

# 第5編 コンクリート橋

## 第1章 設計一般

### 1-1 適用の範囲

この編は、プレストレストコンクリート橋および鉄筋コンクリート橋の設計に関する標準的な事項について示すものである。

本編の対象とする橋梁は、一般的な規模あるいは形式の橋梁であり、大規模橋梁あるいは特殊な形式の橋梁については、別途考慮するものとする。

### 1-2 設計の基本

- (1) 設計にあたっては、上部構造形式の特性を十分に考慮するものとする。
- (2) 構造の各部はなるべく簡単にし、施工、構造的性、維持管理、景観などに配慮した設計を行うものとする。

### 1-3 斜 橋

#### 1-3-1 構造解析

- (1) 斜橋の断面力は、原則として格子構造理論により算出するものとする。
- (2) 斜角は原則として $60^\circ$ 以上とするが、構造的性からは $70^\circ$ 以上とするのが望ましい。

(1) 斜橋の断面力は、主げた横げたからなる格子構造とみなすことができるので、原則として格子構造理論により算出するものとする。

#### 1-3-2 主げたおよび横げたの配置

- (1) 主げたは、原則として支点部で等間隔となるよう配置するものとする。
- (2) 横げたは、支承線の方角、主げたの方角等を考慮して配置するものとする。

(2) 横げたは、主げたの横方向の剛性を高め、主げたのたわみ差やねじり変形による床版、支承などの構造に有害な影響をおよぼすのを防止する。この趣旨にしたがい、支点上のほか、1支間につき

1 箇所以上かつ15m以下を基本として、以下に示すように横げたを適切に配置するものとする。

- 1) 橋梁両端部の支承線が互いに平行の場合は、図5-1のように横げたは支承線に平行に配置するのが望ましい。
- 2) 支承線が平行でなく、かつ主げたも平行でない場合は、図5-2(a)のように横げたは斜角 $\theta$ の大きい方の支承線に平行に配置するのが望ましい。
- 3) 支承線が平行でなく、主げたが平行で、橋面形状が台形をなす場合は、図5-2(b)のように横げたは主げたに直角に配置するのが望ましい。

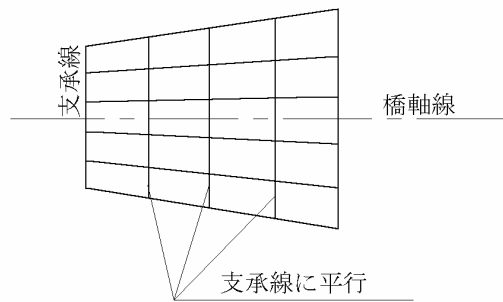
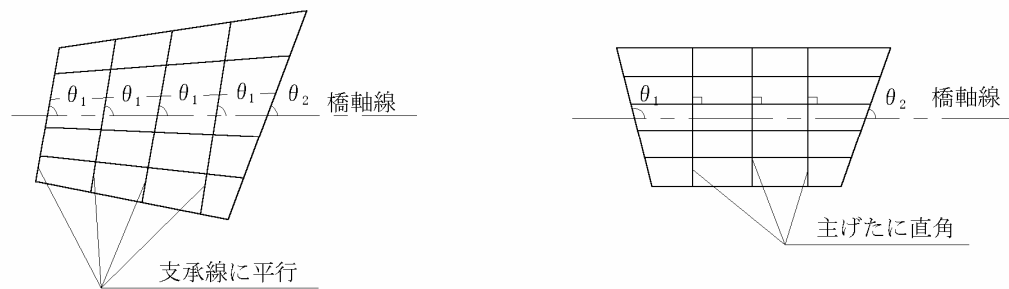


図5-1 支承線が平行の場合の横げたの配置



(a) 主げたが平行でない場合

(b) 主げたが平行で橋面形状が台形の場合

図5-2 支承線が平行でない場合の横げたの配置

### 1-3-3 横締め方向

床版の横締めは、原則として斜角方向とする。

けた長が各々異なる場合の横締めケーブルの配置は、施工性に配慮し、原則として図5-3のとおりとするが、幅員が広く、かつ斜角が小さい場合は、ケーブルの定着が困難となることから、図5-4のとおりとする。

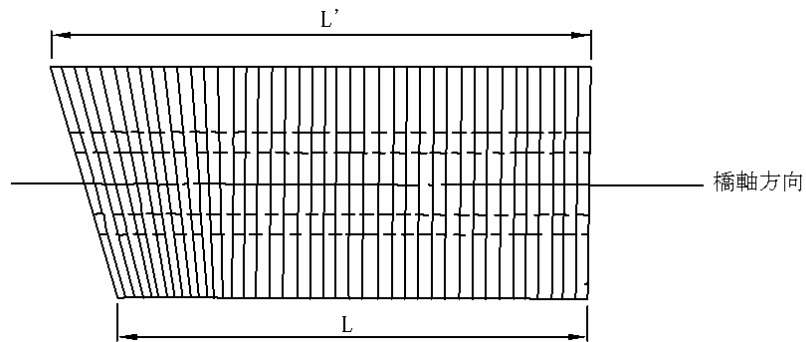


図5-3 横締めケーブルを扇形に配置する場合

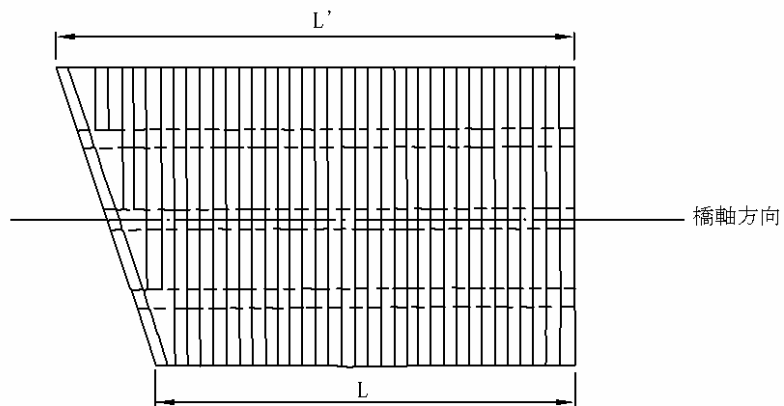


図5-4 横締めケーブルを平行に配置する場合

## 1-4 曲線橋

### 1-4-1 主げたの配置

- (1) 曲線橋における主げたは、原則として主げたの軸線を曲線の弦方向に平行に配置するものとし、床版張出し部が最小となるよう間隔を決めるものとする。
- (2) 同一径間内で、横断こう配に差が生じる場合には、原則として橋体上面を平面とし、舗装厚で調整するものとする。

- (1) 平面的な主げたの配置は図5-5に示すように、主げたの軸線を曲線の弦方向に配置し、床版張出し部の左右の設計断面力に応じてシフト量を決定するのが望ましい。

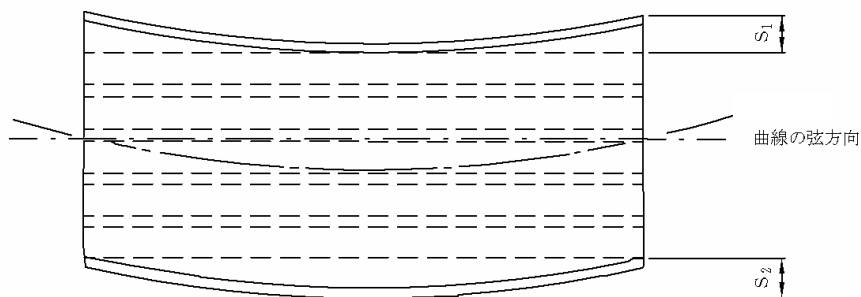


図5-5 主げたの配置

床版張出し部の処理は、以下のようにおこなうものとする。

- 1) シフト量が小さい場合は、水切り幅を変化させてシフト量を確保するものとし、地覆は少なくとも床版に100mm程度載せるものとする。

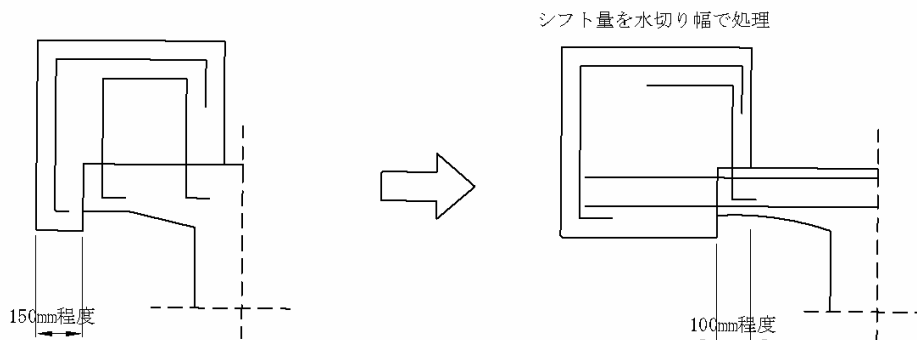


図5-6 シフト量が小さい場合の床版張出し部

2) シフト量が大きく、水切り幅で処理できない場合は、張出し床版を設けるものとする。

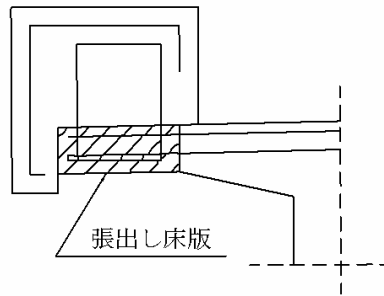


図5-7 シフト量が大きい場合の床版張出し部

(3) 横断こう配に差が生じる場合は、橋体上面を平面とし、舗装厚を変化させて対処するものとするが、舗装厚を確保しながら調整舗装厚が最も小さくなるように、橋体上面の縦断こう配および横断こう配を定め、主げたを適切に配置するものとする。

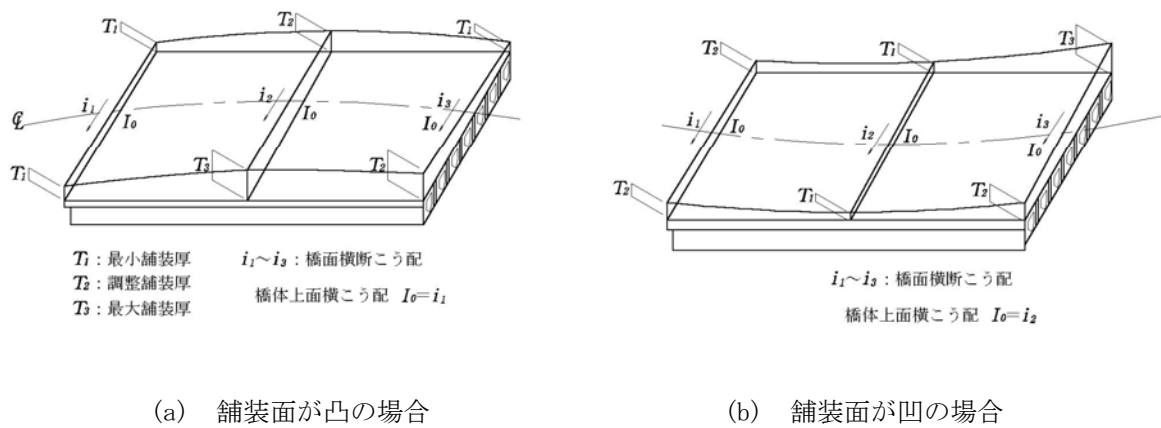


図5-8 橋体上面こう配の決め方

## 1-5 塩害対策げた

プレキャストPCげたは、経年的な劣化による影響を考慮し、塩害により所要の耐久性がそこなわれないよう材料および構造細目に配慮するものとする。

海塩粒子による塩害の恐れのある地域に建設されるプレストレスト橋のプレキャストPCげたは、道路橋示方書に適合した設計を行うものとし、以下に示すように適切な処理を施すものとする。

### (1) 純かぶり

対策区分に応じた最小純かぶり（道路橋示方書Ⅲの表-5.2.1）を確保するものとする。

### (2) 材料

1) コンクリートの塩分浸透度合いは、コンクリートの水セメント比に影響されるため、下表に示す水セメント比を満足させるものとする。普通セメントや早強セメント以外のセメントの使用および水セメント比を大きくする場合は別途検討するものとする。

なお、この表は設計上の目標期間を100年と想定したものである。

表 5-1 想定している水セメント比

構造	(1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	(2) (1)以外のプレストレストコンクリート構造	(3) 鉄筋コンクリート構造
	プレキャストげた (プレテンションげた、セメントげた)	横げた、床版、現場製作 プレキャストげた、工場製作セグメントげた <sup>※1</sup>	地覆、RC床版
想定している水セメント比	36%	43%	50%

※1 工場製作セグメントげたで、水セメント比36%を超えるコンクリートを使用した場合は、道路橋示方書Ⅲの表-5.2.1の“(1)以外のプレストレストコンクリート構造”の最小かぶりを適用するものとする。

2) 骨材は、複合劣化の恐れがあるためアルカリシリカ反応試験による結果で無害と確認されたものを使用するものとする。

3) 型枠セパレーター等の型枠組み立て用補助鋼材は、純かぶり内から除去するかまたは非鉄製を使用する。スペーサーは、本体コンクリートと同等以上の品質を有するコンクリート製またはモルタル製を使用するものとする。

4) コンクリートに埋め込まれるインサートは非鉄製とするものとする。

### (3) 横締めPC鋼材定着部

横締めPC鋼材定着部の純かぶりは、鉄筋コンクリート構造に対する値を適用し、支圧板は防錆処理を施すものとする。

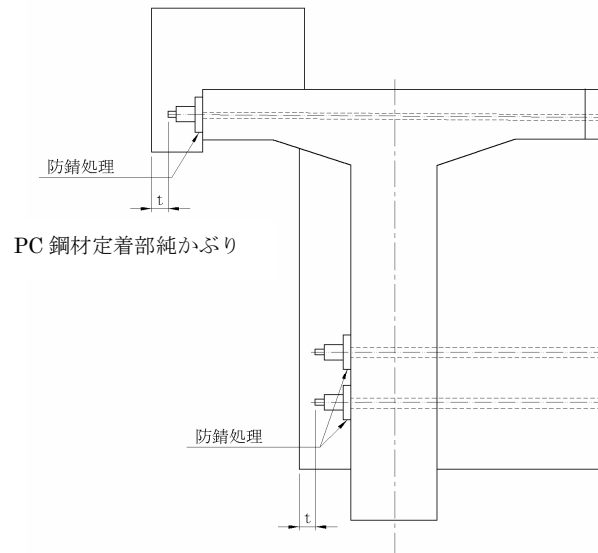


図 5-9 横締めPC鋼材定着部

### (4) 下フランジ隅角部の処理

コンクリート橋の塩害による損傷は、一般に床版橋や箱桁橋に比べTげた橋およびIげた橋に多く、また、塩分の付着しやすい下フランジ隅角部に多く見られる。これらに配慮し、バルブTげたやコンポげたを塩害の影響度合いが激しい対策区分SおよびIで計画する場合は、以下の対応等により耐久性の確保を図るものとする。

#### 1) 塩害対策区分S

塗装鉄筋を用い、かつウェブおよび下フランジ部にコンクリート塗装を施すものとする。(図 5-10 参照) また、形式別の対応を表 5-2 に示す。

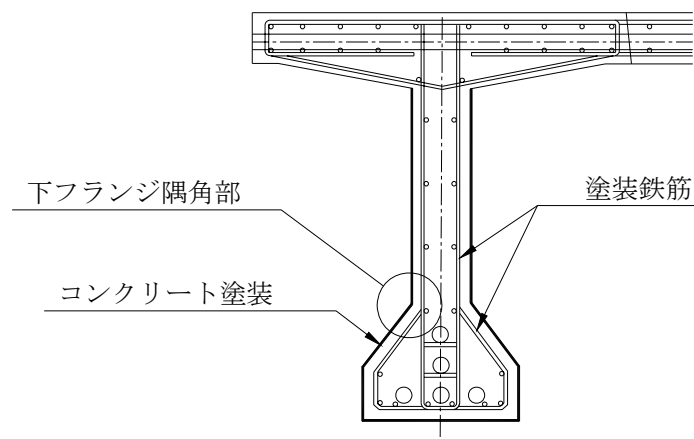
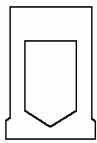
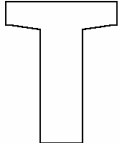
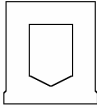
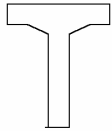
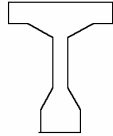
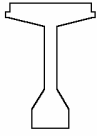


図 5-10 塩害対策区分S対応

表 5-2 塩害対策区分 S 対応

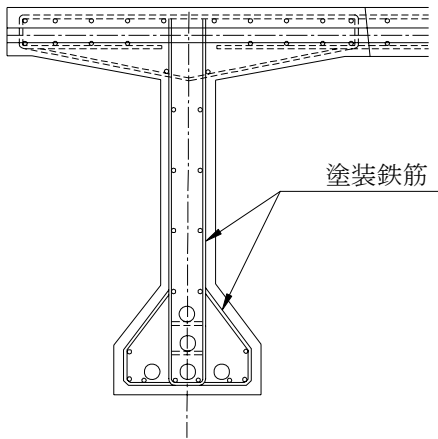
	プレテンションげた		ポストテンションげた			
	スラブ橋げた	Tげた	中空床版橋げた	Tげた	ハレブTげた	コンボげた
断面形状						
区分対応 (純めり確保を前提とする)	下フランジ 側面、底面の みコンクリ ート塗装	外気に接す る面はコン クリート塗 装	塗装鉄筋	塗装鉄筋	塗装鉄筋 + ウェブ、下フ ランジ部は コンクリ ート塗装	塗装鉄筋 + ウェブ、下フ ランジ部は コンクリ ート塗装

2) 塩害対策区分 I

塩害対策区分 I に対する対応は、下記①、②のどちらかを選定するものとする。

- ① 下フランジ部の配置鉄筋およびスターラップを塗装鉄筋とするものとする。(軸方向筋を除く)
- ② ウェブおよび下フランジ部にコンクリート塗装を施すものとする。

① 塗装鉄筋



② コンクリート塗装

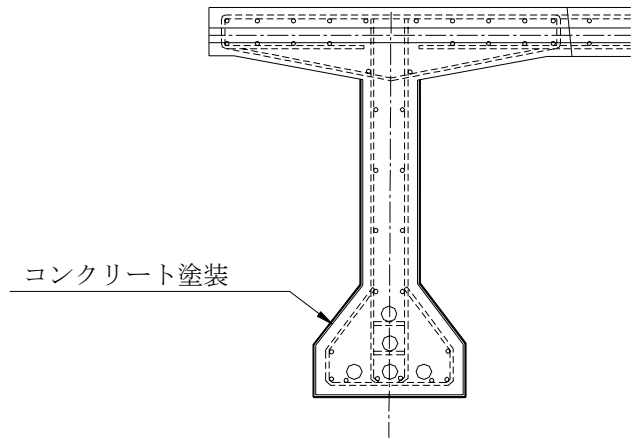


図5-11 塩害対策区分 I 対応



## 第2章 床版

### 2-1 床版の厚さ

#### 2-1-1 プレストレストコンクリート床版

- (1) 車道部の床版の最小全厚は、いかなる部分も16cmを下まわらないものとする。
- (2) 片持版の版先端の厚さは、(1)によるほか表5-4の片持版の最小全厚の50%以上としなければならない。
- (3) 床版の2方向にプレストレスを導入する場合は、(1)および(2)の規定を満足するものとする。
- (4) 床版の1方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚は(1)および(2)によるほか表5-3によるものとする。

表5-3 床版の1方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚

床版の支間の方向 プレストレス を導入する方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行
床版の支間の方向に平行	表5-4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の90%	表5-4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値の65%
床版の支間の方向に直角	表5-4の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表5-4の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値

- (1) PC床版の厚さは、使用するPC鋼材の種類、配置形状、定着具の大きさ、配置、純かぶりなどを考慮して決定されるが、片持版端部及び2方向にプレストレストを導入する床版では、20cm以上とするのが望ましい。

- (2) 片持版の最小全厚は、支持げたのウェブ前面における厚さとする。

2-1-2 鉄筋コンクリート床版

車道部の床版の最小全厚は、次式によるものとする。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0$$

ここに、 $d$ ：床版厚さ(cm) (小数第1位を四捨五入する。ただし、 $d_0$ を下回らないこと)

$d_0$ ：表5-4に示す車道部分の床版の最小全厚(cm) (小数第2位を四捨五入し、小数第1位まで求める。 $d_0 \geq 16$ cm)

$k_1$ ：大型車両の交通量による係数で、表5-5による。

$k_2$ ：床版を支持するけたの剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメントの係数。コンクリート橋では $k_2 = 1.0$ としてよい。

表5-4 車道部分の床版の最小全厚 (cm)

床版の区分		床版の支間の方向(注)	車両進行方向に直 角	車両進行方向に平 行
連 続 版			$3\ell + 11$	$5\ell + 13$
片持版	$\ell \leq 0.25$		$28\ell + 16$	$24\ell + 13$
	$\ell > 0.25$		$8\ell + 21$	

ここに  $\ell$ ：道示Ⅲ7.4に規定するT荷重に対する床版の支間 (m)

(注) 床版の支間の方向は道示Ⅲ図-7.4.1による

表5-5 大型車両の交通量による係数 ( $k_1$ )

1方向あたりの大型車両の計画交通量 (台/日)	$k_1$
500未満	1.10
500以上1000未満	1.15
1000以上2000未満	1.20
2000以上	1.25

(1)  $k_1$ を適用する場合の大型車両の計画交通量は、車線数に関係なく1方向あたりの交通量とする。

(2) コンクリート橋の床版は、一般にコンクリートの支持げたと剛結されていることから、連続版あるいは片持版の計算式を適用するものとする。

(3) 片持版の最小全厚とは、支持げたのウェブ前面における厚さとする。

## 2-2 設計曲げモーメント

床版の設計曲げモーメントは道示Ⅲ7.4.2により求めるものとする。

一般にコンクリート橋の床版は、支持げたと剛結されているため、床版の支間曲げモーメントは連続版として算出するものとする。

## 2-3 PC鋼材の配置

- (1) PC鋼材は、原則として床版に一樣にプレストレスが導入されるよう配置するものとする。
- (2) PC鋼材の配置間隔は、定着具の大きさ、プレストレス力の分布幅などを考慮して定めるものとする。
- (3) 斜橋の支承付近における床版支間方向のPC鋼材は、支承線方向に配置するものとする。

(1) 床版に一樣にプレストレスが導入されていないと、プレストレスによる二次的な曲げモーメントおよびせん断力が生じ、複雑な応力状態となるので、床版には一樣なプレストレスが導入されるようPC鋼材の定着間隔などを定めるものとする。

(2) プレストレスは、PC鋼材定着位置より分布して床版に導入されるので、PC鋼材の配置は、PC鋼材定着具の大きさのほかに、この分布幅を考慮して設計断面でのプレストレスが過大あるいは過小とならないようにするものとする。

(3) 支承部付近は、斜角の影響を受けるので、支承線方向にPC鋼材を配置するものとする。

## 2-4 配筋

- (1) 主鉄筋はSD345を用いることを基本とし、その直径はD16mm、D19mmとする。
- (2) 鉄筋の純かぶりは原則として30mmとする。
- (3) 鉄筋の中心間隔は、引張鉄筋については100mm、125mm、150mmとし、圧縮鉄筋は引張鉄筋の1/2倍とする。
- (4) 鉄筋の定尺は12mとする。
- (5) 主鉄筋の配置は、原則として斜角が70° 以上の場合は斜角方向、斜角が70° 未満の場合は主げた直角方向とする。

(1) 主鉄筋径は原則としてD16mm、D19mmとし、D13mm、D22mmは特殊な場合に使用するものとする。

(5) 斜角が $70^\circ$  未満で主鉄筋を主げた直角方向に配置する場合の支承部付近は、斜角の影響を受けるので、支承線方向に鉄筋を配置するものとする。また、主鉄筋の標準的な配筋方法は図5-12～図5-14のとおりとする。

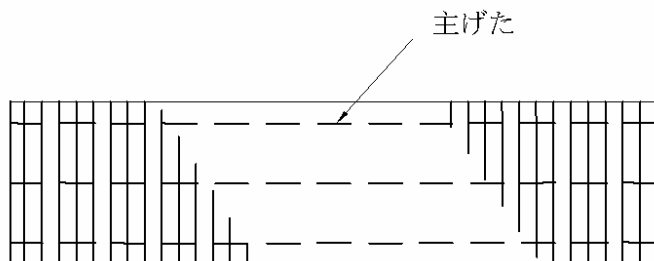
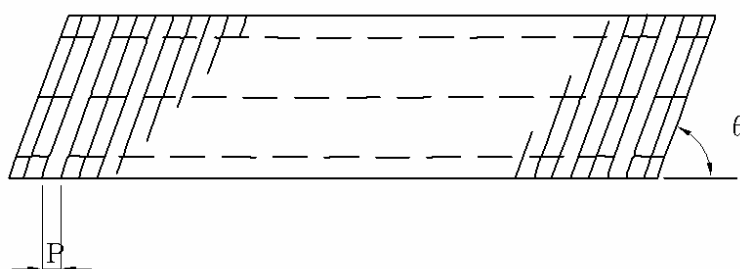
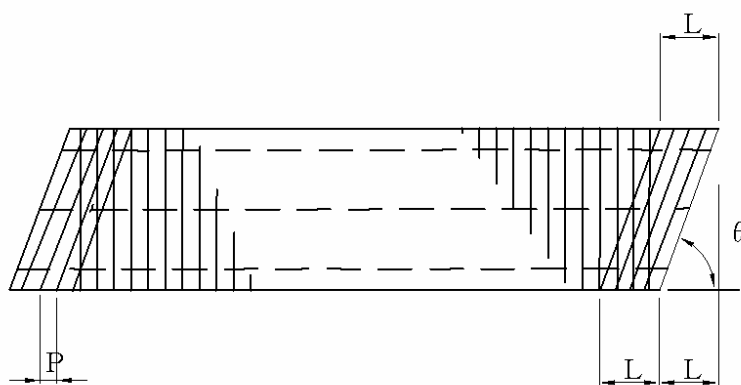


図 5-12 主鉄筋の配置方向（直橋の場合）



P：鉄筋間隔は主げた方向とする。

図 5-13 主鉄筋の配置方向（斜角  $90^\circ > \theta \geq 70^\circ$  の場合）



P；鉄筋間隔は主げた方向とする。

L；Lの区間は主鉄筋を支承線方向に間隔P以下に配置する。

図5-14 主鉄筋の配置方向（斜角  $\theta < 70^\circ$  の場合）

### 第3章 プレストレストコンクリート橋

#### 3-1 使用材料

##### 3-1-1 コンクリート

コンクリートの設計基準強度は、原則として表5-6の値とする。

表5-6 コンクリートの設計基準強度と使用区分

設計基準強度	使用区分
$\sigma_{ck} = 50\text{N/mm}^2$	プレテンション方式PC床版橋の主げた プレテンション方式PCTげた 工場製作のプレキャストセグメント工法によるポストテンション方式の主げたPC板
$\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$	ポストテンション方式PCTげた 現場製作のプレキャストセグメント工法によるポストテンション方式の主げた 張出し架設を行う場所打ちポストテンション方式げた（箱げた橋） 押出し架設を行う場所打ちポストテンション方式げた（箱げた橋）
$\sigma_{ck} = 36\text{N/mm}^2$	オールステージングによる場所打ちポストテンションげた （中空床版橋、箱げた橋、斜材付き $\pi$ 型ラーメン橋）
$\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$	プレテンション方式PCTげた橋の横げたおよび床版場所打ち部 プレテンション方式PC床版橋の場所打ち部（中埋めコンクリート） ポストテンション方式PCTげた橋の横げたおよび床版場所打ち部 ポストテンション方式PC合成床版タイプ合成げたの横げた、および、 床版場所打ち部 プレキャストげた架設方式連続げた橋の連結部、横げたおよび 床版場所打ち部、伸縮装置後打ち部
$\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$	地覆、剛性防護柵
$\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$	こう配調整コンクリート

(1) プレテンション方式のけた、プレキャストセグメント工法によるけた、およびPC合成床版タイプ合成げたに使用するPC板は、設備の整った工場で作製され、品質管理が十分におこなえることから $\sigma_{ck} = 50\text{N/mm}^2$ とする。バルブTげたとPC合成床版タイプ合成げたは、工場製作のプレキャストセグメント工法を標準とするものとする。

(2) ポストテンション方式のけたのうち、工場と同程度の設備が整った現場近くのヤードで作製されるもの、プレキャストセグメント工法によるけたのうち、輸送上の制約で工場製作のけたを現場に運べない場合の現場製作については、工場と同程度の管理が行えることから $\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ とする。

- (3) 場所打ちコンクリートは、主げたなどのプレストレスの導入レベルの高い部材は $\sigma_{ck} = 36\text{N/mm}^2$ とするが、張出し架設および押出し架設のように、工程上早期に強度発現が必要な場合には、品質管理を十分におこなうことを前提に $\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ とする。
- (4) 横げた、床版などの場所打ち部でプレストレスが導入される部材は現場施工となることから $\sigma_{ck} = 30\text{N/mm}^2$ とする。
- (5) 鉄筋コンクリート製の剛性防護柵については、施工性、安全性、省力化等から地覆と剛性防護柵を一体にしたスリップフォーム工法での施工が増加していることから、地覆と同一の強度とする。

### 3-1-2 PC鋼材

PC鋼材は定着工法、橋種、および架設工法などをふまえ、ケーブルと鋼棒を適切に用いるものとする

- (1) PC鋼材は、定着具の配置、偏心量、施工性および経済性をふまえて選定するものとするが、一般に導入力の小さい鋼材を数多く配置した方が、部材断面にプレストレスを均等に導入できる利点がある。
- (2) PC鋼材は、原則として経済性、市場性に問題がなく、設計上の利点がある低リラクセーション品を使用するものとする。
- (3) 近年、従来からのセメント系グラウト以外の防錆材料を用いたプレグラウトPC鋼材が実用化されており、これを用いることより、グラウト工が不要で施工の省力化が可能となるが、現在市販されている製品は、1本ごとに定着されるPC鋼より線に限られていることと、樹脂の硬化性状がコンクリートの硬化時の温度に大きく影響を受けるタイプもある。この特性を考慮して、床版の横締めや、箱桁以外の場所打ち桁の橋軸方向PC鋼材に採用するのがよい。
- (4) 横締めは施工性を考慮し、原則としてケーブルを用いるものとするが、横締め長が短い場合はセットロスの影響が大きく不経済になる場合がある。施工性、経済性を検討し、有利になる場合には鋼棒を使用してもよいものとする。
- (5) PC斜材付き $\pi$ 型ラーメン橋の斜材は鋼材配置のスペースが限られるため、原則として導入力の大きいB種2号の鋼棒（SBPR930/1180）または、SWPR19L 1S28.6を用いるものとする。

(6) 外ケーブルの耐久性を向上させるため、シース、グラウト、PC鋼材の種類を適切に選定するものとする。

(7) 一般的に用いられるPC鋼材は表5-7のとおりである。

表5-7 一般的に用いられるPC鋼材

	鋼材記号	緊張材の 共通表示	引張能力 kN/本	引張能力 共通表示	セット 量 (mm)	定着方法
鋼 線	SWPR1A	12W5	382	40TON型	4	くさび 定着
		12W7	700	70TON型	5	
		12W8	880	95TON型	6	
鋼 より 線	SWPD3	φ2.9	38.2	—	—	
	SWPR7A	φ9.3	88.8	—	—	
	SWPR7B	7S12.7B	1281	130TON型	9	
	SWPR7A	12S12.4A	1920	195TON型	7	
	SWPR7B	12S12.7B	2196	225TON型	8	
		12S15.2B	3132	320TON型	11	
	SWPR19	1S17.8	387	40TON型	3	
		1S19.3	451	50TON型	3.5	
1S21.8		573	60TON型	4		
1S28.6		949	100TON型	5		
鋼 棒	SBPR 930/1080 (B種1号)	1B23B1	449	45TON	—	ねじ定着
		1B26B1	573	55TON	—	
	SBPR 785/1030 (A種2号)	1B26A2	547	55TON	—	
		1B32A2	828	80TON	—	
	SBPR 930/1180 (B種2号)	1B26B2	626	60TON	—	
		1B32B2	949	95TON	—	

PC鋼材定着時セット量は、各定着工法で異なるのでその値については「プレストレストコンクリート工法設計施工指針」(土木学会)又は定着工法ごとの設計施工指針によるものとする。

(8) 使用実績のあるプレグラウトPC鋼材は、表5-7のうち鋼より線SWPR19の場合1S21.8および1S28.6で下図に示す形状である。

また、設計にあたっては、表5-8の標準摩擦係数により行うものとする。

表5-8 プレグラウト鋼材の摩擦係数

	$\mu$ (1/rad)	$\lambda$ (1/m)	備 考
横締めケーブル	0.10	0.003	直線に近く、比較的短い鋼材
縦締めケーブル	0.30	0.004	上記以外の横締め鋼材を含む

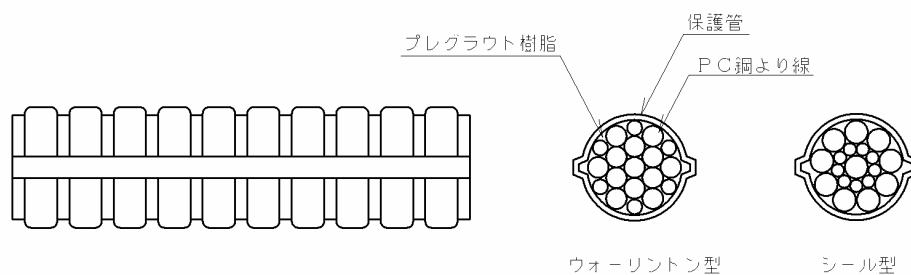


図5-15 プレグラウトPC鋼材の形状

### 3-1-3 鉄筋

- (1) 鉄筋は異形鉄筋SD345を用いることを基本とし、鉄筋径はポストテンション方式の部材で13mm以上、プレテンション方式の部材で10mm以上とする。
- (2) 鉄筋の最大径は、原則としてD25とする。  
ただし、ラーメン橋でレベル2地震動に対して補強が必要となる場合は、太径鉄筋を用いてもよいものとする。

(2) 鉄筋の最大径は、施工性に配慮し重ね継手で可能なD25とするものとする。

ただし、ラーメン橋におけるレベル2地震動に対する補強鉄筋量が多くなる場合等は、施工性に配慮し、圧接等による継手が不要な場合に、D29、D32を用いてよいものとする。



## 3-2 設計計算に関する一般事項

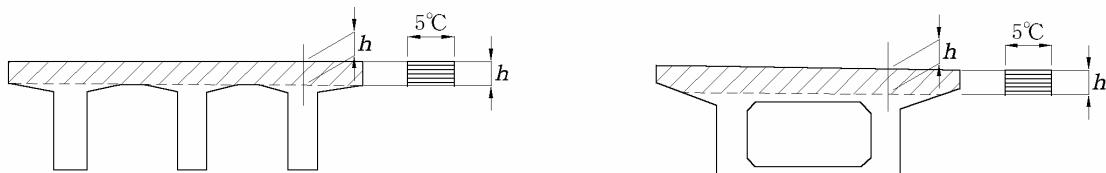
### 3-2-1 不静定力の計算

不静定構造においては、死荷重、活荷重などの一般的な荷重のほか、次の状態においても不静定力が発生するので、これらの影響も考慮するものとする。

- (1) 温度変化の影響
- (2) 床版とその他の部分との温度差の影響
- (3) コンクリートの乾燥収縮の影響
- (4) コンクリートのクリープの影響
- (5) プレストレス力による影響
- (6) 地震の影響
- (7) 支点移動の影響

(1) コンクリート部材に温度変化あるいは温度差が生じ、これによる変形が拘束される場合には、不静定力が発生するので、この影響を考慮しなければならない。温度変化の範囲および温度差は「第2編橋梁一般1-6」によるものとする。

(2) 温度差は直射日光による影響を考慮したもので、床版とその他の部分の温度差は $5^{\circ}\text{C}$ を標準として、けた軸方向の断面力を算出するものとするが、この場合、床版の形状は、図5-16に示すように平均厚さとした矩形断面に換算するものとする。



$h$  : 床版の平均厚

図5-16 床版の温度分布の仮定

(3) コンクリートのクリープ、乾燥収縮の影響は、次の場合に考慮するものとする。

- ① 断面を分割施工する場合
- ② 構造系の変化を伴う施工を行う不静定構造の場合
- ③ コンクリートの材令が異なる部材を組み合わせた構造の場合

コンクリートの材令差は、あらかじめ橋梁ごとの施工工程を仮定し、これにもとづいて算出するものとする。

### 3-2-2 PC鋼材定着時セット量

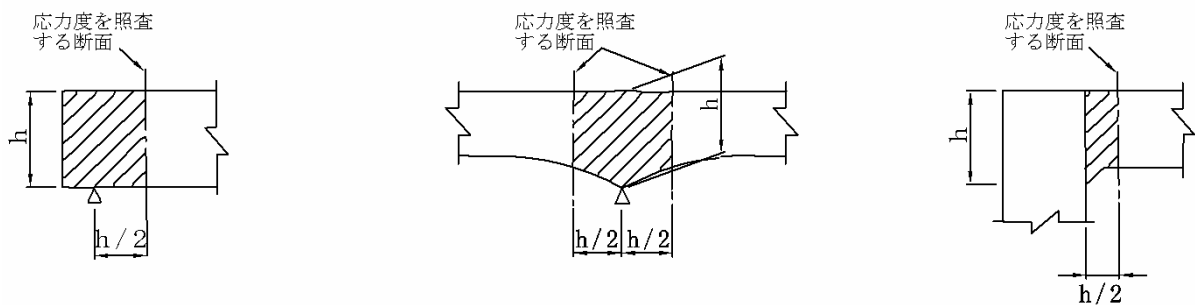
PC鋼材定着にセットロスを生じることがある工法では、これによるPC鋼材引張応力度の減少を考慮するものとする。

PC鋼材定着時セット量は各定着工法で異なるので、その値については「プレストレストコンクリート工法設計施工指針（土木学会）」または、定着工法ごとの設計施工指針によるものとする。

### 3-2-3 部材応力度の計算位置

部材応力度の計算は、支点付近、断面力最大および最小位置、断面変化位置、その他必要な位置でおこなうものとする。

(1) 部材の曲げ応力度、せん断応力度などの検討すべき位置を示したものであり、支点付近のせん断応力度の照査は図5-17に示す断面についておこなうものとする。



(a) 等断面のけたの場合

(b) 変断面のけたの場合

(c) ラーメンの場合

図5-17 支点付近のせん断応力度の照査断面

(2) 支点付近でウェブ拡幅する場合は、ウェブ拡幅始点が危険となることがあるので、この断面についても照査をおこなうものとする。

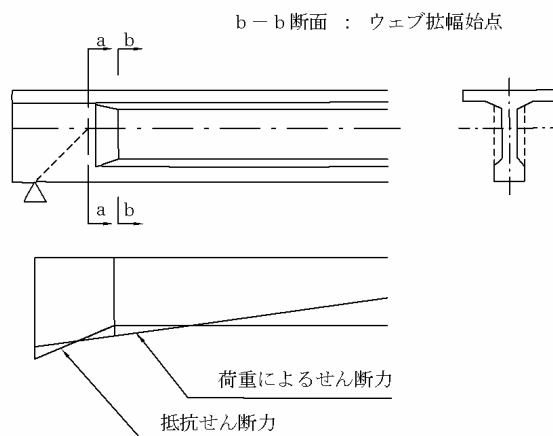


図5-18 ウェブ拡幅始点の照査断面

- (3) PC鋼材の定着はウェブに設けることが原則であるが、PC鋼材を曲げ上げてフランジ上面に定着する場合には、この定着位置についても斜引張応力度の検討をおこなうものとする（図5-19 a-a断面）。また、鋼材傾斜角の変化位置についても、必要に応じ照査をおこなうものとする。

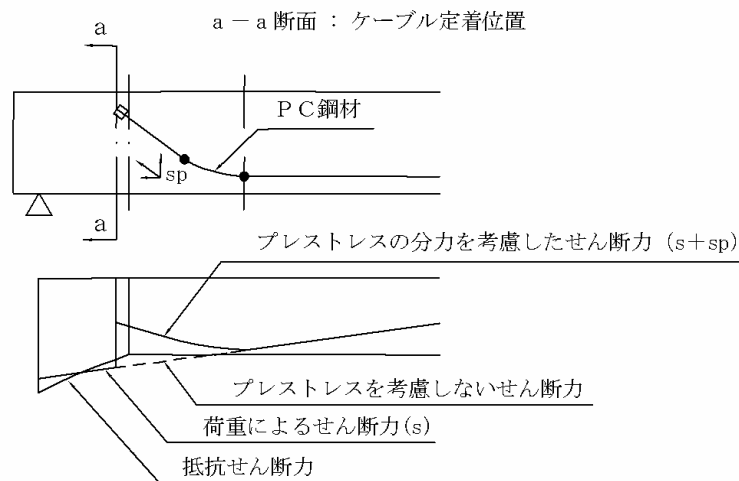


図5-19 PC鋼材定着位置の照査断面

#### 3-2-4 曲げモーメントおよび軸方向力が作用する部材の設計

- (1) 設計荷重作用時に部材断面に生じるコンクリートおよびPC鋼材の応力度は、「3-3」に示す許容応力度以下としなければならない。
- (2) 次の場合には設計荷重作用時において、原則としてコンクリートに引張応力度が生じないように設計するものとする。
- ① 活荷重および衝撃以外の主荷重作用時
  - ② けたの上面
  - ③ プレキャストセグメント工法におけるセグメント継目部
  - ④ 横締めを行う床版（プレレストコンクリート床版）
  - ⑤ 海水、塩害などによる、腐食性の大きい環境にある部材

- (1) PC部材は、耐久性の面より、主荷重から活荷重と衝撃を除いた持続荷重に対しては、コンクリートのひびわれを防ぐため、コンクリートに引張応力度を生じさせないものとする。

- (2) けたの上面に引張応力度が生じるとひびわれが発生し、水分が進入して劣化を促進することになることから、けたの上面には主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時において引張応力度を生じさせないものとする。特に、連続げたの中間支点部では、断面の上側に引張応力度が生じることになるので注意するものとする。また、プレキャストげた架設方式連続げた橋の中間支点部についてはプレストレスが導入されていないので、鉄筋コンクリート橋に準じて設計をおこなうものとする。なお、④横締めを行う床版のうち、箱げた内部ウェブ付根下側の床版は $0.3\text{N/mm}^2$ 程度の引張応力度の発生を許容するものとする。

- ③ プレキャストセグメント工法においては、セグメント継目部に鉄筋を配置することができないため、鉄筋によるひびわれ幅の抑制が不可能であることから、主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時においてコンクリートに引張応力を生じさせないものとする。
- ④ 横締めをおこなうプレストレストコンクリート床版は、ひびわれによる損傷を防ぐため、主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時において、プレストレスを導入した方向に対しても引張応力を生じさせないものとする。
- ⑤ 海水、塩害などによる、腐食性の大きい環境にある部材については、ひびわれ発生が内部の鋼材を腐食させる要因となることから、部材のすべてにおいて、主荷重および主荷重に相当する特殊荷重作用時に引張応力を生じさせないものとする。

### 3-2-5 せん断力が作用する部材の設計

(1) コンクリートの設計荷重作用時のコンクリートが負担できる平均せん断応力度と、終局荷重作用時の平均せん断応力度の最大値は表5-9のとおりとする。

表5-9 コンクリートの平均せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度	24	30	36	40	50
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.39	0.45	0.51	0.55	0.65
コンクリートの平均せん断応力度の最大値	3.2	4.0	4.8	5.3	6.0

(2) 設計荷重作用時の斜引張応力度の照査は、次の断面位置でおこなうものとする。

- ① 断面の中立軸の位置
- ② 部材の断面幅が最小となる位置
- ③ 垂直応力が零となる位置

(1) 表5-6に示すコンクリートの設計基準強度に対する、それぞれの値を示したものである。

(2) 一般に斜引張応力度は、断面に曲げ引張応力度が生じていないときは断面の図心位置またはウェブ幅が最小の位置において最大となり、断面に引張応力度が生じているときはウェブ内の垂直応力が零となる位置で最大となることから、照査する断面位置を規定したものである。

### 3-2-6 ねじりモーメントが作用する部材の設計

終局荷重作用時のねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、およびねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和の最大値は、表5-10のとおりとする。

表5-10 コンクリートせん断応力度の最大値 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度	24	30	36	40	50
ねじりモーメントによるせん断応力度	3.2	4.0	4.8	5.3	6.0
ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度との和	4.0	4.8	5.6	6.1	6.8

- (1) 表5-6に示すコンクリートの設計基準強度に対するそれぞれの値を示したものである。
- (2) ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の組み合わせにおいては、組み合わせ応力度が最大となる荷重状態でおこなうことが望ましいが、計算の簡便さを考慮し、それぞれが最大となる載荷状態の値を加えてもよいものとする。

### 3-2-7 そり

(1) プレテンションげたの場合は、プレストレスによりそりが生じることから、設計に際しては次の点に留意にするものとする。

- 1) 舗装厚は、けたのそり量と縦断こう配を考慮して決定するものとする。
- 2) 橋台、橋脚上のけた据付け高は、けたのそり量を考慮して決定するものとする。

(2) ポストテンションげたの場合は、型枠をそり量だけ下げこすか、あるいは上げこすことにより、そりを緩和させるものとする。

(1) プレテンションげたは、プレストレスによりそりが生じる。このそりは死荷重によるたわみと、時間経過にともなうクリープたわみにより緩和されるが、最終的に残るそり ( $\delta_1$ ) に対しては、舗装厚、けたの据付け高などにより調整するものとする。

- 1) 舗装面が凸の場合で、けたの曲率より舗装面の曲率の方が小さい場合は、両けた端で最小舗装厚となるよう計画するものとする。

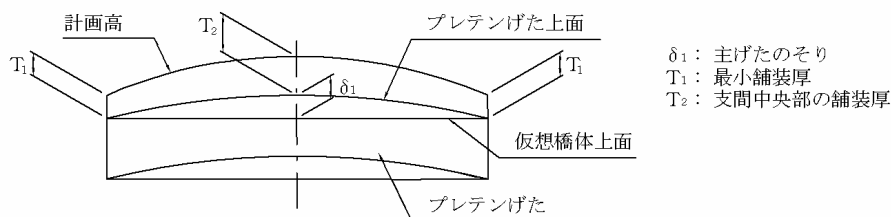


図5-20 舗装面が凸の場合で、けたの曲率 > 舗装面の曲率の場合

2) 舗装面が凸の場合で、けたの曲率より舗装面の曲率の方が大きい場合は、けた中央部で最小舗装厚となるよう計画するものとする。

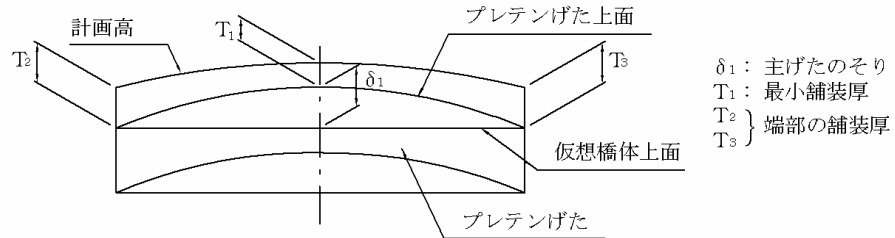


図5-21 舗装面が凸の場合で、けたの曲率<舗装面の曲率の場合

3) 舗装面が凹の場合は、けた中央部で最小舗装厚となるよう計画するものとする。

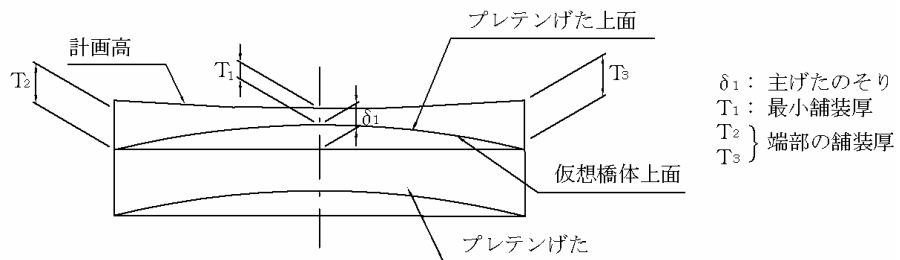


図5-22 舗装面が凹の場合

### 3-3 許容応力度

#### 3-3-1 コンクリートの許容応力度

(1) コンクリートの許容圧縮応力度は表5-11のとおりとする。

表5-11 コンクリートの許容圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度	30	36	40	50
プレストレス直後	曲げ圧縮 応力度	(1)長方形断面の場合	15.0	17.0	19.0	21.0
		(2)T形および箱形断面の場合	14.0	16.0	18.0	20.0
	(3) 軸 圧 縮 応 力 度		11.0	13.0	14.5	16.0
そ の 他	曲げ圧縮 応力度	(4)長方形断面の場合	12.0	13.5	15.0	17.0
		(5)T形および箱形断面の場合	11.0	12.5	14.0	16.0
	(6) 軸 圧 縮 応 力 度		8.5	10.0	11.0	13.5

なお、二方向から同時に曲げモーメントを受ける場合の許容曲げ圧縮応力度は、長方形断面の許容値に1.0N/mm<sup>2</sup>を加えた値とする。

(2) コンクリートの許容引張応力度は表5-12のとおりとする。

表5-12 コンクリートの許容引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度	30	36	40	50
曲 げ 引 張 力 度	(1) プレストレス直後		1.2	1.3	1.5	1.8
		(2) 活荷重および衝撃以外の主荷重	0	0	0	0
	主荷重および 主荷重に相当 する特殊荷重	(3)床版およびプレキャストコンクリート工法におけるプレキャストコンクリート継目部の場合	0	0	0	0
		(4)その他の場合	1.2	1.3	1.5	1.8
	(5) 軸 引 張 応 力 度		0	0	0	0

(3) コンクリートの許容斜引張応力度は表5-13のとおりとする。

表5-13 コンクリートの許容斜引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度	30	36	40	50
斜 引 張 力 度	活荷重および 衝撃以外の主 荷重	(1)せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合	0.8	0.9	1.0	1.2
		(2)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.1	1.2	1.3	1.5
	衝突荷重又は 地震の影響を 考慮しない荷 重の組合せ	(3)せん断力のみまたはねじりモーメントのみを考慮する場合	1.7	1.9	2.0	2.3
		(4)せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	2.2	2.4	2.5	2.8

(4) コンクリートの許容付着応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表5-14のとおりとする。

表5-14 コンクリートの許容付着応力度(N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度			
		30	36	40	50
付着応力度	1) 丸 鋼	0.9	0.96	1.0	1.0
	2) 異 形 棒 鋼	1.8	1.9	2.0	2.0

(5) コンクリートの許容押抜きせん断応力度は表5-15のとおりとする。

表5-15 コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度			
		30	36	40	50
押抜きせん断応力度		1.0	1.1	1.2	1.4

(1) 表5-6に示すコンクリートの設計基準強度に対するそれぞれの値を示したものである。

コンクリートの許容斜引張応力度は道示Ⅲ3.2の規定に基づいて計算した値を示したものである。

二方向から同時に曲げモーメントを受けた場合に生じる二軸曲げ圧縮応力度は、部材断面の隅角部に発生する局所的な応力であるため、断面の形状にかかわらず長方形断面の許容曲げ圧縮応力度に1.0N/mm<sup>2</sup>を加えた値としたものである。

### 3-3-2 PC鋼材の許容応力度

PC鋼材の許容引張応力度は表5-16のとおりとする。

表5-16 PC鋼材の許容引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

PC鋼材の種類			許容引張応力度			
			プレストレス中	プレストレス直後	設計荷重作用時	
鋼線	SWPR1A	5mm	1260	1120	960	
	および	7mm	1170	1050	900	
	SWPD1	8mm	1125	1015	870	
鋼より線	SWPD3 (3本より)		1520	1330	1140	
	SWPR7A (7本より)		1305	1190	1020	
	SWPR7B (7本より)		1440	1295	1110	
	SWPR19 (19本より)	17.8mm	1440	1295	1110	
		19.3mm	1440	1295	1110	
21.8mm		1440	1260	1080		
28.6mm		1350	1260	1080		
鋼棒	丸棒 A種	2号	SBPR785/1030	706	667	588
		1号	SBPR930/1080	837	756	648
	丸棒 B種	2号	SBPR930/1180	837	790	697

PC鋼材の許容引張応力度は道示Ⅲ3.4の規定にもとづいて計算した値を示したものである。



### 3-3-3 鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は「4-3-2」によるものとする。

## 3-4 構造細目

### 3-4-1 鉄筋の配置

鉄筋の間隔、純かぶり、フック、定着および継手については道示Ⅲ6.6によるものとする。

海岸地域に建設され、海塩粒子による被害が予想される場合、凍結抑制剤が散布の影響を考慮する場合の、鉄筋の純かぶりは「第2編 橋梁一般 第10章耐久性」によるものとする。

### 3-4-2 PC鋼材の配置

- (1) PC鋼材の配置は道示Ⅲ6.6.6によるものとする。
- (2) PC鋼材は、原則として主げた全長にわたって配置するものとするが、やむを得ず途中で定着する場合は道示Ⅲ6.6.7、6.6.8によるものとする。
- (3) ポストテンション方式の場合、PC鋼材（シースを含む）のあきは、4cm以上かつ粗骨材の最大寸法の4/3倍以上とする。また、棒状パイプレーター挿入のためのあきを1ヶ所以上設けるものとする。
- (4) PC鋼材の継手位置は、やむを得ない場合を除き1箇所集中させないものとする。
- (5) PC鋼材は施工時に動かないよう十分強固に支えるものとする。

(2) 主げたに配置するPC鋼材は全長にわたって配置するものとし、原則として途中定着はおこなわないものとする。ただし、けた端部において定着具の配置が困難になるなど、やむを得ない場合は途中定着をおこなってもよいが、その場合、定着位置、定着部の補強は道示Ⅲ6.6.7、6.6.8によるものとする。

- 1) PC鋼材は、やむを得ない場合でも、表5-17に示す本数を配置するのがよい。ただし、内外ケーブル併用方式や全外ケーブル方式の場合を除く。

表5-17 PC鋼材の最少本数

断面形状	本数
Tけた	4本/1ウェブ
中空床版	2本/1ウェブ
箱げた	5本/1ウェブ

(3) 密着なコンクリートを得るために、鉄筋やP C鋼材（シースを含む）の周囲にコンクリートを十分ゆきわたらせるのに必要な最少のあきを規定したものである。また、コンクリート橋では、比較的硬練りのコンクリートが用いられ、その締固めには一般的に直径50～60mm程度の内部振動機が用いられることから、その挿入を容易にし、十分に締固めができるためのあきを1断面に1箇所以上設けるものとする。

(4) 一般に1箇所当りの継手は、全数の1/2以下とするのが望ましい。

(5) P C鋼材は施工時においても動かないように保持するものとし、その間隔は原則として表5-18に示す値とする。

表5-18 シースの保持間隔

P C鋼材の種類	保持間隔(m)
P C 鋼 線	1.0 ～ 1.5
P C 鋼より線	1.0 以下
P C 鋼 棒	1.5 ～ 2.0

### 3-4-3 けた端の張出し長

けた端部の張出し長は、端部定着ケーブルの定着位置、プレストレスの伝達長、支承、伸縮継手を考慮して決定するものとする。

けた端部の張出し長は、原則として表5-19のとおりとするが、斜橋の場合には支承の大きさに注意し、支承 がけた端からとび出さないよう適切な張出し長を確保するものとする。

表5-19 けた端部の張出し長

		支間L (m)	張出し長・(cm)	摘 要
プレ テ ン シ ョ ン	床版橋	$5 \leq L \leq 7$	15	JIS A 5373 推奨仕様2-1
		$7 < L \leq 9$	20	
		$9 < L \leq 14$	25	
		$14 < L \leq 19$	30	
		$19 < L \leq 24$	35	
	Tげた橋	$18 < L \leq 19$	30	
	$19 < L \leq 24$	35		
ポ ス テ ン シ ョ ン	Tげた橋 コンポ橋	$L < 30$	35	P CバルブTげた コンポ橋 (JIS A 5373 推奨仕様2-2)
		$30 \leq L < 40$	40	
		$40 \leq L \leq 45$	45	
		$L \leq 29$	35	建設省標準設計
		$29 < L \leq 37$	40	
		$37 < L \leq 45$	45	

### 3-5 外ケーブル構造

#### 3-5-1 適用

外ケーブル構造は、内ケーブル構造と併用し、箱げたのけた高の範囲内に恒久的な防錆処理を施したPC鋼材を配置し、定着部あるいは偏向部を介して永続的にプレストレスを与える設計に適用する。

外ケーブル構造を採用したPC橋は、PC鋼材をコンクリートの外に配置するため、コンクリートの部材厚、特にウェブの厚さを薄くでき、自重の軽減が可能である。また、コンクリート部材内へのシースの取付け作業が不要となると同時に、コンクリート断面内に緊張材が少なくなることからコンクリートの打設が容易になり、施工性の向上および工期の短縮が可能となる。

反面、外ケーブルはけた断面内空部に配置するため、内ケーブルに比較して、鋼材の偏心量は小さく、曲げおよびせん断に対する寄与は小さい。終局耐力も付着のある内ケーブルより小さくなる。

これらから、外ケーブル構造を採用した場合、内ケーブルのみの構造に対して、鋼材の偏心量を確保するために、けた高を高くしたり、大容量の緊張材を使用することによって対処する必要が生じる。

外ケーブル構造を採用する可能性のある構造形式としては、単純げた橋、連続げた橋およびラーメンげた橋であり、架設方法としては、押出し架設工法、張出し架設工法およびステージング工法などが考えられる。

外ケーブル構造が、構造的、施工性および経済性の比較から内ケーブル構造より有利と判断される場合、外ケーブル構造を選定して、設計を行うものとする。

外ケーブル方式の緊張材を定着する横げた、隔壁、および定着突起には大きな局部応力が生じ、鉄筋またはPC鋼材で補強する必要がある。定着部の部材厚やハンチなどの形状・寸法および補強鋼材量は実績を考慮し簡易式にて補強を決定してよい。サドル方式など局部応力が卓越すると予想される場合は必要に応じてFEM解析を行って決定するものとする。詳細に関しては、道示Ⅲ18.5および「外ケーブルを用いたPC橋梁の設計マニュアル（1996.8）（財）高速道路技術センター」を参照するものとする。

### 3-6 Tげた橋

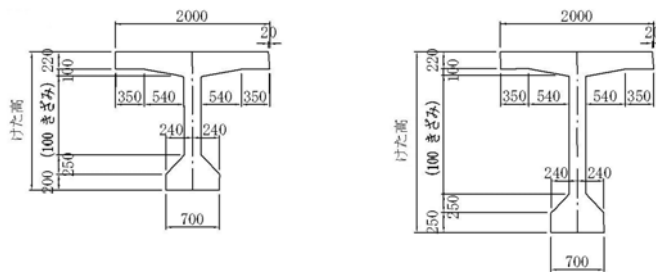
#### 3-6-1 適用

主げた断面が、T形で構成される橋の設計に適用するものとする。

(1) ここでは、プレテンション方式およびポストテンション方式の両工法のTげたを対象とするものとする。

ポストテンション方式Tげたは、合理化・コスト削減を考慮し、PCバルブTげたを基本とし、工場製作のプレキャストセグメント工法を標準とするものとする。

(2) PCバルブTげたは、経済性を考えてフランジ幅2.0mのけたを標準とするものとする。



(a) 支間長 3.5 m未満

(b) 支間長 3.5 m以上

図5-23 PCバルブTげたの主げた形状

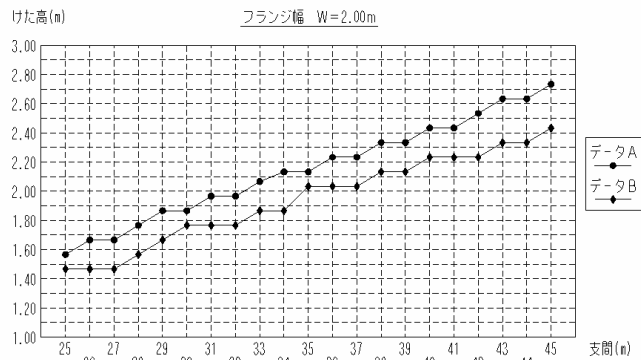
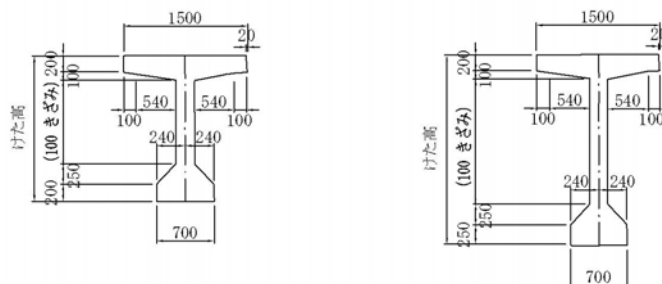


図5-24 PCバルブTげたのけた高、支間の関係の目安の範囲

(3) 交差道路等により、縦断計画上、上部工高を低くする必要がある場合は、フランジ幅1.5mのけたを用いるものとする。



(a) 支間長 3.5 m未満

(b) 支間長 3.5 m以上

図5-25 PCバルブTげたの主げた形状

### 3-6-2 構造解析

- (1) けたの断面力は、原則として格子構造理論により算出するものとする。ただし、直橋あるいは斜角75°以上の斜橋で、床版の支間が短く多主げたの場合は版構造とみなし、直交異方性版理論で解析してもよいものとする。
- (2) 格子構造理論により断面力を算出する場合には、一般に部材のねじり剛性を無視してもよいものとする。
- (3) 斜角は原則として60°以上とするが、ねじりの影響を考慮して70°以上とすることが望ましい。

(1) Tげた橋は、主げたおよび横げたからなる格子構造とみなすことができるので、原則として格子構造理論により断面力を算出するものとする。ただし、直橋および斜角75°以上の斜橋で、床版の支間が短く主げたが3本以上の多主げたの場合は、直交異方性版理論で解析しても同程度の結果が得られるので、これにより解析してもよいものとする。

(2) Tげた橋を格子構造理論により解析した場合のねじりモーメントは、そのほとんどが変形適合ねじりモーメントであり、ねじりひびわれの発生によりねじり剛性が低下し、ねじりモーメントも非常に小さくなることから、部材のねじり剛性は無視して解析してよいこととする。ただし、斜角が70°未満の場合には、ねじりの影響が大きく現れるため、ねじり剛性を考慮して格子構造理論により解析を行い、ねじりに対する検討をおこなうものとする。

(3) 解析方法と斜角の関係は図5-26に示すとおりである。

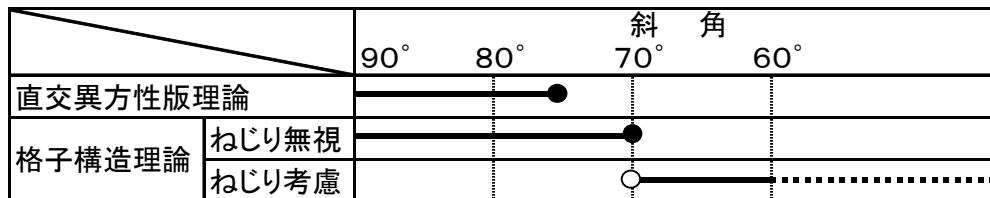


図5-26 解析方法と斜角の関係

### 3-6-3 主げたの据付け

コンクリート橋では、支承を水平に据付けるため、レアーを設けることを原則とする。  
ただし、パット型ゴム支承を使用する場合は、以下によってよい。

- (1) 縦断こう配に対する主げたの据付けは支承部に打足しレアーを設けるものとする。
- (2) 横断こう配が片こう配の場合の主げたの据付けは次のとおりとする。
  - ① ウェブは、原則として鉛直に据付けるものとする。
  - ② フランジ厚の変化と舗装厚の変化により対処するものとする。
  - ③ 片こう配が4%を超え舗装厚の変化が大きくなる場合は、プレテンション中空床版橋、場所打ちげたおよび合成床版橋の採用を考えるとよい。
- (3) 横断こう配が両こう配の場合は、プレテンションTげた、ポストテンションTげたとも、ウェブは原則として鉛直に据付けるものとし、こう配は調整コンクリートにより対処するものとする。

#### (1) 縦断こう配に対して

主げた支承部には、図5-27に示す打足しによるレアーを設けるものとする。

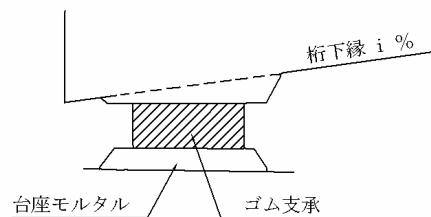


図5-27 縦断こう配に対する主げたの据付け

#### (2) 横断こう配 (片こう配) に対して

1) プレテンションTげた横断こう配が  $I \leq 4\%$ 、ポストテンションTげた横断こう配が  $I \leq 2\%$  の場合ウェブは鉛直に据付けるものとし、横断こう配はフランジ厚を変化させることにより対処するものとする。

- 2) プレテンションTげた横断こう配が  $I > 4\%$ 、ポストテンションTげた横断こう配が  $I > 2\%$  の場合 ウェブは鉛直に据付けるものとし、プレテンションTげたで横断こう配が  $I \leq 4\%$ 、ポストテンションTげたで横断こう配が  $I \leq 2\%$  までは、フランジ厚を変化させ、残りは舗装厚により対処するものとする。

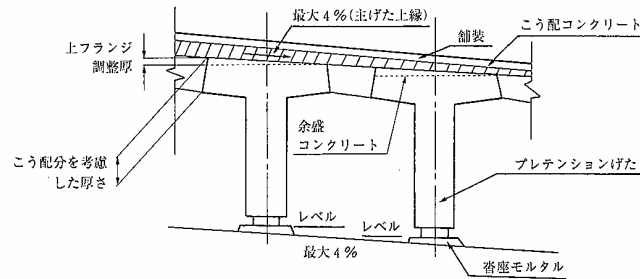


図5-28 横断こう配に対する主げたの据付け

### 3) 床版橋の場合

床版橋の主げたは、Tけたの形状に比べて安定しているため、主げたを4%まで傾け、残りは舗装厚により対処するものとする。ただし、パット型ゴム支承以外の支承を用いる場合は、けた下面が水平になるようにレアーを設けるものとする。

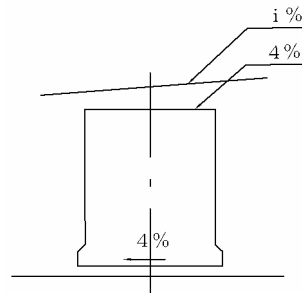


図5-29 床版橋の片こう配の対処

### (3) 横断こう配 (両こう配) に対して

プレテンションTげた、ポストテンションTげたとも、ウェブは鉛直に据付け、横断こう配はこう配調整コンクリートにより対処するものとし、こう配調整コンクリートの最小厚は原則として5cmとする。

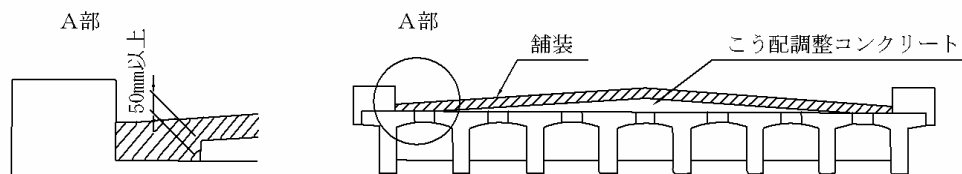


図5-30 横断こう配 (両こう配) に対する対処

3-6-4 床版の構造細目

(1) 床版場所打ちコンクリートの幅は75cm以下とし、プレキャストげたフランジより出した鉄筋により十分に結合するものとする。ただし横締めPC鋼材が配置された床版で場所打ちコンクリートの幅が30cm以下の場合には、この鉄筋は出さなくてよいものとする。

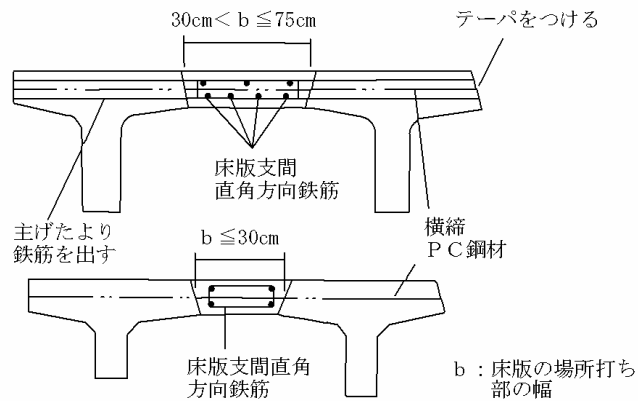
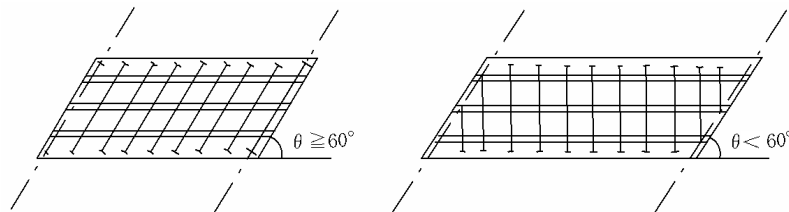


図5-31 床版場所打ちコンクリートの幅

(2) 床版の横締め鋼材および床版支間方向鉄筋の配置は、原則として斜角と同方向に配置するものとする。ただし、斜角をやむを得ず $60^\circ$ 未満とする場合は主げたに直角に配置するものとするが、セグメントげたなどこれによりがたい場合は斜角と同方向に配置してもよい。



5-32 床版横締め鋼材の配置



### 3-6-5 横げたの構造細目

- (1) 主げたの支点上には、横げたを設けることを標準とする。
- (2) 中間横げたは、1支間につき1箇所以上かつ15m以下の間隔で設けるものとする。
- (3) 横げたは、原則としてPC鋼材を配置するものとする。
- (4) 中間横げたのウェブの最小厚は20cmとするものとする。
- (5) 中間横げたは、原則として支承線に平行に配置するものとする。

(1) 主げたのたわみ差やねじり変形により、床版、支承などの構造に有害な影響を及ぼす場合があるので、主げたの直角方向の剛性を高めるため、支点横げたおよび中間横げたを設けるものとする。

十分な構造解析に基づき中間横桁の機能を床版で代用できると考えられる場合は、プレストレストコンクリート床版を有する斜角 $70^\circ$ 以上のTげた橋について中間横桁を30m以下の間隔で設けることとしてよい。ただしこの場合は床版の最小全厚を10%増加させるとともに床版の支間曲げモーメントを単純版の90%として設計してよいものとする。

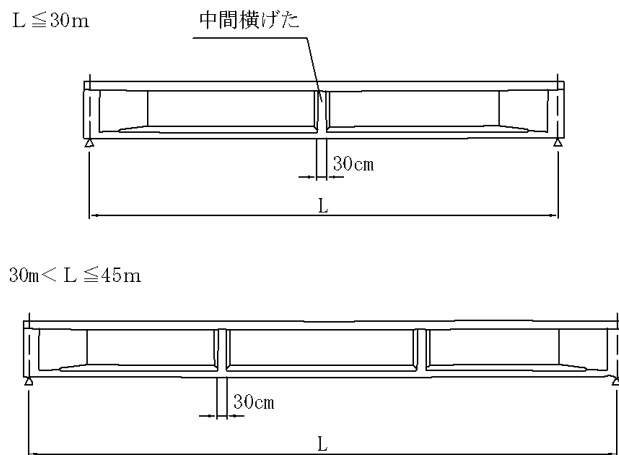


図5-33 ポストテンションTげたの横げたの配置（PCバルブTけた）

(3) 斜橋の場合で横げたを支承線と平行に配置するときは、切欠きを設けて標準アンカープレートを使用し、横締めを定着面と直角に定着するのを原則とするが、斜角が $75^\circ$ 以上の場合には異形アンカープレートを用いてもよい。斜角が $75^\circ$ 以下の場合、異形アンカープレートを用いる方法がある。

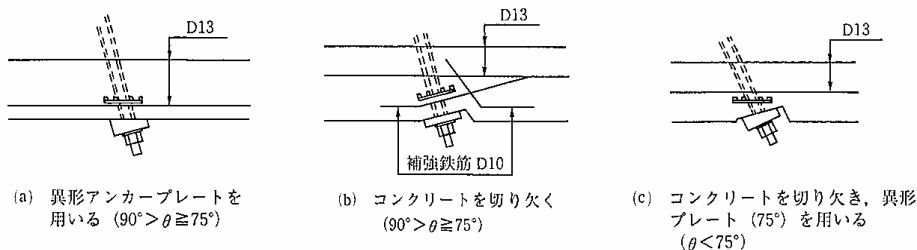


図5-34 斜橋に対する横締めPC鋼材の端部処理

(5) 斜橋の場合、中間横げたを支承線に平行に配置すると、各主げたのたわみのほぼ同じ位置が横げたで結ばれるため、主げたおよび横げたの断面力は小さくなることから、中間横げたの配置は一般に支承線に平行に配置するものとする。

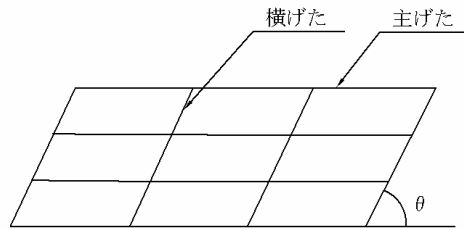


図5-35 斜角  $60^\circ$  以上の場合の横げたの配置

主げたと横げたとの継目は、主げた軸に平行とするものとする。

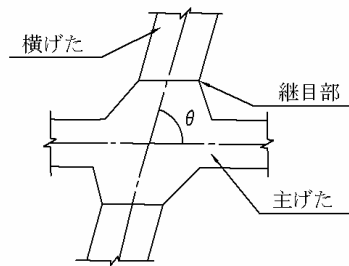


図5-36 斜角  $60^\circ$  以上の場合の横げたの打継目

### 3-6-6 プレキャストセグメント工法の継目部

- (1) プレキャストセグメント橋は、継目部のないけたとして構造解析をした上で、継目部の照査を行うものとする。
- (2) 継目部は、設計荷重作用時およびプレストレス直後において引張応力が生じないように設計するものとする。
- (3) 継目部は、設計荷重をこえる大きな活荷重が作用した場合に、ひび割れが発生しないように設計するものとする。
- (4) 継目部の鋼製接合キーは、架設時および終局荷重作用時に作用するせん断応力に対して設計するものとする。

(1) プレキャストセグメント橋の安全性は、セグメント継目部の耐荷性能に大きく影響される。設計にあたっては、継目部を照査断面に含めた継目部のない通常の部材として、構造形式に応じて設計を行うとともに、継目部の応力度の照査を行うものとする。

(2) プレキャストセグメント橋の継目部は、けたの軸方向鉄筋が連続して配置されていないため、設計荷重作用時にフルプレストレスの状態とする。プレストレス直後においても接着剤が完全に硬化していないことから、引張応力が生じないことを照査するものとする。

(3) 継目部のコンクリートの曲げ引張応力度の許容値は、許容曲げ引張応力度の70%割増した値とする。ただし、設計基準強度 $50\text{N/mm}^2$ の工場製作のプレキャストセグメントは、一律 $3.0\text{N/mm}^2$ とする。ここでいう大きな活荷重とは、下記の荷重の組合せをいう。

- 1) けた  $\sigma_0 + 1.7\sigma_L$
- 2) 床版  $\sigma_0 + 1.7\sigma_{LS} + 0.5\sigma_g$

ここに、 $\sigma_0$  : 活荷重および衝撃以外の主荷重によるコンクリートの曲げ引張応力度  
 $\sigma_L$  : 活荷重および衝撃によるコンクリートの曲げ引張応力度  
 $\sigma_{LS}$  : 活荷重および衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度  
 $\sigma_g$  : 活荷重および衝撃によるけたとしてのコンクリートの曲げ引張応力度

(4) 鋼製接合キーが受持つことのできるせん断応力度は、架設時 $100\text{N/mm}^2$ 、終局荷重作用時 $235\text{N/mm}^2$ としてよい。鋼製接合キーの機械的性質は、下記のとおりとする。

表5-20 鋼製接合キーの機械的性質

材 質	SS400, FCD450
引張強さ	$400\text{N/mm}^2$ 以上
降 伏 点	$215\text{N/mm}^2$ 以上
伸 び	10%以上

### 3-6-7 プレキャストセグメント工法継目部の構造細目

- (1) プレキャストセグメントの分割は、プレキャストセグメントの製作、運搬、架設工法を考慮して決定するものとする。
- (2) プレキャストセグメントの接合面は、原則として主げた部材軸線に直角に設けるものとする。
- (3) プレキャストセグメントの継目部付近は、補強鉄筋を配置するものとする。
- (4) プレキャストセグメントの継目部はエポキシ樹脂接着剤を接合材料とし、鋼製接合キーかコンクリート製接合キーを用いるものとする。

- (1) 一般にプレキャストセグメントの分割数は、曲げモーメントが最大となる支間中央での継目を避けるために奇数個とするものとする。
- (2) プレキャストセグメントの接合幅は、プレストレス力の接合面に沿った分力が極力生じないように、主げた部材軸線に直角に設けるものとする。

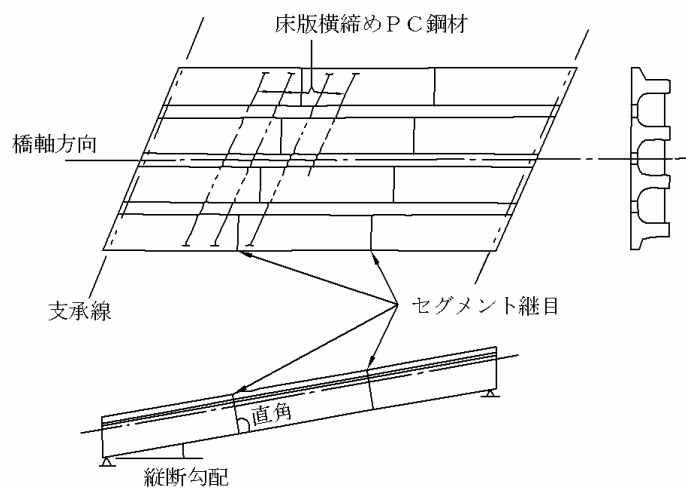


図5-37 セグメント継目の配置

- (3) 継目付近のスターラップ間隔は、継目部以外のスターラップ間隔の1/2、または10cm程度とし、補強範囲は30cm以上とするものとする。
- (4) 接合キーは、TげたやPCコンポ橋のように部材寸法が小さい場合は、原則として鋼製接合キーとする。

### 3-7 合成げた橋

#### 3-7-1 設計一般

プレキャストコンクリートげたと場所打ち床版とがずれ止めによって結合され、けたと床版とが一体となった合成断面で荷重に抵抗する合成げた橋のうち、PCげたとPC合成床版による合成げた（PC合成床版タイプ合成げた）橋に適用する。

- (1) PC合成床版タイプ合成げたは、工場製作のプレキャストセグメント工法によるポストテンション方式を標準とする。
- (2) PC合成床版タイプ合成げたは、斜角 $70^{\circ}$ 以上を標準とし、 $70^{\circ}$ 以下の橋梁ではねじりを考慮した格子解析を行うものとする。PC合成床版タイプ合成げたは、プレキャストセグメント工法によるため、現場の省力化等に有利なほか、プレキャストPC板が型枠支保工として機能するためけた下に交通制限等がある場合に有利である。

#### 3-7-2 構造解析

けたの断面力は、原則として格子構造理論により算出するものとする。

PC合成床版タイプ合成げた橋は、省力化、コスト削減を念頭に開発された工法で、中間横げたが1支間につき1箇所と従来のけた橋より間隔を大きくとっていることが特徴である。格子構造理論により十分な解析を行い、さらに荷重分配性能を確かにするために斜角 $70^{\circ}$ 以上の橋梁に適用するものとする。

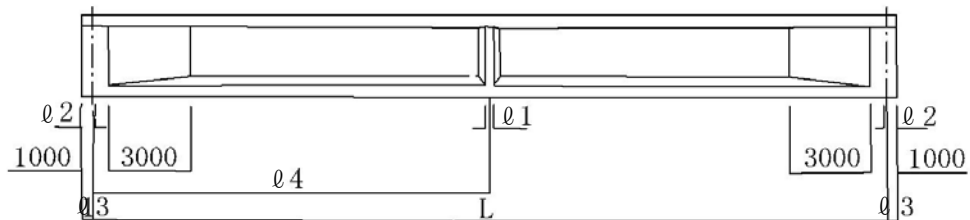
#### 3-7-3 主げたの構造細目

- (1) 主げたは、ずれ止め鉄筋により一体化された床版との合成断面で、橋面荷重及び活荷重の合成後荷重に対して安全となるように設計するものとする。
- (2) 合成げたとして断面力に抵抗する床版の有効断面は、原則として場所打ちコンクリート部分だけとする。
- (3) 応力度照査にあたって、プレキャストげたと場所打ち床版におけるコンクリートのクリープ、乾燥収縮の差を考慮するものとする。
- (4) 主げたと床版の合成を高めるために、直径13mm以上、中心間隔50cm以下のずれ止め鉄筋を配置する

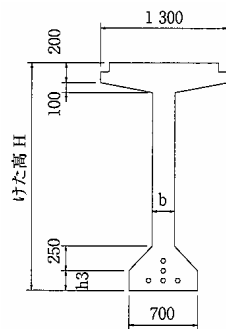
- (1) 合成げた橋は、施工順序および施工工程により、同一断面内の応力分布が異なる。あらかじめ想定した施工条件に従い、合成前及び合成後の施工段階ごとに応力度を算定するものとする。

(2) PC合成床版中のPC板は、桁の支間直角方向に継目があり、継目部で断面が減少しているため、有効断面としてPC板は無視することとする。

JIS A 5373(2004) 推奨仕様2-3を参照のこと。



支間(L)	中間横げた本数	l 1	l 2	l 3	l 4
25.0m	1	0.300	0.700	0.350	12.5
30.0m			0.700	0.400	15.0
35.0m			0.700	0.400	17.5
40.0m			0.800	0.450	20.0
45.0m			0.800	0.450	22.5



支間 L	PC鋼材	下フランジ高 h3	ウェブ厚 b
25 ≤ L ≤ 38m	12S12.7	200mm	220mm
38 < L ≤ 45m	12S15.2	250mm	230mm

図5-38 主げたの形状

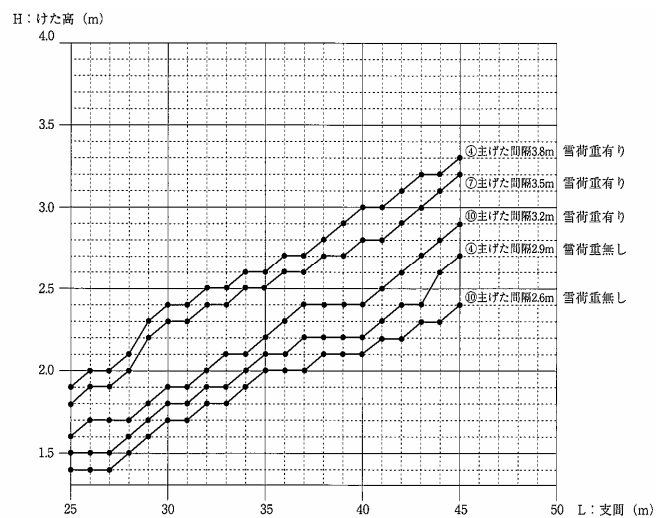


図5-39 けた高、支間の関係の目安

### 3-7-4 PC合成床版の構造細目

- (1) 床版は、PC板と場所打ちコンクリートの一体化した合成床版で、橋面荷重及び活荷重の合成後荷重に対して安全となるように設計するものとする。
- (2) 床版の支間のとり方、曲げモーメントの算定は鉄筋コンクリート床版の規定に準拠するものとする
- (3) PC合成床版の厚さは、PC板と場所打ちコンクリートの合計厚とする。場所打ちコンクリートは最小厚15cmとし、PC板の1.5倍以上とする。

(1) 設計荷重作用時の合成床版支間中央は、PC板に引張応力度を発生させないようにするとともに、場所打ちコンクリート打設後の合成断面に合成後荷重でもPC板に引張応力度が生じないようにするものとする。

(2) 床版の曲げモーメントの算定は、鉄筋コンクリート床版の規定に準拠する。ただし、中間横げた間隔が15mを越える橋梁では、主げたの荷重分配作用が低下する。そこで、床版の支間曲げモーメントを道示Ⅲ7.4に規定する支間曲げモーメントの単純版の90%として設計するものとする。

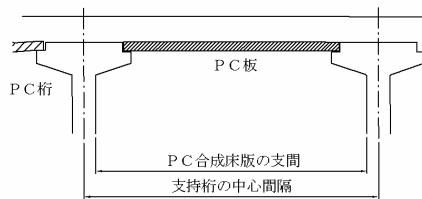
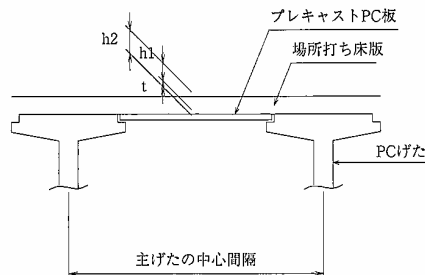


図5-40 PC合成床版の支間

(3) 場所打ちコンクリートに配力鉄筋を配置し、PC板の1.5倍以上の厚さとすれば、全体として等方性スラブとして挙動すると考えてよい。主げた中心間隔と合成床版厚は図5-41を標準とする。



主げた間隔	PC板厚 t (mm)	場所打ち床版厚 h1 (mm)	合成床版厚 h2* (mm)
2 600mm	70	160	230
2 900mm	70	170	240
3 200mm	80	170	250
3 500mm	90	170	260
3 800mm	100	170	270

\* 床版厚は、「道橋示方書・同解説Ⅲ 7.3 床版の厚さ」大型自動車の交通量が多い場合として  $k1=1.25$  の割増を考慮している。

図5-41 主桁間隔と合成床版厚、PC板厚の目安

### 3-7-5 PC板の構造細目

- (1) PC板は厚さ7cm以上のプレテンション方式の工場製品とする。
- (2) PC板は、横げた上に載せない構造とする。
- (3) PC板は、施工時の有効プレストレス、自重、場所打ちコンクリートおよび施工時荷重に対して安全に設計するものとする。
- (4) PC板は主げたに対して直角に敷設し、斜橋の場合は端部で調整することを原則とする。

(1) PC板は厚さが薄いため、工場製品に限定する。PC板と場所打ちコンクリートの打継目の一体化は、既に多くの研究で確認されているが、さらに信頼性を高めるために、PC板の上に凹凸を設けるものとする。JIS A 5373(2004) 推奨仕様2-3を参照のこと。

(2) PC板は、床版支間（橋軸直角）方向にだけプレストレスが導入されているため、横げたの上に載せると、PC板の橋軸方向に大きな曲げモーメントが生じ、ひび割れの原因となるため、一体化させないものとする。

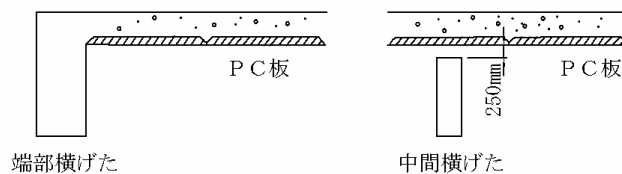


図5-42 横げた部のPC板配置

(3) 施工時荷重とは、作業員やコンクリート打込み用器具などの重量で、一般に $3.5\text{kN}/\text{m}^2$ としてよい。

(4) 斜橋の場合は端部に調整用のPC板を敷設するか、場所打ち部を設けるのがよい。

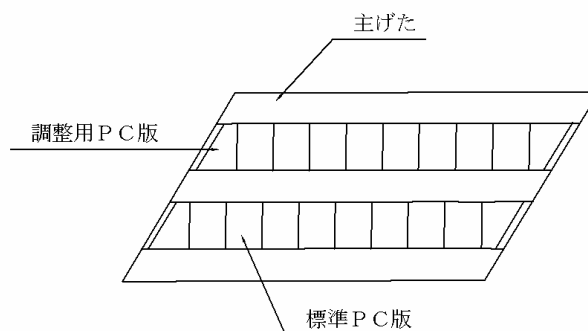


図5-43 斜橋におけるPC板の敷設



### 3-7-6 プレキャストセグメント工法の継目部

プレキャストセグメント工法の継目部は「3-6-6」によるものとする。

### 3-7-7 プレキャストセグメント工法継目部の構造細目

プレキャストセグメント工法継目部の構造細目は「3-6-7」によるものとする。

### 3-8 箱げた橋

#### 3-8-1 適用

主桁断面が箱形をなす橋の設計に適用するものとする。

#### 3-8-2 断面力の算定

- (1) 斜角が $70^\circ$ 以上の単一箱げた橋および多重箱げた橋の断面力は、箱げた全断面を1本のはりとして断面力を算出するものとする。ただし、多重箱げた橋においては全幅と支間の比（全幅／支間）が0.5以上の場合は、原則として格子構造理論によって断面力を算出するものとする。
- (2) 多主げた箱げた橋、斜角 $70^\circ$ 未満の単一箱げた橋、多重箱げた橋および曲線橋の断面力は原則として格子構造理論により算出するものとする。
- (3) 横方向の設計は、上下フランジとウェブにより、構成されるラーメン構造として下フランジおよびウェブの断面力を求めるものとする。

(1) 全幅と支間の比が0.5未満の多主げた箱げた橋の場合には、主載荷重を車道部分に満載して算出した断面力を主げた本数で除して、各主げたの断面力としてよいものとする。

(2) 斜角が $70^\circ$ 未満の単一箱げた橋および多重箱げた橋の場合は、ねじりの影響を考慮するため、部材のねじり剛性を考慮して格子構造理論によって解析するものとする。

1) よく使用されている標準的な箱げた橋の断面は図5-44に示すとおりである。

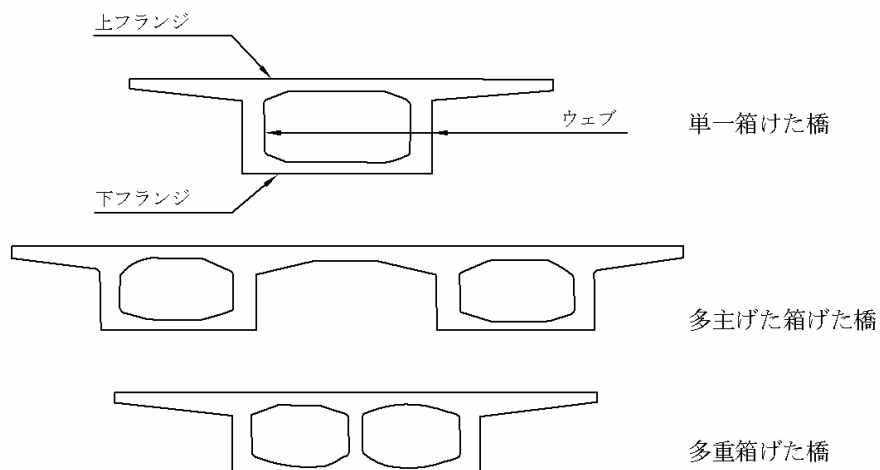


図5-44 標準的な箱げた橋の断面

2) 橋軸方向の設計における解析モデルの参考例は以下に示すとおりである。

① 単一箱げた橋

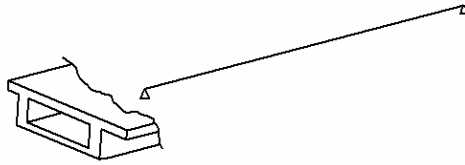


図5-45 単一箱げた橋の解析モデル ( $70^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ )

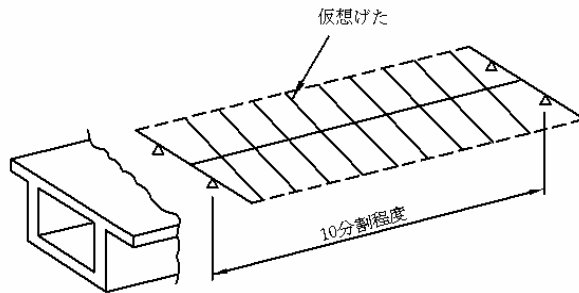


図5-46 単一箱げた橋 (斜角  $\theta < 70^\circ$ ) および曲線橋の解析モデル

② 多主げた箱げた橋

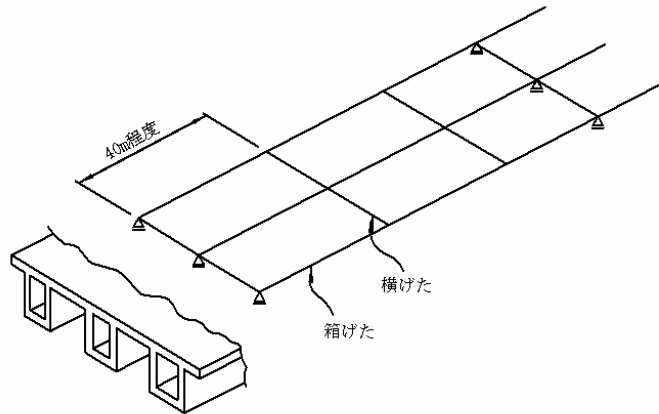


図5-47 多主げた箱げた橋の解析モデル

③ 多重箱げた橋

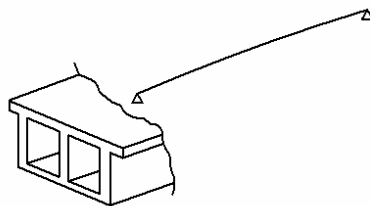


図5-48 多重箱げた橋の解析モデル (全幅/支間が0.5以下の場合)

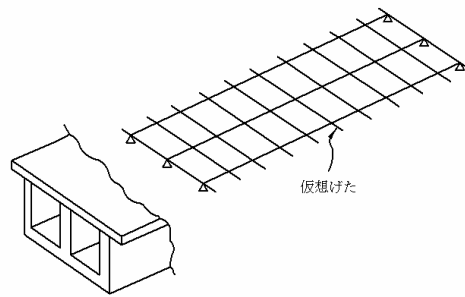


図5-49 多重箱げた橋の解析モデル（全幅／支間が0.5以上の場合）

(3) 活荷重による上フランジの曲げモーメントは、床版の設計曲げモーメントにより求めるものとする。

下フランジおよびウェブの断面力は、図5-50に示すように、橋軸方向に1 mの奥行きを有する箱形ラーメン構造にモデル化し、上フランジの支点曲げモーメントを別々に外力モーメントとして箱形ラーメン構造に作用させて、着目点に最も不利となるような組合せにより算定するものとする。

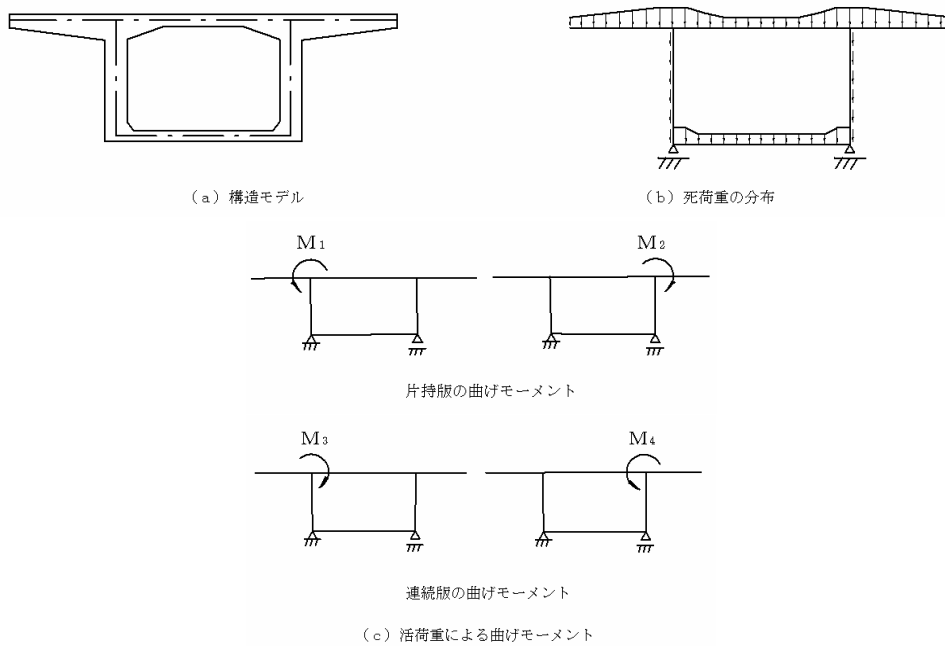


図5-50 下フランジおよびウェブの曲げモーメント

### 3-8-3 横げたおよび隔壁の構造細目

- (1) 支点上には必ず横げたおよび隔壁を設けるものとする。
- (2) 中間横げたおよび隔壁は、原則として1径間に1箇所以上設けるものとする。
- (3) 横げたおよび隔壁の最小厚は20cmとする。

(1) 多主げた箱げた橋には、橋軸直角方向の剛性の確保および荷重分配作用を高めるため、支点上のほか、支間内にも横げたおよび隔壁を設けるものとする。この場合、一般に支間中央に配置するのが有効であるが、支間の長い場合には40m程度の間隔で配置するものとする。

単一箱げた橋および多重箱げた橋は比較的橋軸直角方向の剛性が高い構造であるため、1径間に1ヶ所の隔壁を設けるのが一般的である。

(2) 斜角を有する箱げた橋の横げたおよび隔壁の配置は「3-6-5」に準じるものとする。

(3) 横げたおよび隔壁の厚さは、鋼材の配置などを考慮して最小厚を規定したものである。

### 3-9 連続げた橋

#### 3-9-1 断面力の算出

- (1) 連続げたの中間支点の設計曲げモーメントは道示Ⅲ12.3により低減してよいものとする。
- (2) 支点不等沈下が予想される場合は、「第2編 橋梁一般 1-9」によりその影響を考慮するものとする。

- (1) 連続げたの中間支点付近の曲げモーメントは、はり理論ではとがった状態になるが、実際には支承幅、けたの高さ、横げたの影響を受けてなめらかな形状となるため、設計曲げモーメントは道示Ⅲ12.3にしたがい低減させるものとし、この場合の応力度などを照査する断面は、横げたや隔壁を無視した断面としてよいものとする。

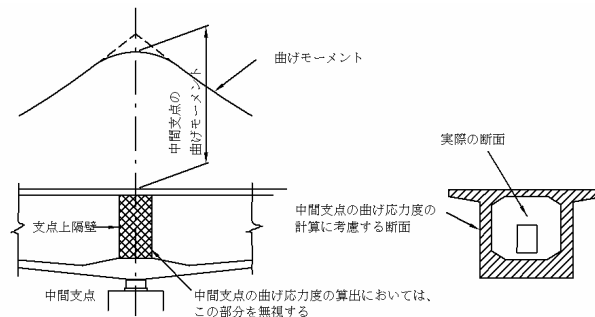


図5-51 応力度などを照査する断面

- (2) 連続げたのような不静定構造物は、基礎の不等沈下が生じないように計画すべきであるが、やむをえず、地盤の圧密沈下などに起因する基礎間の不等沈下が予想される場合には、「第2編 橋梁一般1-9」により支点移動の影響を考慮するものとする。

#### 3-9-2 支承付近に生じる地震時応力の検討

支承に固定支承や地震時水平力分散支承を用いた場合、支承部に大きな水平力が作用する。この水平力に対して、上部構造がせん断破壊することがないように適切に補強しなくてはならない。

- (1) 端支点の支承に大きな水平力が作用する橋では、図5-52に示すように、上部構造の端部が支承のアンカーボルト近傍からせん断破壊することのないように、PC鋼材および鉄筋の配置について配慮する必要がある。

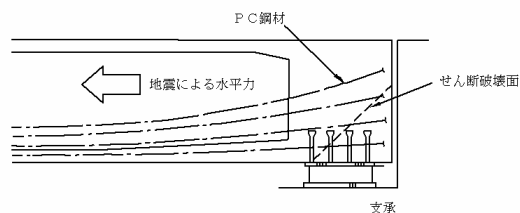


図5-52 支承のアンカーボルト近傍におけるPC鋼材配置の例

(2) 箱げた橋の支承部における、橋軸直角方向に作用する水平力に対する鉄筋補強の例を図5-53に示す。

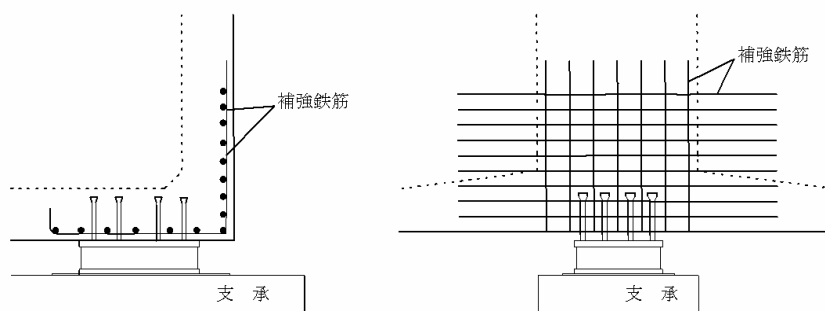


図5-53 支承部の橋軸直角方向に対する鉄筋補強の例

### 3-9-3 張出し架設工法における柱頭部の設計

張出し架設工法における柱頭部は、アンバランスモーメントに対して安全なように設計するものとする。

(1) 張出し架設工法は、移動式作業車により橋脚部から支間中央部に向かって橋体ブロックを継ぎだし、左右のバランスを保ちながら張出していく工法であり、橋体ブロックは一般に左右交互に継ぎだすため、左右の死荷重差、移動式作業車の位置および重量、地震力などにより柱頭部にアンバランスモーメントが発生するが、このアンバランスモーメントは、仮支承と仮固定用P C鋼棒により対処するものとする。

(2) 仮固定用P C鋼棒は、張出し架設中の死荷重および移動式架設作業車などによる鉛直力とアンバランスモーメントに対して緊張直後の許容引張応力度以内となるように設計し、仮支承からけたが浮上がらないように、プレストレスを導入するものとする。

(3) 地震時は、死荷重および移動式架設作業車などによる鉛直力とアンバランスモーメントおよび図5-54に示す地震力に対してP C鋼材が引張強度 ( $\sigma_{pu}$ ) 以内となるよう設計するものとする。

図5-54で示した設計水平震度  $kh$  は架設時の構造系で最も厳しい状態におけるレベル1地震動の設計水平震度を用いるものとする。

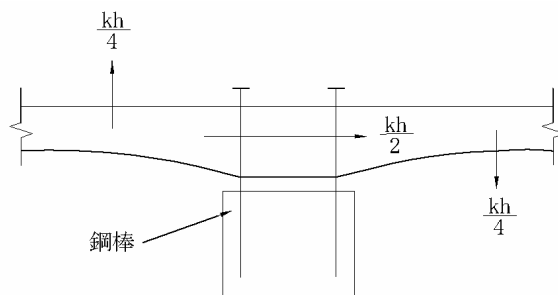


図5-54 柱頭部に作用する地震力

### 3-9-4 構造細目

連続げた橋の中間支点付近には、ウェブおよび下端側に用心鉄筋を配置するものとする。

連続げた橋の中間支点付近は、曲げモーメントおよびせん断力がともに最大となり、かつ集中的な支点反力を受けて応力状態も複雑となる。ウェブには水平引張力、けた下端には理論解析した応力より大きな圧縮力が生じるので、用心鉄筋を配置するものとする。

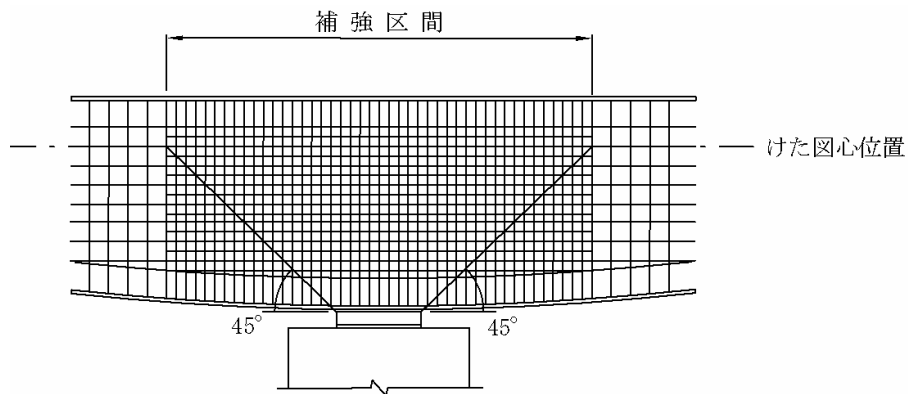


図5-55 中間支点部の用心鉄筋の配筋例



### 3-9-5 連続桁中間支点部のマスコンクリートのひび割れ検討

連続げた橋の中間支点部やラーメン橋の柱頭部は、マスコンクリートとして施工されるため、温度ひび割れに留意しなければならない。

連続げた橋の中間支点部やラーメン橋の柱頭部は隔壁と橋脚頭部からなり、一体にマスコンクリートとして打設され、硬化熱による温度応力が大きく、ひび割れが発生しやすい。施工段階において必要に応じて、打設時の気温、セメント、型枠の種類、打設ロッドを設定して解析を行い、低発熱型セメント使用の検討や、引張り応力に応じた補強鉄筋・P C 鋼材の追加配置量を算定するものとする。

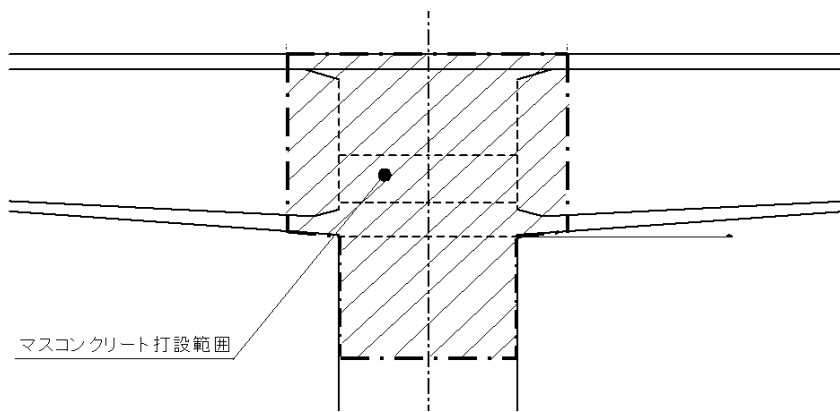


図 5-56 柱頭部

#### 関連規定

コンクリート標準示方書[施工編]

- ・ 4 章 施工段階におけるひび割れ照査
- ・ 6 章 コンクリートの配合設計

### 3-10 プレキャストげた架設方式連続げた橋

#### 3-10-1 設計一般

- (1) プレキャストげた架設方式連続げた橋とは、プレキャスト単純げたを架設し、その後に中間橋脚上でこれらを連結して、連続げたとするプレストレストコンクリートげた橋である。
- (2) 支間長は等径間とみなせる程度で、4.5m程度以下を目安とするものとする。
- (3) 斜角は、原則として70°以上を目安とする。また、けたの平面的な折れ角が生じる場合には格子解析により影響を考慮するものとする。

(1) プレキャストげた架設方式連続げた橋は、一般的に図5-57に示す手順で施工され、次に示すような構造上の特徴をもっている。連結部の構造により鉄筋コンクリート方式とプレストレストコンクリート方式に分類されるが、原則として実績の多い鉄筋コンクリート方式によるものとする。

- 1) 連結部では、ある一定の間隔をあけて配置されたプレキャストげたの上フランジ内の埋込み鉄筋に連結鉄筋を重合せ、横げたとともにコンクリートが打設される。
- 2) 中間橋脚上に用いる支承は、所要の鉛直ばね定数をもつゴム支承が用いられ、連結後の主げたの挙動が1点支承に近い支持条件を持つようにされている。
- 3) 中間橋脚上は鉄筋コンクリート構造とし、橋軸方向には一般にプレストレスが導入されていない。

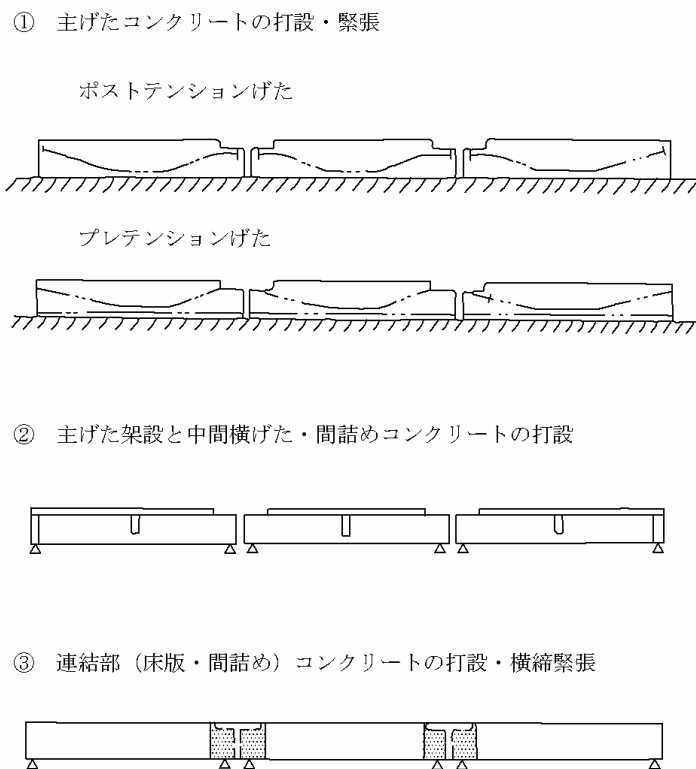


図5-57 プレキャストげた架設方式連続げた橋の一般的な施工手順

(2) プレキャストげた支間は、プレテンションげたでは2.4mまで、ポストテンションげたでは4.5m以下であることから、これらの値がプレキャストげた架設方式連続げた橋の適用支間の目安となる。しかし、支間長が長くなると連結部の断面力が大きくなり、単純げたのけた高では連結部の設計が困難になる場合には、けた高を高くするなどにより対処するものとする。

(3) 連結部横げたは、ねじりに対する補強筋を配置することが困難であることから、プレキャストげた架設方式連続げた橋はねじりの影響の少ない斜角70°以上を目安とするが、ねじりに対する検討をおこなって十分安全を確認した場合においても斜角は60°以上とするのが望ましい。

### 3-10-2 荷重の種類と組合せ

(1) プレキャストげた架設方式連続げた橋の設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

- ① 主げた重量、床版および横げた重量 (D1)
- ② 橋面工重量 (D2)
- ③ プレストレス力 (P S)
- ④ 活荷重 (L)
- ⑤ 衝撃 (I)
- ⑥ コンクリートのクリープの影響 (C R)
- ⑦ コンクリートの乾燥収縮の影響 (S H)
- ⑧ 温度変化の影響 (T1)
- ⑨ 床版とその他の部分との温度差の影響 (T2)
- ⑩ 支点の不等沈下の影響 (S D)

(2) 支間中央部の設計は、次の荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについておこなうものとする。

(a)  $D1 + D2 + P S + L + I + C R + S H + T1 + T2$

(b)  $D1 + D2 + P S + L + I + C R + S H + T1 + T2 + S D$

(3) 連結部の設計は、次の荷重の組合せのうち、最も不利な組合せについておこなうものとする。

(a)  $D2 + L + I + C R + S H + T1 + T2$

(b)  $D2 + L + I + C R + S H + T1 + T2 + S D$

(1) プレキャストげた架設方式連続げた橋では連結部の施工によって構造系が変化するので、死荷重は連結部の施工前の単純げたとして作用する死荷重 (D1) と連結部施工後の連続げたに作用する死荷重 (D2) に分けるものとする。

⑧ 温度変化の影響は支承条件が多点固定のように、温度による変形が拘束される場合に考慮するものとする。

⑨ 床版とその他の部分との温度差の影響については、「3-2-1解説(2)」を参照するものとする。

⑩ 支点不等沈下が予想される場合は「第2編 橋梁一般 1-9」により、その影響を考慮するものとする。

(2) (3) プレキャストげた架設方式連続げた橋では、構造系の変化にともなってコンクリートのクリープや乾燥収縮による不静定力が発生する。この不静定力については、従来は着目した断面に対して不利に作用する場合のみ考慮するのが一般的であったが、大型供試体を用いた載荷試験および実橋調査などにより連結部が十分な耐力を有していることが確認されたため、コンクリートのクリープや乾燥収縮による不静定力を荷重の組合せにおいて考慮するものとする。

### 3-10-3 連結鉄筋の許容応力度

連結鉄筋の許容応力度は、死荷重時において $100\text{N/mm}^2$ 、設計荷重時において $160\text{N/mm}^2$ とするものとする。

連結鉄筋は、引張領域に重ね継手で配置されており、継手が同一断面に集中していることから、許容応力度を他の部分より小さくしたものである。また荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合の許容応力度は、この値を基本として割増しをおこなうものとする。

### 3-10-4 設計計算

(1) 断面力は、主げた自重、横げたおよび床版自重については単純げたとして、橋面工重量、活荷重、衝撃については連続げたとして、原則として格子構造理論により算出するものとする。

ただし、直橋あるいは斜角 $75^\circ$ 以上の斜橋で主げたが3本以上ある多主げたの橋梁に対しては版構造とみなし、直交異方性版理論で解析してもよいものとする。

(2) 連続げたの解析モデルは、中間橋脚上の2点のばね支持を考慮するものとする。

(3) 連結げた橋の中間支点上の設計曲げモーメントは、道示Ⅲコンクリート橋編12.3による低減をおこなわないものとする。

(1) 格子構造理論により断面力を算出する場合、斜角が $70^\circ$ 以上の橋梁については部材のねじり剛性は無視してもよいものとする。

(2) 連続げたの解析モデルについては、図5-58に示すように中間橋脚上の2点のばね支持を考慮して解析するものとするが、衝撃係数を算出するための支間は $Lc1$ 、 $Lc2$ 、 $Lc3$ を用いるものとする。

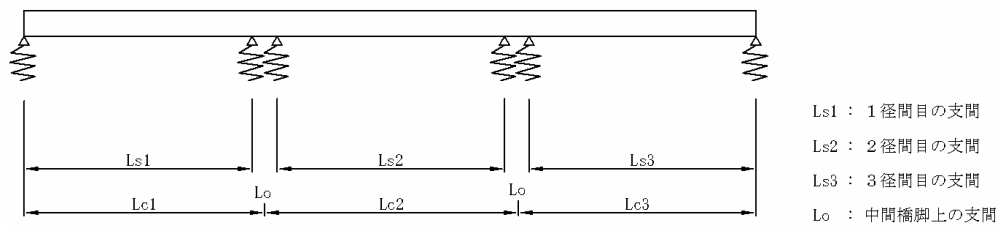


図5-58 解析モデルと設計支間

(3) 一般の連続げた橋では、中間支点部の負の設計曲げモーメントを道示Ⅲ12.3により低減しているが、プレキャストげた架設方式連続げた橋では中間橋脚上で2点支持とした解析モデルを採用することから、この低減はおこなわないものとする。

### 3-10-5 連結部の計算断面

(1) 連結部の設計断面は、図5-59に示す横げた中心位置の断面B-B、横げた前面位置の断面A-Aおよび断面C-Cとする。

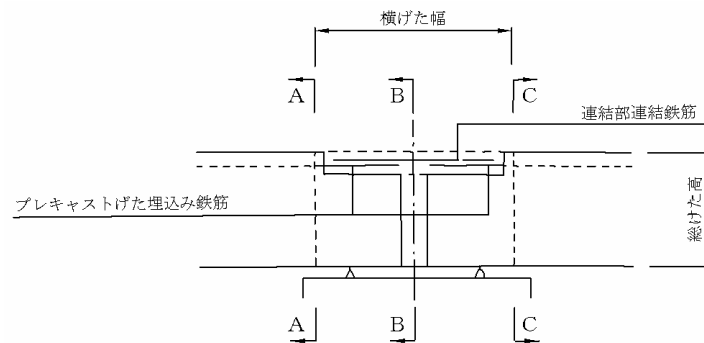
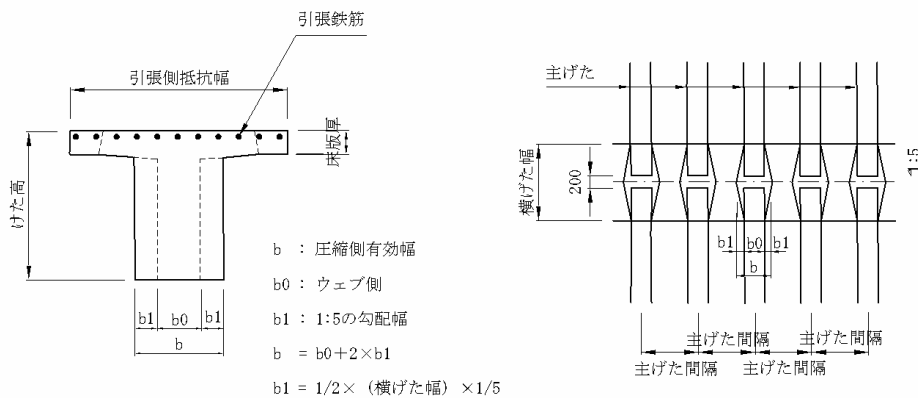
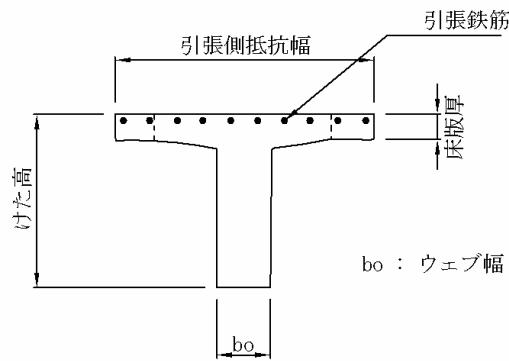


図5-59 連結部の設計断面

(2) 連結部に作用する負の曲げモーメントに対する抵抗断面は、図5-60の実線で示される断面状態とし、下フランジ圧縮側の有効幅は、連結部の横げた前面位置より1:5の範囲で考慮してよいものとする。



(a) 横げた中心位置の断面B-B



(b)横げた前面位置の断面A-Aおよび断面C-C

図5-60 負の曲げモーメントに対する抵抗断面

(3) 連結部に作用する正の曲げモーメントに対しては図5-59に示す横げた中心位置の断面B-Bについて照査を行うものとし、抵抗断面は図5-61の実線で示される断面形状とする。

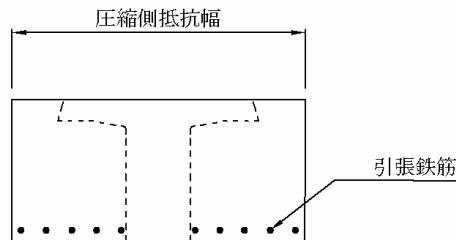


図5-61 正の曲げモーメントに対する抵抗断面（横げた中心位置の断面B-B）

(1) 連結部に作用する曲げモーメントに対しては、一般に横げた中心位置の断面B-Bで照査しておけば安全であるが、断面A-A、断面C-Cでは、連結後に作用する負の曲げモーメントにより、プレキャストげたの下縁に圧縮応力を生じる場合があるので、これについても照査するものとする。

(2) 連結部には一般に負の曲げモーメントが作用するが、スパンが短く、自重の軽いプレテンションげたを用いる場合などでは、連結部に正の曲げモーメントが生じることがある。また、不等沈下の影響を考慮する場合には正の曲げモーメントが作用する場合がある。このような場合には、場所打ちの横げた部下端に鉄筋を配置して抵抗させるものとする。

### 3-10-6 連結部の構造

(1) 連結部の構造は次によるものとする。

- 1) 連結部のけた端の間隔は20cmを標準とする。
- 2) 床版切欠き長は、連結鉄筋の長さ、両端部の余裕をそれぞれ50mm加えた長さ以上とし、連結鉄筋の長さは、鉄筋の重ね継手長に連結部のけた端の間隔20cmを加えた長さとする。
- 3) 横げたの幅は、ポストテンションげたの場合はけた高以上とし、プレテンションTげたの場合は床版切欠き長+10cm程度とする。プレテンション床版橋の場合は、正のモーメント

に対する鉄筋（断面下側の鉄筋）を主げたの連結部隔壁内に埋め込む構造としており、この隔壁の幅は引張鉄筋を確実に定着するため20cm程度とし、横げた幅は床版切欠き長+40cm程度とする。

- 4) 横げたには、主げたを縫う形でP C鋼材を配置するものとする。そのプレストレス量は横げた断面に対してプレテンションげたの場合 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ 以上、ポストテンションげたの場合は $1.5\text{N}/\text{mm}^2$ 以上とする。この場合、横げた断面とは、（横げた幅×総けた高）とする。
- (2) 連結部の鉄筋は次によるものとする。

- 1) 上側引張鉄筋は、2段配置までとする。
- 2) 上側引張鉄筋は、原則としてD22mm以下、中心間隔は10cm以上とする。
- 3) 上側引張鉄筋の最小鉄筋量は、1段配置で次のとおりとする。

ポストテンションげた：D22mm 中心間隔15cm

プレテンションげた：D19mm 中心間隔15cm

- 4) 埋込み鉄筋の長さは支間 $L_s$ の20%以上とする。
- 5) 埋込み鉄筋と連結鉄筋の重ね継手長は、鉄筋の許容引張応力度とコンクリートの付着応力度により鉄筋の2.5倍以上とする。
- 6) 横げたの下側には主げたの正の曲げモーメントと支点の不等沈下に対する主鉄筋を配置しなければならないが、計算上主鉄筋が必要でない場合でも、用心鉄筋として、上側鉄筋量の1/2以上の鉄筋を配置するものとする。
- 7) 横げたの配力鉄筋はD13mmを20cm以下の間隔で配置するものとする。
- 8) ポストテンションTげたの切欠き部のずれ止め鉄筋はD13mm以上とし、中心間隔は15cm以下とする。

- (1) 横げた幅は、横げたを介して主げたの連続性を確保する必要があるため、ポストテンションげたの場合はけた高と同じ長さ以上とし、プレテンションげたは床版の切欠き部を完全に包むものとしたものである。

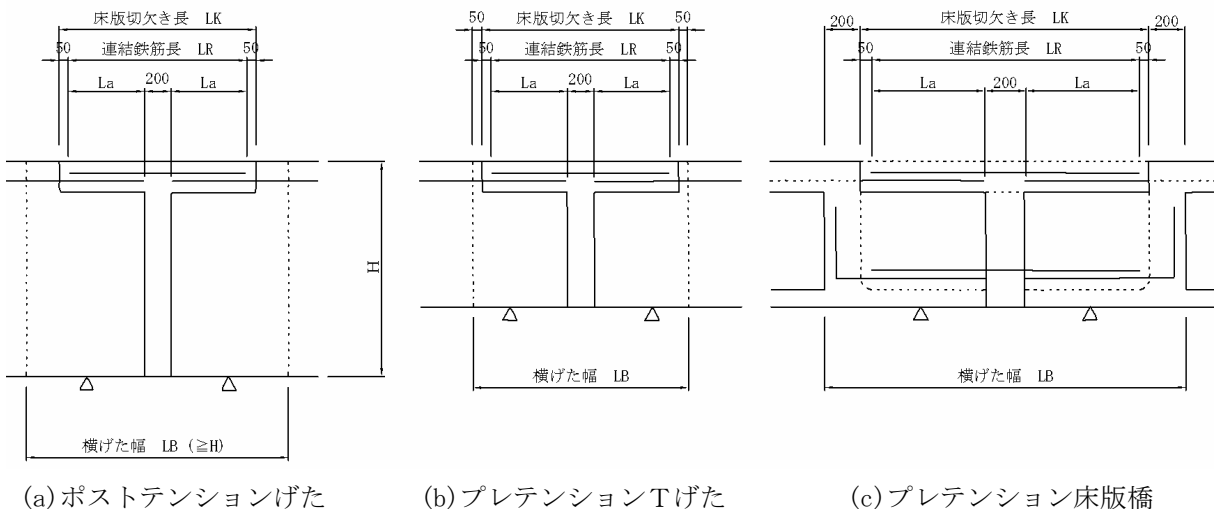


図5-62 連結部の寸法

- 4) 主げたコンクリートと横げたコンクリートを一体化するために、プレストレスが横げた断面に均等に分布するように横げたPC鋼材を配置するものとする。

横げたの横締めPC鋼材は、ダイヤフラムを設けて主桁ウェブで定着するものとする(図5-63)。

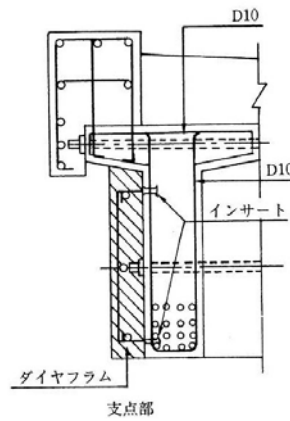


図5-63 横げたの構造

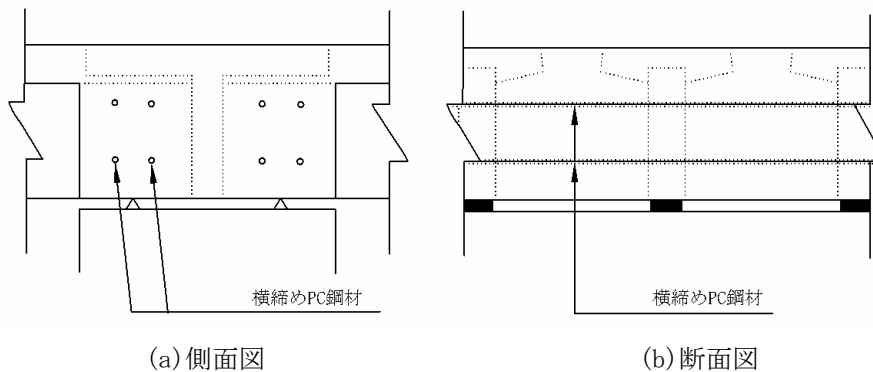


図5-64 連結部横締めPC鋼材

- (2) 上側鉄筋は、重ね継手位置が同一断面にあり、施工性、ひびわれ制御、鉄筋の応力度の面からは1段配置とすることが望ましいが、やむを得ない場合は2段配置までとし、鉄筋径については、D22mm以下とするのが望ましいが、配置困難な場合はD25mmまで用いてよいものとする。また、鉄筋の中心間隔は、振動機を挿入するあきを確保するため、10cm以上とする。

- 4) 連結げたの反曲点は支間( $L_s$ )の20%付近にあり、上側引張鉄筋を圧縮域に定着させるには、埋込み鉄筋長は $(0.2L_s + \text{定着長})$ となるが、前死荷重(D1)が単純げたに作用していることを考慮すると反曲点の位置は支間の20%付近よりかなり中間支点寄りになることから、埋込み鉄筋の長さは支間の20%以上としたものである。

- 8) 切欠き部は横げたに包まれてしまうため、ずれせん断は発生しないが、用心鉄筋として図5-65に示すずれ止め筋を配置するものとする。



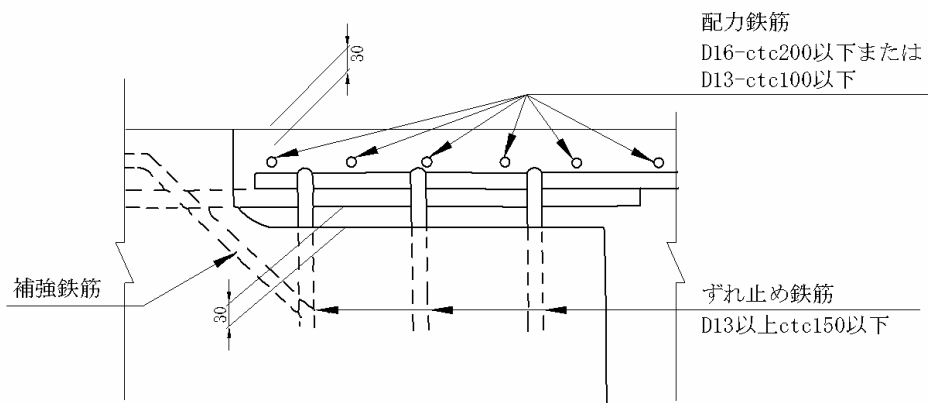


図5-65 連結部におけるずれ止め鉄筋

### 3-10-7 支承

- (1) プレキャストげた架設方式連続げた橋の支承には、ゴム支承を用いるものとする。
- (2) 中間支点上のゴム支承の設計圧縮ばね定数は、下記の値を標準とする。  
 プレテンションげた 280kN/mm 以下  
 ポストテンションげた 800kN/mm 以下
- (3) 設計に用いる反力は、連結前の荷重に対しては単純げたとして、連結後の荷重に対してはばね支承を考慮した連続げたとして算出した反力を加算して求めるものとする。

- (1) プレキャストげた架設方式連続げた橋に用いる支承は、連結後において主げたの挙動が1点支承に近い支持条件となるように所要の鉛直ばね定数をもつゴム支承を用いるものとする。

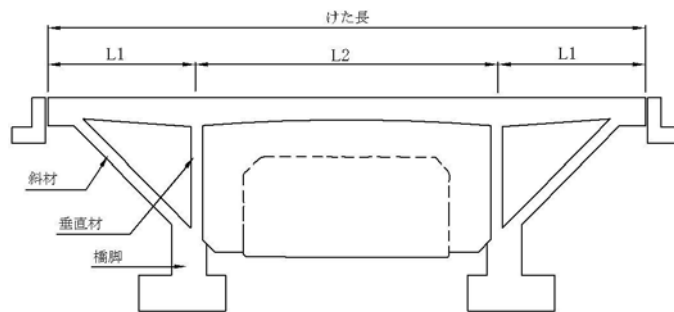
ゴム支承の設計圧縮ばね定数は、一般に連結げた端に使用されているゴム支承の設計圧縮ばね定数より定めたものであり、設計にはこの値を用いてよい。ただし、算出された支点反力にもとづいてゴム支承を設計し、このばね定数が仮定したばね定数を上回る場合は、別途設計圧縮ばね定数を定め直すものとする。

### 3-11 斜材付きπ型ラーメン橋

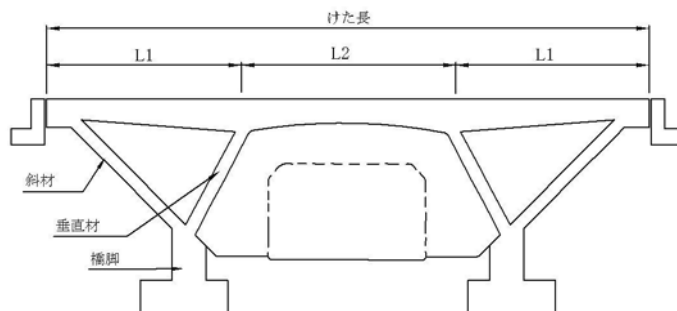
#### 3-11-1 設計一般

斜材付きπ型ラーメン橋の形式には、標準斜材付きπ型ラーメン橋と、変形斜材付きπ型ラーメン橋があるが、形式の決定にあたっては架橋地点の状況、けた下空間、構造的性、景観などを考慮して総合的に決定するものとする。

- (1) 斜材付きπ型ラーメン橋は、3径間連続のけたと、中間2支点の垂直材および端支点と橋脚とを結ぶ斜材で構成され、端支点に発生する負反力を斜材の引張力で抵抗させることから、一般的な3径間連続げた橋に比べ、中央径間長を長くできるのが特徴である。
- (2) 斜材には、P C鋼棒を配置し、コンクリートに交番応力を発生させないものとするが、引張力が過大になるとP C鋼材の配置が困難となることから、一般には側径間に対する中央径間の比を3～5程度としている事例が多い。支間中央部と支点部の断面力のバランスからみた場合には、側径間に対する中央径間の比は3程度とするのが望ましい。
- (3) 斜材付きπ型ラーメン橋の形式には図5-66に示すように、垂直材を垂直に配置した標準斜材付きπ型ラーメン橋と垂直材を斜めに配置した変形斜材付きπ型ラーメン橋とがあるが、斜材付きπ型ラーメン橋の形式決定にあたっては、架橋地点の地形、けた下空間などの交差条件、構造的性、景観などを考慮し、総合的に判断して決定するものとする。



(a) 標準斜材付きπ型ラーメン橋



(b) 変形斜材付きπ型ラーメン橋

図5-66 斜材付きπ型ラーメン橋の形式

3-11-2 断面力の算定および安全性の確認

- (1) 断面力の算定は、原則として任意形骨組構造を用いておこなうものとするが、幅員が8mをこえる場合は、荷重分配を考慮するものとする。
- (2) 基礎の水平変位  $\delta = 5\text{mm}$  (片側  $\delta = 2.5\text{mm}$ ) を考慮して設計をおこなうものとする。ただし、直接基礎の場合は、基礎の変位は考慮しなくてもよいものとする。
- (3) 斜材には設計荷重作用時においてコンクリートに引張応力を生じさせないものとする。
- (4) 斜材背面地盤の影響は考慮しないものとする。

(1) 骨組構造の解析モデルは図5-67に示すように、脚柱上端をヒンジ結合とし、他の部材の結合は剛結とする。



図5-67 骨組構造の解析モデル

また、変形斜材付き  $\pi$  型ラーメン橋の脚柱の骨組軸線は図5-68のようにあつかうものとする。

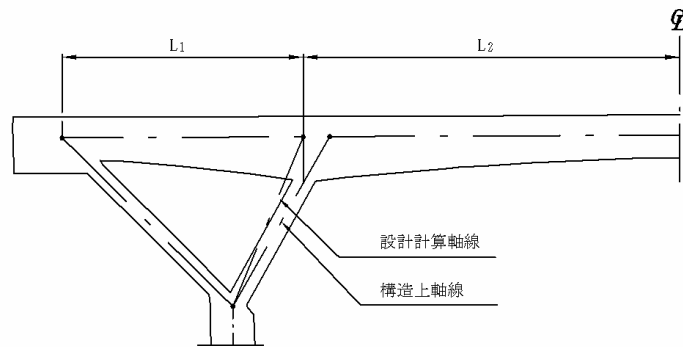


図5-68 変形斜材付き  $\pi$  型ラーメン橋の骨組軸線

- (2) 基礎に杭基礎を採用した場合は、基礎の水平変位を考慮するものとするが、斜材付き  $\pi$  型ラーメン橋は高次の不静定構造であること、およびコンクリートのクリープによる影響などを考慮し、基礎の水平変位は5mmとする。
- (3) 斜材は、斜材付き  $\pi$  型ラーメン橋の構造が成り立つ最も重要な部材であることから、安全を考慮して、設計荷重作用時に次式によって求めた引張力に対し、コンクリートに引張応力が生じないようプレストレスを導入するものとする。

$$T = 2T_{1+i} + T_{d1} + T_{d2} / 1.5$$

$$T = T_{d1} + T_{d2} / 1.5 + T_E$$

- ここに  $T$  : 斜材に生じる引張力  
 $T_{1+i}$  : 衝撃を含む活荷重による最大引張力  
 $T_{d1}$  : 斜材に引張力を生じさせる部分に加わる死荷重による引張力  
 $T_{d2}$  : 斜材に圧縮力を生じさせる部分に加わる死荷重による圧縮力  
 $T_E$  : 地震による最大引張力

(4) 斜材付きπ型ラーメン橋では、斜材がのり面と接しているが、土圧や土塊の抵抗の影響を考慮しないこととした。

### 3-11-3 地震時の検討

斜材付きπ型ラーメン橋は、橋軸方向、橋軸直角方向とも地震時の検討は、静的照査法と動的照査法によって行うものとする。

橋軸方向、橋軸直角方向ともに、垂直材、斜材および橋脚は、地震時によって断面が決定されるため、斜材付きπ型ラーメン橋は地震時の検討が必要であり、静的照査法によるレベル1地震動に対する設計と動的照査法によるレベル2地震動に対する設計を行う。

設計は、道示V編 6章「静的照査法による耐震性能の照査方法」および7章「動的照査法による耐震性能の照査方法」に準じて行うものとする。

斜材付きπ型ラーメン橋の橋軸方向のレベル2地震動に対する設計において塑性化が生じる箇所としては、橋脚基部、垂直材および斜材端部などが考えられ、垂直材や斜材の両端部が塑性ヒンジ化しても荷重伝達が軸力に移行するため、塑性ヒンジのエネルギー吸収ができない。このため、橋脚基部に主たる塑性ヒンジを設け、確実にエネルギー吸収が図れるように設計するものとする。

橋脚直角方向のレベル1地震動に対する検討では、主げたに生じる引張力は極力プレストレスで抵抗させるものとし、とりきれない場合は引張鉄筋を配置するものとする。

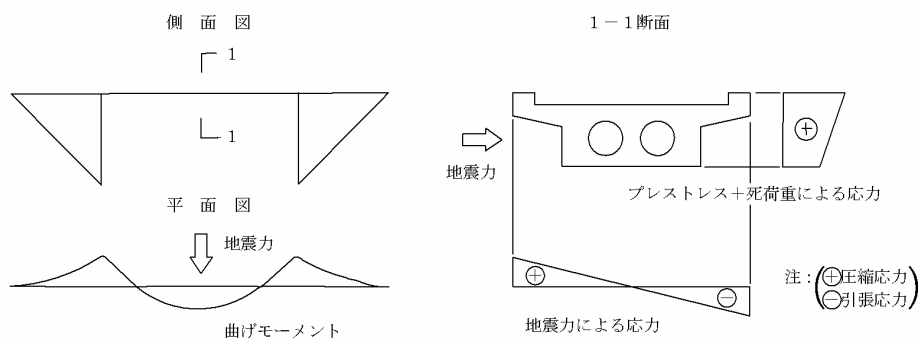


図5-69 橋軸直角方向地震時（レベル1地震動）の検討

橋軸直角方向のレベル2地震動に対する設計では、橋脚基部の曲げモーメントが終局モーメントに達した時、主げた、垂直材および斜材が初降伏に達しないように鉄筋を配置するものとする。

3-11-4 構造細目

(1) 斜材付きπ型ラーメン橋の斜材端部の切欠寸法は、図5-70によるものとする。

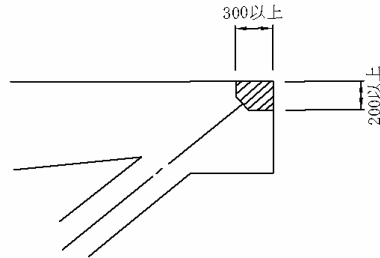


図5-70 斜材端部の切欠寸法

(2) 斜材付きπ型ラーメン橋には、原則として図5-71 (a) に示すような小橋台および埋設ジョイントを設けるものとする。また、盛土部や切土部でフーチング床堀影響範囲がけた端から外れる場合は、図5-71 (b) に示すように小橋台を設けず踏掛版を設けるものとする。

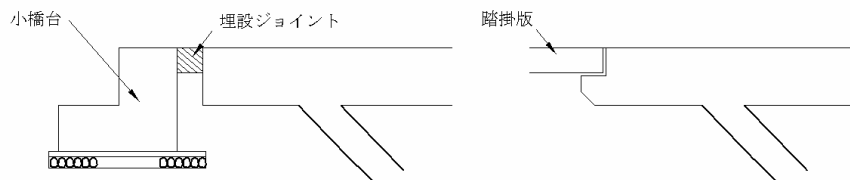


図5-71 (a) 小橋台および埋設ジョイント

図5-71 (b) 踏掛版

(3) 横げた幅および斜材厚、垂直材厚は図5-75および表5-18に示す値を標準とする。

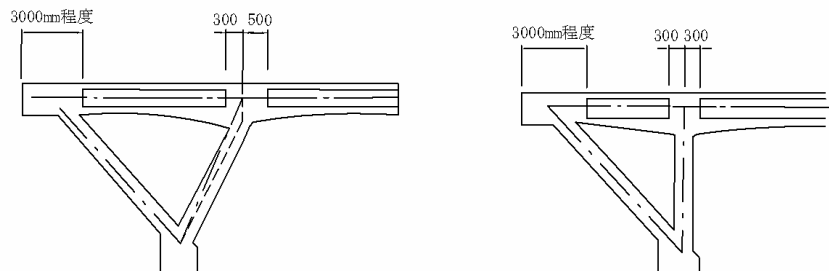


図5-72 横げた幅

表5-21 斜材および垂直材厚

橋長	斜材厚	垂直材厚
$L \leq 50\text{m}$	300 mm	400 mm
$L > 50\text{m}$	400 mm	500 mm

一般に、斜材付きπ型ラーメン橋の取付部は、基礎の施工にともない、掘削および埋戻しがされることから、小橋台の沈下に十分留意し、取付部の不連続性を防止するとともに、車両の衝撃からPC鋼材定着部を保護するものとする。

### 3-11-5 土留め壁

- (1) フーチングには土留め壁を設けるものとする。  
 (2) 土留め壁は斜材背面の土圧に対して安全となるように設計するものとする。

- (1) フーチング施工後、斜材、垂直材および橋脚の施工のため、斜材背面の埋戻しをおこなう必要があることから、フーチング上に土留め壁を設置するものとする。

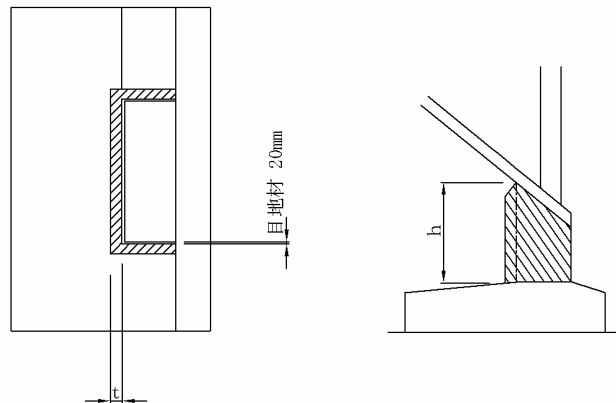


図5-73 土留め壁

- (2) 土留め壁は背面の土圧に対して安全となるように設計するものとするが、一般には表5-22に示す壁厚および鉄筋量を用いてよいものとする。

表5-22 土留め壁の壁厚と鉄筋量

土留め壁高さ (h)	壁厚 (t)	鉄筋量
$h \leq 2.0\text{m}$	200mm	D16 ctc150
$2.0\text{m} < h \leq 2.5\text{m}$	300mm	D19 ctc150
$2.5\text{m} < h \leq 3.0\text{m}$	350mm	D25 ctc150

土留め壁は、橋脚コンクリートの型枠を兼用するものとし、土留め壁と脚柱との間に目地材を入れるものとする。

### 3-11-6 のり面処理

斜材付近ののり面は、原則としてコンクリートブロック積で処理するものとする。

- (1) 斜材付近ののり面は、埋戻し土による盛土のり面となることから、コンクリートブロック積によりのり面を安定させるものとする。  
 (2) コンクリートブロック積みの範囲は図5-74を標準とし、斜材と接する左右のブロック積は、斜材と同一面とする。

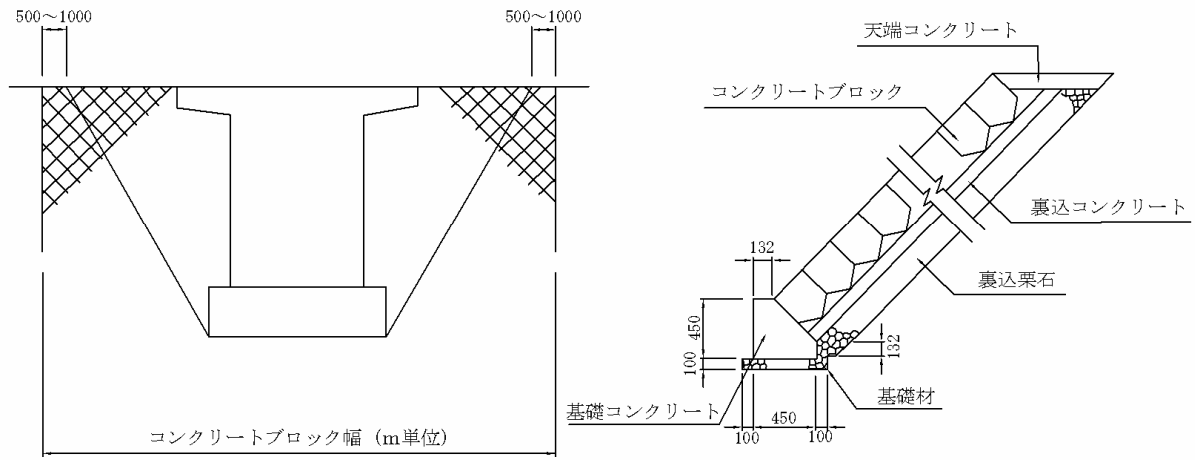


図5-74 コンクリートブロック積みの範囲

### 3-12 中空床版橋

#### 3-12-1 設計一般

- (1) 中空床版橋の断面力は、原則として版理論により算出するものとする。
- (2) 片持版を有する中空床版橋の有効幅は主版幅としてよいものとする。
- (3) 片持床版の橋軸直角方向は道示Ⅲ7.4.2により設計するものとする。

(1) 中空床版橋の断面力は、厳密には異方性版として解析すべきであるが、等方性と仮定しても実用上は問題がないため、等方性版としてOlsenの薄版理論により求めてよいものとする。ただし、Olsenの薄版理論は線支承を前提としたものであり、支承条件がこれと著しく異なる場合、または、斜角の影響が著しくなる斜角が $80^\circ$ 未満の場合は、格子構造理論により解析をおこなうのが望ましい。

(2) 片持部の曲げ剛性は、主版部に比べ十分に小さいため、有効幅は主版幅  $b$  をとるものとするが、この場合、片持部の主版部に与える影響は、縁端荷重および縁端モーメントとして考慮するものとする。

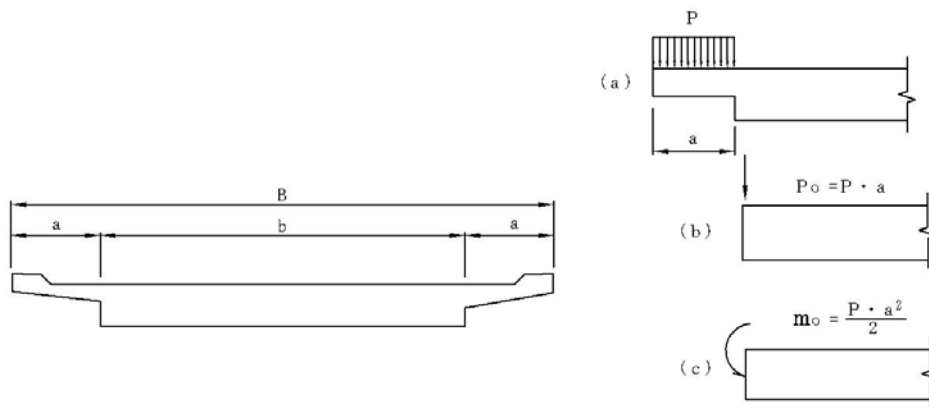


図5-75 縁端荷重および縁端モーメント



### 3-12-2 主げたの断面形状

- (1) プレテンション方式PC単純床版橋の断面形状はJISげたか、これに準じるけたを使用するものとする。
- (2) 場所打ち中空床版橋の断面形状は、図5-76を標準とする。

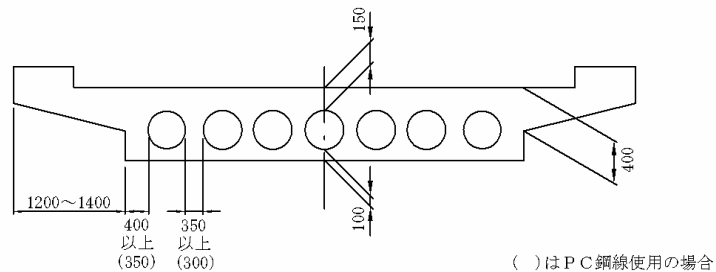


図5-76 場所打ち中空床版橋の断面形状

- 1) 片持版の張出し長は1200~1400mm程度とする。
- 2) 片持版の付け根の厚さは400mmを標準とする。
- 3) ボイドの純間隔は、PC鋼より線を用いる場合は350mm以上、PC鋼線を用いる場合は300mm以上とする。
- 4) 主版端部からボイドまでの距離は、PC鋼より線を用いる場合は400mm以上、PC鋼線を用いる場合は350mm以上とする。
- 5) ボイドの上下の純かぶりはそれぞれ150mm、100mmとする。

- (2) 斜角が70°未満の場合には、斜角方向の鉄筋が重なって配置されるので、ボイドの下の純かぶりは125mmとするものとする。

### 3-12-3 横げたの形状

- (1) 支承上の横げた幅は版厚以上とする。
- (2) 中間横げた幅は300mm以上とする。

横げた幅のとり方は、図5-77に示すように、支承線に対し直角方向に必要幅を確保するものとする。

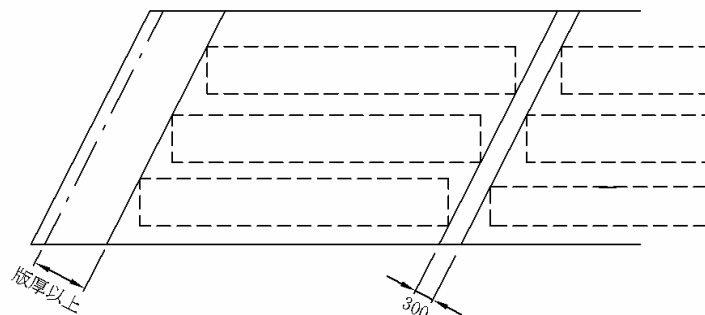


図5-77 横げた幅のとり方

## 第4章 鉄筋コンクリート橋

### 4-1 使用材料

#### 4-1-1 コンクリート

コンクリートの設計基準強度は、原則として表5-23の値とする。

表5-23 コンクリートの設計基準強度と使用区分

設計基準強度	使用区分
$\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$	橋体コンクリート 地覆、剛性防護柵

### 4-2 設計計算に関する一般事項

- (1) 設計にあたっては、設計荷重作用時においては許容応力度設計法で部材断面に生じる応力度を照査するとともに、終局荷重作用時においては破壊に対する照査もおこなうものとする。
- (2) 部材の設計に用いる断面力は弾性理論により算出するものとするが、この場合、部材の曲げ剛性、せん断剛性およびねじり剛性は、コンクリートの全断面を有効とし、鋼材を無視した値を用いてよいものとする。

### 4-3 許容応力度

#### 4-3-1 コンクリートの許容応力度

- (1) コンクリートの許容圧縮応力度および許容押抜きせん断応力度は、表5-24のとおりとする。なお、二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は、表5-24の値に $1.0\text{N/mm}^2$ を加えた値とする。

表5-24 コンクリートの許容圧縮応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

コンクリートの設計基準強度		24
応力度の種類		
圧縮 応力度	(1) 曲げ圧縮応力度	8.0
	(2) 軸圧縮応力度	6.5
	(3) 許容押抜きせん断応力度	0.9

(2) コンクリートの許容付着応力度は、直径32mm以下の鉄筋に対して表5-25のとおりとする。

表5-25 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度 応力度の種類	24
(1) 普通丸鋼	0.8
(2) 異形棒鋼	1.6

二方向から同時に曲げモーメントを受けた場合に生じる二軸曲げ応力度は、部材断面の隅角部に発生する局所的な応力であるため、断面の形状にかかわらず長方形断面の許容曲げ圧縮応力度に1.0N/mm<sup>2</sup>を加えた値としたものである。

#### 4-3-2 鉄筋の許容応力度

鉄筋の許容応力度は、直径 32mm 以下の鉄筋に対して表 5-26 のとおりとする。

表 5-26 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類	SD345
引 張 応 力 度	(1) 活荷重および衝撃以外の主荷重		100
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値	(2) 一般の部材	180
		(3) 床版および支間長 1.0 m 以下の床版橋	140
		(4) 水中あるいは地下水位以下に設ける部材	160
	(5) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値		200
	(6) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値		200
(7) 圧縮応力度			200

(1) 有害なひびわれの発生を防止するため、死荷重のみが作用するときの鉄筋の応力度は100N/mm<sup>2</sup>以下とする。

(2) 鉄筋コンクリート床版の鉄筋の許容応力度は140N/mm<sup>2</sup>に対して20N/mm<sup>2</sup>程度余裕を持たせるものとする。

## 4-4 構造細目

### 4-4-1 最小鉄筋量

部材には、その断面積の0.15%以上の鉄筋を配置することを原則とする。

鉄筋コンクリートの部材には、ひびわれを有害でない程度に抑えるため、部材のいかなる断面においても、その断面積の0.15%以上の鉄筋を配置するものとする。鉄筋コンクリート部材に配置する軸方向主鉄筋およびけたに配置する斜引張鉄筋の最小鉄筋量は、道示Ⅲ6.4によるものとする。

### 4-4-2 鉄筋の配置

鉄筋の配置は「3-4-1」によるものとする。

## 4-5 中空床版橋

### 4-5-1 設計一般

「3-12-1」によるものとする。

### 4-5-2 主げた断面形状

中空床版橋の断面形状は、図5-78を標準とする。

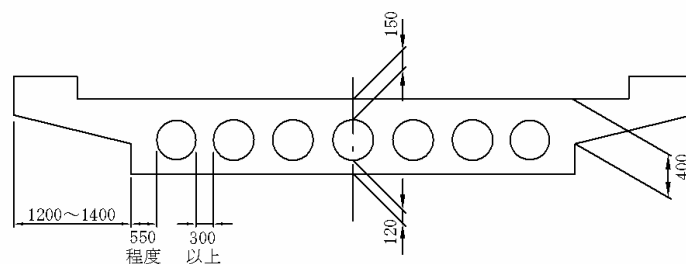


図5-78 中空床版橋の断面形状

- 1) 片持版の張出し長は1200～1400程度とする。
- 2) 片持版の付け根の厚さは400mmを標準とする。
- 3) ボイドの純間隔は300mm以上とする。
- 4) 主版端部からボイドまでの距離は550mm程度とする。
- 5) ボイドの上下の純かぶりはそれぞれ150mm、120mmとする。

R C中空床版橋は、軸方向に比較的太径の鉄筋が配置されるため、ボイドの下の純かぶりは施工性を配慮して120mmを標準としたが、斜角が70°未満の場合には、斜角方向の鉄筋が重なって配置されるので、150mmとするものとする。

#### 4-5-3 主げたの構造細目

- (1) スターラップはU型を使用するものとする。
- (2) 軸方向主鉄筋は2段配筋までとし、原則としてスターラップでかこむものとするが、やむをえない場合は外へ出してもよいものとする。

従来スターラップの形状はU形およびX形としていたが、X形は施工性に劣るためU形を標準とした。

#### 4-5-4 片持床版の構造細目

片持床版の橋軸方向には、用心鉄筋を配置するものとする。

(1) 片持床版部には、温度差、乾燥収縮などにより引張応力が生じ、ひびわれ発生の原因となることがあるため、片持床版の上側および下側に図5-79に示す用心鉄筋を配置するものとする。なお、連続床版橋の中間支点部付近では、片持床版は主版と一体になって負の曲げモーメントに抵抗するので片持床版の上側に単位幅当りに換算して引張主鉄筋の1/2以上の鉄筋を配置するものとする。

(2) 片持床版部の橋軸方向用心鉄筋は表5-27を標準とし、図5-80の範囲に配置するものとする。

なお、中間支点部の上側鉄筋は、引張主鉄筋をD32mmと想定し、その1/2以上のD25mmを配置するものとする。

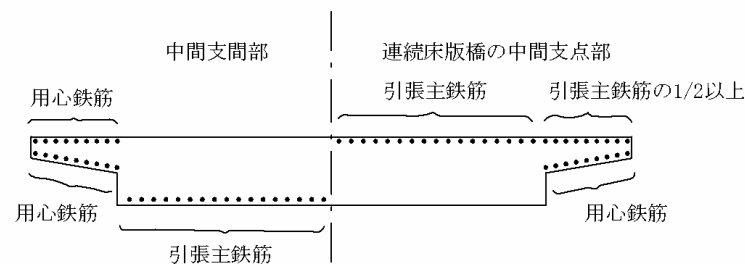


図5-79 片持床版の用心鉄筋

表5-27 片持床版の用心鉄筋

	端部	中間支間部	中間支点部
上側鉄筋	D22 ctc125	D16 ctc125	D25 ctc125
下側鉄筋	D13 ctc125	D22 ctc125	D16 ctc125

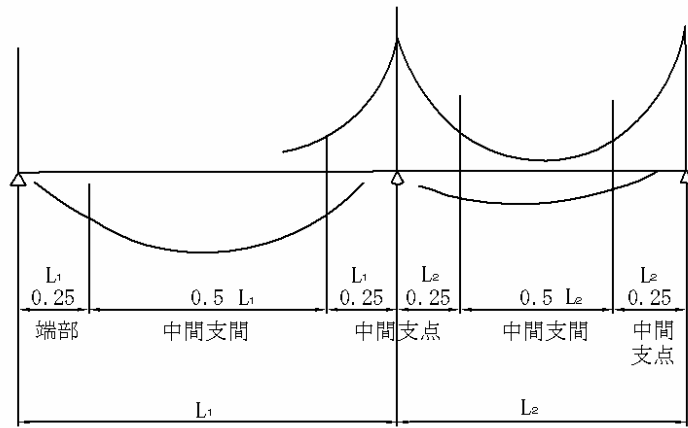


図5-80 片持床版の用心鉄筋の配筋範囲

# 第6編 下部構造

## 第1章 材料および許容応力度

### 1-1 コンクリート

(1) コンクリートの設計基準強度 ( $\sigma_{ck}$ ) および使用区分は、原則として表 6-1 のとおりとする。

表 6-1 コンクリートの設計基準強度と使用区分

設計基準強度	使用区分
$\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$	重力式橋台，半重力式橋台，均しコンクリート
$\sigma_{ck} = 24\text{N/mm}^2$	橋台，橋脚，場所打ち杭，深礎杭

(2) 許容応力度

1) コンクリートの許容応力度は、表 6-2 のとおりとする。

表 6-2 コンクリートの許容応力度

設計基準強度		鉄筋コンクリート	無筋コンクリート
		$\sigma_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
応力度の種類		24	18
1. 圧縮応力度	軸圧縮応力度	6.5	4.5
	曲げ圧縮応力度	8.0	4.5
2. 曲げ引張応力度		—	0.23
3. せん断応力度	コンクリートのみで負担する場合 ( $\tau_{a1}$ )	0.23	—
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 ( $\tau_{a2}$ )	1.7	—
	押抜きせん断応力度 ( $\tau_{a3}$ )	0.9	—
4. 支圧応力度 ( $\sigma_{ba}$ )		$0.5\sigma_{ck}$ 以下	5.4
5. 付着応力度	異形棒鋼	1.6	—

2) 場所打ち杭のコンクリートの許容応力度は、表 6-3 のとおりとする。

表 6-3 場所打ち杭のコンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

施工条件	コンクリートの呼び強度 (N/mm <sup>2</sup> )	設計基準強度	軸圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	せん断応力度 (注)	付着応力度 (異形棒鋼)	摘要
大気中で施工する場合	—	24	5.8	7.2	0.21	1.4	深礎杭
水中コンクリート	30	24	6.5	8.0	0.23	1.2	機械掘削

(注) 許容せん断応力度は、コンクリートのみでせん断力を負担させる場合の値を示す。

3) 既成コンクリート杭のコンクリートの許容応力度は、表 6-4、表 6-5 のとおりとする。

表 6-4 PHC 杭及び SC 杭のコンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

杭種 応力度の種類	PHC 杭	SC 杭
設計基準強度	80	80
曲げ圧縮応力度	27	27
軸圧縮応力度	23	23
曲げ引張応力度	0	—
せん断応力度	0.85	0.85

(注) 許容せん断応力度は、コンクリートのみでせん断力を負担させる場合の値を示す。

表 6-5 地震の影響を考慮するときの PHC 杭のコンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

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

(3) 設計計算に用いる物理定数

コンクリートのヤング係数は、表 6-6 のとおりとする。

表 6-6 コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

種類	ヤング係数
設計基準強度 $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$	$2.2 \times 10^4$
設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$	$2.5 \times 10^4$
深礎杭	$2.5 \times 10^4$
場所打ち杭	$2.5 \times 10^4$
PHC 杭	$4.0 \times 10^4$
SC 杭	$3.5 \times 10^4$



- (1) コンクリートは原則として、表 6-1 の設計基準強度を用いるものとする。  
上部構造の規模、支承条件および地形条件などから下部構造の寸法が制約される場合、高さが 30m を越える高橋脚では、設計基準強度  $30\text{N/mm}^2$  のコンクリートを使用してもよいものとする。
- (2) 1) コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 ( $\tau_{a1}$ ) は、コンクリートが負担できる平均せん断応力度 ( $\tau_c$ ) を 1.5 の安全率で乗じた値としていることから、地震の影響を考慮する場合においては道示 IV 5.2 表-5.2.1 に示す  $\tau_c$  の値を用いるものとする。  
その他の従荷重あるいは従荷重に相当する特殊荷重を考慮する場合においては 1-3 に示す荷重組合せに応じた割増係数を  $\tau_{a1}$  に乗じた値を許容応力度としてよいものとする。
- 2) 杭頭結合部は杭とフーチングとの複合構造であり、その応力伝達機構や破損構造が複雑であること、また、せん断耐力にはコンクリート強度ばかりでなく、部材の断面の形状や引張鉄筋量等に関係することなどを総合的に判断し、押抜きせん断応力度に対しては荷重の組合せによる割増しをおこなわないものとする。
- 3) 場所打ち杭の許容応力度については、大気中で施工する場合と水中コンクリートの場合について、その値を取り違えないように適用区分を示したものである。
- (3)  $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$  のヤング係数は道示 I 3.3 表-3.3.3 に規定されている値を用いて直線補間により求めたものである。

## 1-2 鉄筋および構造用鋼材

- (1) 鉄筋の材質は原則としてSD345とし、鉄筋径は下記に示すとおりとする。  
 13mm、16mm、19mm、22mm、25mm、29mm、32mm、35mm、38mm、41mm、51mm  
 ただし、場所打ち杭には、35mm以下の径の使用を標準とする。
- (2) 鉄筋の最大定尺長は原則として12mとする。
- (3) 鉄筋の許容応力度は表6-7のとおりとする。

表 6-7 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類	SD345
i) 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
引張 応力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合	ii) 一般の部材	180
		iii) 水中あるいは地下水位以下に設ける部材	160
	iv) 荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の許容応力度の基本値		200
	v) 鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合の基本値		200
vi) 圧縮応力度			200

表 6-8 アーク溶接によるすみ肉溶接部の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋の種類	SD345
溶接の種類	
工場溶接	105
現場溶接	上記の90%

- (4) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の材質は、原則としてSKK400(JIS A 5525)とする。  
 ただし、鋼管ソイルセメント杭に使用する鋼管は、ソイルセメントとの付着を確保するための外面突起を有するものを標準とする。
- (5) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の許容応力度は、表6-9のとおりとする。

表 6-9 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類	SKK400	SKK490
許容曲げ引張応力度	140	185
許容曲げ圧縮応力度	140	185
許容せん断応力度	80	105

(注) 現場溶接の許容応力度は、表6-9に示す値の90%とする。

(1) コンクリートの設計基準強度を踏まえ、経済性を考慮のうえ鉄筋の材質はSD345とし、鉄筋径は51mmまで使用出来るものとしたが、35mm以上の太径鉄筋は原則として柱部材に使用するものとし、水平鉄筋には使用しないものとする。

場所打ち杭には、35mm以下の径の使用を標準としたが、杭が鉄筋応力で決定され杭列・杭本数増となり著しく不経済と成り得る場合やフーチング鉄筋との取り合い、施工性等より一重配筋が望ましいと考えられる場合は太径鉄筋の使用も可能とする。

(3) 1) 表 6-7 に示す ii)、iii) の適用区分は原則として下記によるものとする。

ii) を適用 …………… パラペット、ウィング、側壁および下記以外の部材。

iii) を適用 …………… 河川橋では H. W. L 以下の部材。河川橋以外ではフーチング。

ただし山地部等で地下水位がフーチング底面より明らかに低いことが確認できる場合には ii) を適用するものとする。

2) 下図のようなラーメン橋台において輪荷重の繰返しを直接受ける頂版は鉄筋コンクリート床版に準ずるものとし、鉄筋の許容応力度は表 6-10 の値を用いるものとする。

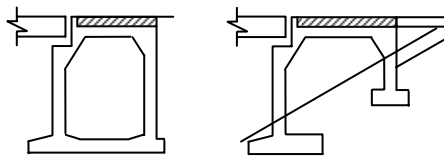


表 6-10 頂版鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

常時	140
地震時	$200 \times 1.5 = 300$

(4) 杭体に生じる応力度により杭サイズが決定される場合で、打撃による座屈の恐れがない場合には SKK490 の使用についても検討するものとする。

### 1-3 荷重組合せによる許容応力度の割増し

下部構造設計における荷重組合せによる許容応力度の割増しは表 6-11 によるものとする。

表 6-11 許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ		割増し係数	
		鉄筋コンクリート構造 無筋コンクリート構造	鋼構造
1)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP)	1.00	1.00
2)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)	1.15	1.15
3)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)	1.25	1.25
4)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)	1.35	1.35
5)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)	1.25	1.25
6)	主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CO)	1.50	1.70
7)	活荷重および衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)	1.50	1.50
8)	施工時荷重 (ER) の組合せ	完成後の応力度が著しく低くなる場合	1.50
		完成後の応力度が許容応力度と同程度になる場合	1.25

## 1-4 土の諸定数

設計計算に用いる土の単位重量およびせん断抵抗角は、原則として土質試験をおこなって定めるものとする。

- 1) 橋台裏込土の単位重量( $\gamma$ )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、 $\phi = 30^\circ \sim 35^\circ$ 、 $\gamma = 18\text{kN/m}^3 \sim 20\text{kN/m}^3$ の範囲にある。したがって、裏込土の産出箇所を設計段階で特定できない場合については、経済性にも大きく影響を与えることなく、安全性の高い設計となる表 6-12 に示す値を用いるものとする。

表 6-12 橋台裏込土の諸定数

裏込土の種類	単位重量 $\text{kN/m}^3$	せん断抵抗角 (度)
砂質土および砂、砂礫	20	30

- 2) 橋台裏込めには原則として、粘性土は用いないものとする。
- 3) 箱式橋台の中詰土、ラーメン式橋台内の通路部や逆 T 式橋台の前趾上などの埋戻し土は表 6-13 に示す値を用いるものとする。

表 6-13 中詰土・埋戻し土の諸定数

土の種類	単位重量 $\gamma$ $\text{kN/m}^3$	せん断抵抗角 (度)	備 考
中 詰 土	18 [15]	30	[ ]内は滑動照査時
埋戻し土	18	30	

- 4) 地下水位以下にある土の単位重量は、表 6-12、表 6-13 の値から 9 を差し引いた値とするものとする。

## 第2章 設計に関する一般的事項

### 2-1 設計の基本方針

- (1) 下部構造の設計にあたっては、上部構造からの荷重ならびに下部構造自体に作用する荷重を安全に地盤に伝えるとともに、上部構造より与えられた設計条件を満たすものとする。
- (2) 下部構造は、洪水の影響を適切に考慮して設計する必要がある。
- (3) 下部構造は、常時、暴風時及び地震時に対して、橋全体系の要求性能を満足するように各部材の限界状況を適切に設定し、この限界状態をこえないことを照査するものとする。常時、暴風時及びレベル1地震時に対しては許容応力度法により、部材に生じる応力度が許容応力度以下となることを、さらに、道示IV9.2の規定に従って、基礎の安定性を照査するものとする。また、レベル2地震時に対しては、道示V6.4の規定に従って地震時保有水平耐力法により照査するものとする。
- (4) 下部構造の設計にあたっては、耐久性の確保に配慮しなければならない。
- (5) 基礎は、上部構造及び下部構造からの作用荷重に対して地盤反力度、杭頭反力、変位等を算定し、その安定性を照査するとともに、安定計算により算定された断面力に対して部材の安全性の照査を行う。

- (2) 下部構造の設計にあつては、それぞれの建設地点における河川の性状、既往の洪水規模、湾曲部等の水衝部との位置関係等を十分把握し、橋の架橋位置やけた下の余裕高さを決定する必要がある。
- (3) 橋台は、根入れ部の土砂、裏込め土等による減衰効果が大きいいため、地震時に作用する慣性力が相対的に小さく、橋脚に比較して地盤との相対変位が小さいことから、地震時保有水平耐力法による耐震設計はおこなわないものとする。
- (4) 鉄筋コンクリート構造の場合には、コンクリート及び鉄筋それぞれの劣化因子に対して耐久性を有するように検討する必要がある。塩害の影響が懸念される場合には道示IV6.2の規定に従って十分な検討を行うものとする。なお、路面凍結抑制剤の飛散に対する影響については、第2編10.4凍結抑制剤が散布される箇所の橋の対策に準ずるものとする。
- (5) 基礎の設計においては、許容応力度法により支持力や変位、応力度等を照査するとともに、地震時保有水平耐力法により基礎の安定性を照査し、部材の設計をおこなうものとする。

## 2-2 部材の設計計算

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

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

## 2-3 下部構造を設計する場合の活荷重

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負載するものとする。

- 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したが、スパンが小さい(15m未満)場合には、T荷重を載荷するほうが大きいことがあるので、検討を行うものとする。
- 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度を生じさせるように載荷するものとする。

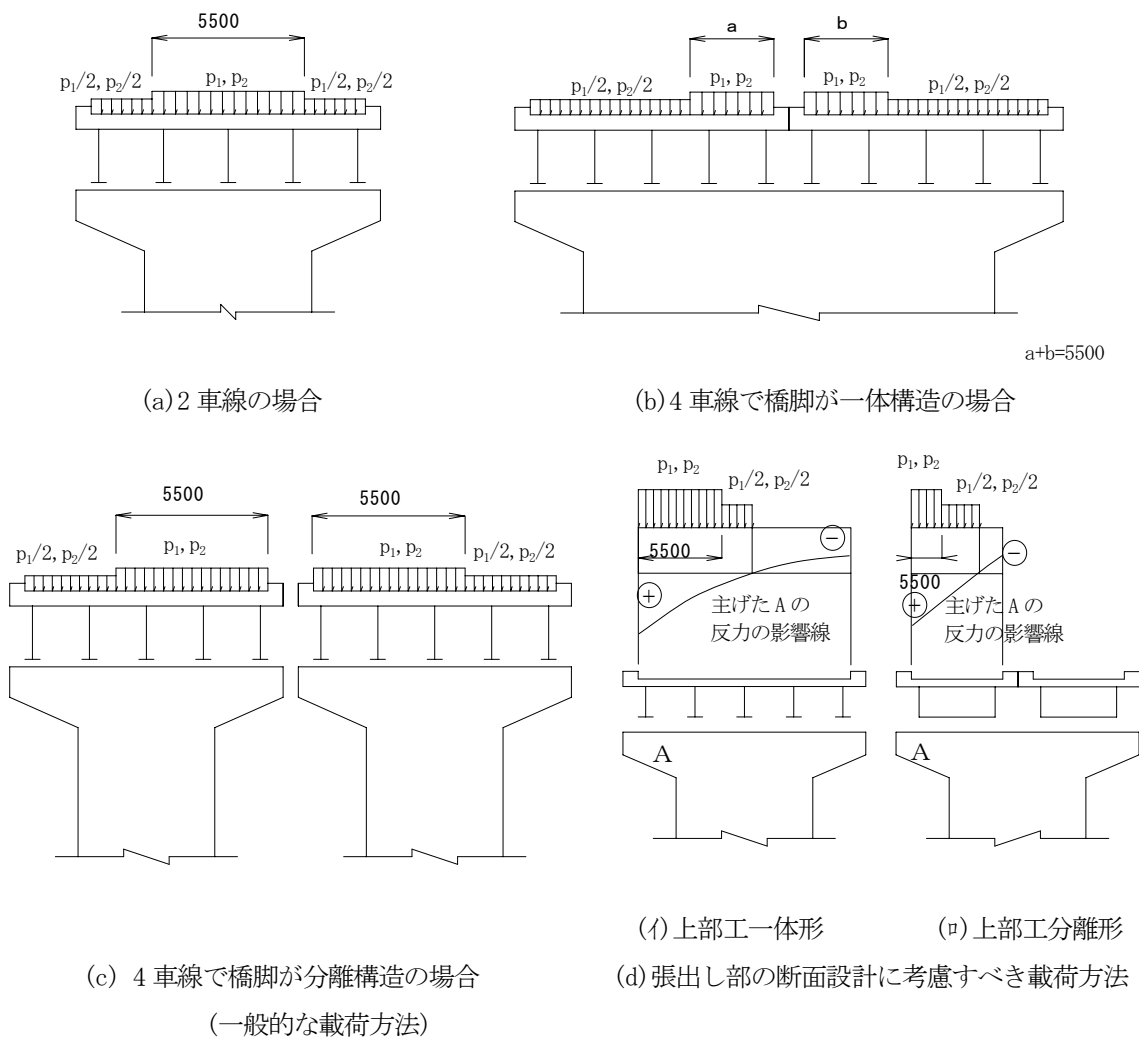


図 6-1 活荷重の載荷方法



3) はりなどの設計に用いる活荷重反力算出にあたっての橋軸方向の荷重は、図6-2に示す方法によるものとする。

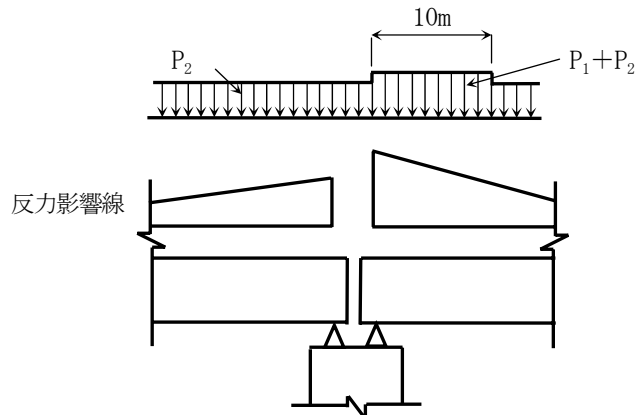


図6-2 はりなどを設計する場合の活荷重の荷重方法

## 2-4 橋台に作用する土圧

- (1) 土圧は背面に作用する分布荷重とし、常時は道示 I 2.2.6、地震時は道示 V 6.2.4 によるものとする。
- (2) 常時においては、橋台背面に地表面載荷荷重  $10\text{kN/m}^2$  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。
  - 2) 逆T式、控え壁式橋台の場合は、安定計算においては後フーチング縁端から鉛直な仮想背面とし、たて壁の設計においては、躯体コンクリート背面とする

1) 重力式橋台、および後フーチングの突出長が1m未満の箱式橋台、ラーメン式橋台の土圧の作用面は、躯体コンクリート背面とする。

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

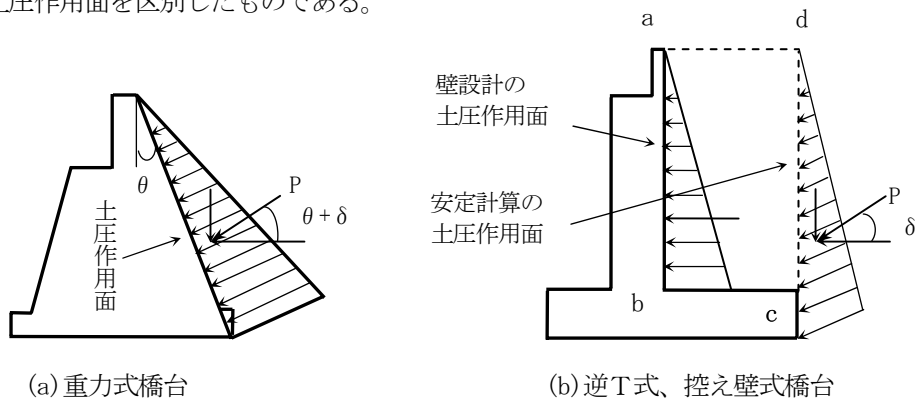


図6-3 土圧の作用面

2) 土圧作用面の壁面摩擦角 ( $\delta$ ) は、表 6-14 の値を用いるものとする。

表 6-14 土圧作用面の壁面摩擦角

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

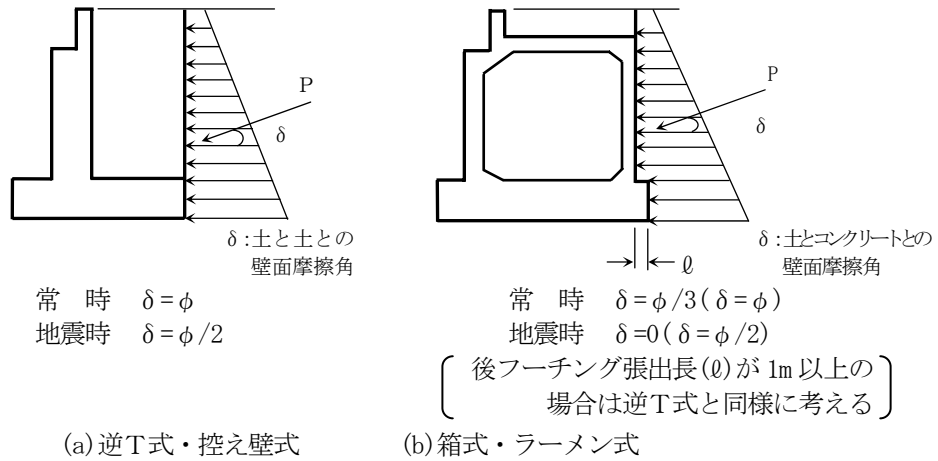


図 6-4 安定計算用の壁面摩擦角

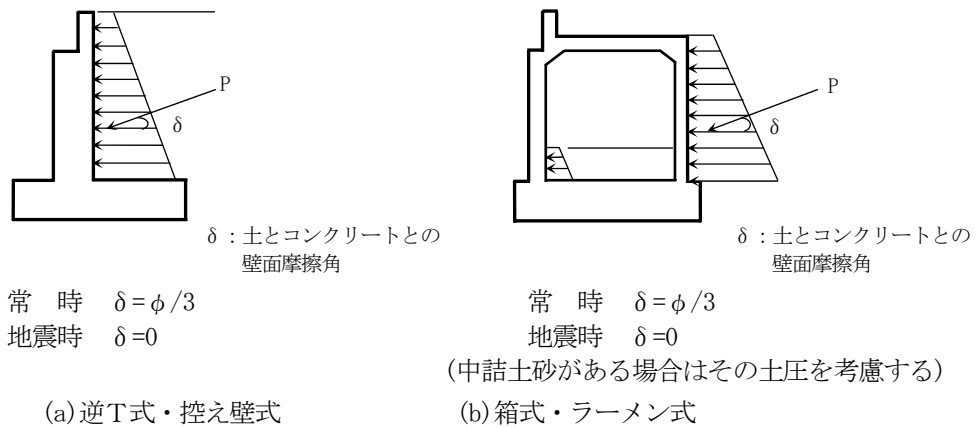


図 6-5 躯体設計用の壁面摩擦角

## 2-5 荷重の組合せ

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

1) 橋台の設計における荷重の組合せは、表 6-15 のとおりとする。

表 6-15 荷重の組合せ(橋台)

荷重項目		計算ケース		
		常時	地震時	
躯体および土砂自重		(G, W)	○	○
上部工 反力	死荷重	(Rd)	○	○
	活荷重	(R $\theta$ )	△	×
土 圧 力		(P)	○	○
地表面載荷荷重		(q)	○	×
前フーチング上の土砂自重		(Dv)	○	○
浮 力		(U)	△	△
地 震 の 影 響			×	○

注) ○ : 考慮する △ : 場合により考慮する × : 考慮しない

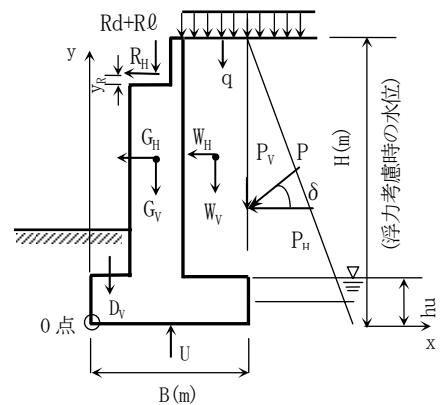


図 6-6 橋台設計用の荷重

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

ホ) 地表面載荷荷重は、各計算においても最も不利となるように載荷するものとする。

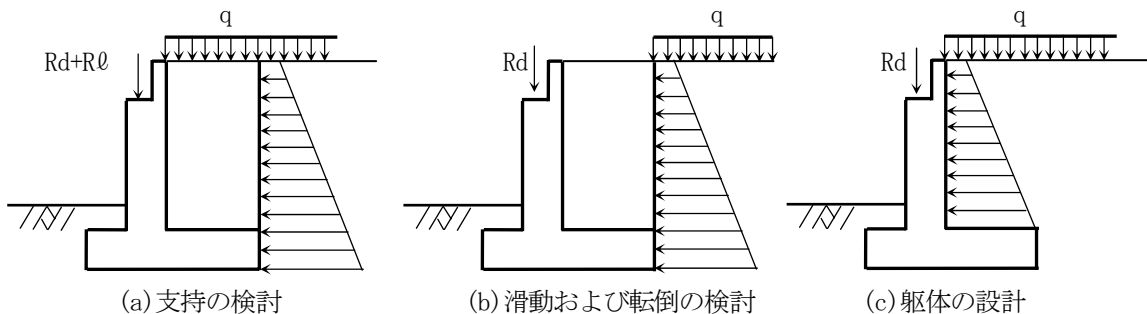


図 6-7 地表面載荷荷重の載荷方法例

2) 橋脚の設計における荷重の組合せは、表 6-16 のとおりとする。

表 6-16 荷重の組合せ (橋脚)

荷重項目		計算ケース	計算ケース		
			常時	地震時	暴風時
躯体自重		(G)	○	○	○
上部工 反力	死荷重	(Rd)	○	○	○
	活荷重	(Rl)	○	×	×
フーチング上の土砂自重		(Dv)	○	○	○
流水圧			△	×	△
動水圧		(P <sub>WH</sub> )	×	△	×
浮力		(U)	×	△	△
地震の影響			×	○	×
風荷重			×	×	○

注) ○ : 考慮する △ : 場合により考慮する × : 考慮しない

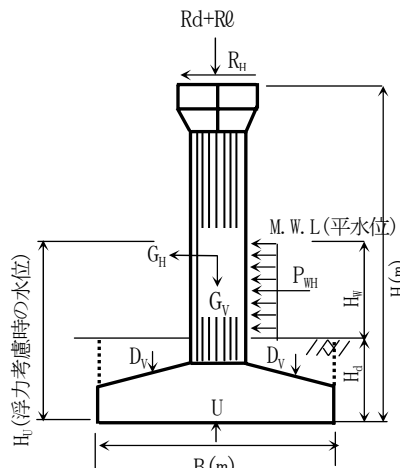


図 6-8 橋脚設計用の荷重

- イ) フーチング上の土砂自重は、将来洗掘のおそれと考えられる場合には、浮力考慮時に考慮しないものとする。また、地震時における安定計算では、水平方向の慣性力は考慮しないものとする。
- ロ) 河川中の橋脚の浮力および動水圧は地震時のみ考慮するものとし、その場合の水位は M. W. L (平水位) とするが、平地部においては、地下水位もしくはフーチング上面のいずれか高い方とする。山地部等で地下水位がフーチング底面より明らかに低いことが確認できる場合には、浮力を考慮しなくてもよい。
- ハ) H. W. L (高水位) および M. W. L (平水位) については、河川管理者等と協議するものとする。
- ニ) 橋軸方向および橋軸直角方向の安定計算は、原則として常時においては(死荷重+活荷重)、地震時においては(死荷重+地震の影響)の組合せとする。
- ホ) 橋脚高の高い場合や遮音壁を取り付けた場合などでは、風荷重により基礎の安定が左右されることがあるので、このような場合は暴風時として安定計算をおこなうものとする。

- ハ) 風荷重や温度変化の影響などによる水平方向の荷重を考慮する場合は、活荷重を組合せる場合についても検討するものとする。
- ト) 多径間連続橋では、温度変化の影響は部材設計については考慮するが、安定計算については考慮しなくてよいものとする。
- フ) 図 6-9 に示すように橋脚の前面側と背面側とで地盤高が異なり、躯体に偏土圧が作用する場合には、安定計算および柱の断面計算に偏土圧を考慮するものとする。
- 偏土圧を考慮する目安としては、前面側地盤から  $45^\circ$  で立ち上げたライン内に躯体が入る場合とする。

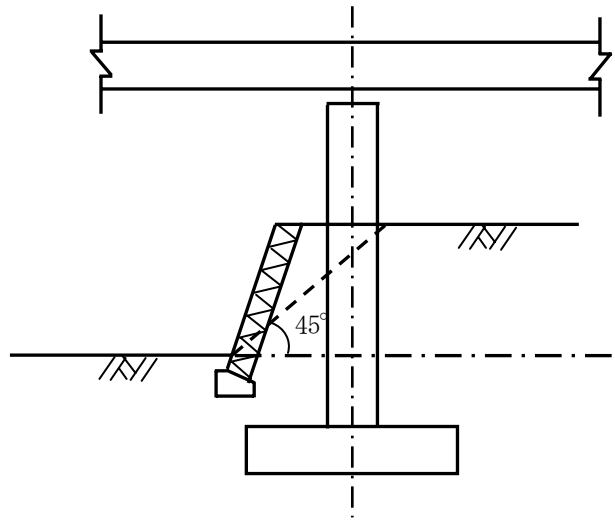


図 6-9 橋脚の偏土圧の载荷例

## 第3章 橋台・橋脚の設計

### 3-1 適用範囲

この章は、主として鉄筋コンクリート構造の橋台・橋脚の躯体およびフーチングの設計に適用するものとする。

ここでは、主として、鉄筋コンクリート構造の橋台・橋脚の躯体およびフーチングの設計について規定するものであり、鋼製橋脚やPC構造部材等については、他の規定によるものとする。

### 3-2 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、けた端から下部構造頂部縁端までのけたかかり長( $S'_E$ )とけた端遊間、支承幅を考慮のうえ、決定するものとする。

(2) 下部構造頂部における橋軸方向の支承縁端と下部構造頂部縁端との距離 S(m)は、次に示す値とする。

$$S=0.2+0.005\ell \quad \ell : \text{支間長 (m)}$$

(3) 橋座部は、橋軸方向において、道示V耐震設計編 15.2に規定する支承部の設計水平地震力に対し、十分な耐力を有するよう設計をおこなうものとする。

(4) 橋座部は、鉄筋を配置することにより十分に補強をおこなうものとする。

(5) けた端から下部構造頂部縁端までのけたかかり長( $S'_E$ )については道示V16.2によるものとする。

(6) 橋座は原則として段差を設けない構造とする。

(1) 橋座幅は、一般的に次式により求めるものとする。

$$B \geq S'_{E1} + S'_{E2} + a$$

$$S'_{E1} \geq S_1 + b_1/2 + \ell_1$$

$$S'_{E2} \geq S_2 + b_2/2 + \ell_2$$

ここに、

- B : 橋座幅
- $S_1, S_2$  : 支承縁端と下部構造頂部縁端との距離
- $S'_{E1}, S'_{E2}$  : けた端から下部構造頂部縁端  
までのけたかかり長
- $b_1, b_2$  : 支承幅
- $\ell_1, \ell_2$  : けた端の張出し長
- a : 遊間

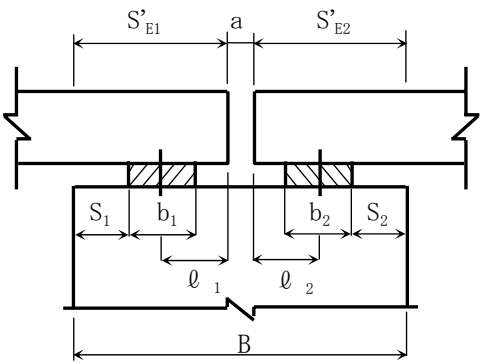


図 6-10 橋座幅

$S'_{E1}, S'_{E2}$  の位置が道示 16.2 に規定するけたかかり長 ( $S_E$ ) より小さい場合は、 $S_E$  を用いるものとする。

なお、遊間 a は桁と桁もしくは桁とパラペットなどが地震時に衝突しないように、適切な値を確保するものとし、次に求めるものとする。

ゴム支承による荷重分散方式では、桁の移動量はレベル 2 地震動が作用した（地震時保有水平耐力法）設計時が卓越するため、次式により求めるものとする。

$$a = U_B + L_A \quad : \text{桁と橋台又は橋脚の段違い部}$$

$$= C_B \cdot U_B + L_A \quad : \text{桁と桁}$$

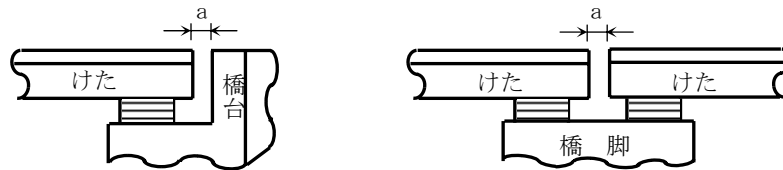


図 6-11 けた端部の遊間

$$U_B = H / \sum Ki$$

$$H = C_m \cdot P_u$$

$$Ki = 1 / (1/Kp + 1/ksi)$$

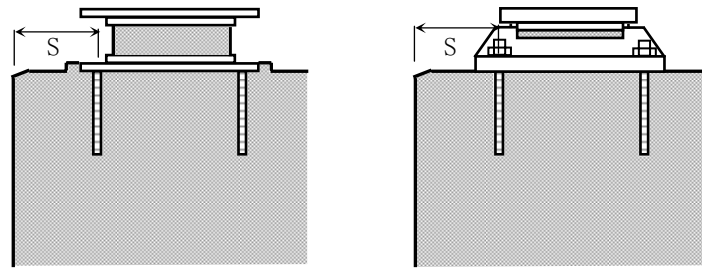
$$Ksi = A' \cdot G0 / \sum te \cdot n$$

- a : 桁端部の遊間量
- $L_A$  : 余裕量 (+15mm)
- $U_B$  : レベル 2 地震動が作用した場合の支承の設計移動量
- $C_m$  : 支承の設計変位の算出に用いる動的補正係数で 1.2 とする。
- $P_u$  : 橋脚に塑性化を考慮する場合には橋脚の終局水平耐力に相当する水平力、また、基礎に塑性化を考慮する場合には基礎の最大応答変位に相当する水平力。
- $\sum Ki$  : 橋脚およびゴム支承の合成ばね定数の合計
- $Kp$  : 橋脚の降伏剛性
- $Ksi$  : 支承の剛性
- $C_B$  : 掛け違い部での遊間量の補正係数。隣接する 2 連のけたの固有周期差に応じて道示 V14.4.1 表-14.4.1 によるものとする。

- $A'$  : ゴム支承の製品寸法により求めた支圧面積
- $G_0$  : ゴムのせん断弾性係数
- $\Sigma te$  : ゴムの支承の厚さ(1 支承のゴム厚部分)
- $n$  : 1 支承線上のゴム支承の個数

1 点固定支承やヒンジ支承を有する桁の場合は、地震時の移動量(橋脚の弾性変形)が温度変化の変形より小さいため、温度変化における桁の移動量や活荷重によるたわみを考慮して決定するものとする。

(2) 1) 支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離(S)は図 6-12 に示すように、地震時の荷重を伝達する部材としてアンカーボルトにより支承を固定する場合には、支承の種類に関係なく、アンカーボルトの中心から下部構造頂部縁端までの距離としてよい。



(a) ゴム支承

(b) 鋼製支承

図 6-12 支承縁端距離(S)

2) 直線における支承縁端距離(S)は、橋軸方向および橋軸直角方向のそれぞれについて確保するものとし、斜線および曲線橋においては、最も不利となる距離を2方向で確保するものとする。

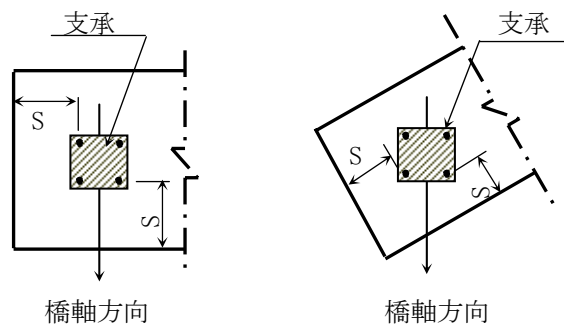


図 6-13 支承縁端距離の方向



3) 斜線および曲線橋におけるけた端から、下部構造頂部縁端までのけた長( $S'_E$ )は、下部構造の設計断面方向にとるものとする。

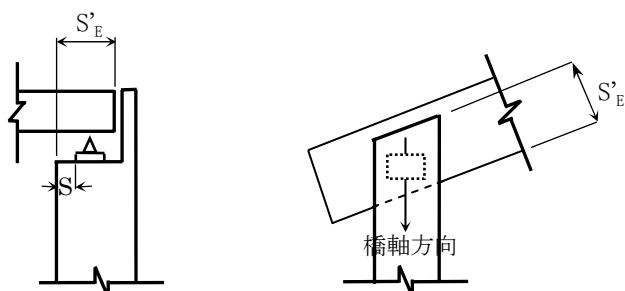


図 6-14 斜線および曲線橋における  $S'_E$  の方向

(3) 橋座部は、支承を通じて上部構造を支持する箇所であるため、地震時などに大きな水平力が作用し、橋座部のコンクリートが破壊した場合には、けたの沈下や落下につながる可能性もあるため、橋軸方向においては、支承部の設計水平地震力に対し十分な耐力を有するよう次式により設計をおこなうものとする。

$$H \leq P_{bs}$$

$H$  : 支承部の設計水平地震力

$P_{bs}$  : 橋座部の耐力

なお、支承部の設計水平地震力については、道示V15.2により、橋座部の耐力については、道示IV8.6によるものとする。

水平補強筋は、中間帯鉄筋と同等の定着を行った D16 以上の鉄筋で、スターラップと同間隔に配置し、以下の算定法で橋座部の耐力が作用する水平力以上になる様に鉄筋量を定めるものとする。ただし、計算で必要とならない場合でも配置するのが望ましい。(図 6-15)

$$H = C_m \cdot P_u / n$$

$$P_{bs} = P_c + P_s$$

$H$  : 各支承部の設計水平地震力

$C_m$  : 支承の設計変位の算出に用いる動的補正係数で 1.2 とする

$P_u$  : 橋脚に塑性化を考慮する場合には橋脚の終局水平耐力に相当する水平力、また、基礎に塑性化を考慮する場合には基礎の最大応答変位に相当する水平力

$n$  : 1 基当りの支承数

$P_c$  : コンクリートの負担する耐力

$P_s$  : 補強筋の負担する耐力

一方、支承受取付け部においては支承面に作用する鉛直力による支圧に対して、D16以上の支圧補強筋を格子状に配置する(図 6-15(a))。但し、当該部は鉄筋が交錯するため、配筋にあたっては相互の鉄筋の取り合いやかぶり等に十分配慮する必要がある。また、変位制限構造など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 6-15(b))。

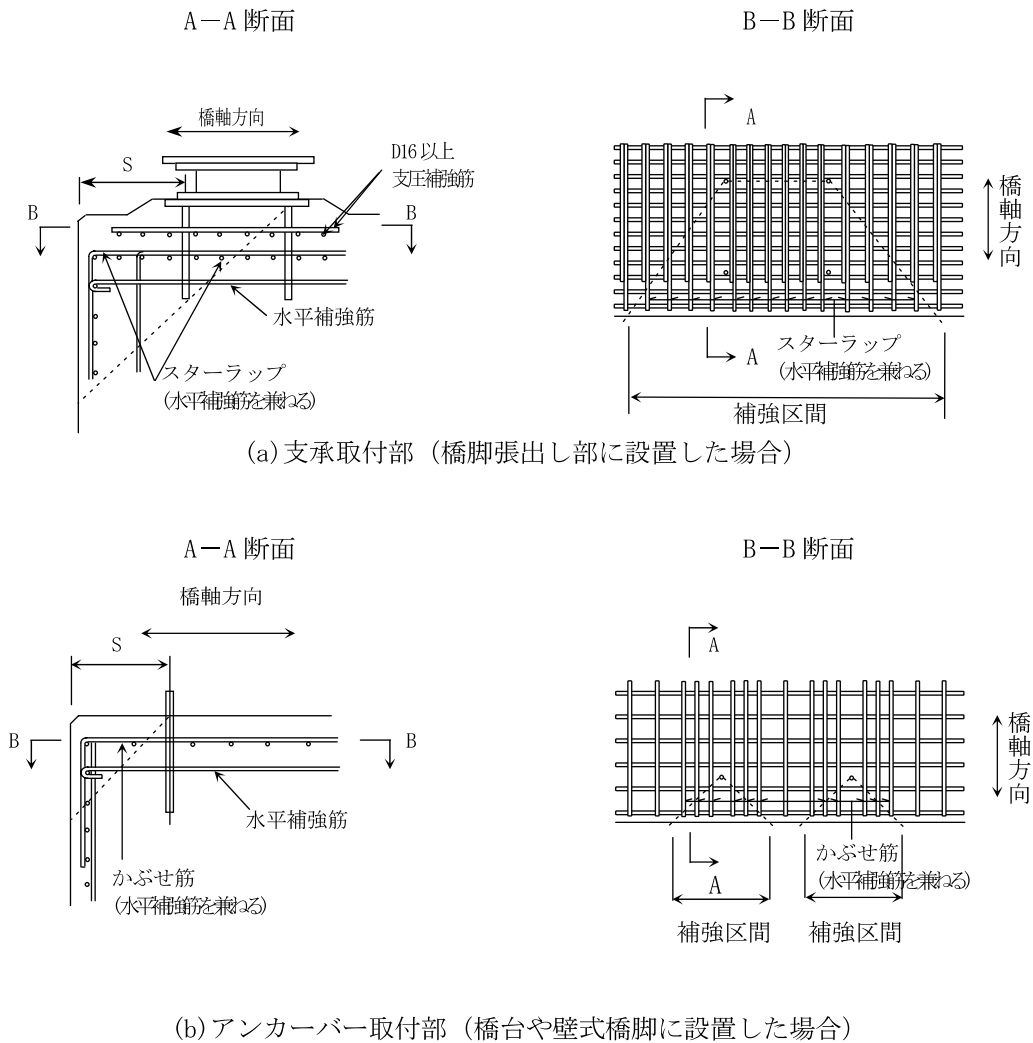


図 6-15 橋座部の配筋例

### 3-3 橋台の設計

#### 3-3-1 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) 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を三角形分布で作用させるものとする。

- 1) たて壁は、せん断力に対して斜引張鉄筋を使用しなくてもよい厚さを確保することが望ましいが、コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 ( $\tau_{al}$ ) が小さくなったことから、せん断力に対して斜引張鉄筋を考慮してもよい。
- 2) 逆T式橋台の形状は、施工性に配慮し、原則としてたて壁の鉛直面およびフーチング上面にはテーパーをつけない図 6-16 に示す形状とする。なお、パラペット上面は路面勾配に合わせるものとするが、沓座面については、橋軸直角方向に水平な場合は、水が溜まらないよう橋軸方向壁前面側に 1~2%程度の勾配を付けるものとする（第 2 編 10-5 耐久性向上のための構造細目参照）。

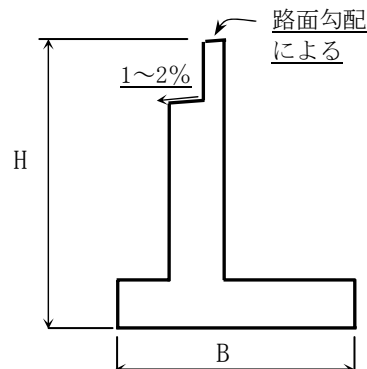


図 6-16 逆T式橋台の形状

- 3) 橋台の全高(H)は 0.1m 単位を原則とするが、設計計算モデルに用いる橋台の全高(H)については 0.5m 単位に丸めてもよい。これは、ボーリングの N 値データが 1m ピッチでしかないなどの地盤条件設定状況に対して、過度に細かい単位での設計計算は時間を要するだけで意味が薄いことを考慮したものである。特に、設計最終段階で求められる沓高と当初想定値との差異により、全体系の再解析に至る手戻りが発生すると影響が大きいことから、設計計算上は全高を 0.5m 単位に丸めてもよいこととした。
- 4) フーチング幅(B)は 0.5m 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決定される場合は 0.1m 単位とする。
- 5) 橋台の全高およびフーチング幅以外の各部材寸法は、原則として 0.1m 単位とする。

6) たて壁およびフーチングの断面計算における荷重状態は図 6-17、図 6-18 に示すとおりとする。

なお、図 6-18 におけるフーチング後趾上面に載荷する仮想背面の土圧鉛直成分の算定は、フーチング後趾の下端からの高さ(H)であることに留意する。

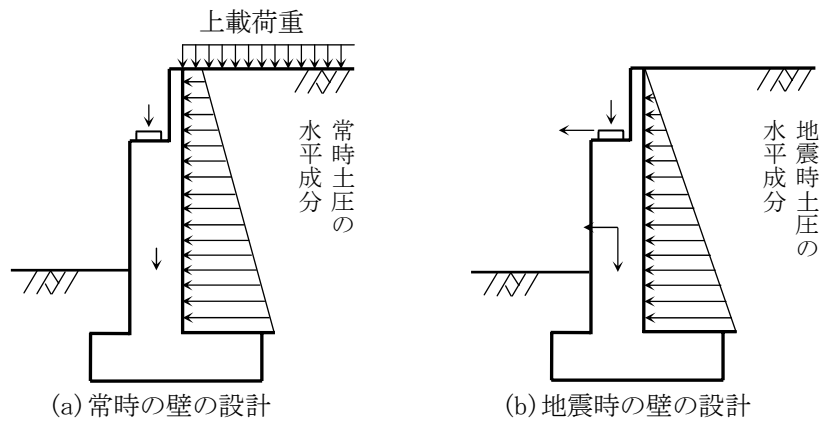


図 6-17 逆T式橋台たて壁の断面計算における荷重状態

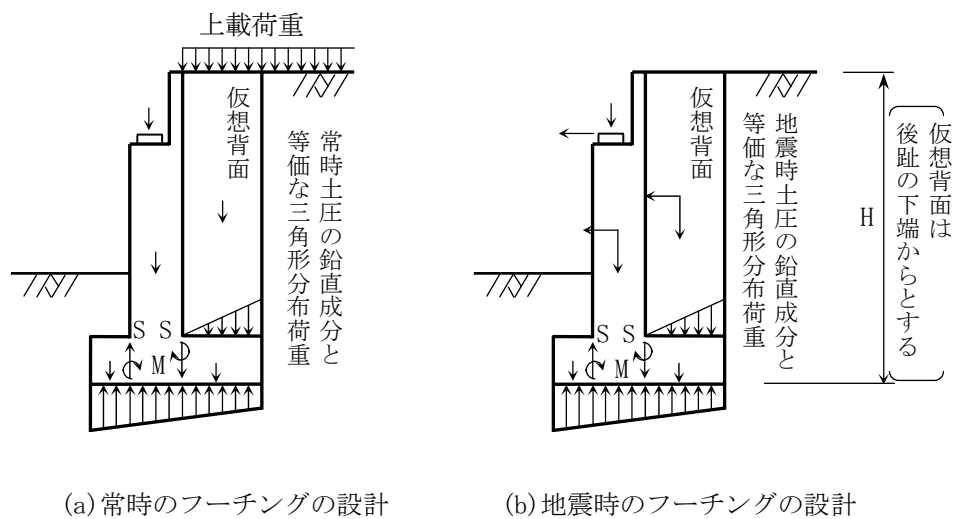


図 6-18 逆T式橋台フーチングの断面計算における荷重状態

### 3-3-2 控え壁式橋台

- (1) 前壁および後フーチングは控え壁で支えられた連続ばりとして設計するものとする。
- (2) 控え壁は後フーチングに固定され、はりの高さが変化するT形断面片持ばりの腹部として設計するものとする。
- (3) 前フーチングは前壁及び後フーチングに固定された片持ばりとして設計するものとする。
- (4) 控え壁は、前壁と後フーチングの結合部に結合鉄筋を配置するものとする。
- (5) 土圧は逆T式橋台に準ずるものとする。

1) 前壁および後フーチングは控え壁で固定された連続ばりとして設計するものとするが、この場合前壁とフーチングの結合部には、結合断面における配力鉄筋と同量程度の用心鉄筋を配置するものとする。

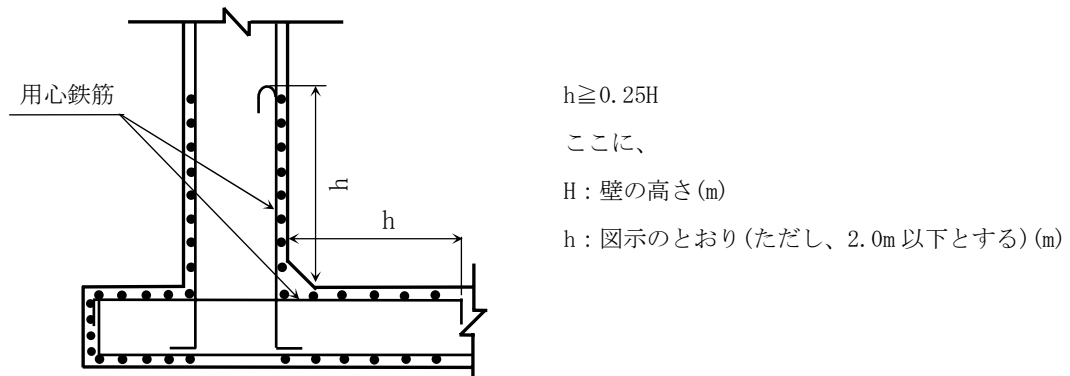


図 6-19 前壁と後フーチングの用心鉄筋

連続ばりとして設計する場合の曲げモーメントおよびせん断力は、次式により求めてよい。

$$\text{支間曲げモーメントおよび支点曲げモーメント} : \pm \omega \cdot \ell^2 / 10$$

$$\text{せん断力} : \omega \cdot \ell / 2$$

ここに、

$$\omega : \text{はりの単位幅あたりの土圧 (kN/m)}$$

$$\ell : \text{控え壁の中心間隔 (m)}$$

2) 控え壁では、控え壁間の中心間隔に働く水平荷重に対して曲げモーメントおよびせん断力を求めるものとする。

曲げモーメントに対する引張鉄筋は、控え壁の背面に沿って斜めに配置するものとするが、その断面積は、はりの高さが変化するくさび形のはりとして求めるのがよいが、簡単のためT形断面におけるコンクリートの全圧縮応力度が鉛直壁の厚さの中心に作用するものと仮定して、次式により求めてよいものとする。

$$T = \frac{R \cdot \gamma}{\chi}$$

$$A_s = \frac{T}{\sigma_{sa}}$$

ここに、

T : 引張鉄筋に働く全引張力(N)

A-A : 考えている断面

C : 考えている断面の壁の中心点

R : 考えている断面の上部に働く外力の合力(N)

$\chi$  : C点から引張鉄筋の図心までの距離(m)

$\gamma$  : C点からRまでの距離(m)

$A_s$  : 引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

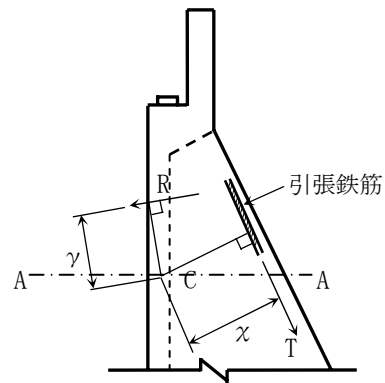


図 6-20 控え壁背面の引張鉄筋

上式は計算の簡便をはかるため軸力を無視していることから、軸力が大きい場合には、断面の圧縮側が危険となる場合があるので、コンクリートの曲げ圧縮応力度についても検討するものとする。

3) 結合鉄筋は、図 6-21 に示すように前壁と控え壁、控え壁と後フーチングの結合部に配置するものとし、所要鉄筋量は次式で求めるものとする。

$$A_s \geq \frac{S}{\sigma_{sa}}$$

ここに、 $A_s$  : 必要鉄筋量(mm<sup>2</sup>)

S : せん断力(N)

なお、①の場合・前壁設計時のせん断力を用いる。

②の場合・後フーチング設計時のせん断力を用いる。

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)

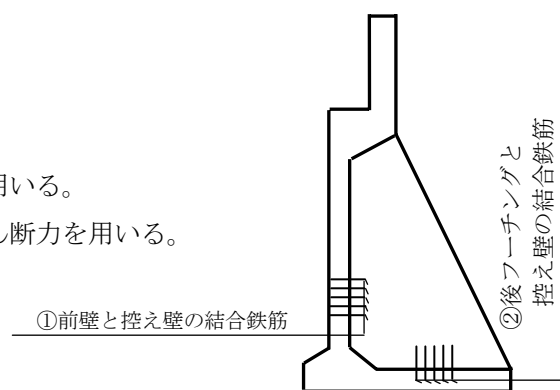


図 6-21 結合鉄筋

4) 控え壁の純間隔は裏込土などの施工性を考慮し 3m 程度確保するものとする。

5) 控え壁の最小厚は施工性を考慮し、70cm 程度を標準とする。

6) 前壁の厚さは支承中心線が壁厚内に入るようにし、かつ70cm以上とする。

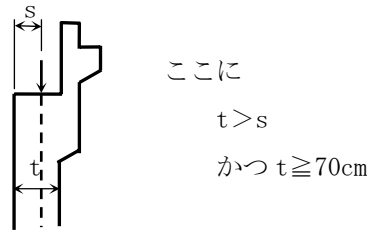


図 6-22 前壁の厚さ

7) 各部材の寸法単位は、逆 T 式橋台に準ずるものとする。

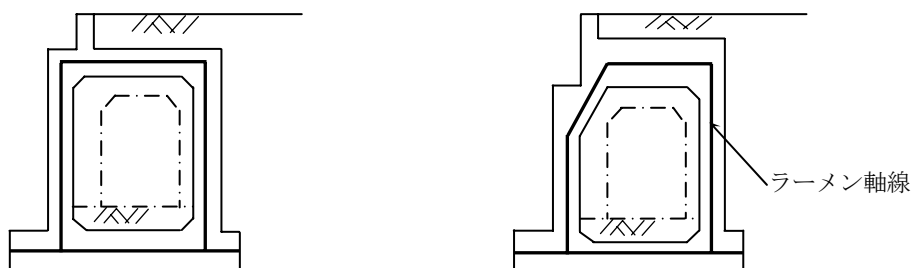
### 3-3-3 ラーメン式橋台

(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設計するものとする。

1) ラーメン部材の設計については、道示Ⅲ14 章ラーメン橋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を  $6\text{N/mm}^2$  程度におさえて設計するのが望ましい。

2) ラーメン橋台は原則として図 6-23 (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、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 6-23 (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 6-23 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。

### 3-3-4 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、前壁の一部を圧縮フランジ、後壁の一部を引張フランジおよび隔壁(あるいは側壁)をウェブと考えた T 形ばりによって受け持たれると考え、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、上載土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) 橋台内に水が残留することは構造および機能上、避ける必要があり、このための水抜き孔を設けることとする。

- 1) 片持 T 形ばりの圧縮フランジ(前壁)の片側有効幅( $\lambda$ )は  $\lambda = h/4 + bs$  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おさめ、組立筋でこれを取り囲むようにするものとする。また、荷重の扱い方は控え壁式橋台に準ずるものとする。

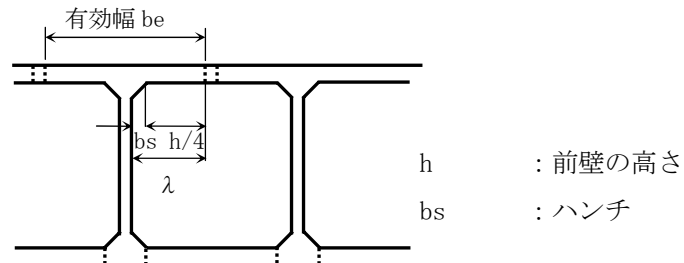


図 6-24 T 形ばりの考え方

- 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。

$$\text{支点最大曲げモーメント} \quad M_x = 1/8 \omega \cdot \ell_x^2$$

$$\text{支間最大曲げモーメント} \quad M_x = 1/10 \omega \cdot \ell_x^2$$

ここに、

$\omega$  : 自重、上載土荷重、活荷重による等分布荷重

$\ell_x$  : 橋軸直角方向支間長



ロ) 橋軸方向曲げモーメントについては二方向スラブとし表 6-17 により求めるものとする。

表 6-17 4 辺単純支持スラブに等分布荷重が作用するときの曲げモーメント

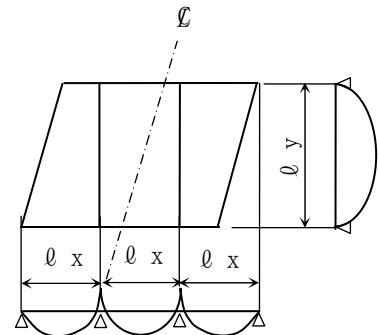
$\ell_x/\ell_y$	$M_y/M_x$	$\ell_x/\ell_y$	$M_y/M_x$
0.40	0.245	0.75	0.612
0.45	0.286	0.80	0.684
0.50	0.328	0.85	0.757
0.55	0.377	0.90	0.831
0.60	0.435	0.95	0.915
0.65	0.492	1.00	1.000
0.70	0.550		

$M_x$  : 橋軸直角方向曲げモーメント

$M_y$  : 橋軸方向曲げモーメント

$\ell_x$  : 橋軸直角方向支間長

$\ell_y$  : 橋軸方向支間長



- 3) 後壁は、控え壁式橋台の前壁と同様に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あつかうものとする。
- 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、くい反力の作用する 4 辺固定支持の版として設計するものである。
- 6) 隔壁は、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、設計は控え壁式橋台に準ずるものとする。
- 7) 隔壁、後壁の最小厚さは 70cm 程度とし、前壁厚の考え方は控え壁式橋台に準ずるものとする。
- 8) 隔壁は施工性からできるだけ少なくするものとし、原則として 2 車線の橋台では 1 箇所、4 車線の橋台では 2 箇所とする。
- 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、この場合、中詰土砂の単位体積重量は、支持に対する安定計算時は  $\gamma = 18\text{kN/m}^3$ 、滑動安定計算時は  $\gamma = 15\text{kN/m}^3$  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。

### 3-3-5 斜め式橋台

- (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おこなうものとするが、一般の場合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) 橋台背面に作用する土圧は、図 6-25 に示すように橋台幅方向に一樣に作用するものとする。

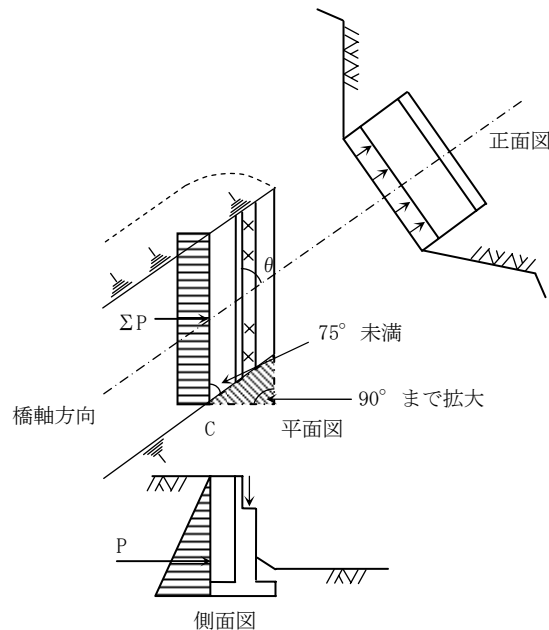


図 6-25 斜め橋台に作用する土圧

- (3) 斜角( $\theta$ )が  $75^\circ$  未満の橋台のフーチングは原則として、図 6-25 に示すとおり  $90^\circ$  まで拡大するものとする。

- (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、橋台幅の方向に一樣ではないが、計算を簡略化し、かつ十分安全な設計となるよう、一樣に作用するものとしたものである。
- (3) 斜角( $\theta$ )が  $75^\circ$  未満で、制約条件等でフーチングを  $90^\circ$  まで拡大できない場合や拡大規模が大きくなり著しく不経済になるような拡大しない方が有利に成り得る場合については、土圧合力の作用により橋台が回転しないことを検討したうえで適用を判断するものとする。

(4) フーチングの主鉄筋については、以下を原則とする。

- ① 主鉄筋配置の方向については、土圧作用方向と合わせるものとする。
- ② 斜角が  $75^\circ$  以上となる場合には、構造的に影響が少ないため斜角に合わせることでよい。ただしフーチングを  $90^\circ$  に拡大する場合は、主鉄筋は土圧作用に合わせる。
- ③ フーチングの橋軸直角方向幅が橋軸方向に比して小さい場合で、①で配置した主鉄筋とフーチング端部の斜角方向筋との重複部が多くなる場合には主鉄筋と斜角方向に合わせることでよい。
- ④ やむを得ず、主鉄筋を斜角方向に配置せざるを得ない場合は、斜角を考慮した有効鉄筋量で断面設計を行うものとする。

### 3-3-6 ウィングの設計

- (1) 橋台に設けるウィングの最大長さ ( $\ell$ ) は 8m 程度とする。ただし、平行形式の場合は 6m 程度が望ましい。
- (2) ウィングは、活荷重による地表面載荷荷重と土圧を受ける版とし、道示 IV 8.4.4 による慣用法により設計するものとする。
- (3) ウィングを設計する場合の設計土圧は原則として、主働土圧を用いるものとする。

1) ウィングの形状図は図 6-26 (a) に示す平行形式を標準とするが、地形上平行形式が困難な場合、または将来拡幅などの恐れがある場合は図 6-26 (b) (c) に示す形式が望ましい。

なお、河川橋で堤体内にウィングを設置する場合には工作物に沿って間隙が発生しやすいこと等を考慮し、図 6-26 (a) に示す形状を原則とする。

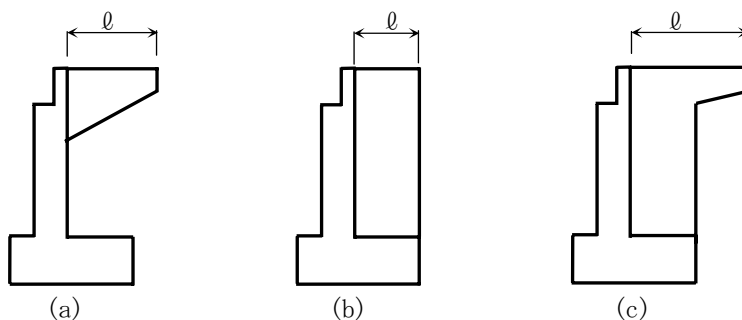


図 6-26 ウィングの形式

- 2) ウィングの最大長は、慣用的な方法で設計が可能な 8m 程度としたが、平行形式については片持版となることから、構造的に配慮し 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 ( $\ell$ ) 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。  
3 辺固定版の設計断面力の算定式については図 6-27、表 6-18 に示す。

表 6-18 三辺固定版の断面力算出式

項 目		水 平 方 向					鉛直方向	
		固 定 端			支間中央		固 定 端	
		A	B	C	A'	B'	D	E
断面力	モーメントM	$-KM \cdot \frac{P_x \cdot L^2}{10}$			$+KM \cdot \frac{P_x \cdot L^2}{24}$		$-KM \cdot \left(\frac{P_1 + P_2}{2}\right) \cdot \frac{L^2}{4}$	
	せん断力S	$KS \cdot \frac{P_x \cdot L}{10}$			—		$KS \cdot \left(P_1 + \frac{P_2}{2}\right) \cdot \frac{L}{2}$	
補正係数	KM	1.0	0.7	0.4	1.0	1.0	0.3	0.5
	KS	1.0	1.0	0.5	—	—	0.5	1.0

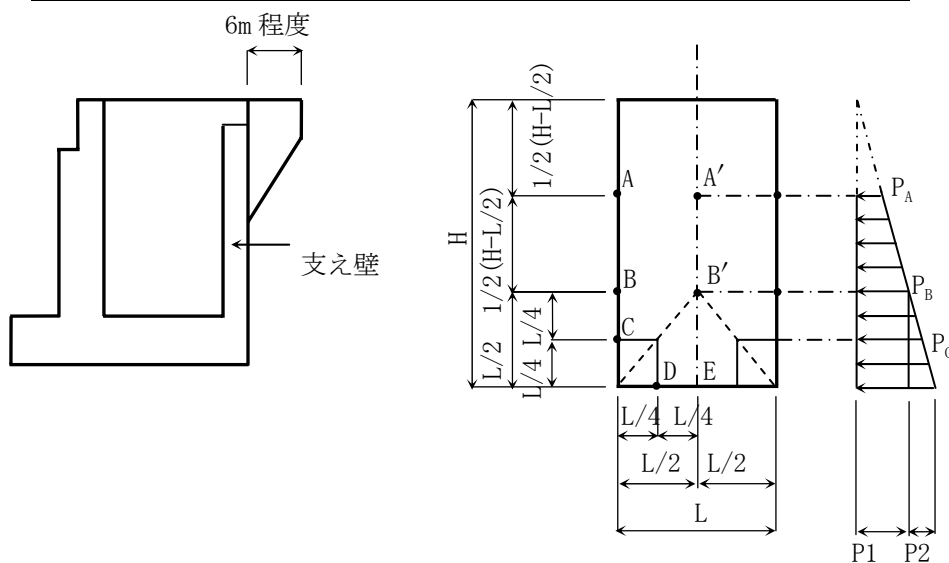


図 6-27 支え壁を設けたウィング

- 4) ウィングの厚さは施工性を配慮し、地覆幅以上で等厚とし、引張鉄筋は原則として一段配筋とする。
- 5) パラレルウィングまたは側壁タイプのウィングは、水平方向の主鉄筋をパラペット配力筋(水平筋)方向に定着させることから、パラペットの厚さや水平鉄筋量がウィングより小さい場合は、パラペットに補強鉄筋を配置するものとする。

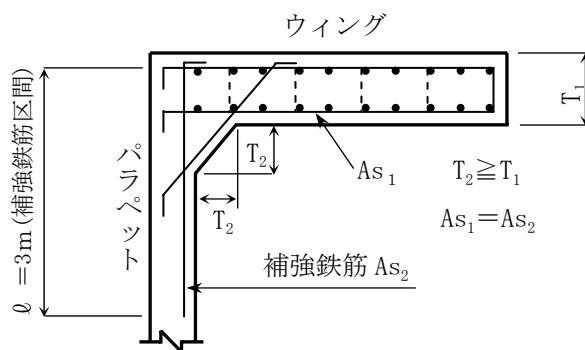


図 6-28 パラペットの補強

6) ウィングの土被りは深さ 1m 程度確保するものとする。

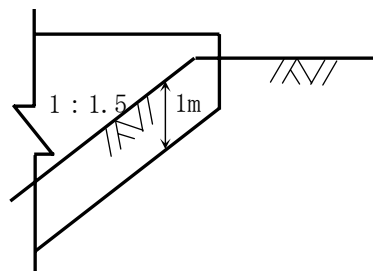


図 6-29 ウィングの土被り

7) 次の条件をすべて満たすウィングについては静止土圧により設計するものとする。

- ① 踏掛版が設置されていない。
- ② 歩道等が設けられていない。
- ③ 橋台の前趾とウィングの角度が  $90^\circ$  未満である。
- ④ ウィングの形状が側壁である。

### 3-3-7 パラペットの設計

(1) パラペットは、土圧のほか、輪荷重、踏掛版からの荷重あるいは落橋防止構造からの荷重を考慮して設計するものとする。

(2) パラペットの最小厚は 50cm とし、主鉄筋の径は原則として D16mm 以上とする。

(3) パラペットとウィングの隅角部にはハンチを設けるものとする。

1) パラペットに作用する断面力の算定は、道示 IV8.4.3 によるものとする。

2) パラペットの最小厚は原則として 50cm とする。ただし、補償道路等で踏掛版を設けない橋台については、最小厚を 40cm としてもよい。

3) 主鉄筋は D16mm 以上とし、その間隔は 250mm を基本としたうえで、鉄筋径と間隔(125、150mm ピッチ)の調整を行うものとする。

なお、太径鉄筋を使用する場合や落橋防止装置設置の際は、取り合いを考慮して配筋ピッチ 250mm を基本とする。

4) パラペット頭部における配筋は伸縮装置とのかね合いを考慮のうえ、その種類に応じた取り合いを明示し、後打ち部鉄筋、補強筋などを定めるものとする。

5) PC 橋の施工時緊張作業等でパラペットを後打ち施工することが事前に予定されている場合は、設計段階で施工とのかね合いを考慮して、機械継手の使用を検討してもよい。

6) 踏掛版受台の寸法、および配筋は図 6-30 のとおりとする。

表 6-19 受台部 H の高さ (mm)

舗装の種類	舗装厚	踏掛版	支承	H
アスファルト	50	400	20	470
セメントコンクリート	—	400	20	420

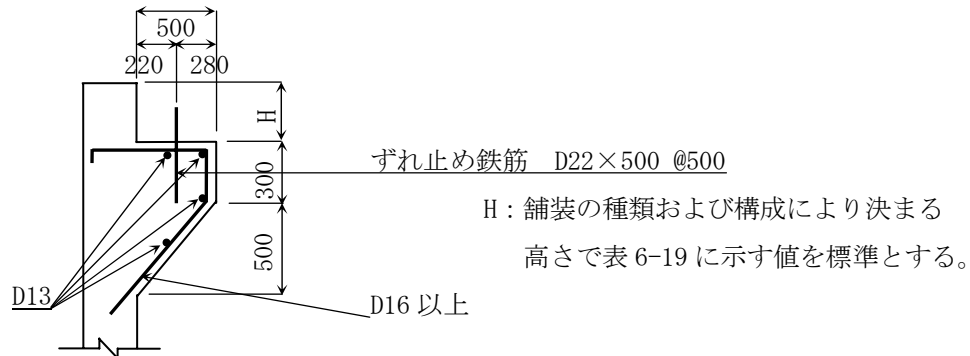


図 6-30 受台の寸法および配筋

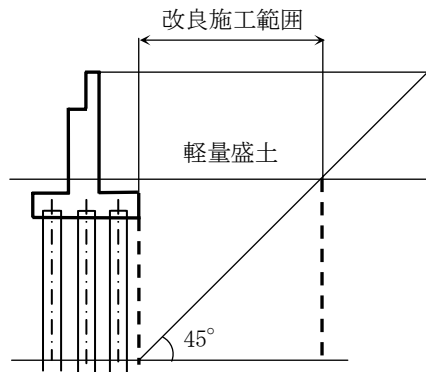
### 3-3-8 橋台の側方移動

- (1) 常時偏荷重を受ける基礎で側方移動の恐れがある場合は、その影響についても検討するものとする。
- (2) 側方移動についての対策工が必要となる場合は、原則としてプレロード工法によるものとする。

- 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IV9.8 に示す側方移動判定値 (I 値) によるものとする。
- 2) I 値による判定により「側方移動の恐れあり」となった場合は対策工が必要となるが、その場合は原則としてプレロード工法を基本とする。プレロード工法を実施する場合は、沈下・側方移動等の動態観測により地盤の変形が収束した事を確認する条件で、プレロード後の地盤強度増加を見込んだ I 値による判定は行わなくてよい。

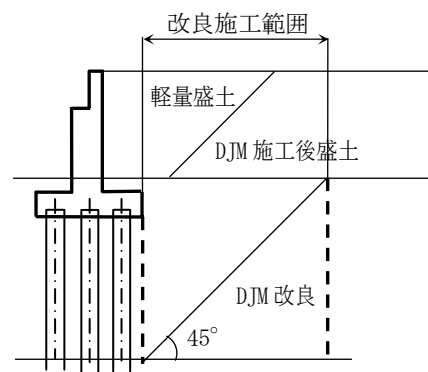
また、以下のようなプレロード以外の地盤改良を実施する場合は、軽量盛土による単位重量 ( $\gamma$ ) の削減、地盤改良による粘着力 (C) の強度向上を見込んで I 値による判定により安定を確認する。

イ) 軽量盛土



- ・改良範囲全体に軽量盛土を使用するケース

ロ) 地盤改良



- ・DJM で改良後に橋台背面に盛土を施工する場合
- ・及び、橋台背面の一部に土圧軽減の目的で軽量盛土を用いる場合

図 6-31 地盤改良範囲（プレロード以外の場合）

- 3) 以下のようなプレロード工法に他の地盤改良を一部併用する場合は、側方移動判定値（I 値）の適用が困難と考えられるため、円弧すべりにより側方移動を判定する。

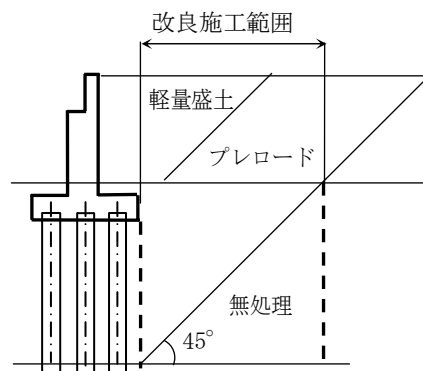


図 6-32 地盤改良範囲（プレロード併用の場合）

- 4) 側方移動対策のための地盤改良範囲は、橋軸方向は橋台背面から軟弱地盤層厚分を原則とする。但し、プレロードによる場合は図 6-33 を参考にして良い。

橋軸直角方向は橋台幅程度とし、盛土法面部分は盛土法尻の安定確保や沈下抑制を目的とした地盤改良強度でよい。

橋台幅部と盛土法面部の境界は、急激な改良強度の変化は段差が起こるなど問題が生じる可能性があるため、段階的に変化させるものとする。橋軸方向についても同様に検討する。

- 5) 盛りこぼし部や直角方向の盛土安定検討は、改良材の内的安定や盛土の「円弧すべり」で検討して良い。この場合の改良材の安定については各々の改良工法の設計基準を採用する。
- 6) 「円弧すべり」の検討にあたっての安全率は、道路土工の軟弱地盤対策工指針における土工安全率に合わせ、立ち上がり時 1.10、供用開始時 1.25 とする。
- 7) 斜角を有する橋台等、背面盛土の影響が複雑になると想定される場合は、橋台に及ぼす影響を十分考慮し、地盤改良範囲（強度）を検討するのがよい。

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。

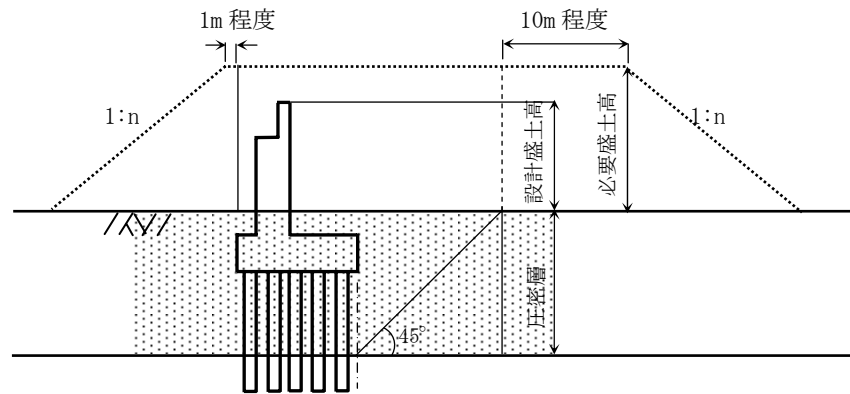
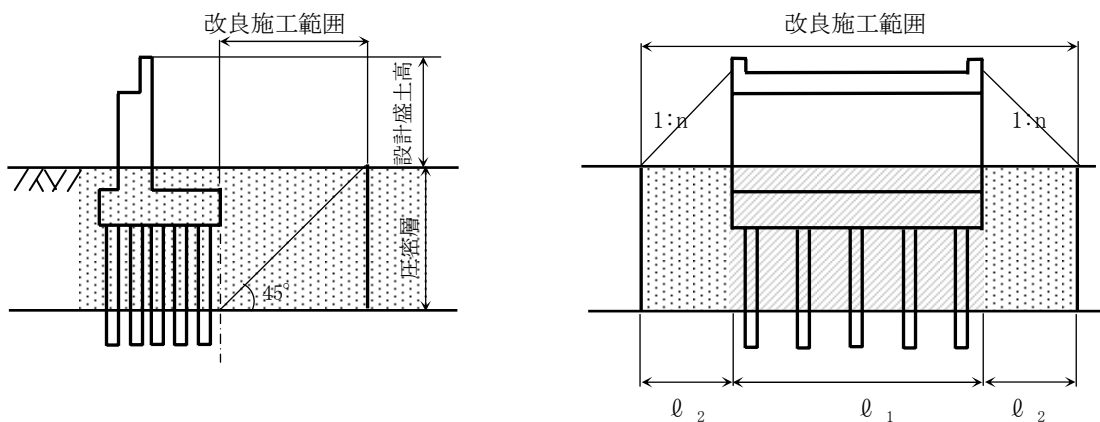


図 6-33 プレロード工法の施工範囲

② 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行うものとする。



$l_1$  : 側方移動に対する改良

$l_2$  : 盛土法尻安定、沈下抑制に対する改良

注) 盛土法面部は急激な改良強度の変化を避け、段階的に変化させるものとする。

図 6-34 改良材使用の場合の施工範囲



### 3-3-9 幅の広い橋台の設計

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

- 1) 通常橋台の場合は、壁の背面と正面では温度変化および乾燥収縮量に差があつて鉛直方向のひびわれ発生の原因となりやすいことから、広幅員の橋台に対しては、次のように対処するものとする。
  - イ) 壁の高さ 1m あたり、 $5\text{cm}^2$  以上の鉄筋を 30cm 間隔で水平に配置するものとする。
  - ロ) 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。

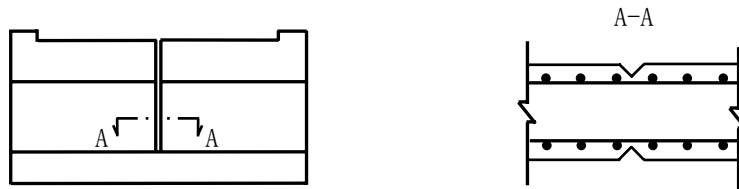


図 6-35 橋台の V カット

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

伸縮目地部の止水板は、伸縮装置との取り合いに留意したうえで、パラペット上端部まで設置するものとする。

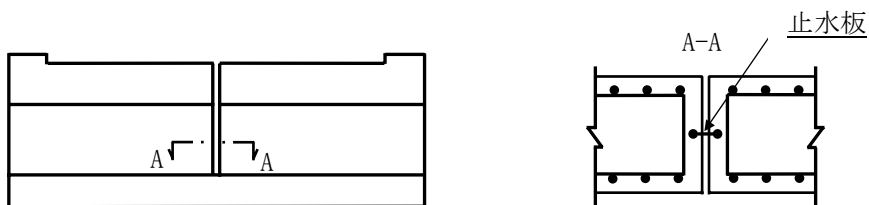


図 6-36 橋台の伸縮目地

- 2) 橋台規模が大きくマスコンクリートとして打設される場合には、硬化熱による温度応力が大きく、ひび割れが発生しやすい。施工段階において低発熱型セメントの使用、補強鉄筋その他鋼材の追加配置および打設ロッド等に配慮し、必要に応じて温度ひび割れ解析を行うものとする。

### 3-4 橋脚の設計

#### 3-4-1 設計一般

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

耐震性能の照査の方法としては、静的照査法と動的照査法がある。静的照査法の設計の流れは、図6-37に示す通りである。

なお、橋脚の全高は橋台の場合と同様に0.1m単位を原則とするが、設計計算モデルに用いる橋脚の全高については0.5m単位に丸めてもよい。

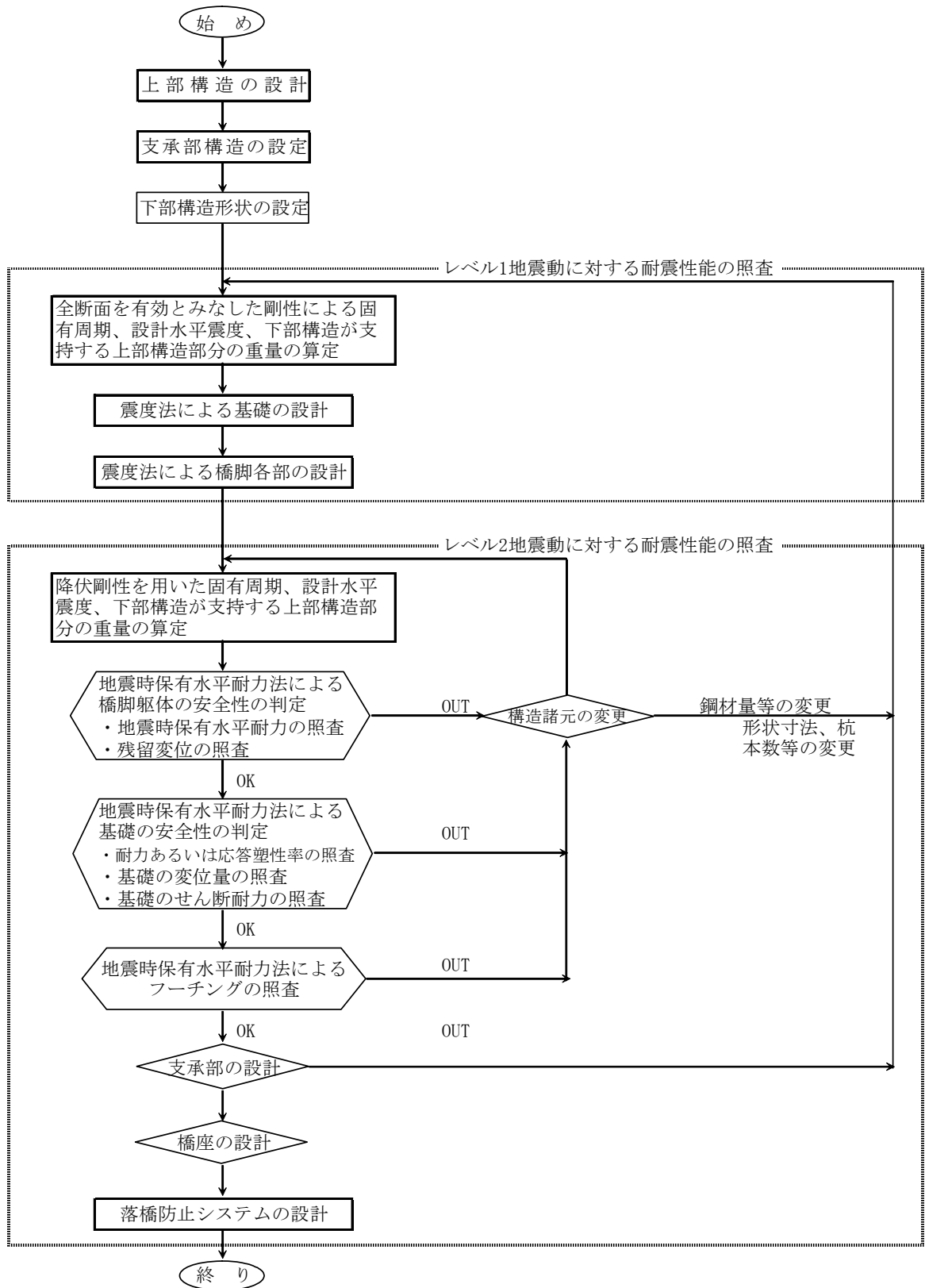


図 6-37 鉄筋コンクリート橋脚を用いた場合の設計計算の流れ

塑性ヒンジを確実に橋脚基部に発生させるため、段落としては原則として行わない。また、断面を絞ってでも曲げ破壊型に移行させることが望ましいが、やむを得ずせん断破壊型になる場合は帯鉄筋を増やして安全性を確保することが有効である。なお、橋脚基部とは図 6-38 に示す位置である。

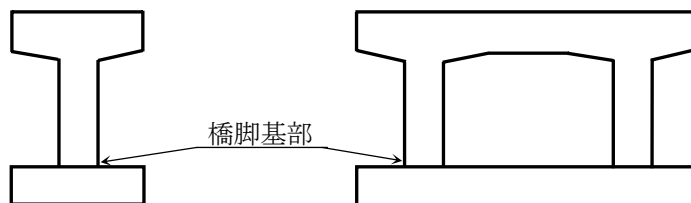


図 6-38 橋脚基部

### 3-4-2 柱式および壁式橋脚

- (1) 柱式および壁は、常時及び地震時(震度法)においては原則としてフーチング固定端とする片持ばりとし、軸圧縮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) 張り出しスパンが、はり高に対して短い場合には、歪(応力)分布は直線にならないので、これを考慮して設計する。
- (4) 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。

- 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) 柱および壁の厚さは支承の位置などから決定されることから、通常は柱としての座屈計算は省略してもよいものとする。
- 3) 2 柱式あるいは 3 柱式の橋脚で、上部工水平力が非対称に作用する場合は、上部工水平力が均等に作用すると仮定した場合と、荷重分配を考慮した場合の両方について検討するものとする。

- 4) 面内、面外方向の曲げモーメントに対しては、各方向に直交する方向の鉄筋のみを考慮し、ほかの鉄筋は無視するものとする。

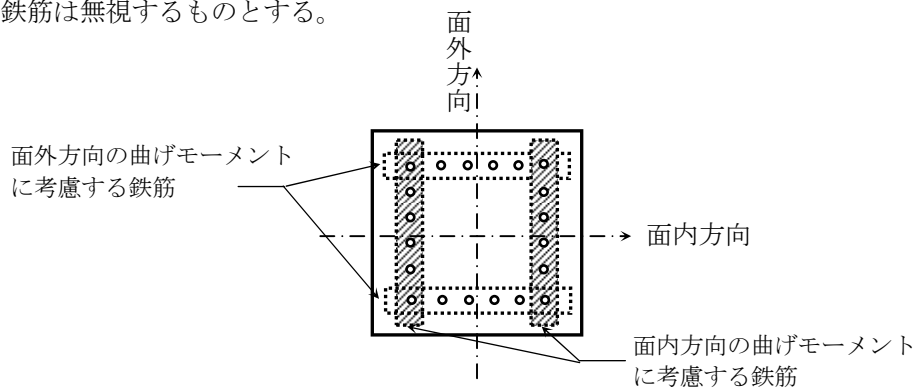


図 6-39 曲げモーメントの方向と鉄筋

- 5) 動的解析における橋脚下端の曲げモーメントと任意断面の曲げモーメントの比が、震度法による場合よりも中間部もしくは上方において大きくなることから、橋脚を震度法にもとづき設計する場合、応力度の算定における地震時の作用モーメントの分布は、橋脚下端における値を震度法によって求めた値とし、上部構造水平力の作用位置（橋脚天端）における値をゼロとして、その中間部は直線変化するものとして求めるものとする。

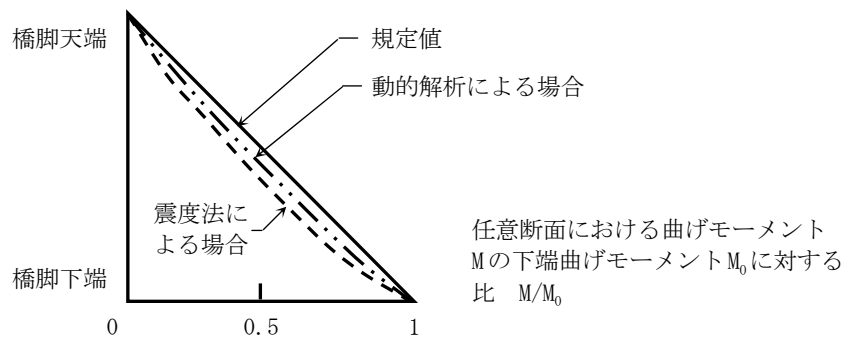


図 6-40 曲げモーメント分布の比較

- 6) 柱の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おこなうものとする。

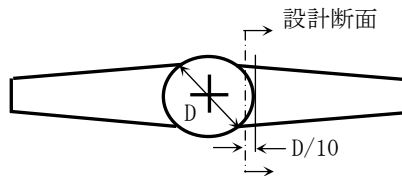


図 6-41 円形橋脚の設計断面

- 7) 張出しばりは鉛直荷重のほか水平荷重に対しても設計するものとし、その荷重は、荷重分散及び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。

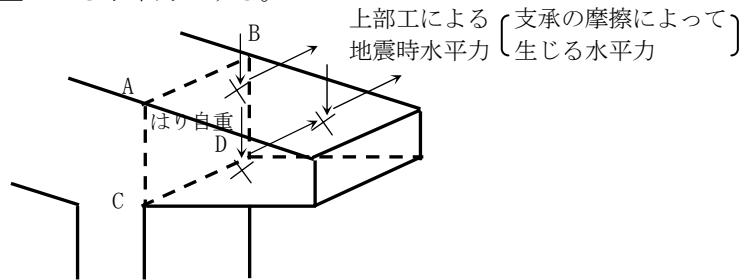


図 6-42 橋脚方向のはりの荷重

- 8) 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 6-43 のとおりとする。

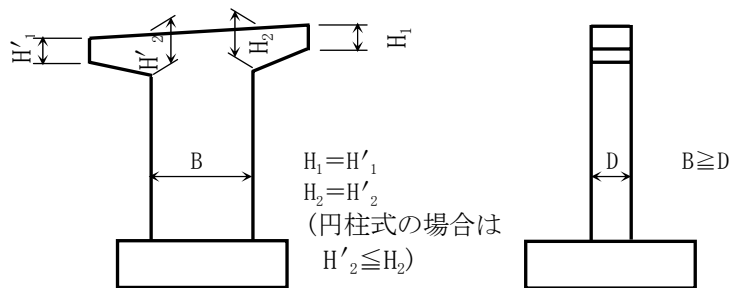
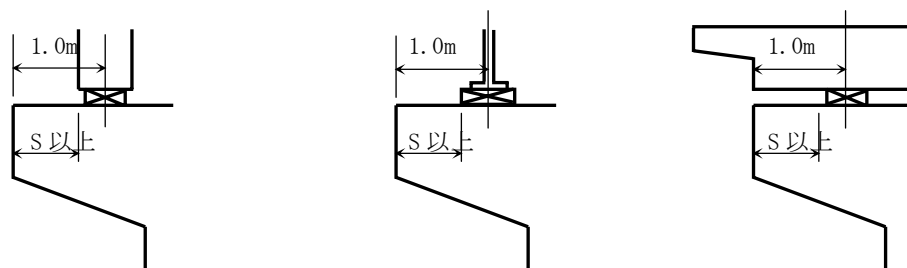


図 6-43 橋脚の形状寸法

- 1) 張出しばり先端から外げたウェブまでの離れは、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、場所打ちげた橋の場合は、支承縁端距離を確保し、原則として主版幅に合わせるものとする。



(a) PC げた橋

(b) 鋼げた橋(鋼箱げた橋)

(c) 場所打ちげた橋

図 6-44 張出しばり先端から外げたウェブまでの離れ

- ロ) はり先端の高さ( $H_1$ )は、はり長(L)、根元の寸法( $H_2$ )、沓のアンカーボルト長および橋脚全体の形状を考慮し、1~1.5m を目安とするものとする。
- ハ) 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。

ニ) 壁厚(D)は原則として等厚とするが、河川橋で阻害率により壁厚が制限される場合は、図 6-45 に示す形式を採用するものとする。

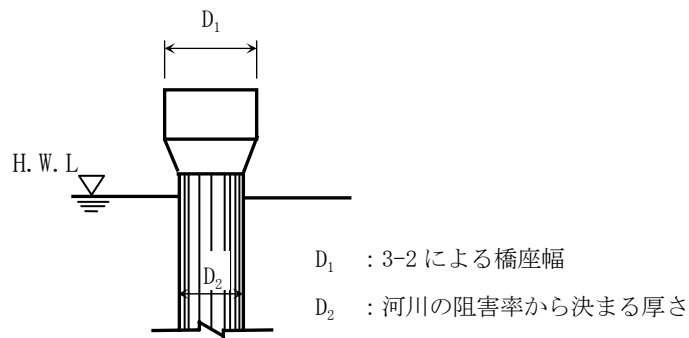


図 6-45 橋脚の壁厚

ホ) 各部材の寸法単位は、逆 T 式橋台に準ずるものとする。

9) 短いスパンの張り出しばりはつぎのように設計してよい。

ここで言う短スパンとは、はりの高さ(h)と張り出し長さ( $\ell$ )の比( $h/\ell$ )が 1.0 以上のものをいう。

図 6-46 に示すような短スパンの張り出しばりが作用モーメントを受ける場合は下式により求めた断面積以上の主鉄筋をはりの全長にわたって配筋する。

せん断力に対しては、はり理論によりせん断力を算出し、道示IV5.1.3 の規定により設計してよい。

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} Z}$$

M : 張り出しばりが受ける作用モーメント  
= (載荷重及びはり自重) (N/mm)

$A_s$  : 主鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

Z : はりの高さ(h)  $\times 0.85$  (mm)

この値は実験的に決められている。

P : 鉛直荷重 (N)

H : 水平荷重 (N)

a : 支持端から荷重載荷中心までの距離 (mm)

d : 有効高さ (mm)

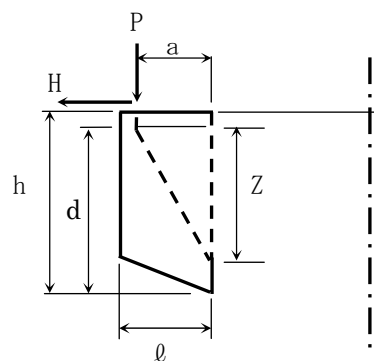


図 6-46 短スパンの張り出しばり

### 3-4-3 ラーメン式橋脚

- (1) ラーメン式橋脚は、常時及び地震時(レベル1)において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。

- 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、深礎杭など杭径の大きい場合は、杭を含めた全体構造系で解析するものとする。

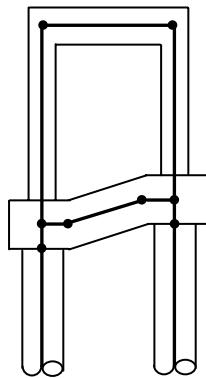


図 6-47 ラーメン式橋脚の解析モデル

- 2) ラーメンの面外方向の設計においては、柱は曲げとねじれが合成して作用するが、通常で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、荷重分配をおこな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、柱式および壁式橋脚に準じるものとする。



### 3-5 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) 曲げモーメントに対する断面計算は、常時、暴風時、地震時いずれの場合においても有効幅を考慮したうえで行うものとする。
- (3) せん断力に対する照査においては、せん断スパン比の影響を考慮する。また有効幅は原則として全幅有効とする。

#### (1) フーチング厚さ

- 1) フーチングの厚さについては、道示IV8.7.2の式(解8.7.1)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。

$$\beta \lambda \leq 1.0$$

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

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

$k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

$k_p$  : 換算地盤反力係数 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )  $k_p = k_v \frac{n \cdot m}{L \cdot B}$

$k_v$  : 1本の杭の軸方向ばね定数 ( $\text{kN}/\text{m}$ )

$L$  : 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 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$h$  : フーチングの平均厚さ (m)

$\lambda$  : フーチングの換算突出長 (m)

一般的な橋台、橋脚のフーチングの換算突出長( $\lambda$ )は次のとおりとする。

#### ① 橋台の場合

フーチングの換算突出長

$$\lambda = \ell$$

ただし、 $\ell \geq \frac{B}{2}$  のときは  $\lambda = \frac{B}{2}$  とする

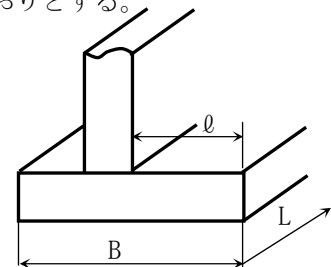


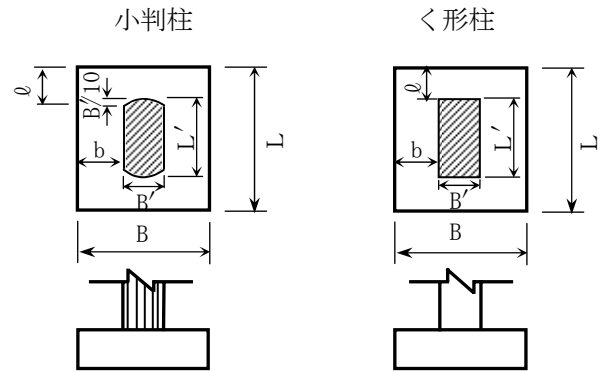
図 6-48 橋台モデル

② 橋脚の場合

小判柱、く形柱の場合

フーチングの換算突出長

$\lambda = b$  または  $\ell$  の大きい方とする



③ 円形柱の場合

フーチングの換算突出長

$\lambda = b$  または  $\ell$  の大きい方とする

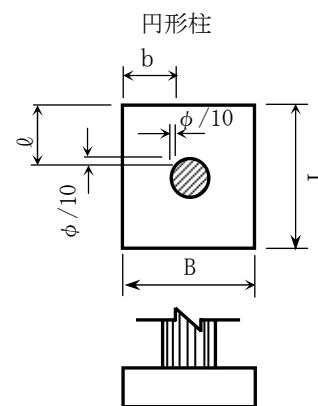
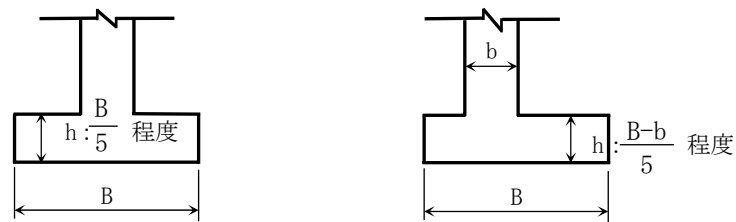


図 6-49 橋脚モデル

2) 岩盤上に設置される直接基礎のフーチングの平均厚さは、剛体として取り扱う場合は、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 程度とする。

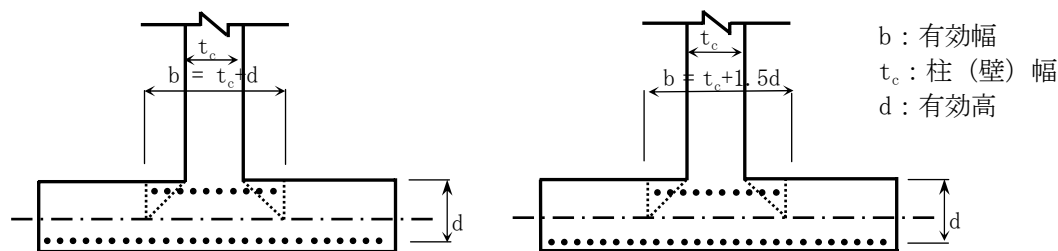


(a) 単独フーチングおよび  
連続フーチングの場合

(b) 壁フーチングの場合

図 6-50 岩盤上のフーチング平均厚

(2) 有効幅については、道示IV8.7.3によるものとするが、常時、暴風時、レベル1地震動の場合とレベル2地震動の場合とに分けて有効幅を考慮する。杭に引抜き力が生じる場合、あるいは浮力の影響を受ける場合などでフーチング上面が主鉄筋となる場合の有効幅は原則として図6-51に示す幅とする。



(a) 常時、暴風時及びレベル1地震時  
に対する照査の場合  
(b) レベル2地震時に対する照査の場合

図6-51 フーチング上面が主鉄筋となる場合の有効幅

(3) せん断力に対しては、コンクリートと斜引張鉄筋の両方で負担することを基本とする。但し、配力筋は斜引張鉄筋として評価してはならない。

常時、暴風時、レベル1地震時においてはコンクリートの平均せん断応力度  $\tau_m$  がコンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度  $\tau_{a1}$  をこえる場合には、斜引張鉄筋を配置する。

斜引張鉄筋と共同してせん断力を負担する場合平均せん断応力度は許容せん断応力度  $\tau_{a2}$  以下となることを照査する。

コンクリートの許容せん断応力度  $\tau_{a1}$  とレベル2地震時の照査におけるコンクリートの負担するせん断耐力  $S_c$  に対してはせん断スパン比により補正するものとする。なお、フーチング上面側が主鉄筋となる場合においても、せん断スパン比の影響を考慮した補正を行うものとする。

せん断の照査では有効幅については原則として全幅有効とするが、杭間隔が著しく大きい場合などについては曲げに対する場合に準じるものとする。

(4) 柱とフーチング端部の距離が1m以下の場合、フーチング端部の割裂、ひび割れ等に対し補強鉄筋を配置するものとする。補強鉄筋としては、D19mm以上を200mm以下の間隔で配置するものとするが、主鉄筋の径がD16の場合はD16mmを200mm以下の間隔で配置するのがよい。

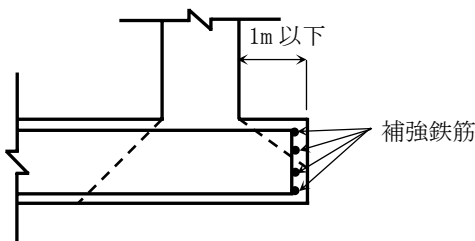


図6-52 フーチング端部の補強鉄筋

### 3-6 レベル2地震動に対する耐震性能の照査

#### 3-6-1 橋脚の設計

橋脚の地震時保有水平耐力は、レベル2地震時慣性力以上でなければならない。また、耐震性能2を満足させる必要がある場合には残留変位は許容値以内でなければならない。

地震時の挙動が複雑でない橋の耐震性能2および耐震性能3は地震時保有水平耐力法により照査されるが、地震時保有水平耐力法による照査は図6-53に示すフローで行うものとする。

単柱式鉄筋コンクリート橋脚ならびに一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚は耐震性能2が要求される場合には地震時保有水平耐力が地震時に作用する慣性力以上であるとともに残留変位も許容値以下であることが必要である。

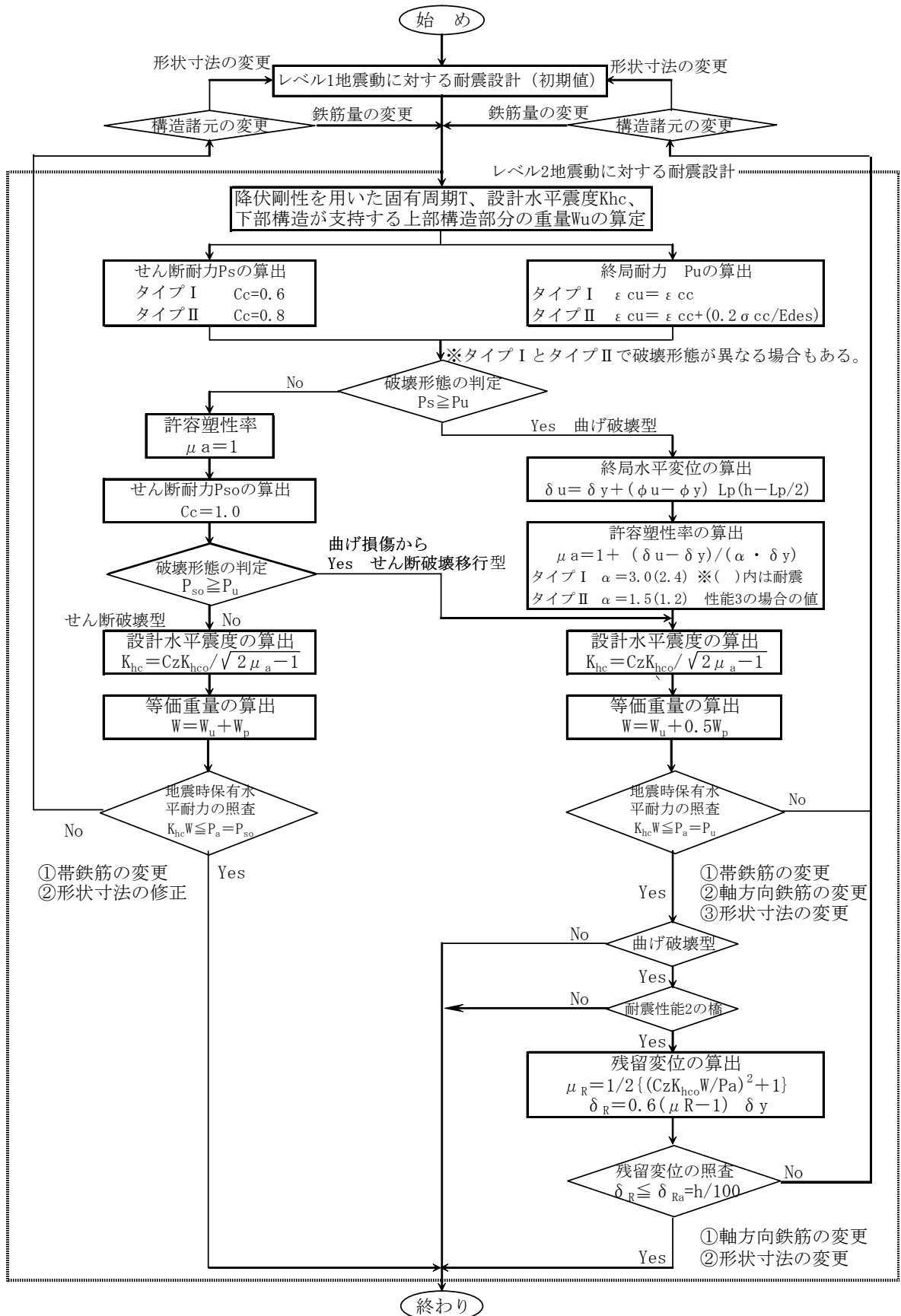


図 6-53 地震時保有水平耐力法のフロー

(1) 1本柱形式

1) 一般

1) 柱断面の有効高  $d$  の算出について

- a) 円形断面の場合、正方形断面に置き換えて幅  $b$  とする。有効高  $d$  は置き換えた正方形断面の圧縮縁から、円の下側 1/4 の範囲の鉄筋の重心位置までとする。また、実線で示した 1/4 の範囲の鉄筋が軸方向鉄筋として働く。

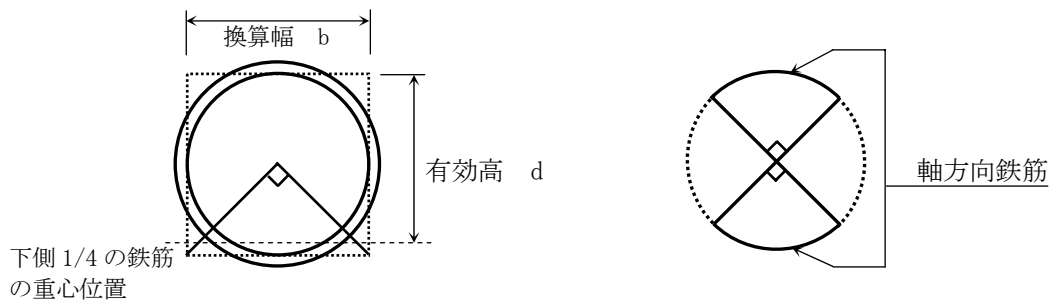
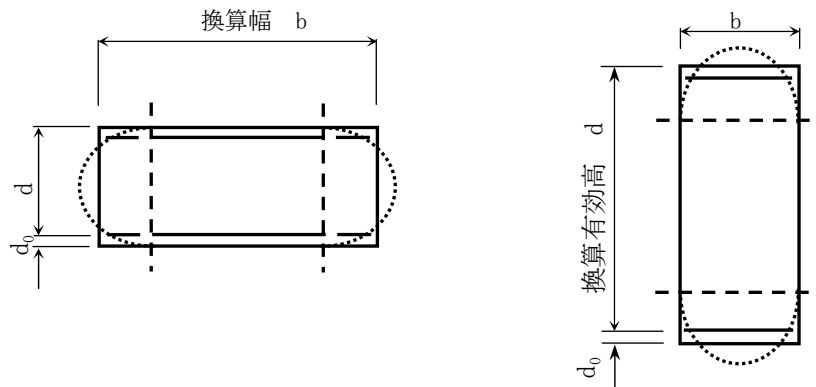


図 6-54 円形断面

- b) 小判形断面の場合、(断面積 ÷ 短辺 = 長辺) とした矩形断面とし、かぶりを引いて有効高とする。



いずれの断面形状も 2 段配筋以上の場合、圧縮縁から鉄筋の重心位置までを有効高とする。

図 6-55 小判形断面

c) 主鉄筋の考慮方法

計算する方向と直交する鉄筋も計算上考慮して計算を行って良い。

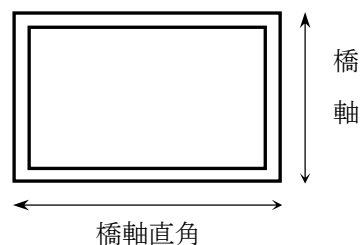


図 6-56 主鉄筋の考慮方法

2) 破壊形態の判定

破壊形態は終局水平耐力  $P_u$  とせん断耐力  $P_s$  の大小関係から、曲げ破壊型、曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型の3種類に分類した。

1) 終局水平耐力  $P_u$

終局水平耐力  $P_u$  は以下の式から求める。

$$P_u = M_u / h$$

$M_u$  : 最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみ  $\epsilon_{cu}$  に達した時の曲げモーメント (kN・m)

$h$  : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (m)

なお、慣性力作用位置は橋軸方向に対しては橋脚天端位置、橋脚直角方向に対しては上路橋の場合、床版下端位置とする。

コンクリートの応力度～ひずみ曲線モデルとしては図 6-57 に示すような帯鉄筋による拘束効果を考慮したモデルを適用する。

$$\epsilon_{cu} \begin{cases} \epsilon_{cc} & : \text{タイプ I} \\ \epsilon_{cc} + 0.2 \sigma_{cc} / E_{des} & : \text{タイプ II} \end{cases} \dots\dots [\text{道示 V 式 (10.4.6)}]$$

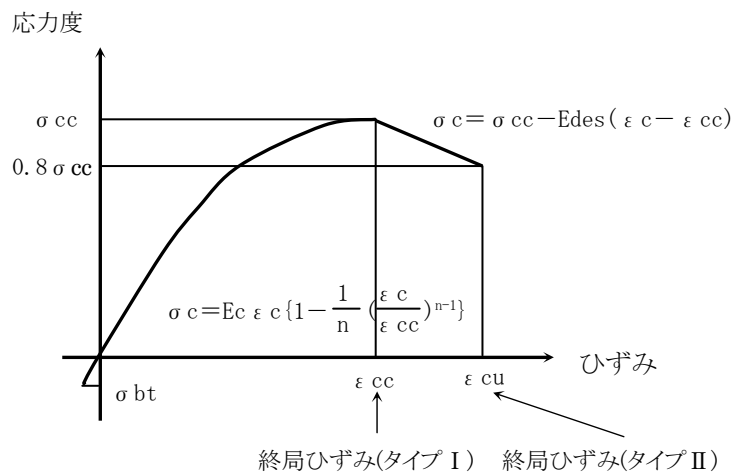


図 6-57 コンクリートの応力度－ひずみ曲線[道示 V 図-10.4.1]

なお、横拘束筋の体積比  $\rho_s (= \frac{4A_h}{Sd})$  の上限値は 1.8%としているが、帯鉄筋や径やピッチの組合せの目安としては、上限値の 0.4～0.6 程度を考えれば良い。例えば、高さ方向ピッチ  $S$  は 15cm、平面方向ピッチ  $d$  は 100cm、帯鉄筋径は D16 か D19 程度を初期値として与え、計算を進める。

なお、 $P_u$  を求める場合の解析モデルは柱脚を梁モデルと仮定し、通常は柱基部を固定端として行う（図 6-58）。一般には計算分割数は 50 分割程度が良いが、高橋脚などでは別途決める。

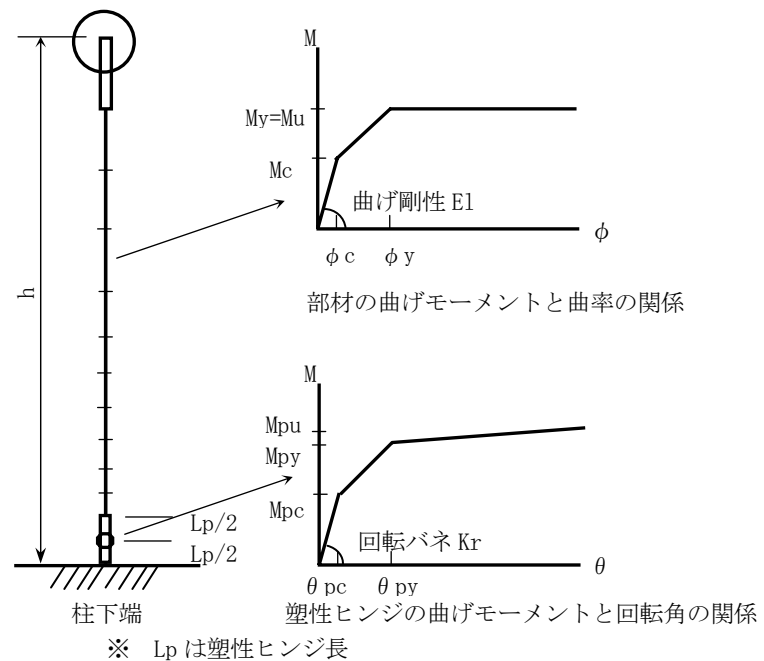


図 6-58 解析モデル

また、水平力～水平変位関係のモデル化と鉄筋の応力度～ひずみ曲線は図 6-59、図 6-60 に示す。

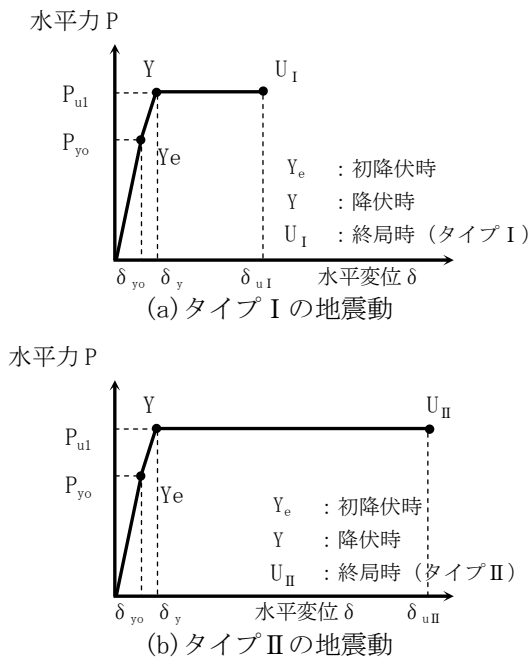


図 6-59 鉄筋コンクリート橋脚の水平力～水平変位関係のモデル化

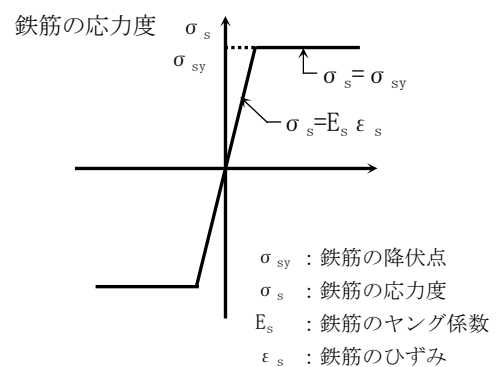


図 6-60 鉄筋の応力度～ひずみ曲線



2) せん断耐力  $P_s$

せん断耐力  $P_s$  は以下の式から求める。

$$P_s = S_c + S_s$$

$S_c$  : コンクリートが負担するせん断耐力 (KN)

$S_s$  : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 (KN)

$S_c$  の算定において、従来考慮されなかった要因として寸法効果の影響（有効高に関する補正係数  $C_e$ ）と荷重のくり返しの影響（正負交番作用の影響に関する補正係数  $C_c$ ）が加味された。

さらに、 $C_c$  においては、くり返しの影響が大きいタイプ I で 0.6（タイプ II で 0.8）と低減率が小さい。なお、 $S_c$  を求める際に用いる軸方向引張鉄筋比  $p_t$  における鉄筋は断面の図心位置から引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和とする。

3) 許容塑性率

塑性率とは塑性域における変位と弾性限界変位（降伏変位  $\delta_y$ ）との比のことを称し、許容塑性率  $\mu_a$  は、曲げ破壊型において最大可能な変位（終局変位  $\delta_u$ ）と降伏変位の比に対して表 6-20 の安全率  $\alpha$  を考慮したものである。

すなわち、許容塑性率とは部材が許容できるじん性を示すものである。

表 6-20 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の  
許容塑性率を算出する場合の安全係数  $\alpha$  [道示 V 表-10.2.1]

橋の種別	タイプ I の地震動	タイプ II の地震動
耐震性能 2 の橋	3.0	1.5
耐震性能 3 の橋	2.4	1.2

4) 地震時保有水平耐力  $P_a$  の照査

$P_a$  は以下の式を満足する必要がある。

$$P_a \geq k_{hc} \cdot W$$

$k_{hc}$  : 設計水平震度（レベル 2 地震動）

$W$  : 等価重量 (tf)（せん断破壊型  $W_u + W_p$ 、その他 :  $W_u + 0.5W_p$ ）

$P_a$  は破壊形態により異なる。せん断破壊型では  $P_s$ 、その他の場合では  $P_u$  である。

5) 残留変位  $\delta_R$  の照査

$\delta_R$  は、許容残留変位  $\delta_{Ra}$  以下でなければならない。 $\delta_{Ra}$  は原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ  $h$  の 1/100 とする。

残留変位  $\delta_R$  が大きい設計では過度のじん性に頼った設計となるため、残留変位を強制的に修復することが困難であること、機能回復が遅れるなどの支障が考えられるためである。

(2) ラーメン形式

橋軸方向については、(1)一本柱形式と同様である。

ここで対象とするラーメン形式とは、1層のラーメン橋脚であり、2層のラーメン橋脚や形状の複雑なラーメン橋脚については、別途検討する。

鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に地震時保有水平耐力法を適用する場合には以下の事項に注意する。

- イ) 作用する水平力の増減に伴い、柱部分に作用する軸力が変化する。したがって、各柱部材の曲げモーメント-曲率関係が水平力に影響されることを考慮に入れる。
- ロ) 塑性ヒンジは柱部材の上端部、下端部そしてはり部材の端部等に発生する可能性がある。塑性ヒンジが発生する箇所は各部材の剛性、配筋等により決定されるので、これを適切に評価する。
- ハ) 柱部材の上端部、下端部そしてはり部材の端部以外の箇所に塑性ヒンジを生じさせてはならない。特に、柱部材とはり部材が交わる節点部に塑性ヒンジを生じさせることは避けなければならない。塑性ヒンジは、柱部材の上端、下端、はり部材の端部に生じる可能性があるため、鉄筋コンクリートラーメン橋脚のモデル化に際しては、図6-61に示したように、以下に示す位置に図6-62に示す完全弾塑性型の曲げモーメント-曲率関係を考慮できる塑性回転バネを設ける。

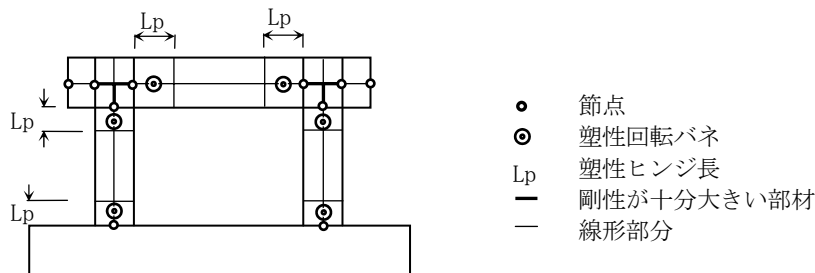


図6-61 鉄筋コンクリートラーメン橋脚のモデル化

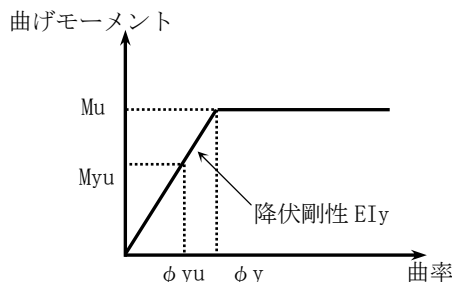


図6-62 塑性回転バネの曲げモーメント-曲率関係

なお、塑性ヒンジ長  $L_p (=0.2h-0.1D)$  における  $h$  と  $D$  のとり方は図6-63に示すとおりである。

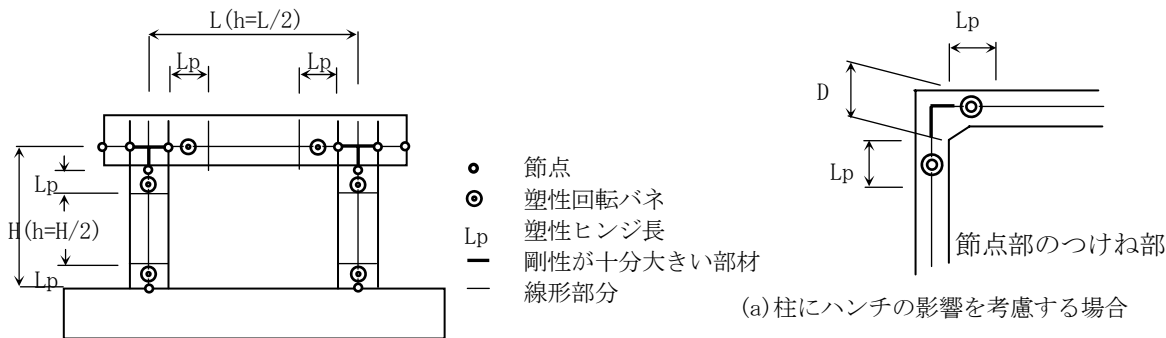


図6-63 塑性ヒンジ長  $L_p (=0.2h-0.1D)$  における  $h$  と  $D$  のとり方

### 3-6-2 フーチングの設計

- (1) フーチングを一方向ばりとして扱い、照査断面に生じた断面力が降伏曲げモーメント、せん断耐力を超えないよう設計することを基本とする。
- (2) 曲げモーメントは、柱または壁の前面のフーチング全面積に作用するすべての荷重を考慮した照査断面におけるものを使用する。また、フーチングの断面計算においては3.5による有効幅を考慮する。このときの引張主鉄筋量は釣合鉄筋量の1/2以下でなければならない。
- (3) 杭基礎におけるせん断力の照査は、版としてのせん断力について行うものとする。

(1) 降伏曲げモーメントとは、引張主鉄筋が降伏に達する時の部材断面の曲げモーメントである。

(2) 図 6-64 に示す斜線部に作用するすべての荷重によって生じる曲げモーメントを考える。

また、釣合鉄筋量は引張鉄筋が降伏点に達すると同時にコンクリートの縁圧縮ひずみとその終局圧縮ひずみになるような引張鉄筋量とする。

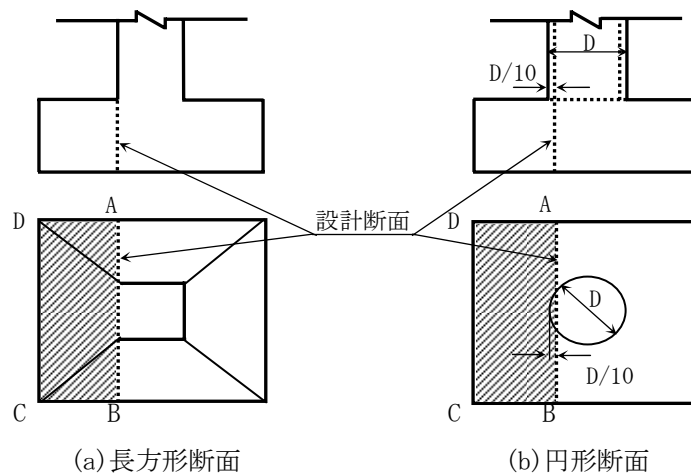


図 6-64 照査断面

(3) 柱あるいは壁前面からフーチング厚さの1/2の長さ離れた位置でのはりとしてのせん断に対する照査に加え、版としてのせん断についても照査を行う。

### 3-7 構造細目

#### 3-7-1 最小および最大鉄筋量

鉄筋コンクリート部材の主鉄筋は、次の条件を満たす量を配置するものとする。

- (1) 部材の軸方向引張鉄筋は、その部材の終局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となるように配筋するものとする。ただし、作用曲げモーメントの1.7倍が、ひびわれ曲げモーメント以下の場合には設計上必要となる鉄筋量を配置するものとする。

また、最大鉄筋量は次式を、満足するものとする。

$$A_{st} \leq 0.02bd$$

$A_{st}$  : 軸方向引張主鉄筋の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$b$  : 部材断面幅 (cm)

$d$  : 部材断面の有効高 (cm)

- (2) 柱および壁の軸方向鉄筋量は、次式を満足するものとする。

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

ここに、 $A_s$  : 軸方向鉄筋の断面積 (cm<sup>2</sup>)

$A'$  : 柱の必要断面積 (cm<sup>2</sup>)

$A$  : 柱の全断面積 (cm<sup>2</sup>)

- (3) 表面鉄筋量は次の条件を満足するものとする。

鉄筋量  $\geq 5\text{cm}^2/\text{m}$  かつ、ピッチ  $\leq 300\text{mm}$

- (1) 一般的な橋台、橋脚に対する各規定の適用は表 6-21、6-22 のとおりとする。

表 6-21 橋台の適用箇所

箇所		規定				
		(1)	(2)	(3)		
胸壁	主鉄筋		○	—	○	
	配力筋		—	—	○	
逆T式	壁	前面	主鉄筋	○	○	○
			配力筋	—	—	○
		背面	主鉄筋	○	○	○
			配力筋	—	—	○
	フーチング	主鉄筋	引張側	○	—	○
			圧縮側	—	—	○
		配力筋	—	—	○	
重力式	突起	主鉄筋	○	—	○	
		配力筋	—	—	○	

表 6-22 橋脚の適用箇所

箇所		規定			
		(1)	(2)	(3)	
はり	鉛直方向断面	○	—	○	
	水平方向断面	○	—	○	
柱	軸方向鉄筋		○	○	○
フーチング	橋軸方向	上面鉄筋	○	—	○
		下面鉄筋	○	—	○
	直角方向	上面鉄筋	○	—	○
		下面鉄筋	○	—	○

○印箇所：適用箇所

(2) コンクリート断面に比較して軸方向引張鉄筋量が極端に少ない部材は、設計で想定していない大きな曲げ荷重を受けると、コンクリートのひびわれとともに耐力を減じ急激に破壊することから、これを防ぐため、部材の終局曲げモーメントをひびわれ曲げモーメント以上となるよう軸方向引張主鉄筋を配筋するものとしたものであるが、設計荷重に対して十分に余裕のある断面を有する部材で、作用曲げモーメントの1.7倍がひびわれ曲げモーメント以下の場合には、設計上必要となる鉄筋量を配筋するものとする。

ひびわれモーメントは、下式により算出するものとする。

$$M_c = Z_c \left( \sigma_{bt} + \frac{N}{A_c} \right)$$

ここに、

$M_c$	: ひびわれ曲げモーメント (N・mm)
$Z_c$	: コンクリートの部材の断面係数 (mm <sup>3</sup> )
$\sigma_{bt}$	: コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm <sup>2</sup> ) $\sigma_{bt} = 0.23 \sigma_{ck}^{2/3}$
$\sigma_{ck}$	: コンクリートの設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )
$N$	: 軸方向力 (N)
$A_c$	: コンクリート部材の断面積 (mm <sup>2</sup> )

(3) 柱や壁などのように軸方向力を受ける部材においては、柱等部材の軸方向鉄筋量は、計算上必要なコンクリート断面積 ( $A'$ ) の0.8%以上を配筋するものとする。

計算上必要なコンクリート断面積は、下式により算出される  $A_1'$ 、 $A_2'$  のうち大きい値を用いるものとする。

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

$$A_2' = N_u / (0.008 \sigma_{sy} + 0.85 \sigma_{ck})$$

ここに、

$N_a$	: 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査時の軸方向圧縮力 (N)
$N_u$	: レベル2地震時に対する照査時の軸方向圧縮力 (N)
$\sigma_{sa}$	: 鉄筋の許容圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_{ca}$	: コンクリートの許容軸圧縮応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_{sy}$	: 圧縮鉄筋の降伏点 (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> )

(4) コンクリート部材では、コンクリートの乾燥収縮や温度こう配などにより、ひびわれが生じる可能性があるが、このひびわれの大きさを有害でない程度に抑えるために、その表面に沿った長さ1mあたり5cm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋を300mm以下の間隔で配置するものとする。

### 3-7-2 鉄筋の配置

- (1) 主鉄筋のかぶりは、原則として 150mm とするが、水中、土中の場合は、純かぶりとして 70mm 以上を確保するものとする。
- (2) 主鉄筋は D16mm 以上とし、原則として 2 段以下に配置するものとする。
- (3) 鉄筋間隔は、原則として 125mm、150mm、250mm、および 300mm とするが、やむを得ない場合には 100mm とすることができるものとする。
- (4) 鉄筋の定着は、鉄筋とコンクリートの付着により行うものとする。また、橋脚柱（壁式橋脚の壁も含む）、橋台壁の軸方向鉄筋は原則として段落しは行わないものとする。
- (5) 鉄筋の継手方法は、原則として D25mm 以下では重ね継手、D29mm 以上はガス圧接（場所打ち杭は除く）とする。
- (6) 帯鉄筋は、D13mm 以上とし、その高さ方向の間隔は、原則として 15cm 以下とするものとする。  
 帯鉄筋の間隔を高さ方向に変化させる場合は、橋脚柱断面における短辺部材厚程度の区間において除々に摺り付けるものとする。
- (7) 鉄筋中間帯鉄筋は、帯鉄筋の配置される全ての断面に配筋するとともに、その断面内配置間隔は 1m 以内とする。また、中間帯鉄筋は施工性を考慮し、柱躯体内部において継手を設けるものとする。但し、継手を設けず 1 本ものの鉄筋とする場合には片側直角フックとしてよいものとする。

(1) 主鉄筋のかぶりは、一般的な鉄筋の径（軸方向鉄筋 D35、配力鉄筋 D29、帯鉄筋もしくはスターラップ D22 程度を上限）を想定した値であるので、それ以上の太径鉄筋を用いる場合には塩害対策の最小純かぶりを考慮して別途決定するものとする。なお、本マニュアルでのかぶりの扱いは図 6-65 に示すとおりとする。

(2) 主鉄筋はコンクリートの施工性に配慮し、2 段以下に配置するものとする。また、2 段配筋時などで、鉄筋ピッチが細かくコンクリート施工が困難となるような場合は、鉄筋配置に留意する。

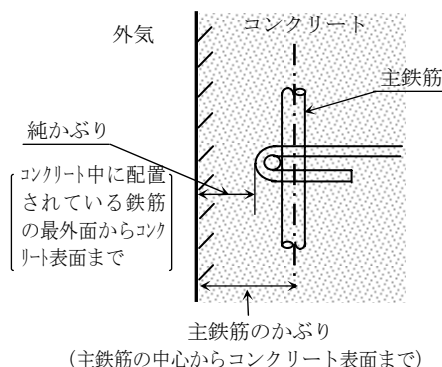


図 6-65 本マニュアルでのかぶり

(3) 鉄筋の配筋細目については次のとおりとする。

1) 圧縮側鉄筋

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

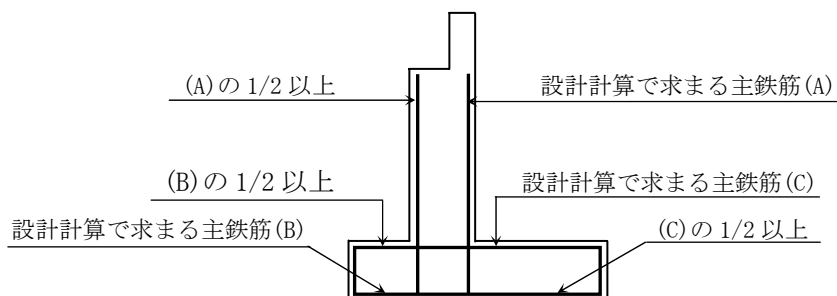


図 6-66 圧縮側の鉄筋量

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

2) 配力鉄筋

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

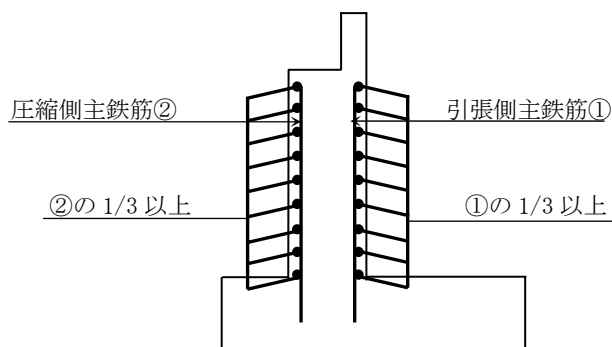
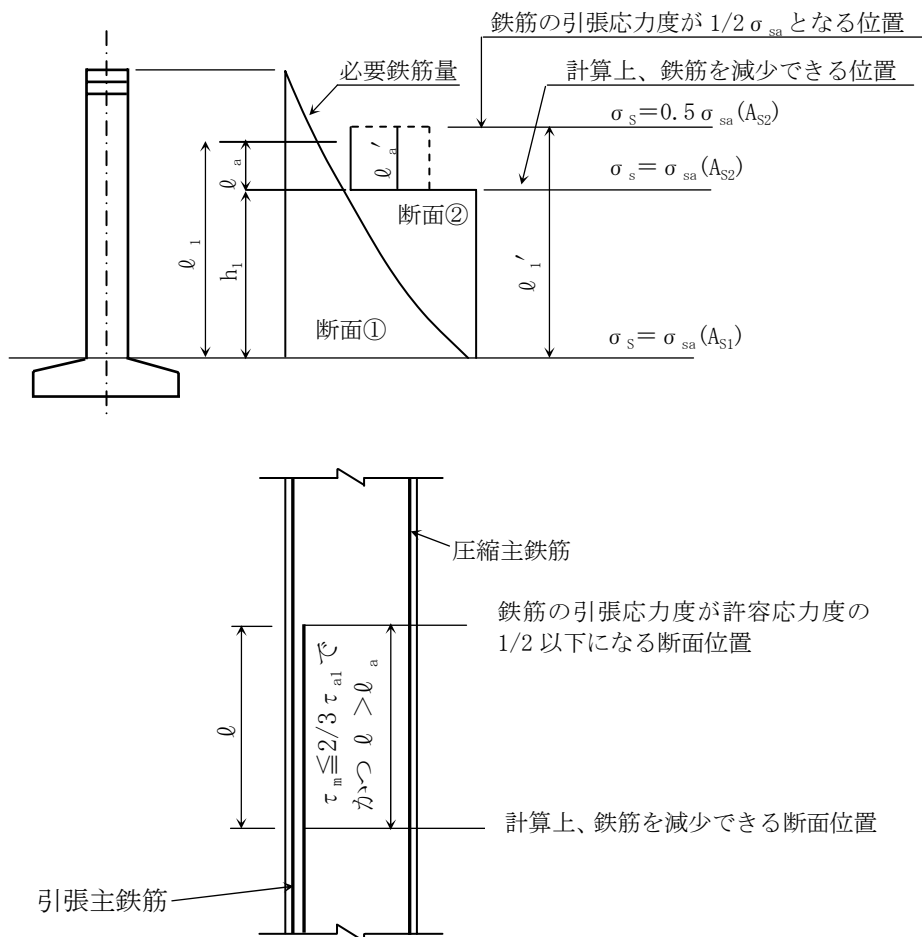


図 6-67 配力鉄筋量

- ② 最小鉄筋量は、コンクリートの乾燥収縮や温度変化などによる有害なひびわれを防止するため、D13-250mm ピッチ (5cm<sup>2</sup>/m) とする。

(4) 1) 橋台壁、橋脚柱の軸方向鉄筋は原則として段落しを行わないものとするが、高さが 30m をこえる橋脚については、道示 V10.7 により段落し位置を求めるものとする。

2) 但し、擁壁の壁のように中間部において、引張側で鉄筋を定着する場合は、定着部コンクリートに有害なひびわれが発生しないよう、連続している鉄筋の引張応力度が許容応力度の 1/2 以下になる断面まで鉄筋を延ばして定着するものとする。

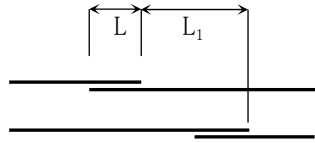


- $\sigma_s$  : 鉄筋の引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $A_{si}$  : 断面 i における使用鉄筋量 (cm<sup>2</sup>)
- $\tau_m$  : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{a1}$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{a2}$  : 斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\ell_a$  : 鉄筋の定着長

図 6-68 部材引張部の主鉄筋の定着

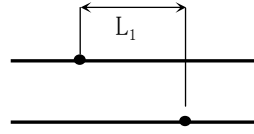


(5) 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させないよう、原則として図 6-66 によるものとする。



$L_1$ は継手の長さ(L)に鉄筋径の25倍を  
加えた長さ以上とする

(a) 重ね継手の場合 (D25mm 以下)



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

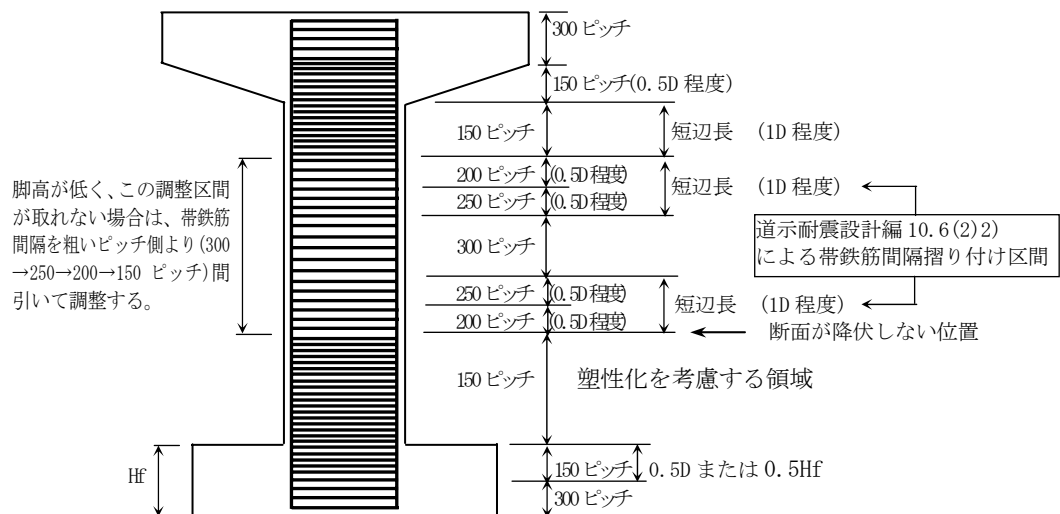
(b) 圧接継手の場合 (D29mm 以上)

図 6-69 鉄筋の継手位置

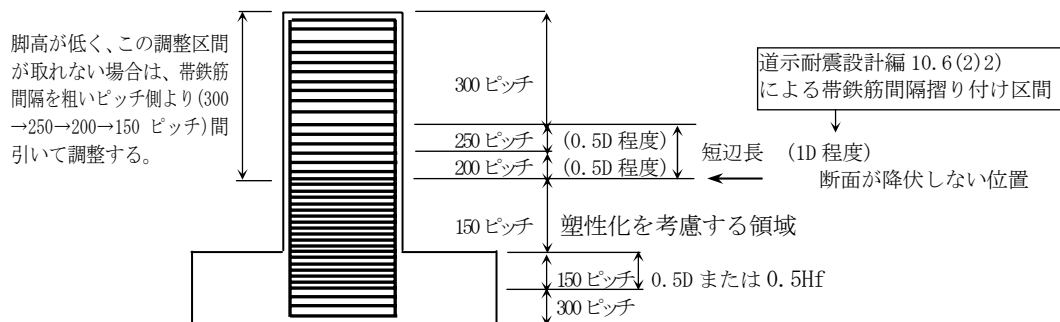
(6) 曲げ破壊型となるRC橋脚の弾性領域にある断面領域では、帯鉄筋の最大間隔を300mmとしてよい。ただし、帯鉄筋間隔の変化領域はその間隔を除々に変化させるものとする(橋脚の帯鉄筋に関する細則;道路橋示方書(平成14年3月) IV下部構造編 7.114) およびV耐震設計編 10.6(2)2)より)。具体的には以下に示すとおりとする。

変化領域を橋脚断面の短辺長(あるいは直径)に相当する範囲以上とし、帯鉄筋間隔は200mmおよび250mmの区間を設けて摺り付けるものとする。

- 1) フーチングの内部については、柱の短辺長(D)の0.5Dあるいはフーチング厚(Hf)の0.5Hf程度を150mmピッチとし、以下を300mmピッチとする(図6-70(a),(b)共通)。
- 2) 張出しばりを有する場合は、はりの内部には0.5D程度及び柱側に1D程度を従来通り150mmピッチとしたうえで、摺り付け区間を設けるものとする。ただし、脚高が低く中間部の摺り付け調整区間が取れない場合は、帯鉄筋間隔を粗いピッチ側より(300→250→200→150ピッチ)間引いて調整する(図6-70(a))。
- 3) はりの無い柱及び壁式橋脚の場合は、300mmピッチをそのまま上端まで配置するものとする。この場合も、脚高が低く中間部の摺り付け調整区間が取れない場合は、帯鉄筋間隔を粗いピッチ側より(300→250→200→150ピッチ)間引いて調整する(図6-70(b))。
- 4) 柱の主鉄筋が多段配筋(1.5段以上)となる場合の配力筋は、1段目の配力筋と同径同ピッチとしてよい。



(a) 張出しばりを有する柱及び壁式橋脚の場合



(b) はりが無い柱及び壁式橋脚の場合

図6-70 帯鉄筋摺り付け例 橋脚柱正面図

図 6-70 の塑性化を考慮する領域とは、塑性ヒンジが柱基部しか生じないような場合は塑性ヒンジ長の 4 倍の区間内として良いが、動的解析等で解析する必要のある橋脚では降伏しない位置までを考慮するものとする。また、橋軸方向及び直角方向の塑性化領域やせん断耐力で決定される橋脚ではスターラップ配置を考慮して決定しなければならない。

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

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

- (8) 主鉄筋と配力鉄筋の関係

配力鉄筋は、原則として主鉄筋の外側に配置する。

# 第7編 基礎構造

## 第1章 基礎の安定に関する基本事項

### 1 - 1 設計の基本

- (1) 基礎は常時、暴風時及びレベル1地震時に対し、支持・転倒・滑動に対して安定であるとともに、基礎の変位は許容変位をこえてはならない。
- (2) 基礎の設計法の区分  
基礎はその形式に応じ、原則として直接基礎、斜面上の深礎基礎、ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎に区分して設計するものとする。
- (3) 橋脚基礎は、レベル2地震時に対し、道示耐震設計編6章および耐震設計編12章の規定により地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。
- (4) 橋台基礎は、レベル2地震時に対し、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある場合には、道示耐震設計編6章および耐震設計編13章の規定により地震時保有水平耐力法による照査を行うことを原則とする。

(1) 基礎は、支持、転倒、および滑動に対して安定でなければならない。なお、転倒に関する照査は直接基礎のような浅い基礎のみについておこなうものとする。

常時、暴風時及びレベル1地震時における基礎の許容変位としては、次に示す変位を考慮する必要がある。

#### 1) 上部構造から決まる許容変位

上部構造に有害な影響をおよぼさないように基礎の変位を制限する値であり、橋脚天端や支承位置での変位量が与えられた場合の値に相当する。

#### 2) 下部構造から決まる許容変位

弾性体基礎の場合、過大な基礎の水平変位は有害な残留変位の原因となる。このため、基礎の安定性を確保する意味から、一般的な弾性体基礎においては基礎の残留変位が大きくなる範囲に基礎の水平変位を抑えるのを原則とした。すなわち、基礎の水平変位を弾性変位以内におさめる意味で規定しているのが下部構造から決まる許容変位であり、多数の載荷試験結果から、基礎幅の1%とした。ただし、基礎幅が5mをこえる大型の弾性体基礎の許容変位に関しては、載荷試験データが少ないこと、また容易に基礎の降伏変位領域を確認できないことから、50mmを限度とする。杭径1.5m以下の杭基礎においては、過去の実績から安全性が確認されていると考えられる15mmとするものとする。また、橋台基礎の場合は、基礎幅によらず、常時において15mmとする。なお、許容変位は、設計上の地盤面で照査することを原則とする。

剛体基礎の場合には受働土圧で水平方向の安定を照査するため、弾性体基礎のように水平変位量を弾性変位量以内に抑えるという意味での許容変位量としては、特に制限を設けていない。

(2)1) 各基礎形式の安定照査項目および安定照査の基本と設計法の適用範囲は表 7-1、表 7-2 に示すとおりである。

表 7-1 常時，暴風時及びレベル 1 地震時における各基礎の安定照査項目

基礎形式	支持力		転倒	滑動	水平変位
	鉛直	水平			
直接基礎	○	(○)	○	○	—
ケーソン基礎	○	—	—	○	○
杭基礎	○	—	—	—	○
鋼管矢板基礎	○	—	—	—	○
地中連続壁基礎	○	—	—	○	○

( ) は根入れ部分で荷重を分担する場合

表 7-2 各基礎の安定照査の基本と設計法の適用範囲

基礎形式	照査内容					基礎の剛性評価	設計法の適用範囲を示す $\beta L_e$ の目安			
	転倒	鉛直支持		水平支持・滑動・水平変位			1	2	3	4
	照査項目	照査面	照査項目	照査面	照査項目					
直接基礎	荷重合力の作用位置	底面	支持力	底面 〔前面〕	せん断抵抗力 〔受働抵抗力〕	剛体				
ケーソン基礎	—	底面	支持力度	底面 設計地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←	→		
鋼管矢板基礎	—	底面	支持力	設計地盤面	水平変位	弾性体	←	→		
地中連続壁基礎	—	底面	支持力度	底面 設計地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←	→		
杭基礎	有限長杭	—	杭頭 支持力	設計地盤面 又は杭頭	水平変位	弾性体	←			
	半無限長杭								←	

[ ] : 前面地盤面の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査を行う。

$L_e$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

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

$E I$  : 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 ( $kN/m^3$ ) ( $\beta L_e$  の判定には常時の  $k_H$  を用いる)

- 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、ほかの基礎形式を選定するか、別途に設計計算モデルを想定し検討をおこなうものとする。
- 3) 直接基礎とケーソン基礎の区分は、表 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には、直接基礎として設計するものとする。

表 7-3 直接基礎とケーソン基礎の区分

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

ここに、 $L_e$ ：基礎の有効根入れ深さ (m)  
 $B$ ：基礎短辺幅 (m)

- 4) 杭基礎は、 $1 < \beta L_e < 3$  までを有限長の弾性体として、 $\beta L_e \geq 3$  を半無限長の弾性体として取り扱うものとする。
- 5) ケーソン及び鋼管矢板基礎は、1本の柱状体基礎（半剛体基礎）とし有限長の弾性体として取り扱うものとする。
- (3) レベル2地震時に対する橋脚基礎の安定照査の基本的な考え方は道示耐震設計編6章及び12章に規定している。各基礎形式における具体的な安定計算モデルや設計定数の設定、降伏状態の定義等については道示下部構造編で規定している。各基礎形式における解析モデル、降伏、許容塑性率、許容変位などは、表 7-4 のとおり整理される。

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

1) 上部構造から決まる許容変位

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

2) 下部構造から決まる許容変位

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

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

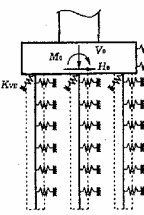
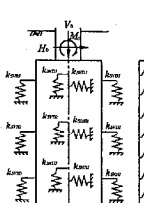
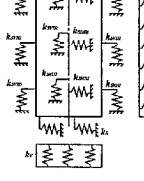

直接基礎は一般に良好な支持層に支持されており地盤の支持力に余裕があるため、レベル2地震時には基礎の一部に回転による浮上りが生じることによりエネルギー吸収が期待できるものと考えられる。また、直接基礎がこのような非線形挙動を示す場合においても、地盤には過度の損傷が生じないと考えられることから、直接基礎は一般に地震時保有水平耐力法により設計を行わなくてよい。ただし、レベル2地震時には、フーチングにはレベル1地震時よりも大きな断面力が生じると考えられるので、これに対するフーチングの安全性は照査する必要がある。

地震時保有水平耐力の設計は、タイプIとタイプIIで行うが、基礎の設計ではどちらか大きい方

の設計震度  $K_{he}$  で行えばよい。ただし、液状化によって低減される土質定数がある場合は弱い地盤定数の方で行う必要がある。

(4)従来は、橋台基礎においては、レベル2地震時に対する安定性の照査を省略してよいものとしていた。しかし、既往の橋台基礎の被災事例を踏まえ、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台基礎を対象として、道示耐震設計編6章及び13章の規定により、レベル2地震時に対する照査を行うことを原則とした。

表 7-4 各基礎形式における地震時保有水平耐力法

		解析モデル	降伏及びその目安	許容塑性率	許容変位
基本方針		地盤抵抗及び基礎本体の塑性化、又は、基礎の浮上りを考慮する。	上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める時。	橋としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷にとどめる。	
基礎形式	杭基礎	 <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 <math>M \sim \phi</math> 関係はバイリニア型</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>全ての杭で杭体が塑性化する。</li> <li>一列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する。</li> </ul>	橋脚基礎の場合は4、橋台基礎の場合は3。	橋脚基礎において塑性化を考慮する場合には、基礎天端において、回転角 $0.02\text{rad}$ 程度を目安としてよい。
	ケーソン基礎	 <ul style="list-style-type: none"> <li>基礎本体は1本の柱状体</li> <li>基礎本体の <math>M \sim \phi</math> 関係は線形(塑性化を考慮する場合はトリリニア型)</li> <li>6種類の地盤抵抗要素(バイリニア型)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>基礎本体が塑性化する。</li> <li>基礎前面地盤の60%が塑性化する。</li> <li>基礎底面の60%が浮上る。</li> </ul>	橋脚基礎の場合はRC橋脚の許容塑性率の算定に準じる。橋台基礎の場合は3。	
	鋼管矢板基礎	 <ul style="list-style-type: none"> <li>1/4の鋼管矢板が塑性化する。</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>	<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>	橋脚基礎の場合は4、橋台基礎の場合は3。	
	地中連続壁基礎			橋脚基礎の場合はRC橋脚の許容塑性率の算定に準じる。橋台基礎の場合は3。	

## 1-2 設計のための地盤定数

基礎の設計に用いる地盤定数は、地盤調査および土質試験の結果から橋梁全体で総合的に設定するものとする。

地盤定数の決定は土質試験を行って決定することを原則とする。地盤調査は、橋台、橋脚ごと、あるいは一定の間隔でおこなわれ、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ることから、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うえ、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。

設計に用いる地盤定数の設定にあたっては、道示下部構造編2.2.4に示される留意事項によるものとするが、特に以下の事項に留意すること。

### ①粘性土の粘着力C

N値<4の軟弱な粘性土においては、N値から非排水せん断強度（粘性土の粘着力Cu）を推定してはならない。この場合は、乱さない試料による室内試験や原位置での他の試験から粘着力Cuを求める必要がある。

### ②砂のせん断抵抗角φ

せん断抵抗角は三軸圧縮試験等により求められる。しかし、自然の砂地盤を乱さない状態で試料採取し、室内力学試験を精度良く実施することが困難な場合は、砂の相対密度DrがN値と相関を有することを利用し、相対密度を介してせん断抵抗角を推定しても良い。この場合は、推定精度を高める有効上載圧の影響を考慮した以下の相関式を用いることとする。

三軸圧縮強度に対する砂のせん断抵抗角φを標準貫入試験のN値から推定する式として、最近の計測データによる検討結果に基づいた次式を示す。

$$\phi = 4.8 \log N_1 + 21 \quad (N > 5)$$

$$N_1 = \frac{170 N}{\sigma'_v + 70}$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w)$$

ここに、

φ : 砂のせん断抵抗角 (°)

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

N<sub>1</sub> : 有効上載圧 100kN/m<sup>2</sup> 相当に換算したN値。ただし、原位置のσ'vがσ'v < 50kN/m<sup>2</sup> である場合には、σ'v = 50kN/m<sup>2</sup> として算出する。

N : 標準貫入試験から得られるN値

γ<sub>t1</sub> : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

γ<sub>t2</sub> : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

x : 地表面からの深さ (m)

h<sub>w</sub> : 地下水位の深さ (m)

なお、砂れき層の粘着力Cおよび風化軟岩の粘着力Cおよびせん断抵抗角φは以下のように考えてよい。

### ③砂れき層の粘着力C

洪積世の砂れき層で固結度の高い場合には、せん断抵抗角φのほかに、ある程度の粘着力Cを有する場合がある。この場合は、最大で 50kN/m<sup>2</sup> の粘着力を見込んでよい。

### ④風化軟岩の粘着力Cおよびせん断抵抗角φ

風化軟岩でコア採取が困難な場合は、換算N値との関係から表 7-5 より推定してもよい。換算N値は下式より求められる。ただし表 7-5 の適用できる範囲は、換算Nが 300 以下（すなわち、50 回打撃時の貫入量が 5cm 以上）の場合であり、硬岩の場合までN値を利用したCおよびφの推定を行わないように注意すること。

$$\text{換算N値} = 50 \text{ 回} \times \{0.3 \text{ (m)} / 50 \text{ 回打撃回数時の貫入量 (m)}\}$$



表 7-5 換算 N 値による C と  $\phi$  との関係 (出典 土質学会 傾斜地盤と構造物)

		砂岩・礫岩 深成岩類	安山岩	泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	備 考
粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	換算 N 値と 平均値の関係	$15.2N^{0.327}$	$25.3N^{0.334}$	$16.2N^{0.606}$	
	標準偏差	0.218	0.384	0.464	・Log 軸上の値
せん断 抵抗角 (度)	換算 N 値と 平均値の関係	$5.10\text{Log}N$ + 29.3	$6.82\text{Log}N$ + 21.5	$0.888\text{Log}N$ + 19.3	
	標準偏差	4.40	7.85	9.78	

## 第2章 直接基礎

### 2 - 1 設計一般

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

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

- 1) 地盤の極限支持力は、構造物の寸法のほか荷重の偏心と傾斜によって決まることから、道示IV10.3.1により、支持力係数の寸法効果、荷重の偏心傾斜を考慮して求めるものとする。

今回支持力係数の寸法効果を考慮した支持力式が提案された背景には、下記の点がある。

- ①支持力係数が基礎幅により変化し、支持力係数に寸法効果の生じることが多くの支持力試験で明らかになった。
- ②三軸試験により得られたせん断強度定数を用いた支持力計算値は、支持力試験値に比較してかなり過大となる。

これらを踏まえ、三軸試験などにより地盤定数が精度良く設定されることを前提に、理論値と試験値の乖離改善を図ったものである。

なお、やむを得ずN値から従来の道示の式を用いて推定した地盤定数を用いる場合は、寸法効果を考慮した支持力式の前提から外れるため、従来通り寸法効果を考慮しない式を用いるものとする。

- 2) ラーメン橋やアーチ橋の橋軸方向のように、構造上転倒モーメントに対する安定性が確保されると判断される場合には、転倒の照査を省略してよい。
- 3) 良質な支持層における常時の地盤反力度は、基礎の過大な沈下を避けることから、表7-6に示す値程度に抑えるものとする。

表 7-6 常時における最大地盤反力度の上限値

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

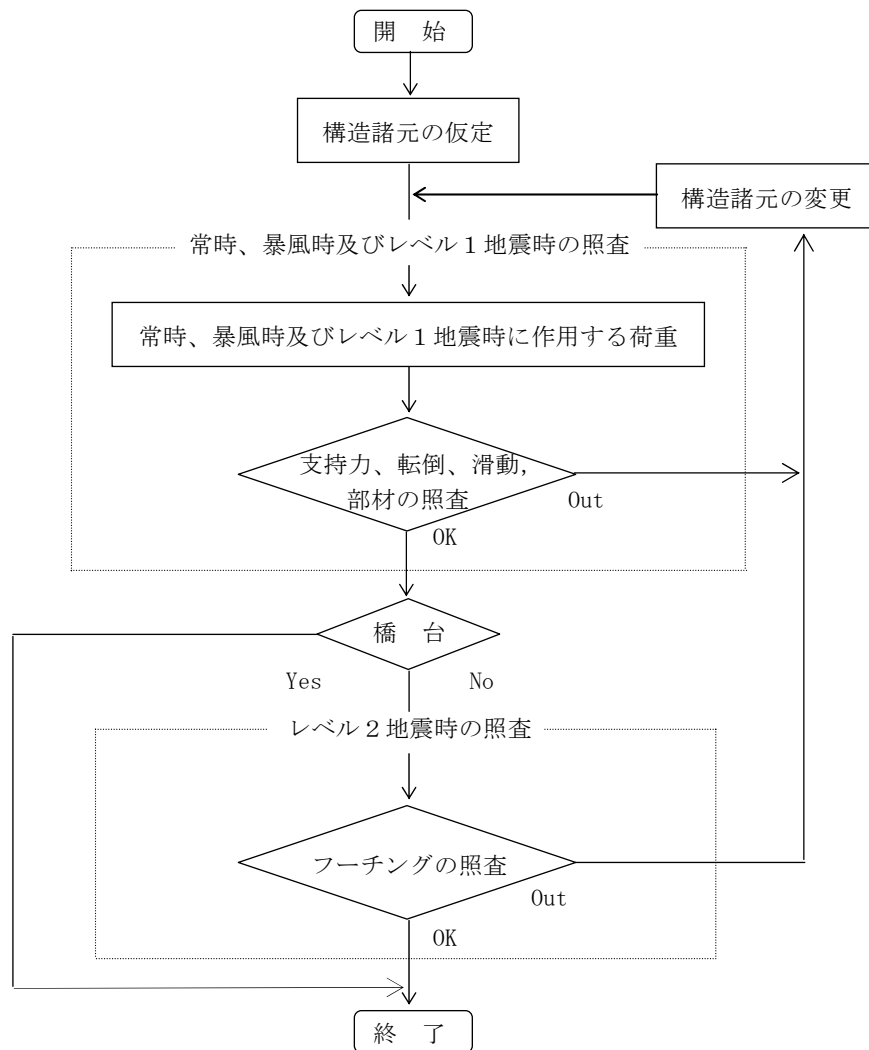


図 7-1 直接基礎の設計計算フロー

- 4) 岩盤の極限支持力は、亀裂、割れ目などにより左右されるため、地盤定数の評価には不確定な要素が多く、支持力推定式により極限支持力を推定することは困難であることから、母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を表 7-7 に示す上限値程度に抑えるものとする。

表 7-7 岩盤の最大地盤反力度の上限値

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

- 5) 転倒に対する安定照査は、道示IV10.1によるものとする。

- 6) 基礎底面の滑動に対する安定照査は、道示IV10.3.3によるものとする。
- 7) 一般に直接基礎では、根入部分は将来の変動を見越して最小根入れに止める場合や、施工上からも掘削土をそのまま埋戻す場合が多く、締め固めも完全にできないので根入部の前面抵抗土圧などを考慮せず、底面のみでとらせるものとする。

なお、底面の位置は調査ボーリングなどの結果から推定した支持層深さを基に設定するが、支持層の傾斜や風化状態などを詳細に把握することが困難であることから、推定支持層深さに対していくらかの余裕を持って底面高さなどを設定するのがよい。

- 8) 基礎の有効根入れ深さ  $D_f$  は、基礎地盤のすべり破壊をおさえる上載荷重の算定に大きく影響する。そのため、その設定はすべり線影響範囲を踏まえ、適切に行わなければならない。河川橋における基礎の有効根入れ深さ  $D_f$  は、図 7-2 のように考えることとする。

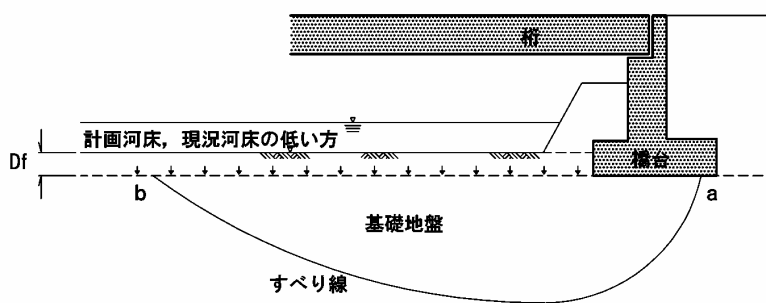


図 7-2 河川橋における基礎の有効根入れ深さ

- 9) 安定計算が滑動で決定される橋台で支持層が軟岩以上の場合は、突起を設けることを検討する。ただし、作用するせん断抵抗が過度にならないように、常時の滑動計算では 6) に示す安全率を確保するものとする。
- 10) 橋脚高が高い場合や遮音壁を取り付けた場合などでは、風荷重により基礎の安定が左右される場合があるので、このような場合は暴風時としての安定計算をおこなうものとする。

(2) 直接基礎のレベル 1 地震時に対する安定照査を (1) の規定により行った場合には、レベル 2 地震時に対する照査は行わなくてよい。ただし、レベル 2 地震時においては、基礎の浮上りにより、レベル 1 地震時よりも大きな断面力がフーチングに作用するので、道示下部構造編 10.6 の規定によりレベル 2 地震時に対する部材の安全性を照査するものとする。

## 2 - 2 斜面上の直接基礎

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

(1) 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設ける段差なしフーチング基礎と段切り基礎をいい、段切り基礎は段差フーチング基礎と置換えフーチング基礎に分類される。

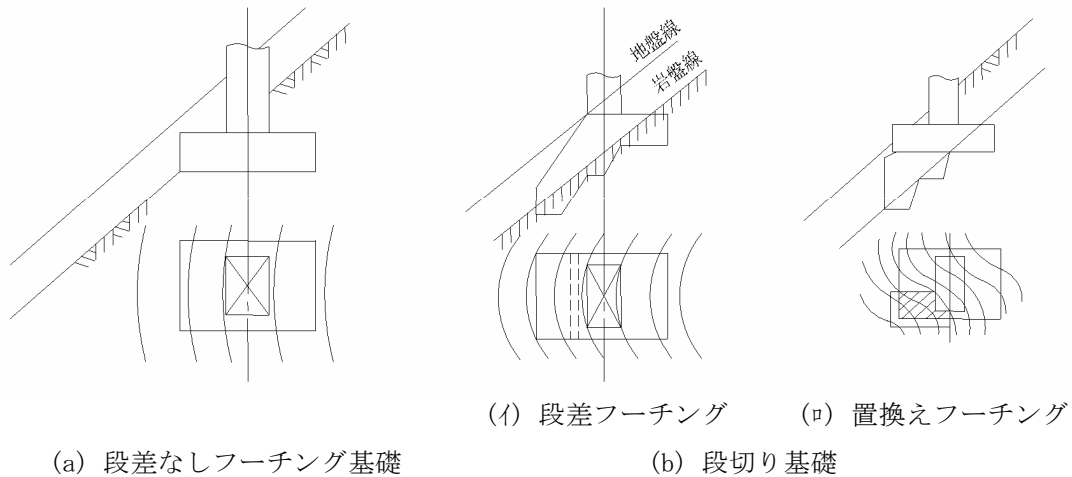


図 7-3 斜面上の直接基礎

2) 斜面上の直接基礎で地表面（長期的に安定地盤面）からの天端余裕幅  $S$  は図 7-4 を目安とするものとする。この場合、本項(5)に従って斜面上の許容支持力度を算定し、安全を確認するものとする。ただし、硬岩・軟岩で亀裂や風化を含む場合は、亀裂の方向・風化範囲・地下水位などによりその支持力が大きく影響を受けるため、十分な調査・試験をおこなってその安全を確認するものとする。

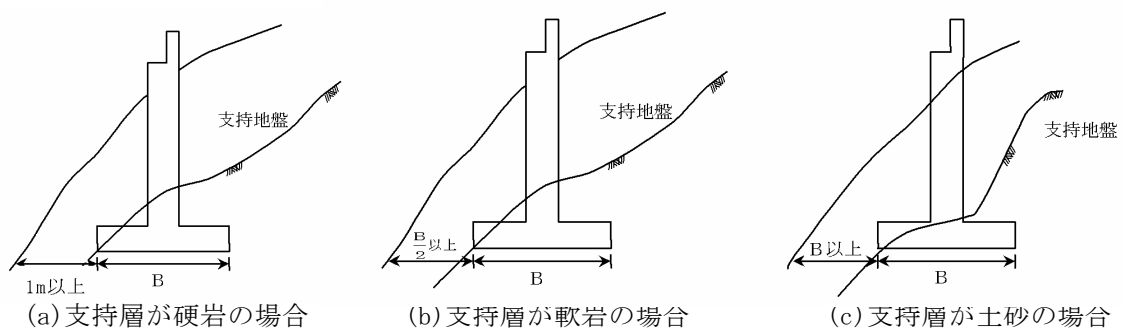


図 7-4 斜面部における天端余裕幅

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

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

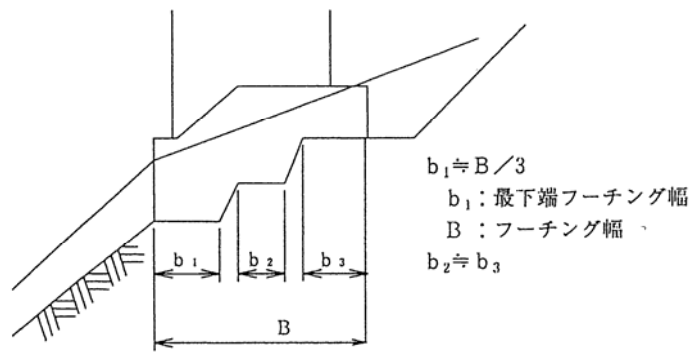


図 7-5 段差フーチング

2) 段差フーチングの安定照査は、次によりおこなうものとする。

1) 支持力および転倒に対する照査

図 7-6 に示す仮想底面 I - I (基礎幅 B) によっておこなうものとする。

2) 滑動に対する照査

水平力に対する滑動の照査は、図 7-6 に示す底面幅 B' に生じる鉛直力 V' により算出される滑動抵抗によって全水平力を負担するものとする。

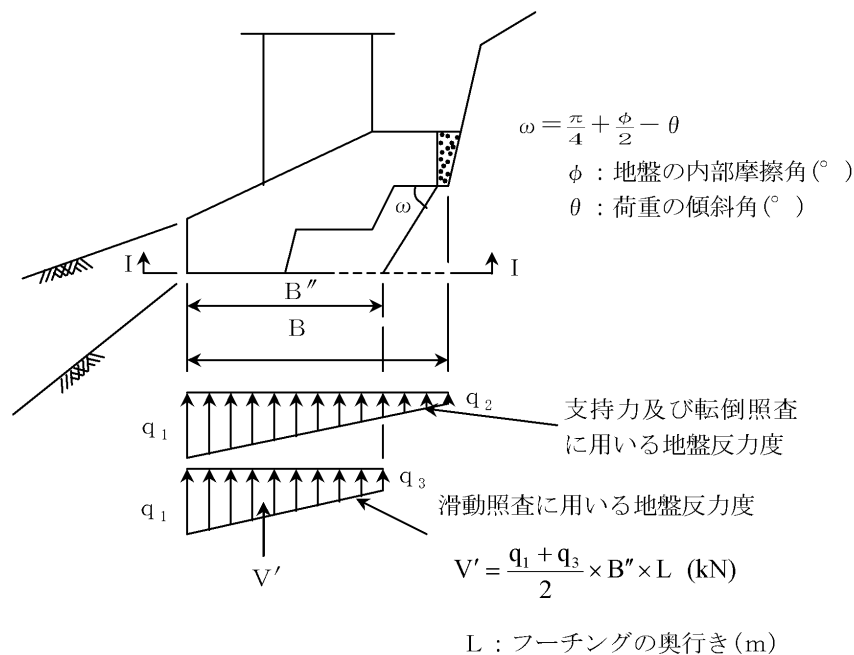


図 7-6 段差フーチングの安定照査

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

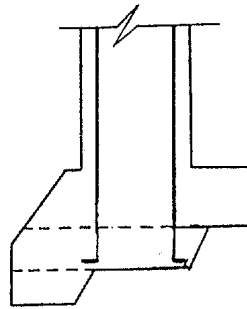


図 7-7 柱および壁鉄筋のフーチングへの定着

- (4) 置換え基礎は、次によるものとする。

- 1) 置換え基礎の全高は 3.0m 以下、段差は 1 段までとする。

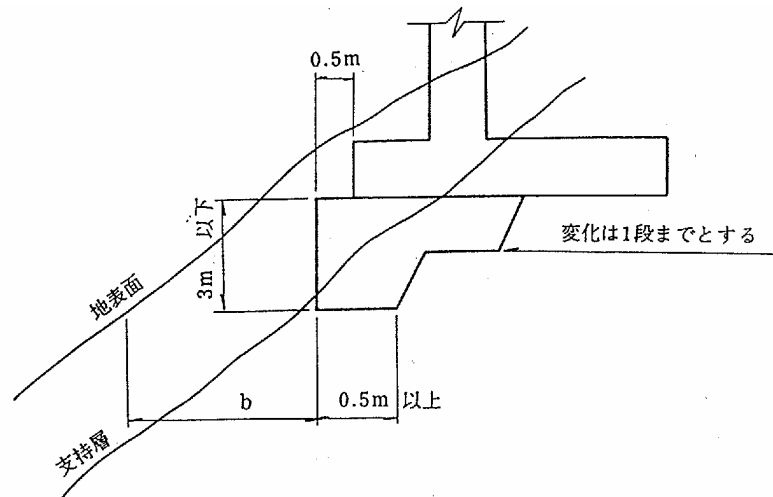


図 7-8 置換え基礎

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

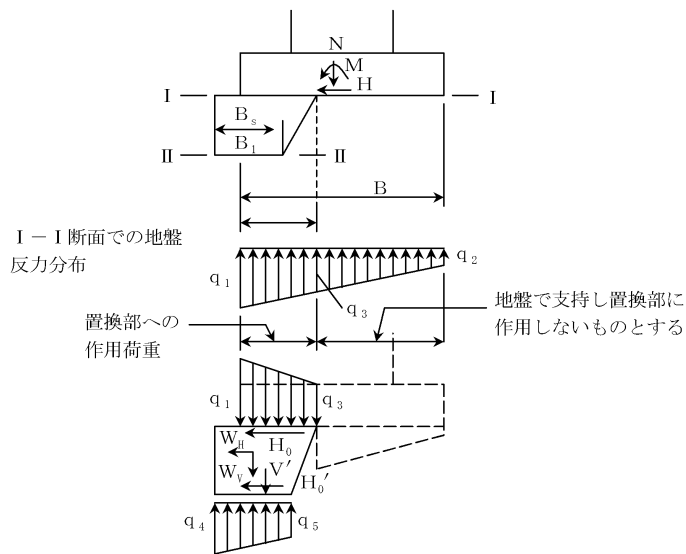
一方向の場合： $1/3$ （置換え面積と基礎面積の比）以下

二方向の場合： $1/4$ （置換え面積と基礎面積の比）以下

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

- 4) 置換え基礎の安定照査は、次によりおこなうものとする。

置換え基礎は、最下段部での局所破壊に全体の安定が大きく依存することから、最下段部での支持力度および滑動の照査を図 7-9 のようにおこなうものとする。ただし、最下段部での許容支持力度を求める際の有効載荷幅は置換え幅（ $B_s$ ）とする。



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

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

L : 置換えコンクリートの奥行き (m)

V' : 滑動抵抗上の鉛直力および支持力  
照査用鉛直荷重 (kN)  
= W\_v + N'

H\_0' : II-II断面の滑動力 (kN)  
= H\_0 + W\_H

W\_v : 置換えコンクリートの自重 (kN)

W\_H : 置換えコンクリートの慣性力

図 7-9 置換え基礎の安定照査

(5) 1) 斜面上の基礎の鉛直支持力は以下の式から求める。

$$R_U = A' \cdot q_f$$

q\_f : 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た基礎地盤の極限鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$$q_f = \frac{q_d - q_{b0}}{R} \times \frac{b}{B'} + q_{b0}$$

q\_d : 水平地盤における極限鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

q\_{b0} : 斜面上の基礎において荷重端がのり肩にある状態 (b = 0) での極限鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)。

基礎地盤が平坦な場合には q\_f = q\_{b0} となる。ただし、段切り基礎の場合、q\_{b0} は以下の式から求める。

$$q_{b0} = \eta \cdot q' = \eta \left\{ \alpha c N_c (c^*)^\lambda + \frac{\eta}{2} \beta \gamma B' N \gamma (B^*)^\mu \right\}$$

R : 水平地盤におけるすべり面縁端と荷重端との距離と載荷幅との比 (R = \gamma' / B')。せん断抵抗角 \phi より求める (図 7-10 から求める)。

b : 斜面上の基礎における前面余裕幅 (m)

B' : 有効載荷幅 (m) B' = B - 2 e\_B

e\_B : 偏心距離 (m)

R\_U : 極限支持力 (kN)

A' : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)。道示 IV 10.3.1 の式 (10.3.1) に用いられる有効断面面積の算定方法により求める)

N\_c, N\_\gamma : 図 7-12 ~ 図 7-23 に示す荷重傾斜を考慮した支持力係数で基礎地盤のせん断抵抗角 (\phi), 傾斜荷重の傾斜 (\theta), 斜面傾斜 (\beta') より求まる。

\alpha, \beta : 基礎の形状係数。道示 IV 表一解 10.3.3 による。



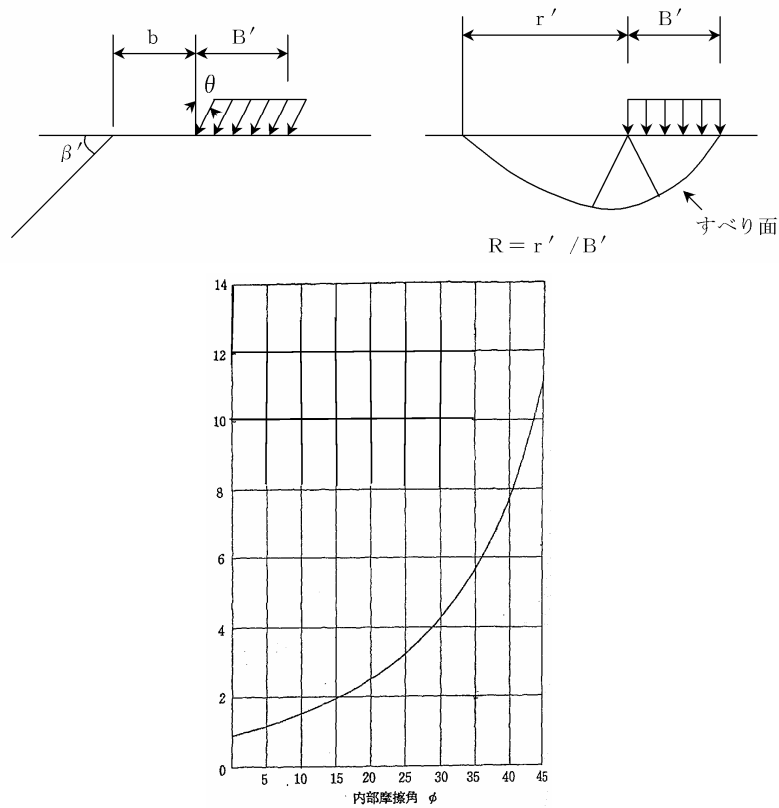


図 7-10 R の値を求めるグラフ

$\eta$  : 段切り基礎を用いる場合の補正係数で次式から求める。

$$\eta = 1 - m \cdot \cot(\omega) \quad \text{[ただし、基礎底面が平坦な場合 } \eta = 1, \eta \cdot B' \leq a \text{ の場合, } \eta \cdot B' = a \text{ とする (図 7-11)。]$$

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

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

$\theta$  : 荷重の傾斜角度

$c$  : 地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$c^*$  :  $c^* = c / c_0$  ただし  $1 \leq c^* \leq 10$

$c_0$  :  $c_0 = 10$  (kN/m<sup>2</sup>)

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

$B_0$  :  $B_0 = 1.0$  (m)

$\lambda, \mu$  : 基礎の寸法効果に対する補正係数  $\lambda = \mu = -0.3$  とする。

ただし、せん断抵抗力  $\phi$  を道示等より推定する場合  $C^* = B^* = 1$  とする。

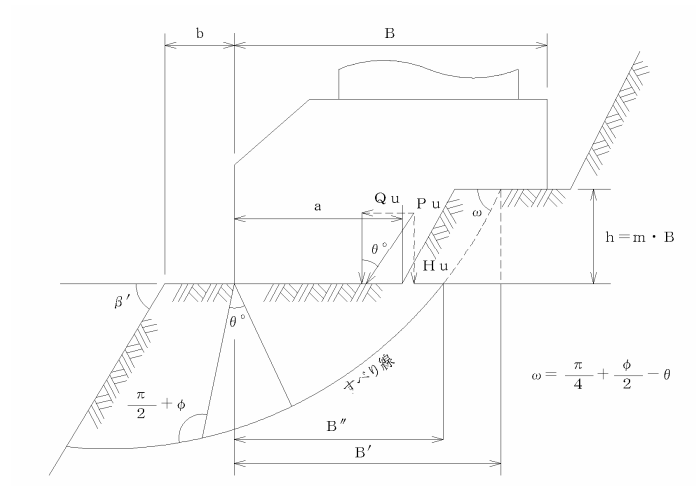


図 7-11 段切り基礎のすべり面

$\beta'$  : 斜面傾斜角 (°)

ただし、地震時は次のように震度を考慮した角度 ( $\beta_e$ ) とする。

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

$k_h$  : 基礎地盤の震度

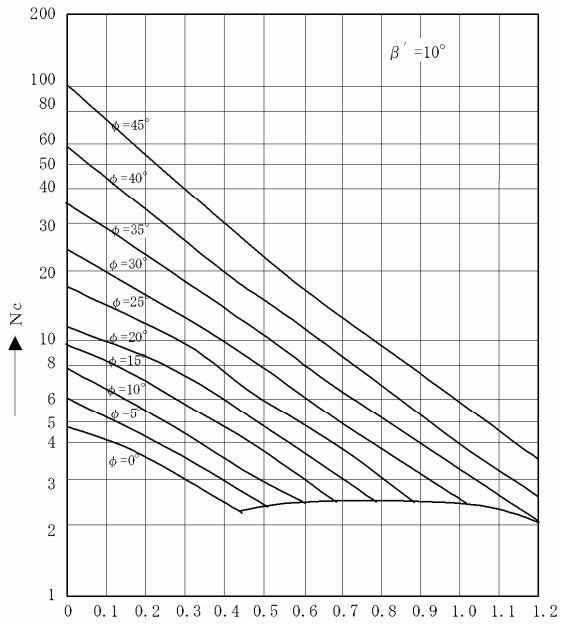


图 7-12 支持力系数  $N_c$  ( $\beta' = 10^\circ$ )

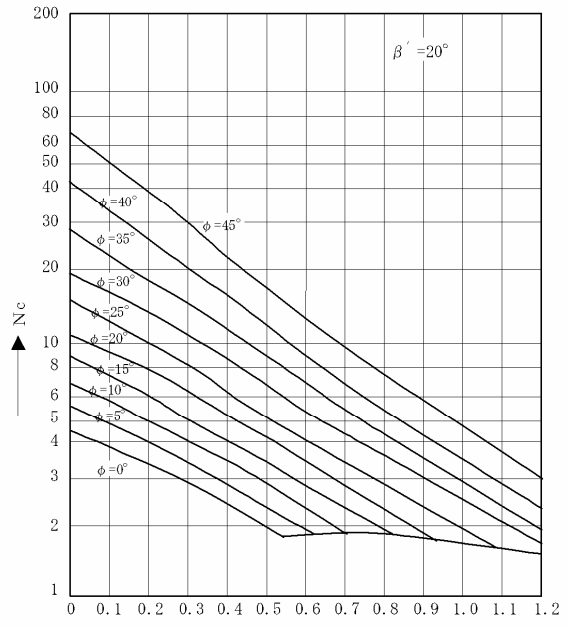


图 7-13 支持力系数  $N_c$  ( $\beta' = 20^\circ$ )

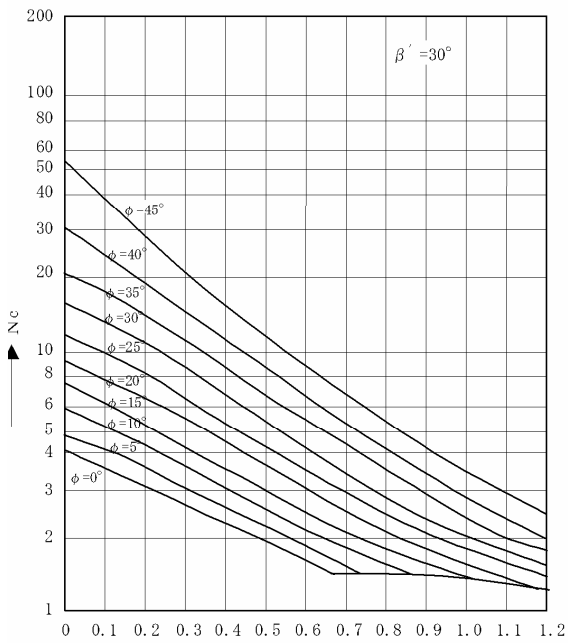


图 7-14 支持力系数  $N_c$  ( $\beta' = 30^\circ$ )

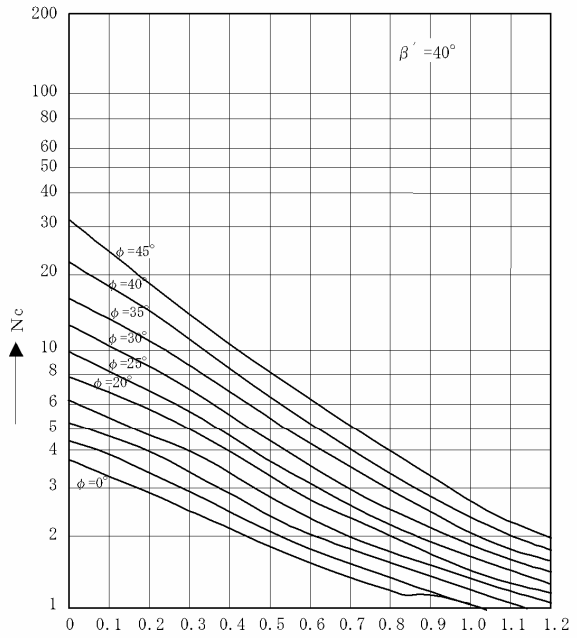


图 7-15 支持力系数  $N_c$  ( $\beta' = 40^\circ$ )

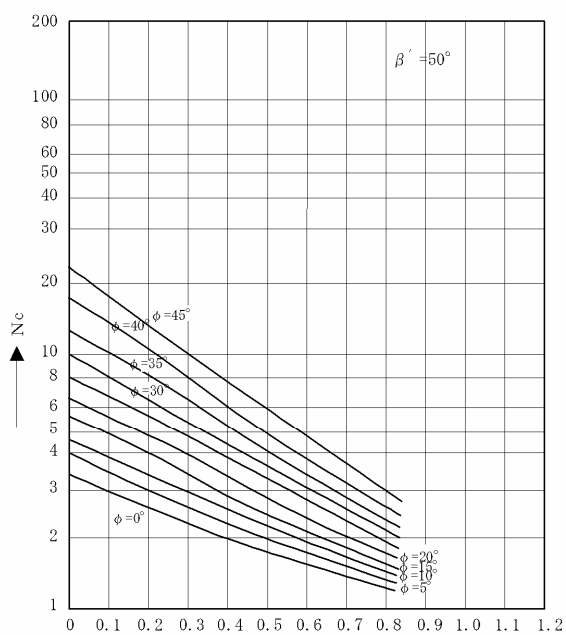


图 7-16 支持力系数  $N_c$  ( $\beta' = 50^\circ$ )

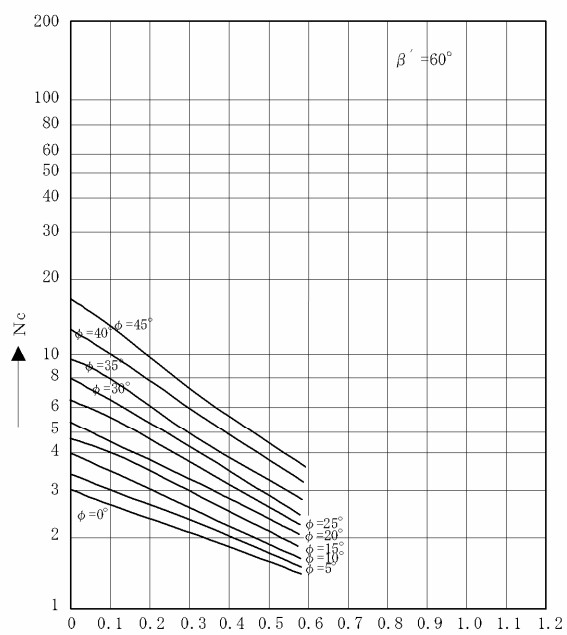


图 7-17 支持力系数  $N_c$  ( $\beta' = 60^\circ$ )

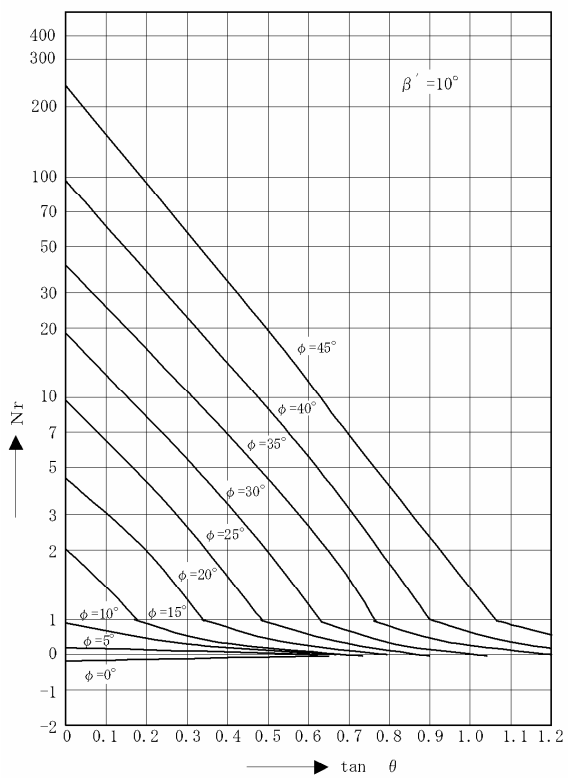


图 7-18 支持力系数  $N_r$  ( $\beta' = 10^\circ$ )

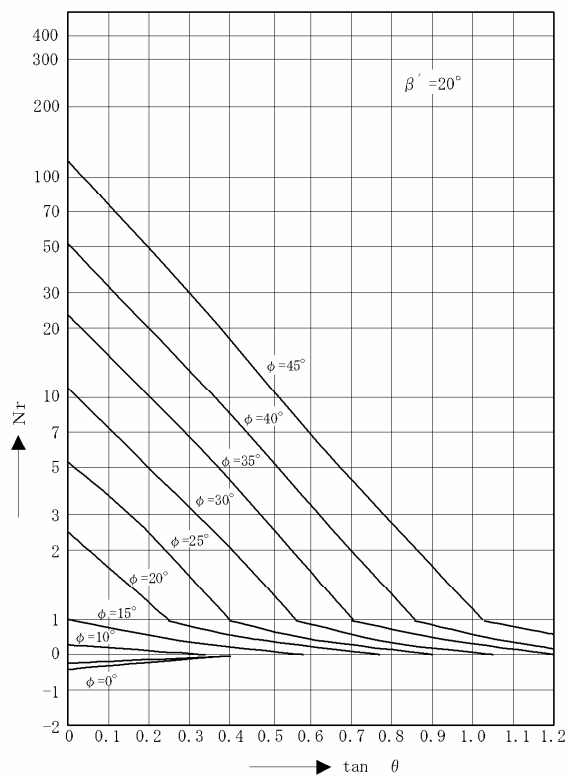


图 7-19 支持力系数  $N_r$  ( $\beta' = 20^\circ$ )

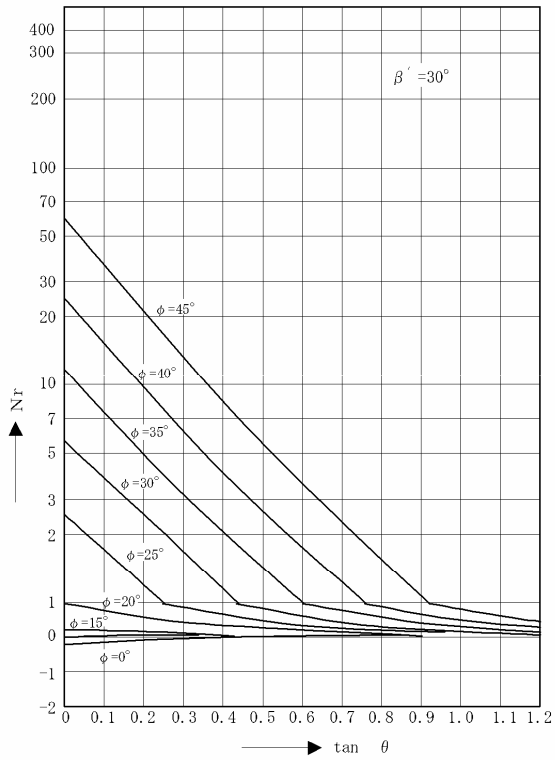


图 7-20 支持力系数  $N_r$  ( $\beta' = 30^\circ$ )

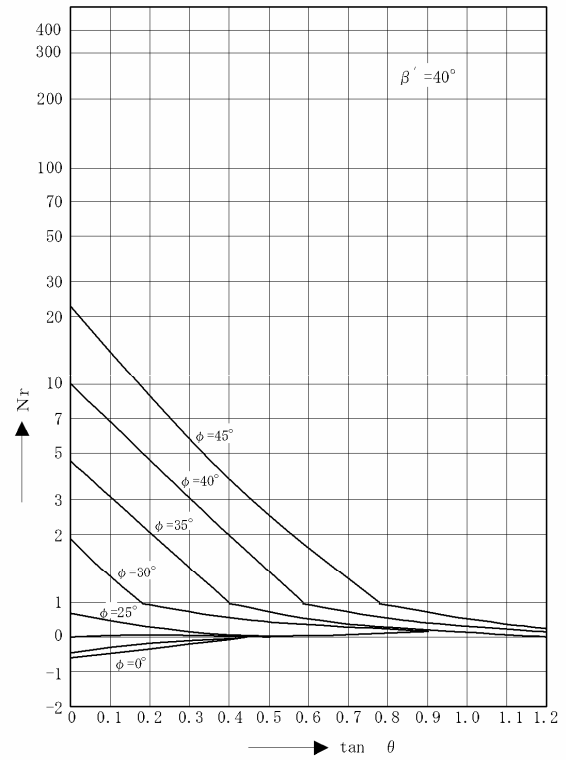


图 7-21 支持力系数  $N_r$  ( $\beta' = 40^\circ$ )

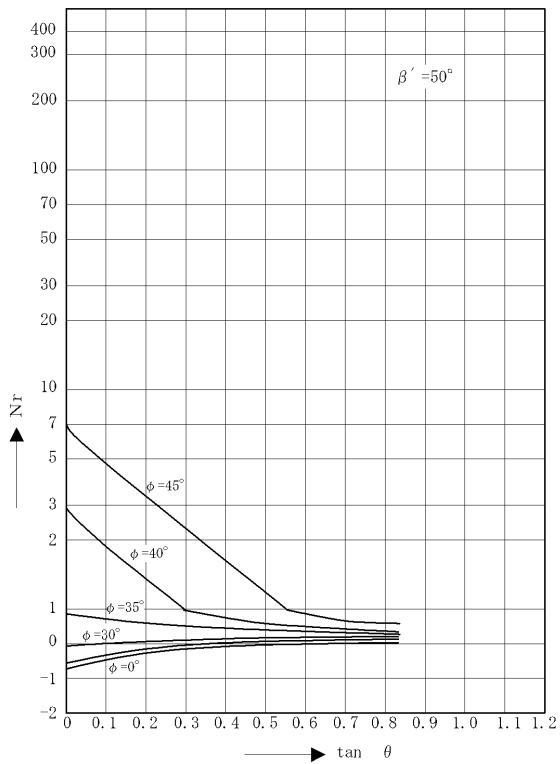


图 7-22 支持力系数  $N_r$  ( $\beta' = 50^\circ$ )

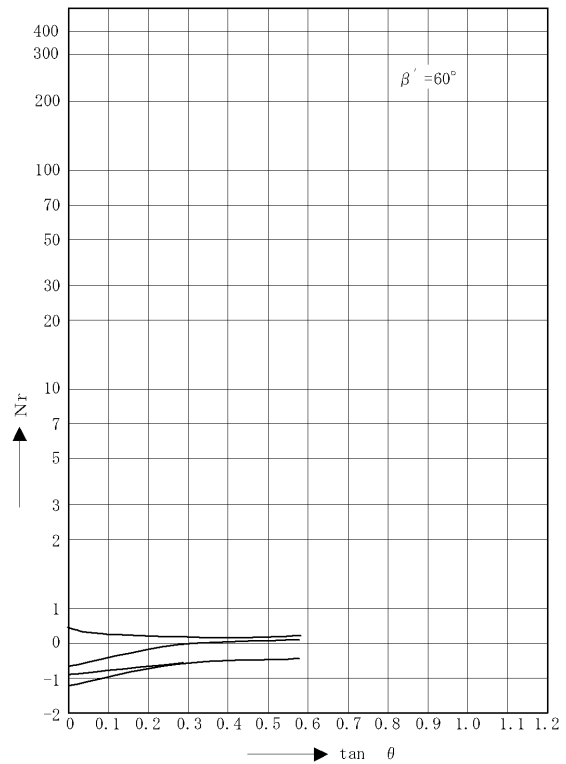


图 7-23 支持力系数  $N_r$  ( $\beta' = 60^\circ$ )

## 2) 許容支持力

斜面上の基礎地盤の許容支持力は、1) で得られる極限支持力を表 7-8 に示す安全率で除した値とする。

表 7-8 安全率

計算条件	安全率
常時	3
地震時	2

この値は、水平地盤と斜面上の基礎地盤の安全度を同一と考え、道示IVどおりとしたものである。しかしながら、一般に山岳地、とくに斜面上に橋梁基礎を設ける場合には、支持地盤は岩盤を対象とすることが多く、また、破壊は地盤のき裂、割れ目、地下水などの影響が大きく左右すると考えられるので、十分な調査、試験をおこなってその安全性に配慮するものとする。

(6) 斜面上に基礎を設ける場合には、地盤の支持力と同時に斜面の安定についても検討するものとする。

## 第3章 杭基礎

### 3-1 設計一般

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

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査は、次によるものとする。
- 1) 上部構造から各々の杭に伝達される軸方向押込み力、軸方向引抜き力は、許容支持力以下となるように設計しなければならない。  
 設計条件によっては、負の周面摩擦力や偏土圧のような杭本体に直接作用する力に対しても所要の安全性が確保されるように設計する必要がある。また、必要に応じて群杭の影響についても検討しなければならない。
  - 2) 杭基礎の水平方向の安定性は、水平変位により照査するものとする。杭基礎の設計における許容変位としては、第1章に規定するように上部構造から決まる許容変位と下部構造から決まる許容変位とを考慮しなければならない。
- (2) 杭基礎の地震時保有水平耐力法における標準的な解析モデルは表7-9に示す通りである。レベル1地震時では杭および地盤抵抗要素は弾性体として扱うが地震時保有水平耐力法では弾塑性型となる。
- 橋脚の杭基礎の標準的な設計計算フローを、図7-24に示す。なお、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台の杭基礎については、道示耐震設計編6章及び13章の規定により照査する。

表 7-9 杭基礎の解析モデル

		常時、暴風時, レベル1地震時	レベル2地震時
杭の剛性	鋼管、鋼管ソイルセメント杭	弾性	弾塑性型（バイリニア型）
	場所打ち、PHC, SC	弾性	弾塑性型（トリリニア型）
地盤抵抗要素	鉛直方向	弾性	弾塑性型（バイリニア型）
	水平方向	弾性	弾塑性型（バイリニア型）

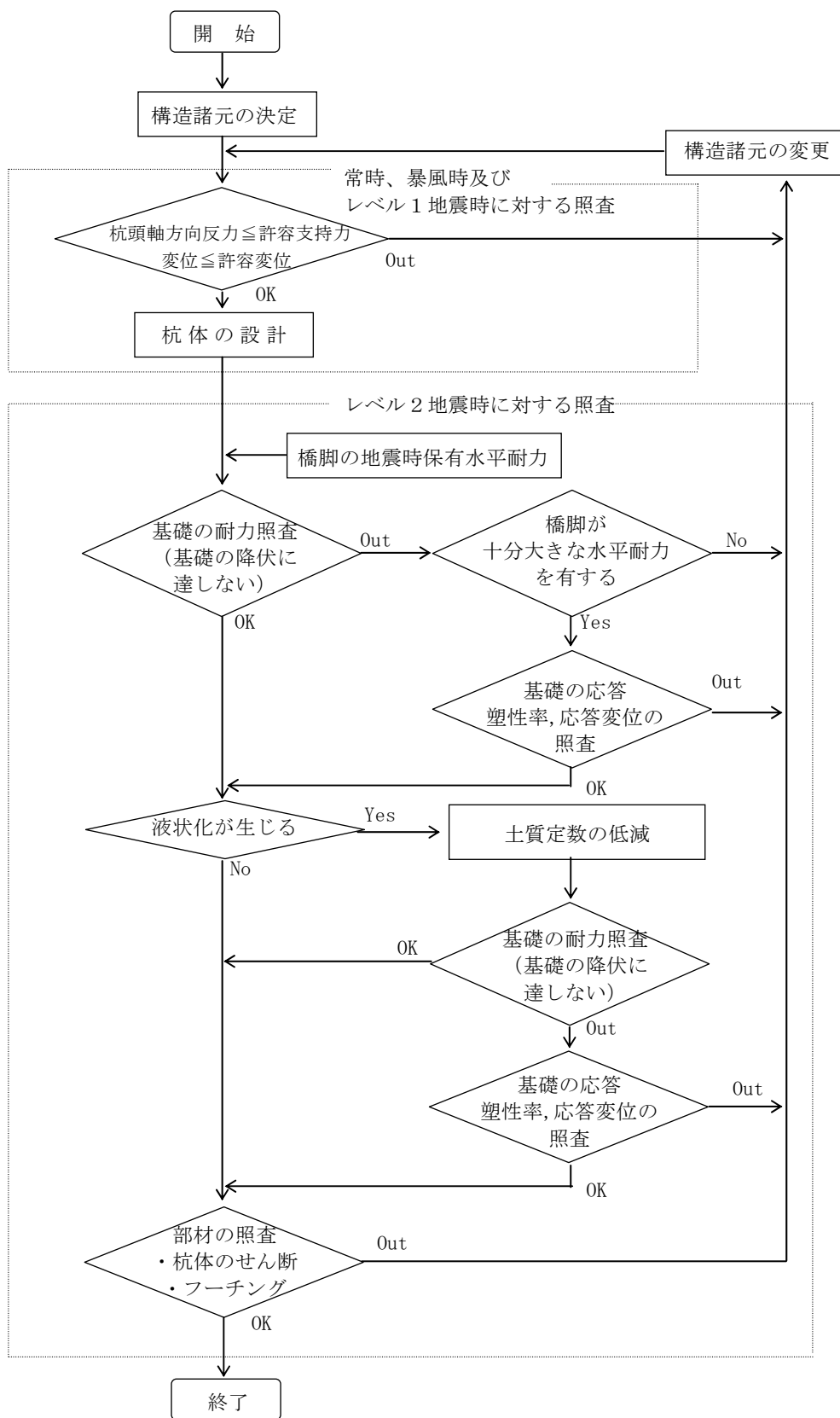


図 7-24 橋脚の杭基礎の設計計算フロー



## 3-2 杭の配列

### 3-2-1 杭配列上の原則

- (1) 杭は原則として最小2列以上の配列とし、その最小本数は4本とするものとする。
- (2) 水平力によって杭本数が定まる場合は、斜杭の検討をおこなうものとする。
- (3) 斜め橋台の杭配置は、構造的な配筋の容易さを考慮して設定するものとする。

- (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、1つのフーチングの杭の最小本数は4本とする。
- (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 $10^\circ$ 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箇所程度に抑えるものとする。
  - 5) 斜め橋台（ $75^\circ$ 未満）においては、常時不均衡な杭反力を有することから、斜杭は用いないものとする。
  - 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。
- (3) 斜め橋台の杭配置は以下に留意して適切に行わねばならない。
  - 1) 杭の配置は土圧方向に合わせる事を原則とする。ただし、斜角が $75$ 度以上の場合や $75$ 度未満の場合でもフーチングの拡大が困難な場合など、杭配置が困難になる場合はこの限りでない。
  - 2) フーチングの配筋が困難とならぬよう、フーチング主鉄筋と平行に配置する。
  - 3) 側方移動の判定が必要な軟弱地盤上の橋台では、土圧方向に一致させるものとする。
  - 4) フーチングが拡大された橋台では、図7-25に示すように計算上の本数の外に、鋭角部にも標準部と同等の間隔で配置しなければならない。ただし、三次元解析などのように偏土圧を考慮した解析を行った場合はこの限りでない。

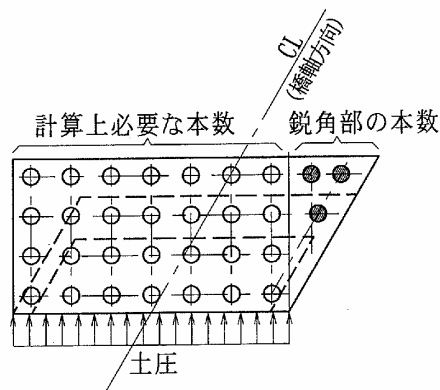


図7-25 フーチングが拡大された斜め橋台の杭配置

### 3-2-2 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7-10のとおりとする。

表7-10 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	杭中心からフーチング縁端までの距離
既製杭	打込み杭 中掘り杭 プレボーリング杭	2.5D	1.25D
場所打ち杭	オールケーシング杭 リバーズ杭 アースドリル杭	2.5D	1.0D
鋼管ソイルセメント杭			

### 3-3 杭の軸方向許容支持力および許容引抜き力

- (1) 杭の軸方向許容支持力は、道示IV12.4.1によるものとする。  
 (2) 杭の軸方向許容引抜き力は、道示IV12.4.2によるものとする。  
 (3) 薄層支持される杭の軸方向許容支持力は、道示IV12.4.4および杭基礎設計便覧によるものとする。

(1)1) 杭の軸方向許容支持力は、根入れによって極端に大きくなる事があるが、大きく期待しすぎると、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がある。したがって、極端な許容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

なお、打込み工法における杭種、杭径別の許容支持力の目安は表7-11に示すとおりである。

表7-11 許容支持力の目安（常時）

杭種	杭径 (m)	$R_a$ (kN)
鋼管杭	0.6	900±300
P H C 杭	0.8	1400±500

2) 支持層が軟岩、土丹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7.「軟岩・土丹を支持層とする打込み鋼管杭の軸方向押し込み支持力の推定方法（案）」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（2,000～3,000kN/m<sup>2</sup>程度まで）の3倍程度を目安とするが、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。また、一軸圧縮強度  $q_u$  値がとれない場合は、杭先端地盤における換算N値を用いて60Nとして  $q_d$  を求めて良い。
- 3) 十分に固結した砂礫層での場所打ち杭先端の極限支持力  $q_u$  は、5000kN/m<sup>2</sup>とする。なお、十分に固結した砂礫層とは、N値50以上の層が概ね5m以上続き、転石などがからんでいない層をいう。
- 4) N値が2以下の軟弱層では、粘着力をN値より推定することは信頼性が乏しいため、N値より最大周面摩擦力を推定してならない。この場合は、別途土質試験により粘着力を求め、これにより最大周面摩擦力度を推定するものとする。
- (2) 常時においては原則として、引抜き力が生じないよう杭を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においても、その引き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よいものとする。
- (3) 道示に示されている杭先端の極限支持力の算定方法は、良質な支持層が十分な厚さを有する場合の単一地盤を前提としている。中間層に十分締まった洪積の砂礫地盤や砂地盤が薄層として存在する場合で、下位粘土層の  $q_u \geq 100\text{kN/m}^2$  かつ  $H/D \geq 1.0$  以上となる場合は、薄層支持杭として先端の極限支持力を算定するものとする。
- 薄層支持された杭の極限支持力度は、道示IV12.4.4および杭基礎便覧より求めるものとする。ただし、中掘り杭の先端処理工法がセメントミルク攪拌の場合は、これによらないものとする。

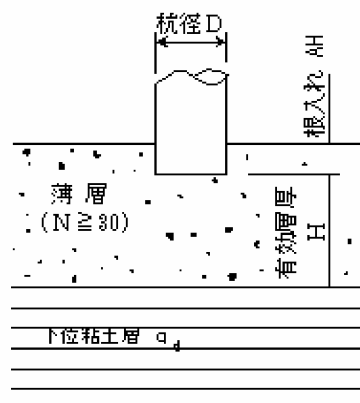


図 7-3-3 薄層支持の概念図

### 3-4 杭の反力および許容変位量

- (1) 杭反力および変位量の計算はフーチングを剛体とし、フーチングの変位を考慮した変位法によるものとする。
- (2) 杭の許容変位量は表7-12のとおりとする。

表7-12 許容変位量（設計地盤面）

杭径 (mm)	許容変位量
$D \leq 1500$	15mm
$D > 1500$	杭径の1%かつ50mm以下

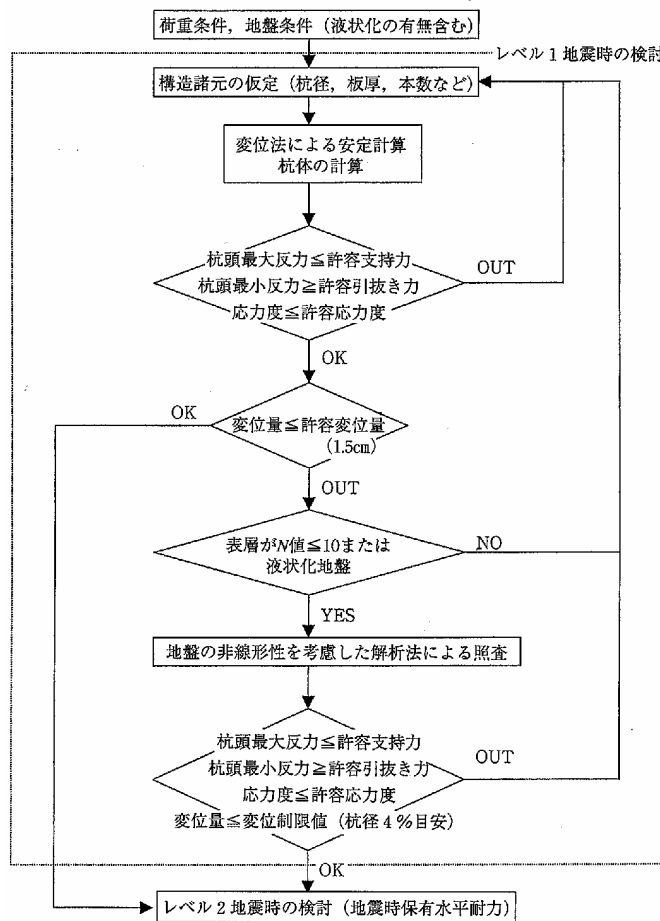
- 1) 許容変位量は常時、レベル1地震時とも同じ値を用いるものとする。
- 2) 橋台においては杭径の大小にかかわらず、常時での許容変位量は15mm以下とするが、レベル1地震時は表7-12のとおりとする。
- 3) 暴風時の許容変位量はレベル1地震時の値を準用するものとする。
- 4) 杭の変位を許容変位以下にしようとする、杭体応力度又は鉛直支持力に著しく余裕が生じる場合は、橋脚の杭基礎に限り、道示IV12.10.4に規定するような地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法を用いて照査してもよい。

- (1) 1) 橋脚高が高い場合や遮音壁を取り付けた場合などでは、風荷重により基礎の安定が左右される場合があるので、このような場合は暴風時としての安定計算をおこなうものとする。ただし、土質定数は常時の値を使用し、各許容値の割増し係数は地震時の考え方に準ずるものとする。
- 2) 同一フーチング内に著しく異なった長さの杭を有する場合は、最も長い杭の  $\beta \cdot \ell < 2$ 、かつ  $\eta = \ell_s / \ell_c < 0.6$ （ここで、 $\ell_c$ ：最も長い杭の杭長、 $\ell_s$ ：最も短い杭の杭長）の杭基礎では各杭の荷重分担を考慮して設計するものとし、 $\beta \cdot \ell \geq 2$  または  $\eta \geq 0.6$  の杭基礎では、平均長さを有する単一杭長の杭基礎として設計するものとする。ただし、単一杭長として設計した場合、短い杭のくい反力は解析値より大きくなる傾向にあるため、杭本体の設計にあたっては短い杭の断面力は10%程度余裕をもたせるものとする。
- (2) 杭の許容変位量は、上部構造から決まる許容変位と下部構造から決まる許容変位があるが、本項に示す許容変位は下部構造から決まる値であり、その値は設計地盤面における値とする。
- 4) 変位法は地盤及び杭体が弾性挙動することを前提としたものである。このため、地盤に過大な非線形性が生じないように許容変位を設けており、この値は地盤の硬軟、杭種にかかわらず一定の値（杭径の1%）としている。地盤条件、杭種によっては、基礎の変位を許容変位以下にしようとする、杭体応力度又は鉛直支持力に著しく余裕が生じる場合があることから、その場合は地盤抵抗の非線形性を考慮した解析法を用いて水平変位の制限値を緩和してよいこととした。現在までの載荷試験等による水平変位の緩和値の目安は以下のとおり。

杭種	水平変位の緩和値
鋼管杭、SC杭	杭径の4%
PHC杭	杭径の3%

ただし、条文は杭基礎に過度の残留変位が生じない範囲での適用に限定され、以下の条件を満足する必要がある。

- ①比較的軟弱な地盤（表層深さ $l/\beta$ 程度までの地盤の平均N値が10程度以下、または液状化の可能性のある地盤）
  - ②レベル1地震時の設計において、杭体が弾性体として扱える杭（鋼管杭、PHC杭、SC杭）
- 水平変位の制限を緩和したレベル1地震時の杭基礎設計のフローを以下に示す



### 3-5 杭のバネ定数

#### (1) 杭の軸方向バネ定数 $K_v$

- 1) 押し込み力が生じる杭の軸方向バネ定数は、道示IV12.6.1により求める。
- 2) 引抜きが生じる杭の軸方向バネ定数は、押し込み方向のバネ定数と同一とする。
- 3) 地震時保有水平耐力法の照査に用いる杭軸方向バネ定数は、常時と同じ値としてよい。

#### (2) 杭の直角方向バネ定数

- 1) 常時およびレベル1地震時における杭軸直角方向地盤反力係数およびバネ定数は、それぞれ道示IV9.5.2および12.6.2により求める。なお、暴風時の地盤反力係数は常時の値を用いてこなう。
- 2) 地震時保有水平耐力法における杭の軸直角方向地盤反力係数は、道示IV12.10.4により求める。

場所打ち杭の $K_v$ は $L/D$ が10以下の場合では、 $L/D=10$ の値を用いてもよい。鋼管杭の $K_v$ の算定は、腐食代1mmを考慮した頭部における値とする。

### 3-6 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剛結合とし、結合方法は、道示IV12.9.3に示す「方法B」とする。

- (1) 杭とフーチングの結合方法には「方法A」および「方法B」があるが、「方法A」を用いた場合、フーチング下側主鉄筋の切断にともなう補強筋の配置により施工が煩雑になるなどを考慮し、原則として「方法B」を用いることとしたものである。
- (2) 鋼管杭において「方法B」を用いた場合、結合部の断面耐力が小さいため、杭断面応力度に余裕があるにもかかわらず杭本数を増やさざるを得ないときには、経済性を考慮し、補強鉄筋を杭本体に溶接する方法（「方法B'」）を用いてよいが、この場合は次の事項に留意するものとする。
- 1) 補強鉄筋は、SD345を用いるものとする。
  - 2) 鉄筋は必要な溶接長、のど厚を確保し、1本ずつ確実に溶接するものとする。
  - 3) 鉄筋溶接長が100mmで許容値を満足しない場合で、やむを得ない場合は、溶接長を120mmまでとしてよいものとする。

なお、鉄筋径と溶接長の関係は表7-13に示すとおりである。

表7-13 すみ肉の溶接長

鉄筋径	サイズ S (mm)	$\lambda$ (mm)	溶接長 $L_0$ (mm)	鋼管杭肉厚
D16	6	9	100	t = 9 ~ 19mm
D19	6	9	100	
D22	8	11	100	
D25	10	14	100	t = 11 ~ 19mm
D29	11	16	120	t = 12 ~ 19mm
D32	13	18	120	t = 14 ~ 19mm

注) D29, D32 を使用する場合は、杭のフーチングへの埋込み長さは120mmとするものとする。

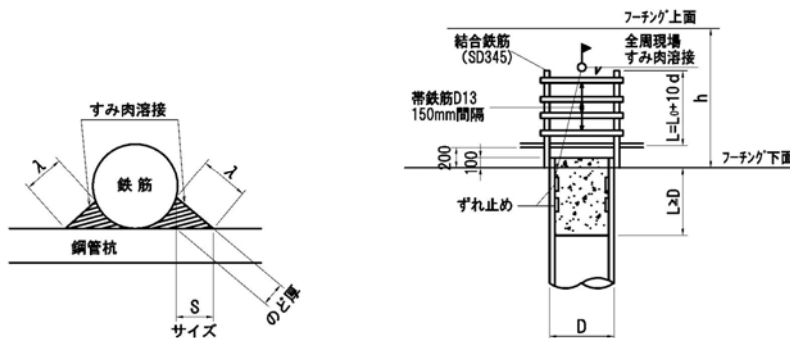


図7-27 鋼管杭における「方法B'」（杭本体に結合鉄筋を溶接する場合）

(3) 杭とフーチングの結合部の応力度照査は、表 7-14 に示す項目についておこなうものとし、計算方法については「杭基礎設計便覧」によるものとする。

表 7-14 応力度照査項目

	方 法 B (B' )		
	鋼 管 杭 鋼管ソイル セメント杭	PHC杭 RC杭 SC杭	場所打ち コンクリート杭
垂直支圧応力度	○	○	○
押抜きせん断応力度	○	○	○
水平支圧応力度	○	○	○
端部杭の水平押抜き せん断応力度	○	○	○
仮想鉄筋コンクリート 断面応力度	○	○	○

- 1) 水平支圧応力度の照査において杭のフーチングへの埋込み長が 100mm で許容値を満足しない場合は 150mm までとしてよいものとする。
- 2) 仮想鉄筋コンクリート断面の地震時保有水平耐力による照査は、降伏させない事を原則とする。場所打ち杭の場合は、杭本体以上の耐力を有しているので照査を省略して良い。
- (4) 鋼管杭における中埋め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）はずれ止め厚さ以下とし鋼管杭の肉厚以内とする。

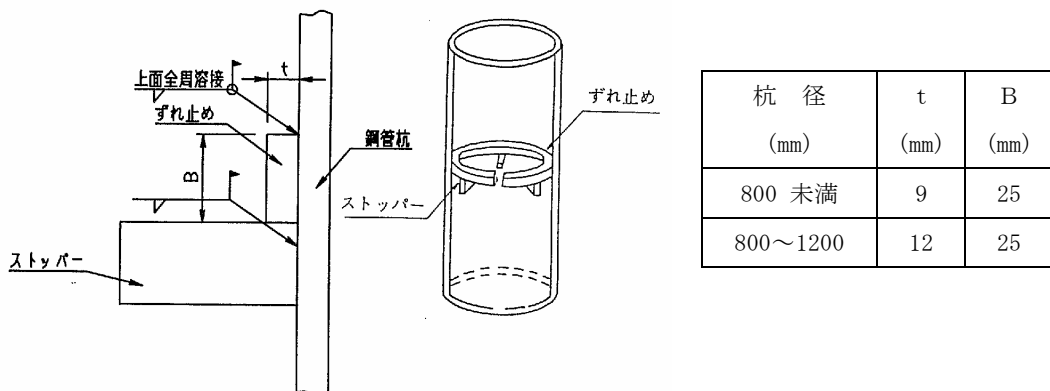


図 7-28 ずれ止めの取付構造

- (5) 杭頭結合部の補強鉄筋は、 $L_0 + 10d$  以上まっすぐのぼし、定着することを原則とする。

### 3-7 レベル2地震時に対する照査

- (1) 橋脚基礎に対する地震時保有水平耐力法による設計は、杭体および地盤の抵抗要素の非線形性を考慮した地盤バネに支持された杭ラーメン構造を用い、下記を照査するものとする。
- 1) 基礎は作用荷重に対して、原則として降伏状態に達してはならない。
  - 2) 橋脚の耐力が著しく大きい場合および液状化が生じる場合には、基礎に主たる非線形性が生じることを許容するものとするが、この場合は、道示耐震設計編12.4の規定により基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらをそれぞれ道示12.10.3に規定する基礎の許容塑性率及び許容変位以下としなければならない。
  - 3) 基礎の各部材の耐力は、それぞれに生じる断面力以上でなければならない。
- (2) 基礎の抵抗特性は非線形を考慮して道示12.10.4により求める。

- (1) 橋脚基礎の地震時保有水平耐力法による照査は図7-29に示すフローでおこなうものとする。この際に用いる計算モデルは、図7-30に示すようにフーチングを剛体とし、杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造とする。また、地盤の非線形特性や杭体の曲げ剛性の変化の影響を加味して杭基礎をモデル化するものとする。この場合の着目点ピッチは50cm以下を標準とする。



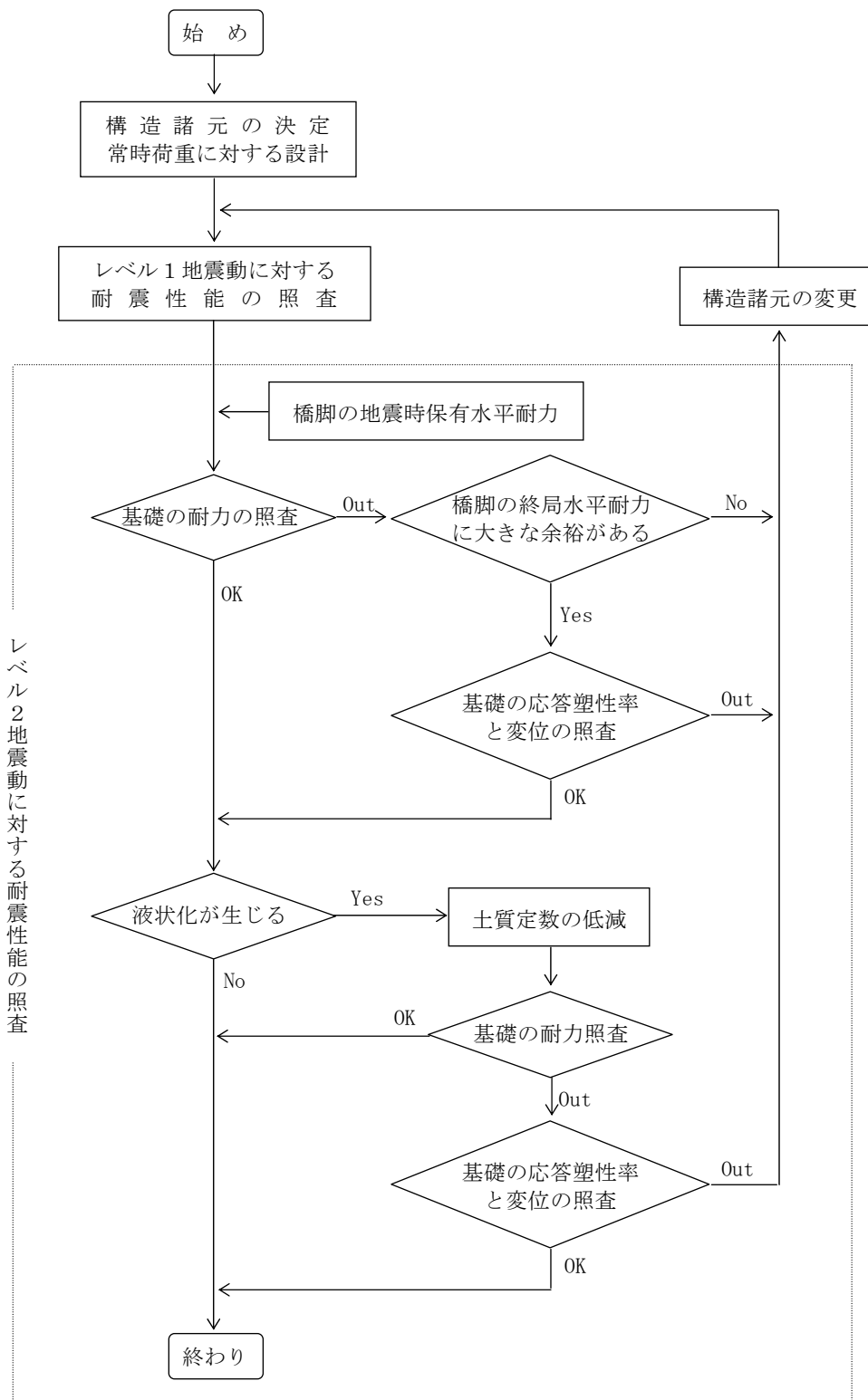


図 7-29 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の耐震設計の手順

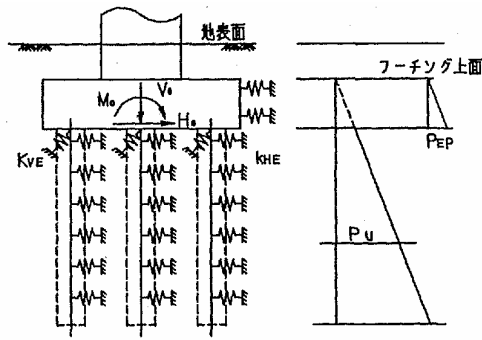


図 7-30 地震時保有水平耐力法の解析モデル

1) 地震時保有水平耐力法による杭基礎の耐震設計では、基礎の耐力は橋脚躯体の耐力以上とする事が原則である。具体的には、杭基礎が作用荷重に対して基礎が降伏に達しない事を照査する。

作用荷重は以下とする。

- ①鉛直力：上部工死荷重反力、橋脚自重（梁、柱、フーチング）、フーチング上の土砂重量、ただし浮力は考慮しない。
- ②水平力：上部工重量、橋脚重量（梁、柱）、フーチング（ $K_{hg}$  地盤面での水平震度）重量、ただし、流動化が発生する場合には流動力のみ
- ③曲げモーメント：②の水平力が各部の慣性力作用位置に作用したときに底版下面に生じる曲げモーメント
- ④橋脚躯体、底版および杭体に作用する液状化に伴う流動荷重

杭基礎の降伏とは、基礎の全体挙動における水平荷重～水平変位関係の中で、上部構造の慣性力の作用位置での水平変位が急増し始める時である。杭基礎の降伏としては、次のいずれかが最初に達する時として良い。

- ① 全ての杭において杭体が塑性化した状態
- ② 一列の杭の杭頭反力が、押し込み支持力の上限値（極限支持力）に達した状態。

2) 壁式橋脚の橋軸直角方向や、橋軸方向であっても躯体形状が桁座幅の確保などで決定され、高さに比較して躯体幅が大きい場合は、橋脚耐力が作用する地震荷重に対して著しく大きくなる場合がある（ $P_u \geq 1.5k_h c \cdot W$ ）。このような場合は、基礎の耐力を橋脚躯体の終局水平耐力よりも大きくしようとすると、構造断面が過度に増大し不合理な設計になる可能性があるため、基礎の降伏以降の塑性化による地震のエネルギー吸収を期待して道示 V12.4 で設計してよい。

また、液状化が生じる場合には、基礎周辺の地盤の強度や支持力が低下することにより基礎全体としての耐力が低下するため、前述と同様な問題が生じる。したがって、この場合も前述と同じ方法で設計してよい。ただし、液状化が生じる地盤では、液状化しない状態でも耐震設計をおこなわなければならない。

尚、道示 V12.4 に示す、基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比  $r$  は 0、減衰定数別補正係数  $C_D$  は  $2/3$  とするものとする。許容塑性率は、橋脚杭基礎で 4、橋台杭基礎で 3 とする。

3) 橋脚基礎において塑性化を考慮する場合においては、過大な残留変位が基礎に生じないように許容変位として、フーチング底面位置での回転角を  $0.02\text{rad}$ （約  $1/60\text{rad}$ ）とする。

4) 杭基礎の各部材が1)で求められる基礎の各部材の断面力を上回る事を照査する。杭本体の曲げモーメントについては、部材の降伏による剛性低下を考慮しているため照査を省略し、せん断に対する照査のみでよい。ただし、軸方向鉄筋の段落とし位置については、地震時保有水平耐力法による照査時の杭体に生じる断面力に対して、その位置を見直す必要がある。

また、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭及びS C杭は杭体の塑性化においては、曲げモーメントの影響が支配的であることから、せん断耐力の照査は省略してよい。

(2) 常時、レベル1地震時で用いられている変位法では、杭は押し込み、引き抜き、曲げに対して線形弾性であると仮定して、杭頭における軸方向および軸直角方向のバネ定数は荷重によらず一定としている。地震時保有水平耐力法では、杭および地盤抵抗の非線形特性を考慮しなければならない。

1) 杭体の曲げモーメントー曲率関係 (M-φ)

場所打ち杭、RC杭、PHC杭、SC杭の杭体のM-φの関係は、図7-31に示すようトリリニア型でモデル化するものとする。また、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭のM-φの関係は、図7-32に示すよう全塑性モーメントを上限とするバイリニア型とする。

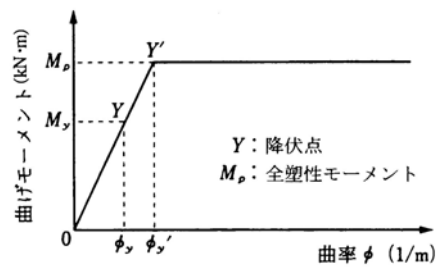
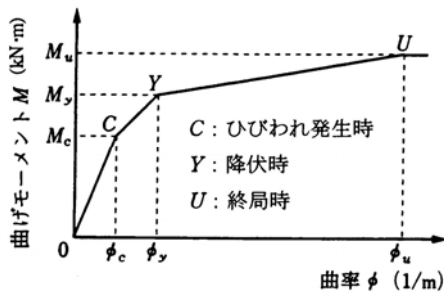


図 7-31 場所打ち, RC, PHC, SC 杭のM-φ図

図 7-32 鋼管杭, 鋼管ソイルセメント杭のM-φ図

2) 杭の軸方向抵抗特性は、図7-33に示すような杭の軸方向バネ定数 $K_{VE}$ を初期勾配とし、押し込み支持力の上限値 $P_{NU}$ および引き抜き力の上限値 $P_{TV}$ を上限値とするバイリニア型とする。杭軸直角方向の抵抗特性は、図7-34に示す水平方向地盤反力係数 $k_{HE}$ を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値 $P_{HU}$ を上限とするバイリニア型とする。

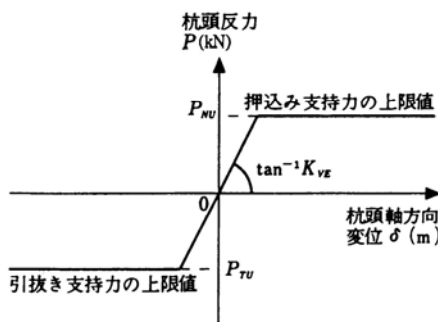


図 7-33 杭の軸方向特性

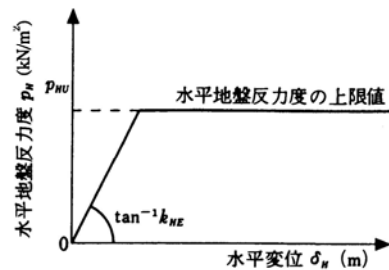


図 7-34 杭軸直角方向

3) 地下水位以下等水中での $P_{HU}$ の算定は、有効重量を用いて算定するものとする。尚、 $P_{HU}$ を算出する際の受働土圧強度 $P_u$ の頂点は、長期的に安定する地盤面として設定するものとし、フーチング上面とする事を原則とする。

長期的に安定する地盤面の設定は、下記の点に留意するものとする。

- ①将来の開発や掘削によって乱されない
- ②洗掘に対して十分な余裕が確保されている
- ③耐震設計上無視する土層に該当しない
- ④フーチングの埋戻しは原地盤の強度以上となる施工が可能
- ⑤斜面が緩く設計上水平と見なす事が出来る。

4) フーチング前面地盤の抵抗は、3)に示したように長期的に安定する地盤面の場合は抵抗を考慮してよい。ただし、 $P_{EP}$ 算定に用いる受働動圧強度の頂点は、フーチング上面とする。

### 3-8 構造細目

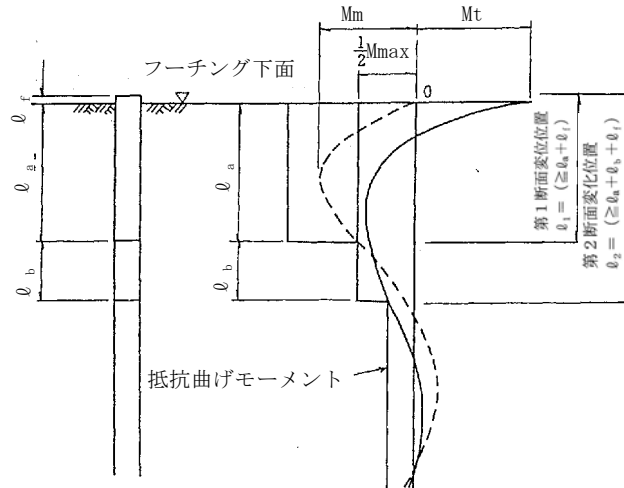
#### 3-8-1 鋼管杭

- (1) 杭径は原則として600mm、800mm、1000mmとする。
- (2) 使用する板厚は杭径に応じて原則として表7-15の範囲とし、1mm毎に決定する。なお、板厚変化の最大値は7mmとする。

表7-15 杭径と板厚の範囲

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

- (3) 杭の断面変化は図7-35に示す方法によるものとする。



- 杭頭固定とした場合の曲げモーメント ( $M_t$ )
- - - - - 杭頭ヒンジとした場合の曲げモーメント ( $M_m$ )
- $M_{max}$  :  $M_t$ 、 $M_m$ のいずれか大きい方 ( $kN \cdot m$ )
- $l_1$ 、 $l_2$ の長さ: 0.5m単位で切り上げる。
- $l_f$ : フーチングへの埋込み長 (m)
- $l_2$ : フーチング下面から地中部の曲げモーメントの値が最大曲げモーメント ( $M_{max}$ ) の1/2となる位置までの長さ (m)
- $l_b$ : 第1断面下端位置より、設計用曲げモーメントと第3断面の抵抗曲げモーメントが一致する位置までの距離 (m) で  $l_b \geq 2m$ とする。

図7-35 断面変化の位置

(4) 杭の継手は原則として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。杭の素管の最小は2mとする。

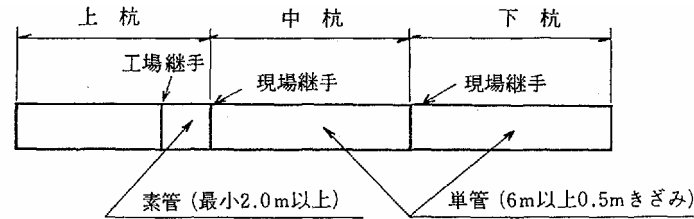
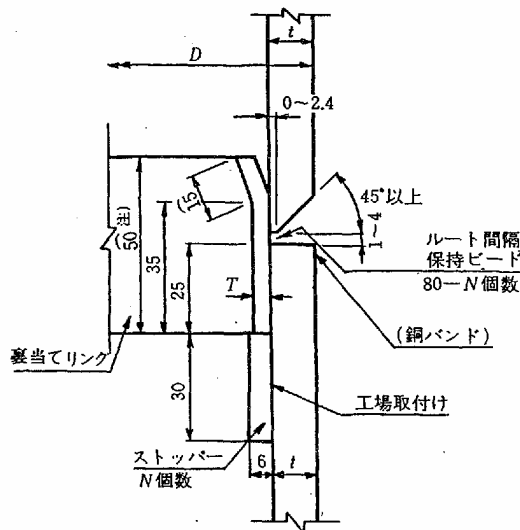


図7-36 杭の継手位置

(5) 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。

- (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時の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としたものである。
- (3) 杭の断面変化位置は、常時またはレベル1地震時で検討し、図7-35に従って決定する。
- (4) 1) 設計計算上、板厚変化が7mm以内で対応可能な場合には、工場継手は原則として1箇所とする。  
 2) 単管の長さは6m以上12m以下0.5mきざみとする。(JIS A 5525)  
 3) 現場継手部の許容応力度は、道示Ⅳ. 4.4に規定する工場溶接部の許容応力度の90%とする。  
 4) 現場継手の構造は図7-37～図7-39とする。



注) 杭外径1,000mm以下は50mm,  
杭外径1,000mmを超えるものは  
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7-37 現場継手の形状

表 7-16 銅バンドの寸法

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

表 7-17 裏当てリングの厚さ

外径D (mm)	T (mm)
1,000以下	4.5
1,000をこえるもの	6.0

表 7-18 ストッパーおよび  
ルト間隔保持バンドの個数

外径D (mm)	N (個)
600以下	4
600をこえ1,000以下	6
1,000をこえるもの	8

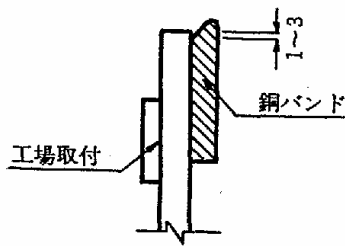
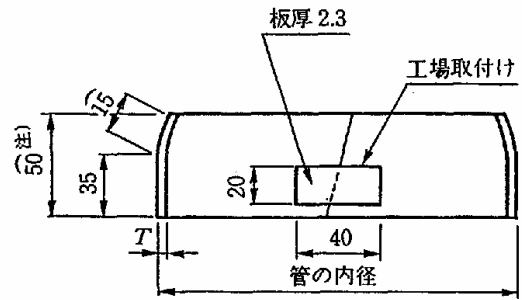


図 7-38 銅バンドの形状



注) 杭外径 1,000 mm 以下は 50 mm、杭外径 1,000 mm をこえるものは 70 mm 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 50 mm を使用する。

図 7-39 裏当てリングの形状

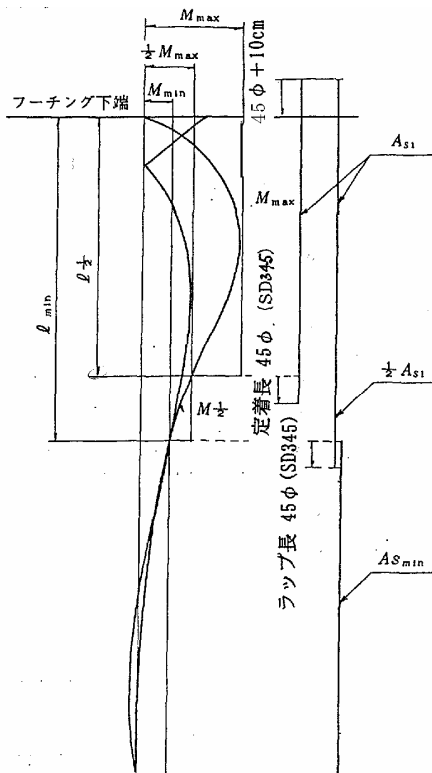
3-8-2 場所打ち杭（深礎杭を除く）

(1) 杭径は原則として、表7-19のとおりとする。

表7-19 場所打ち杭（深礎杭を除く）の杭径

工 法	杭 径 (m)
オールケーシング工法	1.0, 1.2, 1.5, 2.0
リバーシ工法	
アースドリル工法	

(2) 杭の主鉄筋断面変化は図7-40によるものとし、断面変化設計フローを図7-43 に示した。



$A_{smax}$  : 配筋できる最大の鉄筋量

$A_{smin}$  : 最小鉄筋量

$A_{s1}$  :  $M_{max}$  に対する鉄筋量

$A_{s1/2}$  :  $A_{s1}$  の半分の鉄筋量

$M_{max}$  : 杭頭剛結、杭頭ヒンジ両曲げモーメントの最大値

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

$M_{min}$  : 最小鉄筋量に対する抵抗曲げモーメント

$l_{1/2}$  :  $M=M_{1/2}$  となる位置

$l_{min}$  :  $M=M_{min}$  となる位置

図7-40 主鉄筋断面変化

(3) 鉄筋の配置は、次によるものとする。

1) 主鉄筋は一重配筋とし、鉄筋量、寸法、間隔などは表7-20によるものとする。

表7-20 主 鉄 筋

項 目	最 大	最 小
鉄 筋 比 (%)	6	0.4
鉄 筋 径 (mm)	一般にはD35程度	D22
鉄筋純間隔 (mm)	300※	鉄筋径の2倍以上、または80mm以上
鉄 筋 長 (m)	12	3.5
鉄筋のかぶり	帯鉄筋までの最小純かぶり120mm	

※は鉄筋中心間隔を表す。

2) 帯鉄筋は杭径に応じ、表7-21に示す鉄筋を図7-41により配置するものとする。

表7-21 帯鉄筋の径

杭 径 (m)	帯鉄筋の径 (mm)
1.0	D16
1.2	D16
1.5	D19
2.0	D22

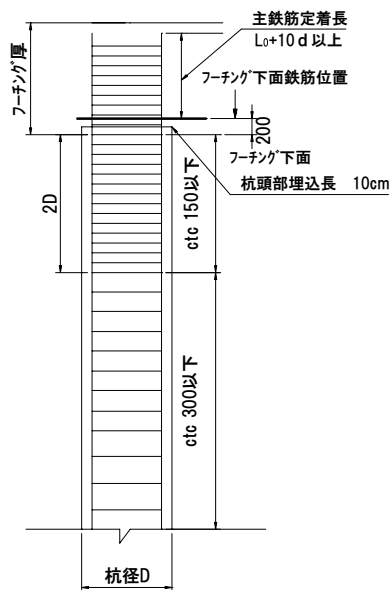


図7-41 帯鉄筋の配置

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

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

(2) 杭の主鉄筋断面変化をおこなう際のフローは、図7-43のとおりとする。

(3) 1) 配筋に際しては、次の事項に留意するものとする。

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

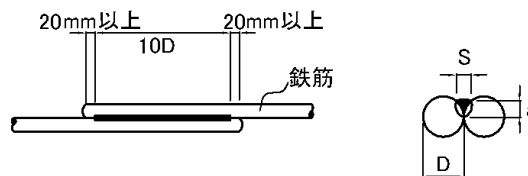
ロ) 鉄筋の重ね継手長は45φとする。

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

ニ) 帯鉄筋や組立筋などのフープ筋にあっては、重ね長があまり大きいと加工がやりにくいため、原則として片側フレア溶接をするものとする。

尚、フレア溶接は、コンクリート標準示方書より、溶接延長を10φ、ビード幅0.5φ、のど厚を0.2φ以上とする。

フレア溶接長10φを確実に確保するため、現場施工誤差を考慮し、帯鉄筋長算出には20mmの余裕を見込む。



鉄筋径(呼び径) D (mm)	溶接ビード幅 S (mm)	のど厚 a (mm)
16	8.0	3.2
19	9.5	4.4
22	11.0	5.6

溶接ビードの幅：S=0.5D  
 のど厚：a=0.39D-3  
 (10mm<D≤22mmの場合)  
 鉄筋径(呼び径)：D

図7-42 場所打ち杭の帯鉄筋定着方法



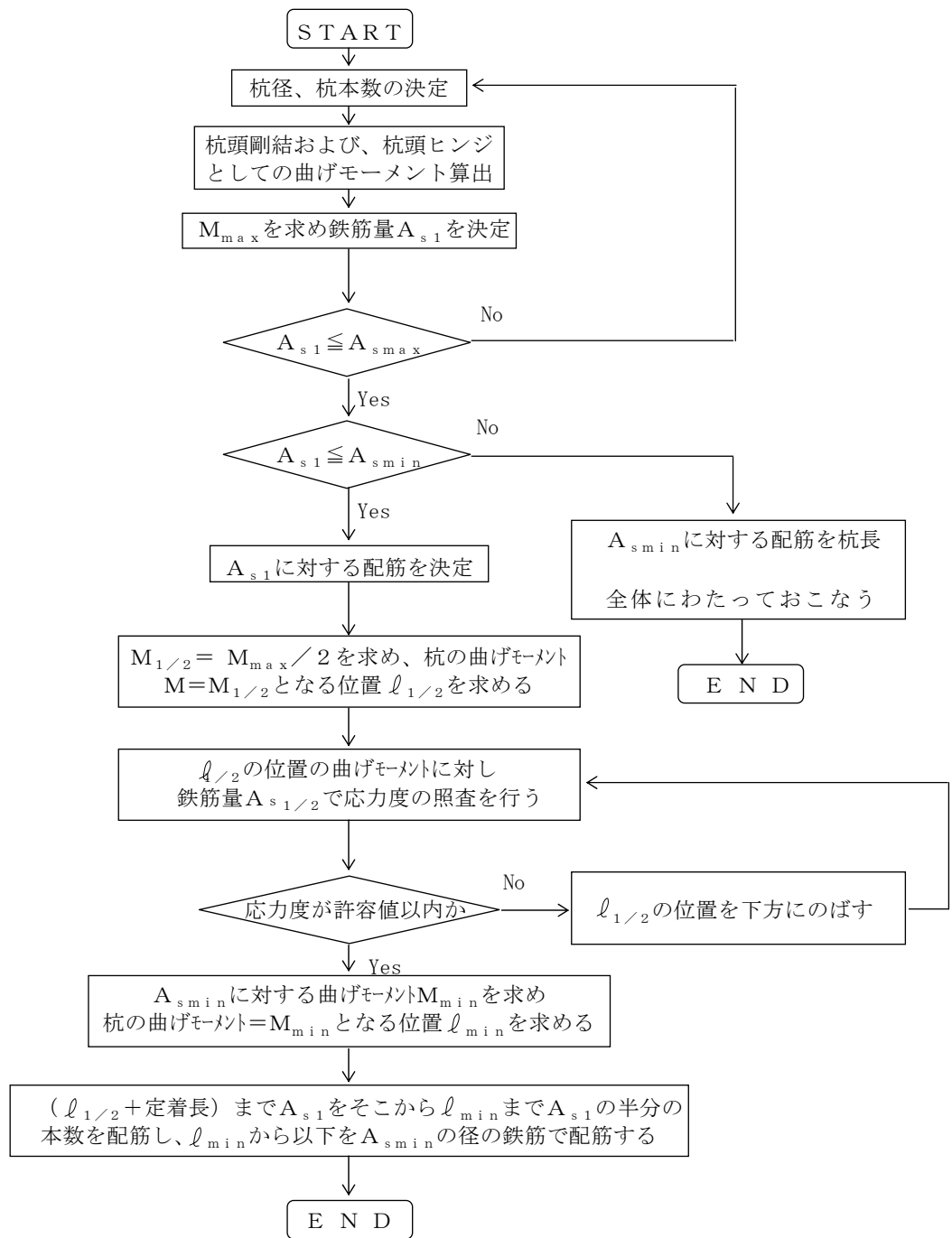


図 7-43 主鉄筋断面変化の設計フロー

2) 場所打ち杭の杭頭は、フーチングで剛結され応力集中を受けるため、座屈防止、じん性確保、せん断補強などを目的とし、帯鉄筋はフーチング底面より杭径の2倍（設計地盤面がフーチング底面以下の場合は設計地盤面より杭径の2倍）の位置まで15 cm以下の間隔で、かつ側断面積の0.2%以上の鉄筋量を配筋するものとしている。これを満足する杭径と鉄筋径の関係を表 7-21 に定めたものである。また、2Dの位置より以深についても同じ鉄筋径を用いるものとする。

また、地震時保有水平耐力法により杭体のせん断に対する照査を行った結果、帯鉄筋を密に配置する場合が生じるが、この場合でも水中コンクリートの充填性を考慮し、帯鉄筋の最小間隔は12.5cm以上とする。

3) ケーシング引抜きによる共上り防止を図るため、杭先端には図 7-44 に示す井げた状に組んだ鉄筋を杭底面に配置するものとする。

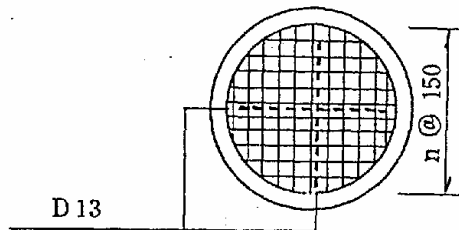


図 7-44 くい先端部配置図

## 第4章 斜面上の深礎杭

### 4-1 設計一般

#### (1) 適用範囲

本項は、設計地盤面が $10^\circ$ 以上傾斜している斜面上に設けられる深礎基礎に適用する。

#### (2) 設計の基本

1) 深礎基礎は斜面の影響を考慮して設計しなければならない

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

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

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

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

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

本項では、杭径が5m未満の基礎を対象としている。5m以上の大径口深礎については、

- ・ 常時・暴風時・レベル1地震時の地盤反力・変位・断面力照査の際に用いる水平方向地盤反力係数に及ぼす地盤のひずみレベル依存性の補正
  - ・ 基礎底面のせん断バネ、連成地盤バネの適用
  - ・ 土留め構造の設計として大口径深礎の土留めの設計
- などに配慮して設計しなければならない。

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

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

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

② 深礎基礎の設計地盤面における変位量は、許容変位量を超えてはならない。

③ 深礎基礎本体に生じる応力度は、許容応力度を超えてはならない。

また、地盤が弾性体であるという仮定が成り立つためには基礎地盤が安定でなければならず、斜面という相対的に不安定な地盤を対象としていることから、地盤を弾性体として見なす計算だけでなく、基礎地盤の塑性化を考慮した計算法を用いて水平方向安定度照査を実施し、基礎の根入れ地盤の安定性を照査するものとした。

3) 橋脚基礎の設計においては、道示Vに規定される地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うことを基本とする。

## 4-2 支持層の選定

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

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

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

①表層土の強度および地盤構成、周辺地帯での崩壊の有無、地下水の状況などについて十分な調査を行い、十分に安定していると判断できる面を設計地盤面とする方法。

②地盤の状況から①によりがたい場合は、斜面の安定計算を行い、安全率FSが常時 $\geq 1.5$ 、地震時 $\geq 1.2$ を確保できる面を設計地盤面とする。この際の設計水平震度は0.16（I種地盤の場合）を用いるものとする。

(2) 設計地盤面以浅の土砂に起因して深礎基礎に作用する土圧は主働土圧として、作用幅は深礎径の3倍を考えるものとする。ただし、深礎間隔が基礎径の3倍以下の場合には深礎間隔とする。

地震時土圧算定は(1)で示した設計震度を用いるものとする。

以上の概要を図7-45に示す。

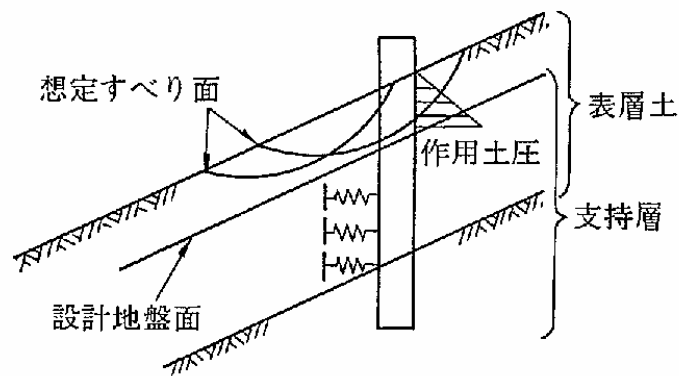


図 7-45 支持層と設計地盤面

(3) 現地盤が地すべりの危険性がある場合は、別途地すべりの位置や地すべりの荷重の取り扱いについて検討しなければならない。ただし、地すべり抑止工と橋梁の基礎とは、その許容する挙動の範囲や影響度が異なることから構造物の基礎と切り離して考えるものとする。また、工事用道路等、施工時に斜面を掘削する場合は、その影響を考慮して設計地盤面を設定しなければならない。

### 4-3 荷重分担

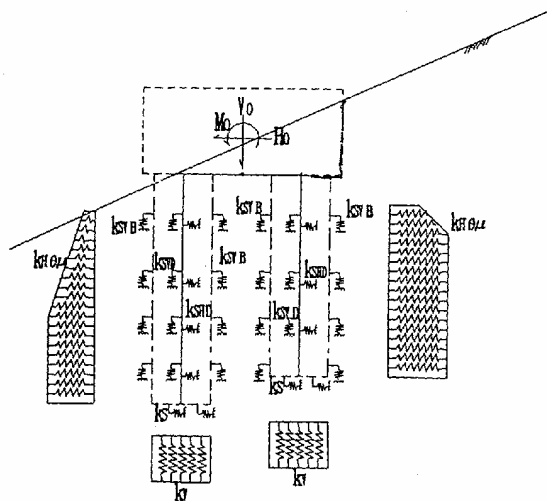
- (1) 鉛直荷重は、杭周面の鉛直せん断地盤反力および杭底面の鉛直地盤反力で支持する事を基本とする。
- (2) 水平荷重は、杭底面の鉛直およびせん断地盤反力、杭前面の水平地盤反力、杭周面のせん断地盤反力で支持させる事を基本とする。
- (3) 急斜面上の橋台、橋脚における設計は、下部構造の形態、上部構造の支承条件による影響を考え、荷重分担を行わなければならない。

上記(1)、(2)において、地山と杭体とのせん断抵抗を確実に期待できない従来型の土留め施工法を用いた場合には、杭周面のせん断地盤反力を荷重分担に考慮してはならない。

(1) モルタルライニングや逆巻コンクリート等による新しい土留め工法では、杭周面のせん断地盤抵抗を考慮できるものとした。但し、従来のライナープレートによる土留構造は、ライナープレートと地山の間には、グラウトが充填されるものの、グラウト施工の不確実性やグラウト充填までに地山の緩みが生じやすい事等から、杭周面のせん断抵抗は設計上考慮しないものとする。

(2) 水平荷重は、設計地盤面よりも下方で支持されるものとして、フーチングの根入部および設計地盤面よりも上方では支持させてならない。

(3) (1)、(2)に示した深礎基礎の抵抗要素を図 7-46 および表 7-22 に示す。



- $k_{H\theta}$  : 杭前面の水平方向地盤反力係数
- $k_S$  : 杭底面のせん断地盤反力係数
- $k_V$  : 杭底面の鉛直方向地盤反力係数
- $k_{SVB}$  : 杭前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数
- $k_{SVD}$  : 杭側面の鉛直方向せん断地盤反力係数
- $k_{SHD}$  : 杭側面の水平方向せん断地盤反力係数

図 7-46 地盤抵抗要素

表 7-22 計算モデル

		常時，暴風時，地震時（レベル1）		地震時保有水平耐力法	
		変位，地盤反力，断面力	水平方向安定度照査		
杭体の剛性		・弾性体	・弾性体	・ひびわれ，鉄筋降伏による曲げ剛性の低下を考慮したトリリニア型モデル	
地盤抵抗要素	杭底面	鉛直方向地盤抵抗 *1	・弾性体 (浮上がりを考慮する) ・地盤反力度が許容値内	・弾性体 (浮上がりを考慮する)	・バイリニア型モデル (浮上がりを考慮する)
		水平方向せん断地盤抵抗	・バイリニア型モデル (浮上がりを考慮する)	・バイリニア型モデル (浮上がりを考慮する)	・バイリニア型モデル (浮上がりを考慮する)
	杭前面	水平方向地盤抵抗	・弾性体	・バイリニア型モデル ・3次元的拵がりを考慮した受働抵抗を上限とする	・バイリニア型モデル ・3次元的拵がりを考慮した受働抵抗を上限とする
	杭前面	鉛直方向せん断地盤抵抗 *2	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル
	杭側面	鉛直方向せん断地盤抵抗	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル
		水平方向せん断地盤抵抗	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル	・土留め工法に応じて考慮 ・バイリニア型モデル

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

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

#### 4-4 杭配列

- (1) 深礎杭の最小本数は2本とする。
- (2) 杭径（公称径）は原則として以下の通りとする。  
2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0 4.0m以上は1mピッチ
- (3) 最小中心間隔は原則として深礎杭径の2倍とする。また、深礎杭の外周面からのフーチング縁端までの距離は250mm以上とする。

(1) 地形や荷重等計画条件によっては、単独基礎として設計する事が有利となる場合が考えられる。このような場合は、最小本数の規定の限りではない。

(2) 杭径は、作業性、安全性等から最小径を公称径2.0mとしたが、フーチングの床掘りにより地山掘削が大となる場合においては、これより小径についても検討するものとする。公称径は、一般には図7-4-3に示した通りである。

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

(3) 深礎杭の外周面からフーチング縁端までの距離は、構造物の掘削量を少なくすることを考慮して最小250mmとしてよい。ただし、フーチングの水平方向の押し抜きせん断の照査を行うものとする。

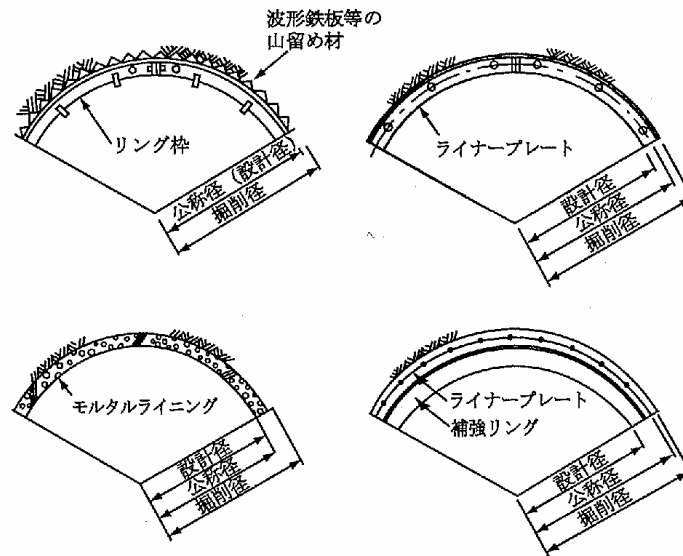


図7-47 深礎工法による深礎の径

#### 4-5 地盤反力係数

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

- (1) 深礎杭の設計に用いる地盤定数は、原位置試験および室内試験をおこなうとともに、他の資料を参考とし適切に定めるものとする。なお、他の機関における変形係数、せん断係数の測定例は表 7-23、表 7-24 の通りである。

表 7-23 変形係数の測定例 (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	平 均
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	400,500
軟 岩	D <sub>L</sub>	100,000~ 500,000	300,500	150,000~ 300,000	200,000
	D	100,000以下		5,000~ 150,000	10,000~100,000

※最小値を示す

表 7-24 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 (度)		C (kN/m <sup>2</sup> )		φ (度)
		範 囲	平 均	範 囲	平 均	範 囲	代表値	代表値
硬 岩	B	2250~2750	2500	4000~5000	4500	1500~2500	1500	4500
	C <sub>H</sub>	1750~2250	2000	3500~4500	4000	1000~2000	1000	4000
	C <sub>M</sub>	750~1750	1250	3500~4500	4000	500~1000	500	4000
軟 岩	D <sub>L</sub>	250~750	500	3000~4000	3500	100~1000	100	3700
	D	100以下	0	2000~3000	2500	0~500	0	3000~3500

出典：「橋梁（設計要領等）と講習会テキスト」昭和 62 年 12 月 財団法人高速道路技術センター

- (2) 斜面の影響や隣接杭の影響は、杭基礎設計便覧に基づくものとする。

#### 4-6 地盤の鉛直支持力度

##### (1) 許容支持力度

深礎杭底面の許容支持力度は、次式により求める

$$q_a = \alpha q_{a0}$$

$$q_{a0} = 1/n (q_{d0} - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f$$

$q_a$  : 杭底面の許容支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_{a0}$  : 仮想水平面の許容鉛直支持力度

$\alpha$  : 杭底面以深の基礎前面斜面の影響による低減係数で図 7-48 の値とする。



- $q_{d0}$  : 仮想水平地盤での深礎底面の地盤から決まる  
 極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>) で道示IV式(11.4.1)で求める。
- $n$  : 安全率または上限値決定のための補正係数 (表7-25)
- $D_f$  : 有効根入れ長 (m)
- $\gamma_2$  : 深礎底面より上にある地盤の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

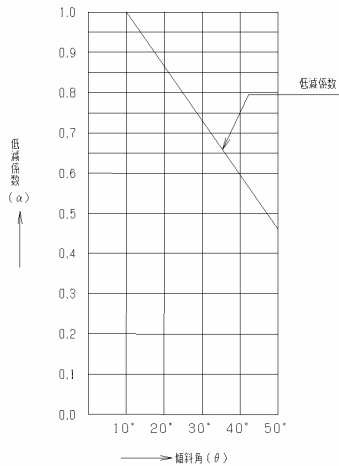


図7-48 低減係数

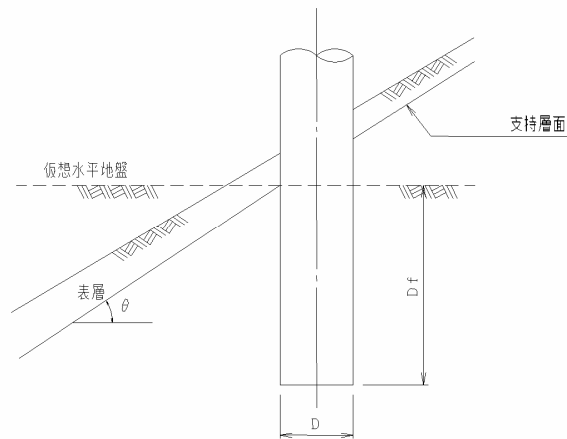


図7-49 有効根入れ長

表7-25 安全率または上限値決定のための補正係数

常時	レベル1地震時	地震時保有水平耐力法
3	2	1

※暴風時の補正係数は、レベル1地震時の値として良い。

深礎杭の鉛直支持力度の検討は深礎底面で行い、斜面の傾斜角の影響を考慮するものとする。斜面の影響を考慮した深礎底面の鉛直支持力度は、仮想水平地盤における許容鉛直支持力度に低減係数 $\alpha$ を乗じて求めるものとする。

#### 4-7 地盤の水平支持力

(1) 水平地盤反力の上限值は、下式により求める

$$R_{qu} = \frac{R_q}{m}$$

$R_{qu}$  : 水平地盤反力の上限值 (kN)

$R_q$  : 極限水平支持力 (kN) で(2)で求める

$m$  : 上限値決定のための補正係数で表7-4-5として良い。

表7-26 補正係数 (m)

常時	レベル1地震時	地震時保有水平耐力法
3	2	1

※暴風時の補正係数は、レベル1地震時の値として良い。

(2) 極限水平支持力は図7-50 に示す直線すべり面のせん断抵抗力の最小値として、次式より求める。

$$R_q = \frac{W(\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) + c \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi}$$

$R_q$  : 極限水平支持力 (kN)

$W$  : すべり面より上の  
地盤の重量 (kN)

$A$  : すべり面の面積 (m<sup>2</sup>)

$\phi$  : 地盤のせん断抵抗角 (°)

$c$  : 地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  :  $R_q$ が最小となる角度とする  
( $0 < \alpha < 180^\circ$ )

$\beta$  : すべり面のひろがり角で

土砂・軟岩  $\beta = 30 + \phi / 3$

硬岩  $\beta = \phi / 3$  とする。

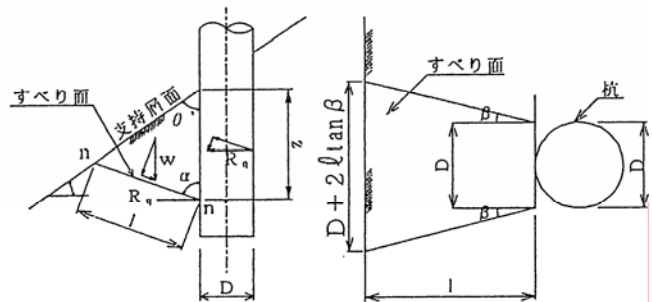


図7-50 すべり土塊の概念

尚、すべり土塊の広がり幅は、 $(D + 2 L \tan \beta)$ とする。

(3) 極限水平支持力の算定にあたっては前面杭および隣接杭の影響を考慮しなければならない。

(4) 塑性化領域の極限抵抗力の合力は、その領域の土塊重量によるすべり面に生じるせん断抵抗力として考慮するものとする。塑性化領域の抵抗力は、極限水平支持力と同じ方法で求めるものとする。但し塑性化後のせん断定数は表7-27によるものとする。

表7-27 塑性化後のせん断定数

	土砂～軟岩 ( $C_L$ )	中硬岩 ( $C_M$ 以上)
粘着力 $C_0$	$C$	$0$
せん断抵抗角 $\phi_B$	$\phi'$ ( $\phi' = \phi \leq 30^\circ$ )	$2/3 \phi'$ ( $\phi' = \phi \leq 30^\circ$ )

但し (2)の式中で  $C=C_0$ 、 $\phi = \phi_B$  に置き換えるものとする。

(2) 式は杭前面の壁面摩擦を考慮しない場合の極限水平支持力を示したものである。杭の周面のせん断抵抗を考慮できる場合でも、本式によるものとする。

地層構成が多層からなる場合の極限支持力  $R_q$  は以下の方法で算定して良い。

①すべり角度  $\alpha$  : すべり土塊が複数の地層に及ぶ場合にも、すべりは1面すべりであると仮定し、すべり角度を変化させて最小となる極限水平支持力を計算する。

②広がり角度  $\beta$  : すべり角度と同様に土塊の広がり角度は、地層の変化によらず一定であると仮定し、その大きさはすべり面上の各地層のすべり面の長さが最も大きい地層に対応した値とする。

2層地盤の場合の例を図7-51に示す。

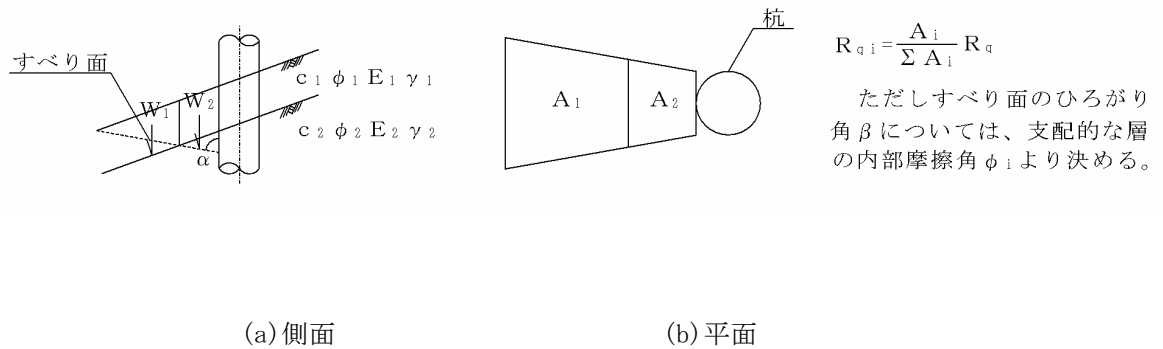


図7-51 2層地盤の取扱い例

(3) 杭の中心間隔が小さくなると、図7-50に示したすべり面が前面杭あるいは隣接杭のすべり面と交わることがある。この際は設計においては安全側の判断として図7-52において着色した部分のみを有効と考え、支持力を算出する際のすべり土塊は全ての杭で独立であるとして計算してよい。

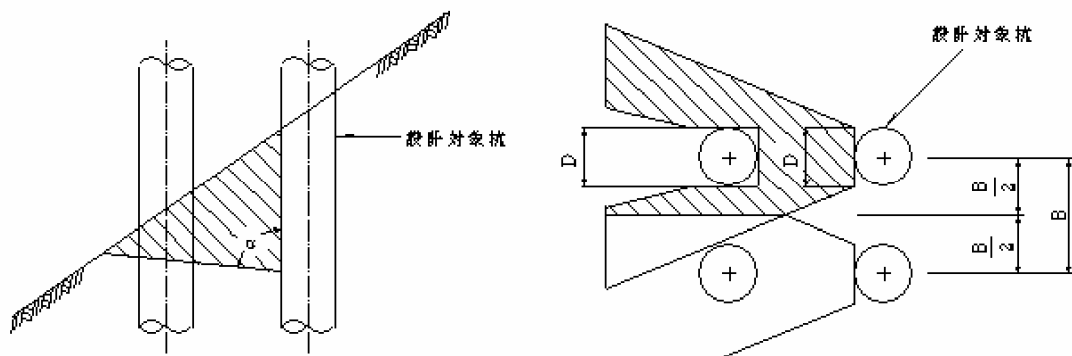


図7-52 複数杭の塑性化領域

#### 4-8 杭底面地盤のせん断抵抗力の上限値

深礎杭底面におけるせん断抵抗力の上限値は、次式より求める。

$$S_u = \frac{1}{m} (C_B A' + N \tan \phi_B)$$

$S_u$  : 杭底面におけるせん断抵抗力の上限値 (kN)

$C_B$  : 杭底面と地盤との間の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\phi_B$  : 杭底面と地盤との間のせん断抵抗角(度)

$A'$  : 有効載荷面積(m<sup>2</sup>)

$N$  : 底面に作用する鉛直力(kN)

$m$  : 上限値決定のための補正係数(表7-4-7)

表7-28 補正係数 (m)

常時	レベル1 地震時	地震時保有 水平耐力法
3	2	1

基礎底面と地盤との間の粘着力および摩擦係数は表 7-29 としてよい。

表 7-29 せん断抵抗角と粘着力

条 件	せん断抵抗角 (摩擦係数)	粘着力
土とコンクリート	$\phi_B = 2/3 \phi$	$C_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$C_B = 0$

尚、基礎底面のせん断力がせん断抵抗力の上限値を超過し、塑性化した場合には、せん断抵抗力の上限値が作用しているものとして良い。

#### 4-9 杭周面のせん断地盤反力度の上限値

杭周面のせん断地盤反力度の上限値は、施工法に応じて定めるものとする。

(1) 土留め構造としてモルタルライニングや逆巻コンクリートを採用した場合には、杭周面のせん断地盤反力度の上限値として次式を用いるものとする。

① 杭周面のせん断地盤反力度の上限値

$$f_u = \frac{f}{m}$$

② 杭周辺の極限せん断地盤反力度

1) 砂質土及び岩盤

$$f = \min \{5N, (C + P_0 \tan \phi)\} \leq 200$$

2) 粘性土

$$f = (C + P_0 \tan \phi) \leq 150$$

$f_u$  : 杭周面のせん断地盤反力度の上限値 (kN/m<sup>2</sup>)

- f : 杭周面の最大せん断抵抗力度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 N : 標準貫入試験のN値  
 C : 土の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)  
 P<sub>0</sub> : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)  
 φ : 土のせん断抵抗角(度)  
 m : 上限値決定のための補正係数(表7-30)

表7-30 補正係数

		常時	レベル1 地震時	地震時保有 水平耐力法
杭側面の水平方向せん断地盤反力度		1.5	1.1	1.0
杭周面の鉛直方向 せん断地盤反力度	押し込み力	3.0	2.0	1.0
	引抜き力	6.0	4.0	1.0

(2)従来のライナープレートを用いた土留め形式では、杭周面のせん断抵抗は考慮してならない。

#### 4-10 レベル2地震時に対する照査

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

(1) 深礎基礎が道示の杭基礎とケーソン基礎との中間的な特性を示すことから、表7-31に示す方法を用いるものとした。

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

(2) 深礎基礎の全体挙動における降伏、すなわち、上部構造の慣性力作用位置での変位が急増する点は、地盤条件や基礎の諸元等の抵抗側条件と荷重条件との関連により決定され、局所的降伏が必ずしも基礎の全体挙動としての降伏と一致しない場合が存在する。そのため、図 7-53 に示す要領で、応答塑性率の照査に用いる単調増加な荷重を基礎に作用させ、基礎の荷重～変位関係を算定し、設計荷重作用時の基礎の状態と降伏時の基礎との比較から基礎が降伏しているかを判定するものとする。

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

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

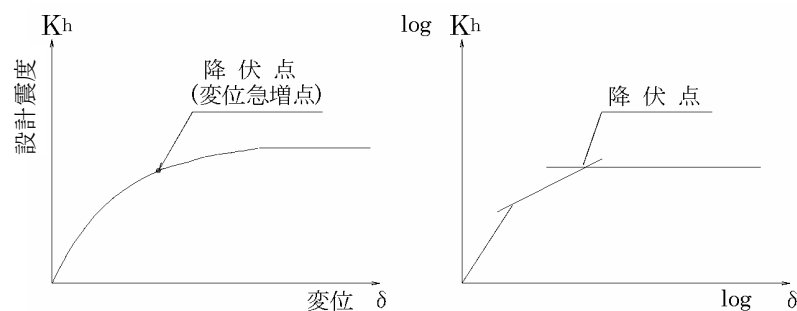


図 7-53 基礎の降伏

(3) 壁式橋脚のように橋軸直角方向の橋脚耐力が作用する地震荷重に対して著しく大きい場合 ( $P_u \geq 1.5k_h e \cdot W$ ) のように、基礎でのエネルギー吸収を期待して設計を行う事が合理的となる場合には、道示 V 12.4 で設計してよい。この場合の塑性率の制限値は、道示 IV 11.8.3 (ケーソン基礎) によるものとする。

表 7-31 地震時保有水平耐力法の考え方

		内 容	備 考	
解析モデル	モデルの種別	杭体・地盤抵抗の非線形性を考慮した梁モデル	道示IV 杭基礎およびケーソン基礎に準拠。	
	モデルの特性	杭体	杭の配筋状態に対応したトリリニア型M～ $\phi$ 関係を用いる。 ただし、杭体の降伏は杭本体水平面のうち、90度の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏した状態とする。 杭の軸力は、押し込み杭は死荷重が作用した時の杭頭反力、引抜き杭は0とする。杭自重は考慮しない。	道示IV 杭基礎およびケーソン基礎に準拠。
		杭前面の水平方向地盤抵抗	杭前面の拡がりを持ったすべり土塊の抵抗から算定される水平支持力を地盤反力の上限值としたバイリニア型地盤抵抗とする。	載荷試験の解析結果による。
		杭底面の鉛直方向地盤抵抗	杭底面の浮上がり（有効載荷面積）、および地盤反力度の上限值を考えたバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
		杭底面の水平方向せん断地盤抵抗	杭底面の浮上がり（有効載荷面積）、および地盤反力度の上限值を考えたバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
		杭周面のせん断地盤抵抗	杭周面（前背面および側面）の鉛直及び水平方向力せん断地盤反力度の上限值を考慮したバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
	その他	フーチング前面抵抗は期待しない。 （ただし、慣性力は考慮）		
基礎の降伏	上部構造の慣性力作用位置の荷重～変位曲線の変位急増点により判定する。ただし、変位急増点に先立ち、以下の状態が先行して生じる場合には、その時点以降を降伏とする。 ① 全ての杭体が塑性化した状態。 ② 一列の杭の杭底面地盤反力が極限支持力に達した状態。	載荷試験の解析結果および道示IV杭基礎の規定を一部準用。		
基礎の塑性率の制限値	ケーソン基礎に準じ、計算された荷重～変位関係に基づき、基礎の塑性率の制限値を決定することを基本とする。 ここで、基礎の終局状態とは、全ての列の杭体が終局曲げモーメントに達した状態としてよい。	道示IVケーソン基礎に準拠。		
変位の制限値	基礎天端中心における変位の制限値は下記とする。 回転角0.02rad	道示Vに準拠。		

#### 4-1-1 構造細目

##### (1) 鉄筋の配置

1) 主鉄筋は二重配筋までとし、鉄筋量、寸法、間隔は表7-32によるものとする。

表7-32 主鉄筋

項目	最大	最 小
鉄筋径	D32	D22
純間隔	300mm	鉄筋径の2倍以上かつ80mm以上
鉄筋長さ	12m	3.5m
かぶり	帯鉄筋までの最小純かぶり70mm	

2) 帯鉄筋はD16以上、中心間隔300mm以下とし杭基礎設計便覧IV3-2-2によりせん断の照査を行い適切に配置するものとする。

3) 主鉄筋は、原則として曲げモーメント最大位置から頭部まで変化させないものとする。

(2) 基礎杭とフーチングの結合方法は、道示IVの方法Bによるものとする。

##### (3) 土留め構造

1) 深礎杭に用いる土留め構造は、ライナープレート及びモルタルライニングによるものとするが、構造・施工の両面から適切な工法を選定する。

2) 設計土圧、設計計算法は杭基礎便覧のライナープレートの設計法に準じてよい。

(4) 大口径深礎の土留め構造は、吹付コンクリートとロックボルト等により、地盤の状況に応じて過去の実績から土留めパターンを決定するものとする。

(1) 鉄筋の配置に際しては以下の点に留意するものとする。

1) 深礎杭の場合は、鉄筋の組立やコンクリートの打込みなどの作業が大気中における鉄筋コンクリート構造物と同様に施工ができるため、二重配筋までとした。最大径は作業上からD32としたが、検討の上太径を使用しても良い。また、鉄筋かごの加工組立を地上でおこなう場合は3-8-2、道示IV12.11.3による。

2) 帯鉄筋の配筋に関する留意事項は以下に示す通りである。

①組杭となる場合の帯鉄筋は、一般の場所打ち杭の様に、フーチング下面から少なくとも2倍の範囲内は、帯鉄筋の中心間隔を150mm以下で配置し、レベル1地震時および地震時保有水平耐力法でせん断照査をおこなって適切に配置するものとする。なお、斜面上の深礎杭の場合は、最大せん断作用位置が必ずしもフーチング下面になるとは限らないため、最大せん断位置で照査が必要である。

②帯鉄筋は最大D22、中心間隔の最小は10cmとする。最小D16、中心間隔の最大は300mmとする。

③杭体内部で組み立てる場合の帯鉄筋は、施工性から杭径に関わらず図7-54に示す通り二分割以上とする。継手は鋭角フックをつけた重ね継手とし、継手長は40φ、継手位置は各々90°ずらして配置するものとする。

3) 発生曲げモーメントが最大となる位置より下方の配筋については場所打ち杭に準じて配置する。



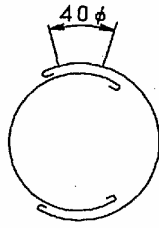


図 7-54 深礎杭の帯筋

(2) 基礎杭とフーチングの結合部は剛結合として設計する。杭頭部の埋め込み長は 10cm とし、杭頭の主鉄筋は鉄筋の定着長  $L_0 + 10d$  以上をまっすぐ延ばして定着する事を原則とする。フーチングに埋込む主鉄筋定着部には杭頭部と同等の帯鉄筋を配置するものとする。

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

①モルタルライニングの施工は、施工機械の搬入が必要のため、クレーン施工が可能な位置に限られる。また、2.5m 未満の小径の深礎径では現段階ではライニングの施工機械が開発されていないため、ライナープレートを用いるものとする。

②崖錐や盛土等崩壊性の高い土質の場合や湧水がある場合には、ライナープレートによる土留めを使用するものとする。

③吹付けの場合は、空気圧送方式であるため、粉塵が多く発生し、杭径 3m 程度の狭い坑内では作業環境に問題があり、材料の跳ね返りが多い事から、杭径が 3.5m 以上に使用する。

④地表部分と地中部分の土留め構造を、ライナープレートとモルタルライニングに分けて使用してもよい。

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

ただし、ライニングの 1 ロットの長さは 1.5m、最小厚さは 10cm とする。

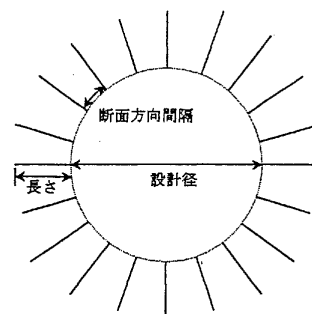
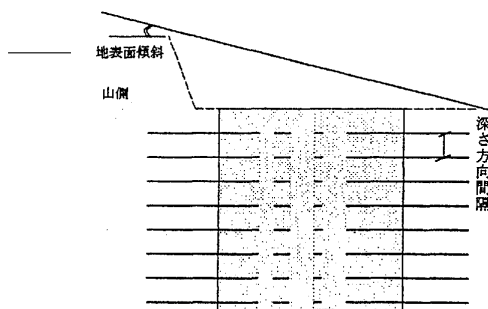
(4) 大径口深礎（5m以上）の土留め構造は、吹付コンクリートとロックボルトによって行うことを標準とする。なお、これによりがたい場合はライナープレートを使用してもよい。

吹付コンクリートとロックボルトによる土留め構造は、過去の実績からパターン例を表7-33に示す。

表7-33 大口径深礎杭土留め構造パターン例

岩級 区分	地表面 傾斜	設計径 (5.0m~10.0m)				設計径 (10.0m~15.0m)				設計径 (15.0m以上)			
		ロックボルト			吹付け コンクリート 厚さ (mm)	ロックボルト			吹付け コンクリート 厚さ (mm)	ロックボルト			吹付け コンクリート 厚さ (mm)
		長さ (m)	間隔 (m)			長さ (m)	深さ 方向	断面方向		長さ (m)	深さ 方向	断面方向	
C <sub>B</sub>	0~10°		3.0	2.0	2.0				(補強材 無し) 50				3.0
	10~45°	3.0	2.0	2.0	(補強材 無し) 50	3.0	2.0	山側:1.5 他:2.0	(補強材 無し) 50	3.0	1.2	山側:1.2 他:1.5	100
	45°以上	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
C <sub>M</sub>	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	4.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	100
	45°以上	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
C <sub>L</sub>	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	100	4.0	1.5	1.5	100
	10~45°	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	100	4.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	100
	45°以上	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
D	0~10°	3.0	2.0	2.0	100	3.0	1.5	2.0	150	4.0	1.5	1.5	150
	10~45°	3.0	1.5	山側:1.5 他:2.0	100	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	4.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	150
	45°以上	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	3.0	1.2	山側:1.5 他:2.0	150	6.0	1.0	山側:1.0 他:1.5	200

吹付けコンクリートは $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ 、鉄筋は25mmの異形棒鋼を用いていることが多い。  
吹付けコンクリート厚が100mm以上の場合は、厚さ3~5mmの溶接金網を用いていることが多い。



# 第8編 補修・補強

## 第1章 補修および補強総説

### 1-1 適用の範囲

本編は、宮城県が直接管理する既設道路橋の補修・補強設計の標準を示すものである。既設道路橋の補修・補強設計に係わる事項で本編に記述がない事項については、下記の関係示方書や基準などによるものとする。

表 8-1 関係図書一覧表

関係図書	発刊年	発行
道路橋示方書・同解説（Ⅰ～Ⅴ）	H14.3	(社)日本道路協会
コンクリート標準示方書	各編最新版	土木学会
既設道路橋の耐震補強に関する参考資料	H9.8	(社)日本道路協会
既設道路橋基礎の補強に関する参考資料	H12.2	(社)日本道路協会
鋼道路橋塗装便覧	H2.6	(社)日本道路協会
道路橋支承便覧	H16.4	(社)日本道路協会
道路震災対策便覧（各編）	H14.4	(社)日本道路協会
橋梁定期点検要領(案)	H16.3	国土交通省道路局国道・防災課
既設橋梁の耐荷力照査実施要領(案)	H8	
鋼鈹桁の桁端切り欠き部補強設計手引き(案)	H8	(財)道路保全技術センター
応力頻度測定要領（案）	H8	(財)道路保全技術センター
既設橋梁のジョイント工法の設計施工手引き(案)	H8	(財)道路保全技術センター
既設橋梁の補修・補強「事例集」	H8	(財)道路保全技術センター
既設橋梁の破損と対策	H8	(財)道路保全技術センター
床版損傷対策工法選定の手引き（案）	H9.5	建設省東北地方建設局道路管理課

(1) 本編は、既設道路橋の補修・補強設計について一般的な工法の概要を示したものであることから、実施にあたっては各工法の特徴を十分理解するのはもちろん、対象橋梁の条件を把握して効率的、かつ効果的になるようにしなければならない。

また、補修・補強設計については、補修・補強工法その他、調査や点検方法も含めて技術開発は目覚ましいものがあるため、その動向には十分留意して、新技術・新工法の採用を積極的に提案されたい。

## 1-2 用語の定義

本編において使用する用語は、下記の通り定義する。

- 1) 維持管理；既設橋梁及び橋梁附属施設について、道路利用者の安全と便益を確保する目的から、初期性能及び機能を保持するために行う維持修繕や管理をいう。
- 2) 補修；損傷が生じた橋梁（部材）について、損傷進行の抑制や耐久性の回復もしくは向上を目的とした維持管理対策をいう。
- 3) 補強；現行基準を満足しない、もしくは損傷が生じた橋梁（部材）について、耐久性や耐荷性、剛性など力学的な性能の回復もしくは向上を目的とした維持管理対策をいう。
- 4) 耐久性；橋梁あるいは部材に要求される性能（品質）に対して、長期性能変化に抵抗する性能をいう。
- 5) 耐荷性；橋梁あるいは部材に要求される性能に対して、荷重に抵抗する性能をいう。
- 6) 第三者被害；既設道路橋において、劣化した部位などが落下して第三者に与える被害をいう。ここで第三者とは、道路管理に従事する者を除く、当該橋梁に接近する人や車両、列車などをいう。
- 7) 橋梁点検；橋梁定期点検要領(案)に準じて実施する橋梁の点検をいう。

## 1-3 補修・補強設計における基本的事項

補修・補強設計は、対象橋梁の現況把握を十分に行った後、下記要件を総合的に考慮して実施するものとする。

- 1) 橋梁の外部的諸条件（関係機関協議など）を満足すること。
- 2) 適切な補修・補強のレベルを設定すること。
- 3) 対象橋梁の構造細目を確認すること。
- 4) 対象橋梁の損傷状況や損傷原因から適切な対策工法を選定すること。
- 5) 第三者への影響を考慮すること。
- 6) 効率的・効果的であること（経済性・構造的性において）。
- 7) 維持管理の容易性を考慮すること。
- 8) 施工が確実・安全、かつ容易であること。

- (1) 対象橋梁が交差する道路や鉄道、河川などの交差条件を満足することが基本であり、該当する管理者と綿密な協議を行い必要条件を決定するものとする。
- (2) 補修・補強のレベル設定は、今後の供用計画や将来の交通量予測などを十分考慮した上で決定するものとする。

(3) 既設橋梁の補修・補強設計においては、構造形状の把握が設計計画・施工計画において重要となるため、設計図書が現存しない場合、または現存する場合においても現地踏査で図面と異なる形状を有する場合などは、十分な現地の計測を行うものとする。

また、部材の細目についても計測・調査を実施して部材厚や配筋状況を把握する必要がある。これらは設計当時の復元設計や非破壊試験、部材厚の計測や部分はつりによる直接目視などの方法が考えられる。

(4) 既設橋梁の補修・補強設計においては、損傷状況の把握や原因究明、必要に応じて耐荷力評価などのために十分な調査を行うことが重要である。調査は、現況の損傷を定量的に把握することや進行性を確認するとともに、原因究明、補修・補強の要否判定、工法選定の基礎データとなり、適切な対策工法を検討する上で非常に重要となる。

したがって補修・補強設計においては、定期的実施される橋梁定期点検結果が基礎資料となるので参考されたい。橋梁定期点検は損傷状況の把握、対策区分の判定及び点検結果の整理を行うことで、安全で円滑な交通の確保、沿道や第三者への被害の防止を図り、橋梁に係る維持管理を効率的に行うことを目的に実施されている。また、橋梁定期点検は橋梁の現状把握や補修・補強後の効果確認などの資料としても活用できることから、補修・補強設計には不可欠である。

また、各々既設橋梁の特性である交通状況や立地条件、架設年次、設計基準、橋梁形式、使用材料などを整理し、調査結果と対照することにより損傷原因究明につながることもある。

(5) 桁下に道路、鉄道、航路、公園及び駐車場など、第三者が利用する施設がある場合は、第三者被害を未然に防止する必要がある。このような橋梁が対象となる場合は、事前の点検や調査において放置すれば近い将来にコンクリート片の落下など第三者被害が想定される損傷の有無を確認し、発見した場合はすみやかに道路管理者に連絡し、除去の必要性を確認するものとする。

(6) 補修・補強の目的を十分満足する工法で、かつ、経済的であることについて、十分検討するものとする。ここで必要以上に経済性を追求して、構造的な施工性（安全性）、維持管理に対して不適切な対策工法を選定しないよう、留意する必要がある。

(7) 対策工法の選定においては、今後の維持管理を十分考慮した工法を検討することを基本とする。維持管理を考慮した場合、対策工法は以下の通り、検討するものとする。

1) 維持管理において、各種橋梁点検で容易に点検が可能である工法が基本であり、主に目視による点検・調査が可能となる工法が最適であること。

2) こ線橋や交通量が非常に多い都市部のこ道橋は、点検や施工も容易でない。このような橋梁は今後の維持管理の作業性を考慮し、状況に応じた維持管理頻度を意識した対策工法を検討すること。

(8) 施工の確実性については十分検討するものとする。

施工計画においては、付近の地形状況や搬入路が確認できる図面が必要となるが、既存地形図と地形状況が大きく変わっていることも多い。このような場合は十分現地踏査を行い、施工計画上必要な地形情報については追加調査を提案し、適切な施工計画を検討するものとする。

## 第 2 章 耐震補強設計

### 2-1 基本方針

- (1) 基本的に道路橋示方書を遵守し、現実的な補強工法を見いだすものとする。
- (2) 既設橋梁の耐震補強設計においては、橋梁全体系として必要な耐震性を有するように配慮する。
- (3) 既設橋梁の耐震補強設計に際しては、個々の橋梁が有する条件に応じた適切な補強設計を行う事とする。
- (4) 既設橋梁の耐震補強設計においては、既設配筋を明確にした上で実施する事を原則とする。
- (5) 橋の重要度は、「B種の橋」に区分する。

- (1) 橋梁の耐震性は橋梁全体構造系として確保する必要がある、道路橋示方書を遵守して現実的な補強工法を選定し、適切な補強計画を立案するものとする。
- (2) 耐震対策として、個々の部材の補強だけでなく、橋梁全体系として耐震性の高い構造や大地震でも十分な機能を確保できる構造とすることが考えられる。したがって、耐震補強が必要と判定された橋梁については、橋脚の耐震補強（じん性や耐力確保）だけでなく、上部構造や下部構造、基礎構造および落橋防止システムを含めた橋梁全体系として検討するのがよい。一般的な耐震補強対策を下表に示す。なお、橋梁全体系の耐震補強でも十分な耐震性能を確保できない場合には、再構築を行うことも考えられる。再構築とは、上部構造の架替え、橋脚の再構築、橋梁全体の再構築などがある。

表 8-2 橋梁の耐震対策方法

	耐震補強方針	具体的な対策工法（例）
耐震補強	1) 構造系の変更による耐震性能向上	<ul style="list-style-type: none"> <li>・免震化</li> <li>・多径間連続化</li> <li>・反力分散形式</li> </ul>
	2) 構造部材の耐震性能向上	<ul style="list-style-type: none"> <li>・橋脚の補強</li> <li>・基礎の補強</li> <li>・支承の補強</li> </ul>
	3) 落橋防止システムの構築	<ul style="list-style-type: none"> <li>・落橋防止構造の強化</li> <li>・変位制限構造の強化</li> <li>・けたかかり長の確保</li> <li>・段差防止構造の設置</li> </ul>

#### 1) 構造系の変更による耐震性能向上

構造系の変更目的は、一部材の補強だけを行うのではなく橋梁全体系として耐震性能を確保することで、ある部材の損傷が橋梁全体の致命的な破壊に至らないようにすることである。

多径間連続化や免震化、反力分散形式が考えられるが、各々適用性を考慮して採用するのがよい。

また、免震化や反力分散形式は移動量が増加するため、留意が必要である。

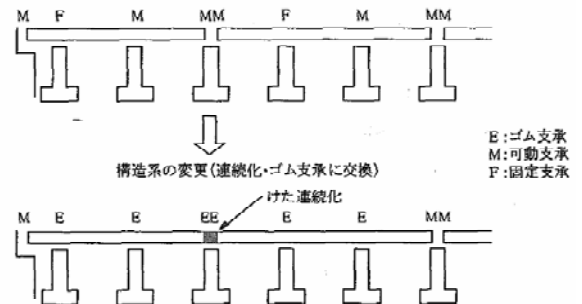


図 8-1 構造系の変更による耐震性能向上例

## 2) 構造部材の耐震性能向上

橋を構成する主要な部材の耐力あるいは変形性能を向上させることにより、橋梁全体系の耐震性を確保するものである。橋脚躯体や基礎の補強、支承の補強が挙げられる。

## 3) 落橋防止システムの構築

落橋防止システムの構築は、けたかかり長や落橋防止構造、変位制限構造、段差防止構造からなる。システムの基本的な考え方は、支承本体が地震力に耐えることであり、これを超える地震力に対しては落橋防止システムが変位を防ぎ、これをも超える変位に対しても落橋を防止するため十分なけたかかり長を確保するというものである。

しかし、一般的な耐震補強検討手順としては以下の通り考える。

- ① 構造部材の耐震性向上による橋脚躯体の補強としてじん性向上や耐力増加と、落橋防止システムの構築により、万が一支承が破壊しても桁の落下を防止する方法の組合せにより耐震性を確保することを基本方針とする。
  - ② 橋脚が負担する上部構造の慣性力が極端に大きい等、上記の橋脚躯体の補強や落橋防止システムの強化だけでは対応が困難な場合は、全体構造系の変更を検討する。しかし、採用にあたっては、工事の要否、経済性など総合的な判断が必要である。
- (3) 本章では一般的な耐震補強設計を対象としてとりまとめている。しかし、各橋梁においては構造条件はもとより環境条件や交差条件、施工条件など取り巻く環境はさまざまであり、一律な補強設計を示すことは困難であるため、個々の橋梁の条件に応じた耐震補強設計を適切に実施するものとする。
- (4) 対象橋梁においては、配筋など不明な場合もあると考えられる。このような状況では適切な補強は実施できないため、下記に示す方法などで配筋状況を調査・推定した上で耐震補強を実施するものとする。
- 1) 竣工当時の設計基準に準じた復元設計による推定
  - 2) 鉄筋の非破壊検査法による推定
  - 3) かぶりコンクリートの部分的はつりによる直接確認
- また、基礎については必要に応じて地盤調査を実施するものとする。
- (5) 宮城県が直接管理する国道、県道の橋梁においては、原則として「B種の橋」とする。したがってレベル2地震動における耐震補強設計で目標とする耐震性能は「耐震性能2」とする。
- なお、橋側歩道橋や横断歩道橋については、緊急輸送路の確保や第三者被害の予防を目的とした耐震性を確保するため、「A種の橋」に準ずるものとする。

## 2-2 橋脚の耐震補強設計

### 2-2-1 設計の基本

既設橋梁の橋脚補強では、じん性を向上させてねばり強い構造とし、基礎が支持できる範囲内で所定の躯体耐力向上を図ることを基本として、じん性と耐力の向上をバランスさせた工法を検討するものとする。

橋脚躯体の地震時保有水平耐力を向上させると、大きな地震力を受けた場合に、橋脚躯体から基礎構造物に伝わる地震力も大きくなり、基礎も含めた大規模な補強が必要になる可能性がある。したがって、基礎への影響を最小限に抑制するためには、橋脚のじん性を向上させて耐力が過度に上がらないような工法が望ましいとされる。しかし、橋脚躯体にじん性だけを期待すると、下図に示すように大規模な地震後に橋脚躯体に大きな残留変位が生じて復旧が困難になることが考えられる。以上から基礎が支持できる範囲内で所定の橋脚躯体耐力の向上を図り、じん性と耐力の向上をバランスさせる工法を採用するものとする。

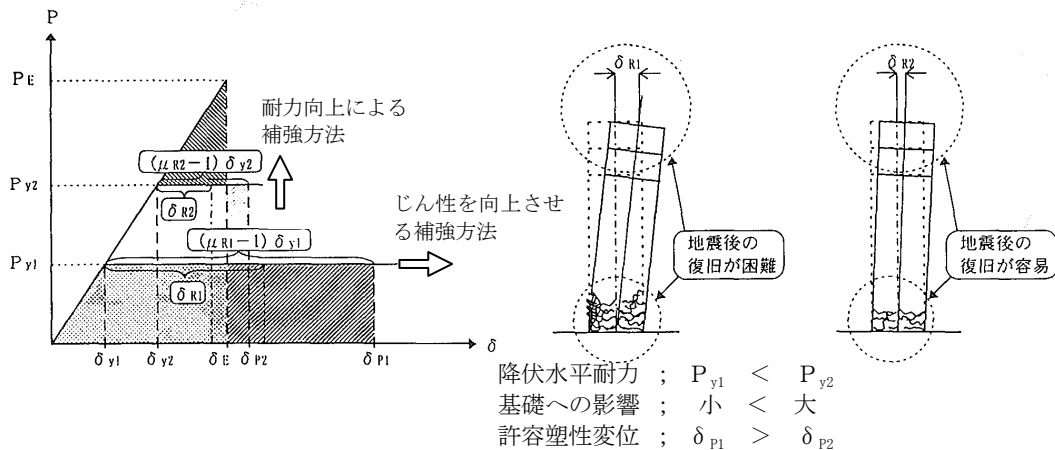


図 8-2 降伏水平耐力と許容塑性変位の関係

### 2-2-2 補強設計の考え方

既設橋脚の耐震補強設計に関する基本的な設計方針のフローチャートを次頁に示す。

- (1) 補強設計は基本的に最新の道路橋示方書を厳守し、静的照査法を基本とする。
- (2) 基礎（フーチング含む）の補強は施工の困難性から、基礎の補強は不要、あるいは最小限とすることができる方法を検討するものとする。
- (3) 橋脚柱は基部において曲げ破壊型となることを基本とする。せん断破壊型や段落とし部の耐力不足の場合は、基部の曲げ破壊型に移行するよう補強する事を原則とする。
- (4) 鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法により補強した橋脚において地震時保有水平耐力法により終局変位を求める場合の塑性ヒンジ長  $L_p$  は、道路橋示方書V編で算出される値に補正係数  $C_{lp}$  を乗じた値とするものとする。
- (5) 橋梁一連では同一の補強方法を基本とし、各橋脚の変位量も可能な限り合わせるものとする。
- (6) 設計水平震度の標準値は基礎補強も含めた橋梁全体系における耐震補強計画を十分考慮して設定することを基本とする。

(1) 既設橋脚の耐震設計については、道路橋示方書V編に規定されている静的照査法（地震時保有水平耐力法）を用いて照査することを基本とする。ただし、地震時の挙動が複雑な橋については、動的照査法を含めた適切な解析方法の選定が必要であり、十分検討するものとする。

また、静的照査法（地震時保有水平耐力法）により下部工断面の変更が必要な橋脚において、現場条件等から変更が極めて困難と判断される場合も動的照査法により再度照査を行い判定するが、最終的に補強が極めて困難と判断される場合は構造系の変更により対応するものとする。



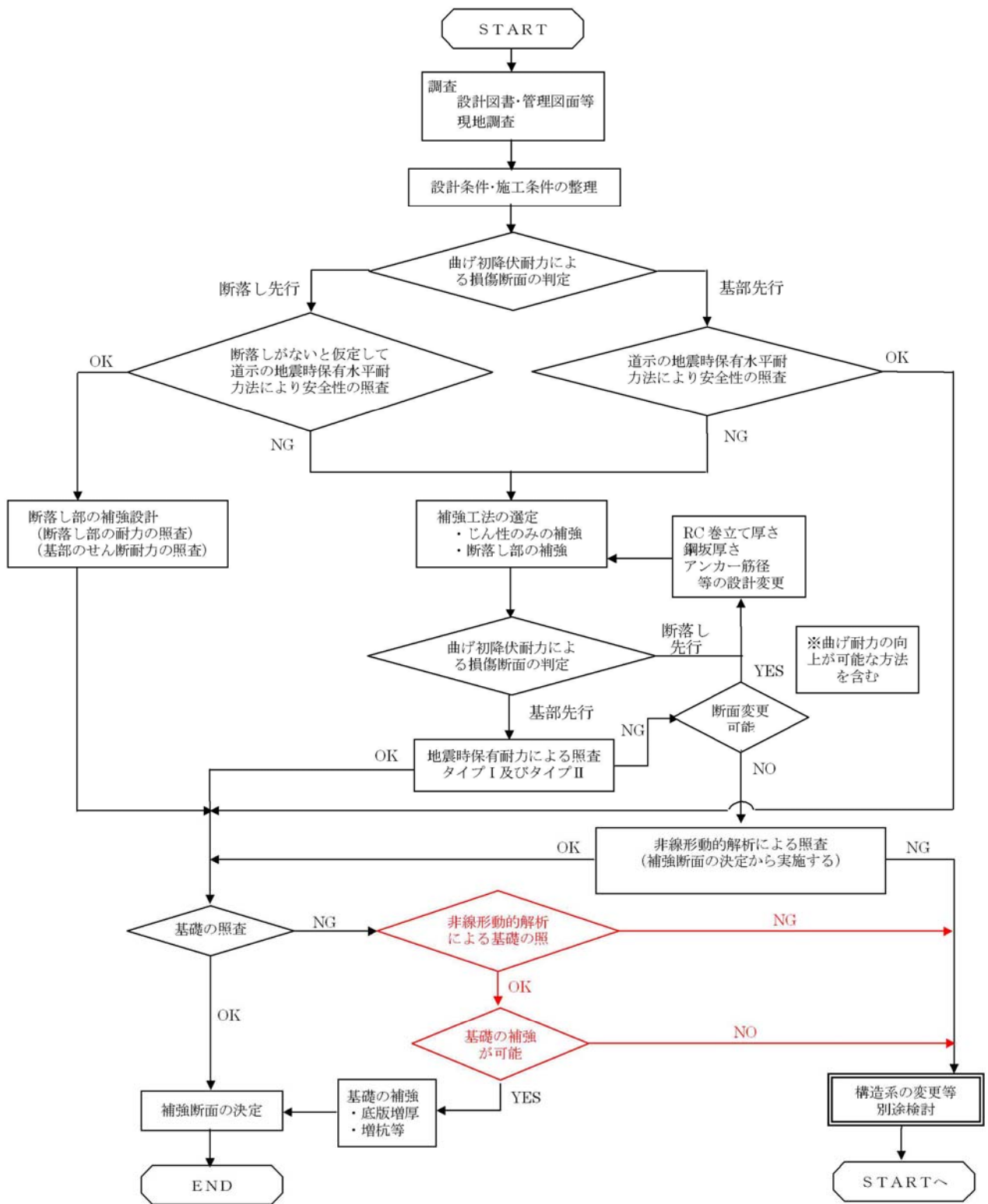
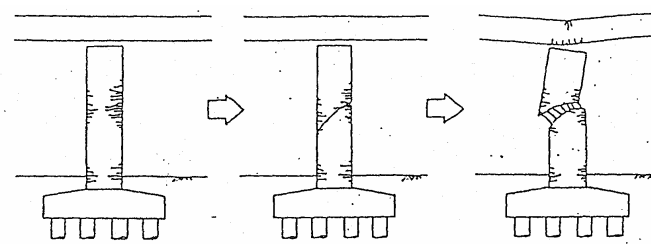


図 8-3 鉄筋コンクリート橋脚の基本的な耐震補強設計の流れ

(2) 基礎の補強は経済性や施工性（環境条件）から困難な場合が多いことから、耐震性向上のための基礎の補強は必要最小限にすることが重要である。必要に応じて解析方法の変更や支承条件の変更などによる全体構造系の変更も含めた検討が必要となる場合があるが、詳しくは次項「2-4 基礎の補強」を参考されたい。

(3) 橋脚のじん性を確保して急激な耐力の低下を生じないように、橋脚全体のせん断耐力が十分確保されていることが必要である。特に柱軸方向鉄筋の段落し部では下図に示すように曲げひびわれからせん断破壊に移行するパターンがあり急激な耐力低下を引き起こすため、段落し部では曲げ耐力も十分確保されていることが必要となる。したがって、照査において柱基部以外での破壊が先行する場合は、その部位を補強して柱基部曲げ破壊型に移行した上で地震時保有水平耐力法などにより照査を行うことを原則とする。



柱身間部で せん断ひびわれの進展  
曲げひびわれの発生

図 8-4 柱軸方向鉄筋の段落とし部の損傷パターン

(4) 鋼板巻立て工法や鉄筋コンクリート巻立て工法により補強した場合の塑性ヒンジ長は、今後さらに調査研究が必要な状況であるが、新設橋脚に比べて短くなることが実験により確認されている。そこで、このような実験結果を基に、補正係数  $C_{LP}=0.8$  として塑性ヒンジ長を算出するものとする。

(5) 橋梁全体系として挙動をできるだけ合わせることを標準とした。なお、1 橋梁において既設橋脚高が著しく異なる場合などは、全体構造系で解析するのがよい。その結果として、各橋脚の構造特性にも十分考慮して複数の橋脚補強工法を組み合わせることが適正となる場合はこの限りではない。

(6) 設計水平震度の標準値は橋梁全体系における耐震補強計画を十分考慮して固有周期を算出するものとするが、基礎補強時期が明確でない場合などは、固有周期によらず一律に慣性力のピーク値を用いることを標準とする。これは、基礎が現行基準を満足していない場合は地震時に基礎が不安定となり固有周期が長周期化し、かつ将来基礎補強が実施された場合は構造物の固有周期が短周期化することが考えられ、各々慣性力を求める際にピーク値より小さい、あるいは大きい固有周期で設計されていると、前者では慣性力がピーク値となる可能性があり、後者では短周期化により慣性力が大きくなり脚柱補強に影響を及ぼすことが考えられるためである。

しかし、各々について十分照査して将来的に安全側の設計が可能と判断できる場合は、固有周期によって設計水平震度の標準値を求めて設計することは問題ない。

### 2-2-3 補強工法の選定

補強方法の選定においては、設計・施工上の制約条件や施工性、経済性を十分考慮して、検討するものとする。

- (1) 橋脚の耐震補強方法としては、鉄筋コンクリート巻立て工法、鋼板巻立て工法、連続繊維シート巻立て工法などが考えられる。一般的には、下記の理由により、鉄筋コンクリート巻立て工法が用いられる例が多い。
  - 1) 一般的に他工法と比較して経済的な傾向にある。
  - 2) 鋼板巻立て工法は塗装などの維持管理を要するが、鉄筋コンクリート巻立て工法はコンクリート構造物のため維持管理は最小限に抑えられる。
  - 3) 鋼板巻立て工法は、一般的に許容塑性率が大きくできるため地震時保有水平耐力法において設計水平震度が小さくでき補強設計上は有利となるが、鉄筋コンクリート巻立て工法においても十分なじん性確保は可能である。
- (2) 河川橋などで阻害率が問題になる場合や高橋脚による施工性が問題になる場合など、経済性と合わせて対象橋脚の特性を考慮して、適時最適な工法を検討する必要がある。

## 2-3 鉄筋コンクリート巻立て工法の設計

### 2-3-1 設計一般

- (1) 巻立て部材は、既設部と一体として機能するものとする。
- (2) 鉄筋コンクリート巻立て範囲は、橋脚柱基部から頂部までとする。
- (3) 鉄筋コンクリート巻立て工法の計画においては、①じん性向上②耐力向上の順に検討するものとする。
- (4) 柱基部の曲げ耐力算出においては、既設部鉄筋および補強部の底版にアンカー定着した軸方向鉄筋のみ考慮するものとする。
- (5) 横拘束鉄筋量の算出においては、既設部および巻立て部の帯鉄筋を有効とし、横拘束鉄筋の有効長(d)は補強した帯鉄筋位置とするものとする。
- (6) 段落し部の初降伏耐力は、柱基部の曲げ初降伏耐力の 1.2 倍以上となるよう鉄筋量を配置するものとする。
- (7) 柱断面寸法の辺長比が 1 : 3 を超える橋脚の補強については、中間貫通帯鉄筋の配置を検討するものとする。

- (1) 既設橋脚のコンクリート表面は一体化を図るためショットブラストなどで十分な表面処理を行うことを基本とし、新旧コンクリートの付着を確保しなければならない。

なお、付着強度は事前に試験施工を行ない確認することとし、この時、打継ぎ目の付着強度はブラスト工法の種類に係わらず  $1\text{N}/\text{mm}^2$  を目安とする。

- (2) 鉄筋コンクリート巻立て工法は、橋脚全体のじん性向上および耐力向上を目的としているので、下図のとおり全体に巻立てることとした。下図のように張出しを有する橋脚の場合においても梁下と巻立てコンクリートの離れは構造上ないことが望ましいが、やむを得ない場合は施工性を考慮して張出し下端 100mm 程度以下までとし、施工上可能な範囲で上まで伸ばすものとする。

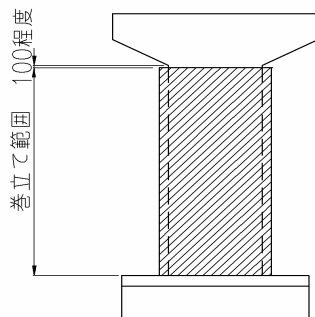


図 8-5 鉄筋コンクリートの巻立て範囲

- (3) 鉄筋コンクリート巻立て工法の計画においては、巻立て部の帯鉄筋配置によるじん性（変形性能）を向上させてねばり強い構造とし、設計水平震度の低減を図る。地震時保有水平耐力が不足した場合は、巻立て部の軸方向鉄筋をフーチングに定着させて耐力向上を図るものとする。
- (4) 橋脚柱基部の曲げ耐力向上に寄与する鉄筋は、既設フーチングに定着された軸方向鉄筋のみである。
- (5) 既設部の帯鉄筋は、現行基準を満足しない構造（形状）においても横拘束鉄筋として考慮して良いこととした。これは鉄筋コンクリート巻立てにより既設部のかぶりコンクリートが剥落しないと考えられるためである。ここで、既設部と巻立て部の帯鉄筋間隔が異なる場合は、どちらかに換算して用いるものとする。

なお、柱の補強を行わない場合は、現行基準を満足しない構造の既設部の帯鉄筋は横拘束鉄筋として考慮してはならない。ただし、この場合においてもせん断補強鉄筋としては取り扱ってよいものとする。

- (6) 軸方向鉄筋の段落し部での損傷の判定は、下式により行うものとする。

$$\frac{M_{Tyo}/h_t}{M_{Byo}/h_B} \begin{cases} \geq 1.2 & : \text{基部損傷} \\ < 1.2 & : \text{段落し部損傷} \end{cases}$$

ここで、 $M_{Tyo}$ ：橋脚柱の段落し断面における初降伏曲げモーメント

$h_t$ ：橋脚柱の段落し断面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ

ただし段落し断面とは、道路橋示方書IV編に規定される定着長を考慮した設計上の位置とする。

$M_{Byo}$ ：橋脚柱の基部断面における初降伏曲げモーメント

$h_B$ ：橋脚柱の基部断面から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ

補強設計により柱基部が損傷先行となるよう、橋脚躯体の基部が初降伏モーメントの 1.2 倍に達しても、段落し部が初降伏に達しないことを上式で確認するものとする。

(7) 橋脚柱断面の辺長比が大きくなると、通常の巻立て補強を行っても長辺部の帯鉄筋がはらみ出し、十分なコンクリートの拘束効果が得られない。そこで、辺長比が 1:3 を越える場合には、橋脚柱を削孔して中間貫通帯鉄筋の配置を検討する。なお、中間貫通帯鉄筋は端部にフックを要するため、施工上困難な場合が多いため、PC鋼棒と定着プレートを用いて横拘束を図る工法を基本とする（以下、「中間貫通鋼材」という）。

### 2-3-2 使用材料

- (1) コンクリートの設計基準強度は、既設部材の強度以上とする。
- (2) 鉄筋は、SD345 とする。

- (1) 鉄筋コンクリート巻立て工法に使用するコンクリートにおいては、下記事項に留意するものとする。
- 1) 巻立て厚が薄く鉄筋配置も密となるため、流動性を高めて施工性を改善する目的から高性能減水剤などの使用を検討するものとする。この場合、施工時には事前にベースコンクリートの材料や配合、流動化の方法、品質管理の方法について十分な検討を行い、所要の品質が得られるか確認する必要がある。
  - 2) 巻立て厚が薄いため初期養生には十分留意する。

### 2-3-3 構造細目

- (1) 巻立てコンクリート厚は 250mm を標準とする。
- (2) 補強部の配筋は、下表を標準とするものとする。

表 8-3 鉄筋径および配置

	最小径	最大径	間 隔
軸方向鉄筋	D16	D32	150～300mm
帯 鉄 筋	D16	D22	100～150mm

- (3) 軸方向鉄筋は、断面変化を行わないものとする。
- (4) 帯鉄筋は、柱基部から天端まで同径・同間隔で配置することを基本とする。
- (5) 軸方向鉄筋の鉄筋位置は、設計上 150mm を標準とする。
- (6) 中間貫通鋼材を配置する場合は、橋脚柱基部から補強後柱断面の短辺長区間に配置することを標準とする。ただし、既設橋脚がせん断破壊先行型または曲げ破壊からせん断破壊移行型の場合は、中間貫通鋼材を全長にわたって配置するものとする。
- (7) 組立て用アンカー筋は軸方向鉄筋を固定することを目的とし、1 本/m<sup>2</sup>程度配置する。

(1) 巻立てコンクリート厚は施工性および実績を考慮して 250mm を最小として、50mm ピッチで増加させることが一般的である。ただし、柱幅に制約がある場合は、かぶりなどの条件を満足すれば 10mm ピッチで増加させてもよい。なお、補強部の部材厚が 500mm を超える場合は、他工法を含めて再検討するものとする。

(2) 1) 軸方向鉄筋は D16～D32 を標準とし、軸方向鉄筋径は施工が煩雑にならないように橋軸・直角方向ともに同一径とする。また、軸方向鉄筋の間隔は、フーチングにアンカー定着する場合は 250mm 以上を標準とする。このとき、必ずしも橋軸・橋軸直角の両方向の軸方向鉄筋をフーチングに定着する必要はないものとする。

なお、軸方向鉄筋径においてやむを得ず太径鉄筋を使用する場合は、他工法（併用工法も含む）や基礎への影響（柱の耐力増加に伴う影響、削孔長と底版厚の関係など）を十分検討しなければならない。本工法はじん性向上を主目的としたものであり、耐力向上による基礎への影響から 1 重配筋を原則とする。

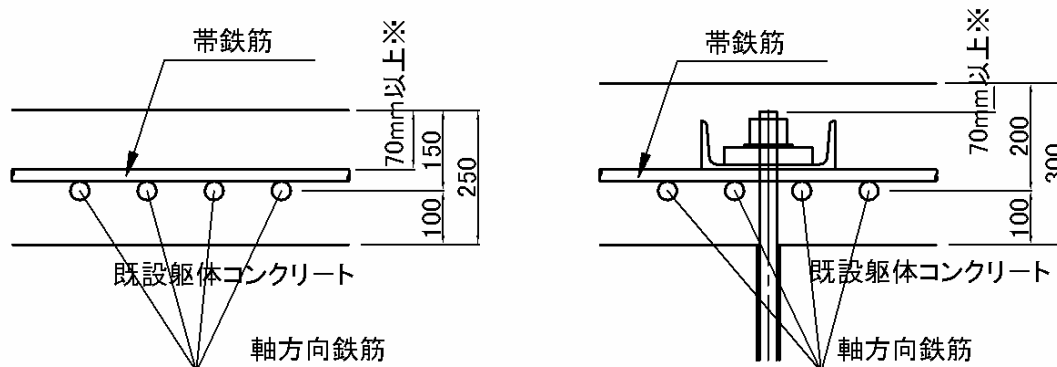
2) 帯鉄筋は D16～D22 を標準とするが、軸方向鉄筋に太径鉄筋を用いる場合は別途検討するものとする。また、帯鉄筋の配置間隔は 150mm を標準とするが、柱のじん性を向上させることが設計水平震度を抑え、基礎への影響を最小限にすると考えられるため、施工上問題ない範囲で帯鉄筋の配置間隔は 100mm まで可能とした。巻立て工法では一般的に横拘束鉄筋を配置せず帯鉄筋のみ配置するため、最小間隔 100mm でも施工上の問題はないと考えた。

(3) 軸方向鉄筋は、橋脚全体で均一な補強効果を確保するため、柱基部から天端まで同径・同間隔を基本とする。ただし、高橋脚で設計図書から配筋状況が確実に確認できるものについては、道路橋示方書に準拠して別途検討すればこの限りではない。

(4) 帯鉄筋も(3)同様の理由により、断面変化は行わないことを基本とした。ただし、高橋脚等で同一断面とすることが合理性に欠ける場合で、かつ既存の設計図書から配筋状況が確実に確認できる場合は、道路橋示方書に準拠して別途検討すればこの限りではない。

(5) 軸方向鉄筋の位置は、削孔時の施工誤差や設計の煩雑性に配慮するとともに、軸方向鉄筋と既設橋脚の離れ 100mm として、150mm を標準とした。ただし、道路橋示方書 IV 編に規制するかぶりを満足することが基本であるので、太径鉄筋を使用する場合は留意するものとする。なお、凍結抑制剤の影響については、第 2 編を参照してかぶりを設定されたい。

また、中間貫通鋼材を用いる場合は、定着方法を考慮して決定するのが望ましい。PC 鋼棒と形鋼を用いた場合は、軸方向鉄筋と既設橋脚の離れは同様とし、巻立てコンクリート厚を下図の通り 300mm を標準とする。



(a) 中間貫通鉄筋が不要となる場合 (b) 中間貫通鋼材（PC 鋼棒と形鋼）を用いる場合

※被りは凍結抑制剤の影響を考慮して設定する

図 8-6 標準的な巻立て厚および鉄筋かぶりの考え方

- (6) 中間貫通鋼材は、実験により柱下端の塑性ヒンジが生じる可能性がある部分の拘束効果を高めることでじん性が向上することが確認されていることから、削孔による既設断面の損傷を最小限に抑えるように中間貫通鋼材は橋脚柱基部から補強後柱断面の短辺長区間に配置することを標準とした。
- 1) PC 鋼棒は B 種 1 号 (SBPR930/1080) を標準とする。
  - 2) 使用径は  $\phi 17 \sim \phi 32$  (呼び径) を標準とし、構造的性を考慮して適切に選定する。
  - 3) 配置間隔は、水平方向には補強後の橋軸方向断面幅以内、鉛直方向には 300mm 以内とする。

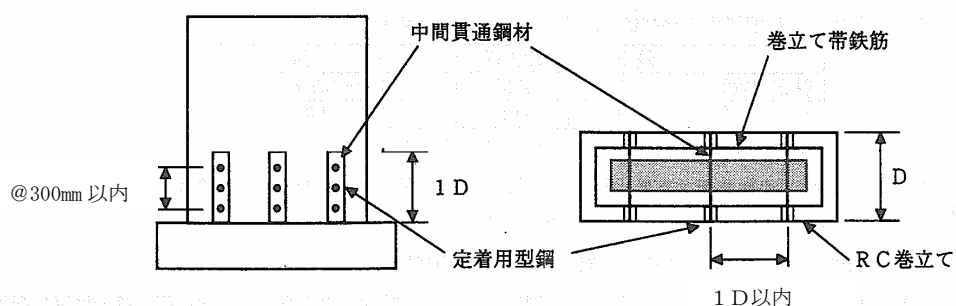


図 8-7 中間貫通鋼材の配置例

- 4) 中間貫通鋼材の配置においては、削孔時に既設橋脚の鉄筋に損傷を与えないよう事前に RC レーダーやはつり調査を行うなど十分留意しなければならない。
- 上記に対しては、施工性や構造的性、経済性などに配慮して適切な方法を選定するものとする。
- (7) 組立て用アンカーは施工中に落脱しないように十分な付着を確保する構造とする。また、削孔時に既設橋脚の鉄筋に損傷を与えないように留意しなければならない。

なお、軸方向鉄筋と既設壁の離れを 100mm とした場合の参考図を下記に示す。この時、組立て用アンカー鉄筋の数量は、数量計算書に配置図を示して計上するものとする。

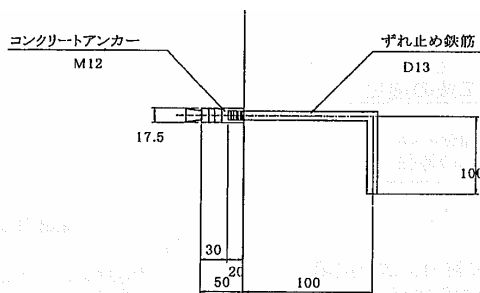


図 8-8 組立て用アンカー鉄筋の例

2-3-4 鉄筋の継手および定着

<p>(1) 軸方向鉄筋の継手は、重ね継手を用いないものとする。</p> <p>(2) 柱基部における軸方向鉄筋のフーチングへの定着は、以下の通りとする。</p> <p>1) 定着長は、20D (Dは軸方向鉄筋の呼び径) とする。</p> <p>2) 削孔部にはエポキシ樹脂を充填する。</p> <p>3) 削孔径はD+10mm (Dは軸方向鉄筋の呼び径) 程度とし、削孔長は定着長に10mmの余堀りをとる。</p> <p>(3) 帯鉄筋の継手はフレア溶接の使用を基本とし、溶接長は帯鉄筋径の10倍とする。</p> <p>(4) 中間貫通帯鉄筋の定着は、以下の通りとする。</p> <p>1) 形鋼(溝形鋼)を使用し、ナット定着(ストレスは入れない)を標準とする。</p> <p>2) 溝形鋼のサイズは、[-200を標準とし、中間貫通帯鉄筋にφ32を用いた場合[-250とする。</p> <p>3) 削孔径はφ+10mm (φはPC鋼棒の呼び径)程度とする。</p>
---

(1) 軸方向鉄筋の継手は、かぶりコンクリートが剥落しても応力伝達を損なわないよう、重ね継手は用いないものとする。継手方法は機械継手あるいはガス圧接とし、現場状況より決定するものとする。

また新設橋同様、塑性ヒンジ長の4倍の区間内にある断面領域では、原則として軸方向鉄筋に継手を設けてはならない。

なお、鉄筋の定尺長は最大12.0mとするが、現場環境に留意した施工性に応じて適切に決定するものとする。

(2) 柱基部における軸方向鉄筋のフーチングへの定着を示した。削孔時はフーチングの既設鉄筋に損傷を与えないように事前にRCレーダーやはつり調査を行うなど留意しなければならない。

なお、アンカー鉄筋の定着については、対象構造物における引張試験で所定の品質を満足するものであれば、充填材は上記に限定されない。

削孔径は施工性に配慮して軸方向鉄筋径に10mm程度の余裕を確保したものとする。なお、削孔内は清掃しても十分な殻除去は困難であるため、10mmの余堀りをとるものとした。

表 8-4 鉄筋径・削孔径の標準値

鉄筋径 D(mm)		D16	D19	D22	D25	D29	D32	D35
削孔径	図示径(mm)	26	29	32	35	39	42	45
削孔長	図示長(mm)	330	390	450	510	590	650	710



(3) 帯鉄筋はフックを付けて内部コンクリートに定着することが原則であるが、コンクリート巻立てにおいてはフック長の確保が難しいため、フレア溶接を基本とした。フレア溶接の構造細目は以下の通りとする。

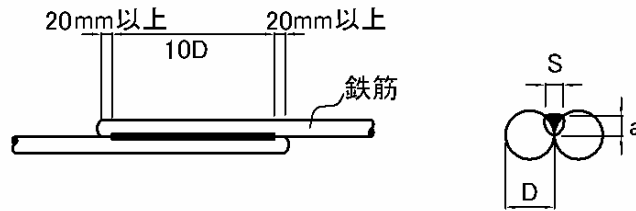


図 8-9 フレア溶接構造図

鉄筋径(呼び径) D (mm)	溶接ビート幅 S (mm)	のど厚 a (mm)
16	8.0	3.2
19	9.5	4.4
22	11.0	5.6

溶接ビートの幅 :  $S=0.5D$

のど厚 :  $a=0.39D-3$

( $10\text{mm} < D \leq 22\text{mm}$  の場合)

鉄筋径(呼び径) : D

ただし、帯鉄筋径 D25mm 以上では、継手長を別途算出する必要がある。

(4) 中間貫通鋼材の定着部細目は下図の通りとする。なお形鋼形状は、帯鉄筋に太径やピッチがやむを得ず密になる場合などは適切に評価し、選定するものとする。

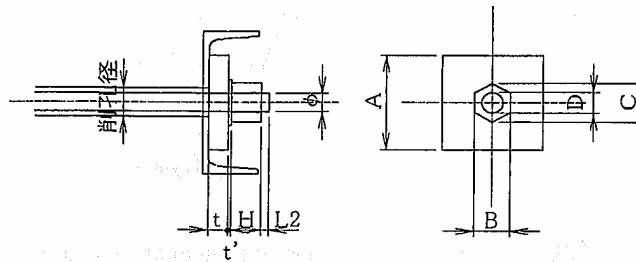


図 8-10 定着部の詳細図

表 8-5 PC 鋼棒と付属物の諸元

φ 呼び径 (mm)	公称 断面積 (mm <sup>2</sup> )	単位質量 (kg/m)	ねじの 呼び径	ピッチ (mm)	ナット (mm)		
					B	C	H
17	227.0	1.78	M18	1.5	34	39.2	27
23	415.5	3.26	M24	2.0	46	53.1	36
26	530.9	4.17	M27	2.0	50	57.7	40
32	804.2	6.31	M33	2.0	58	67.0	49

φ 呼び径 (mm)	t' ワッシャー厚 (mm)	支圧板 (mm)			余長 L2 (mm)	削孔径	
		1 辺長 A	厚み t	孔径 D		呼び径 (in)	図示径 (mm)
17	2.9	90	18	20	7	1 1/4	32
23	4.0	120	25	27	10	1 1/2	38
26	4.0	135	28	30	10	1 1/2	38
32	4.5	165	32	36	12	2	50

## 2-4 基礎の補強

- (1) 耐震補強においては、基礎への影響を最小限となるよう計画・設計することを基本とする。
- (2) 基礎については、補強後の状態でレベル1地震動およびレベル2地震動において耐震性能の照査を行うものとする。
- (3) 補強を検討する際は、下記事項に留意するものとする。
  - 1) 既存基礎の信頼性評価について
  - 2) 補強レベル（グレード）の目標値設定について
  - 3) 施工性や経済性から最適な工法の選定について

(1) 基礎の補強は、下記を念頭に入れ、橋梁全体の耐震補強方法や解析方法を尽くして、基礎への影響を最小限となる耐震補強を計画することを基本とする。

- 1) 兵庫県南部地震では、杭体に亀裂が生じた事例はあったが、基礎本体の破断や大きな残留変位などといった地震時の安定性に影響を及ぼすような重大な被害は生じていないこと。
- 2) これまでの地震による基礎の被害状況においても、既設橋脚の基礎の中には必ずしも耐震補強が必要と判断されるものは多くないこと。
- 3) 基礎の補強は施工上の制約から多大なコストを要すこと。

また、基礎の補強の可否の判定においては、基礎の照査結果や現地の環境条件（交差物件や立地条件など）、地盤条件などの諸条件を十分勘案した上で判断する必要がある。補強の可否判定の目安となり得る項目を下記を示す。ただし、基礎補強の可否は、対象橋梁のおかれた条件に大いに左右されるものであり、現地条件を十分に考慮のうえ判断する必要がある。

- 1) 基礎の照査により、レベル1地震動において耐力不足が確認された橋梁
- 2) 橋梁全体のバランスのとれた補強対策を尽くした上で、現地条件により倒壊や落橋といった甚大な被害が懸念される橋梁
  - イ) 液状化に伴う流動化が生じる箇所に位置する橋梁
  - ロ) 液状化が生じる箇所に位置する橋梁（液状化時の基礎耐力が著しく小さい橋梁）
  - ハ) 洗掘が著しい橋梁
  - ニ) 基礎の耐力および変形性能が著しく小さい橋梁 など

耐震補強の現状は、耐震上急務とされる橋脚の耐震補強や落橋防止システムを先行整備している。これは上記のように基礎の損傷が落橋に直結することは少ないことや、基礎の補強が多大なコストを要する現状を反映している。

(2) 橋脚柱の耐震補強を実施する場合は、補強後の状態における基礎の照査を行うものとする。照査は、レベル1およびレベル2地震動に対して安定性や耐震性能を評価し、基礎補強の可否を判定する。

なお、橋脚柱の耐震補強において、じん性向上を主眼とした軸方向鉄筋をフーチングに定着させない工法を採用した場合など、躯体耐力が大幅に増加しない場合は基礎の照査を省略できるものとする。

ただし、この場合でも、地震時に液状化や流動化を起こす軟弱地盤上の基礎など、現地状況を考慮して大きな被害が懸念される橋梁については、照査を実施するものとする。

(3) 基礎の補強設計を行う場合は下記の問題点を考慮して補強計画を検討するものとする。

- 1) 既存基礎の設計図書を確認するのはもちろんであるが、必要に応じて地質調査など地盤情報を確認する必要がある場合は十分な調査を行うものとする。
- 2) 基礎の諸元や配筋、場合により基礎形状自体が不明な場合も考えられるが、そのような場合は十分調査及び推定（復元設計など）を実施した上で補強設計を行うものとする。  
また、橋梁付近の地形形状などは設計図書と大きく異なる場合や施工において周辺地域に影響を及ぼす恐れがある場合などは、十分な測量調査、施工計画検討を実施するものとする。
- 3) 補強レベルは、対象橋梁のおかれた現地条件等を十分に勘察して、経済性や施工性を考慮して現実的なものを選定するものとする。
- 4) 基礎の補強工法としては増杭や地盤改良が挙げられるが、けた下制限や既設杭の影響（斜杭など）から施工が困難で、多大な工事費が生じる可能性が高い。したがって、施工が可能な工法で、かつ経済的で安価な工法を選定するものとする。
- 5) 基礎の補強工法選定においては、経済性や施工性の向上にむけて新技術・新工法を積極的に採用して選定するのが望ましく、その動向には十分留意されたい。

## 2-5 既設橋の落橋防止システムの設計

### 2-5-1 基本方針

- (1) 既設橋における落橋防止システムは、図 8-11 に示すフローチャートによる選定を基本とする。
- (2) 既設橋梁の落橋防止システムは、予期できない構造系の破壊など不測の事態に対するフェイルセーフ機構として設置するものとする。
- (3) 既設橋における計画では、取付部の構造や既設構造物の耐荷力、維持管理を考慮するものとする。
- (4) アンカー筋は既設コンクリートに確実に定着するものとする。
- (5) 本項に記されていないものについては、本マニュアル第 2 編第 3 章に準じるものとする。

- (1) 落橋防止システムの計画においては、システムを構成する各構造機能を十分把握して機能の重複を避け、遊間量を考慮して適切に配置するものとする。ここでは、既設橋梁における落橋防止システムの構造選定をフローチャートにとりまとめ、選定基準を設定するものである。

なお、落橋防止システムが必要とする機能は以下の通りである。

- 1) けたかかり長
- 2) 落橋防止構造
- 3) 変位制限構造
- 4) 段差防止構造

図 8-11 に示すフローチャートは、けたかかり長の照査から既設構造の評価・判定を行い、落橋防止構造や変位制限装置、ジョイントプロテクターの必要性を選定するものである。

なお、既設橋梁の沓座縁端距離やけたかかり長が不足する場合は、道路橋示方書を満足するように拡幅する必要がある。

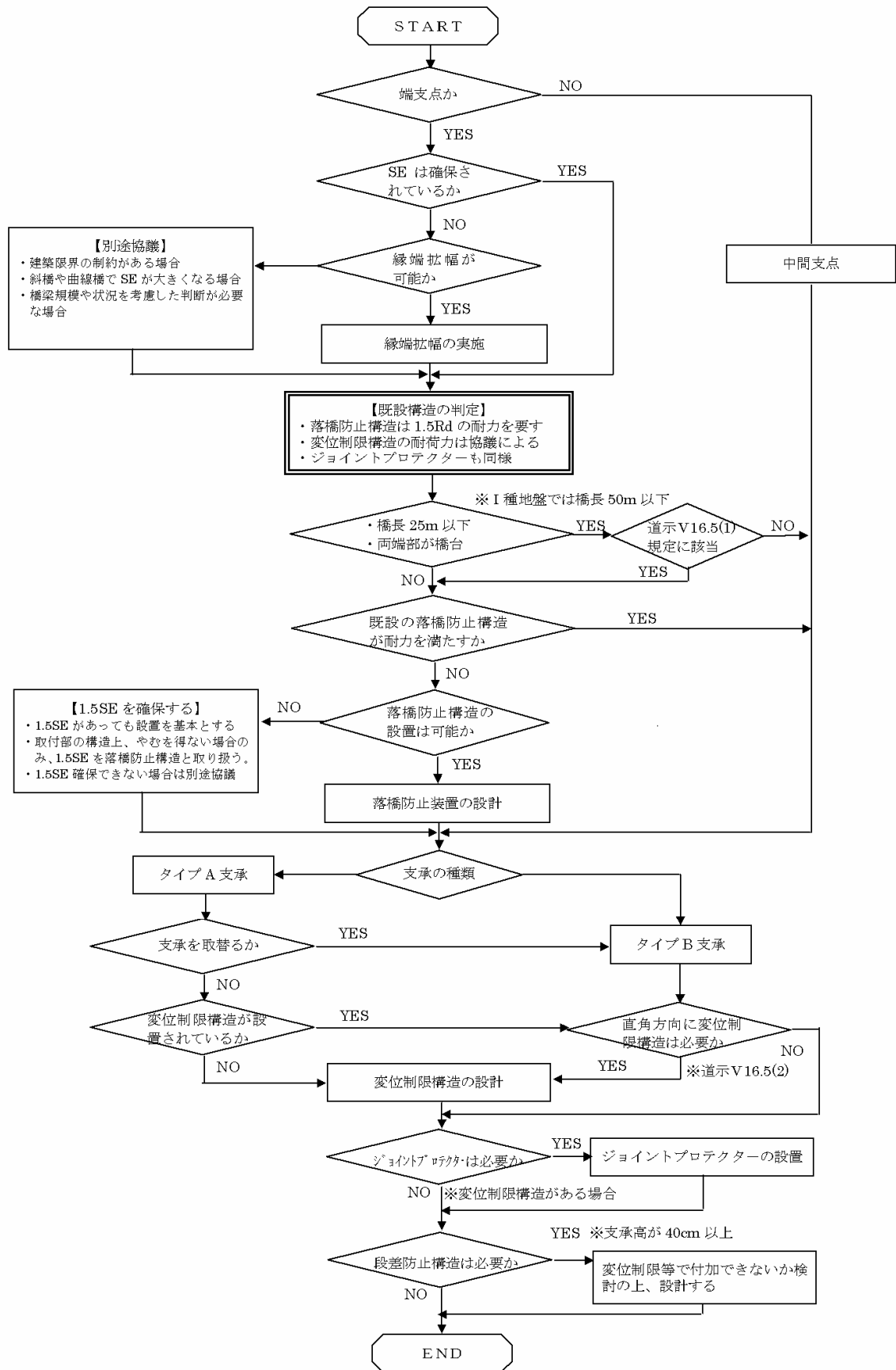


図 8-11 落橋防止システム選定のながれ

(2) 落橋防止システムは予期できない構造系の破壊が生じて上部構造の落下を防止できるようにすることが目的である。したがって、既設橋梁の落橋防止システムを計画する場合は、既設橋梁の構造を踏まえてフェイルセーフの思想に極力近づけるべく不足構造の補充などで対応する必要がある。

ただし、既設橋梁の橋座幅が1.5SEを有していた場合においても、落橋防止構造を設置することを原則とする。

また、地震時の上部構造の慣性力を支承部で確実に下部構造に伝達できるように支承構造の組み合わせを考慮して決定するものとする。

1) 支承タイプB+落橋防止構造

2) 支承タイプA+落橋防止構造+変位制限構造

なお、変位制限構造は橋梁形状により直角方向にも設ける必要があるので、留意するものとする。

参考として、支承および落橋防止システムに関する規定の推移を次頁に示す表にとりまとめるので参考されたい。

(3) 1) 取付部構造について

イ) 現橋梁の橋座まわりの状況を考慮し、設置スペースなどに十分考慮して計画するものとする。

ロ) 落橋防止構造や変位制限構造は、取付部の耐力を照査した上で問題がないと判断した上で取り付けるものとする。

ハ) 取付部の構造上（設置が困難）や耐力（補強が困難）に問題があり、落橋防止構造の設置が困難な場合は、やむを得ず1.5SEを落橋防止構造と取り扱ってよいものとする。

ここで設置が困難な状況とは、設置スペースの確保ができない場合などで、補強が困難な状況とは取付部耐力が不足して補強が大規模で経済性・構造的・施工性から問題が生じる場合とする。

2) 既設構造物の耐力判定について

イ) 既設の移動制限構造などの部材は、構造的と耐力上から落橋防止システムとして取り扱えるかを判定するものとする。ここで耐力の判定においては、新設同様の耐力を持つことを基本とする。

ロ) 支承のサイドブロックは、ジョイントプロテクターとして取り扱うものとする。

ハ) 鋼桁の連結板など、衝撃を緩和する構造となっていない場合は落橋防止構造と取り扱ってはならないものとする。

3) 維持管理について

イ) 落橋防止システムの計画にあたっては、維持管理（橋梁点検を含む維持管理業務）に支障がないよう留意するものとする。

ロ) 支承の取替え計画がある場合などは、撤去が容易な鋼製ブラケットなどの採用を検討するものとする。補修・補強計画を十分確認した上で、経済性のみではなく維持管理の容易性などに留意した計画を行うものとする。なお、鋼製ブラケットを採用する場合は、取付けボルトの位置や長さに留意した計画が必要である。

表 8-6 支承と落橋防止システムに関する規定の推移

	昭和 55 年 道路橋示方書	平成 2 年 (H6) 道路橋示方書	平成 7 年 復旧仕様	平成 8 年・平成 14 年 道路橋示方書												
支承	<ul style="list-style-type: none"> <li>タイプ A の支承：震度法設計</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>タイプ A の支承：震度法設計</li> <li>免震支承を使用した場合：保有耐力法タイプ I 照査</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>ゴム支承 (タイプ B)、免震支承を推奨</li> <li>震度法と保有耐力法タイプ I、II で設計</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>タイプ A の支承：震度法、保有耐力法 (タイプ I、II) の地震力に対して落橋防止システムと補完して設計</li> <li>タイプ B の支承：震度法、保有耐力法 (タイプ I、II) の地震力に対して支承単独で抵抗する設計</li> </ul>												
落橋防止システム	<p>桁かかり長</p> <p>1) <math>L \leq 100</math> SE=70+0.5L</p> <p>2) <math>L &gt; 100</math> SE=80+0.4L</p> <p>落橋防止装置 (震度法)</p>	<p>桁かかり長</p> <p>1) <math>L \leq 100</math> SE=70+0.5L</p> <p>2) <math>L &gt; 100</math> SE=80+0.4L</p> <p>落橋防止装置 (震度法)</p>	<p>桁かかり長</p> <p><math>L \leq 100</math> SE=70+0.5L</p> <p><math>L &gt; 100</math> SE=80+0.4L</p> <p>※桁端から下部工頂部縁端までの桁の長さ等、両側支間の長い方を L とする</p> <p>1) 落橋防止装置</p> <p>※衝撃が生じにくい構造、直角方向への自由度及び損傷させない。</p> <p>2) 複数設置</p>	<p>桁かかり長</p> <p>1) SE=UR+ua (ua=100εaL)</p> <p>※動的解析の場合は最大相対変位により UR を算出</p> <p>2) けたかかり長の最小値 SE=70+0.5L</p> <p>3) 斜橋及び曲線橋の場合は以下の値を各々下回らない SEM=50Lo (sinθ-sin(θ-αE)) SEφ=(0.5φ+70) (sinθ/cos(φ/2))+30</p> <p>落橋防止構造 (上部工の落橋を防止)</p> <table border="1"> <tr> <td>支</td> <td>タイプ A</td> <td>必要 但し橋長 50m 以下 (I 種地盤)、橋長 25m 以下 (II 種地盤) は設置不要</td> </tr> <tr> <td>承</td> <td>タイプ B</td> <td></td> </tr> <tr> <td>支</td> <td>タイプ A</td> <td>必要</td> </tr> <tr> <td>承</td> <td>タイプ B</td> <td>不要</td> </tr> </table> <p>変位制限構造 (上下部の相対変位を抑制する。)</p> <p>ジョイントプロテクター：変位制限構造と兼用可 (タイプ A の支承)</p>	支	タイプ A	必要 但し橋長 50m 以下 (I 種地盤)、橋長 25m 以下 (II 種地盤) は設置不要	承	タイプ B		支	タイプ A	必要	承	タイプ B	不要
支	タイプ A	必要 但し橋長 50m 以下 (I 種地盤)、橋長 25m 以下 (II 種地盤) は設置不要														
承	タイプ B															
支	タイプ A	必要														
承	タイプ B	不要														
橋軸方向	可動支承	可動支承	移動制限設置	移動制限設置												
	<p>1) 落橋防止装置</p> <p>設計水平力 <math>H=2*Kh*Rd</math></p> <p>許容値割増し</p> <p>2) 可動支承の移動制限装置</p> <p><math>Hs=1.5*Kh*Rd</math></p> <p>許容値割増し</p>	<p>1) 落橋防止装置</p> <p>設計水平力 <math>H=2*Kh*Rd</math></p> <p>許容値割増し</p> <p>2) 可動支承の移動制限装置</p> <p><math>Hs=1.5*Kh*Rd</math></p> <p>許容値割増し</p>	<p>1) 落橋防止装置</p> <p>設計水平力 <math>H=Rd</math></p> <p>許容値割増しなし</p> <p>2) 可動支承の移動制限装置</p> <p><math>Hs=1.5*Kh*Rd</math></p> <p>許容値割増し</p>	<p>1) 落橋防止構造</p> <p><math>H=1.5*Rd</math> (許容値割増し)</p> <p>落橋防止設計最大移動量；SF=0.75SE</p> <p>2) 変位制限構造</p> <p><math>H=3*Kh*Rd</math> (許容値割増し)</p> <p>設計移動量；温度変化等常時の移動量</p> <p>3) ジョイントプロテクター</p> <p><math>H=kh*Rd</math> (許容値割増し)</p> <p>4) 段差防止構造</p> <p>支承破損時に上部構造を支持出来る構造</p> <p>落橋防止構造や変位制限構造による兼用可</p>												
直角方向	規定なし	規定なし	<p>落橋防止装置の設置等の検討が望ましい (復旧仕様の参考資料)。</p> <p>斜橋 (斜角 60 度以下)、曲線橋 (R ≤ 100m)、ゲルバー桁掛違い部、横梁の無い単柱橋脚の橋</p>	<p>1) 変位制限構造</p> <p>タイプ A の支承：必要</p> <p>タイプ B の支承：斜橋・曲線橋・下部構造の頂部幅の狭い橋・1 支承線上の支承数の少ない橋・地盤流動化により橋脚が直角方向に移動する可能性がある橋の場合必要</p>												
	規定なし	規定なし	<p>設計水平力 <math>H=Rd</math></p> <p>許容値割増しなし</p>	<p>1) 変位制限構造</p> <p><math>H=3*Kh*Rd</math> (許容値割増し)</p> <p>設計移動量；温度変化等常時の移動量</p>												

(4) アンカー筋の既設コンクリートへの定着は、以下の通りとする。

- 1) 定着長は、 $15D$  ( $D$  はアンカー筋の呼び径) 以上とする。
- 2) 削孔部にはエポキシ樹脂を充填する。
- 3) 削孔径は  $D+10\text{mm}$  ( $D$  は軸方向鉄筋の呼び径) 程度とし、削孔長は定着長に  $10\text{mm}$  の余堀りをとる。

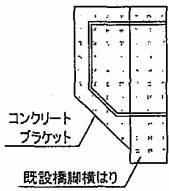
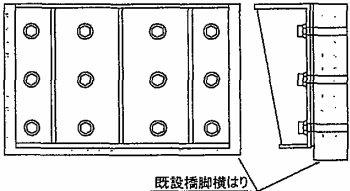
なお、アンカー筋を定着する際は既設コンクリートの健全性を確認するのがよい。また、縁端拡幅が施された箇所に落橋防止システムを設ける場合は、既設の縁端拡幅の耐力を確認する必要がある。

(5) 既設橋梁の落橋防止システムにおいても新設橋梁同様に道路橋示方書を厳守することが基本であり、落橋防止システムの計画・設計にあたっては、本マニュアル「第2編 橋梁一般」の『第3章 落橋防止システム』を準用されたい。なお、既設橋梁の落橋防止システムの構造例を下記に示す。

1) けたかかり長

けたかかり長の確保は、下部構造の沓座縁端を拡幅する構造が一般的で、鉄筋コンクリート構造と鋼製ブラケット構造がある。鉄筋コンクリート構造が経済性に優位となるため一般的で、鋼製ブラケット構造は施工性から選定されることが多い。

表 8-7 縁端拡幅の構造例

鉄筋コンクリート構造	鋼製ブラケット構造
	

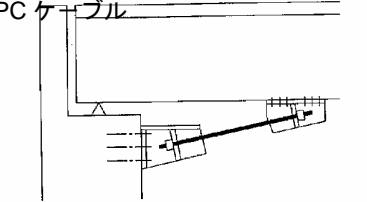
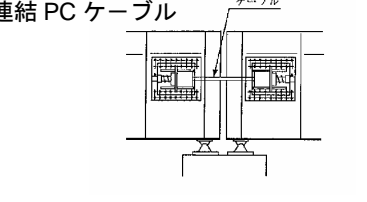
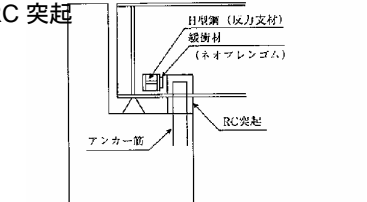
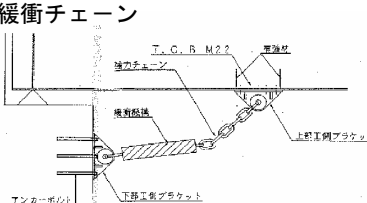
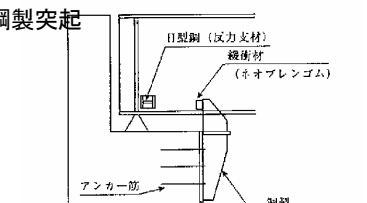
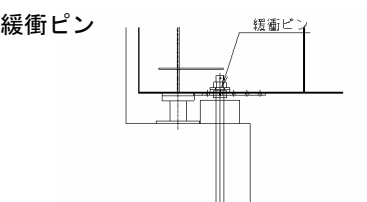
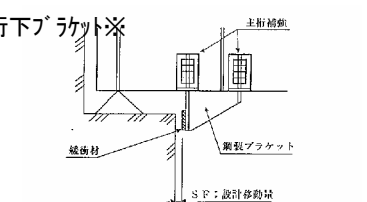
2) 落橋防止構造

落橋防止構造はけたかかり長と補完しあうものとして互いに独立して落橋を回避するものであり、構造として以下のタイプがある。

- ① 上部構造と下部構造を連結する構造
- ② 2連の上部構造を相互に連結する構造
- ③ 上部構造と下部構造に突起を設ける構造

なお、落橋防止構造の選定においては、支承機能（移動や回転など）を損なわないことや直角方向への移動にも追従することも考慮する必要がある。

表 8-8 落橋防止構造の構造例

上部構造と下部構造を連結する構造	2連の上部構造を相互に連結する構造	突起を設ける構造
<p>PC ケーブル</p> 	<p>連結 PC ケーブル</p> 	<p>RC 突起</p> 
<p>緩衝チェーン</p> 		<p>鋼製突起</p> 
<p>緩衝ピン</p> 		<p>桁下ブラケット※</p> 

※ 桁下ブラケット構造は、両端が剛性の高い橋台に支持された橋梁の場合とする。

### 3) 変位制限構造

変位制限構造は、タイプAの支承と補完し合ってレベル2地震動に対する慣性力に抵抗するもので、構造として以下のタイプがある。

- ①上部構造と下部構造を連結する構造（アンカーバーなど）
- ②上部構造および下部構造に突起を設ける構造

なお、変位制限構造はジョイントプロテクターの機能を兼ねることができ、支承機能（移動や回転など）を損なわないことや落橋防止構造の機能を阻害しない構造とする必要がある。

### 4) 段差防止構造

支承が破損した場合においても橋面に大きな段差が発生しないよう適切な高さに支持できる構造で、一般的な構造は以下のタイプがある。

- ①予備のゴム支承
- ②コンクリート構造による台座



## 第3章 耐荷力補強設計

### 3-1 基本方針

- (1) 補強にあたっては、現行の道路橋示方書に準拠することを基本とする。
- (2) 補強にあたっては、設計図書により形状寸法や設計条件、配筋状況などを十分把握するのは勿論、既往の点検結果や損傷形態・程度を十分に把握して実施するものとする。
- (3) 床版および主桁の補強設計においては、図 8-12 に示すフローチャート手順を基本とする。
- (4) 補強工法の選定においては、適切な工法を選定するものとする。

(1) 補強設計にあたっては、現行の道路橋示方書に準拠することを基本とした。ただし道路橋示方書を準拠したことにより、大規模な補強が必要となる場合・耐久性の低下を招く恐れがある場合・下部工に著しく影響する場合などは、十分な検討を行った上で、適切な工法を選定するものとする。また維持管理計画にも十分留意し、新橋架替え計画などがあり明らかに暫定措置となる場合は補強レベルなど費用対効果を考慮して適切に設定するものとする。

(2) 補強設計においては、下記事項を確認するものとする。

- 1) 設計図書の有無を確認し、設計基準や指針、図面により構造物の規模や形状を把握する必要がある。設計図書がない場合は、現地調査による形状や鋼材配置などの確認や復元設計による推定を行うものとする。
- 2) 橋梁台帳により補修・補強履歴を把握する。
- 3) 橋梁点検（定期点検や通常点検など）報告書により、損傷の有無や程度を把握する。
- 4) 現地踏査により上記の既存資料における各事項を確認するものとする。明らかに資料と異なる場合は、計測を含む詳細な調査の実施し、現状を正しく把握するものとする。  
また、現地踏査においては、構造条件や損傷状況の確認のほか、立地条件や交通条件、施工条件などを確認するものとする。
- 5) 補強工法や調査、点検方法などは技術開発が目覚ましく、その動向には十分留意して現状を把握するとともに、新技術や新工法の特徴や課題を理解した上で積極的な採用を心がけるものとする。

(3) 床版および主桁の補強設計手順フローチャートを参考として図 8-12 に示す。

なお、主桁の照査Ⅰ・照査Ⅱにおいては「既設橋梁の耐荷力照査実施要領（案）」に概略照査方法が例として示されている。また、実応力の照査方法については参考資料として「応力頻度測定要領（案）」がある。これらを参考にして橋梁の損傷状況や交通状況の総合的な観点から補強の要否を判定することが必要である。その他の部位についても現状ですでにかなりの損傷が見られる橋梁は、補修・補強が必要である。特に輪荷重が直接載荷する床版は、活荷重により損傷進行が早まると予想されるので留意を要す。また、特定部位（ゲルバーヒンジや桁端部切欠き部）は疲労の影響を受けやすいので、損傷がなくても補強することを原則とする。

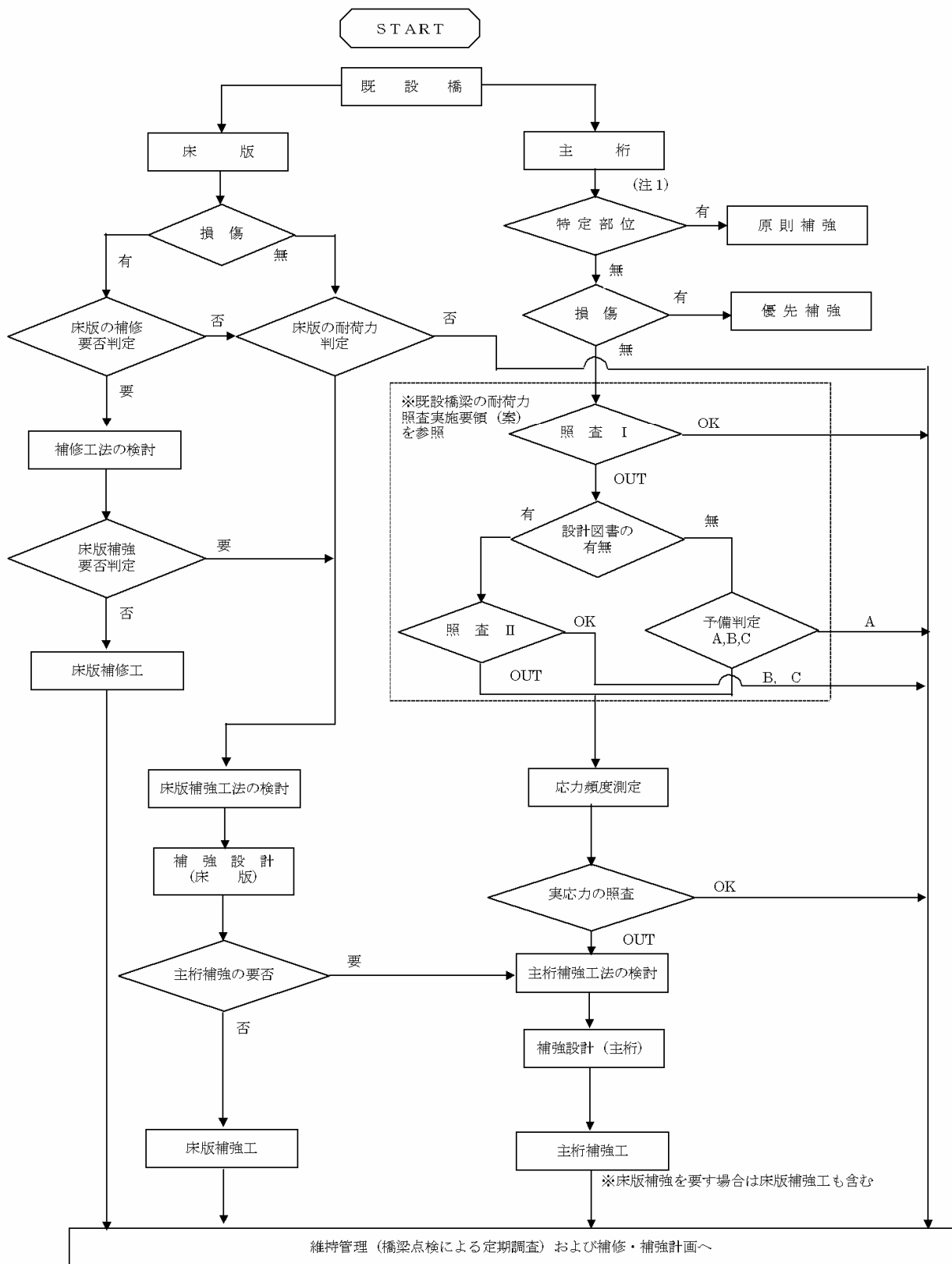


図 8-12 補強設計の手順

- (5) 補強工法の選定においては、設計上および施工上から下記に留意して選定するものとする。
- 1) 損傷程度が著しい場合は、断面欠損やひびわれなどの影響による断面性能の低減などを反映した補修・補強検討を行い、適切な工法を選定するものとする。
  - 2) 補修・補強にあたっては、現在健全である既設部材を痛めるなど、現行耐荷力や耐久性を低下させるような無理な工法は採用しないよう留意するものとする。
  - 3) 補修・補強技術の進展は目覚ましいものがあり、新技術・新工法の積極的な採用が望ましい。ただし、補修・補強技術は未だ確立されたものとは言えないため、実績がない工法の採用にあたっては、試験や実験などで事前に評価を行うとともに、必要に応じて実橋で載荷試験などを行い事後評価、さらには追跡調査（橋梁点検）を行うものとする。なお、事後評価を行う際は、施工前の状態も十分把握しておかなければならない。
  - 4) 補強工事の実施まで時間を要す場合は、損傷状態に応じて耐久性を確保する補修工法も合わせて検討するものとする。
  - 5) 補修・補強工法の選定においては、目的を十分満足する工法で経済的であることはもちろんだが、施工性も十分考慮するとともに、今後の維持管理性にも十分に配慮し計画するものとする。
  - 6) 補修・補強の施工性は、既設橋梁の交通状況や橋下条件（交差物件や利用状況なども含む）、周辺環境などを十分検討して適切な工法を選定するものとする。
  - 7) 交通規制については、作業期間だけではなく養生期間も考慮して計画するものとする。
  - 8) 施工計画にあたっては、既設部材に影響を及ぼす程度を検討して、最適な工法を選定するものとする。

### 3-2 鉄筋コンクリート床版

- (1) 鉄筋コンクリート床版の補強を含めた対策においては、「床版損傷対策工選定の手引き(案)」に準拠することを基本とする。
- (2) 床版補強は、現行の道路橋示方書に準拠するものとする。
- (3) 床版補強による死荷重増加に対しては、主桁の断面照査を実施するものとする。
- (4) 補強工法の選定においては、手引き以外にも新工法・新技術を積極的に提案するものとする。

- (1) 東北地方整備局が直接管理する橋梁の鉄筋コンクリート床版については、「床版損傷対策工選定の手引き(案)」に準拠することを定めた。手引きは鉄筋コンクリート床版における点検方法や損傷の要因、補修・補強工法の概要、対策工法の選定の考え方に至るまでとりまとめられたものであり、耐荷力補強設計以外においても参考されたい。
- (2) 床版の補強は現行道路橋示方書に準拠するものとし、補強レベルは「B 活荷重」によることを原則とする。なお、床版設計に関する基準の変遷を次頁にとりまとめたので参考されたい。
- (3) 床版補強による死荷重増加に対しては、その影響を考慮して別途主桁の耐荷力照査を実施しなければならない。このとき、主桁の耐荷力照査は、道路橋示方書に準じてB活荷重による応力照査によるものとする。
- (4) 補強工法の選定においては手引きにフローチャートが示されるが、新技術や新工法の開発は目覚ましいものがあり、積極的に提案されたい。

表 8-9 鉄筋コンクリート床版に関する設計基準の変遷

適用基準及び示方書	発行 年月	1) 輪荷重P (kgf)	曲げモーメント式		鉄筋の 許容応力度	配 力 鉄筋量	最小床版厚 <sup>3)</sup>
			主鉄筋方向	配力筋方向			
道路構造に関する 細則集	大15.6	4,500	T荷重から分布幅を考慮し算出 $P(L-1)/2(1+i)$ ※ $i=20/(60+L) \leq 0.3$		1,200kgf/cm <sup>2</sup>	規定なし	規定なし
鋼道路橋設計示方書 (案)	昭14.2	5,200	同上 ただし、 $i=20/(50+L)$		1,300kgf/cm <sup>2</sup>		
鋼道路橋設計示方書	昭31.5	8,000	$\frac{0.4P(L-1)}{L+0.4}$ (ただし、 $2 < L \leq 4m$ )	規定なし	SR24 1,400kgf/cm <sup>2</sup>	主鉄筋の 25%以上	14cm
鋼道路橋設計示方書	昭39.6				SD30 1,800kgf/cm <sup>2</sup>		
鋼道路橋の一方 鉄筋コンクリート床版 の配力鉄筋量設計要領	昭42.9						
鋼道路橋の床版設計に 関する暫定指針(案)	昭42.9						
鋼道路橋の鉄筋コンク リート床版の設計につ いて	昭46.3	8,000 (9,600)	0.8 (0.12L +0.07) P	0.8 (0.10L +0.04) P	SD30 1,400kgf/cm <sup>2</sup>	曲げモー メントを 規定	3L+11 $\geq$ 16cm
道路橋示方書	昭48.2						
鋼道路橋の鉄筋コンク リート床版の設計施工 について	昭53.4						
道路橋示方書	昭55.2						
	平2.2						
	平6.2	10,000	式は同じ ただし、 $2.5 < L \leq 4m$ 割増係数 $1+(L-2.5)/12$	ただし、 200kgf/cm <sup>2</sup> 程度余裕を 持たせる	k <sub>1</sub> ・k <sub>2</sub> ・do <sup>3)</sup> do=3L+11 $\geq$ 16cm 床版支間は3m以 内が見ましい		
平8.12							
	平14.3						

注 1) 1等橋の場合 ( ) 内は大型車が1方向1,000台/日以上の場合(20%増し)

注 2) 連続版で主鉄筋が車両進行方向に直角の場合(L;床版支間長(m))

注 3) do;道示で与えられる1等橋に対する最小全厚

k<sub>1</sub>,k<sub>2</sub>;形式、大型車交通量、付加曲げモーメント等による割増し係数