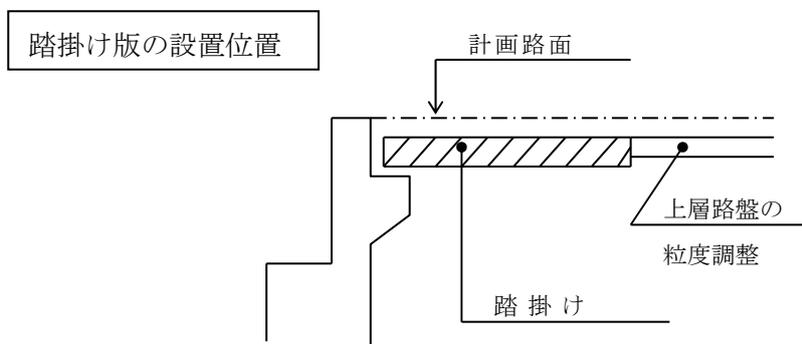
- c)アンカーボルト間隔は 500mm を原則とする。
- d)アンカーボルトの径は D22 とする。
- e)アンカーボルトの埋め込み量は、受台内へは鉄筋径の 15 倍、踏掛版内へは 7 倍以上とし、補強筋を設けるものとする。
- f)薄肉ガス管の径は、40A（呼び径）を用いることを原則とする。

**解**

(1) 踏掛版の設置は、道示IV7.9の解説に示される、「日常における走行車両や橋台に衝撃を与えないための配慮に加え、地震後に橋台背面の段差が生じても路面の連続性を確保できる構造として実績も多い。平成23年東北地方太平洋沖地震の際は、踏掛版を設置していない橋で橋台背面に段差が多数生じ、地震後の速やかな通行機能の回復に支障をきたした事例が生じたのに対し、踏掛版を設置していた橋の大半は速やかな通行機能の回復が可能であった。ただし、路肩部に生じた段差により通行に支障が生じた事例もあったことから、踏掛版を設置する場合にはできる限り路肩部まで入れるなど、幅や長さ等に留意する必要がある。」に準じ橋台高さに関係なく、地盤及び、路線規格により規定した長さの踏掛版を設置することにした。

(2) 設置位置

旧マニュアルに準拠した。



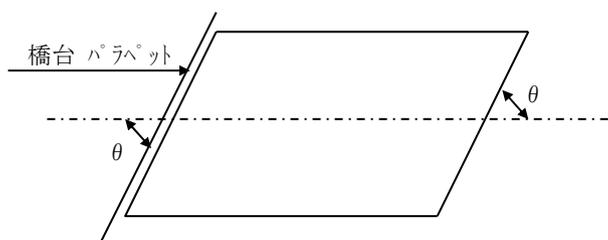
(3) 設置幅

(1) の解説を踏まえ、旧マニュアルと同じとした。

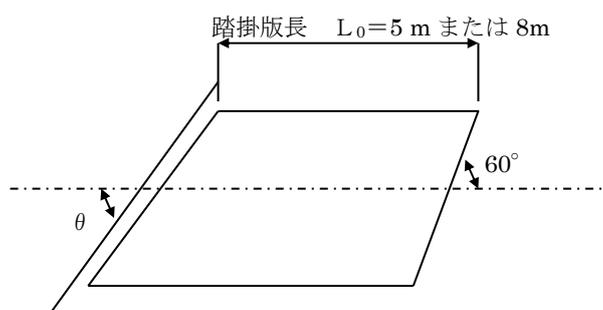
(4) 平面形状

平面形状は、旧マニュアルのとおりとした。

1) 斜角が  $60^\circ$  以上 (斜角  $\theta \geq 60^\circ$ ) の場合



2) 斜角が  $60^\circ$  未満 (斜角  $\theta < 60^\circ$ ) の場合



(5) 踏掛版の設計

道示IV 参考資料の4.踏掛版の設計法(案)に準じた。

(6) 使用材料および許容応力度

コンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ 、鉄筋の材質は、SD345 を標準とした。

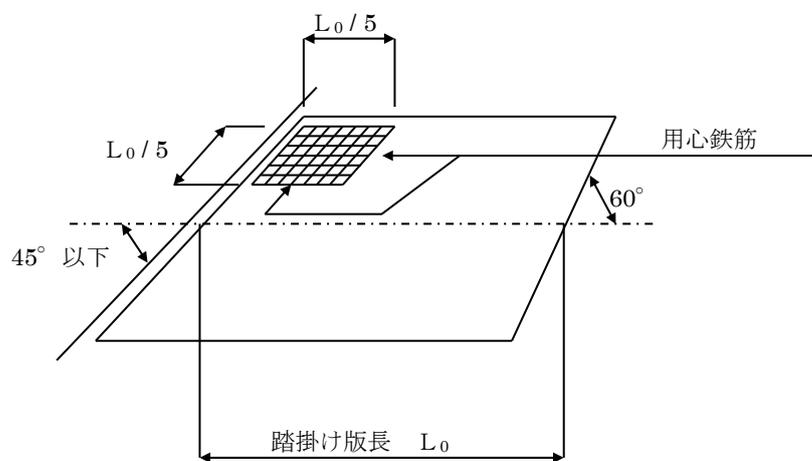
(7) 踏掛版の鉄筋の配置

道示Ⅳ、参考資料の4.踏掛け版の設計法（案）に準じた。

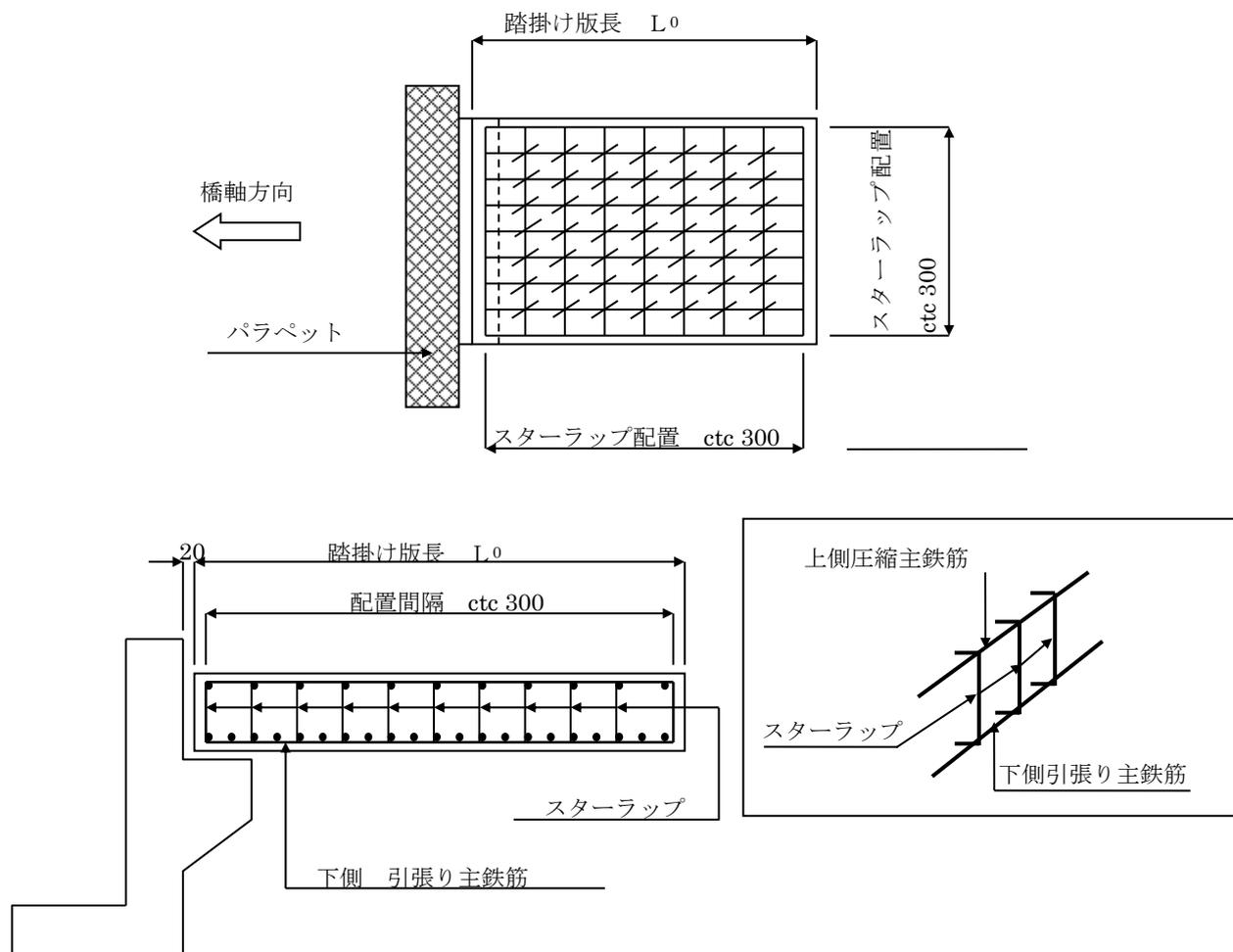
3) b) 斜角が  $60^\circ$  未満（斜角  $\theta < 60^\circ$ ）の配力筋は、斜角の影響を考慮して決定する。

斜角が  $45^\circ$  以下の場合、東・中・西日本高速道路株式会社設計要領 3-9-3 の解説（1）5）に準じて用心鉄筋を配置するものとする。

用心鉄筋の配置は、橋台側踏掛け版の鈍角部の上側に、引張主鉄筋と同量を用心鉄筋として配置する。用心鉄筋を入れる範囲は、橋軸方向およびパラペット方向に踏掛け版長の  $1/5$  とする。



- 5) スターラップの配置について、「道路橋設計計画設計資料 平成17年5月 東北地方整備局」3-15 標準図より以下の通りとした。



- 6) ゴムパットおよびアンカーボルトに関しては「道路橋設計計画設計資料 平成17年5月 東北地方整備局」3-15 に準じた。

## 第7章 基礎工

### 7.1 基礎の安定に関する一般事項

#### 7.1.1 設計の基本

- (1) 直接基礎のような浅い剛体基礎は、基礎本体は回転および変位は生じるが、基礎本体の変形は生じないものとして設計するものとする。
- (2) 杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎、深礎基礎などの深い弾性体基礎は、外力に対し基礎本体の曲げ変形で抵抗するものとして設計するものとする。

**解**

- (1) 各基礎形式の安定度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-3.7.1、表-3.7.2 に示すとおりである。

表-3.7.1 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

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

※杭基礎及び鋼管矢板基礎については、押込み力及び引抜き力に対して照査を行う

表-3.7.2 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における各基礎の安定照査の基本と  
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 $\beta L_e$ の目安			
	転倒 モーメント	鉛 直 荷 重		水 平 荷 重			1	2	3	4
	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 [受動抵抗力]	剛体				
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	↔			
鋼管矢板基礎	—	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	水平変位	弾性体	↔			
地中連続壁基礎	—	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)

$\beta$  : 基礎の特性値 ( $m^{-1}$ )

$EI$  : 基礎の曲げ剛性 ( $kN \cdot m^2$ )

$D$  : 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 ( $kN/m^3$ ) ( $\beta L_e$  の判定には地震の影響を含まない場合の  $k_H$  を用いる。)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot D}{4EI}}$$

- 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し、ラーメン橋やアーチ橋の橋軸方向等のように橋の構造上転倒が生じ得ないと判断できる場合には省略できる。
- ② 「道示IV下部構造編」および「本設計マニュアル」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  $\beta L_e$  が適用範囲の目安値から外れるものについては、他の基礎形式を選定するか、別途に設計計算モデルを設定し、検討を行うものとする。
- ③ 直接基礎とケーソン基礎・地中連続壁基礎・柱状体深礎基礎の区分は、表-3.7.3 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は、直接基礎として設計するのがよい。

表-3.7.3 直接基礎とケーソン基礎・地中連続壁基礎・柱状体深礎基礎の区分

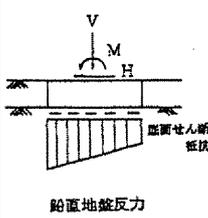
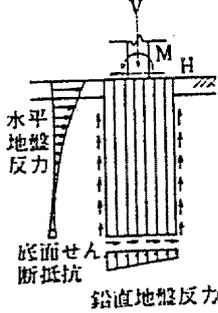
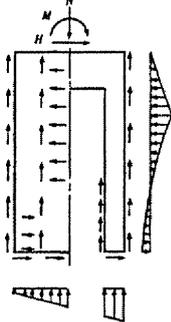
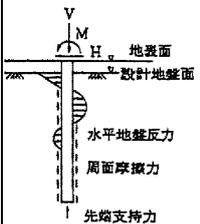
基礎形式	L <sub>e</sub> /B		
	0	1/2	1
直接基礎		←	
ケーソン基礎・地中連続壁基礎・柱状体深礎基礎			→

ここに、L<sub>e</sub>：基礎の有効根入れ深さ（m）

B：基礎の短辺幅（m）

- ④ ケーソン基礎・鋼管矢板基礎・地中連続壁基礎及び柱状体深礎基礎と杭基礎及び組杭深礎基礎の設計法区分は、基礎を1本の柱状体として取り扱うか、複数の柱部材をフーチングで結合したラーメンとして取り扱うかによるものとする。
- ⑤ 組杭深礎基礎設計法の対象は、 $L_e/B \geq 1$  が標準となる。
- ⑥ 各基礎の支持機構は表-3.7.4のとおりである。

表-3.7.4 基礎の支持機構

	直接基礎	ケーソン基礎	鋼管矢板基礎	深礎基礎	地中連続壁基礎	杭基礎
支持機構						

- ⑧ レベル2地震動を考慮する設計状況におけるその照査の基本的な考え方は「道示V耐震設計編」により、各基礎形式における限界状態や応答値の計算方法については道示IV8.2による。表-3.7.5に、各基礎形式における設計計算モデル及び限界状態を示す。

表-3.7.5 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	降伏及びその目安	塑性率の制限値	変位の制限値
基本方針	地盤抵抗及び基礎本体の塑性化、必要に応じて基礎の浮上りを考慮する。	基礎全体系として、可逆性を確保する。	橋としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷に留める。	
基礎形式	<p>杭基礎</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造</li> <li>杭の軸方向及び軸直角方向の抵抗特性は、バイリニア型</li> <li>杭体の M~φ 関係は、バイリニア型又はトリリニア型</li> </ul>	<p>上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。</p> <p>[目安]</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>全ての杭で、杭体が塑性化する。</li> <li>1列の杭の杭頭反力が、押し込み支持力の上限値に達する。</li> </ul>	<p>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 SD390 又は SD490 を用いた場合は2</p> <p>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</p>	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 を目安としてよい。
	<p>ケーソン基礎</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>基礎本体の M~φ 関係は線形（塑性化を許容する場合は、バイリニア型又はトリリニア型）</li> <li>6種類の地盤抵抗要素（バイリニア型）</li> </ul>	<p>上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。</p> <p>[目安]</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>基礎本体が塑性化する。</li> <li>基礎前面の60%が塑性化する。</li> <li>基礎底面の60%が浮上る。</li> </ul>	<p>橋脚基礎の場合は道示IV式(解 11.9.3)による。</p> <p>橋台基礎の場合は3が目安。</p>	
	<p>鋼管矢板基礎</p>	<p>上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。</p> <p>[目安]</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>1/4の鋼管矢板本体が塑性化する。</li> <li>1/4の鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達する。</li> <li>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。</li> </ul>	<p>橋脚基礎の場合は4、橋台基礎の場合は3が目安。</p>	
	<p>地中連続壁基礎</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	<p>橋脚基礎の場合は道示IV式(解 11.9.3)による。</p> <p>橋台基礎の場合は3。</p>	
	<p>深礎基礎</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>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。</li> </ul>	(基礎が降伏しない範囲に留める。)	

7.1.2 土質定数

基礎の設計に用いる土質定数は、架橋位置全体で総合的に設定するものとする。

解

地盤調査は、橋台、橋脚ごと、あるいは一定の間隔で行われ、調査地点ごとに異なったデータが得られるのが一般的であり、その土質定数にバラツキが生じることとなる。このような場合、全体的な地質構成を検討の上、一定区間および各層ごとにバランスの取れた土質定数を設定するものとする。

## 7.2 直接基礎

### 7.2.1 支持層の選定

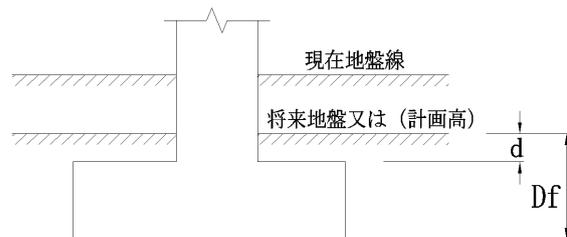
- (1) 直接基礎は原則として、良質な支持層に支持させるものとする。
- (2) 根入れ深さは、洗掘などによる河床低下、圧密沈下、地下埋設物、隣接構造物の影響、地下水位、施工性および経済性などを考慮し、総合的に決定するものとする。

**解**

(1) 直接基礎は、支持機構から考えて、側面摩擦によって鉛直荷重を分担支持することがほとんど期待できないことから、良質な支持層に支持させるものとする。

(2) 一般的に良質な支持層は、以下を目安とする。

- 1) 粘性土層は、砂層に比べて大きな支持力が期待できず、沈下量も大きい場合が多く、支持層とする際には十分な検討が必要であるが、およそ N 値 20 程度以上（一軸圧縮強度  $q_u=0.4\text{N/mm}^2$  程度以上）あれば良質な支持層と考えてよい。
- 2) 砂層および砂れき層は N 値が 30 程度以上あれば良質な支持層と考えてよい。ただし、砂れき層では、実際よりも大きめの N 値が得られることがあるので、支持層の決定には十分注意するものとする。
- 3) 根入れは、「第2編 2.7 橋台・橋脚の根入れ」によるか、一般的な根入れ深さは、図-3.7.1 のとおりとする。
- 4) 岩盤上にフーチングを施工する場合は、均しコンクリートを施工して設定した土質定数を著しく変えることのないように注意する。



- $D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ(m)
- $d$  : 通常の場合は最小 50cm を標準とする。

図-3.7.1 根入れ深さ

## 7.2.2 設計一般

- (1) 直接基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、
  - 1) 及び2) を満足しなければならない。
  - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。
  - 2) 鉛直荷重に対する支持、水平荷重及び転倒モーメントに対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。
- (2) (1) の照査を満足する直接基礎は、レベル2地震動を考慮する設計状況において、安定に関する限界状態1及び限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (3) 直接基礎の部材等の強度に関する照査では、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、道示IV7.7の規定を満足しなければならない。
- (4) 鉛直荷重は基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみ、水平荷重は基礎底面地盤のせん断抵抗力のみで抵抗させることを原則とする。ただし、水平荷重を基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との共同で分担させる場合には、両者の分担割合について十分検討しなければならない。
- (5) 直接基礎の形状寸法は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定並びに各部に発生する応力のほか、施工条件も考慮して定めなければならない。

解

解説は道示IV9.2～9.4による。

7.2.3 永続作用支配状況における基礎の変位の制限

- (1) 直接基礎が、永続作用支配状況において (2) から (4) を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。
- (2) 1) 支持層が粘性土地盤砂地盤又は砂れき地盤の場合には、基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が表-3.7.6 に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。

表-3.7.6 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m<sup>2</sup>)

(支持層が粘性土地盤、砂地盤又は砂れき地盤の場合)

地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値
粘性土	200
砂	400
砂れき	700

- 2) 支持層が岩盤の場合には、基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が表-3.7.7 に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。

表-3.7.7 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m<sup>2</sup>)

(支持層が岩盤の場合)

岩盤の種類		鉛直地盤反力度の制限値
硬岩	亀裂が少ない	2,500
	亀裂が多い	1,000
軟岩		600

- (3) 1) 基礎底面に生じるせん断地盤反力が、式(3.1)により算出される基礎底面のせん断地盤反力の制限値を超えない。

$$H_{dp} = \lambda_b H_v \dots \dots \dots (3.1)$$

ここに、

$H_{dp}$  : 基礎の変位を抑制するための基礎底面のせん断地盤反力の制限値 (kN)

$\lambda_b$  : 水平変位を抑制するための係数で、0.65 とする。

$H_v$  : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 (kN) で、道示IV9.5.5(2)2)により求める。

- 2) 基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との共同で分担させる場合には、1)に加えて、基礎の根入れ部分に生じる水平反力が、式(3.2)により算出される地盤の水平反力の制限値を超えない。

$$P_{dp} = \lambda_{ed} P_p \dots \dots \dots (3.2)$$

ここに、

$P_p$  : 基礎の変位を抑制するための根入れ部分の地盤の水平反力の制限値 (kN)

$\lambda_{ed}$  : 水平変位を抑制するための係数で、0.65 とする。

$P_p$  : 根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値 (kN) で、

道示IV9.5.5(3)2)に従って設定する。

- (4) 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 1/6 を超えない。

**解**

解説は道示IV9.5.1による。

7.2.4 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における鉛直荷重に対する支持の限界状態 1

- (1) 粘性土地盤、砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする直接基礎が(2)を満足する場合、岩盤を支持層とする直接基礎が(3)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 1) 基礎底面に作用する合力が、基礎底面地盤の支持力の制限値を超えない。  
 2) 基礎底面に作用する合力は、式 (3.3) により算出する。

$$F_r = \frac{V}{1 - \left( \frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} \dots\dots\dots (3.3)$$

$$v = \frac{V}{Q_u}, \quad h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u}, \quad m = \frac{M}{0.48BQ_u}$$

ここに、

- $F_r$  : 基礎底面に作用する合力 (kN)  
 $H_u$  : 基礎底面と地盤との間に働く最大せん断抵抗力の特性値 (kN)で、道示IV9.5.5(3)2)により求める。  
 ただし、基礎底面に突起をつける場合でも、突起の影響を考慮せずに求める。  
 $Q_u$  : 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値 (kN) で、5)により求める。  
 $V, H, M$  : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN), 水平力 (kN) 及び転倒モーメント (kN・m)  
 $B$  : 水平力の作用方向の基礎幅 (m)

- 3) 基礎底面に作用する合力は、式 (3.4) により算出する。

$$Q_{yd} = \xi_1 \Phi_r Q_y \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに、

- $Q_{yd}$  : 基礎底面地盤の支持力の制限値 (kN)  
 $\xi_1$  : 調査・解析係数で、表-3.7.8 に示す値とする。  
 $\Phi_r$  : 抵抗係数で、表-3.7.8 に示す値とする。  
 $Q_y$  : 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値 (kN) で、4)に従って定める。

表-3.7.8 調査・解析係数及び抵抗係数

$\xi_1$	$\Phi_r$
0.90	0.90

- 4) i) 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ及び沈下量等を考慮して、基礎の応答が可逆性を有する範囲で設定しなければならない。  
 ii) 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値を 5)に従って定めた基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値の 0.65 倍とする場合には、i)を満足するとみなしてよい。

- 5) i) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ及び沈下量等を考慮して定めなければならない。  
 ii) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値を iii) 又は iv) により算出する場合には i) を満足するとみなしてよい。  
 iii) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値を式(3.5)により算出する。

$$Q_u = A \{ \alpha \kappa c N_c S_c \zeta_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B N_\gamma S_\gamma \} \dots (3.5)$$

ここに、

- $Q_u$  : 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値 (kN)
- $A$  : 基礎の底面積 (m<sup>2</sup>)
- $c$  : 粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $q$  : 上載荷重の特性値 (kN/m<sup>2</sup>) で、 $q = \gamma_2 D_f$
- $\gamma_1, \gamma_2$  : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)、ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。
- $B$  : 基礎幅 (m)
- $\alpha, \beta$  : 基礎の形状係数で表-3.7.9による。
- $\kappa$  : 支持層への根入れ効果に関する割増係数
- $D_f$  : 上載荷重として考慮する基礎の根入れ深さ (m)
- $N_c, N_q, N_\gamma$  : 図-3.7.2 に示される帯基礎の支持力係数
- $\zeta_c$  : 地盤の種類の違いを考慮する係数で、支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には 1.00、粘性土地盤の場合には 0.55 とする。
- $S_c, S_q, S_\gamma$  : 支持力係数の寸法効果による補正係数で  $S_c = (c^*)^\lambda$ ,  $S_q = (q^*)^\nu$ ,  $S_\gamma = (B)^\mu$
- $\lambda, \nu, \mu$  : 寸法効果の程度を表す係数で、 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$  とする。
- $c^*$  :  $c/c_0$ 、ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$  とする。
- $c_0$  : 10 (kN/m<sup>2</sup>) とする。
- $q^*$  :  $q/q_0$ 、ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$  とする。
- $q_0$  : 10 (kN/m<sup>2</sup>) とする。

表-3.7.9 形状係数

基礎底面の形状 形状係数	帯状	正方形、円形	長方形、楕円形、 小判型
$\alpha$	1.0	1.3	$1 + 0.3 (B/D)$
$\beta$	1.0	0.6	$1 - 0.4 (B/D)$

ここに、 $B, D$ : 基礎幅 (m)。ただし、 $B/D > 1$  の場合には、 $B/D = 1$  とする。

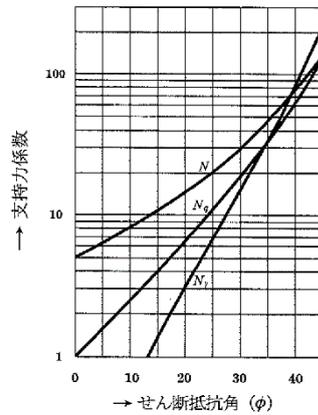


図-3.7.2 支持力係数

- iv) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値を平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力  $c$  及びせん断抵抗角  $\phi$  を用いて式(3.5)により算出する。
- (3) 基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が表-3.7.10 に示す制限値を超えない。

表-3.7.10 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値(kN/m<sup>2</sup>)  
(支持層が岩盤の場合)

岩盤の種類		鉛直地盤反力度の制限値
硬岩	亀裂が少ない	3,750
	亀裂が多い	1,500
軟岩		900

解

解説は道示IV9.5.2 による。

7.2.5 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における鉛直荷重に対する支持の限界状態3

直接基礎が、基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値を道示IV9.5.2(2)4)1i)に従って設定したうえで道示IV9.5.2の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態3を超えないとみなしてよい。

解

解説は道示IV9.5.3 による。

7.2.6 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における水平荷重に対する抵抗の限界状態 1

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

解

解説は道示IV9.5.4による。

7.2.7 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における水平荷重に対する抵抗の限界状態 3

- (1) 直接基礎が、(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との共同で分担させる場合には、(2)及び(3)を満足することにより、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 1) 基礎底面に生じるせん断地盤反力が、式(3.6)により算出される基礎底面のせん断地盤反力の制限値を超えない。

$$H_d = \xi_1 \xi_2 \Phi_U H_u \dots\dots\dots (3.6)$$

ここに、

- $H_d$  : 基礎底面のせん断地盤反力の制限値 (kN)
- $\xi_1$  : 調査・解析係数で、表-3.7.11 に示す値とする。
- $\xi_2$  : 部材・構造係数で、表-3.7.11 に示す値とする。
- $\Phi_U$  : 抵抗係数で、表-3.7.11 に示す値とする。
- $H_u$  : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 (kN) で、2)により求める。

表-3.7.11 調査・解析係数及び部材・構造係数と抵抗係数の積

$\xi_1$	$\xi_2$ と $\Phi_U$ の積
0.90	0.95

- 2) 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値は、適切な地盤調査等を行ったうえで、基礎の形状、寸法及び変位等を考慮して設定しなければならない。
- 3) 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値を式(3.7)により算出する場合には2)を満足するとみなしてよい。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \dots\dots\dots (3.7)$$

ここに、

- $H_u$  : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 (kN)
- $c_B$  : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\phi_B$  : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)
- $A_e$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)
- $V$  : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)。ただし、浮力を差引いた値とする。

なお、道示IV15.6.2の規定に従って底面を処理した場合には、摩擦角および付着力として、表-3.7.12に示す値としてよい。

表-3.7.12 摩擦角と付着力

条件	摩擦角 $\phi_B$ (摩擦係数 $\tan \phi_B$ )	付着力 $c_B$
土とコンクリート	$\phi_B = 2\phi / 3$	$c_B = 0$
土とコンクリートの間に 栗石又は碎石を敷く場合	$\tan \phi_B = 0.6$ 又は $\phi_B = \phi$ 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, 又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$c_B = c$

ここに,  $\phi$ : 支持地盤のせん断抵抗角(°),  $c$ : 支持地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

4) せん断抵抗力を増加させるために基礎底面に突起を設ける場合には、突起を支持層に十分貫入させ、かつ、所要の強度及び剛性を有する構造としたうえで、突起の先端位置で基礎底面と平行する面に対してせん断抵抗力の制限値を求める。

(3) 1) 基礎の根入れ部分に生じる水平反力が、式(3.8)により算出される地盤の水平反力の制限値を超えない。

$$P_d = \xi_1 \xi_2 \Phi_U P_p \dots\dots\dots (3.8)$$

ここに、

$P_d$ : 根入れ部分の地盤の水平反力の制限値 (kN)

$\xi_1$ : 調査・解析係数で、表-3.7.13 に示す値とする。

$\xi_2$ : 部材・構造係数で、表-3.7.13 に示す値とする。

$\Phi_U$ : 抵抗係数で、表-3.7.13 に示す値とする。

$P_p$ : 根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値 (kN) で、2)に従って設定する。

表-3.7.13 調査・解析係数及び部材・構造係数と抵抗係数の積

$\xi_1$	$\xi_2$ と $\Phi_U$ の積
0.90	1.00

2) 根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値は、適切な地盤調査等を行ったうえで、基礎の形状、寸法及び変位等を考慮して設定しなければならない。

3) 根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値として地盤の受働土圧を用いて、道示IV8.7の規定により算出する場合には、2)を満足するとみなしてよい。

**解**

解説は道示IV9.5.5による。

7.2.8 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1

- (1) 直接基礎が、(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、転倒モーメントに対する抵抗の限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) 転倒モーメントに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。

解

解説は道示IV9.5.6による。

7.2.9 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における転倒モーメントに対する抵抗の限界状態2

直接基礎が、道示IV9.5.6の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、転倒モーメントに対する抵抗の限界状態3を超えないとみなしてよい。

解

解説は道示IV9.5.7による。

7.2.10 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、岩盤の傾斜、節理、亀裂などを十分調査のうえ設計を行なうものとする。
- (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、置換え基礎を用いるものとする。
- (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軸方向押込み力の制限値は、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出するものとする。

解

(1) (2) 斜面上の直接基礎とは、基礎地盤が  $10^\circ$  以上傾斜した箇所における段差なしフーチング基礎と段切り基礎をいい、段切り基礎は段差フーチング基礎と置換え基礎に分類される (図-3.7.3)。なお、詳細な設計手法は最新の知見による。

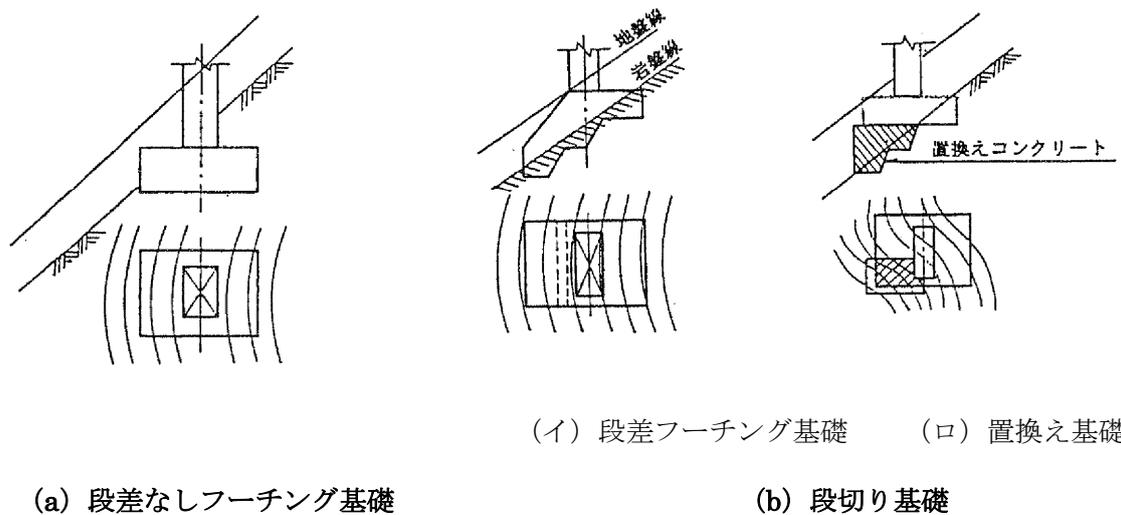


図-3.7.3 斜面上の直接基礎

(3) 段切り基礎のうち、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。

- 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 (6.0m 以下)、段差方向は1方向のみとする (図-3.7.4)。

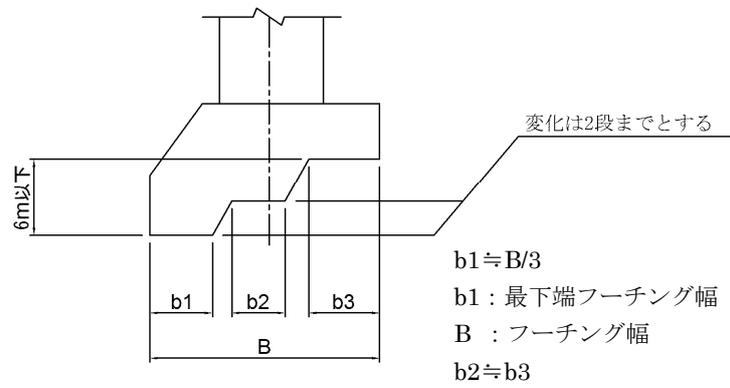


図-3.7.4 段差フーチング基礎の形状寸法例

### 7.3 杭基礎

#### 7.3.1 杭配列

(2) 通常、杭は最小2列以上の配列とし、最小杭本数を4本とするのが望ましい。  
水平力によって杭本数が定まる場合は、斜杭の検討を行なうものとする。

**解**

- (1) 杭は不等沈下をさけるため、できるだけ均等な荷重を受けるように配置するものとし、杭の最小本数は4本とするのが望ましい。
- (2) 斜杭を用いる場合は、以下の点に留意するものとする。
- 1) 斜杭は原則として、複数列の直杭と組合せて用いるものとする。
  - 2) 斜杭の傾斜角は原則として10°とする。
  - 3) 場所打ち杭は斜杭として使用しないものとする。
  - 4) 斜杭の場合、既製コンクリート杭は原則として継手なしとし、鋼管杭も現場継手1箇所程度におさえるものとする。
  - 5) 斜め橋台(75°未満)においては、常時不均衡な杭反力を有することから、斜杭は用いない。
  - 6) 圧密沈下を生じる地盤においては、圧密沈下により斜杭自体に荷重が作用し、これにより曲げを生じることから斜杭は用いないものとする。

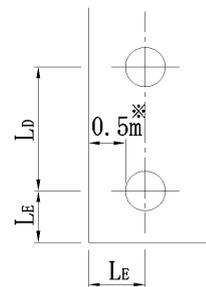
#### 7.3.2 杭の最小中心間隔

杭の最小中心間隔およびフーチング縁端距離は、表-3.7.14のとおりとする。

表-3.7.14 杭の最小中心間隔およびフーチング縁端距離

杭の種類	最小中心間隔(L <sub>D</sub> )	杭中心からフーチング縁端までの距離(L <sub>E</sub> )
既製杭	2.5D	1.0D
鋼管ソイルセメント杭	2.5D (D:ソイルセメント杭径)	1.0D (D:鋼管径)
回転杭 (D <sub>p</sub> :杭径) (D <sub>w</sub> :羽根外径)	2.5D <sub>p</sub> (D <sub>w</sub> =1.5D <sub>p</sub> ) 3.0D <sub>p</sub> (D <sub>w</sub> =2.0D <sub>p</sub> )	1.0D <sub>p</sub>
場所打ち杭	2.5D	1.0D
深礎杭	2.0D	1.0D※

ここに、D:杭径(m)



解

斜面上の深礎杭縁端（外周面）からフーチング縁端までの距離は、構造物掘削量を少なくすること、および経済性等を考慮して杭とフーチング縁端までの距離を縮小してよい。ただし、この場合で設計する際、7.3.6 に示す杭とフーチングの接合部の照査を行なった上で縁端距離を決定すること。

## 7.3.3 基礎の変位の制限

(1) 杭の変位の制限は、「道示IV 10.5.1」によるものとする。

解

(1) 杭基礎が、永続作用支配状況において、以下の1) から3) を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。

- 1) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向押込み力が杭の軸方向押込み力の制限値を超えない
- 2) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向引抜き力が杭の軸方向押込み力の制限値を超えない
- 3) 全ての杭において、杭の水平変位が表 3.7.15 に示す制限値を超えない

表 3.7.15 水平変位の制限値

	水平変位の制限値	備考
橋脚基礎	杭径の 1%	最小値は 15mm 最大値は 50mm
橋台基礎	15mm	

## 7.3.4 杭の軸方向押し込み力に対する支持の限界状態・軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態

- (1) 杭の軸方向押し込み力に対する支持の限界状態は、「道示IV 10.5.2」「道示IV10.5.3」によるものとする。
- (2) 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態は、「道示IV 10.5.4」「道示IV10.5.5」によるものとする。

## 解

- (1) 杭の軸方向押し込み力に対する支持は、杭長が長く杭周面摩擦力が期待できる場合は極端に大きくなることもあり、また打込み杭であまり大きな支持力をとると施工時における中間層の打ち抜きの可否、杭の損傷、支持力の発現などの問題も発生することから、極端な支持力が出た場合は次の事項に留意するものとする。
- 1) 中間層の地質調査の信頼性
  - 2) 打込み時の施工の妥当性
  - 3) 各部構造の照査、杭種、杭径および配列の妥当性
- (2) 支持層が軟岩の場合の極限支持力度は、次のとおりとする。
- 1) 打込み鋼管杭については、道示IV参考資料「5.軟岩を支持層とする打込み鋼管杭の軸方向押し込み力の推定方法（案）」によるものとする。
  - 2) 場所打ち杭については、一軸圧縮強度（2000～3000 kN/m<sup>2</sup>程度まで）の3倍程度を目安（上限値を5,000kN/m<sup>2</sup>）とするが、現場の状況、コアの性状、岩石試験などからその強度が明らかに期待できると判断される場合は、その試験結果をふまえ適切に定めるものとする。
- (3) 地震の影響を考慮しない荷重状態においては、引抜き力が生じないよう杭配置するものとするが、やむを得ず引抜き力が生じる場合は、その引抜き力は杭の有効重量以下とするものとする。
- ただし、不静定構造物で温度変化の影響が大きいなど、特殊な場合はこれによらなくてもよいものとする。
- (4) 杭周面に働く周面摩擦力に関して、回転杭工法の場合には「フーチング下面から支持層上面までの範囲」と「鋼管の先端から羽根外径分だけ上方の位置」までのいずれか浅い方とする。また、場所打ち杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法の場合には、杭の先端から杭径分だけ上方の位置までを押し込みに対して周面摩擦力を考慮する範囲とする。

7.3.5 杭のバネ定数

- (1) 杭の軸方向バネ定数  $K_V$  は、「道示IV10.6.3」によるものとする。  
 (2) 杭の軸直角方向バネ定数  $K_1 \sim K_4$  は、「道示IV10.6.2」によるものとする。

**解**

杭の軸方向ばね定数  $K_V$  は、H29 道示改定に伴い、杭先端バネの影響を考慮した式に見直されたため、根入れ比の小さい杭でも適用可能となった。ただし、摩擦杭は従来と同じ式を適用となる。

7.3.6 水平荷重に対する抵抗の限界状態

- (1) 水平荷重に対する抵抗の限界状態は、「道示IV 10.5.6」「道示IV10.5.7」によるものとする。

**解**

- (1) 杭の水平変位の制限値は、橋脚基礎の場合、式 3.7.1 により算出する。

$$d_d = \xi_1 \Phi_Y d_y \cdots \cdots \cdots \text{式 3.7.1}$$

ここに、

$d_d$  : 橋脚基礎の杭の水平変位の制限値 (mm) で  $15 \leq d_d \leq 50$  とする。

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_Y$  : 抵抗係数

$d_y$  : 地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値 (mm)

ただし、永続的な偏土圧を受けるような橋脚は、橋台基礎と同様とする。

- (2) 杭の水平変位の制限値は、橋脚基礎の場合、杭径の 1% で  $15 \leq d_d \leq 50$  とする。ただし、鋼管ソイルセメント杭における杭の水平変位の制限値は、ソイルセメント柱径の 1% で  $15 \leq d_d \leq 50$  とする。

7.3.7 杭とフーチングの結合部

杭とフーチングの結合は、原則として道示IV10.8.7によるものとする。

解

- (1) 杭とフーチングの結合方法は、従来〔方法B〕と呼ばれていた接合方法がある。なお、従来示していた「方法A」（フーチングの中に杭を一定長さだけ埋込む方法）については、近年ほとんど使用されていないことから削除した。
- (2) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭頭部の補強は、施工品質の確保が可能な中詰め補強鉄筋を用いた鉄筋かご方式による。施工品質の確保が困難な溶接による補強は用いないこととし、SD345の中詰め補強鉄筋では配置が困難な場合には、SD390やSD490を用いる。ただし、この場合のコンクリートの設計基準強度は30N/mm<sup>2</sup>とする。

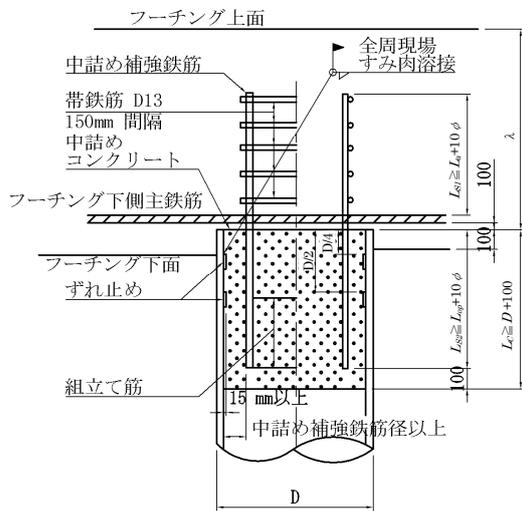


図-3.7.5 鋼管杭の接合方法

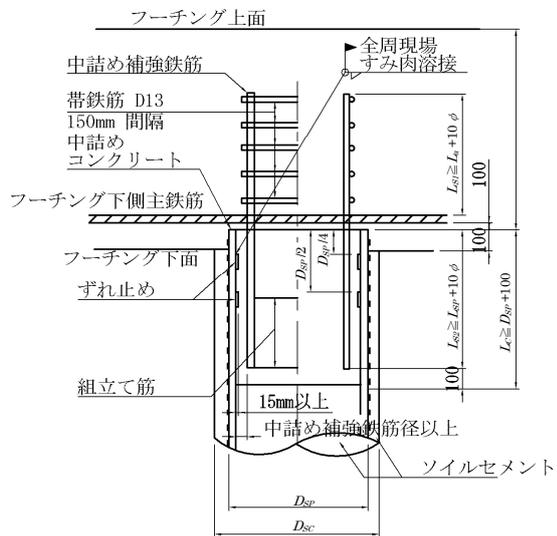


図-3.7.6 鋼管ソイルセメント杭の接合方法

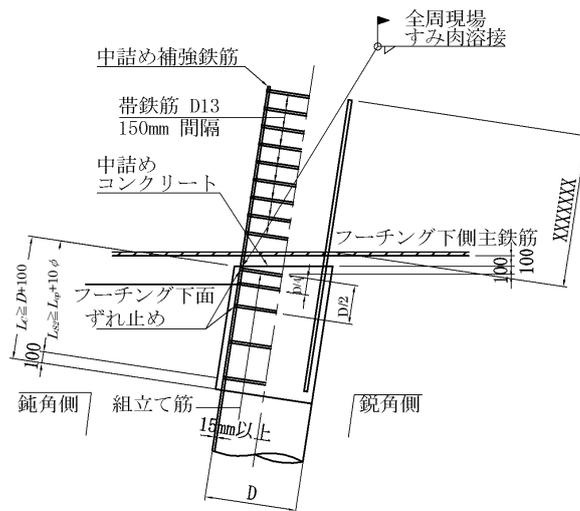


図-3.7.7 鋼管杭を斜杭として用いるときの接合方法

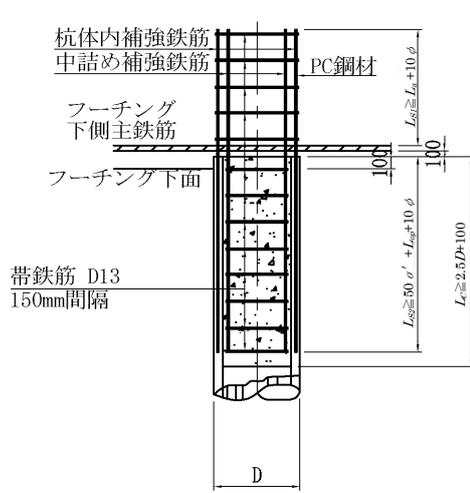


図-3.7.8 PHC 杭の接合方法

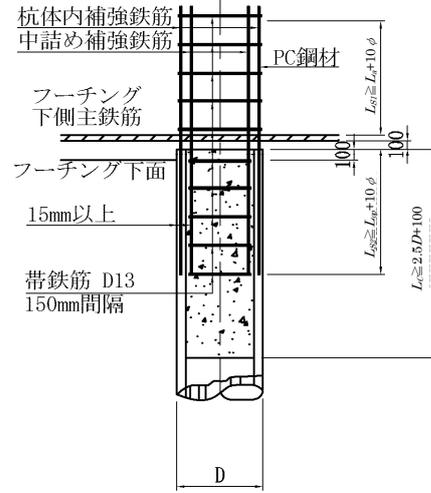


図-3.7.9 SC 杭の接合方法

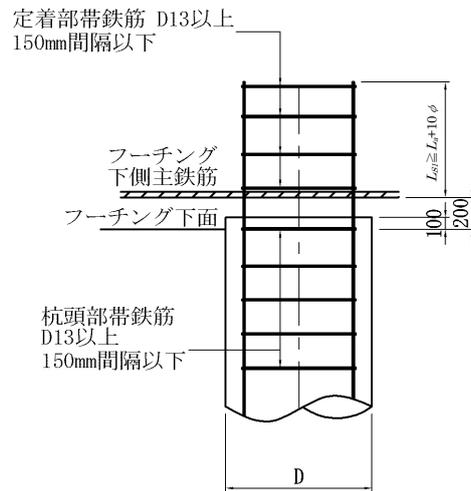


図-3.7.10 場所打ち杭の接合方法

- (3) 杭とフーチングの結合部の計算方法は、「杭基礎設計便覧 5.3 杭とフーチングの接合部の設計」によるものとする。
- (4) 鋼管杭における中埋コンクリートのずれ止めの現場溶接は、その施工性を考慮し、ずれ止め上側一面の全周すみ肉溶接とする。この場合溶接サイズ（脚長）はずれ止めに作用するせん断の大きさを考慮し、ずれ止めの厚さと等しくするものとする。
- ただし、工場溶接の場合は、溶接サイズ（脚長）を現場溶接の80%としてよいものとする。

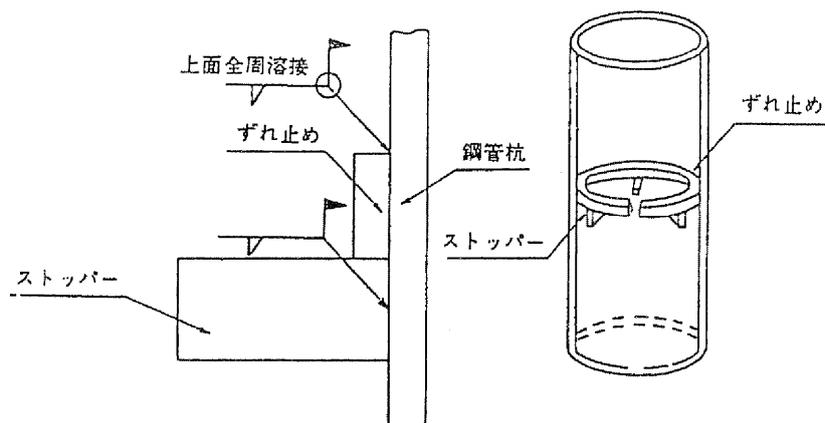


図-3.7.11 ずれ止めの取付構造

7.3.8 鋼管杭

(1) 杭径と使用する板厚の範囲は原則として表-3.7.16のとおりとする。

表-3.7.16 杭径と板厚の範囲

杭 径 (mm)	板厚の範囲 (mm)
600	9、12、14、16
800	9、12、14、16
1,000	12、14、16、19

(2) 杭の断面変化は表-3.7.17によるものとする。

表-3.7.17 杭の断面変化位置

		鋼管杭
第1断面変化	断面変化後の杭諸元	1/2M <sub>max</sub> に対して満足する諸元 ただし、杭頭部の肉厚との差は最大7mmまで
	断面変化の決定方法	①、②のうち深い位置 ① 1/2M <sub>max</sub> 位置 ② 1.2l <sub>mF</sub> 位置
第2断面変化	断面変化後の杭諸元	最小肉厚 t <sub>min</sub>
	断面変化の決定方法	t <sub>min</sub> にて応力度を満足する位置

M<sub>max</sub> : 最大曲げモーメント (kN・m)

l<sub>mF</sub> : 地中部最大曲げモーメントの深さ (m)

(3) 杭の継手は原則として図-3.7.12 のように、板厚および材質が異なるときは工場継手とし、同厚で同材質の場合は現場継手とする。

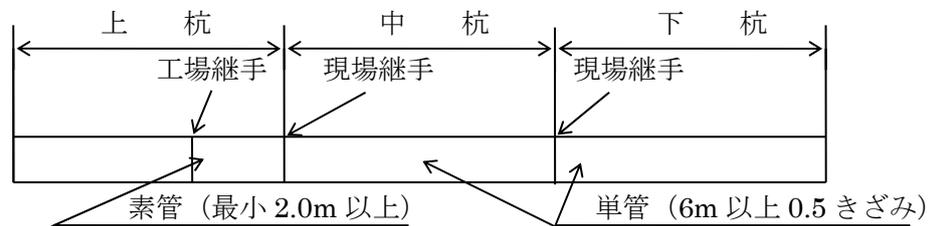


図-3.7.12 杭の継手位置

(4) 杭の腐食代

腐食代は塩害・電食などの特殊な場合を除き、一般には 1mm として設計を行うものとする。

**解**

(1) 鋼管杭は、管の直径に比べ板厚が薄いことから、施工中の過大な打撃力あるいは偏心打撃による局部的損傷、杭保管時および重機などを使用してハンドリング中の変形を考慮し、杭径に対する板厚を規定したものである。

(2) 鋼管杭の極端な断面変化は応力集中が生じることから、この影響を考慮して板厚変化の最大値は 7mm とする。

(3) 設計計算上、板厚変化が 7mm 以内で対応が可能な場合には、工場継手は原則して 1 箇所とする。

単管の長さは 6m 以上 12m 以下 0.5m きざみとする。

現場継手の構造は図-3.7.13～図-3.7.15 とする。

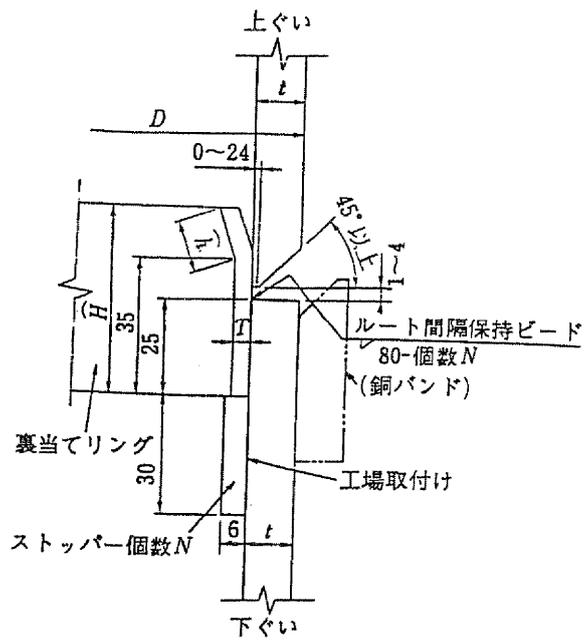


図-3.7.13 現場継手の形状

表-3.7.18 銅バンドの寸法

外径 D(mm)	厚さ(mm)	幅(mm)
609.6 以下	10	50
609.6 超 1,016 以下	12	50
1,016 超	12	75

表-3.7.19 裏当てリングの厚さおよび高さ

外径 D(mm)	T(mm)	$\hat{H}$ (mm)	$\hat{h}$ (mm)
1016 以下	4.5	50	$\hat{H} = 50$ の場合 15
1016 を 超えるもの	6.0	70, 50 (注)	$\hat{H} = 70$ の場合 35

表-3.7.20 ストッパー個数

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

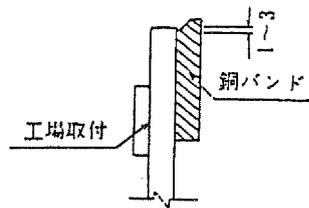
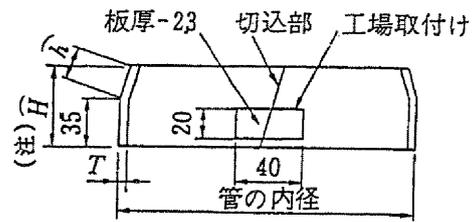


図-3.7.14 銅バンドの形状



(注) 杭外径 1016mm 以下は 50mm、杭外径 1016mm を越えるものは 70mm を使用する。ただし、中掘り杭工法の場合には杭径にかかわらず 50mm を使用する。

図-3.7.15 裏当てリングの形状

[出典：鋼管杭—その設計と施工—鋼管杭協会]

7.3.9 PHC 杭

- (1) 杭径は、原則として、400mm、450mm、500mm、600mm とする。  
 (2) 杭径と使用する種別の断面性能は、表-3.7.21 のとおりとする。

表-3.7.21 PHC 杭の断面性能

外 径 D (mm)	厚 さ t (mm)	長 さ L (m)	種 類	有 効 プレストレス $\sigma_{ce}$ (N/mm <sup>2</sup> )	断 面 積		換算断面二次 モーメント $I_e$ (mm <sup>4</sup> )	換 算 断 面 係 数 $Z_e$ (mm <sup>3</sup> )
					コンクリート $A_c$ (mm <sup>2</sup> )	換 算 $A_e$ (mm <sup>2</sup> )		
400	65	7~15	A	4	$684 \times 10^2$	$699 \times 10^2$	$1,017 \times 10^6$	$5,087 \times 10^3$
			B	8		$710 \times 10^2$	$1,032 \times 10^6$	$5,158 \times 10^3$
			C	10		$720 \times 10^2$	$1,046 \times 10^6$	$5,231 \times 10^3$
450	70	7~15	A	4	$836 \times 10^2$	$854 \times 10^2$	$1,592 \times 10^6$	$7,075 \times 10^3$
			B	8		$872 \times 10^2$	$1,624 \times 10^6$	$7,219 \times 10^3$
			C	10		$880 \times 10^2$	$1,639 \times 10^6$	$7,284 \times 10^3$
500	80	7~15	A	4	$1,056 \times 10^2$	$1,076 \times 10^2$	$2,459 \times 10^6$	$9,837 \times 10^3$
			B	8		$1,097 \times 10^2$	$2,507 \times 10^6$	$10,030 \times 10^3$
			C	10		$1,112 \times 10^2$	$2,541 \times 10^6$	$10,170 \times 10^3$
600	90	7~15	A	4	$1,442 \times 10^2$	$1,470 \times 10^2$	$4,928 \times 10^6$	$16,430 \times 10^3$
			B	8		$1,498 \times 10^2$	$5,025 \times 10^6$	$16,750 \times 10^3$
			C	10		$1,517 \times 10^2$	$5,089 \times 10^6$	$16,960 \times 10^3$

[出典：杭基礎設計便覧Ⅰ．総論 6-2 による]

(3) 杭の断面変化は、表-3.7.22 に示す方法によるものとする。

表-3.7.22 杭の断面変化位置

		PHC 杭
第1断面変化	断面変化後の杭諸元	$1/2M_{max}$ に対して満足する諸元
	断面変化の決定方法	①、②のうち深い位置 ① $1/2M_{max}$ 位置 ② $1.2l_{mF}$ 位置
第2断面変化	断面変化後の杭諸元	A種のPHC杭
	断面変化の決定方法	A種のPHC杭にて応力度を満足する位置

$M_{max}$  : 最大曲げモーメント (kN・m)

$l_{mF}$  : 地中部最大曲げモーメントの深さ (m)

PHC杭の単体長は、通常7~15mの1m間隔であり、断面変化位置もこれにしたがって、決定しなければならない。

**解**

(2) 杭頭をカットオフする場合は、カットオフした位置から  $50\phi$  ( $\phi$ : PC鋼材の径) の範囲は、プレストレスの損失を考慮して、鉄筋コンクリート断面として計算する。

7.3.10 場所打ち杭

(1) 杭 径

設計径は公称径とし、下表の径を用いることを原則とする。

表-3.7.23 場所打ち杭の設計径

工 法	設 計 径
オールケーシング工法	・杭径は、1.0m, 1.2m, 1.5m, 2.0m
リバース工法	〔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 5 cm 減じた値とする。〕
アースドリル工法	

(2) 鉄筋のかぶり

設計径の外周から帯鉄筋までの純かぶりを 120 mm 以上 とする。

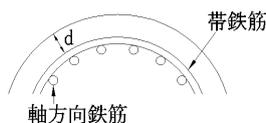


図-3.7.16 鉄筋のかぶり

(3) 軸方向鉄筋（主鉄筋）の配置

表-3.7.24 軸方向鉄筋の配置

項 目	最 大	最 小
鉄 筋 量	6%	0.4%
鉄 筋 径	D35 程度	D22
鉄筋間隔	300mm	鉄筋径の 2 倍、または粗骨材最大寸法の 2 倍の大きい方
鉄 筋 長	12.0 m	3.0 m
本 数	—	6 本

- 1) 主鉄筋は、原則として異形鉄筋を使用する。
  - 2) 配筋は、一段配筋とする。
  - 3) 鉄筋の継手は、重ね継手を原則とする。
- (4) 軸方向鉄筋（主鉄筋）の断面変化

表-3.7.19 杭の断面変化位置

		場所打ち杭
第1断面変化	断面変化後の杭諸元	杭頭部の軸方向鉄筋量 $A_s$ の 1/2 ( $1/2A_s$ )
	断面変化の決定方法	①から③のうち最も深い位置 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 ( $1.2l_{mf}$ 位置) ③ $1/2A_s$ にて応力度照査を満足する位置
第2断面変化	断面変化後の杭諸元	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 $A_{Smin}$
	断面変化の決定方法	$A_{Smin}$ にて応力度を満足する位置

- $M_{max}$  : 最大曲げモーメント (kN・m)  
 $l_{mf}$  : 地中部最大曲げモーメントの深さ (m)  
 $A_s$  : 杭頭部の軸方向鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)  
 $A_{Smin}$  : 最小軸方向鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

## 3) 杭軸方向鉄筋の継手長

鉄筋の継手長は、 $L_0 (= 41.67\phi)$ 以上とする。(ただし、材料強度が異なるときは計算により求める。)

表-3.7.26 軸方向鉄筋の継手長

コンクリート基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )		24.0
付 着 強 度 (N/mm <sup>2</sup> )		1.20
SD345 (200 N/mm <sup>2</sup> )	$L_{o2}$	41.67 $\phi$

## 4) フーチングへの定着長

補強鉄筋のフーチング内への定着長は、フーチング下側主鉄筋の中心位置から  $L_{of} + 10\phi$  ( $\phi$ は補強鉄筋の直径)を確保する。ここで、 $L_{of}$ はフーチングコンクリートの付着応力度の基本値を用いて道示Ⅲ式(5.2.1)から算定される定着長である。また、 $10\phi$ は、地震時の繰返し载荷の影響により鉄筋とコンクリートとの付着が切れ、補強鉄筋の定着が有効とならない範囲が生じることに配慮し、必要定着長に余裕を見込むため考慮する。

## 5) 断面変化を行う場合の鉄筋量は表-3.7.27を標準とする。

表-3.7.27 断面変化を行う場合の鉄筋量

断面変化数	第1断面	第2断面	第3断面
鉄筋量	$A_s$	計算上必要な量以上 但し、 $1/2A_s$ 以上	計算上必要な量以上 但し最小鉄筋量以上

(5) 帯鉄筋

1) 帯鉄筋の中心間隔

- ① 杭頭部（フーチング下面より、杭径の2倍の範囲）では、150 mm以下とする。
- ② ①の範囲以深については、標準的には300 mm以下とする。
- ③ 帯鉄筋の配置間隔は、125 mm以上が望ましい。

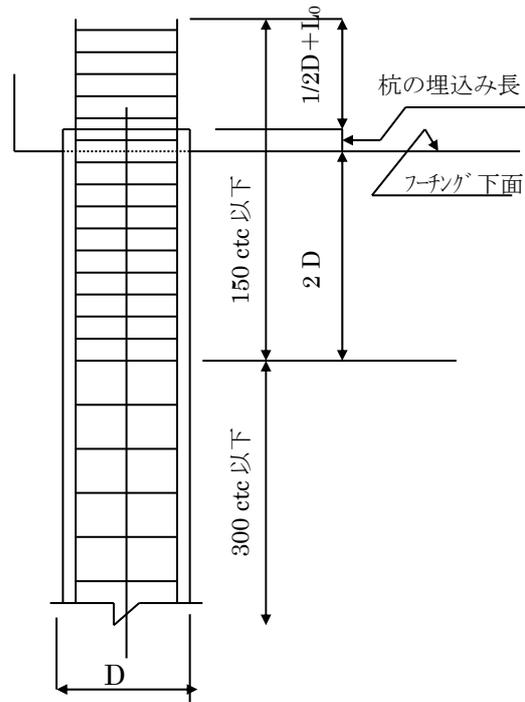
2) 帯鉄筋の量

- ① 杭頭部の帯鉄筋量は、側断面の0.2%以上とする。
- ② 側断面の0.2%以上を満足する杭径と帯鉄筋径は下表となる。

（間隔 150mm の場合の帯鉄筋径）

杭径(mm)	帯鉄筋径 (mm)
1000	D16
1200	D16
1500	D19
2000	D22

- ③ せん断照査は、行うものとする。



3) 帯鉄筋の継手長

- ① 帯鉄筋の継手を重ね継手とする場合は、その継手長は、帯鉄筋径の45φ以上とする。重ね継手とする場合、両端を半円形（あるいは鋭角）フック形状とする。
- ② 帯鉄筋は、なるべく一本の鉄筋とするのが望ましい。

4) 杭底部の鉄筋

杭底部には、井桁状に組んだ鉄筋を配置するものとする。

**解**

(1) ～ (3) 道示IV10.10.5 に準じた。

ただし、鉄筋長の最小；3.0 mは東・中・西日本高速道路設計要領 4-7-2 (3) 4) を参考にした。

(4) 軸方向鉄筋の断面変化

道示IV参考資料 9. 杭の断面変化位置の設定例に準じた。

フーチングへの杭埋込み長は道示IV10.8.7 に準じた。

(5) 帯鉄筋

1) 中心間隔は、道示IV10.10.5 (3) および解説 (3) 2) に準じた。

2) 側断面の 0.2%以上を満足する杭径と帯鉄筋径の組み合わせは、杭基礎設計便覧 (H27.3, 日本道路協会) 7-4 場所打ち杭を参考とした。

3) 帯鉄筋の継手長

① 重ね継手長を 45φ としたのは、鉄筋は SD345、水中コンクリートの設計強度を 24 N/mm<sup>2</sup>として、道示 I 式(5.2.1)より計算し、5φ ラウンドとして、45φ とした。(41.67φ → 45φ)

また、東・中・西日本高速道路設計要領 4-7-2 解説 (3) 6)が 45φ としているのも参考とした。

**【参考】重ね継手の例**

端部は鋭角フックとして、継手長は、45φ 以上とする。

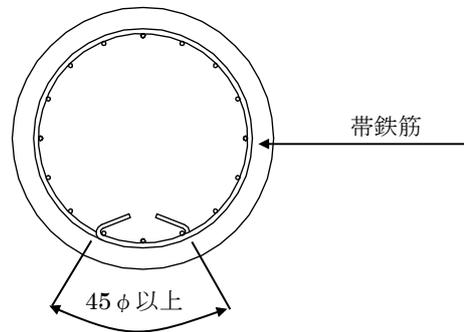


図-3.7.17 重ね継手の例

4) 道示IV15.8.7の解説(1)1)に準じた。

杭底部に井桁状に組んだ鉄筋を配置したのは、鉄筋かごの最下端には鉄筋自重により軸方向鉄筋が孔底に貫入するのを防ぐ目的である。

また、オールケーシング工法の場合は、ケーシングの引き抜きの際に起こる鉄筋かごの共上がりの防止にも効果がある。

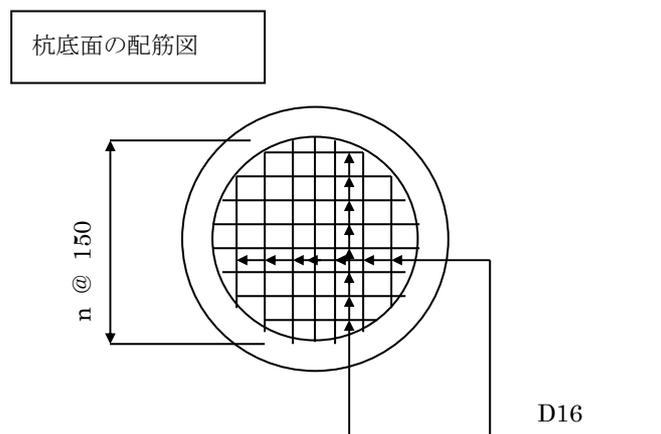


図-3.7.18 杭底面の配筋例

なお、鉄筋の組立てにおいて、従来、組立て上の形状保持や仮止めのため溶接が行なわれていることが多かったが、施工品質の確保が困難で鉄筋の断面減少などの欠陥が生じるおそれがあることから、溶接を用いてはならないこととした。

#### ※軟弱地盤における場所打ち杭オールケーシング工法について

軟弱地盤にオールケーシング工法で杭を構築する場合、コンクリート打込み時において、ケーシング引抜き後の孔壁に作用する外圧（土圧、上載圧など）と内圧（コンクリート側圧など）のバランスやコンクリートの充填性の不足などにより杭径が所定の径より細くなることがある。特にN値が1以下の軟弱な粘性土・有機シルトがある地盤では、十分な施工管理を実施したにも関わらず杭頭付近での杭の細りが生じた事例もあることから、オールケーシング工法以外の基礎工法の適用を検討する。

7.3.11 深 礎 杭

(1) 杭 径

杭径は、原則として以下のとおりとする。

表-3.7.28 深礎杭径

	杭 径
組杭深礎	2.0m以上
柱状体深礎	5.0m以上

設計径は、図-3.7.19 に示す土留め内側の基礎径とする。ただし、ライナープレートを用いる場合には安定計算に限りライナープレートの軸線に対する公称径を用いてよい。

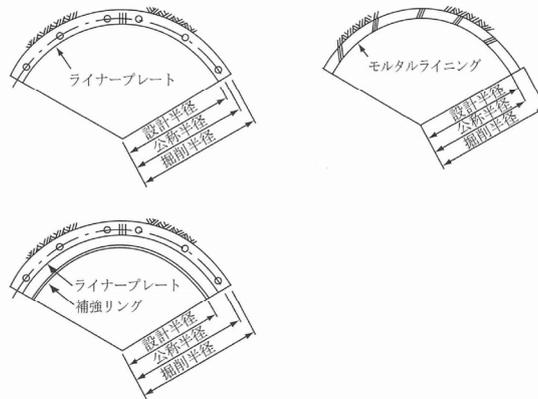


図-3.7.19 深礎基礎の設計径

(2) 斜面上に設けられる深礎杭の設計は、『道示IV 14 章 深礎基礎の設計』、および『斜面上の深礎基礎設計施工便覧 平成 24 年 4 月 社団法人 日本道路協会』によるものとする。

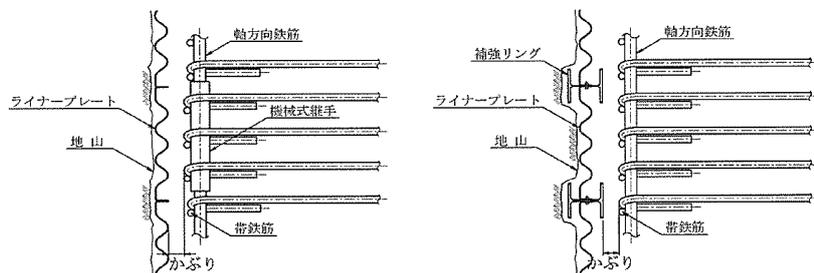
(3) 深礎杭の設計に用いる地盤定数は、できる限り原位置試験および室内試験より求めるのが望ましい。

(4) 鉄筋のかぶり

道示IV14.9の規定に基づき、設計径の外周から 70mm 以上確保する。ただし、次のような場合には留意しなければならない。

軸方向鉄筋の継手に機械式継手を用いた場合、最外縁にある帯鉄筋のかぶりを 70mm 以上確保する。

ライナープレートに補強リングを用いた場合、補強リングの内側で帯鉄筋のかぶりを 70mm 以上確保する。



(a)機械式継手の場合

(b)補強リングの場合

図-3.7.20 鉄筋のかぶり

(5) 軸方向鉄筋の配置

軸方向鉄筋は、表-3.7.29 を満足するよう配置しなければならない。

表-3.7.29 軸方向鉄筋

	最大	最小
鉄筋径	D51	D22
鉄筋間隔	300 mm 以下	鉄筋径の 2 倍、または粗骨材最大寸法の 2 倍の大きい方
鉄筋長	12 m	3.0 m

※ 配筋は、2 段配筋までを原則とする。

(6) 軸方向鉄筋の継手

作業の安全性に配慮し、原則として機械式継手を用いる。

(7) 帯鉄筋

1) 配置

帯鉄筋は、表-3.7.30 に示す最小鉄筋量を満足するよう配置しなければならない。

表-3.7.30 帯鉄筋

基礎の種別	最小鉄筋量	配置範囲
組杭深礎	帯鉄筋の直径は 13mm 以上 中心間隔は 300mm 以下	下記以外
	側断面積の 0.2%	フーチング下面から基礎径の 2 倍の範囲
柱状体深礎	軸方向鉄筋の 1/4	基礎本体全長

せん断補強鉄筋が必要な場合には、過度に外周部の帯鉄筋のみに依存することを避け、断面内部にせん断補強鉄筋として中間帯鉄筋を配置する。

2) 帯鉄筋の継手長

帯鉄筋の継手は重ね継手とし、その継手長は、帯鉄筋径の 40φ 以上とする。その端部は、半円形または鋭角フックとする。

3) 中間帯鉄筋

帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とし、軸方向鉄筋にフックをつけた 2 組の鉄筋を直径の 40 倍以上重ね合わせて配置する。また、施工性に配慮し、定着体を有する鉄筋の適用も可能であり、その場合は道示IV7.6(2)4) の規定に準じて鉄筋を配置する。

(8) 接合部について

1) 組杭深礎（フーチング）

一般的な杭基礎と同様、「杭基礎設計便覧 6. 杭とフーチングの結合法」に示される計算手法より、最外縁の深礎杭に対して鉛直および水平方向の押抜きせん断について検討を行なう。

軸方向鉄筋のフーチングへの定着は、同部がラーメン構造の節点部であることにも配慮し、図-3.7.21 に示すとおり杭径の 1/2+道示Ⅰ 式 (5.2.1) による定着長をフーチング下面から確保する。

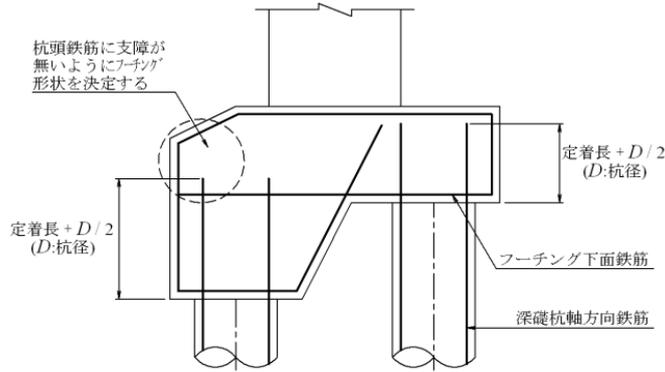


図-3.7.21 組杭深礎のフーチングへの定着

2) 柱状体深礎（躯体）

- ・ 躯体接合部の厚さについて以下の検討を行なう。

$$t = \max[L_1, L_2]$$

ここに

t : 躯体接合部の厚さ(mm)

L<sub>1</sub> : 躯体軸方向鉄筋の躯体接合部に対する定着長を確保するための必要厚さで、道示Ⅲ 式 (5.2.1) による鉄筋の定着長を確保できる厚さに躯体短辺方向長さの 1/2 を加えた長さ (mm)

L<sub>2</sub> : 基礎本体の軸方向鉄筋の躯体接合部に対する定着長を確保するための必要厚さで道示Ⅲ 式 (5.2.1) による鉄筋の定着長(mm)

- ・ 躯体接合部は、フーチングなどのように単体で部材設計により鉄筋が配置されないため、図-3.7.22 に示すような補強鉄筋を接合部上面および内部に配置する。なお、その補強鉄筋については、躯体軸方向鉄筋が D51ctc150-2 段 (SD345) 以下の場合においては、表-3.7.31 に示す鉄筋を配置すればよい。なお、上記より躯体軸方向鉄筋以上の配筋においては、FEM 解析等を用いて必要な鉄筋量を定める必要がある。

表-3.7.31 補強鉄筋量（躯体軸方向鉄筋が D51ctc150-2 段以下の場合）

	補強鉄筋量
接合部内部	躯体直下を除いた基礎本体の断面積の 0.2%
接合部上面	1m <sup>2</sup> あたり 500mm <sup>2</sup> (D16ctc300 程度)

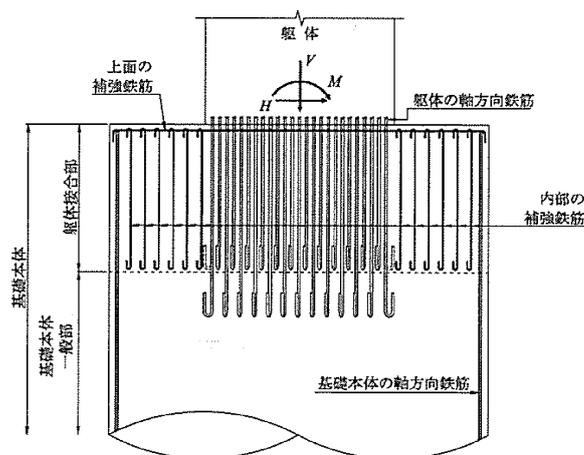


図-3.7.22 柱状体深礎の躯体接合部の構造例

- ・ 躯体軸方向鉄筋の定着部については、定着位置が一断面に集中しないよう高さ方向に千鳥状に配置し、その端部の高さ方向の間隔は1m程度以上離すものとする。
- ・ 躯体軸方向鉄筋の先端フックについては、従来、直角フックが用いられてきたが、打継部のコンクリートの充填性を考慮して半円形フックを用いるものとする。

(9) 土留構造の設計

- ① 深礎基礎の土留構造は、安全かつ確実に施工が行なえるように地盤の状態に応じて適切に選定する。
- ② 施工時の荷重に対して安全であるとともに、完成後には深礎基礎の支持機構が確実に発揮できるよう設計しなければならない。

**解**

(1) 組杭深礎の杭径は、山梨県の使用実績より、最小径を 2.0 m とした。なお、東・中・西日本高速道路株式会社では、使用実績等から最小径を 2.5m としている。

柱状体深礎の杭径は、道示IV14.4 (1) 1)より 5.0m 以上とした。

安定計算および断面計算は設計径を用いて行う。ライナープレートを設置する場合の設計径は、従来、公称径-50 mmとしていたが、道示IV14.4(1)1)より安定計算に限り、ライナープレートの軸線に対する径とする。

(2) 斜面上に設けられる深礎杭の設計方法

表記以外に、東・中・西日本高速道路株式会社設計要領にも設計方法が述べられているので、参考にするとよい。

(3) 地盤定数

深礎杭の設計に用いる地盤定数は、原位置で行う試験と室内試験より求めるのを基本とした。

試験結果を基として、他の機関で発表している類似の地盤についての資料も参考にし、設計に用いる地盤定数を適切に定める。

1) 変形係数の測定例

文献；『設計要領第二集 平成 28 年 8 月 東・中・西日本高速道路株式会社』

表-3.7.32 変形係数の測定例

(単位 kN/m<sup>2</sup>)

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
	C <sub>H</sub>	1,000,000~3,000,000	2,000,000	600,000~1,200,000	800,000
	C <sub>M</sub>	500,000~1,000,000	750,000	300,000~600,000	450,000
軟 岩	C <sub>L</sub>	100,000~500,000	300,000	150,000~300,000	200,000
	D	100,000 以下		5,000~150,000	10,000~100,000

\*は最小値を示す。

2) せん断定数の測定例

文献；『設計要領第二集 平成28年8月 東・中・西日本高速道路株式会社』

表-3.7.33 せん断定数の測定例

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 <sup>2</sup> )		φ (°)		c (kN/m <sup>2</sup> )		φ (°)
		範 囲	平均	範 囲	平均	範 囲	平均	代表値
硬 岩	B	2,250~2,750	2,500	40~50	45	1,500~2,500	1,500	45
	C <sub>H</sub>	1,750~2,250	2,000	35~45	40	1,000~2,000	1,000	40
	C <sub>M</sub>	750~1,750	1,500	35~45	40	500~1,000	500	40
軟 岩	C <sub>L</sub>	250~750	500	30~40	35	100~1,000	100	37
	D	100以下	0	20~30	25	0~500	0	30~35

3) 岩盤の設計用地盤定数の推定

東・中・西日本高速道路株式会社設計要領 2-2-4 に記載してある推定方法を、参考として示す。

① 換算 N 値の算出

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

② せん断定数の推定

表-3.7.34 せん断定数の推定

		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 <sup>2</sup> )	換算 N 値と 平均値の関係	15.2N <sup>0.327</sup>	25.3N <sup>0.334</sup>	16.2N <sup>0.606</sup>	
	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	Log の底は 10
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

注) 標準貫入試験の換算 N 値が 300 以下に適用する。

(4) 軸方向鉄筋のかぶりは、道示IV14.9 構造細目及び『斜面上の深礎基礎設計施工便覧 平成24年4月 社団法人 日本道路協会』(以降 深礎便覧) III 設計 4-1 鉄筋のかぶりに準じた。

(5) (6) 軸方向鉄筋に関しては、道示IV14.9 構造細目及び深礎便覧 III 設計 4-2 軸方向鉄

筋を準用した。

鉄筋長の、最大 12 m、最小 3 m は、場所打ち杭の規定に準じた。

(7) 帯鉄筋に関しては、道示IV14.9 構造細目及び深礎便覧Ⅲ 設計 4-3 せん断補強鉄筋を準用した。

(8) 接合部に関して、組杭深礎・柱状体深礎共に、道示IV14.7 部材及び接合部の設計および深礎便覧Ⅲ 設計 2-5 基礎各部材の照査を準用した。

(9) 道示IV14.10 土留構造の設計を準用した。なお、設計手法に関しては、深礎便覧Ⅲ 設計 5.土留構造の設計を参考にするとよい。

