

第2編 設計

第3章 下部工・基礎工

3-1. 下部工形式一覧

RC支柱の形式は、道路の中央分離帯もしくは道路に平行した区間に多い単支柱T形構造と、駅部に多いラーメン支柱構造があり、架橋地点の地形や地質条件を踏まえ、下部構造に及ぶ作用や周辺構造物に及ぼす影響、施工性、維持管理の確実性および容易さ等を考慮し決定する。

本編に記載なき事項については次の示方書に準拠する。

大阪モノレール構造物設計指針（案）（大阪府都市整備部 H30.7 以下指針と略する）  
 大阪モノレール構造物設計要領（案）（大阪府都市整備部 R 1.8 以下要領と略する）  
 道路橋示方書 I 共通編～V耐震設計編（日本道路協会 H29.11 以下道示と略する）  
 杭基礎設計便覧（日本道路協会 R2.9 以下便覧と略する）

<解説>

1) 片持ち梁を有する一般的なRC単支柱の形状は、指針IVおよび要領 3.3 に準拠する。断面は、橋軸方向 2.30m×直角方向 1.70mを標準断面とし、外力及び現地の状況を考慮して拡大する。

図 3-1-1.1 にRC支柱形式略図を示す。一般に、RC単支柱は剛性が大きいフーチングに剛結し、柱下端（フーチングとの結合部）を固定端とした片持ち梁として、軸圧縮力と曲げモーメントを受けける部材として設計してもよい。

駅部に多い2柱式～4柱式のラーメン支柱構造で1柱1杭基礎構造の場合は、杭を含めた全体構造系で解析するのがよい。また、躯体自身の乾燥収縮、温度変化の影響を考慮することを基本とする。

剛なフーチングを有し橋軸直角方向のみラーメン構造の場合は、フーチングを固定端としたラーメン解析により設計してもよい。なお、橋軸方向のラーメン面外方向は単支柱同様に片持ち梁として設計してもよいが、上部構造水平力が非対称の場合は、荷重分担を行って設計することが望ましく、極端に非対称な場合は立体ラーメンとして解析するのがよい。

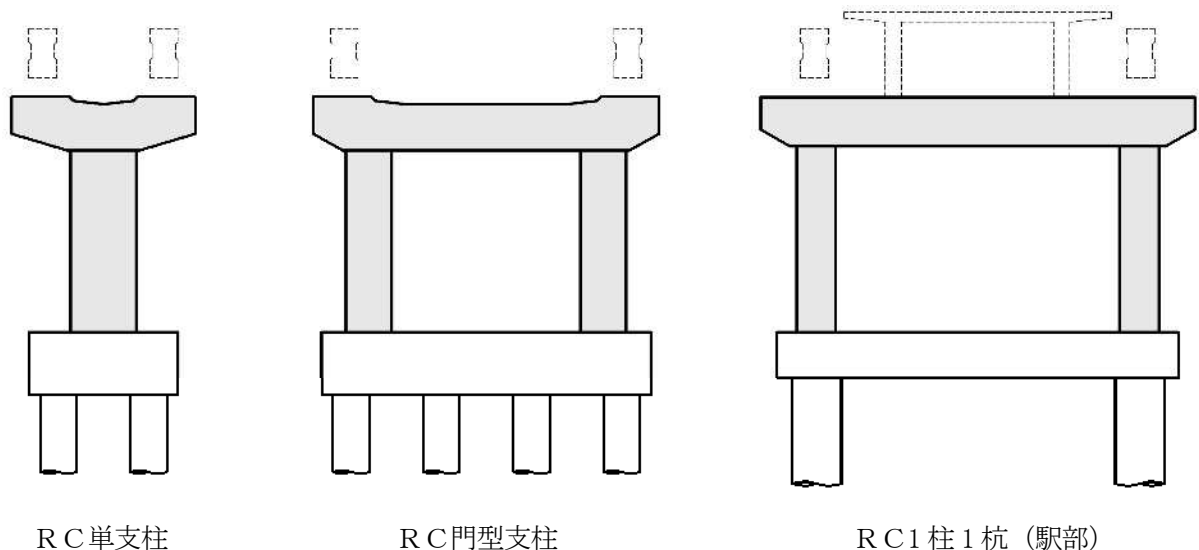
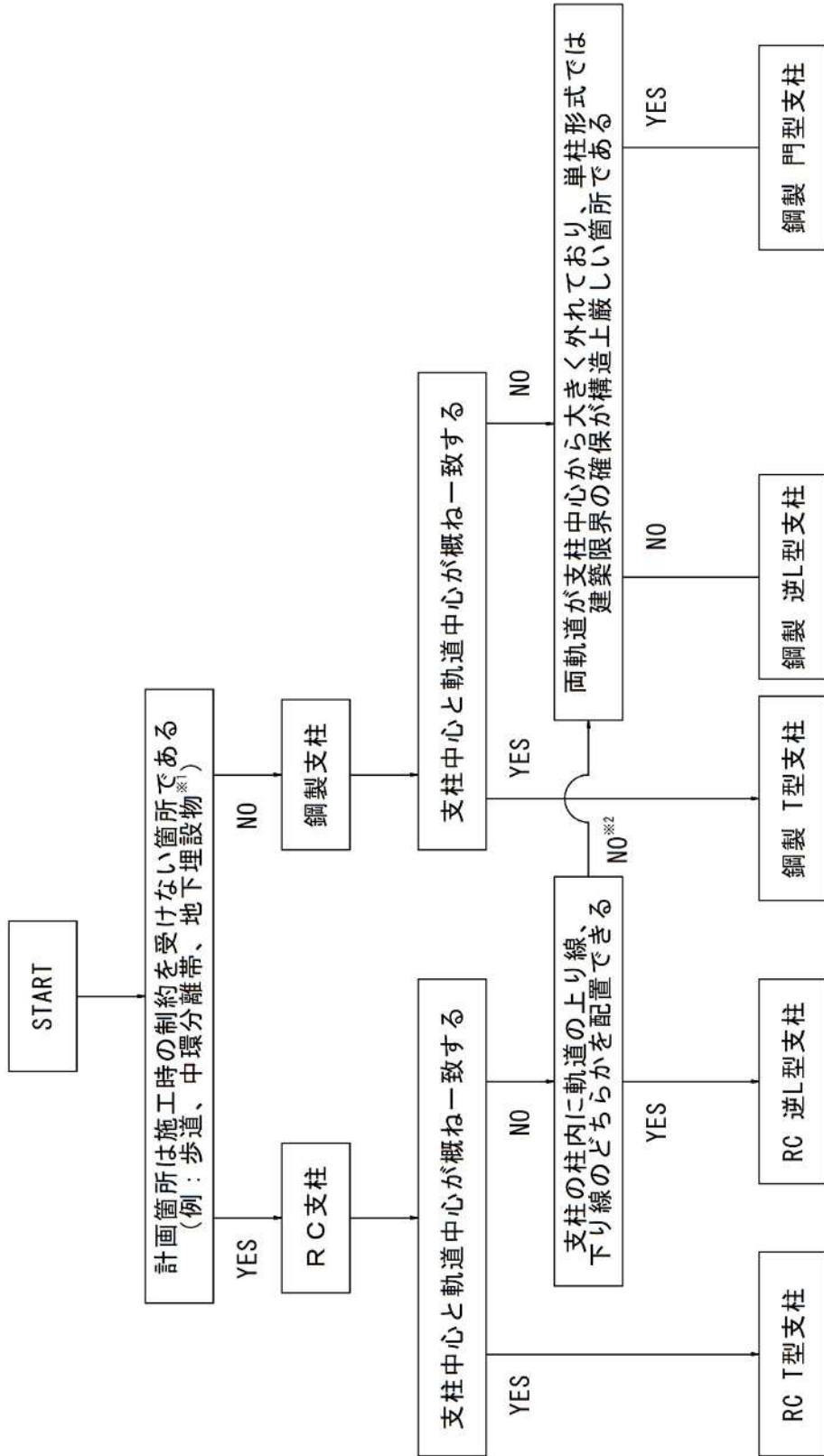


図 3-1-1.1 RC支柱の形式略図

第2編 設計

図3-1-1.2に支柱の選定フローを示す。

支柱の選定は、立地条件、施工性、構造規模等を考慮し、次のとおり選定する。



※1：地下埋設物の条件で、どちらも選定できない場合は、支間割を再検討する。  
 ※2：経済性と施工性を加味して判断する。

図3-1-1.2 支柱形式の選定フロー (大阪モノレール建設記録よりに追記)

第2編 設計

2) 支柱設置位置より決まる構造形式 (要領 3.3)

耐力的にRC支柱が可能であれば、経済的になることは明らかであるが、支柱設置位置によっては、施工上より構造形式が決定されることがある。一般的なRC支柱の施工は、図 3-1-1.3 に示すとおり支柱部は足場、梁部はH鋼等による支保工が必要で、施工時に広い占有幅が必要となる。これらによって、現道交通を確保できない場合は、鋼製支柱を検討する必要がある。

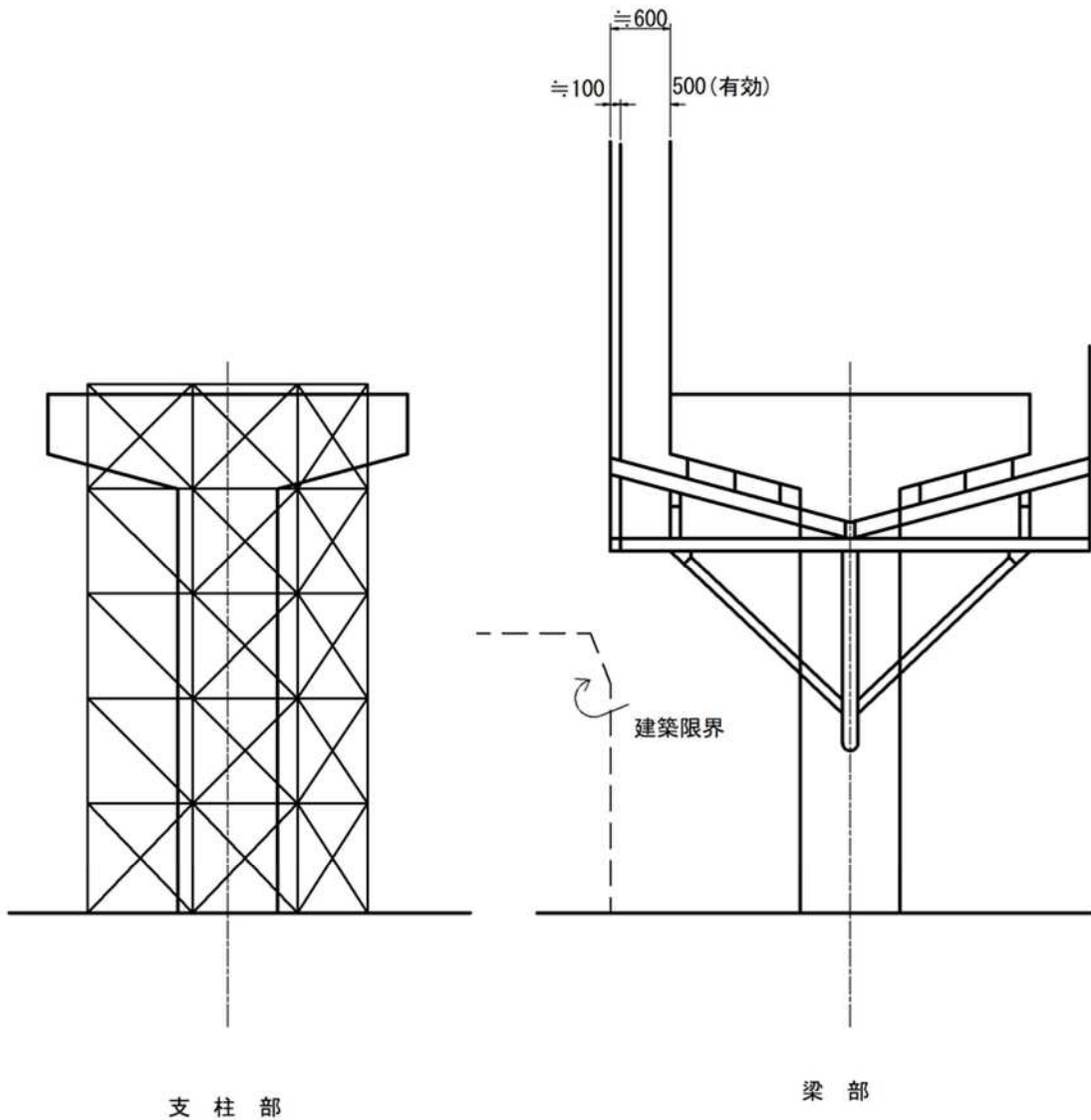


図 3-1-1.3 一般的なRC支柱の施工略図 (要領 3.3 図 3-57)

第2編 設計

3-2. 設計基本条件

3-2-1. RC構造設計の基本

(1) 設計は、指針 I 共通編 2 章より、橋の耐荷性能 2 を満足しなければならない。
(2) 使用材料および特性値は、指針 I 共通編 1-6、II 軌道桁編および IV 下部工編（その 1）、要領 2.4 に示すものを基本とする。
(3) 設計に用いる物理定数の値は、指針 I 共通編 1-7 に示すものを基本とする。
(4) 作用は、指針 I 共通編 3 章および要領 2.2、2.6 を基本とする。
(5) 作用の組合せは、指針 II 軌道桁編 3-4.4 および要領 2.3 を基本とする。
(6) 設計は、IV 下部工編（その 1）、要領 2. 設計一般を基本とする。

<解説>

- (1) 1) 橋の耐荷性能は、指針 I 共通編 2 章より大阪モノレール連続高架橋は重要度区分 B 種として橋の耐荷性能 2 と定め、橋の構造安全性の観点から各作用に対する所要耐荷性能を満足するよう求める。  
 2) 橋の上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態は、道示 I 4.2 の規定に従って適切に橋の上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態を設定する。

表 3-2-1.1 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態の力学的な解釈例  
 (道示 I 表-解 4.2.1 より)

限界状態 1	部分的にも荷重を支持する能力の低下が生じておらず、耐荷力の観点からは特別の注意無く使用できる限界の状態	<ul style="list-style-type: none"> <li>挙動等に可逆性を有するとみなせる限界の状態</li> <li>構成する部材等に残留変位が残らないとみなせる限界の状態</li> <li>橋としての荷重を支持する能力を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態</li> </ul>
限界状態 2	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているものの限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲にあり、かつ特別な注意のもとで使用できる限界の状態	一部の部材等に損傷や残留変位が生じているものの、組み合わせる状況において求める橋の荷重支持能力を確保するために必要な強度や剛性を確保できる限界の状態
限界状態 3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態	落橋しないとみなせる限界の状態

- 3) 橋の部材等の限界状態は、道示 I 4.3 の規定に従って適切に橋の部材等の限界状態を設定する。

表 3-2-1.2 部材等の限界状態の力学的な解釈例  
 (道示 I 表-解 4.3.1 より)

限界状態 1	部分的にも荷重を支持する能力の低下が生じておらず、耐荷力の観点からは特別の注意無く使用できる限界の状態	<ul style="list-style-type: none"> <li>挙動等に可逆性を有するとみなせる限界の状態</li> <li>部材機能を低下させる変位や振動程度に至らない限界の状態</li> <li>橋の機能を低下させる変位や振動程度に部材に至らない限界の状態</li> </ul>
限界状態 2	部材等としての荷重を支持する能力の低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態（特別な注意のもとで使用できるとみなせる限界の状態）	<ul style="list-style-type: none"> <li>部材として最大強度点を超えず、かつ、十分な塑性変形能が残存するとみなせる限界の状態</li> <li>組み合わせる状況に対して求める橋の機能に影響を与える残留変位や剛性低下に達しない限界の状態</li> </ul>
限界状態 3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態	<ul style="list-style-type: none"> <li>部材として最大強度点を超えない状態</li> <li>部材として変形性能を喪失しない限界の状態</li> </ul>

第2編 設計

4) 橋の耐荷性能の照査は、道示 I 5.1 の規定に従って適切に橋の耐荷性能を照査する。

表 3-2-1.3 橋の耐荷性能 2 に対する照査 (道示 I 5.1)

状態 (2.2)	主として機能面からの橋の状態		構造安全面からの 橋の状態
	橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態	致命的な状態でない
状況 (2.1)			
永続作用や変動作用が支配的な状況	橋の限界状態 1 を越えないことの実現性。		橋の限界状態 3 を越えないことの実現性。
偶発作用が支配的な状況		橋の限界状態 2 を越えないことの実現性。	橋の限界状態 3 を越えないことの実現性。

表 3-2-1.4 鉄筋コンクリート部材の耐荷性能に関する主な照査項目一般 (道示 III 表-解 5.1.1)

照査項目	限界状態 1	限界状態 2	限界状態 3	適用の範囲
応答値				
曲げモーメント又は軸方向力	$M_d \leq M_{yd}$ (5.5.1(3))	V 編 6.2	$M_d \leq M_{ud}$ (5.7.1(3))	—
せん断力	限界状態 3 と同じ*		$S_d \leq S_{usd}, S_{ucd}$ (5.7.2(3)(4))	—
ねじりモーメント	限界状態 3 と同じ*		$M_{td} \leq M_{tusd}, M_{tucd}$ (5.7.3(3)(4))	—
支圧応力	限界状態 3 と同じ*		$\sigma_{bd} \leq \sigma_{bad}$ (5.7.5(2))	—

$M_d$  : 部材に生じる曲げモーメント

$S_d$  : 部材に生じるせん断力

$M_{td}$  : 部材に生じるねじりモーメント

$M_{yd}$  : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値

$M_{ud}$  : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値

$S_{usd}, M_{tusd}$  : 斜引張破壊に対するせん断力, ねじりモーメントの制限値

$S_{ucd}, M_{tucd}$  : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力, ねじりモーメントの制限値

$\sigma_{bd}$  : コンクリートに生じる支圧応力

$\sigma_{bad}$  : コンクリートの支圧破壊に対する支圧応力の制限値

\*限界状態 3 を超えないとみなせる条件を満足することで、限界状態 1 を超えないとみなせる条件も満足するとしてよい

道示 I 5.1 の解説より、橋に求める機能状態の照査は、橋の限界状態 1 を超えないことの照査で代表される。材料や部材の特性によっては、橋の限界状態 1 や 3 のいずれの限界状態に対する制限値が設計の決定要因になるかは一概ではないため、永続作用支配状況及び変動作用支配状況では、同じ設計状況 (作用の組合せ) に対して、橋の限界状態 1 及び 3 の両者を照査することが基本とされている。

加えて、橋の耐荷性能 2 を求める橋では、偶発作用が支配的な状況において橋に求める機能状態が確保できることを、橋の限界状態 2 を超えないことを照査することで確認する。

道示 I では、永続作用支配状況や変動作用支配状況におけるいわゆる修復性を直接的に照査していない。これは、橋を構成する各部材等に対して限界状態 1 を超えないように設計したうえで、さらに

## 第2編 設計

限界状態3を超えないことに対しても十分な余裕を与えた結果として、仮に一部の部材等において荷重支持能力が低下するようなことがあっても、一般には、橋として機能回復が可能な状態に留まると考えていることによるとされている。

道示I2.3では、橋の耐荷性能1も耐荷性能2も、平時において永続作用や時々で異なる変動作用が載荷される状況において、橋には致命的な状態に対して十分な安全性を確保しつつ、損傷が生じておらず、橋の機能が損なわれていない状態であることを求めている。

偶発作用が支配的な状況においては、直後に求められる橋の機能の面からみても、許容される橋や部材の状態や耐荷機構が、永続作用が支配的な状況や変動作用が支配的な状況で許容される状態とは異なってもよい。それぞれの橋の耐荷性能を満足するときの橋の状態として、一般に想定される橋の耐荷性能2には、設計供用期間中の任意の時点において橋として荷重を支持する能力に影響を及ぼすような損傷は生じず、かつ大規模な地震など偶発的な事象に対しても当該状況において橋に求める機能を確保することができ、あらかじめ想定する荷重支持能力の低下の範囲の損傷に留まることを求めている。また、道示IV3.1では、橋としての荷重を支持する能力や構造安全性の確保を目的として、下部構造を構成する部材及び接合部が適切な抵抗力(強度)を有することや構造物として安定していることを求めている。ここにいう安定とは、地盤の塑性化に伴って支持・転倒・滑動に関する地盤抵抗が大きく低下したり喪失したりせず、構造物を支えることができるだけの抵抗力を有していることや、基礎に過大な変位が生じていないことを指している。

(2) 標準的な下部工および基礎工の使用材料および特性値を示す。

設計に用いる使用材料のうち、道示Ⅲの値(表-4.1.1、表-4.1.4)を用いてよい。(表3-2-1.5)

表-4.1.1 鉄筋コンクリート用棒鋼の強度の特性値

鉄筋の種類	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
SD345	345	490
SD390	390	560
SD490	490	620

表-4.1.4 アンカーボルトの強度の特性値 (N/mm<sup>2</sup>)

強度の種類	鋼材の種類			
	SD345	SS400	S35CN	S45CN
引張降伏強度	345	235	305	345
せん断降伏強度	200	135	175	200

要領2.4より、各部材の代表的な材料強度を示す。

コンクリート支柱(梁柱)

$\sigma_{ck} = 27 \text{ N/mm}^2$  ( $\geq 27 \text{ N/mm}^2$ )、鉄筋：SD345  $D13 \leq \phi \leq D51$

フーチング

$\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$  ( $\geq 24 \text{ N/mm}^2$ )、鉄筋：SD345  $D13 \leq \phi \leq D51$

基礎杭(場所打ちコンクリート)

コンクリート：

①大気中施工(深礎)  $\sigma_{ck} \geq 24 \text{ N/mm}^2$

第2編 設計

②水中施工 (ベント, リバース)  $\sigma_{ck} \geq 24 \text{ N/mm}^2$  ( $\sigma_{28} = 30 \text{ N/mm}^2$ )  
鉄筋: SD345 D13  $\leq \phi \leq$  D35 (深礎D51)

なお、大型橋梁のRC構造物については別途協議して決める。

(3)設計に用いる物理定数の値は、指針Ⅰ共通編1-7(下表)に示す値を用いてよい。(表3-2-1.6)

(1) 鋼材

設計計算に用いる鋼材の物理定数の値は表Ⅰ-4の値を用いてよい。

表Ⅰ-4 設計計算に用いる鋼材の物理定数

種類	物理定数の値
鋼および鋳鋼のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
PC鋼線、PC鋼棒のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
PC鋼より線のヤング係数	$1.95 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
鋳鉄のヤング係数	$1.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
鋼のせん断弾性係数	$7.7 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
鋼および鋳鋼のポアソン比	0.30
鋳鉄のポアソン比	0.25

(2) コンクリート

1) コンクリートのヤング係数は次の規定による。

- i) 鉄筋コンクリート構造物の不静定力あるいは弾性変形の算出及びプレストレストコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は表Ⅰ-6の値とする。
- ii) 鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比 $n$ は15とする。

表Ⅰ-6 コンクリートのヤング係数

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60	70	80
ヤング係数	2.35	2.50	2.65	2.80	3.10	3.30	3.50	3.70	3.80

$\times 10^4 \text{ (N/mm}^2)$

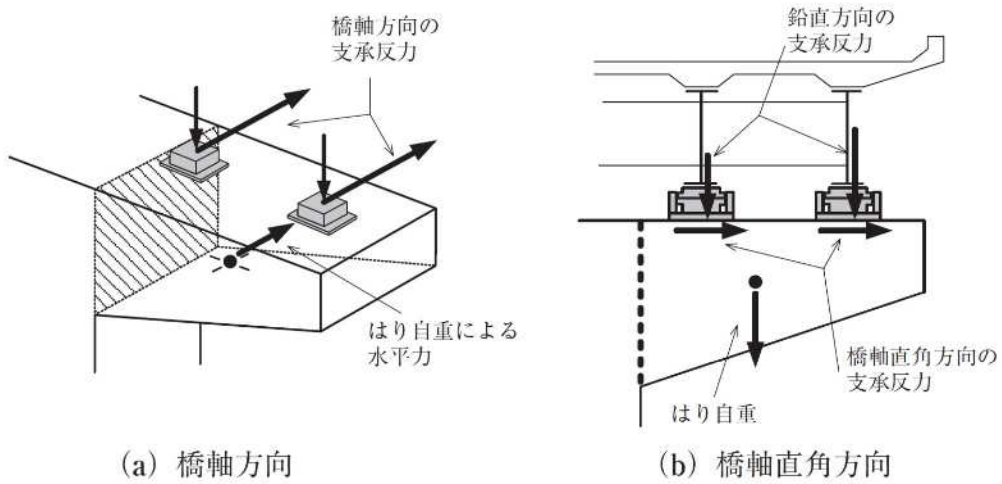
(4) 作用は、指針Ⅰ共通編3章および要領2.2、2.6を基本とする。

(5) 作用の組合せは、指針Ⅱ軌道桁編3-4.4および要領2.3を基本とする。  
下表にRC橋脚の代表的な作用組合せおよび荷重係数を示す。

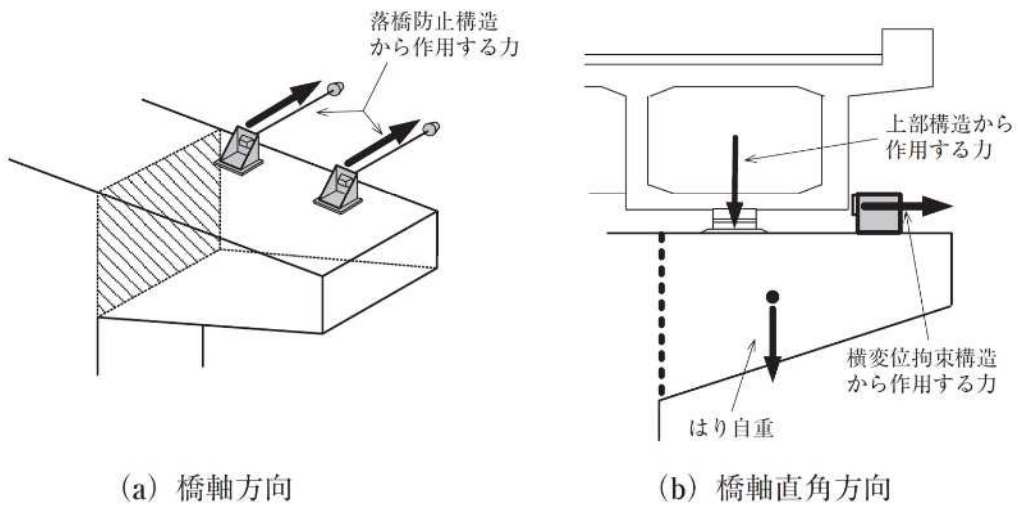




第2編 設計



(1) 地震の影響を考慮する設計状況



(2) 落橋防止構造、横変位拘束構造からの作用を受ける場合

図 3-2-1.2 T形橋脚の梁作用例 (道示IVより抜粋)

T形橋脚の梁は、上部構造の死荷重が支配的な荷重となり常に引張応力が生じる部材であるため、永続作用の耐久性の照査にて、道示Ⅲ6.2.2 表-6.2.1 に従い鉄筋の引張応力度が 100 N/mm<sup>2</sup> 以下となるよう照査する必要がある。(表 3-2-1.8)

表-6.2.1 鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
応力度			
鉄筋の引張応力度の制限値	100		

永続作用と変動作用の組合せの耐久性の照査において、発生応力度は道示Ⅲ6.3.2 の下表に示す制限値以下とする。(表 3-2-1.9)

第2編 設計

表-6.3.1 鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合の鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

部材の種類 \ 鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
一般の部材	180		
床版を兼用するフランジ	120		

表-6.3.2 鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリートの圧縮応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類 \ コンクリート設計基準強度	21	24	27	30
1) 曲げ圧縮応力度の制限値	7.0	8.0	9.0	10.0
2) 軸圧縮応力度の制限値	5.5	6.5	7.5	8.5

表-6.3.3 耐久性に配慮した場合のコンクリート押抜きせん断応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリート設計基準強度 \ 応力度の種類	21	24	27	30	40	50	60	70	80
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50	1.50	1.50

コンクリートが負担できるせん断力の特性値は道示Ⅲ5.8.2式5.8.3により算出する。コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値は道示Ⅲ表-5.8.5による。(表3-2-1.10)

表-5.8.5 コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリート設計基準強度 \ 応力度の種類	21	24	27	30	40	50	60	70	80
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41	0.44	0.47	0.47	0.47

柱基部やフーチングなど水中又は地下水位以下に設けるRC部材の鉄筋の引張応力度の制限値については、道示Ⅳ6.3表-6.3.1による。(表3-2-1.11)

表-6.3.1 水中又は地下水位以下に設ける鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm<sup>2</sup>)

部材の種類 \ 鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
水中又は地下水位以下に設ける鉄筋コンクリート部材	160		

2) 一方向に長い梁の設計

道示Ⅳ7.3.2では、橋脚の梁を一方向にのみ張出す場合や張出しが極度に非対称となる場合には偏心を考慮した設計を行う必要がある。橋脚の柱は、一般には面内及び面外2方向の曲げが同時に発生すると仮定した照査はしなくてよいが、常に大きな偏心を受ける橋脚については、2軸方向の曲げに対して照査する必要がある。

また、地震の影響を考慮する設計状況の橋軸方向や温度変化の影響を検討する際には、上部構造の死荷重の重心位置と柱断面の図心が一致しないことにより、柱はねじりの影響を受けることがあるので、道示Ⅲ編5.5.3及び5.7.3のねじりモーメントを受ける部材として照査する必要がある。

第2編 設計

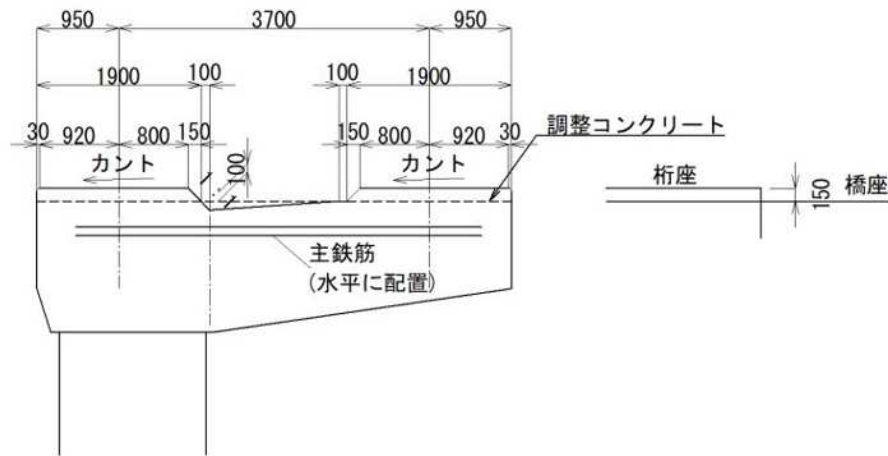


図 3-2-1.3 一方向に長い片持ちはり例 (要領 図-3.65)

また、柱の接合部に内側引張又は外側引張の曲げモーメントによる引張応力が生じるため、道示Ⅲ15.3 から 15.5 接合部の設計に従い、少なくとも接合部の対角線に必要な鉄筋を配置する必要がある。また、道示Ⅲ15.4.1(3)よりコンクリートに発生する引張応力度の制限値および鉄筋に発生する引張応力度の制限値  $210\text{N/mm}^2$  を満足する必要がある。

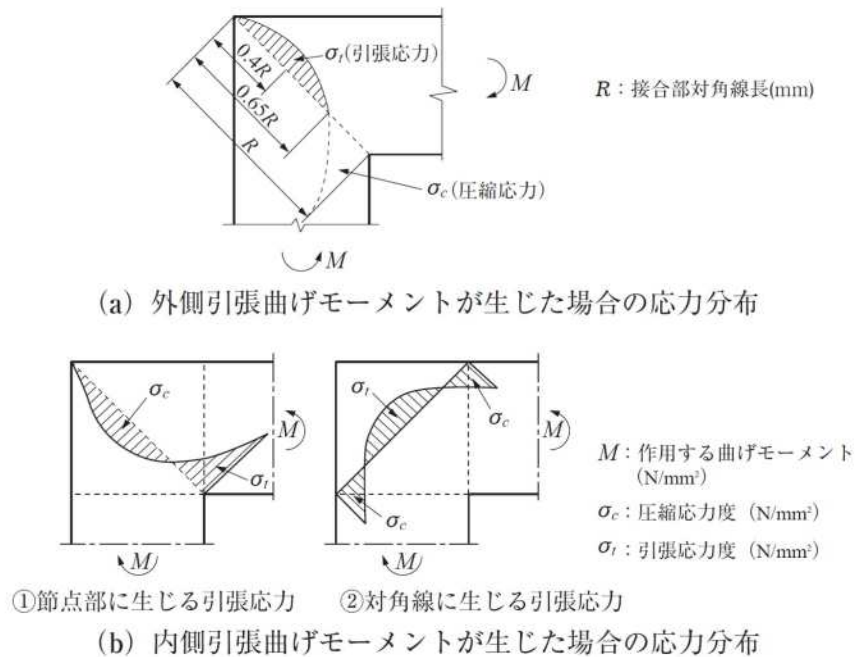


図 3-2-1.4 隅角部の応力例 (道示Ⅳ図-解 7.3.5)

3)せん断を受ける橋脚の梁の設計

道示Ⅳ5.2.7より橋脚の梁など、せん断スパン  $a$  が  $d/1.15$  よりも小さい場合には、せん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋量を過大に見積もることのないよう、道示Ⅲ式 (5.4.1) 中の  $1.15/d$  に代わって  $a$  を用いる必要がある (道示Ⅳ 図-解 5.2.3 参照)。また、コーベルのようにせん断耐力の計算では見込まない場合においても、局所的な応力集中が生じないようにするための構造設計上の配慮として、道示Ⅲ式 (5.2.4) の規定を満たすような鉄筋を配置するのがよい。

第2編 設計

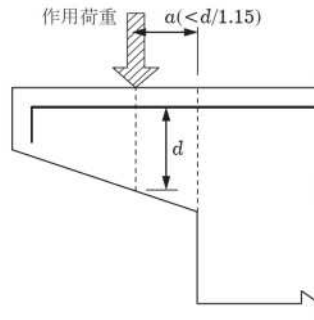


図-解 5.2.3 せん断スパン  $a$  が  $d/1.15$  より小さい場合

- 5) 棒部材に異形棒鋼のせん断補強鉄筋を配置するときには、式 (5.2.4) で求められる断面積以上になるよう配置する。

$$A_w \geq 0.002b_w \cdot a \cdot \sin\theta \dots\dots\dots (5.2.4)$$

ここに、 $A_w$  : 間隔  $a$  及び角度  $\theta$  で配置されるせん断補強鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$b_w$  : 部材のウェブ幅 (mm)

$a$  : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

$\theta$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

4) 橋座部の設計

橋座部は、その構造や形状を踏まえ、支承部等から作用する荷重を躯体に確実に伝達できるように設計しなければならない。これを満足するために、橋座部が限界状態1及び3を超えず、かつ、支承や躯体に先行して破壊しないようにするための設計法や、橋座部における構造設計上の配慮事項が道示IV7.6に規定されており、橋座部の寸法については、道示IV式(7.6.1)の条件を満たすように支承縁端距離  $S$  を確保することが規定されている。(図-解 7.6.1 参照)。

$$S \geq 0.2 + 0.005 l \dots\dots\dots (7.6.1)$$

$S$  : 支承縁端距離 (m)

$l$  : 支間長 (m)

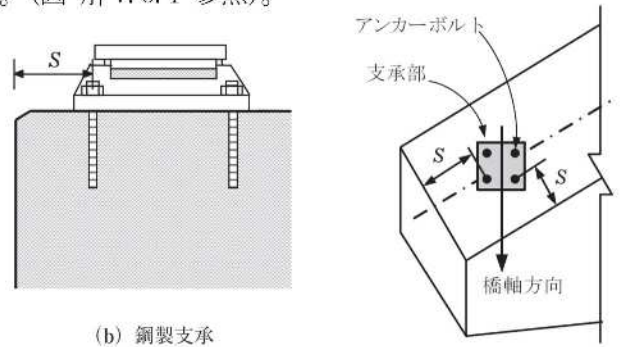


図 3-2-1.5 支承縁端距離  $S$  (道示IV図-解 7.6.2)

レベル2地震動の設計は、支承部に作用する水平力のうちレベル2地震動の影響による力が部材の押抜きせん断耐力を超えないことを照査する。

第2編 設計

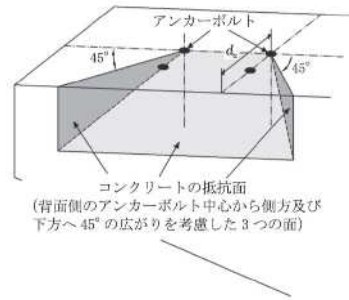


図-解 7.6.3 コンクリートの抵抗面積  $A_c$

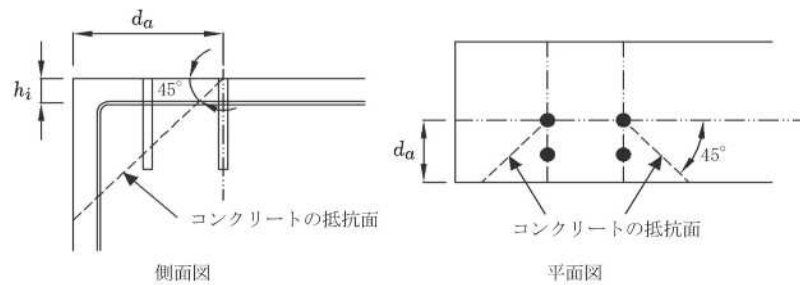


図 3-2-1.6 コンクリートの抵抗面積  $A_c$  (道示IV図-解 7.6.3、7.6.4)

5) RC支柱の設計

RC支柱の設計作業フローを示す。

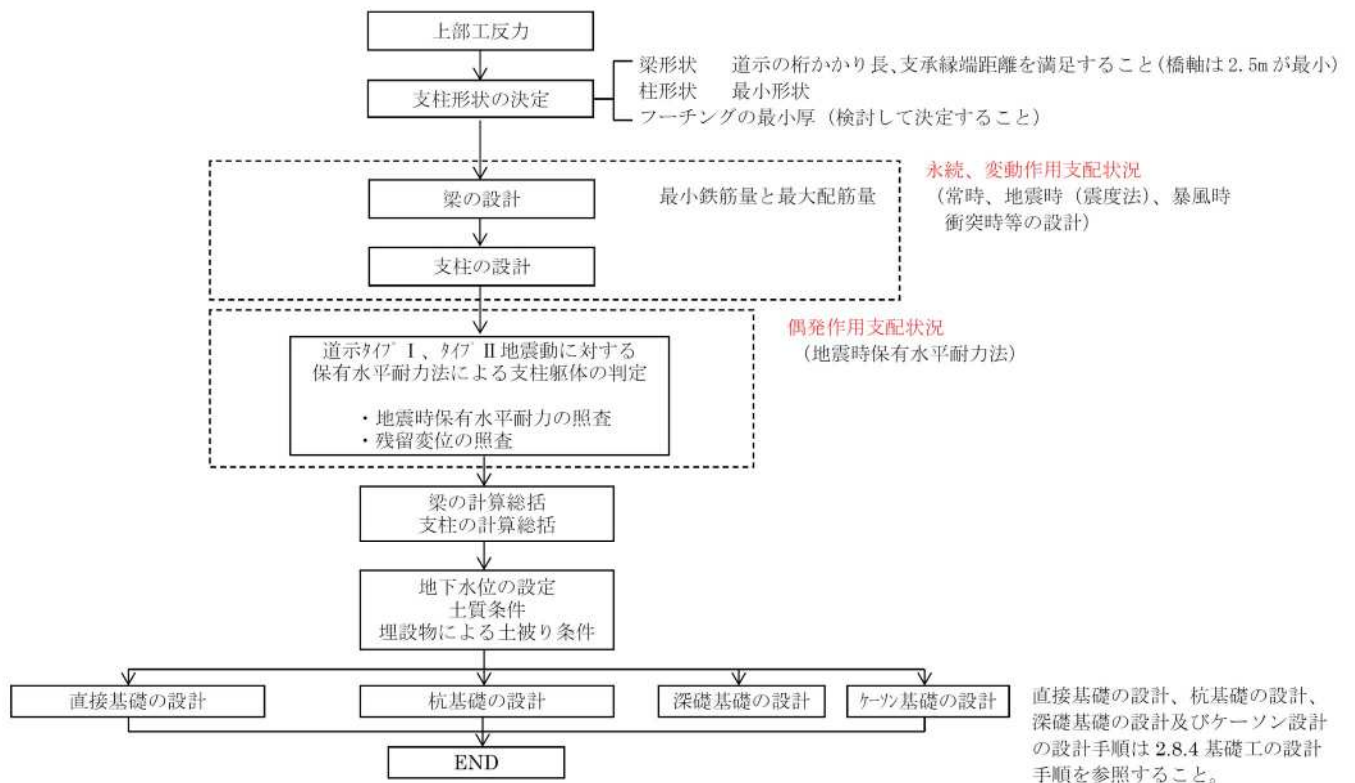


図 3-2-1.7 RC支柱設計作業フロー (要領 2.8.3 のフロー)

## 第2編 設計

## 6) フーチングの設計

フーチングの設計は、道示IV7.7の規定に従い設計する。フーチングの形状は、要領3.3.4を基本に計画する。

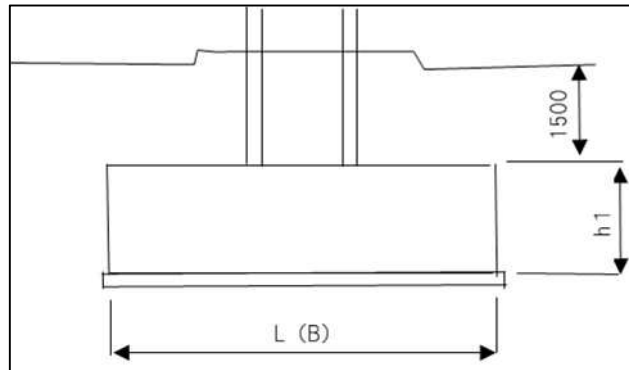


図3-2-1.8 フーチング形状の基本 (要領図-3.76)

以下、要領3.3.4よりフーチング計画における基本条件を示す。

- a) L及びBは安定計算より決定し、形状を10cmラウンドに丸める。
- b) 土被りは標準を1.50mとする。  
(ただし道路管理者との協議により最小0.5mまで縮小が可能である。)
- c) 均しコンクリート  $t = 100 \text{ mm}$  基礎材  $t = 200 \text{ mm}$ とする。

フーチング厚は下記の項目を満足するよう決定するものとする。

- e) 部材として計算上必要な厚さとする。
- f) 剛体としてみなせる厚さとする。(道示IV7.7.2)
- g) 杭鉄筋のフーチングへの定着長を確保できる厚さとする。(道示IV10.8.7)
- h) 柱主鉄筋のフーチングへの定着長を確保できる厚さとする。(要領図3-78)

第2編 設計

表 3-2-1.12 コンクリート設計基準強度と鉄筋の種類から求まるフーチング必要厚さ

	鉄筋径	$L_0$ ( $L_0 \geq 35\phi$ )	$10\phi$	定着長 $L_0 + 10\phi$	フーチング 上面余裕	フーチング 下面余裕	フーチング厚	必要 フーチング厚
SD345	D22	※770	220	990	200	200	1390	1400
	D25	※875	250	1125	200	200	1525	1600
	D29	※1015	290	1305	200	200	1705	1800
	D32	※1120	320	1440	200	200	1840	1900
	D35	※1225	350	1575	200	200	1975	2000
SD390	D25	※875	250	1125	200	200	1525	1600
	D29	※1015	290	1305	200	200	1705	1800
	D32	※1120	320	1440	200	200	1840	1900
	D35	※1225	350	1575	200	200	1975	2000
SD490	D25	1007	250	1257	200	200	1657	1700
	D29	1168	290	1458	200	200	1858	1900
	D32	1289	320	1609	200	200	2009	2100
	D35	1410	350	1760	200	200	2160	2200

■ 杭主鉄筋のフーチングへの定着

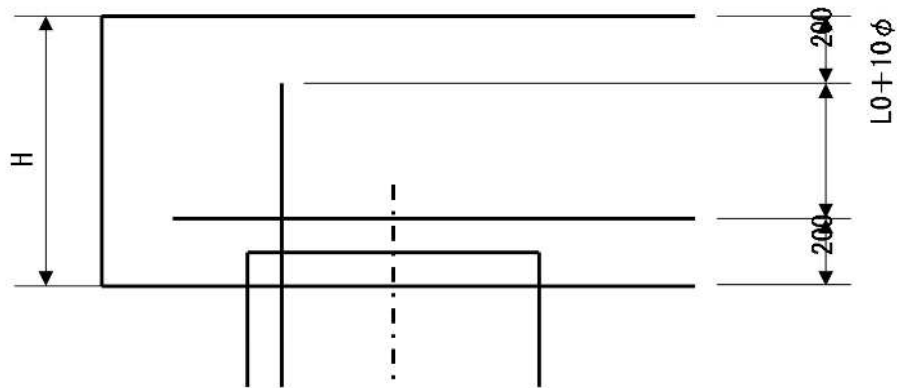


表-5.2.4 鉄筋の引張応力度の基本値 (N/mm<sup>2</sup>)

作用・部材の条件	鉄筋の種類		
	SD345	SD390	SD490
重ね継手長又は定着長を算出する場合の鉄筋の引張応力度	200	230	290

表-5.2.5 コンクリートの付着応力度の基本値 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリート設計 基準強度	付着応力度								
	21	24	27	30	40	50	60	70	80
付着応力度	1.40	1.60	1.70	1.80	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00

SD345      SD390、SD490

【出展:H29 道路橋示方書・同解説 III p85】

第2編 設計

3-2-2. 鋼製橋脚

(1) 設計一般

1)適用基準

- 大阪モノレール構造物設計指針 H30.7 大阪府都市整備部(以下、『指針』)
- 大阪モノレール構造物設計要領(案) R1.8 (以下、『要領』)
- 道路橋示方書・同解説 H29.11 日本道路協会(以下、『道示』) ⇒ 道路基準
- 建造物設計基準 S58 土木学会 ⇒ 鉄道基準(許容応力度法)
- 橋梁構造物設計施工要領 2020.5、H31.3 首都高速道路(以下、『首都高』)
- 設計基準 第2部 構造物設計基準 H23.11 阪神高速道路(以下、『阪高』)
- 鋼構造物設計基準 H15.10 名古屋高速道路(以下、『名高』)

2)解析モデル

- ・骨組線は部材中心線とする。
- 部材高が変化する梁は梁先端高の中心高で統一する。
- ・各部材毎に剛度を仮定し断面力を算出する。仮定剛度と実剛度の差は±10%以内とする。
- ・仮定鋼重は梁、柱で仮定し隅角部は梁に含める。仮定鋼重と実鋼重との差は+5%程度以内とする。
- ・鋼製橋脚の設計では、上部工反力、分担重量は100kN ラウンドアップ値を適用する。
- ・鋼軌道桁支承のレベル2 地震時設計水平力は動解応答値を適用する。
- 水平力作用高は軌道面とする。
- ・桁遊間は『要領 p.18』のとおりとし、動解応答値は適用しない。
- ・基礎と地盤の抵抗は、線形ばね要素でモデル化する。

3)使用材料

- ・鋼材：SS400,SM400,SM490,SM490Y,SBHS400,SM570,SBHS500  
ただし、SBHS 材を適用する場合は個別協議を行うこと。  
塑性化を考慮する部位に SBHS 材,SM570 材を使用しない。  
板厚が 40mm を超える場合は降伏点一定鋼を基本とする。

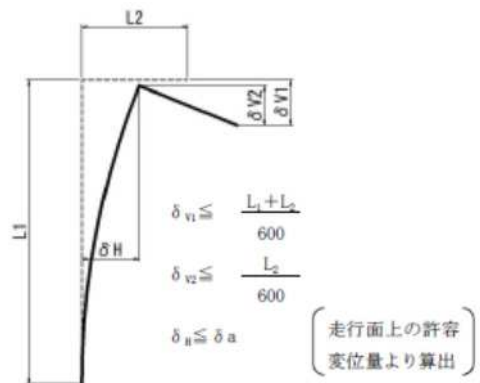
- ・充填コンクリート：18-8-40
- ・根巻コンクリート：24-12-25

4)防錆処理

大阪モノレール延伸事業 建設工事 塗装仕様書準拠

5)たわみの許容値

- ・梁のたわみ  $\delta v1 \leq (L1+L2)/600$ 、 $\delta v2 \leq L2/600$   
柱の水平変位  $\delta H \leq \delta a$ (走行面の許容変位量より算出)
- ・レベル2 地震動に対する残留変位は『指針』の通り。  
許容残留変位  $\delta a = h(\text{照査位置})/100\text{mm}$   
ただし、橋軸直角方向は  $7/1000\text{rad}+55\text{mm}$  以内



6)ラーメン橋脚の基礎の移動

- ・ラーメン橋脚において、地質条件や杭の支持形式により、不等沈下や水平移動が懸念される場合は、『首都高 第6章 6.1.1』に準じる。

7)その他

- ・マンホールは腹板側の終点側に配置する。
- ・梁部付け根に 5~10mm の水抜き孔を設ける。



第2編 設計

<解説>

3)使用材料

『道示V』に規定されている限界ひずみ $\epsilon_a$ は、SM570,SMA570W,SBHS400,SBHS400W,SBHS500 および SBHS500W 以外の構造用鋼材に適用する旨の記載がある。

4)防錆処理

①塗装仕様 塗装色は、N-70 とする。

○タイプ1【一般外面】

工程	素地調整方法・塗料名	表面処理規格			塗膜厚 ( $\mu\text{m}$ )	塗料使用量 ( $\text{g}/\text{m}^2$ )
		S I S	S P S S			
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー				(15)	160
工場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	無機ジンクリッチペイント				75	600
	ミストコート					160
	エポキシ樹脂塗料下塗				120	540
	フッ素樹脂塗料中塗				30	170
	フッ素樹脂塗料上塗				25	140
合計塗膜厚					250	

- 1)鋼製支柱の一般部外面に適用する。
- 2)塗料使用量は、スプレー塗りの場合を示す。
- 3)プライマーとミストコートの膜厚は総合膜厚に加えない。
- 4)ミストコートはエポキシ樹脂塗料下塗をシンナーで希釈したものをを用いる。

○タイプ3【一般内面】

工程	素地調整方法・塗料名	表面処理規格			塗膜厚 ( $\mu\text{m}$ )	塗料使用量 ( $\text{g}/\text{m}^2$ )
		S I S	S P S S			
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー				(15)	160
工場塗装	動力工具処理	St3	Pt3			
	変性エポキシ樹脂塗料内面用				120	410
	変性エポキシ樹脂塗料内面用				120	410
合計塗膜厚					240	

- 1)鋼製支柱の内面に適用する。
- 2)塗料使用量は、スプレー塗りの場合を示す。
- 3)プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。

第2編 設計

○タイプ4【高力ボルト連結部(外面)】

工程	塗料名	表面処理規格			塗膜厚 ( $\mu\text{m}$ )	塗料使用量 ( $\text{g}/\text{m}^2$ )
		S I S	S P S S			
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー				(15)	160
工場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	無機ジンクリッチペイント				75	600
現場塗装	動力工具処理	St3	Pt3			
	ミストコート					130
	超厚膜形エポキシ樹脂塗料下塗				300	500×2
	ふっ素樹脂塗料中塗				30	140
	ふっ素樹脂塗料上塗				25	120
合計塗膜厚					430	

- 1)鋼製支柱の一般部外面の内、継手部(高力ボルト連結部)に適用する。
- 2)塗料使用量は、前処理・工場塗装はスプレー塗りの場合を、現場塗装ははけ塗りの場合を示す。
- 3)プライマーとミストコートの膜厚は総合膜厚に加えない。
- 4)ミストコートは変性エポキシ樹脂塗料下塗をシンナーで希釈したものを用いる。
- 5)鋼板接触面は、工場塗装の無機ジンクリッチペイントまで塗布する。

○タイプ5【高力ボルト連結部(内面)】

工程	塗料名	表面処理規格			塗膜厚 ( $\mu\text{m}$ )	塗料使用量 ( $\text{g}/\text{m}^2$ )
		S I S	S P S S			
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー				(15)	160
工場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	無機ジンクリッチペイント				75	600
現場塗装	動力工具処理	St3	Pt3			
	ミストコート					130
	超厚膜形エポキシ樹脂塗料下塗				300	500×2
合計塗膜厚					375	

- 1)鋼製支柱の内面の内、継手部(高力ボルト連結部)に適用する。
- 2)塗料使用量は、前処理・工場塗装はスプレー塗りの場合を、現場塗装ははけ塗りの場合を示す。
- 3)プライマーとミストコートの膜厚は総合膜厚に加えない。
- 4)ミストコートは変性エポキシ樹脂塗料下塗をシンナーで希釈したものを用いる。
- 5)鋼板接触面は、工場塗装の無機ジンクリッチペイントまで塗布する。

## 第2編 設計

## ○タイプ6【溶接部(外面)】

工程	塗料名	表面処理規格			塗膜厚 ( $\mu\text{m}$ )	塗料使用量 ( $\text{g}/\text{m}^2$ )
		S I S	S P S S			
前処理	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	無機ジンクリッチプライマー				(15)	160
現場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	有機ジンクリッチペイント				75	300×2
	変性エポキシ樹脂塗料下塗				60	200
	エポキシ樹脂M I O塗料				60	280
	エポキシ樹脂M I O塗料				50	230
合計塗膜厚					245	

- 1)鋼製支柱の一般部外面の内、現場溶接部に適用する。
- 2)塗料使用量は、前処理はスプレー塗りの場合を、現場塗装ははけ塗りの場合を示す。
- 3)プライマーの膜厚は総合膜厚に加えない。

## ○タイプ7【溶接部(内面)】

工程	塗料名	表面処理規格			塗膜厚 ( $\mu\text{m}$ )	塗料使用量 ( $\text{g}/\text{m}^2$ )
		S I S	S P S S			
現場塗装	ブラスト処理	Sa2.5	Sd2	Sh2		
	有機ジンクリッチペイント				75	300×2
	超厚膜形エポキシ樹脂塗料下塗				300	500×2
合計塗膜厚					375	

- 1)鋼製支柱の一般部内面の内、継手部(溶接部)に適用する。
- 2)塗料使用量は、はけ塗りの場合を示す。

## 5)たわみの許容値

『要領』、『指針 p.151』、『名高』及び『道示V』

第2編 設計

(2) はり及び柱の設計

1)一般

- ・矩形断面を標準とする。

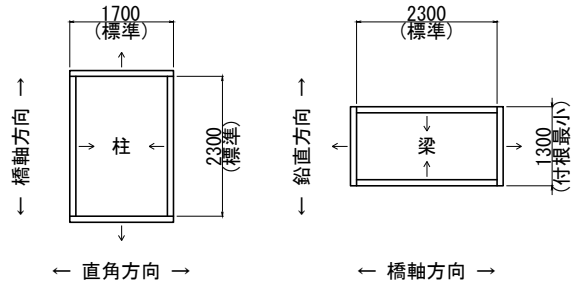
2)構造寸法・断面構成

- ・下記の単位で構造寸法を丸めるのを基本とする。

①梁幅や柱高などの各部寸法は 100mm 単位とする。

②梁先端高 900mm(最低)、梁付け根高 1300mm を標準とし、変位や隅角部の検討などにより変更してもよい(門型橋脚も同様)。梁天端には勾配を設けず、水平を基本とする。

③柱断面形状は、橋軸方向幅 2300mm 直角方向幅 1700mm を標準とし、外力や現地状況に応じて設定する(柱断面の拡大は板厚 38mm 程度以上となる場合を目安とする)。板厚の影響を受けないフランジ幅(ウェブ内面幅)とウェブ高(フランジ外面幅)を丸め、板厚変化はフランジは内逃げ、ウェブは外逃げとする。



④フーチング(基礎天端)の土被りは、1500mm 以上を確保する。

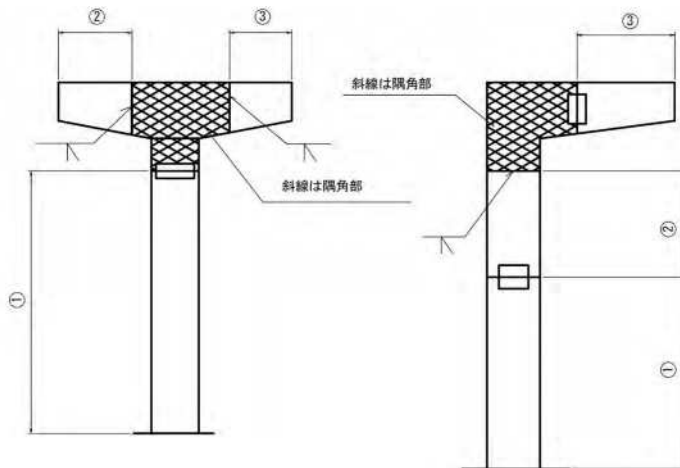
- ・横梁フランジの縦リブ本数は必要板厚などから設定し、上下で同一としなくてもよい。
- ・塑性化が生じる部位では、道示に示される座屈パラメータなどを満足させる。

3)接合

- ・梁・柱ともに現場連結は、「溶接接合」を基本とし、施工条件や構造物規模に応じて「高力ボルト接合(摩擦接合)」を検討する。リブや補剛材は「高力ボルト接合(摩擦接合)」とする。
- ・隣接断面との板厚差は最大 12mm 程度とするが、隅角部から一般断面に移る点などやむを得ない場合は 20mm 程度とする。
- ・断面変化のパターン

『要領』

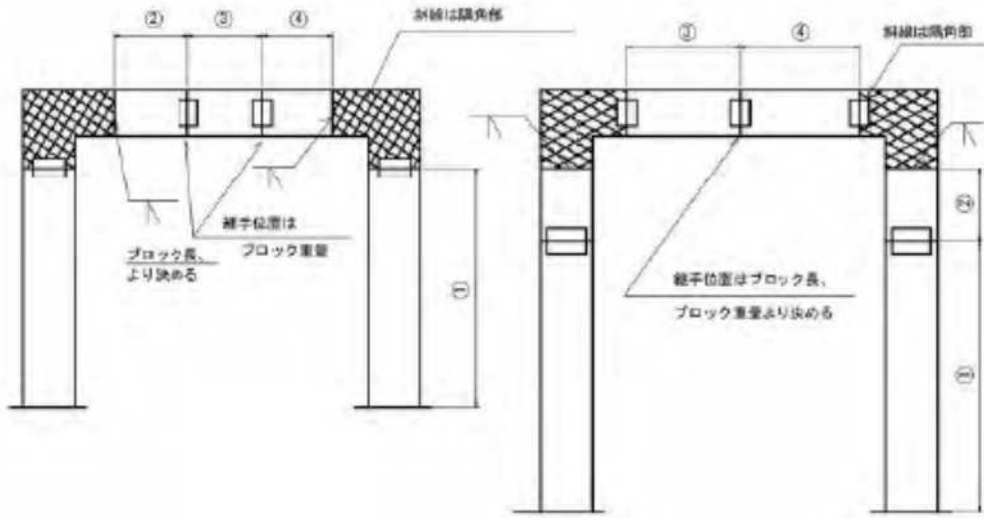
単柱の場合



ブロック長、ブロック重量が大きい場合

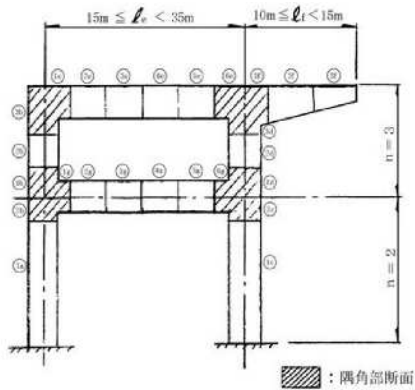
第2編 設計

ラーメン構造の場合



ブロック長、ブロック重量が大きい場合

参考：『阪高』



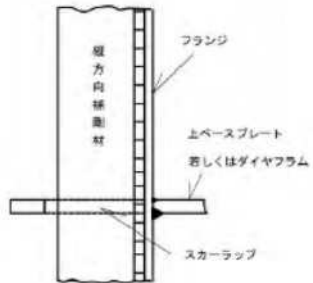
図解 15.2.1 鋼製橋脚の断面数の一例

表解 15.2.1 鋼製橋脚の断面数の参考例

(a) ラーメンのはり		(b) 片持ちばり	
支間 (m)	断面数	張出し長 (m)	断面数
$\lambda < 15$	3~4	$\lambda < 5$	1
$15 \leq \lambda < 35$	5~6	$5 \leq \lambda < 10$	2
$35 \leq \lambda < 55$	7~8	$10 \leq \lambda < 15$	3

第2編 設計

- ・縦方向補剛材は橋脚基部付近にあるベース PL  
やダイヤフラム位置では貫通させる。



- ・中詰コンクリート充填部を除き、角溶接は完全溶け込み溶接とする。

<解説>

2)②『要領 p.133』より梁先端高の最低 900mm。

③『要領 p.136』の板厚変化の方向を参照。梁は中間ばりを参照した。

## 第2編 設計

## (3) 隅角部の設計

- ・隅角部は腹板間隔の 1/2 以上の範囲とする。
- ・せん断遅れを考慮し、梁付け根断面で決定した板厚を隅角部に適用する。  
垂直応力はフランジ及び腹板の両者で分担するものとする。  
腹板の板厚はせん断応力で決定するが、せん断応力度は $\gamma$ は、 $0.45\sigma_{tud}$  以下とする。  
下記の合成応力度を満足させる。  

$$(\sigma/\sigma_{tud})^2 + (\gamma/\tau_{ud})^2 \leq 1.0$$
ここに、 $\sigma$  : せん断遅れを考慮した垂直応力度  
 $\gamma$  : フランジ せん断流理論により求めたせん断応力度  
腹板 L.S.Beedle の方法で求めたせん断応力度  
 $\sigma_{tud}$  : 『道示Ⅱ4.1.2』に規定する引張降伏強度  
 $\tau_{ud}$  : 『道示Ⅱ4.1.2』に規定するせん断降伏強度
- ・レベル2地震動を考慮し、その場合はせん断遅れを考慮しない。  
動的解析で算出した同時性を考慮した各着目断面力を適用する。
- ・梁の付根と柱の合流部にはフィレットを設ける。  
フィレット形状は『首都高 p.Ⅱ-1-96』を参考にする。
- ・隅角部のリブは補剛材として取り扱い、断面計算上は考慮しない。

&lt;解説&gt;

第2編 設計

(4) 柱基部の設計

①柱基部

- ・柱外面からアンカーボルト位置までは 200mm を標準とする。
- ・ベースプレートの縁端距離はアンカーボルトから  $d+10\text{mm}$  (150mm 以上) を確保する。
- ・四隅のコーナー部にはアンカーボルトを配置しない。
- ・地上 0.3m～2.3m の範囲に貼紙防止材を塗布する。

②充填コンクリート

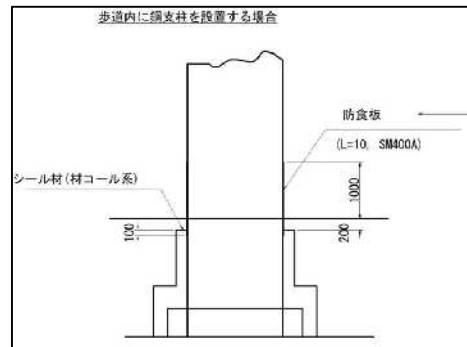
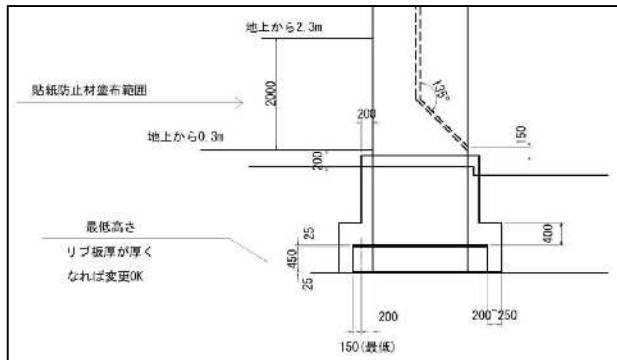
- ・水平耐力及び変形性能確保のため、橋脚内部にコンクリートを充填する。
- ・充填高さは水平耐力及び衝突荷重を考慮して決定し地表面から 2m 以上を基本とする。
- ・偶発作用支配状況の地震時(EQ 作用時  $L2$ )は、抵抗断面に加味する。  
上記以外の作用組合せ時は、抵抗断面に加味しない。ただし、荷重は考慮する。

③アンカーフレーム

- ・アンカー部の耐力は、基部の水平耐力以上とする。
- ・アンカー形式は、支圧板形式(『首都高』、『阪高』)とする。

④根巻きコンクリート

- ・基部ベース PL 端から外縁まで 200mm～250mm とする。



< 解説 >



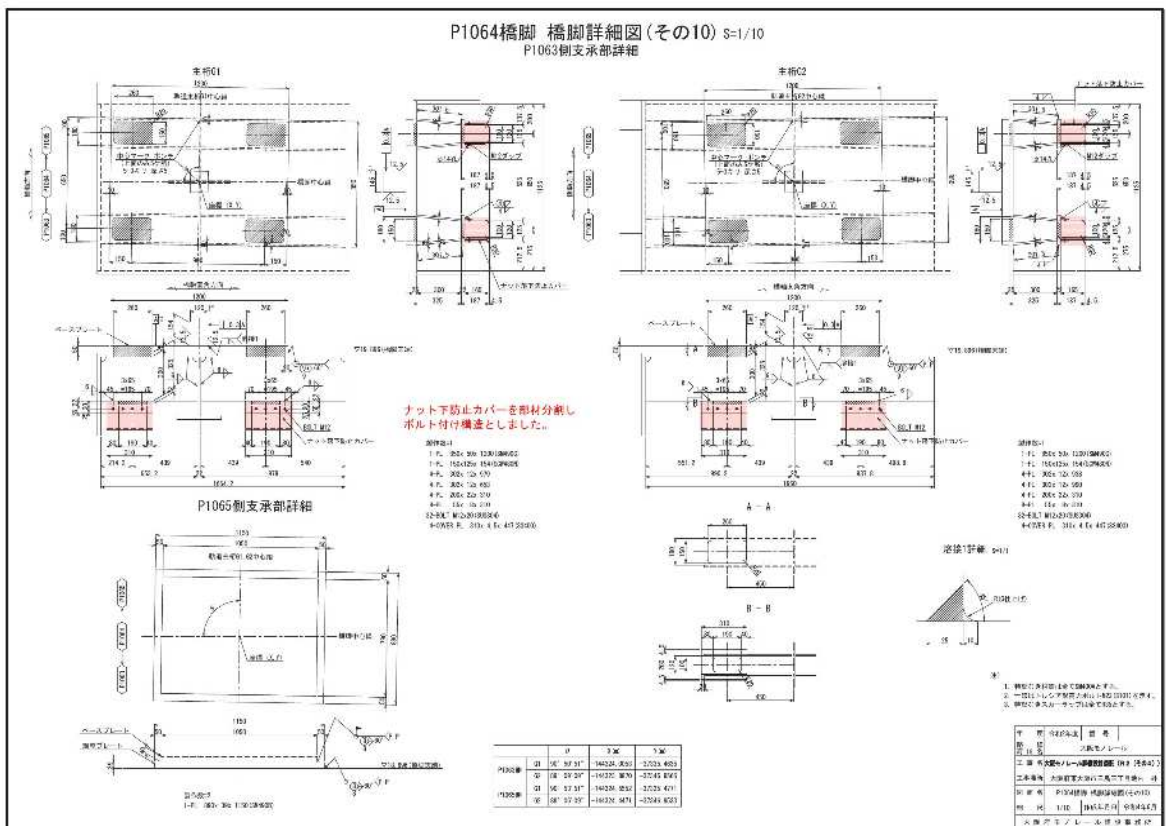
第2編 設計

(5) 沓座

- ・鋼軌道桁支承の梁天端への取付は溶接形式とする。
- ・梁上面に厚さ 22mm 以上のベース PL を工場溶接する。
- ・支承の設置高さ調整のために調整 PL を現場溶接する。  
高さ調整が 100mm 以上の場合は、箱型式の鋼製台座を設ける。
- ・横梁内に支承補強リブを配置する。
- ・かけ違い橋脚の場合、PC 軌道桁の沓座構造を次頁に示す。ナット落下防止構造とする。

<解説>

※かけ違い橋脚の場合、PC 軌道桁の沓座構造参考図



第2編 設計

(6) 止水構造

1. 止水対策

【鋼製橋脚 現場継手部 (添接板)】

現場継手部 (添接板) にシール材にて止水すること。止水は紫外線劣化抑制のため鋼製橋脚内面より行い、シール材は弾性シール材を使用する。

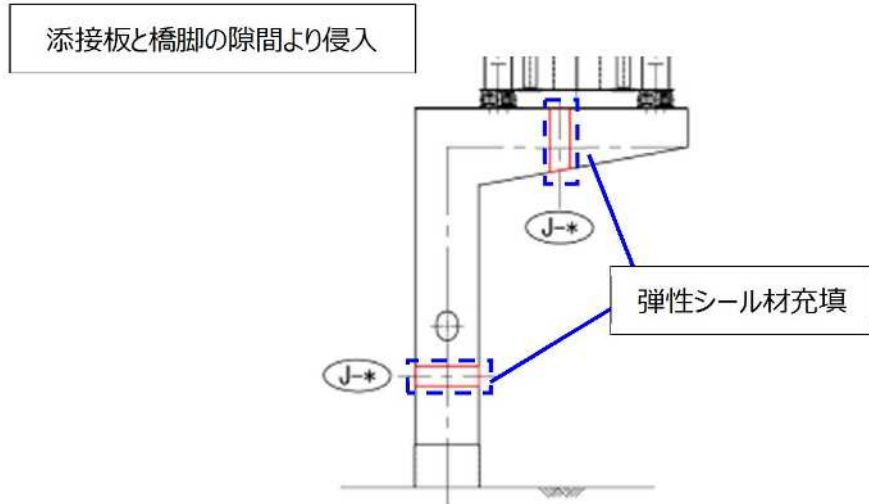


図. IV-4 現場継手部 (添接板) の止水箇所図

<解説>

## 第2編 設計

## 3-3. 基礎形式の選定

## 3-3-1. 基礎形式および形状（要領 1.3(3)、道示IV8.4）

- (1) 基礎形式は、荷重規模、地盤状況により軌道面の変位影響の小さいものを選定すること。  
施工は、近畿道等既設構造物に近接するため、現道交通量を確保しながら施工ヤード・空頭制限等を考慮し、市街地のため低騒音・低振動工法とすること。
- (2) 杭基礎を選定する場合には支持杭基礎とすることを基本とし、基礎先端を支持層に根入れさせなければならない。
- (3) 杭基礎のうちの摩擦杭基礎を選定した場合には、上部構造の形式と機能、地盤条件等を考慮して適切な根入れ深さを設定しなければならない。

## ＜解説＞

(1) 施工方法は基礎形式によって異なり、地盤など現地の条件に対する適用性が形式ごとに異なるため、架橋位置における地形・地質条件、施工条件、環境条件等を十分に考慮して基礎形式を選定しなければならない。例えば、軟弱地盤にオールケーシング工法で杭を構築する場合、コンクリート打込み時において、ケーシング引抜き後の孔壁に作用する外圧（土圧、上載圧等）と内圧（コンクリート側圧等）のバランスやコンクリートの充てん性の不足等により杭径が所定の径より細くなることがある。特に  $N$  値が 1 以下の軟弱な粘性土・有機シルトがある地盤では、十分な施工管理を実施したにも関わらず杭頭付近で杭の細りが生じた事例もあるため、オールケーシング工法以外の基礎工法の適用を検討するのがよい。

(2) 杭基礎は、杭先端の支持力を考慮するかどうかにより支持杭基礎と摩擦杭基礎に区分される。長期的な基礎の変位を防止するためには一般的には支持杭基礎とすることが望ましいことから、支持杭基礎を基本とする。ただし、支持層として評価できる層が地中深くにしか存在しない場合には支持層への支持が施工上困難であったり、著しく不経済となったりすることから、摩擦杭基礎も考慮する必要がある。なお、支持杭基礎と摩擦杭基礎のように支持機構や長期的な沈下特性が異なるものについては、沈下量の差により有害な影響を及ぼすおそれがあるため、例えば上部構造を連続化しないなどの配慮が必要となる。また、1基の下部構造には異種の基礎形式を併用しないことを原則とする。

支持杭基礎においては、杭先端の支持層への根入れ深さは、杭工法によっても異なるものの設計では少なくとも杭径程度確保するのが基本となる。このとき、地盤調査結果等に基づき設定した支持層の深さには、地盤調査の頻度や地盤の不均一性等による誤差が含まれていることを考慮し、杭長はある程度の余裕を見込み、0.5m 刻み程度で決定するのがよい。

(3) 杭基礎のうちの摩擦杭基礎を選定した場合には、長期的な鉛直変位について十分な検討を行い、周面摩擦力により所要の支持力が得られるように根入れ深さを確保する必要がある。なお、地盤沈下の進行している埋立て地盤等では負の周面摩擦力の影響を受けるので、その影響を検討する必要がある。

特に大地震時における地盤からの作用や地盤抵抗についてはいまだ不確実な事項が多く、荷重分担の均等性等の観点から過度にバランスの悪い基礎については、設計時の想定を超える損傷や変位が生じるおそれがある。そのため、構造設計上の配慮として基礎の形状はできる限り地盤の抵抗が均等になるように定めるのがよい。道示IVでは、各基礎の形状等に関する規定が定められており、例えば杭基礎では永続作用支配状況において引抜きを生じさせないような配列を標準とすることが規定されている。



第2編 設計

表 3.3.1-2 大口径基礎選定の留意点

深礎杭	オープンケーソン	ニューマチックケーソン	PC ウェル
・止水対策	・安価であるが工期が長い	・施工ヤード(受電設備、送気設備等)	・H29 道示への対応 ・頂板と側壁の接合構造が、H29 道示と合致しているか不明

※各社設計担当工区の諸条件(施工条件、土質条件、埋設物等)を考慮し、上記に示す選定時の留意点も含め、総合的に判断し基礎形式を選定する。

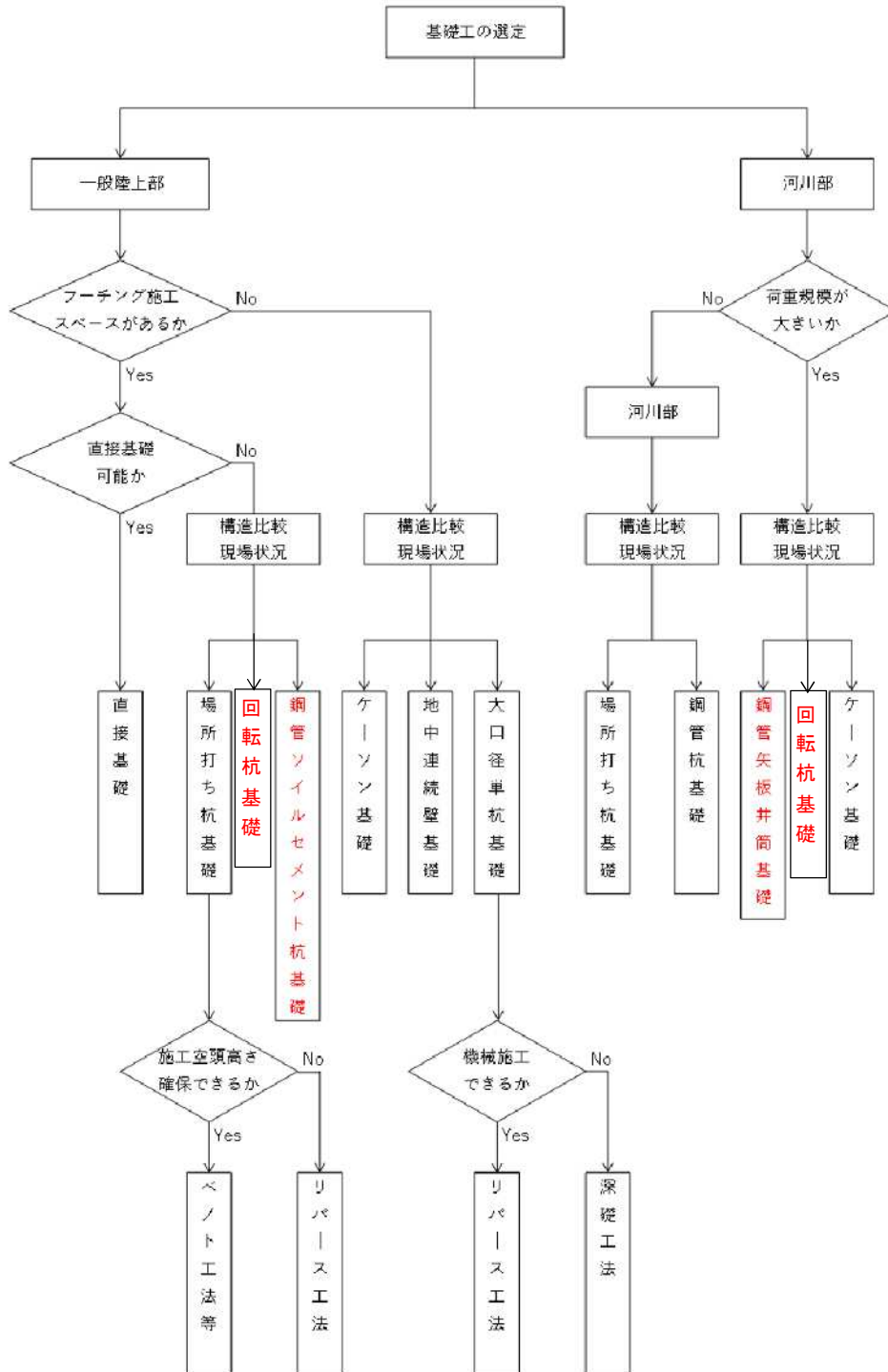


図 3-3-1.1 基礎形式の選定フロー (要領 1.3)

第2編 設計

3-3-2. 基礎設計の基本 (道示IV8.2)

- (1) 基礎の安定に関する照査では、鉛直荷重、水平荷重及び転倒モーメントに対して耐荷性能を満足するとともに、基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるようにしなければならない。
- (2) 基礎の設計にあたっては、抵抗要素及びその力学的特性を適切に考慮しなければならない。
- (3) 地盤変動等による影響を受ける場合には、基礎の安定等に及ぼす影響を適切に考慮する。

<解説>

(1) 基礎の荷重に対する抵抗機構は、基礎の施工方法、基礎の深さ、基礎と地盤の相対剛性によって異なるため、安定照査においては、抵抗機構を十分考慮した計算モデル及び照査項目を設定する必要がある。

表 3. 3. 2-1 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における各基礎の安定照査の基本と設計法の適用範囲の目安 (道示IV表一解 8. 2. 2)

基礎形式	照 査 内 容					基礎の剛性評価	設計法の適用範囲を表す $\beta L_c$ の目安			
	転倒モーメント	鉛 直 荷 重		水 平 荷 重						
	照査項目	照査位置	照査項目	照査位置	照査項目					
直接基礎	偏心した鉛直力の作用位置	底 面	地盤反力度	底 面	せん断抵抗 [受働抵抗力]	剛 体	1	2	3	4
杭基礎	-	設計上の地盤面又は杭頭	支持力 引抜き抵抗力	設計上の地盤面又は杭頭	水平変位	弾性体	←————→			
ケーソン基礎	-	底 面	地盤反力度	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←————→			
鋼管矢板基礎	-	設計上の地盤面	支持力 引抜き抵抗力	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←————→			
地中連続壁基礎	-	底 面	地盤反力度	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←————→			
深礎基礎	-	底 面	地盤反力度	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←————→			

[ ] : 前面地盤の水平抵抗を期待する場合についての照査を行う。

$L_c$  : 基礎の有効根入れ長さ (m)

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

$EI$  : 基礎の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$D$  : 基礎の幅又は直径 (m)

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

(2) 基礎の設計では、基礎本体の抵抗特性に加えて、基礎周りの地盤の抵抗特性が重要な要素となる。設計で期待できる地盤抵抗要素やその力学的特性については、基礎形式・形状といった構造条件や施工方法、地盤条件によって変わるため、これらの条件に応じて適切に定める必要がある。

(3) 軟弱地盤において、基礎の近くに盛土が行われたり、地下水のくみあげ等による地下水位の低下により有効応力が増加すると、圧密沈下が生じる。また、比較的新しく造成した埋立地等では圧密未了の場合が多い。圧密沈下が生じる可能性のある軟弱地盤に基礎を設ける場合には、地盤沈下が基礎に及ぼす影響について検討する必要がある。

圧密沈下が生じるおそれのある層を貫いて支持層に到達させた深い基礎では、地盤の沈下が生じた場合、基礎周面と地盤との摩擦により基礎は下向きの力を受ける。このような場合に周面摩擦力は支持力として期待できず、逆に荷重として作用することとなるため、こうした荷重に対して基礎の支持力や部材の応力度に問題が生じないかについて確認する必要がある。なお、圧密沈下による影響は、支持層の選定や地盤抵抗として考慮する範囲においても考慮する必要がある。

第2編 設計

表 3.3.2-2 レベル2 地震動を考慮する設計状況における設計計算モデル及び限界状態  
(道示IV表一解 8.2.3)

	設計計算モデル	降伏及びその目安	塑性率の制限値	変位の制限値
基本方針	<p>地盤抵抗及び基礎本体の塑性化、必要に応じて基礎の浮上りを考慮する。</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 杭頭がフーチングに剛結されたラメン構造</li> <li>・ 杭の軸方向及び軸直角方向の抵抗特性はパイリニア型</li> <li>・ 杭体の <math>M-\phi</math> 関係はパイリニア型又はトリア型</li> </ul>	<p>基礎全体系として、可逆性を確保する。</p> <p>上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。 [目安]</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 全ての杭で杭体が塑性化する。</li> <li>・ 一列の杭の杭頭反力が押込み支持力の上限値に達する。</li> </ul>	<p>橋脚基礎の場合の目安： 一般的な場合は4 斜杭を用いた場合は3 場所打ち杭の軸方向鉄筋にSD390又はSD490を用いた場合は2 橋台基礎の場合の目安： 橋脚基礎の塑性率の制限値から1減じた値</p>	<p>橋脚基礎において塑性化を考慮する場合には、基礎天端において、回転角度0.02rad程度を目安としてよい。</p>
ケーソン基礎	<p>基礎本体の <math>M-\phi</math> 関係は線形(塑性化を考慮する場合はパイリニア型又はトリア型) ・ 6種類の地盤抵抗要素(パイリニア型)</p>	<p>上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。 [目安]</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 基礎本体が塑性化する。</li> <li>・ 基礎前面地盤の60%が塑性化する。</li> <li>・ 基礎底面の60%が浮上る。</li> </ul>	<p>橋脚基礎の場合は式(解11.9.3)による。 橋台基礎の場合は3が目安。</p>	
鋼管矢板基礎		<p>上部構造の慣性力作用位置で水平変位が急増し始める。</p>	<p>橋脚基礎の場合は式(解11.9.3)による。 橋台基礎の場合は3が目安。</p>	
地中連続壁基礎		<p>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。</p>		
深礎基礎		<p>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。</p>		<p>(基礎が降伏しない範囲に留める。)</p>

第2編 設計

3-3-3. 杭基礎の設計（道示IV10.2、便覧2.1）

(1) 杭基礎における安定に関する耐荷性能の照査は、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重、水平荷重及び転倒モーメントにより生じる押込み力や引抜き力、水平変位に対して設定された限界状態1及び3を超えないことを確認する。杭基礎における部材及び接合部の強度に関する耐荷性能の照査は、上記荷重により杭体やフーチングに生じる断面力、杭頭反力等に対して、部材等の強度に関する限界状態1及び3を超えないことを確認する。

(2) レベル2地震動を考慮する設計状況における杭基礎の照査では、基礎を構成する部材又は地盤の一部が塑性化することも考慮したうえで、杭基礎全体としての状態を確認する必要がある。

<解説>

(1) 杭基礎の安定に関しては、基礎の挙動の可逆性や構造安定性の観点、橋の機能に影響を与えないようにする観点から検討が必要である。杭部材は、断面形状や鋼材配置、基礎が用いられる環境等の杭基礎特有の条件、耐荷性能及び耐久性能の照査の前提となる事項を踏まえ、道示IV10.8に規定される事項を満足する必要がある。

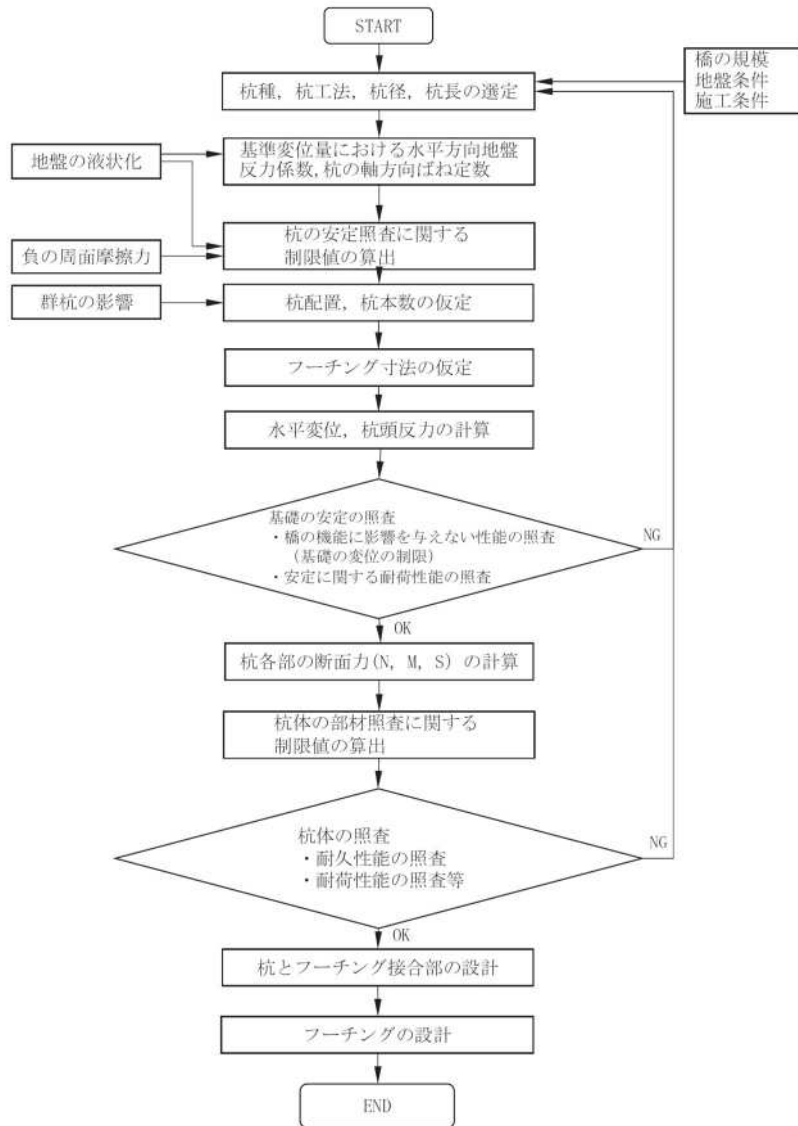


図 3-3-3.1 杭基礎の安定及び部材等の強度に関する照査の流れ（便覧図-III.2.1）  
（レベル2地震動を考慮する設計状況における耐荷性能の照査を除く）



第2編 設計

表 3.3.3-1 杭基礎の永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定照査の概要  
(道示IV表-解 10.2.1)

i) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定照査

照査		作用力等			
		軸方向押込み力及び引抜き力	水平荷重	上部構造から決まる変位 <sup>*2</sup>	
永続作用支配状況における変位の制限	照査に用いる工学的指標	地盤から決まる杭の支持力及び引抜き抵抗力	設計上の地盤面又はフーチング下面における水平変位	適切な位置における変位	
	照査意図	沈下及び引抜きの抑制	水平変位の抑制	上部構造に影響を与える変位の抑制	
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における耐荷性能	限界状態 1	照査に用いる工学的指標	地盤から決まる杭の支持力及び引抜き抵抗力 (降伏支持力及び降伏引抜き抵抗力)	設計上の地盤面又はフーチング下面における水平変位 (地盤から決まる杭の降伏水平変位)	—
		照査意図	鉛直地盤抵抗 (押込み・引抜き) の塑性化の抑制 (基礎の応答の可逆性の確保) 等	水平地盤抵抗の塑性化の抑制 (基礎の応答の可逆性の確保) 等	—
	限界状態 3	照査に用いる工学的指標	— <sup>*1</sup>	— <sup>*1</sup>	—
		照査意図	地盤の支持力, 抵抗力の喪失防止等	地盤の水平抵抗力の喪失防止等	—

\* 1: 限界状態 1 の照査で担保。

\* 2: 上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合に実施。

ii) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における部材照査 (杭体)

照査		作用力 <sup>*1</sup>							
		軸力及び曲げモーメント				せん断力			
		鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭	SC 杭	場所打ち杭	PHC 杭	鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭	SC 杭	場所打ち杭	PHC 杭
永続作用支配状況における耐荷性能の前提	照査に用いる工学的指標	鋼材の圧縮・引張応力度	—	—	鋼材のせん断応力度	コンクリートのせん断応力度	—	—	
	照査意図	耐荷性能の前提となる構造の確保	—	—	耐荷性能の前提となる構造の確保	耐荷性能の前提となる構造の確保	—	—	
永続作用支配状況及び変動作用支配状況における耐荷性能	限界状態 1	照査に用いる工学的指標	鋼材の応力度 (降伏強度)	曲げモーメント (降伏曲げモーメント)	コンクリートの圧縮・引張応力度	— <sup>*2</sup>	— <sup>*2</sup>	— <sup>*2</sup>	コンクリートの斜引張応力度
		照査意図	部材抵抗の可逆性の確保						
	限界状態 3	照査に用いる工学的指標	— <sup>*3</sup>	— <sup>*3</sup>	曲げモーメント (破壊抵抗曲げモーメント)	鋼材のせん断応力度	せん断力	—	—
		照査意図	部材抵抗の喪失防止						

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

\* 2: 限界状態 3 の照査で担保。

\* 3: 限界状態 1 の照査で担保。

第2編 設計

(2) 杭基礎のレベル2地震動を考慮する設計状況における基礎の照査は、杭単体で曲げや安定に関して照査するのではなく、基礎を構成する部材と地盤を一体とした基礎全体としての挙動に着眼して、基礎全体の状態が基礎全体系に対する変位や塑性率を指標とした基礎の限界状態を超えないことを確認する。また、せん断力を受ける杭体に対する照査、フーチングに対する照査、杭とフーチングの接合部に対する照査を満足することを確認する必要がある。

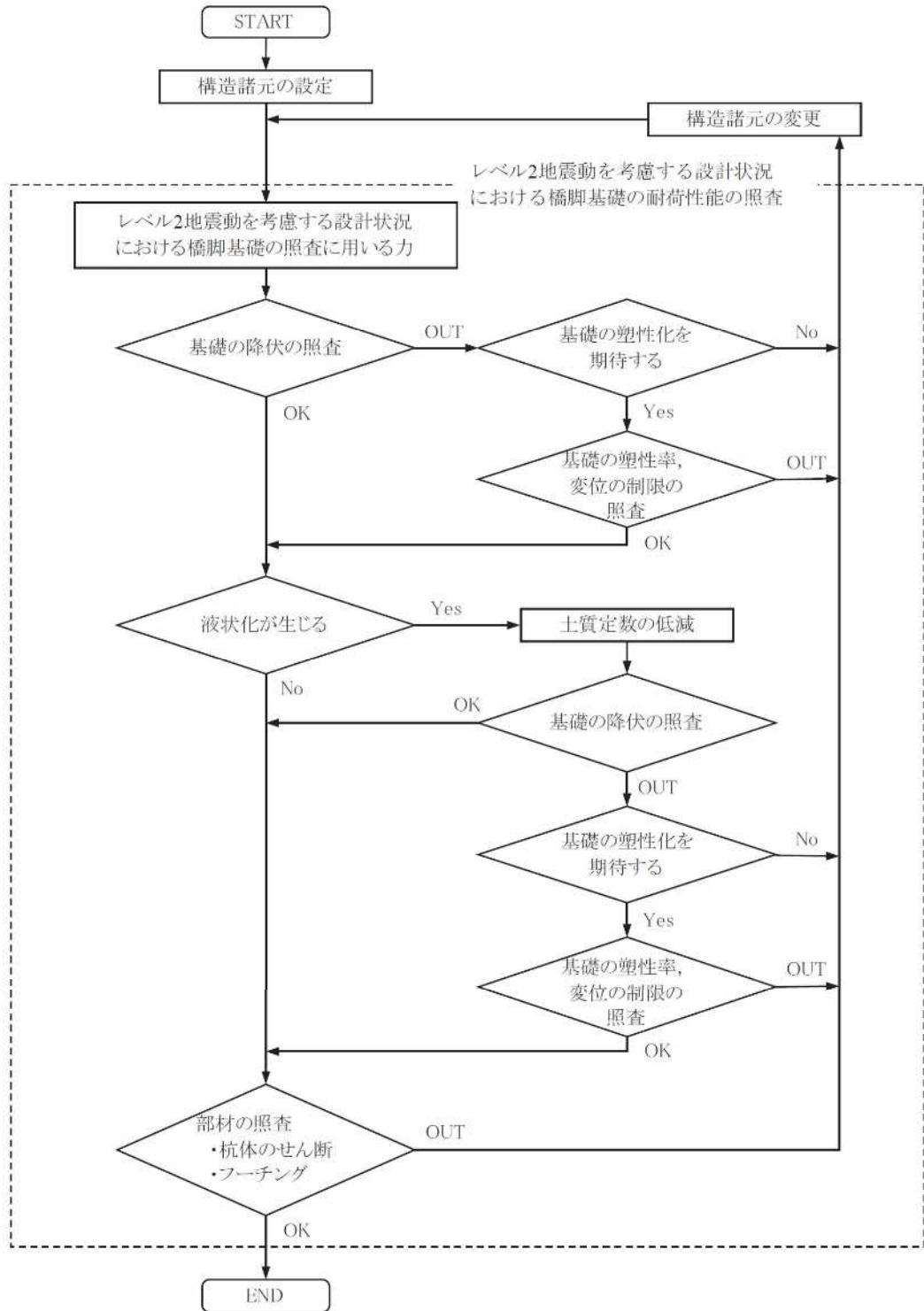


図 3-3-3.2 レベル2地震動を考慮する設計状況における橋脚基礎の耐荷性能の照査の流れ (便覧図-III. 2. 2)

第2編 設計

表 3.3.3-2 杭基礎のレベル2 地震動を考慮する設計状況における照査の概要  
(道示IV表-解 10.2.1)

iii) レベル2 地震動を考慮する設計状況における照査

照査			基礎全体系の照査 *1	
レベル2 地震動を 考慮する 設計状況 における 耐荷性能	限界 状態 1	杭基礎に塑性 化を考慮しな い	照査に用いる 工学的指標	上部構造の慣性力作用位置における水平変位 (基礎の降伏変位)
			照査意図	基礎全体系の挙動の可逆性の確保
	限界 状態 2	杭基礎に塑性 化を考慮する	照査に用いる 工学的指標	基礎の塑性率及びフーチング底面位置の回転角 *2
			照査意図	基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る 程度に留まる等
	限界状態 3		照査に用いる 工学的指標	*3
			照査意図	基礎の抵抗力の喪失防止

- \* 1：杭体のせん断等の部材照査を別途実施。
- \* 2：目安として提示。
- \* 3：限界状態 1 又は限界状態 2 の照査で担保。

(b) 耐久性能の照査

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

- \*：疲労のほか、鋼材の腐食に対しても設計。

3-3-4. 杭の配列 (道示IV10.4、便覧 2.3)

- (1) 杭の配列は、永続作用に対して過度に特定の杭に荷重が集中せずできる限り均等に荷重を受け  
るようにして、永続作用支配状況において引抜きが生じないように配列することを標準とする。
- (2) 杭間隔が杭径の 2.5 倍未満となる場合には、道示IV10.7.1 の規定に従って群杭としての影響  
を考慮しなければならない。

<解説>

(1) 杭は、下部構造躯体の形状や寸法、杭の寸法や本数、群杭の影響、施工条件、斜杭の適用等を考  
慮するとともに、長期の持続荷重に対して過度に特定の杭に荷重が集中せずできる限り均等に荷重を  
受けるように配列することが規定されている。このためには、フーチングが剛体とみなせるような杭  
間隔やフーチング厚さとすることが基本である。

第2編 設計

(2) 道示IVでは杭径の2.5倍未満の中心間隔となる場合には、群杭の影響を考慮しなければならないことが規定されている。これは、杭の中心間隔が小さくなると杭の軸方向押し込み支持力、水平方向地盤反力係数等が単杭の場合より小さくなるが $2.5D$  ( $D$ : 杭径, 鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径) 程度以上離れていれば、群杭の影響が比較的小さく、また、施工性についても一般的に大きな問題はないと考えられるためであり、この間隔を基本として決定しているのが一般的である。用地や施工上の制約等があり、杭間隔を狭くする必要のある場合には、群杭の影響を考慮した設計を行う必要がある。

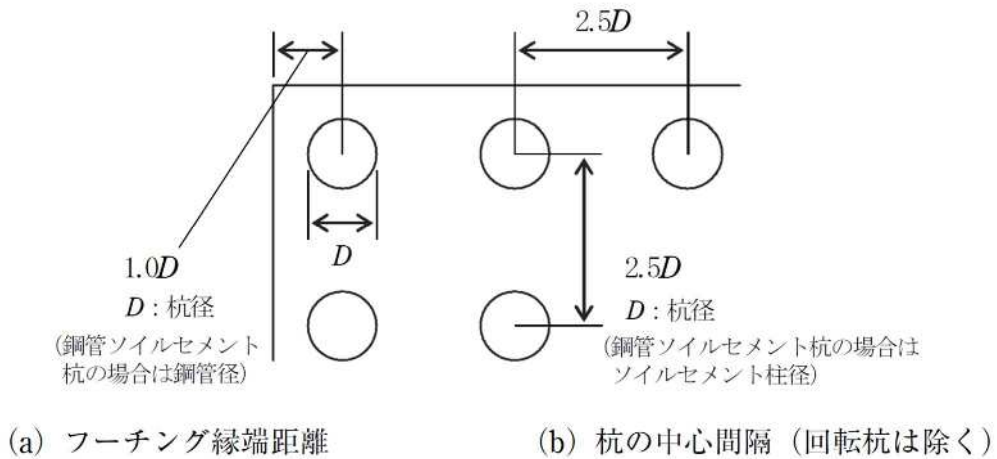


図 3-3-4.1 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離 (道示IV図-解 10.8.8)

回転杭工法に用いる鋼管杭は杭先端に羽根を有しており、杭径  $D_p$  と羽根部の外径  $D_w$  が異なる。杭の最小中心間隔を羽根外径が杭径の1.5倍の場合は $2.5D_p$ 、2.0倍の場合は $3.0D_p$ とし、杭先端の羽根どうしの純間隔として $1.0D_p$ 以上確保している場合、杭の軸方向押し込み力及び軸方向引抜き力は設計上群杭の影響を考慮しなくてよいことが実験及び解析により確認されている。

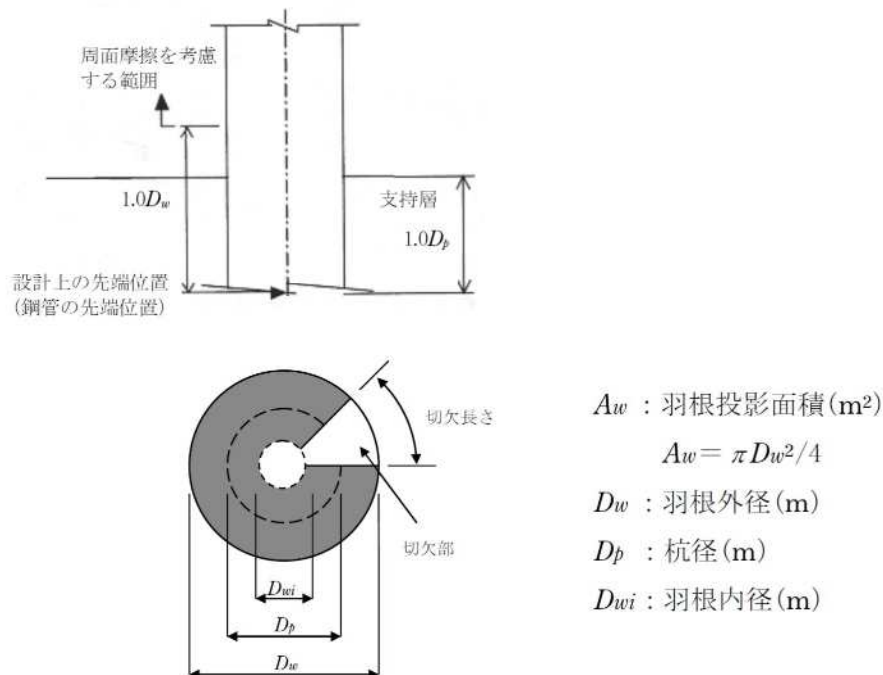


図 3-3-4.2 回転杭の先端投影面積と周面摩擦を考慮する範囲 (道示IV図-解 10.5.4)

## 第2編 設計

地盤が軟弱で基礎に生じる水平変位が大きくなるような条件では、斜杭を用いることにより、必要な基礎本体の水平耐力を直杭の時と比べて少ない本数で確保でき、合理的な構造となる可能性がある。なお、最外周の杭とフーチングの縁端との距離は、フーチングの水平押抜きせん断破壊や杭頭部の損傷による破壊が生じないように、杭の施工誤差や配筋の余裕、仮想鉄筋コンクリート断面の寸法等を考慮して決定する必要がある。

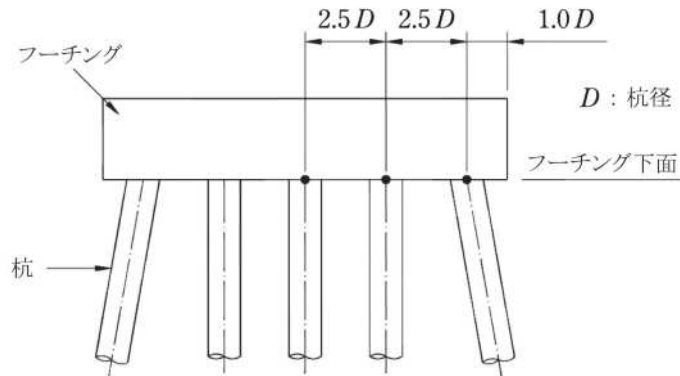


図 3-3-4.3 斜杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離 (便覧 図-III. 4. 10)

R C支柱の主鉄筋が D51 など太径を用いる場合は杭頭鉄筋と干渉する恐れがあるため、柱主鉄筋と杭頭鉄筋が干渉しないよう杭配置に留意する必要がある。

第2編 設計

3-4. 各杭の設計

3-4-1. 杭基礎の安定に関する設計 (道示IV10.5、便覧3章)

- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における基礎の変位の制限は、道示IV10.5.1を満足しなければならない。また、軌道走行面の許容変位量は、要領2.5を満足しなくてはならない。
- (2) 杭の軸方向押し込み力に対する支持の限界状態1および限界状態3は、道示IV10.5.2、10.5.3を満足しなければならない。
- (3) 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態1および限界状態3は、道示IV10.5.4、10.5.5を満足しなければならない。
- (4) 水平荷重に対する抵抗の限界状態1および限界状態3は、道示IV10.5.6、10.5.7を満足しなければならない。

<解説>

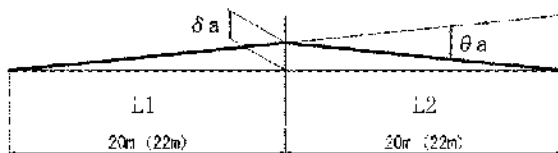
(1) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向押し込み力が道示IV式(10.5.1)により算出される杭の軸方向押し込み力の制限値を超えないほか、杭頭部に作用する軸方向引抜き力が、道示IV式(10.5.2)により算出される杭の軸方向引抜き力の制限値を超えないことを照査する。橋脚基礎の場合は、杭の水平変位の制限値は杭径の1%に相当する値とし、最小値は15mm、最大値は50mmとする。

以下に、要領2.5の軌道走行面の許容変位量を示す。

- 1) 軌道走行面の変位量を算出する荷重組合せ  
橋軸直角方向 活+横+遠心 (P=110kN)
- 2) 橋軸直角方向許容変位量 (標準P C軌道桁部)

$$\delta_{Ha} = \frac{L1 \times L2}{500(L1+L2)}$$

ここに、 $\delta_{Ha}$  : 橋軸直角方向の変位許容量  
L1, L2 : 支柱間隔 20m (22m)



L	$\delta_a$
20m	40 mm
22m	44 mm

$$\theta_a \leq \frac{4}{1000} \text{ rad}$$

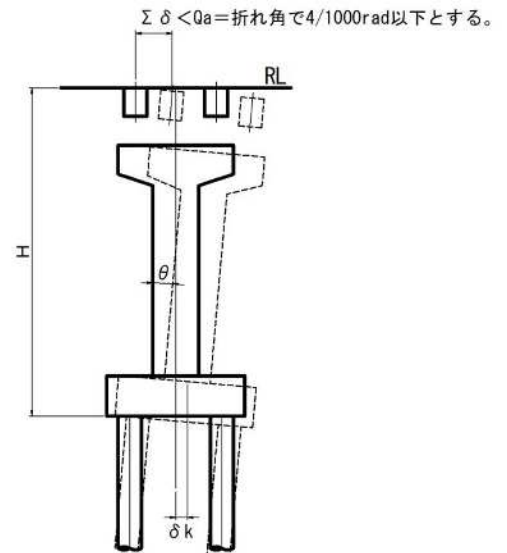
※大規模地震については「設計指針」を参照のこと

3) 支柱変位量の算出

基礎の回転を考慮して求める。

$$\Sigma \delta = \delta_s + H \cdot \theta + \delta_k$$

- ここに、 $\Sigma \delta$  : R.Lでのたわみ量  
 $\delta_s$  : 基礎天端より上方の支柱のたわみ量  
 $\theta$  : 基礎の回転角 (rad)  
 $\delta_k$  : 基礎の水平変位

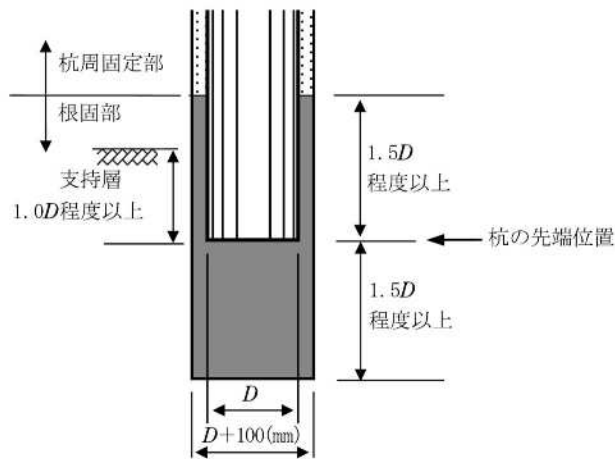


第2編 設計

(2) 杭の軸方向押し込み力に対する支持に関しては、杭の降伏支持力以下に留めることにより、地盤抵抗の塑性化を抑制し、基礎の応答の可逆性が確保される。このため、杭頭部に作用する軸方向押し込み力が道示IV式 (10.5.3) により算出される制限値を超えない場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

限界状態1の特性値として位置づけられる杭の降伏支持力は、限界状態3の特性値として位置づけられる極限支持力の約0.65倍という関係が認められ、限界状態1に対して所要の信頼性をもって超えないとみなせる場合には、限界状態3に対しても所要の信頼性をもって超えないとみなすことができる。

杭先端の極限支持力度  $qd$  の特性値を道示IV表-10.5.2 から定める際、評価に用いる  $N$  値は、杭体先端から杭径の3倍下方までの範囲の平均値としてよい。また、先端地盤の種別は、杭体先端から杭径の3倍下方までの範囲の支配的な地盤としてよい。なお、杭体先端から杭径の3倍下方までの範囲というのは、最低限必要な支持層厚という意味ではなく、根固部等と杭体が一体となって支持力を発揮する中掘り杭工法やプレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法については、根固部等の厚さも考慮して支持層を評価する必要がある。



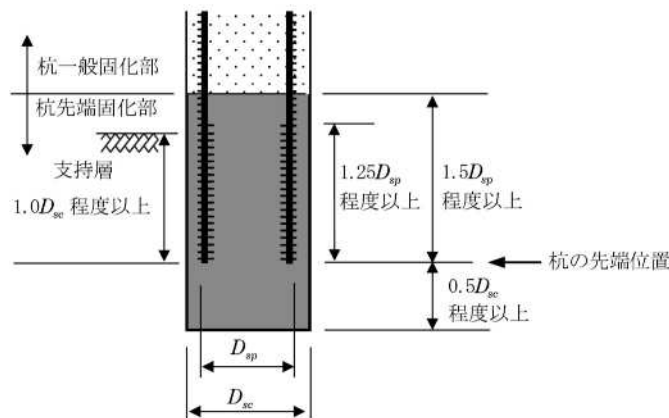
プレボーリング杭工法は、杭体の外径が 300mm から 1,000mm 程度の範囲の PHC 杭又は SC 杭を使用する工法。

イ) 支持層への杭先端部の根入れ深さは、杭径  $D$  程度以上とする。

ロ) 根固部への杭の貫入深さは杭径  $D$  の 1.5 倍程度以上とする。杭の先端位置から根固部の底面までの深さは、杭径  $D$  の 1.5 倍程度以上とする。

ハ) 杭周固定部及び根固部の径は杭径  $D$  に 100mm を加えたもの、杭外周のソイルセメント柱の片側かぶり厚は 50mm を標準とする。

図 3-4-1.1 プレボーリング杭の根固部 (道示IV図-解 10.5.2)



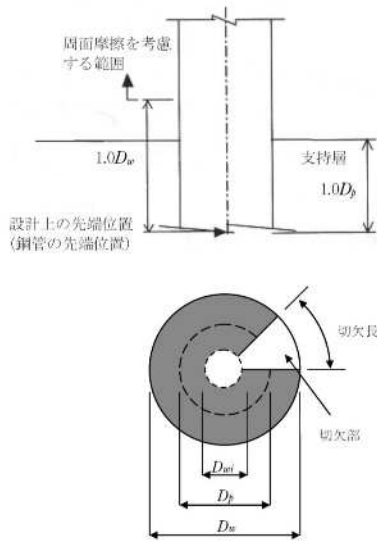
イ) 支持層への杭先端部の根入れ深さは、ソイルセメント柱径  $D_{sc}$  程度以上とする。

ロ) 杭先端固化部への鋼管の貫入深さは鋼管径  $D_{sp}$  の 1.5 倍程度以上とする。なお、杭の先端位置から鋼管径  $D_{sp}$  の 1.25 倍程度以上の範囲の鋼管内面には、リップ又は付着金物を必要とする。

ハ) 杭の先端位置から杭先端固化部の底面までの深さは、ソイルセメント柱径  $D_{sc}$  の 0.5 倍程度以上とする。

図 3-4-1.2 鋼管ソイルセメント杭の杭先端固化部 (道示IV図-解 10.5.3)

第2編 設計



$A_w$  : 羽根投影面積 (m<sup>2</sup>)  
 $A_w = \pi D_w^2 / 4$   
 $D_w$  : 羽根外径 (m)  
 $D_p$  : 杭径 (m)  
 $D_{wi}$  : 羽根内径 (m)

羽根外径が杭径の1.5 倍又は2.0 倍、先端閉塞タイプ又は羽根内径/ 杭径比 ( $D_{wi} / D_p$ )  $\leq 1/2$  の開口タイプ、羽根外周の切欠き長さの合計が全周の1/8 以下の羽根形状を有する回転杭工法を対象としており、鋼管径が400mm から1,200mm の場合で適用性が検証されている。

この際、支持層への杭先端の根入れ深さは杭径  $D_p$  程度以上とする。

なお、支持層が砂層及び砂れき層以外で回転杭を適用しようとする場合については、引抜き抵抗を含め十分な知見が無いので、施工性の確認等も含めて別途載荷試験による検討を行う必要がある。

図 3-4-1.3 回転杭の先端投影面積と周面摩擦を考慮する範囲 (道示IV図-解 10.5.4)

薄層に支持された杭の評価方法は、便覧参考資料5を参照して支持力を評価する。なお、ここで記載する評価方法は、場所打ち杭工法、中掘り杭工法(セメントミルク噴出攪拌方式)及び鋼管ソイルセメント杭工法を対象としたものである。よって、他の杭工法の場合は別途検討が必要である。

支持層の厚さが薄く、その下の弱い層もしくは圧密層の支持力や沈下を考慮しなければならない杭のことをここでは薄層支持杭といい、下図に示す有効層厚比  $H/D$  が3 以下の場合に適用するものとする。

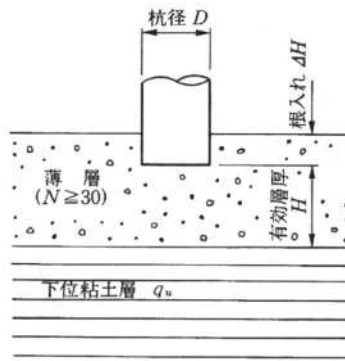


図 3-4-1.4 薄層支持の概略図 (便覧図-参 5.1)

薄層支持杭の先端支持力および支持層直下の地盤の支持力・沈下に対する検討、薄層支持における杭の軸方向ばね定数及び先端支持力度は、便覧参考資料5を参照して算出することとする。



第2編 設計

$$E_0 = \frac{-\frac{1}{B+2h_n \tan \theta} + \frac{1}{B}}{\sum \frac{1}{E_{0i}} \left( -\frac{1}{B+2h_i \tan \theta} + \frac{1}{B+2h_{i-1} \tan \theta} \right)} \dots\dots\dots(\text{参.5.3})$$

ここに、

$E_0$  : 地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : 基礎幅 (m)

$h_n$  : 影響を調べる深さ (m) で、基礎幅の3倍以上とする。

$h_i$  : 細分する各層底面までの深さ (m)

$E_{0i}$  : 細分した  $i$  番目の層の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\theta$  : 荷重の分散角度 (°) で、 $\theta = 30^\circ$  とする。

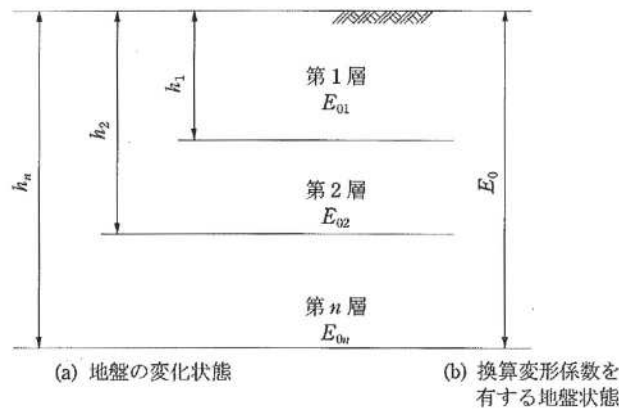


図 3-4-1.5 薄層の地盤が深さ方向に変化する場合の地盤ばね (便覧図-参 5.5)

(3) 杭の軸方向引抜きに対する抵抗に関しては、杭の降伏引抜き抵抗力以下に留めることにより、地盤抵抗の塑性化を抑制し、応答の可逆性が確保される。このため、杭頭部に作用する軸方向引抜き力が道示IV式 (10.5.5) により算出される制限値を超えない場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

回転杭工法では他の杭工法と異なり、杭に作用する引抜き力に対し、杭周面の摩擦力による抵抗のほかに杭先端に設けた羽根のアンカー効果による抵抗力が見込まれ、羽根外径/杭径比 ( $D_w/D_p$ ) が 1.5 又は 2.0 でかつ支持層への根入れ長さが杭径  $D_p$  以上の場合の回転杭の杭先端羽根による極限引抜き抵抗力の特性値は、道示IV式 (10.5.7) により算出される。回転杭において支持層が非常に硬く、所定の根入れが行われなかった場合や、支持層への根入れが深い場合には、別途慎重な検討が必要である。一般に支持層への根入れが  $1.5D_p$  以下である場合には、引抜き抵抗力の群杭効果を考慮しなくてよい。なお、道示IV式 (10.5.7) 中の土の単位体積重量  $\gamma_i$ 、 $\gamma$  については、荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。

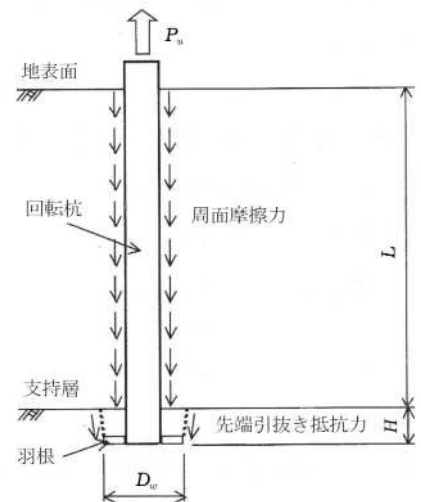


図 3-4-1.6 回転杭の引抜き抵抗機構 (道示IV図-解 10.5.5)

第2編 設計

(4) 道示IV10.5.6の規定を満足することで、限界状態1および限界状態3を超えないとみなすことができる。地盤抵抗の塑性化を抑制する観点から決まる杭の降伏水平変位の特性値は、一律に杭径の5%（ただし、鋼管ソイルセメント杭はソイルセメント柱径の5%）としている。

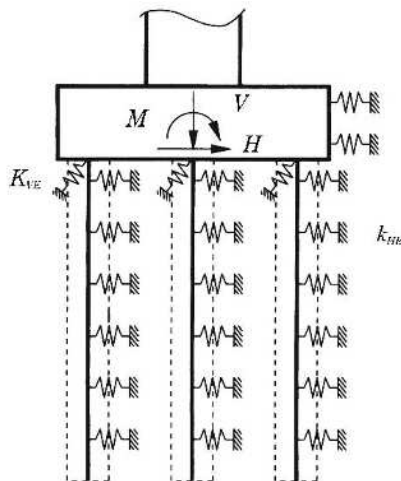
杭の水平変位の照査位置は、設計上の地盤面がフーチング下面以下の場合には設計上の地盤面、設計上の地盤面がフーチング下面より上の場合には杭頭位置とする。

3-4-2. 杭反力、変位及び杭体の断面力の計算（道示IV10.6、便覧3章）

- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における杭基礎の杭反力、変位及び杭体の断面力は、荷重分担、地盤条件、構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出する。
- (2) 杭基礎の設計に用いる地盤反力係数は、道示IV10.6.2、10.6.3に規定するばね定数による。

<解説>

(1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対する照査では、基礎本体は、フーチングを剛体、杭を弾性体とし、フーチングと杭が剛結されたラーメン構造としてモデル化する。



杭反力及びフーチング変位の計算上の仮定

- ・杭基礎は二次元構造物としてモデル化することを標準とする。
- ・杭は、押し込み、引抜き、曲げともに線形弾性的であるとし、杭頭部の軸方向ばね定数及び水平方向地盤反力係数は、地盤抵抗を線形弾性的であると仮定して定める。また、杭頭部の軸方向ばね定数及び水平方向地盤反力係数は、押し込み及び引抜きとも同じ値を用いる。

図3-4-2.1 杭基礎の解析に用いるモデル（ラーメンモデル 道示IV図-解10.6.1）

(2) 杭の水平変位が杭径の1%を超え、かつ15mmよりも大きくなる場合には、杭前面の水平方向地盤反力係数は道示IV式（10.6.2）に従って水平変位に応じた補正を行うが、地盤の非線形性を考慮するレベル2地震動を考慮する設計状況における水平方向地盤反力係数を算出する場合、適用しない。

3-4-3. 特殊な条件における杭基礎の設計（道示IV10.7、便覧4章）

- (1) 群杭の影響を考慮して設計する場合には、限界状態の設定並びに杭反力、変位及び杭体の断面力の算出において、杭と杭間の地盤が一体として挙動することによる支持力及び沈下量への影響並びに杭どうしの干渉による水平変位への影響を考慮しなければならない。
- (2) 圧密沈下が生じると考えられる地盤中に杭を打設する場合には、杭体の損傷を防ぎ、橋の機能を確保するために杭の支持力、杭体応力度及び杭頭部の沈下量について、負の周面摩擦力等による影響を考慮して検討しなければならない。

<解説>

第2編 設計

(1) 杭中心間隔がある程度より密になると杭と杭間の地盤が一体となって、あたかも1基のケーソン基礎としての挙動を示すようになり、杭1本あたりの支持力が低下する。この限界の杭中心間隔は地盤の性質、杭の配列によって異なり、一律に規定することができないため、杭基礎を仮想ケーソン基礎と考えて、支持力の上限值を計算することとしてもよい。

群杭が水平力を受ける場合には、杭相互の干渉により各杭の荷重分担が相違し、全体としての効率も単杭の場合に比べて低下する。群杭の水平抵抗について、杭中心間隔が2.5D程度であれば、単杭の水平方向地盤反力係数をそのまま使っても、実用上差し支えないとして扱ってきた。やむを得ず杭中心間隔をさらに小さくする場合は、設計上水平方向地盤反力係数の低下を道示IV解10.7.1の補正係数を考慮する必要がある。

(2) 圧密沈下が生じると考えられる地盤を貫いて打設される杭では、杭周面に下向きに作用する負の周面摩擦力を考慮する必要がある。道示IV10.7.2および便覧4.4に示す鉛直支持力の検討および杭体応力度の検討、杭頭部の沈下量の検討を行う必要がある。

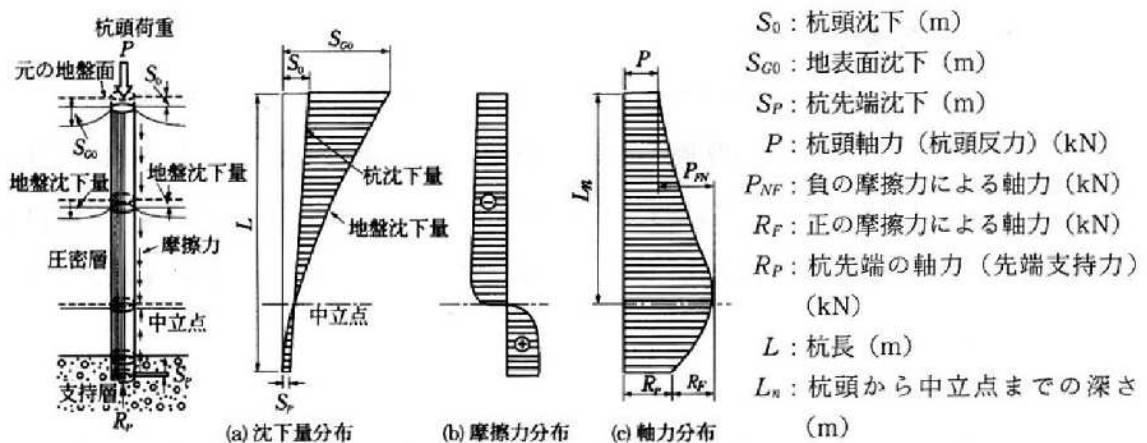


図3-4-3.1 負の周面摩擦現象 (便覧図-III.4.7)

3-4-4. 杭基礎の部材及び接合部の設計 (道示IV10.8、便覧5章)

- (1) 杭基礎の部材及び接合部は、完成後に作用する荷重のほか、施工時に作用する荷重に対しても安全であるようにしなければならない。
- (2) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭は、道示IV10.8.2を満足する場合、限界状態1および限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (3) PHC杭及びSC杭は、道示IV10.8.3、10.8.4を満足する場合、限界状態1および限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (4) 場所打ち杭は、軸力及び曲げモーメントに対して、道示Ⅲ式(5.5.1)制限値を満足すれば限界状態1、道示Ⅲ式(5.8.1)制限値を満足すれば限界状態3を超えないとみなしてよい。  
せん断力に対する照査は、各設計状況において算出される杭体に生じるせん断力に対し、道示Ⅲ式(5.8.2)及び道示Ⅲ式(5.8.7)に規定するせん断強度に関する限界状態3を超えない場合には、せん断力に対する杭体の強度に関する限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (5) 杭の継手は、断面の余裕、地盤の剛性変化及び腐食等を考慮し、その影響が少ないところに設けなければならない。杭とフーチングの接合部は、杭が限界状態3に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。また、杭とフーチングの接合部は剛結とみなせる構造としなければならない。

第2編 設計

<解説>

(1) 運搬中の大きい衝撃や、杭の建込み時に吊下げられた杭の自重による軸方向引張応力度が完成後には考えられない応力が作用する場合は検討する必要がある。

回転杭の鋼管については施工時の回転トルク等に対して安全であることを照査するとともに、羽根部及び接合部については杭本体から伝達される荷重に対して安全となるものを選定する。

(2) 部材の耐荷性能の照査を行うにあたって、鋼管に生じる引張応力度、圧縮応力度及びせん断応力度が、道示IV表-10.8.1に規定される制限値を超えないことを確認する。

永続作用支配状況及び変動作用支配状況において算出される杭体応力度に対し、軸力及び曲げモーメントに対する杭体の強度に関する限界状態1を超えない場合には、軸力及び曲げモーメントに対する杭体の強度に関する限界状態3を超えないとみなしてよい。

永続作用支配状況及び変動作用支配状況において算出される杭体応力度に対し、せん断力に対する杭体の強度に関する限界状態3を超えない場合には、せん断力に対する杭体の強度に関する限界状態1を超えないとみなしてよい。

鋼管の疲労への対策は、耐荷性能の照査の前提となる鋼管の応力度の照査を満足していること、及び道示IV10.10.1に規定される構造細目(JIS A 5525)に適合していること、最小板厚として肉厚9mm以上の鋼管を用いることで、鋼管の疲労に対する耐久性能を確保しているとみなしてよい。

鋼管の腐食への対策として、鋼管の腐食減厚は、鋼管が土又は水、ソイルセメントに接する外面について考慮することを標準とする。腐食減厚に対しては、海水や腐食を促進させる工場廃水等の影響を受けない場合で、腐食調査も行わず、また、防食処理も施さないときは、常時水中及び土中にある部分(地下水にある部分も含む)について、一般に設計供用期間の標準である100年に対して1mmの腐食しろを考慮するのがよい。

(3) SC杭のコンクリートは、PHC杭のコンクリートと同様に扱えるものとみなしてよく、圧縮応力度の制限値はPHC杭と同じ値が規定されている。

PHC杭のせん断力に対する設計に用いるせん断スパン $a$ の算出方法は道示IV参考資料8による。

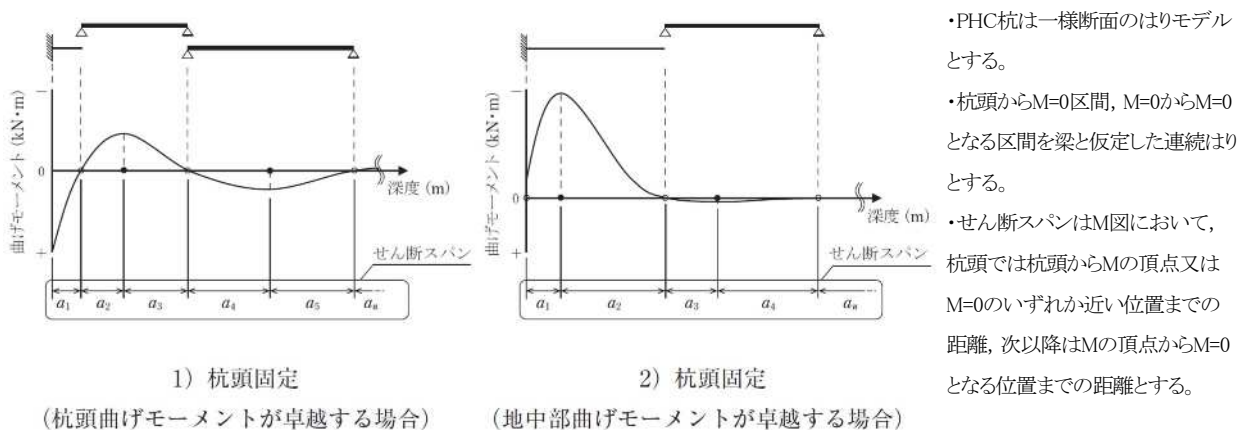


図3-4-4.1 PHC杭におけるせん断スパン $a$ の算出方法の例(道示IV図-参8-1)

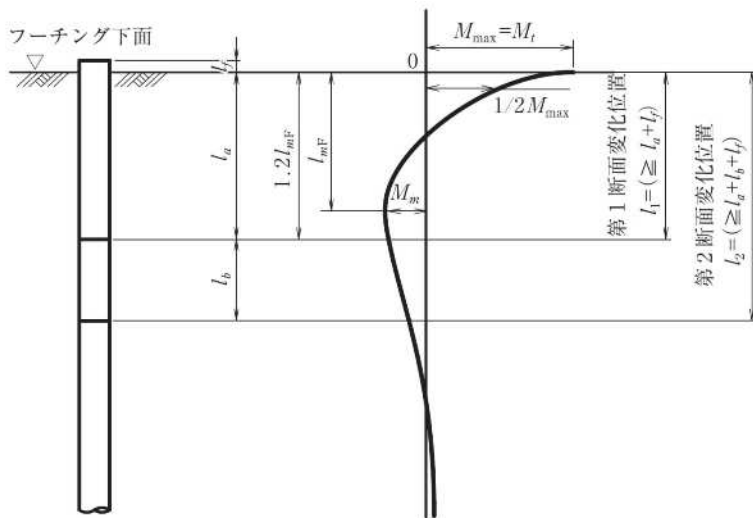
(4) 場所打ち杭の鉄筋かぶり、地山の凹凸や鉄筋かごの建込み等を考慮して決定するとともに、鉄筋のかぶりを設計径の外周から120mm以上とする場合には、場所打ち杭の内部鋼材の腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよいとされている。

第2編 設計

(5) 杭の継手の設計では、構造物の完成後の荷重による軸力、曲げモーメント及びせん断力に対して必要な耐荷性能を満足するとともに、施工時の荷重に対しても破壊することなく安全となることについても照査する。杭の継手は、杭体一般部が限界状態3に至る状態となっても過度な損傷や剛性変化が生じず、可逆的な挙動を示す範囲に留まることが望ましい。また、継手は杭本体と同等以上の剛性を有することに加え、杭体の全強以上の強度を有するようにするのがよい。このことが確認されている継手を確認されている条件で使用する場合は、継手の耐荷性能に対する個別の照査は不要となる。

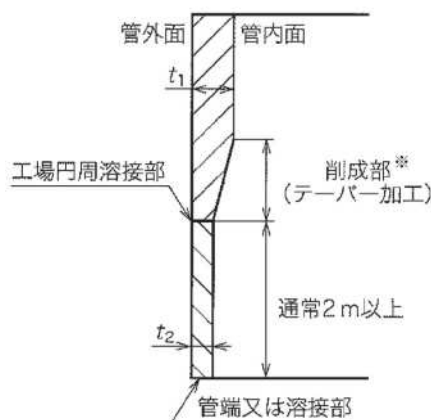
一般に断面変化させた場合は、杭体の全長にわたって同一の断面諸元とする場合と比べて、発生断面力が小さい箇所で鉄筋量や鋼管板厚等を減じることができるものの、むやみに断面変化を行うとこかえってコストアップになる場合があるため、経済性も考慮のうえ検討するのがよい。

1) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の継手



- 断面変化位置が2箇所以上となる場合は、各断面変化位置の距離を2m以上確保する。また、杭頭から各断面変化位置までの長さは、0.5m単位で切り上げる。
- la: フーチング下面から、最大曲げモーメント  $M_{max}$  の1/2となる位置 ( $1/2 M_{max}$ 位置) 又は地中部最大曲げモーメントの深さ  $l_m F$  に1.2を乗じた位置 ( $1.2 l_m F$ ) までの距離 (m)
- lb: 第1断面下端位置より、最小肉厚  $t_{min}$  となる第3断面にて杭体の照査を満足する位置までの距離 (m)

図 3-4-4.2 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の断面変化位置 (例) (便覧図-III. 5. 8)



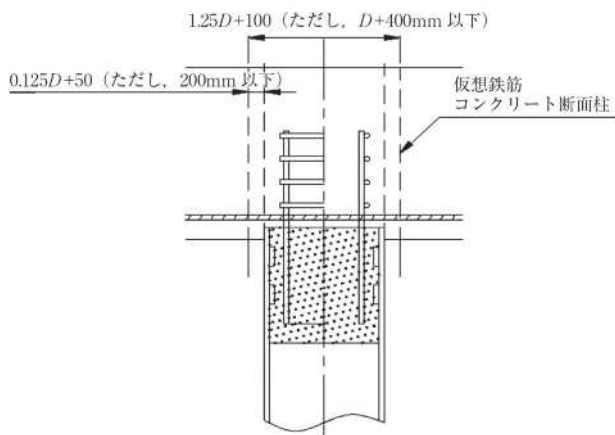
- 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の板厚変化は、極端な断面変化による応力集中の影響を考慮して、1箇所での板厚変化の最大値は 7mm とする。

※素管の内側の削成部の長さは、 $4(t_1 - t_2)$  以上とする。ただし、 $(t_1 - t_2)$  が 2mm 以下のとき、または工場円周溶接部を内外面溶接とする場合で  $(t_1 - t_2)$  が 3mm 以下のときは、削らなくてよい。

(JIS A 5525)

図 3-4-4.3 鋼管杭断面変化部の構造 (便覧図-III. 5. 9)

第2編 設計



- ・杭とフーチングの接合部は、剛体と仮定できる厚さを有するフーチングを前提として、杭頭部に作用する軸力及び曲げモーメントに対して設計する。
- ・フーチング内の杭の埋込み長さを最小限度(100mm)に留め、補強鉄筋により杭頭曲げモーメントに抵抗する。
- ・仮想鉄筋コンクリート断面の図心は杭断面の図心と一致するものとし、仮想鉄筋コンクリート断面の直径(有効径)は、杭径 D (ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径:mm)に 0.25D+100(mm) (ただし、最大 400 mm)を加えた径とする。

図 3-4-4.4 仮想鉄筋コンクリート断面 (便覧図-Ⅲ. 5. 30)

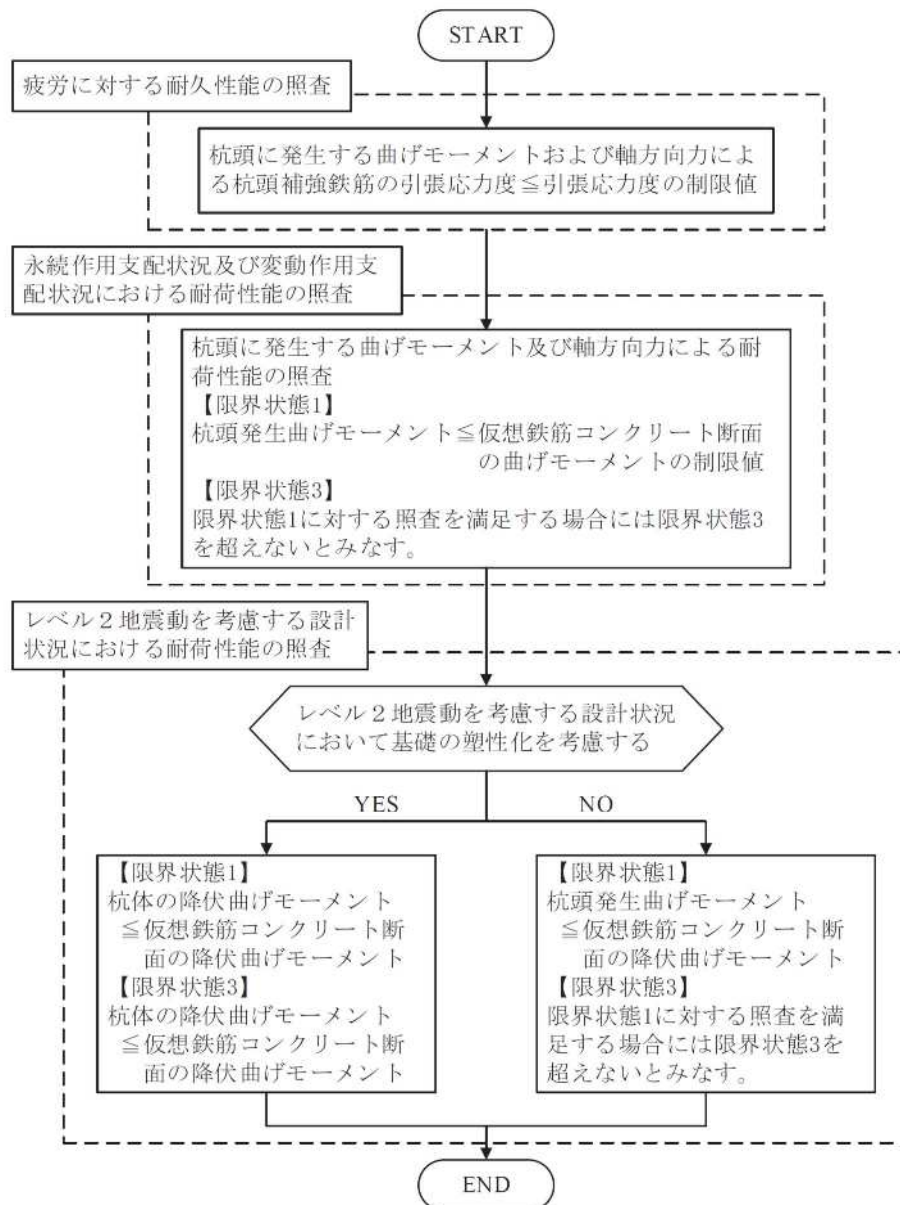
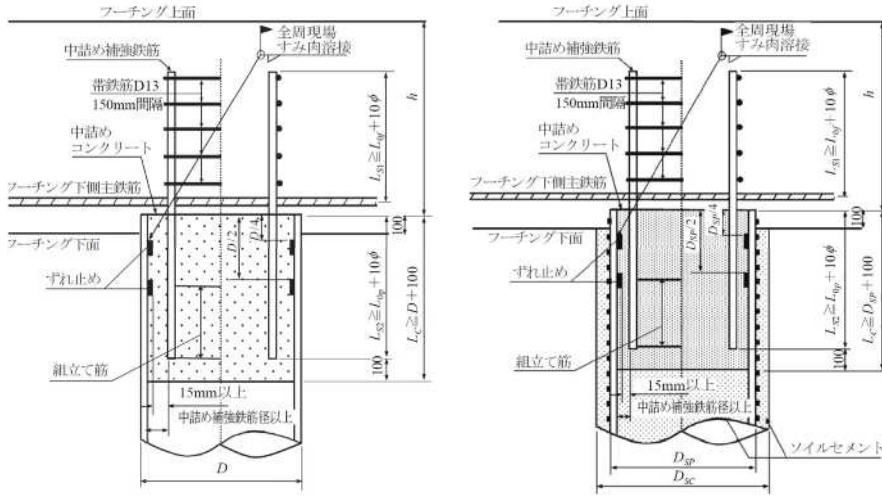


図 3-4-4.5 既製杭における仮想鉄筋コンクリート断面の照査手順 (便覧図-Ⅲ. 5. 31)

第2編 設計



鋼管杭

鋼管ソイルセメント杭

図3-4-4.6 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の接合方法 (道示IV図-解 10.8.2、10.8.3)

- ・フーチングコンクリートへの杭の埋込み長  $l$  は、一般に 100 mm (最小埋込み長) とする。
- ・補強鉄筋のフーチング内への定着長は、フーチング下側主鉄筋の中心位置から  $L0f + 10\phi$  ( $\phi$  は補強鉄筋の直径) を確保する。
- ・鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の場合はフーチング下面から杭径  $D$  (鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径  $D_{sp}$ ) 分の範囲にコンクリートを杭体内に打設する。

杭体内ずれ止めの肉厚 (道示IV 表-解 10.8.1)

杭 径 (mm)	ずれ止め厚さ (mm)
800 未満	9
800 以上～1,200 未満	12
1,200 以上～1,500 未満	16

- ・中詰めコンクリートは、杭頭部にフーチングと同じ強度のコンクリートを打設することが標準である。
- ・杭体内のずれ止めは表-解10.8.1に示す肉厚で2段取り付けることを標準とする。ずれ止めの幅は肉厚の2倍以上とする。なお、ずれ止めの現場溶接は施工性を考慮してずれ止め上面の全周すみ肉溶接とする。
- ・ずれ止めと鉄筋のあきは一般に15mm以上、杭と鉄筋のあきは鉄筋径以上とする。
- ・鉄筋の定着長  $L0f$ 、 $L0p$  はⅢ編式(5.2.1)により算出する。なお、フーチング内に定着体を用いて定着する場合には、Ⅲ編 5.2.5 の規定に基づき定着効果が確認された範囲で適切に確保する。
- ・鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の杭頭部の補強は、施工品質の確保が可能な中詰め補強鉄筋を用いた鉄筋かご方式による。施工品質の確保が困難な溶接による補強は用いないこととし、SD345 の中詰め補強鉄筋では配置が困難な場合には、SD390やSD490を用いる。ただし、この場合にはⅢ編 1.4 で解説しているようにコンクリートの設計基準強度を  $30\text{N}/\text{mm}^2$  とする。

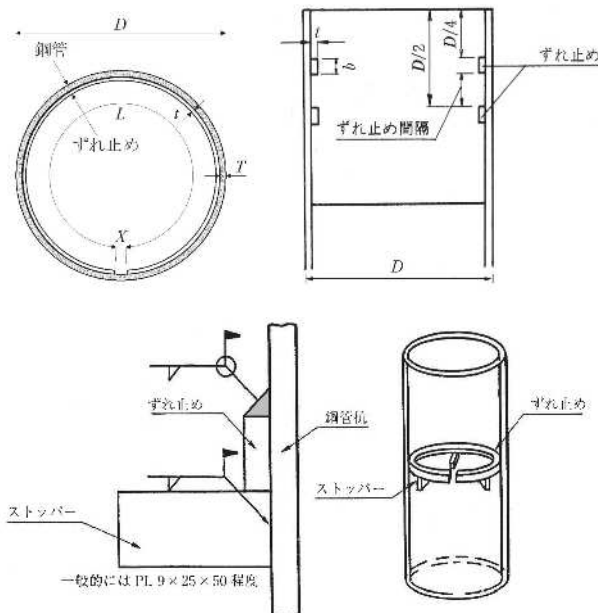


図3-4-4.7 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭のずれ止め例 (便覧図-Ⅲ. 5. 39, 40, 41)

第2編 設計

2) PHC 杭及び SC 杭の継手

第1断面変化位置は、鋼管杭と同様に、最大曲げモーメント  $M_{max}$  の  $1/2$  となる位置 ( $1/2M_{max}$  位置) 又は地中部最大曲げモーメントの深さ  $1mF$  に  $1.2$  を乗じた位置 ( $1.2 \cdot 1mF$ ) までのうち、いずれか深い位置で設定する。

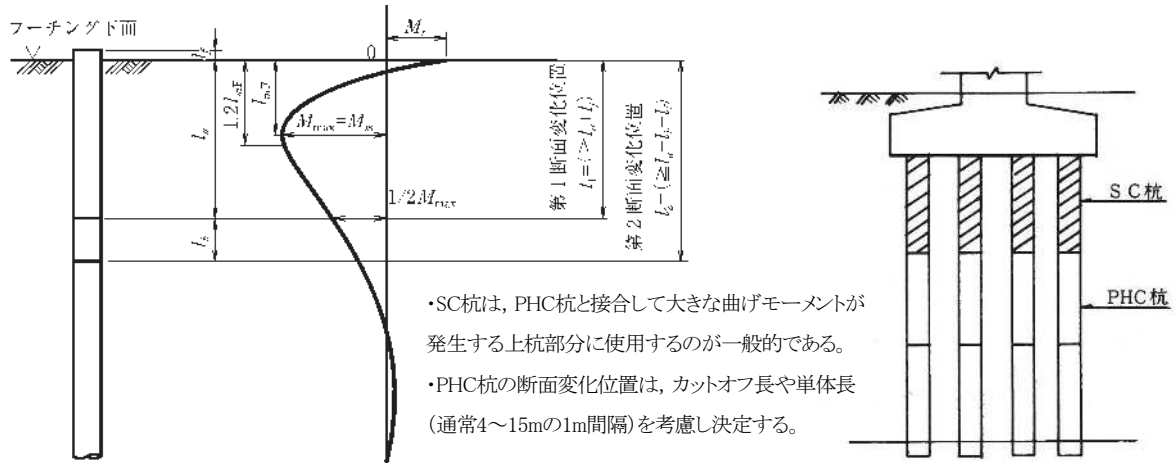


図 3-4-4.8 PHC 杭の断面変化位置と SC 杭と PHC 杭との接続 (例)  
 (便覧図-Ⅲ. 5. 10 図-Ⅲ. 5. 11)

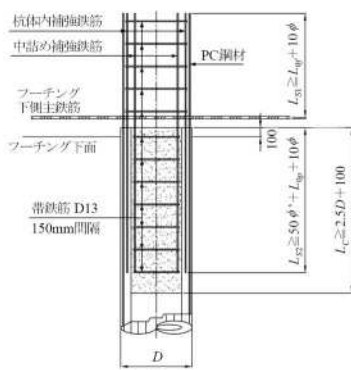


図 3-4-4.9 PHC 杭と SC 杭の接合方法 (例)  
 (道示Ⅳ図-解 10. 8. 5、10. 8. 6)

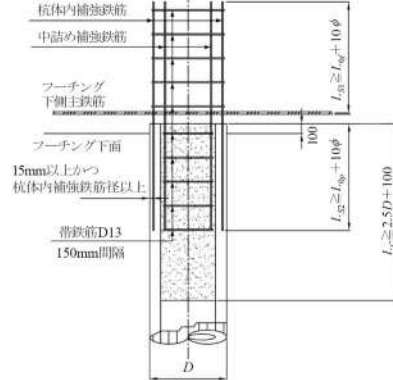
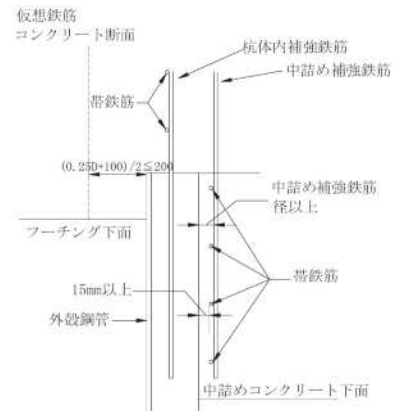


図 3-4-4.10 SC 杭の標準的な接合方法の構造詳細 (便覧図-Ⅲ. 5. 42)



2) 場所打ち杭の継手

場所打ち杭の断面変化は、鉄筋かご建込み時の安定性を考慮して最大でも 2 断面までとする。場所打ち杭の施工時における鉄筋かごの座屈や変形等が生じないように配慮して、各断面 1 回の断面変化における鉄筋量は、 $1/2$  程度以上の鉄筋量を確保するのが望ましい。さらに、異なる径の鉄筋を重ね継手で継ぐ場合は、継ぐ位置において必要となる鉄筋の直径をもとに継手長を算出する。

一般に、オールケーシング工法は小口径杭  $\phi 1000 \sim \phi 1500$  程度に適用する。リバース工法は大口径杭  $\phi 1800 \sim \phi 5000$  程度に適用できるが大口径杭の採用にあたっては別途協議とする。



第2編 設計

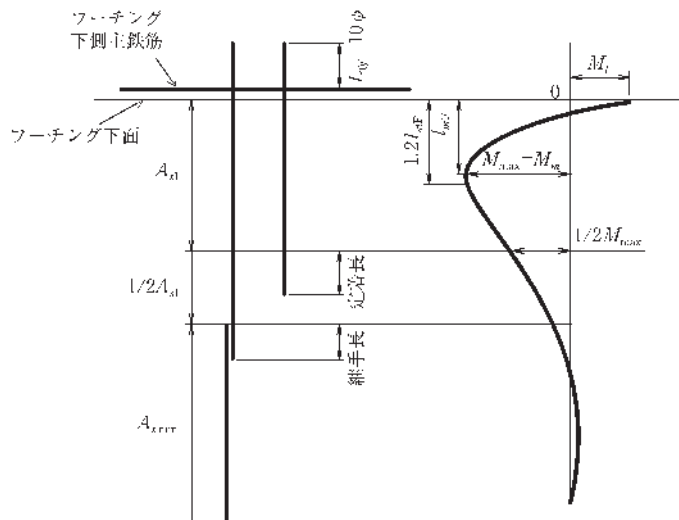
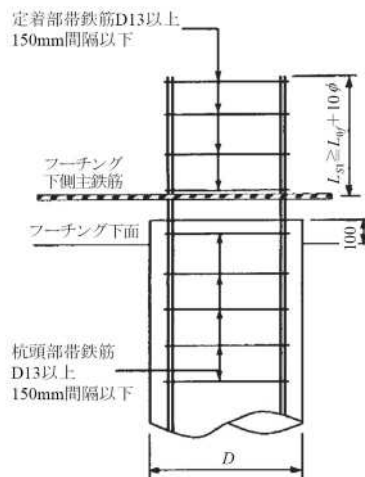


図 3-4-4.10 場所打ち杭の断面変化 (例)  
(便覧図-III. 5. 12)

- ① 曲げモーメントの最大値に対して杭頭付近の鉄筋量  $A_{s1}$  を求める。
- ② 最大曲げモーメント  $M_{max}$  の  $1/2$  となる位置 ( $1/2 M_{max}$  位置) 又は地中部最大曲げモーメントの深さ  $l_{af}$  に  $1.2$  を乗じた位置 ( $1.2 l_{af}$ )、又は、 $A_{s1}$  の半分の鉄筋で杭体の照査を満足する位置のいずれか深い方までのばし、そこから所定の定着長を確保して定着する。
- ③ 残りの半分の鉄筋は、最小鉄筋量 (0.4%) を満足する鉄筋量  $A_{smin}$  (ただし、鉄筋本数は変えずに鉄筋径の変更により調整する) にて杭体の照査を満足する位置までのばす。
- ④ それより深い部分は、鉄筋本数はそのままとし、最小鉄筋量 (0.4%) を下回らない範囲の鉄筋量を、鉄筋径を調整して配置する。



- ・フーチングコンクリートへの杭の埋込み長  $l$  は、一般に 100 mm (最小埋込み長) とする。
- ・補強鉄筋のフーチング内への定着長は、フーチング下側主鉄筋の中心位置から  $L_{af} + 10\phi$  ( $\phi$  は補強鉄筋の直径) を確保する。
- ・鉄筋の定着長  $L_{af}$  は次式により算出される付着応力度より算出する。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \cdot \phi$$

$l_a$ : 付着応力度より算出する定着長 (mm)

$\sigma_{sa}$ : 鉄筋の引張応力度の基本値 (N/mm<sup>2</sup>) で、道示 III 表-5.2.4 による。

$\tau_{0a}$ : コンクリートの付着応力度の基本値 (N/mm<sup>2</sup>) で、道示 III 表-5.2.5 による。

$\phi$ : 鉄筋の直径 (mm)

図 3-4-4.11 場所打ち杭の接合方法 (例)  
(道示 IV 図-解 10.8.7)

3-4-5. 杭基礎の構造細目

- (1) 鋼管杭は、道示 IV 10.10.1 に示す構造細目を満足すること。
- (2) PHC 杭は道示 IV 10.10.2 に、SC 杭は道示 IV 10.10.3 に示す構造細目を満足すること。
- (3) 鋼管ソイルセメント杭は、道示 IV 10.10.4 に示す構造細目を満足すること。
- (4) 場所打ち杭は、道示 IV 10.10.5 に示す構造細目を満足すること。

<解説>

(1) 鋼管杭の最小肉厚は 9 mm とし、鋼管杭の内面は閉鎖環境にあり、酸素が供給されないためほとんど腐食しないことから、鋼管杭の腐食しろは外面 1mm とすればよい。鋼管杭の継手は一般に半自動溶接法によることが多く、杭本体と同等以上の剛性及び耐力を有する構造としてよい。

第2編 設計

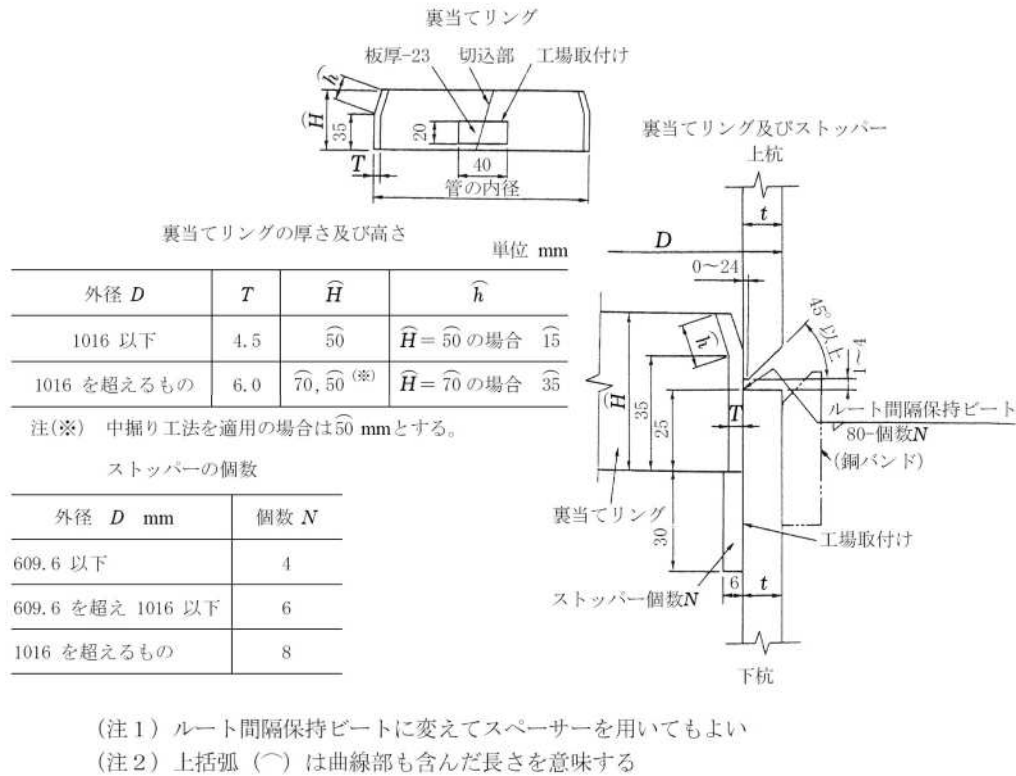


図 3-4-5.1 鋼管杭の半自動溶接現場継手標準形状寸法 (道示IV図-解 10.10.2)

鋼管杭の機械式継手は、その構造や用いる材料によって力の伝達機構が異なるため、杭の断面力の伝達機構が明らかであり、設計で想定する作用や施工時に生じる荷重に対して杭本体と同等以上の剛性及び耐力を有することが実験や解析等により適切に検証されていることに加えて、所要の耐久性性能を満足すること、また、製造品質や施工方法・施工管理等の使用上の信頼性が確保されることが求められる。機械式継手の構造や適用範囲等の詳細は [施工便覧] 参考資料 1 を参照のこと。

回転杭工法に用いる羽根部は、拡底部材として一般の鋼管杭より広い先端支持面積が得られるため、大きな先端押し込み支持力とアンカー効果による大きな引抜き抵抗力が得られるのに加え、施工時には回転によって推進力を発生させる部材ともなる。そのため、羽根部には、押し込み力、引抜き力、施工時の抵抗トルクが作用する。羽根部の詳細は道示IVおよび、「回転杭工法施工管理要領」 ((一社) 鋼管杭・鋼管矢板技術協会, 平成 29 年 3 月) 等を参考に検討するとよい。

(2) 既製コンクリート杭の先端部の構造は、土質及び施工法によって種々の形状のものが用いられる。道示IVでは開口タイプが標準とされているが、打込み杭工法では閉塞タイプ、中掘り杭工法やプレボーリング杭工法では開口タイプが使用される。

SC 杭の鋼管の厚さは腐食に対する耐久性の確保から鋼管杭と同様に、特に腐食環境が厳しくない場合は、一般に外面に 1 mm の腐食しろを考慮する。

(3) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の最小肉厚は 9 mm とする。鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管は、外面に突起を有するものを標準としている。突起の形状は、高さ 2.5mm、間隔 30mm 以上 40mm 以下、また、管軸直角方向に対する突起の角度は 40 度以下を標準とする。

鋼管の外面に 1mm の腐食しろを考慮するのがよい。なお、内面については考慮しなくてもよい。

鋼管ソイルセメント杭に使用する外面突起 (リップ) 付き鋼管の標準的な製造範囲を表 3-4-5.1 に示す。

第2編 設計

表 3-4-5.1 外面突起（リブ）付き鋼管の標準的な製造範囲（便覧表-Ⅲ. 7. 6）

鋼管径	外径	板厚													
	(mm)	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
鋼管径	800	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	900	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	1,000		◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	1,100	-	-	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	1,200	-	-	-	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
	1,300	-	-	-	-	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎

注：◎印は SKK100 及び SKK130 製造可能  
○印は SKK100 製造可能

ソイルセメント柱の一軸圧縮強度の必要強度の目安を表 3-4-5. 2 に示す。

表 3-4-5. 2 ソイルセメント柱の一軸圧縮強度  $q_u$ （道示Ⅳ表-解 10. 10. 2）

( $q_u$ ：材齢 28 日強度)

杭の部位	地盤	$q_u$ (N/mm <sup>2</sup> )
杭一般固化部	砂質土	1.0
	粘性土	0.75
杭先端固化部	砂層、砂れき層	15

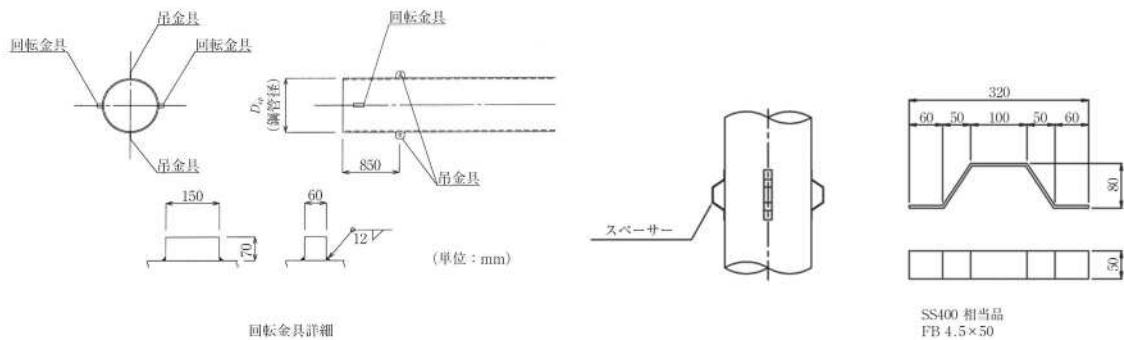


図 3-4-5. 2 回転金具の取付例とスペーサーの取付例（便覧図-Ⅲ. 7. 12 7. 13）

(4) 場所打ち杭の設計径は原則として公称径を用い、0.8 m 以上とする。ただし、アースドリル工法において安定液を使用する場合には、設計径は公称径から 0.05m 減じた値とする。場所打ち杭における設計上確保する鉄筋のかぶりは 120mm 以上とする。

表-Ⅲ. 7. 8 鉄筋のかぶり  $d$  の寸法

工法	図に示すかぶり $d$ の寸法	
オールケーシング工法	120mm 以上	
リバース工法		
アースドリル工法		



図-Ⅲ. 7. 14 オールケーシング工法の場合

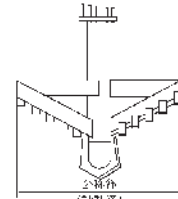


図-Ⅲ. 7. 15 リバース工法の場合

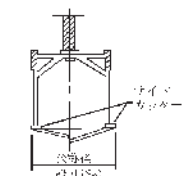


図-Ⅲ. 7. 16 アースドリル工法の場合

図 3-4-5. 3 鉄筋のかぶり  $d$  の寸法と各工法の公称径（便覧図-Ⅲ. 7. 14～16）

第2編 設計

軸方向鉄筋及び帯鉄筋は、ひび割れやぜい性的な破壊、応力の分散等に対する構造特性及び水中コンクリートの品質や締固めの困難さ、施工精度等の施工性に配慮したうえで有効に機能するように配置する。

表 3-4-5.3 場所打ち杭の構造細目一覧表 (要領 3.4.5.2)

項目	杭種	大口径杭		小口径杭	
		深礎工法	リバース工法	リバース、オールケーシング工法	
杭径	公称径	$\phi 1800 \sim \phi 4000$		$\phi 1000 \sim \phi 1500$	
	設計径	土留内側の直径	公称径とする	$\phi 1000 \sim \phi 1500$	
杭長 (最大値)		公称径の10倍以下 (30m以下)	杭径の30倍以下 (150m程度)	杭径の30倍以下 (リバース100m程度) (オールケーシング60m程度)	
鉄筋の材質及び強度		材質SD-345 降伏強度 $345\text{N}/\text{mm}^2$ (鉄筋の引張応力度の基本値 $200\text{N}/\text{mm}^2$ )			
コンクリート	設計基準強度	$\sigma_{ck} = 21\text{N}/\text{mm}^2$ (呼び強度 $24\text{N}/\text{mm}^2$ )	$\sigma_{ck} = 24\text{N}/\text{mm}^2$ (呼び強度 $30\text{N}/\text{mm}^2$ )		
	付着応力度	$\tau_{oa} = 1.40\text{N}/\text{mm}^2$	$\tau_{oa} = 1.20\text{N}/\text{mm}^2$		
	組骨材の最大寸法	40mm	25mm		
主鉄筋	配置	1段配筋 (2段)	1段配筋 1重を原則とする		
	被り	70mm	120mm		
	鉄筋量 (径本数)		径=最小22mm~最大51mm	径=最小D22mm~最大D35mm 本数=6本以上	
			—	最小 0.4% ~ 最大 6.0%	
	純間隔	鉄筋径の2倍または組骨材の最大寸法の2倍の大きい方			
	継手・継手長	重ね継手定 40 $\phi$ <sup>s1</sup>	重ね継手 45 $\phi$ <sup>s1</sup> フックは設けない		
定尺、その他	定尺12m (以下) 段落しは、2段落しまでを原則とする。				
帯鉄筋	使用鉄筋	鉄筋量が側断面積の0.2%以上となるよう決定する。	$\phi 800$ -D13	$\phi 1000$ -D16 $\phi 1500$ -D19 $\phi 1200$	
	間隔	フーチング底面より杭径の2倍の範囲は15cm、それ以深は30cmとする。			
	継手	直径の40倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、軸方向鉄筋に半円形フックまたは鋭角フックをつけて定着する。			
組立て筋	スペーサー	杭内組立てを原則とし不要	別途検討する	別紙標準図の通り	
	組立て筋		—	スペーサー位置で主鉄筋内側にD22を配置	
網筋	使用鉄筋	D16	D22		
	杭頭部	最大300mm間隔とし直角フックをつけ主鉄筋と35 $\phi$ 重ねる。	フーチングなどに定着させるため不要		
	杭底部	—	間隔は200mm程度とし、直角フックをつけるが、フック長は100mmとする。		
その他	鋼製支柱アンカーフレームを取り付ける場合、せん断補強筋が必要な時は主鉄筋と重ね配置とし、ラップ長は35 $\phi$ とする。				

第2編 設計

3-5. 構造寸法の設定

3-5-1. PC軌道桁を支持する標準的なRC支柱

- (1) 梁の形状は、要領 3.3.2 に準じ設定すること。
- (2) 桁座・橋座の形状は、要領 3.3.2 に準じ設定すること。
- (3) RC支柱の形状は、要領 3.3.1 に準じ設定すること。

<解説>

- (1) 梁の形状は、下記の点に注意して決定する。
  - ・ 耐震設計上の桁がかり長 (SE) 及び支承縁端距離 (S) を確保する。
  - ・ 橋座及び桁座の構造は支承の構造、美観面等に配慮して決定する。
  - ・ 梁鉄筋は、特に大きな応力が作用する付根での被りは大きすぎないように配慮し、スターラップ等の加工の簡素化を図る等、留意する。
  - ・ 梁の先端高さは、支承のアンカーケース及び排水パイプを考慮して 1.00m とする。テーパーについては 50cm を標準とする。
  - ・ 鋼軌道桁を支持する場合はアンカーボルトの定番等に留意して先端高さ、テーパーを別途決定する。
  - ・ 梁から流れた雨水が躯体を流れてコンクリートの劣化を促進するのを防ぐため、橋脚の環境状況に応じて梁下面に水切り溝を設置する。なお、設定位置については、下記に示す。

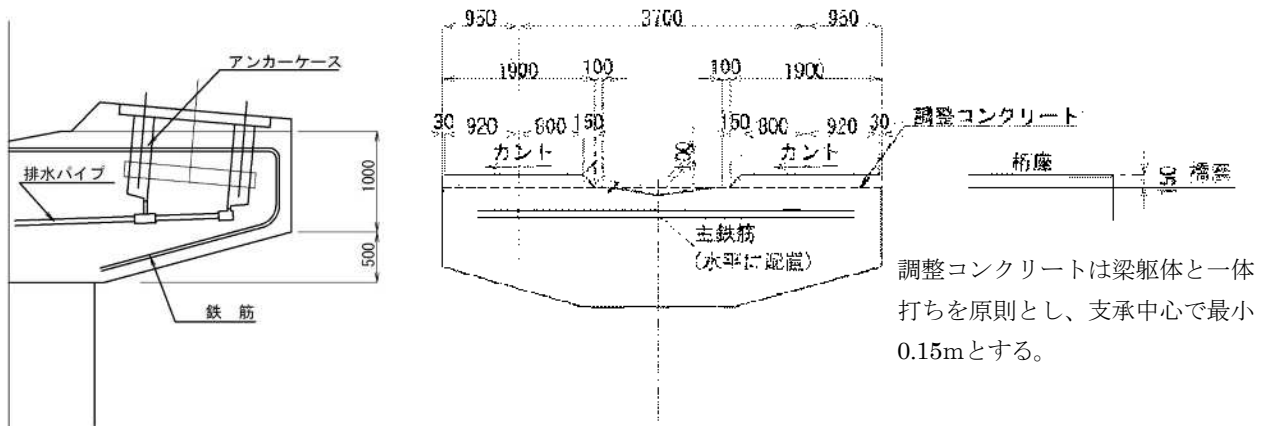


図 3-5-1.1 の梁先端高さや梁幅の標準寸法 (要領 図-3.62、図-3-64)  
(PC桁+PC桁)

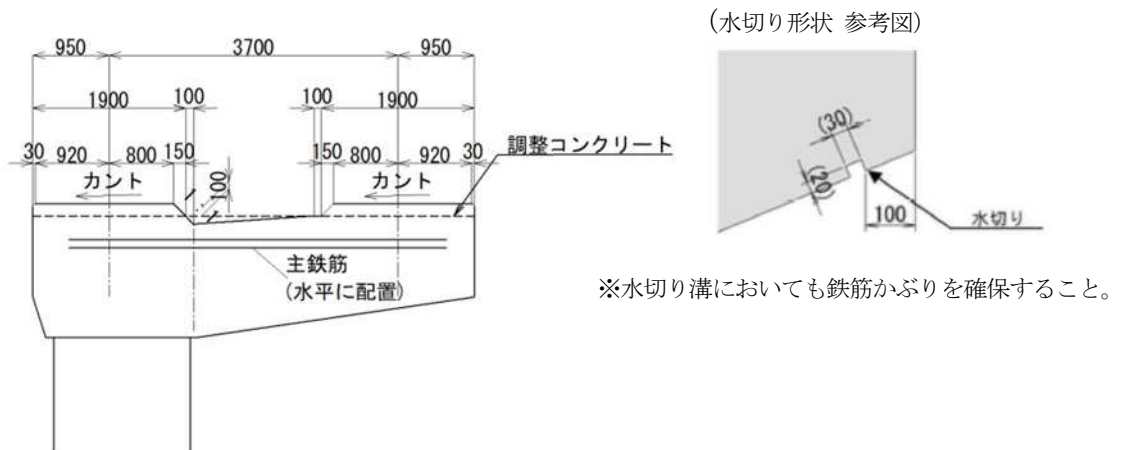
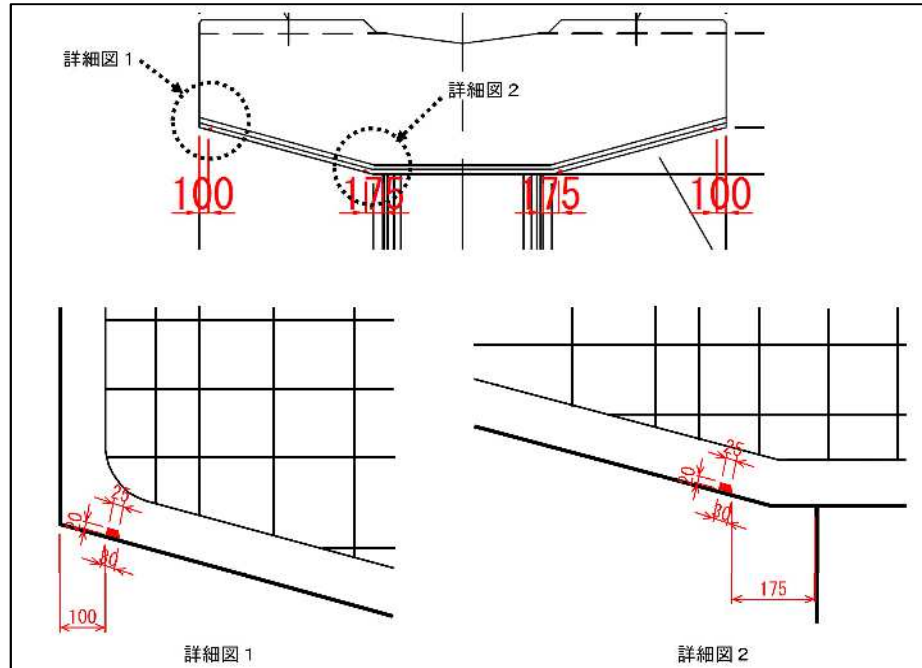


図 3-5-1.2 標準的な逆L型支柱の橋座形状 (要領 図-3.65)  
(PC桁+PC桁)

第2編 設計



(2) 桁座・橋座の形状は、下記の点に注意して決定する。

- ・ 支承中心位置での高さ(厚み)は4つの支承中心標高のうち、最も低いものに対して150mmとする。  
(他の3カ所は最も低いものとの標高差分だけ高く(厚く)なり、梁天端はレベルにセットする。)
- ・ 支承座天端の勾配は、支承座面の勾配にあわせる。  
軌道方向はレベル、軌道直角方向は、支承座面の勾配 (=桁全長の1/2点でのカントにて決定)
- ・ 調整コンクリート下面幅は1.9mを標準(最低)とする。ただし、支承に角度が付されている場合等  
支承ベースプレートが調整コンクリート内に収まらない場合はこれを10cmピッチで拡大する。
- ・ 起点側と終点側で段差がある場合は、その段差を幅50mmで擦り付けることを基本とする。
- ・ 軌道方向・軌道直角方向とも外側は梁部と面一とする。
- ・ 軌道直角方向の内側には45°のテーパをつける。
- ・ 面とりは30mmとする(数量計算書には表現しない)。

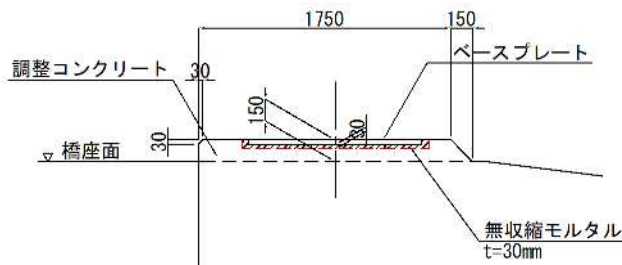


図3-5-1.3 標準的な桁座形状 (要領 図-3.63)

第2編 設計

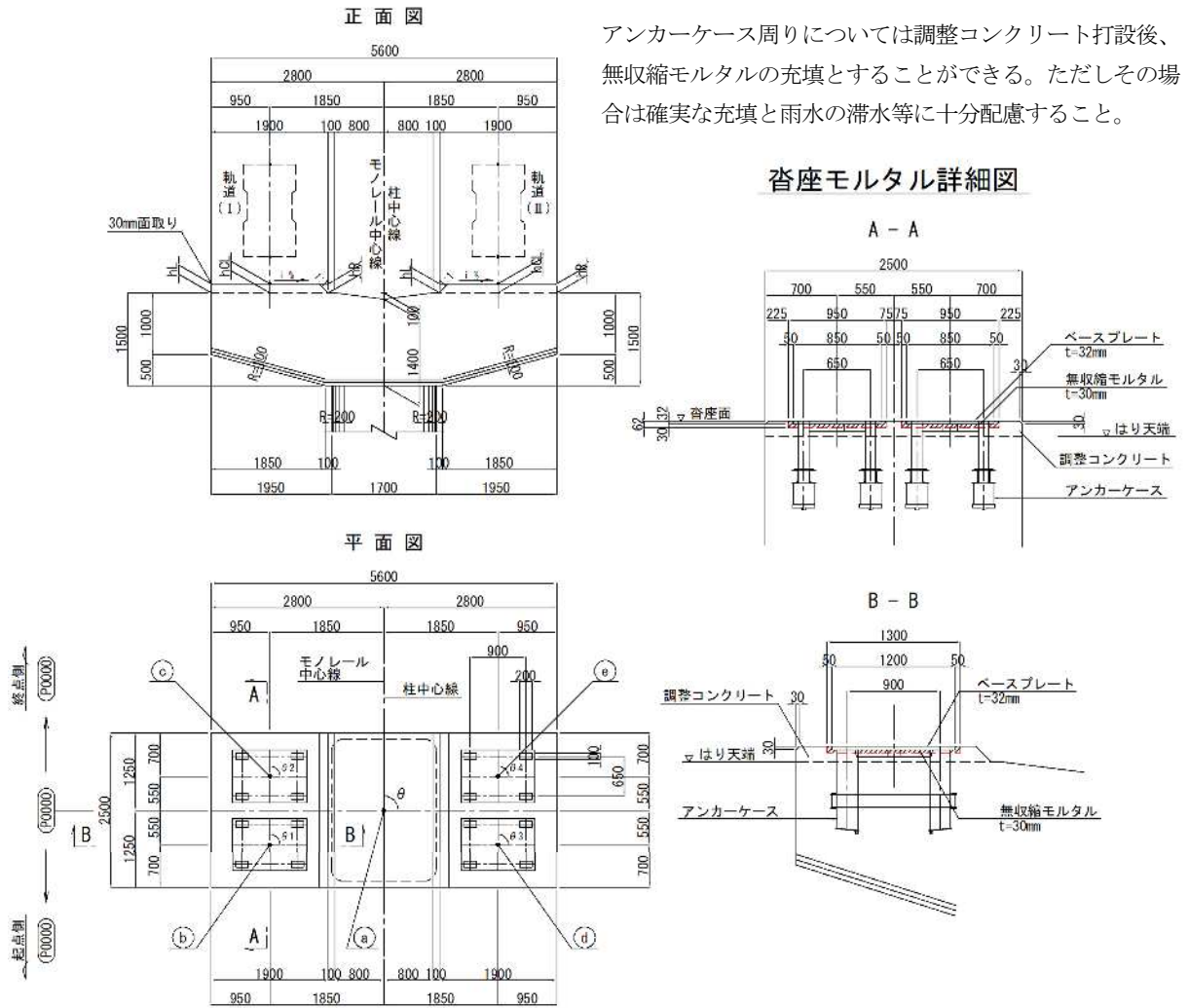
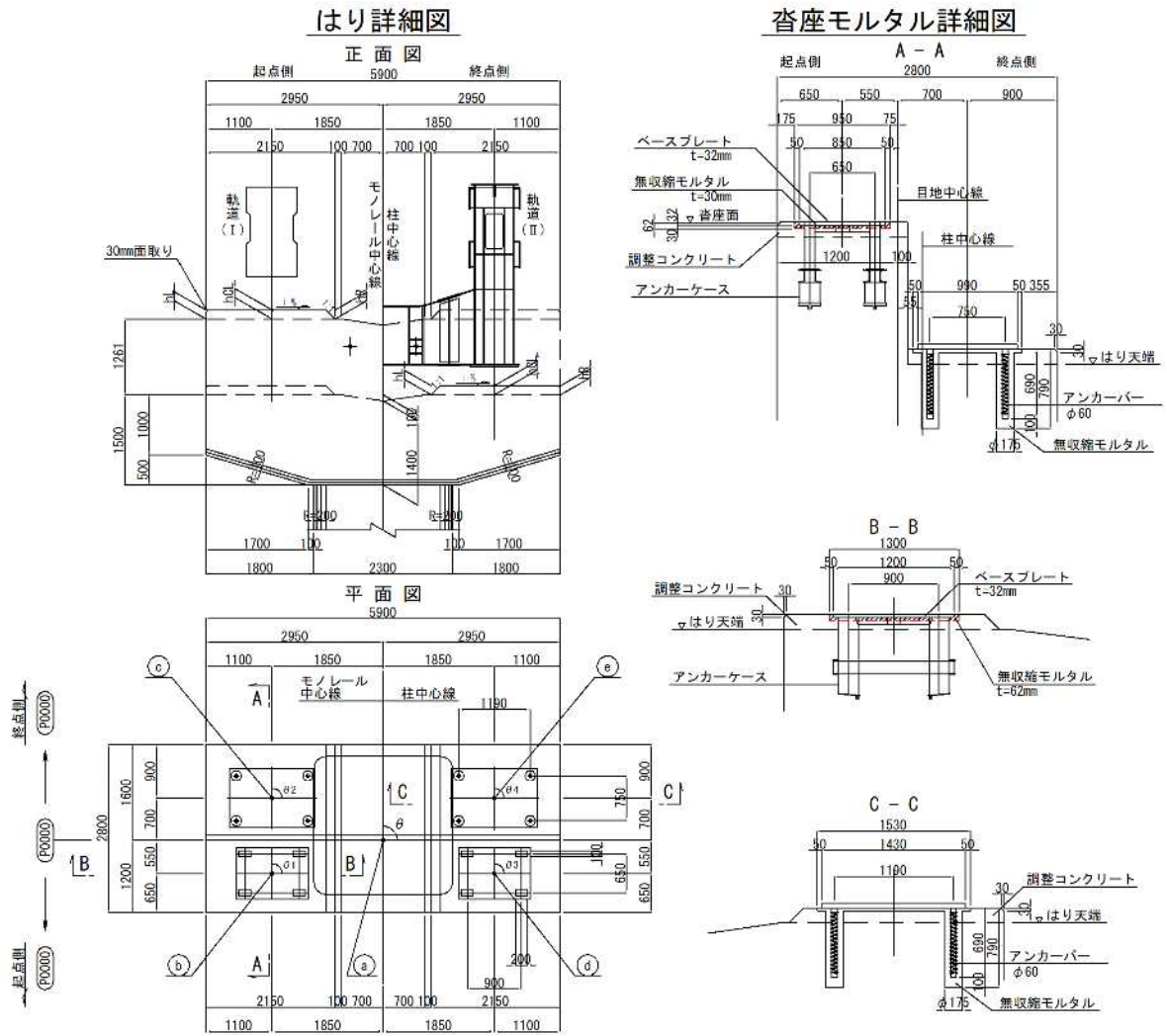


図 3-5-1.4 標準的な梁と桁座形状例 (PC桁+PC桁)

第2編 設計



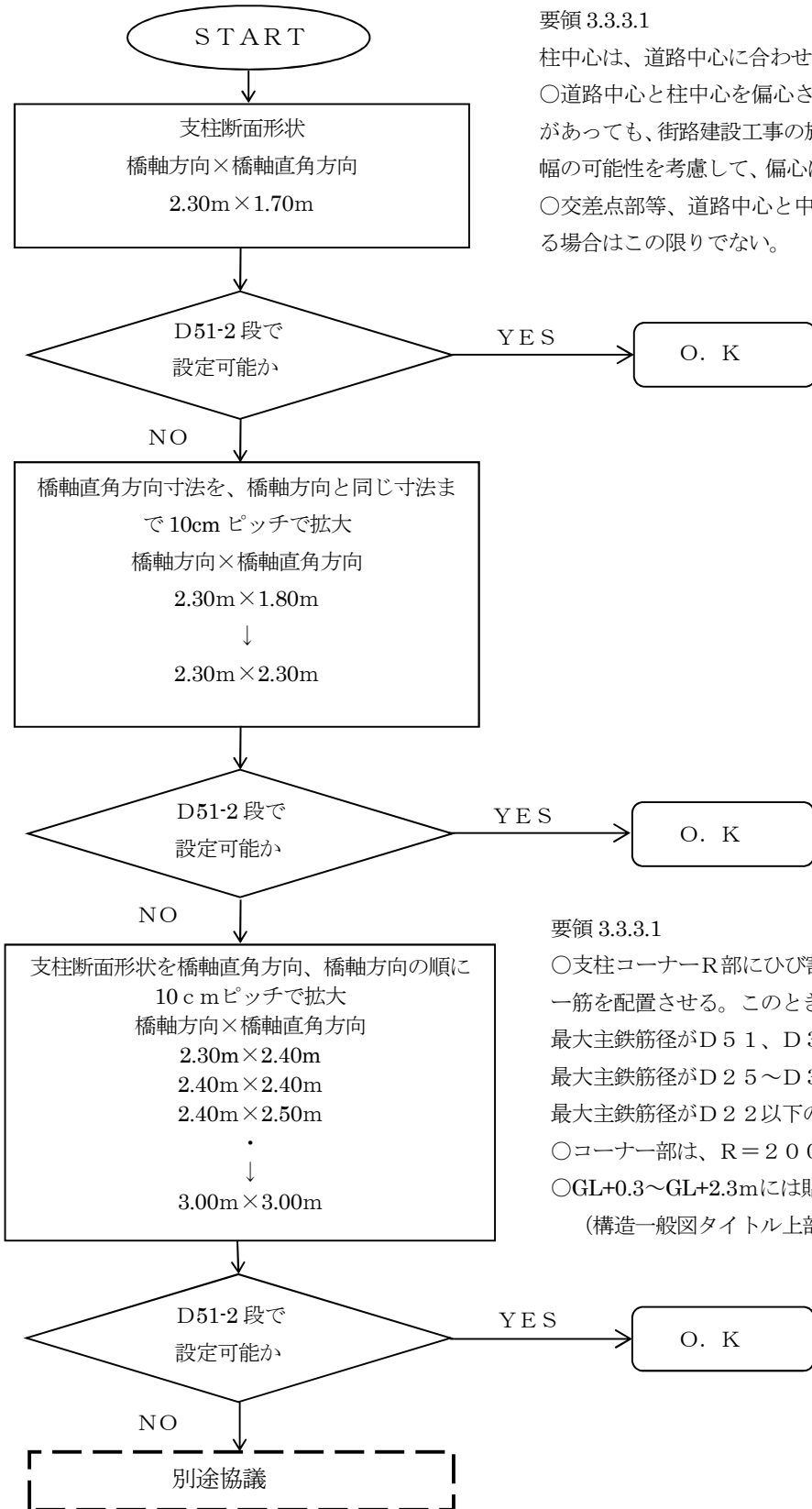
鋼軌道桁を支持する場合はアンカーボルトの定着等に留意して先端高さ、テーパを別途決定する。

図 3-5-1.5 標準的な梁と桁座形状例 (PC桁+鋼軌道桁)



第2編 設計

(3) RC支柱の形状は、以下の柱断面の決定フロー (要領 3.3 のフロー) に準じて設定する。



要領 3.3.3.1

柱中心は、道路中心に合わせる事を基本とする。  
 ○道路中心と柱中心を偏心させることが可能なことがあっても、街路建設工事の施工性や、将来の道路拡幅の可能性を考慮して、偏心はさせないものとする。  
 ○交差点部等、道路中心と中央分離帯の中心が異なる場合はこの限りでない。

要領 3.3.3.1

○支柱コーナーR部にひび割れ防止のためのコーナー筋を配置させる。このときの鉄筋径は  
 最大主鉄筋径がD51、D38の場合 D32  
 最大主鉄筋径がD25～D35の場合 D25  
 最大主鉄筋径がD22以下の場合 主鉄筋径と同径  
 ○コーナー部は、R=200の面取りを施す。  
 ○GL+0.3～GL+2.3mには貼り紙防止塗装を施す。  
 (構造一般図タイトル上部に注記すること。)

図 5-3-1.6 RC単支柱断面の決定フロー (要領 3.3 のフロー)

第2編 設計

橋脚高	支柱断面	橋脚高	支柱断面
H = 8.0m	<p>軸方向鉄筋 : D38 - 68本 横拘束筋 : D19 - @150</p>	H = 10.0m	<p>軸方向鉄筋 : D38 - 86本 横拘束筋 : D22 - @150</p>
H = 12.0m	<p>軸方向鉄筋 : D51 - 56本 横拘束筋 : D19 - @150</p>	H = 14.0m	<p>軸方向鉄筋 : D51 - 62本 横拘束筋 : D22 - @150</p>
H = 16.0m	<p>軸方向鉄筋 : D51 - 72本 横拘束筋 : D19 - @150</p>	H = 18.0m	<p>軸方向鉄筋 : D51 - 86本 横拘束筋 : D19 - @150</p>
H = 20.0m	<p>軸方向鉄筋 : D51 - 100本 横拘束筋 : D19 - @150</p>		

図 5-3-1.7 橋脚高さ と RC 単支柱断面 (参考例) (要領 図-3.56)

第2編 設計

3-6. 配筋細目（橋脚、基礎）

3-6-1. 下部構造の配筋細目（要領 3.3、道示IV8.4）

- (1) 梁の配筋および鉄筋のかぶりは、道示IV5章の規定および道示IV5.2.1、5.2.2を満足する他、要領3.3を満足すること。
- (2) 柱の配筋および鉄筋のかぶりは、道示IV5.2.4を満足する他、要領3.3を満足すること。
- (3) セン断補強鉄筋は、道示III5.5.2、5.7.2、5.8.2および道示IV5.2.5、5.2.7、7.7.4の他、要領3.3を満足すること。
- (4) フーチングの配筋および鉄筋のかぶりは、道示IV5章の規定および道示IV5.2.1、5.2.2を満足する他、要領3.3を満足すること。
- (5) 鉄筋のフックおよび鉄筋の曲げ形状は、道示IV5.2.3、要領3.3を満足すること。

<解説>

(1) 梁の軸方向主筋は要領3.3.2.3より、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になるよう配筋しなければならない。ただし、その部材のひびわれ曲げモーメントが作用曲げモーメントの1.7倍以上の場合は、前記の規定によらなくてよい。また、最大鉄筋量は次式によるものとする。

$$A_s \leq 0.02 b \cdot d$$

b : 梁の幅、d : 梁の有効高、A<sub>s</sub> : 鉄筋量（最大径 D35 mm）

梁の鉄筋配置とかぶり

主鉄筋径	*かぶりmm	間隔mm	段数	備考
D35 mm以下	100	100 以上	2 段まで	スターラップは D25 以下とする。

\* : ここでのかぶりは下図の値を示す。

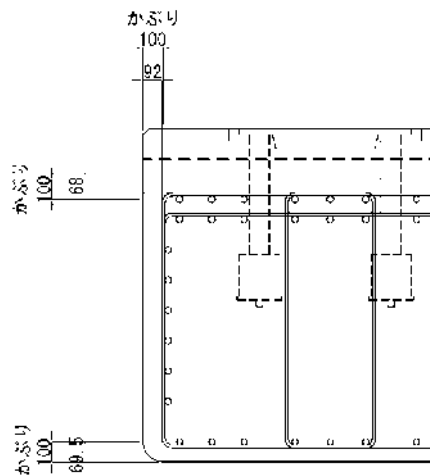


図 3-6-1.1 標準的な梁のかぶり（要領 図-3.66）

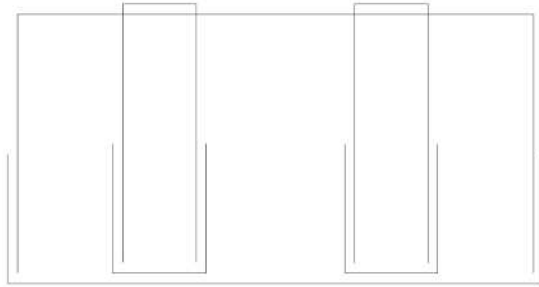
梁の鉄筋の継手

	方式	継手長さ
D25 mm以下	重ね継手	30D
D29～D35 mm	ガス圧接継手	—

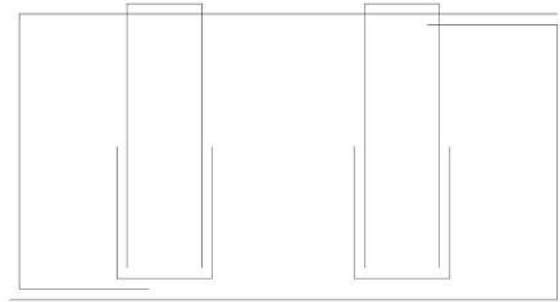
第2編 設計

梁の帯鉄筋及びスラーラップの組立方法は、要領3.3.2.3より、支承のアンカーケースに囲まれる部分については、上からのせん断補強鉄筋の落とし込みが不可能である。そこで、梁の帯鉄筋及びスラーラップの組立方法については、施工性を配慮した下図の方法を標準とする。

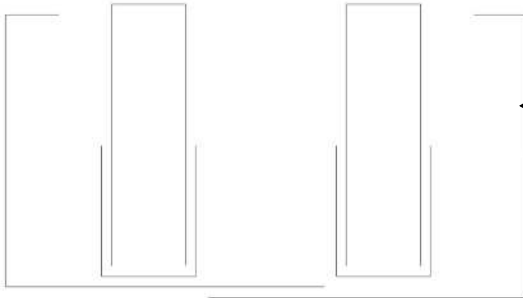
① 標準部



② アンカーケースに囲まれる部分



③ アンカーケースに当たる部分



鉄筋については、計算上  
スラーラップとして考慮できるが、  
横方向鉄筋としては考慮できない。

図3-6-1.2 梁のスラーラップの組み方 (要領 図-3.68)

(2) 柱の軸方向主筋は道示IV5.2.1および要領3.3.3より、最小鉄筋量および最大鉄筋量を満足すること。

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

A ; 柱の全断面積、A' ; 柱の必要断面積、A<sub>s</sub> ; 鉄筋量 (最大径 D51 mm)

最大鉄筋量 : 軸方向鉄筋量を部材の全断面積の6%以下

最小鉄筋量 : 計算上必要なコンクリート断面積A'の0.8%以上

第2編 設計

柱主鉄筋のかぶり、最小間隔及び段数は下表の値を原則とする。なお、かぶりは柱主鉄筋中心からコンクリート表面までの値を示し、帯鉄筋及び中間帯鉄筋にD22を用いた場合である。D22以上の帯鉄筋を用いる場合は、下記の計算例を参考にしてかぶりを決定するものとする。

	かぶり (mm)	間 隔 (mm)	段 数
D32 以下	140	100	2 段以下
D35, D38	140	100	2 段以下
D51	150	150	2 段以下

注) D35, D38, D51 は少量とならないように注意する。

かぶり（ここでは柱主鉄筋中心からコンクリート表面までの値）の計算例

$$\begin{aligned}
 & \text{主筋} \quad \text{帯鉄筋} \quad \text{中間帯鉄筋} \quad \text{純かぶり } i \\
 C = \frac{32}{2} + 22 + 22 + 70 &= 130.0 \Rightarrow 140 \text{ mm} \\
 C = \frac{38}{2} + 22 + 22 + 70 &= 133.0 \Rightarrow 140 \text{ mm} \\
 C = \frac{51}{2} + 22 + 22 + 70 &= 139.5 \Rightarrow 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

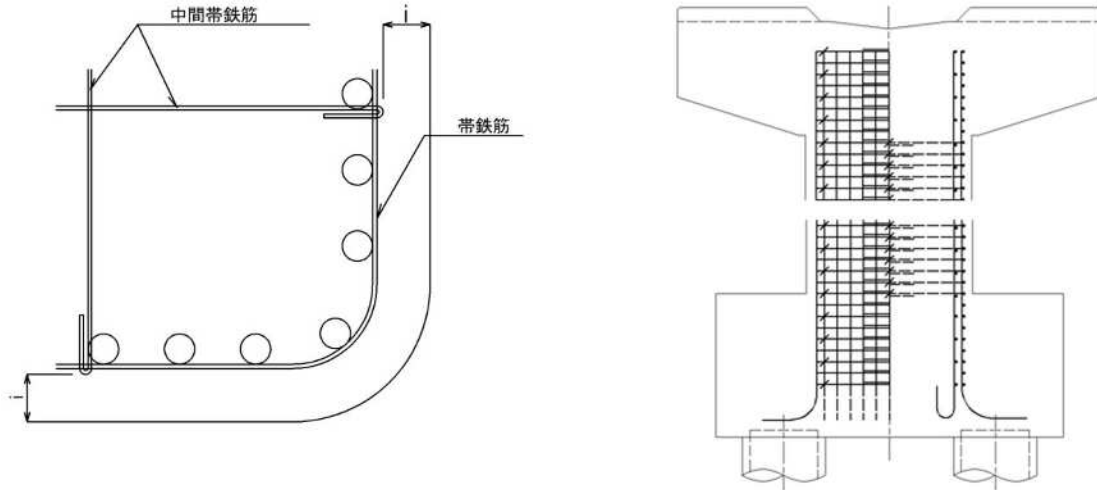


図 3-6-1.3 柱のかぶりと主鉄筋の定着例（要領 図-3.72）

第2編 設計

要領 3.3.1 より、柱の軸方向鉄筋は D51-2 段を最大として設計し、柱の軸方向鉄筋の段落としは行わないことを標準とする。また、フーチングが剛体としてみなせる厚さを有していることを前提に、フーチングの下側主鉄筋位置までのばすものとし、鉄筋の端部はフックを付けて定着する、90° 曲げ定着することを標準とする。

柱鉄筋の継手

	方式	継手長	備考
D25 mm以下	重ね継手	30D	
D29～D35 mm	ガス圧接継手	—	
D38～D51 mm	ガス圧接継手	—	機械式継手を採用する場合は別途協議による。

- ・塑性化を考慮する領域(橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離  $h$  の 0.4 倍の長さに相当する領域)では原則として軸方向の継手を設けてはならない。
- ・鉄筋長の最大は 12m [施工条件 (空間) のある所は検討して決める。]
- ・鉄筋の長についてはRを考慮した長さで図面に表示する。

・支柱鉄筋の段落は、一般的にモノレールのRC支柱が高支柱 ( $H \geq 30m$ ) となることはないため、軸方向鉄筋の段落は原則として行わないものとする。

・ひびわれ防止筋の配置

柱のコーナー部にひびわれ防止筋として、下図のように4ヶ所に鉄筋を配置する。なお設計の煩雑さを避けるため、この鉄筋は耐力計算において、鉄筋量として考慮しないものとする。

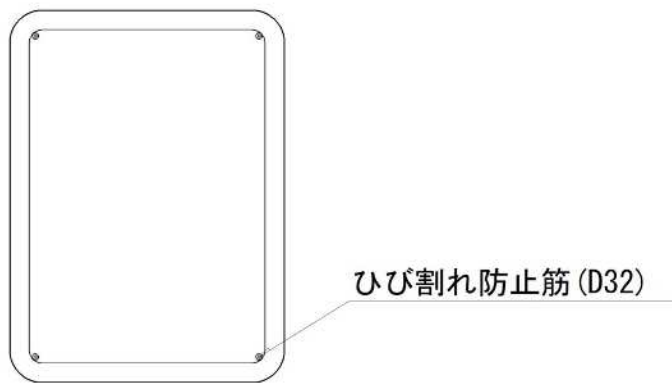
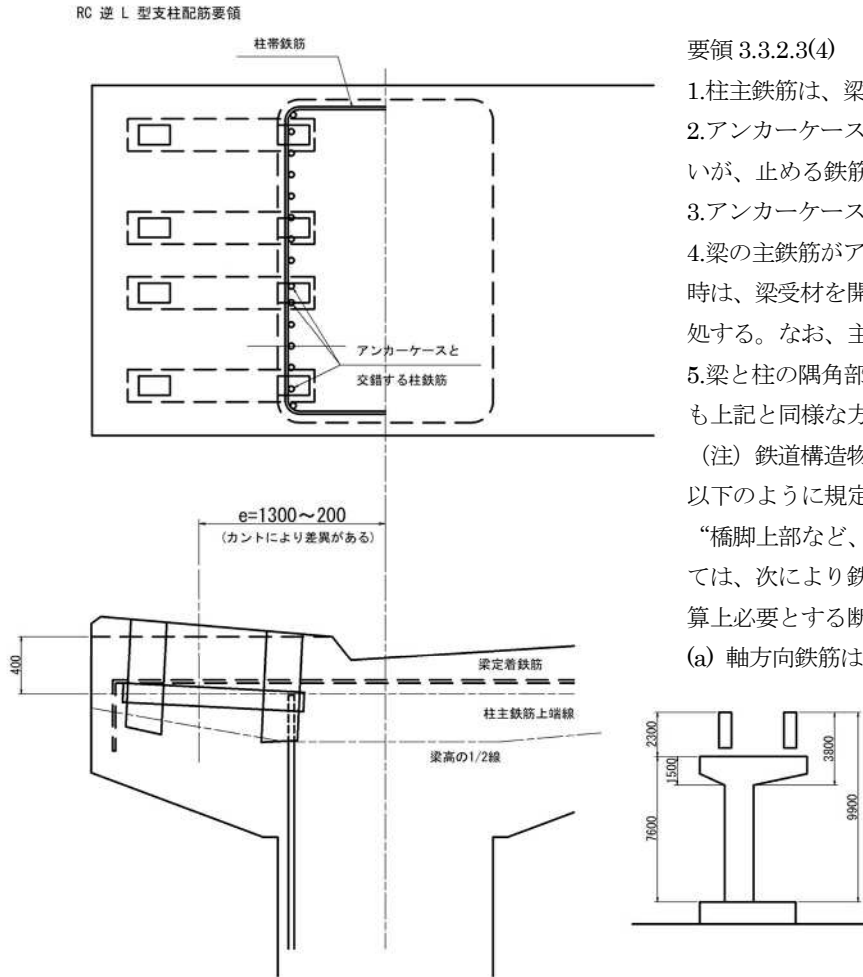


図 3-6-1.4 柱のひび割れ防止筋 (要領 図-3.75)

第2編 設計

概ね柱中心と桁（桁）中心の偏心量  $e$  が  $1.30\text{m} \sim 0.20\text{m}$  の範囲の場合、アンカーケースと柱主鉄筋が交錯し、施工順序から柱主鉄筋の配置が問題になるので、その構造細目について取決めを行う。



要領 3.3.2.3(4)

1. 柱主鉄筋は、梁天端から 40cm 下で止めるのを原則とする。
2. アンカーケースと交錯する柱鉄筋は、梁高の 1/2 で止めても良いが、止める鉄筋は半数以下とする。(注記参照)
3. アンカーケースと交錯する柱主鉄筋は、設計図に明記すること。
4. 梁の主鉄筋がアンカーケースの梁受材 ([200×90]) と交錯する時は、梁受材を開孔したり、梁受材の配置を変更するなどして対処する。なお、主鉄筋本数は絶対に省略してはならない。
5. 梁と柱の隅角部補強筋がアンカーケース梁受材と交錯する場合も上記と同様な方法で対処する。

(注) 鉄道構造物設計標準・同解説では橋脚の構造細目について以下のように規定されている。

“橋脚上部など、作用断面力の割に部材断面が大きい部分に対しては、次により鉄筋を配置してよい。ただし、軸方向鉄筋は、計算上必要とする断面積の 4/3 以上を配置しなければならない。

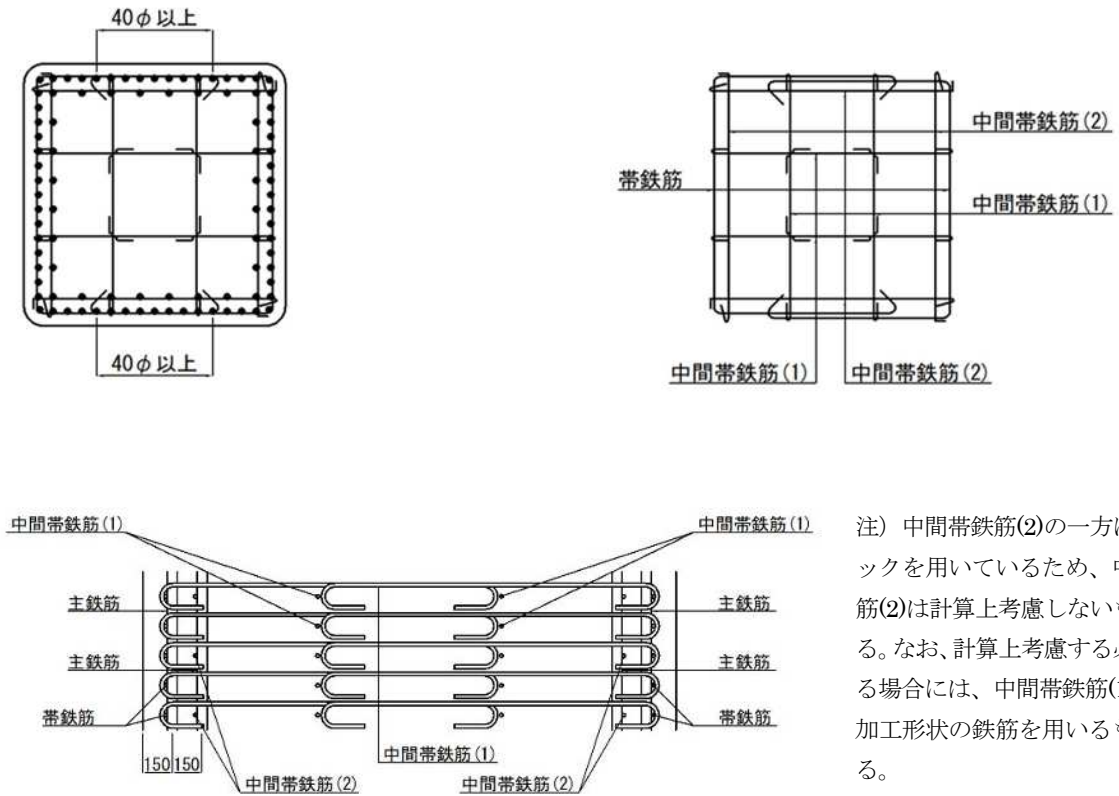
- (a) 軸方向鉄筋は直径 13mm 以上、その間隔は部材断面の短辺寸法以下かつ 45cm 以下、その全断面積はコンクリートの全断面積の 0.05% 以上とする。”

図 3-6-1.4 柱が偏心する場合の対応 (要領図-3.67)

第2編 設計

(3) 帯鉄筋及び中間帯鉄筋の配置は、柱の全長にわたって配置し、高さ方向の間隔は300mm以下とすることを原則とする。

梁内部へは柱短辺長の1/2以上、フーチング内部へはフーチング厚または柱短辺長の1/2以上のいずれか大きい方の区間に配置する。なお、梁内およびフーチング内の中間帯鉄筋は配置しなくてよい。



注) 中間帯鉄筋(2)の一方に直角フックを用いているため、中間帯鉄筋(2)は計算上考慮しないものとする。なお、計算上考慮する必要がある場合には、中間帯鉄筋(1)と同じ加工形状の鉄筋を用いるものとする。

図3-6-1.5 標準的な帯鉄筋及び中間帯鉄筋の形状および組立図の例 (要領図-3.73、74)



第2編 設計

(4) フーチングの配筋および鉄筋の定着は、要領 3.3.4 を満足すること。

フーチング厚さについては道示「下部構造編 7.7 フーチングの設計」を準拠すること。なお、フーチング厚は下記の項目を満足するよう決定するものとする。

- ① 部材として計算上必要な厚さ
- ② 剛体としてみなせる厚さ
- ③ 杭鉄筋のフーチングへの定着長を確保できる厚さ
- ④ 柱主鉄筋のフーチングへの定着長を確保できる厚さ

③に関する場所打ち杭の場合のフーチングの必要厚

定着長  $L = L_o + 10\phi$

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

一般には、 $L_o \geq 35\phi$  として良い

ここに

$L_o$  ; 鉄筋の必要定着長 (mm)

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

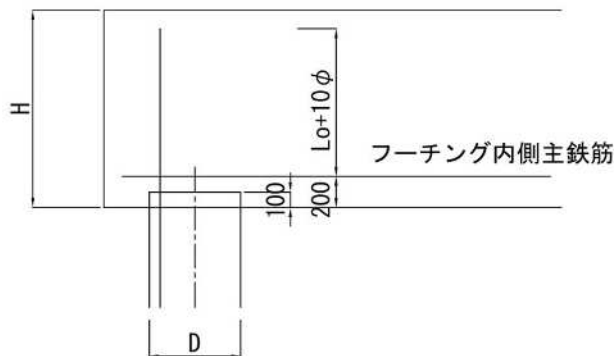
$\tau_{oa}$  ; コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\phi$  ; 杭の主鉄筋径 (mm)

前記③「杭主鉄筋のフーチングへの定着長を確保できる厚さ」より決定されるフーチング最小厚さは、下表のとおりである。ただし、フーチング厚は 10cm ラウンドとした。

杭基礎フーチング最小厚 (mm)

鉄筋径 \ 杭径	$\phi$ 1200 mm
D22	1400
D25	1600
D29	1800
D32	1900



杭鉄筋D32 の場合のフーチング最小厚の計算

$$35\phi = 35 \times 32 = 1120 \text{ mm}$$

$$10\phi = 10 \times 32 = 320 \text{ mm}$$

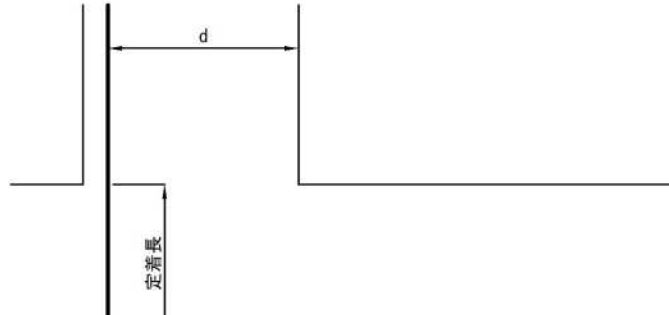
$$H \geq 200 + 1120 + 320 + 200 = 1840 \text{ mm より、} \\ H = 1900 \text{ mm とする。}$$

図 3-6-1.6 杭主鉄筋のフーチングへの定着 (要領 図-3.77)

第2編 設計

④に関するフーチングの必要厚

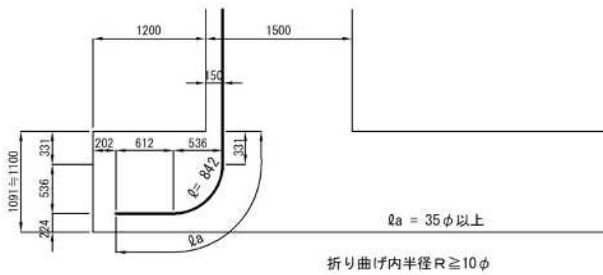
柱主鉄筋のフーチングへの定着長は下図のとおり必要である。



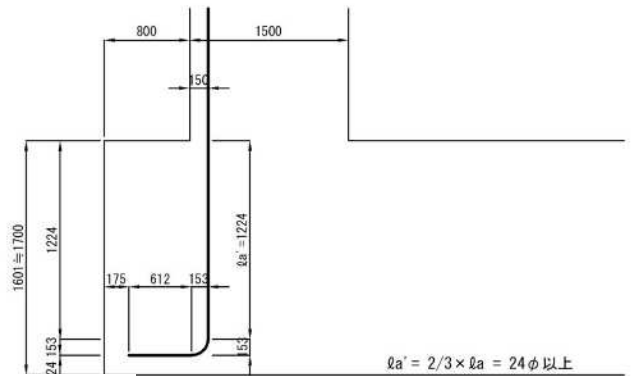
主鉄筋とフーチングの結合 (D51 の場合)

L型フックとする場合

柱主鉄筋の標準的な結合方法



直角フックによる結合



U型フックとする場合

極力多く取ること  
取れないときは協議

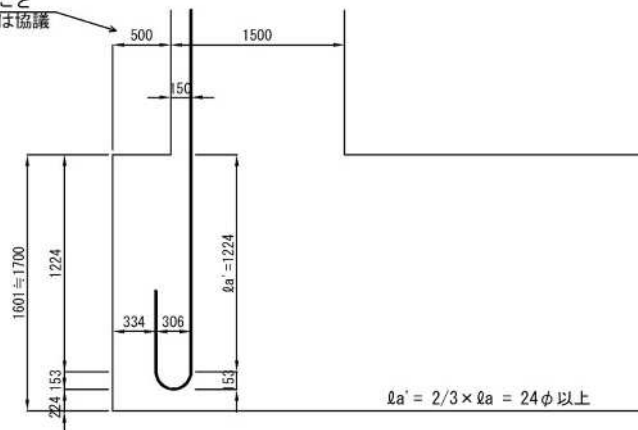


図 3-6-1.7 柱主鉄筋のフーチングへの定着 (要領 図-3.78)

第2編 設計

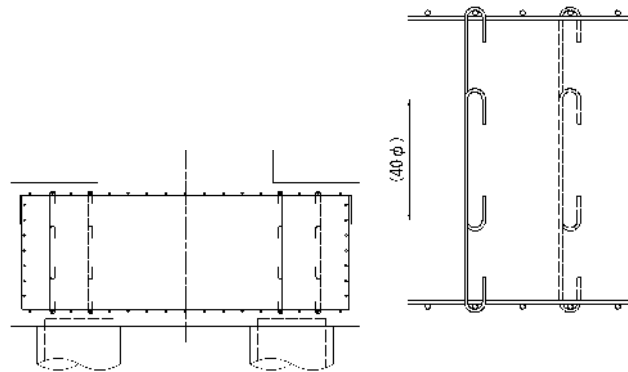


図 3-6-1.8 フーチングの標準的なせん断補強鉄筋形状および組立図の例

フーチングの鉄筋量は梁部材に準じる。ただし、最大鉄筋径D35で1段配筋を基本とする。

鉄筋の配置（軸方向鉄筋D35、スターラップD25を想定）

		*1 かぶり mm		間隔 mm	段数
		直接基礎の場合	杭基礎の場合		
D35 以下	上面	150	150	125	1段
	下面	150	200	125	1段

\*1：ここでのかぶりはコンクリート表面から外側主鉄筋中心までの距離を示す。

\*2：鉄筋径が想定以上となる場合は、純かぶりが70mm確保されるようチェックすること。

注) 上記を基本とするが、大型構造物については別途協議して決める。

鉄筋の継手

	方式	継ぎ手長	
D25 以下	重ね継手	35D	
D29～D35	ガス圧接	—	

(5) 鉄筋のフックおよび鉄筋の曲げ形状は、道示IV5.2.3、要領3.3.5を満足すること。鉄筋の加工は、下部工標準鉄筋加工図による。

第2編 設計

3-7. 耐震設計

3-7-1. 橋の耐震設計の基本

- (1)地震の影響を考慮する状況に対する限界状態は、道示V2.4の規定による。
- (2)地震の影響を考慮する場合の耐荷性能の照査は、道示V2.5の規定による。

<解説>

(1) 橋の限界状態に対応する塑性化を期待する部材等の組合せの考え方として、塑性化を期待する部材と塑性化させない部材を明確に区別し、塑性化を期待する部材等にもみ塑性化が生じるように設計することが規定されている。

①橋脚の塑性化を期待する場合（大阪モノレール橋脚は原則①とする）

橋脚は限界状態1 を超える状態となるものの限界状態2 は超えず、耐荷力が想定する範囲内で確保できる必要がある。横拘束鉄筋等の構造細目を満足した鉄筋コンクリート橋脚で塑性変形能を有していれば、安定したエネルギー吸収能が確保できる状態であり、かつ修復が困難な残留変位が生じない状態で塑性化の程度が留められる場合、橋としての機能の回復を速やかに行えると考えられる。

橋脚に塑性化を期待する場合、支承部、上部構造等その他の部材は、部材等の塑性化を生じさせずその挙動が可逆性を有する状態である必要があり、部材等の限界状態1 を超えないことを照査する。

フーチングおよび基礎は、橋脚に作用する断面力を基礎に確実に伝達させる部材であるため、部材等の塑性化を生じさせずその挙動が可逆性を有する状態である必要がある。

②基礎の塑性化を期待する場合（やむを得ない場合②とする）

基礎に塑性化を期待しエネルギー吸収を考慮する場合には、設計で想定した地盤反力が得られる範囲内で基礎が挙動し、基礎の本体に大きな損傷が生じないようにするとともに、基礎に生じる変形が上部構造の挙動に悪影響を及ぼさないようにすることができる状態であれば、地震後の損傷状況の確認は橋脚基部と比べると容易ではないものの、橋としての機能の回復を速やかに行えると考えられる。

このとき、基礎を構成する各部材は、基礎の部材抵抗又は基礎の安定のいずれか一つが部材等の限界状態1 は超える状態となるものの、いずれも部材等の限界状態2 は超えないようにすれば、基礎の限界状態2 を超えないと考えてよい。

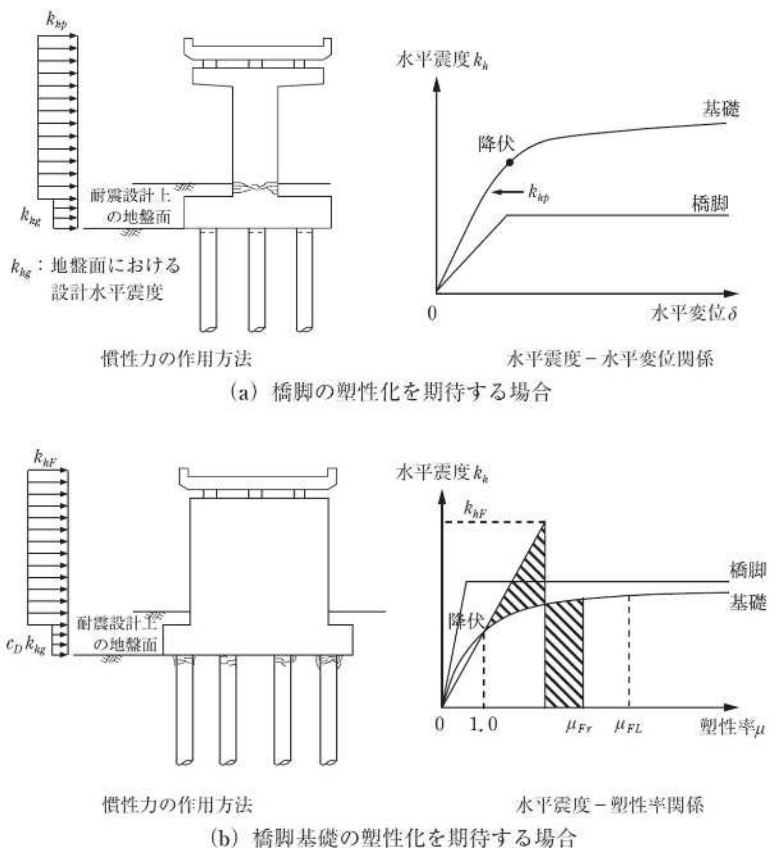


図 3-7-1.1 橋脚基礎の設計の概念図（道示V図-解 10.2.1）

第2編 設計

基礎に塑性化が生じるようにするためには、橋脚、支承部、上部構造の各部材については、部材等の塑性化を生じさせずその挙動が可逆性を有する状態である必要があり、部材等の限界状態1を超えないことを照査する必要がある。

(2) 橋の耐荷性能の照査は、部材ごとに許容される状態を適切に定め、塑性化を期待する部材には設計上求める塑性変形能を確保できるように、塑性化を期待しない部材にはそれを達成するために必要な強度等を確保できるよう設計し、部材単位でその状態に留まることを確認すれば、橋の耐荷性能を満足することが確認される。

橋が液状化や流動化の影響を受ける場合、地震動や地盤の挙動が時々刻々と変化する中で、必ずしも液状化や流動化の発生後に橋が最も厳しい状態に至るとは限らない。

また、液状化や流動化の影響を考慮した照査を行った場合であっても、橋に影響を与える液状化及び流動化が生じないという条件に対する橋の耐荷性能の照査を行う必要がある。橋に影響を与える流動化が生じると判定された場合には、次の3 ケースについて橋の耐荷性能の照査を行うこととなる。

- ① 流動化が生じると考えたケース
- ② 液状化だけが生じると考えたケース
- ③ 液状化も流動化も生じないと考えたケース

基礎が塑性化すると、橋脚には基礎の耐力以上の応答が生じなくなるが、設計の意図に反して基礎が塑性化せず、橋脚が塑性化することになったとしても、橋の性能が満足されるように橋脚は常に塑性化を考慮した設計を実施する必要がある。

3-7-2. レベル2 地震動を考慮する杭基礎の設計 (道示IV10.9)

(1) 杭基礎は、道示IV10.9.1の規定に従って算出される杭基礎の応答塑性率及び応答変位が道示IV10.9.3に規定する塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態3を超えないとみなしてよい。

(2) 杭基礎の降伏変位は道示IV10.9.2に示す値とする。杭基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値は道示IV10.9.3に示す範囲とする。

<解説>

(1) レベル2地震動を考慮する設計は基礎と地盤を合わせて一つの照査単位とみなし、これに対して地盤の塑性化や杭体の塑性化を考慮して限界状態を定めて照査を行う。

フーチング及び杭とフーチングの接合部は塑性化や破壊は考慮しないほか、杭体に生じるせん断力が杭体のせん断力制限値以下となることを照査する。

(2) 橋脚が十分大きな終局水平耐力を有している条件や液状化が生じる条件では、基礎の塑性化を考慮して設計する場合がある。

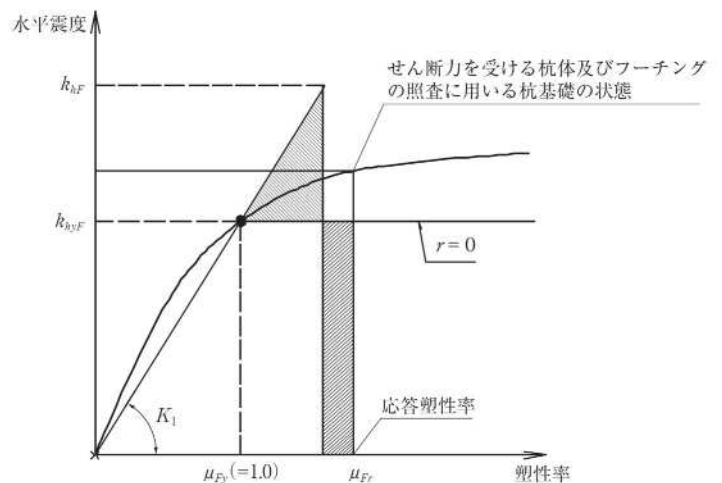


図 3-7-2.1 橋脚基礎の塑性化を期待する設計を行う場合におけるせん断を受ける杭体及びフーチングの照査に用いる水平震度(便覧図-Ⅲ. 6. 4)

第2編 設計

ただしこの場合でも、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度に留まるように、V編 10.4 又は 11.4 の規定により算定した基礎の応答塑性率及び応答変位がそれぞれ塑性率の制限値及び変位の制限値以下となることを照査する必要がある。

杭基礎の降伏変位としては、一般には次のいずれかの状態に最初に達するときを目安としてよい。

- ・全ての杭において杭体が塑性化する。
- ・一列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する。

レベル 2 地震動を考慮する設計状況において基礎の塑性化を考慮する場合のように杭基礎の耐力や大変形時の挙動を算定する場合には、地盤抵抗の非線形性や杭体の曲げ剛性の変化の影響が無視できなくなること、また地盤と杭体の剛性差や杭配置などによって杭基礎の降伏にいたる要因や塑性化の程度が異なってくるものが考えられるため、地盤抵抗や杭体の曲げ剛性の非線形性を考慮して計算を行う必要がある。

橋脚の杭基礎の塑性率の制限値としては一般に 4 程度を目安としてよいが、場所打ち杭において軸方向鉄筋に SD390 又は SD490 を使用する場合には 2 程度を目安とするのがよい。

既製杭の場合には、中詰め補強鉄筋に SD390 又は SD490 を使用したとしても 4 としてよい。

橋脚の杭基礎における変位の制限値は、杭基礎が降伏を超える場合において過大な残留変位が基礎に生じないように、一般にフーチング底面位置の回転角で 0.02 rad 程度を目安としてよい。

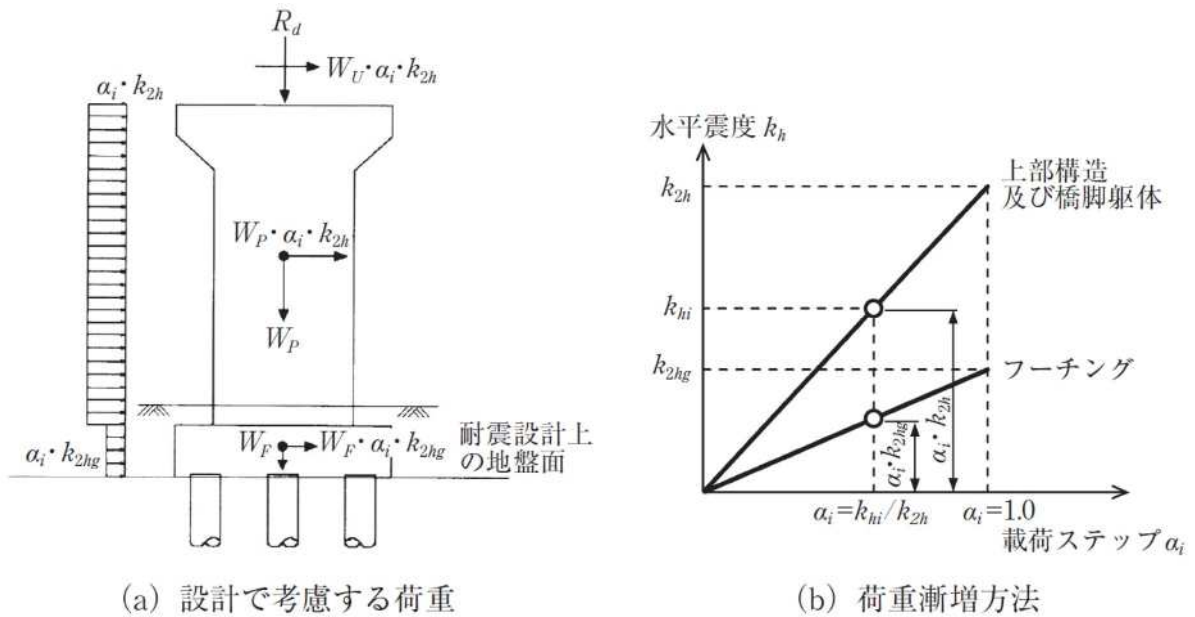


図 3-7-2.2 橋脚基礎の塑性化を期待する設計で考慮する荷重と荷重漸増方法(便覧図-Ⅲ. 6. 2)

橋脚基礎の塑性化を期待する設計を行う場合には、荷重漸増方法で杭基礎の計算を行うと載荷ステップの途中で橋脚基礎の塑性化が生じ、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ため、橋脚基礎の水平震度－水平変位（塑性率）の関係を求め、基礎の降伏に達するときの水平震度  $k_{hyF}$  や基礎の応答塑性率  $\mu Fr$  の状態のときに生じる杭反力及び杭体の断面力等を算出する。

第2編 設計

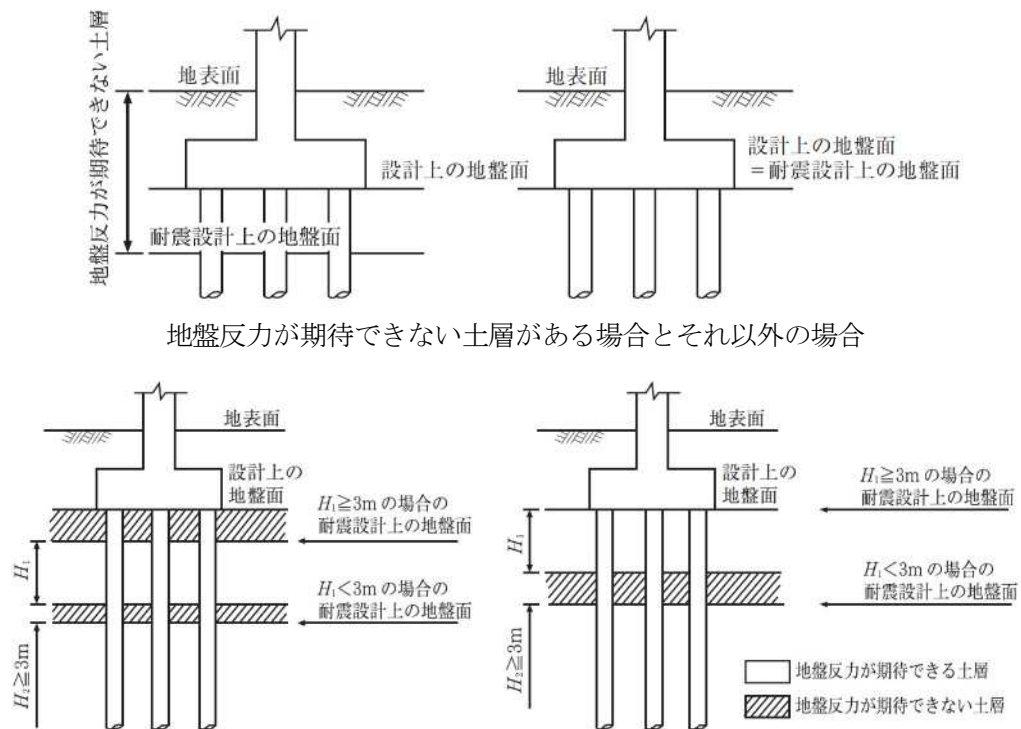
3-7-3. 橋に作用する地震動の特性値 (道示V3章)

- (1) 地震動の特性値の設定は、道示V3.1~3.4の規定による。
- (2) 耐震設計上の地盤面は、道示V3.5の規定による。
- (3) 耐震設計上の地盤種別は、道示V3.6の規定による。
- (4) 耐震設計上の基盤面は、道示V3.7の規定による。

<解説>

(1) 道示V3.2及び3.3に規定されるレベル1地震動及びレベル2地震動の特性値は、1自由度系に地震動が作用した際の最大応答加速度として定義される加速度応答スペクトルを用いて表されたもので、地域ごとに発生する地震の規模や発生位置等の地震環境を踏まえて地域区分ごとに定められた道示V3.4に規定される地域別補正係数を用いて算出することが規定されている。

(2) 耐震設計上の地盤面は、下図に示す地震時に水平抵抗を期待できる地盤の上面とする。地震時に地盤反力が期待できない土層とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度を零とする土層であり、道示V7.2の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層のうち、道示V7.3の規定により耐震設計上の土質定数を零とする土層、もしくは地表面から3m以内の深さにある粘性土層で、一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮強度が20kN/m<sup>2</sup>以下の土層とする。



設計上の地盤面に接して地盤反力が期待できない土層がある場合とそれ以外の場合

図3-7-3.1 橋脚の耐震設計上の地盤面 (道示V図-解3.5.1、3.5.3)

(3) 耐震設計上の地盤種別は、道示V3.7に規定する耐震設計上の基盤面から地表面までの範囲の地盤の基本固有周期T<sub>g</sub>に応じ、道示V表-3.6.1により区別する。

(4) 耐震設計上の基盤面は、架橋位置に共通する広がりを持ち、橋の耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面とし、平均せん断弾性波速度が300 m/s程度以上の値を有している剛性の高い地層の上面を十分堅固な地盤とみなしてよい。

第2編 設計

3-7-4. 地震の影響の特性値 (道示V4章)

- (1) 橋に作用する慣性力の基本は、道示V4.1.1の規定による。  
 (2) 動的解析を用いる場合の慣性力は、道示V4.1.2の規定による。  
 (3) 静的解析を用いる場合の慣性力は、道示V4.1.3の規定による。

<解説>

(1) 橋脚の慣性力の作用方向は、橋脚断面の断面2次モーメントが最小となる軸周りに曲げモーメントを発生させる方向、すなわち橋脚断面の弱軸に曲げを生じさせる方向とその直角方向とする。

曲線橋、橋全体系の構造が非対称である場合、偏心橋脚、ラーメン橋脚及びラーメン橋のように、死荷重によって下部構造に曲げモーメントやせん断力等の軸力以外の初期断面力が生じる橋の場合は、入力地震動の位相によって影響が最も大きくなる方向が異なるため、入力地震動の振幅の正負を変えた場合も実施する等、部材ごとに影響が大きい方向を適切に把握する必要がある。

鉛直方向の地震動が上下部構造の挙動に与える影響は一般に小さいため、必ずこれを考慮することとはされていない。ただし、上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する橋脚のように死荷重により大きな偏心モーメントを受ける橋脚構造で鉛直方向の地震動の影響を検討することが望ましい場合には、適切な方法によりこれを考慮する必要がある。

(2) 地震動が繰り返し作用する特性や、継続時間は短くとも大きな振幅を有する地震動特性は、地震動が持つ位相特性によって生じるものであるが、地震動の位相特性によっては、非線形応答が生じにくい加速度波形となる場合もある。そこで、このような点に留意し、橋の非線形応答が大きくなる位相特性を持った強震記録を複数選定して、位相特性の異なる振幅調整した加速度波形を少なくとも3波(道示V 図-解4.1.2~4.1.4)設定し、動的解析に用いることが求められている。

(3) 上部構造における慣性力の作用位置はその重心位置とするが、下部構造の設計における上部構造の慣性力の作用位置は、慣性力の伝達機構を考慮して、適切に設定する必要がある。

設計振動単位および固有周期は、道示V 4.1.4、4.1.5より橋を構成する各部材等の変形の影響を考慮して適切に算出しなければならない。設計水平震度は道示V 4.1.6より、橋に作用する地震動の特性値に対して、構造物の振動特性に応じた減衰特性を適切に考慮して設定しなければならない。

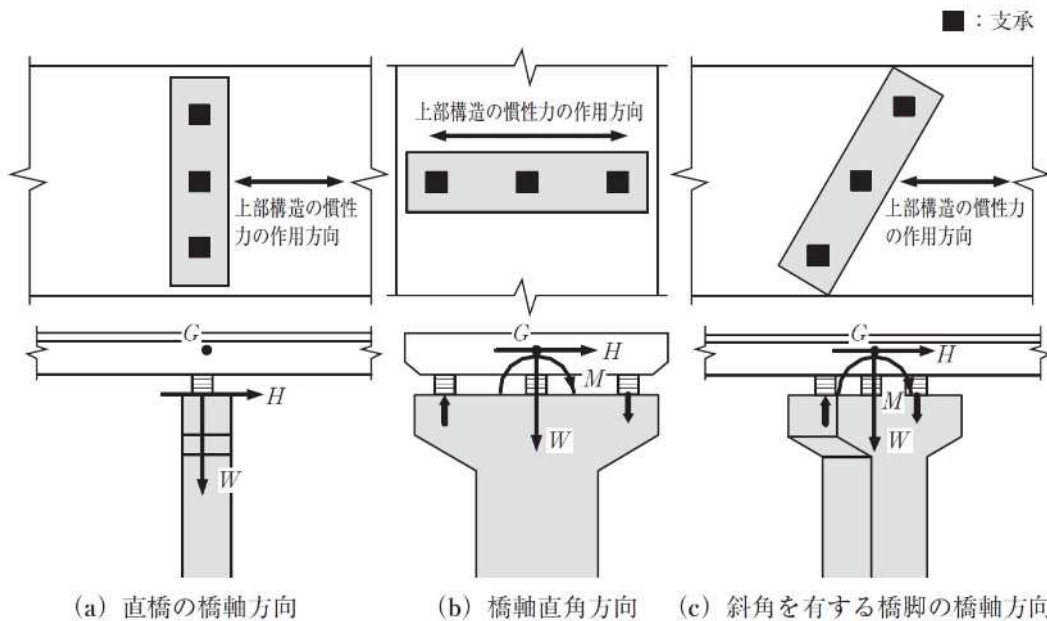


図3-7-4.1 下部構造の耐震設計における上部構造の慣性力の作用位置と下部構造の頂部に作用する荷重 (道示V 図-解4.1.6)



第2編 設計

3-7-5. RC橋脚および橋脚基礎の地震時の設計

- (1) 塑性変形性能を確保するためのRC部材の構造細目は、道示V6.2.5および道示V8.9の規定による。
- (2) RC橋脚の破壊形態の判定および地震時保有水平耐力は、道示V8.3の規定による。
- (3) 単柱式RC橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位は、道示V8.5の規定による。
- (4) 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する単柱式のRC橋脚の地震時保有水平耐力及び限界状態に相当する水平変位の特性値は、道示V8.8の規定による。
- (5) 橋脚基礎は、道示V10章の規定による。

<解説>

(1) 1) 横拘束鉄筋のうちの帯鉄筋には異形棒鋼を用い、その直径は13mm以上かつ軸方向鉄筋の直径よりも小さくする。また、帯鉄筋間隔は300mm以下とする。

帯鉄筋は、軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部は以下のi), ii) 又はiii) のいずれかのフックをつけて帯鉄筋で囲まれるコンクリートに定着することを標準とし、フックのない重ね継手は原則として用いてはならない。

帯鉄筋の端部にフックとしてiii) 直角フックを用いる場合には、かぶりコンクリートが剥離してもフックがはずれないような構造とする。なお、帯鉄筋の継手部は軸線方向に千鳥状に配置する。

鉄筋の種類に応じたフックの曲げ形状とフックの曲げ内半径は、道示Ⅲ編5.2.6の規定による。

フックは、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐにのぼす。

- i) 半円形フック：帯鉄筋の直径の8倍又は120mmのうち大きい値
- ii) 鋭角フック：帯鉄筋の直径の10倍
- iii) 直角フック：帯鉄筋の直径の12倍

矩形断面の隅角部以外で帯鉄筋を継ぐ場合には、帯鉄筋の直径の40倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、さらに上記に規定するフックを設けることを標準とする。

2) 横拘束鉄筋のうちの間帯鉄筋は、次の事項を満足しなければならない。

- i) 原則として帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いる。
- ii) 原則として断面内配置間隔は1m以内とする。
- iii) 帯鉄筋の配置される全ての断面で配筋する。
- iv) 断面周長方向に配筋される帯鉄筋に上記に規定する半円形フック又は鋭角フックをかけて内部のコンクリートに定着することを標準とする。なお、軸方向鉄筋を2段以上配筋する場合には、最も外側に配筋される帯鉄筋にフックをかける。
- v) 1本の連続した鉄筋又は部材断面内部に継手を有する2本の鉄筋により部材断面を貫通させることを標準とする。ただし、部材断面内部において継手を設ける場合には、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手構造を選定する。

3) 塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて下表に示す値以下、かつ断面幅の0.2倍以下とする。この場合の断面幅は、矩形断面の場合には短辺の長さとする。塑性化を考慮する領域以外の領域では、帯鉄筋間隔の上限値は300mmとしてもよい。ただし、高さ方向に対して途中で帯鉄筋の間隔を変化させる場合には、その間隔を徐々に変化させなければならない。

表 3.7.5-1 帯鉄筋間隔の上限値 (mm) (道示V表-8.9.1)

帯鉄筋の直径 $\phi_h$ (mm)	$13 \leq \phi_h < 20$	$20 \leq \phi_h < 25$	$25 \leq \phi_h < 30$	$\phi_h \geq 30$
帯鉄筋間隔の上限値 (mm)	150	200	250	300

4) 軸方向鉄筋の段落しは、塑性化を考慮する領域では行ってはならない。段落し位置設定は、塑性化を考慮する領域以外の領域が先行して塑性化しないようにしなければならない。

第2編 設計

(2) 単柱式RC橋脚の破壊形態は、終局水平耐力とせん断力の制限値の大小関係から、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種類に分類される。

単柱式RC橋脚の破壊形態は、曲げ破壊型を原則とする。

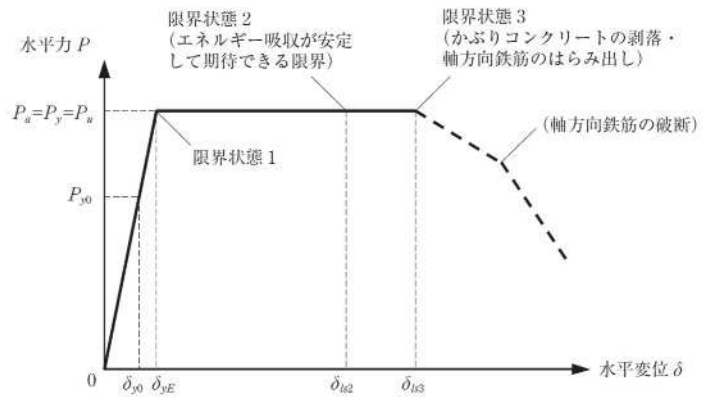


図 3-7-5.1 曲げ破壊型の単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平力-水平変位関係と限界状態 (道示V図-解 8.3.1)

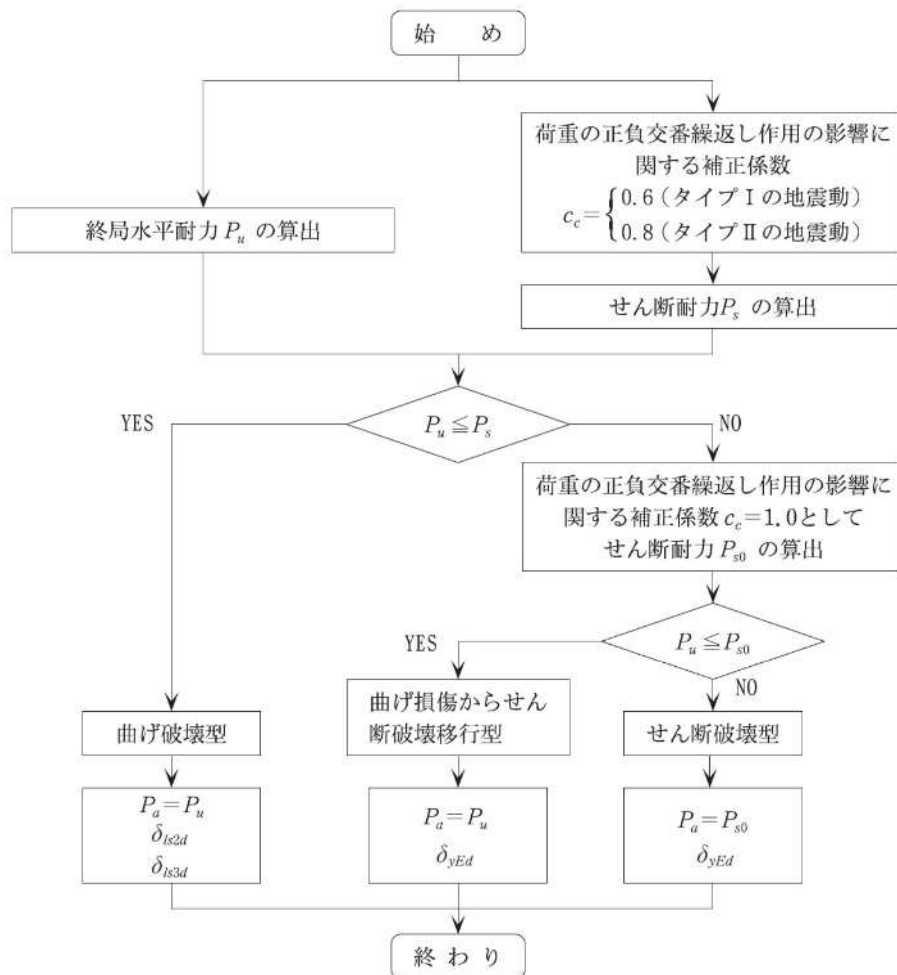


図 3-7-5.2 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定と地震時保有水平耐力及び各限界状態に対応する変位の制限値の算出手順 (道示V図-解 8.3.2)

(3) 単柱式RC橋脚の水平耐力及び水平変位算出の適用範囲は以下のとおりとする。

- ・ 軸方向鉄筋比が 2.5% まで、横拘束鉄筋比が 1.8% まで
- ・ 柱基部の軸圧縮応力度が 3N/mm<sup>2</sup> まで
- ・ 軸方向鉄筋の種類は SD345, SD390 及び SD490、横拘束鉄筋の種類は SD345
- ・ コンクリートの設計基準強度は 21 ~ 30 N/mm<sup>2</sup>

第2編 設計

(4) 上部構造等の死荷重により、常時偏心モーメントが作用する。偏心モーメントの作用方向とは反対の地震時保有水平耐力及び限界状態は、偏心モーメントの影響を無視してよいとされている。これは、偏心モーメントの作用方向とは反対の方向に対しては、偏心モーメントの影響を無視して地震時保有水平耐力及び限界状態に対応する制限値を算出した方が安全側の評価となるとともに、計算の煩雑さを避けることに配慮したためである。

なお、上部構造の慣性力が橋脚柱の図心から大きく偏心して作用する場合には、橋軸方向の慣性力によりねじりモーメントが作用するので、これに対する橋脚の安全性を検討するのがよい。

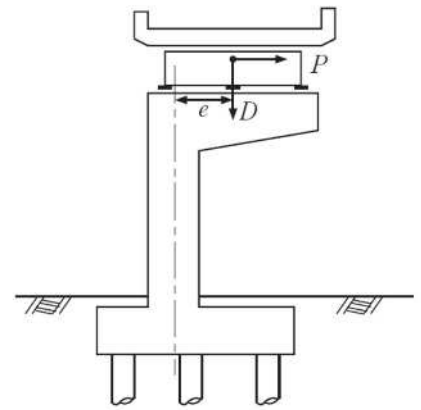


図 3-7-5.3 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する橋脚の例 (道示V図-解 8.8.1)

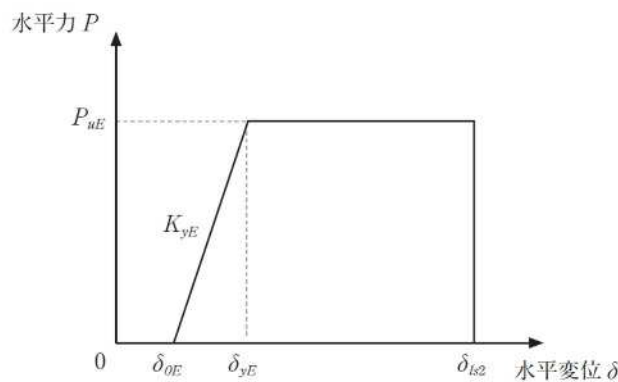


図-解 8.8.2 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合の水平力-水平変位関係 (限界状態2の場合)

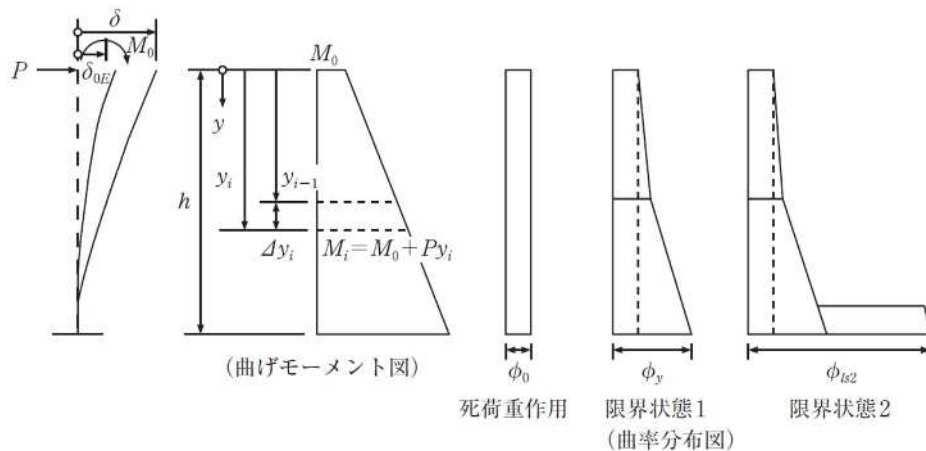


図-解 8.8.3 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合の曲げ変形による水平変位  $\delta$  の求め方 (限界状態2の場合)

図 3-7-5.4 偏心モーメントが作用する橋脚の考え方 (道示V図-解 8.8.2、8.8.3)

第2編 設計

3-7-6. 上下部接続部の設計

- (1) 支承部に作用する力および限界状態、耐荷性能の照査は、道示V13.1の規定による。  
 (2) 落橋防止システムは、道示V13.3の規定による。

<解説>

(1) 静的解析が適用できる構造系は一次モードが卓越するとみなせる場合としていることから、塑性化を期待する部材に塑性化が生じると、支承部には塑性化した部材に生じる応答に相当する水平力以上の水平力は作用しないと考えられるため、RC橋脚に塑性化を期待する場合に支承部に作用する水平力は、終局水平耐力を等価な外力に置き換えたものとみなすことができる。

ただし、静的解析によりRC橋脚又は基礎の塑性化を期待する設計を行う場合には、支承部に作用する水平力は、橋脚や基礎の応答変位が最大となる時の上部構造の慣性力の作用位置における水平力とする必要がある。

橋全体系に対する時刻歴応答解析を行う場合は、上部構造と下部構造の相対的な挙動を直接評価できるので、この解析から得られる力を支承部に作用する力とすればよい。

セットボルト等の取付け部材及び支承が連結される上下部構造の取付け部の設計にあたっては、支承形式に応じて、上部構造からの慣性力を伝達するときに設計で想定している耐荷機構を踏まえて、適切に作用する力を考慮しなければならない。

(2) 道示V13.3では、橋軸方向に対しては13.3.2、橋軸直角方向に対しては13.3.3、回転方向に対しては13.3.4及び3径間以上やラーメン橋などで13.3.9の規定による場合、上部構造が容易には落下しないように適切な対策を講じたこととみなしてよい。

1) 橋軸方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、桁かかり長を確保するとともに、落橋防止構造を設けることにより行う。

2) 橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、以下の必要桁かかり長を確保することにより行う。

- ・一連の上部構造の全ての支点部において、橋軸直角方向に対し確保する。
- ・上部構造が下部構造に対して相対的に橋軸直角方向に道示V13.3.5(1)の規定により算出した長さ分だけ移動した場合に、安定して下部構造上に留まることのできる長さとする。

3) 回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、の桁かかり長を確保するとともに、横変位拘束構造を設けることにより行う。

4) 必要桁かかり長は、道示V13.3.5により算出し、図3-7-6.2に桁かかり長の算出フローを示す。

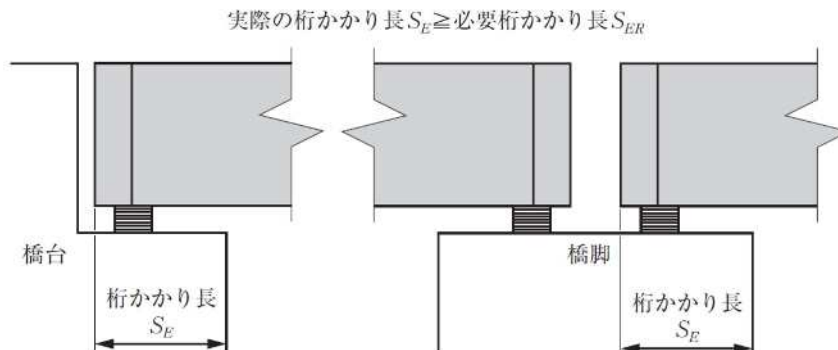


図3-7-6.1 桁かかり長 (道示V図一解13.3.9)

第2編 設計

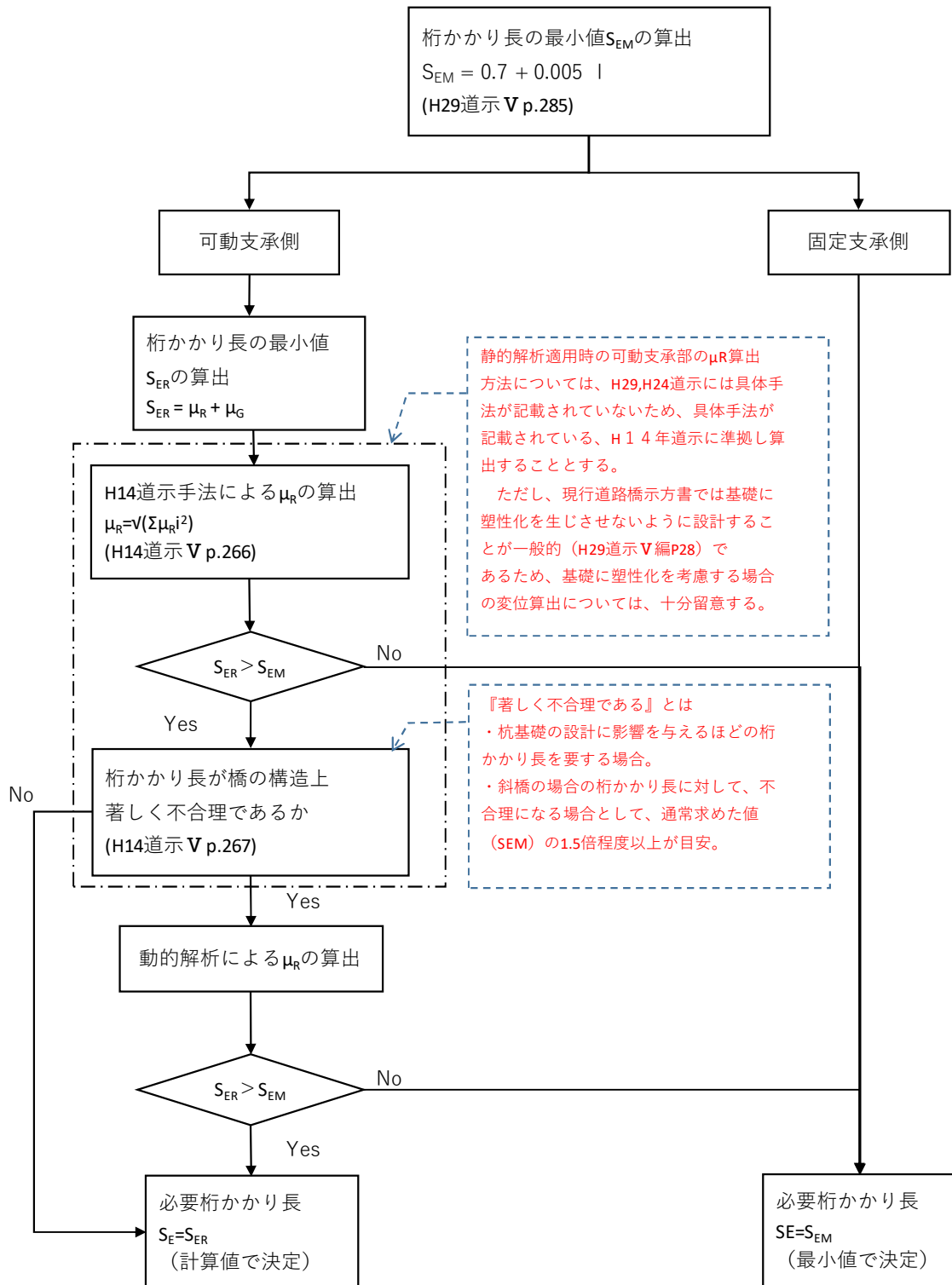


図 3-7-6.2 桁かかり長の算出フロー

第2編 設計

4) 落橋防止構造に作用する水平力は、道示V13.3.6 (式13.3.5) により算出する。

落橋防止構造に作用する水平力は、当該支点を支持する下部構造が橋軸方向に発揮できる最大の耐力に相当する力とされている。下部構造の橋軸方向の水平耐力は、単柱式又は一層式ラーメンのRC橋脚の場合には、道示V式 (8.3.3) により算出される地震時保有水平耐力と考えることができる。

また、鋼製橋脚の場合には道示V式 (9.4.15) により算出される水平耐力と考えることができる。

- |   |   |          |
|---|---|----------|
| <p>1) 上下部構造間で拘束する形式の落橋防止構造の場合</p> $H_F = P_{LG}$ <p>ただし、<math>H_F \leq 1.5R_d</math></p> <p>2) 2連の上部構造を相互に連結する形式の落橋防止構造の場合</p> $H_F = 1.5R_d$ | } | (13.3.5) |
|---|---|----------|

ここに、

$H_F$ ：落橋防止構造に作用する水平力 (kN)

$P_{LG}$ ：当該支点を支持する下部構造が橋軸方向に発揮できる最大の水平耐力 (kN)

$R_d$ ：上部構造の死荷重により必要桁かかり長を確保する下部構造の支点部に生じる鉛直反力 (kN)。ただし、2連の上部構造を相互に連結する形式の落橋防止構造を用いる場合には、いずれか大きい方の鉛直反力の値を用いる。

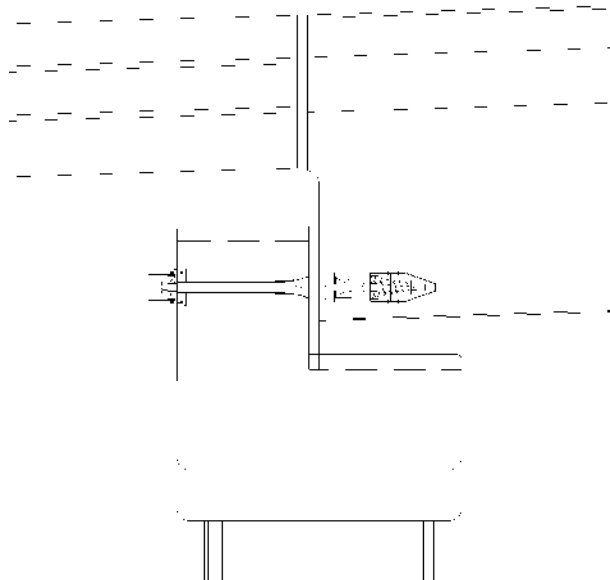


図 3-7-6.3 鋼軌道桁 (可動支承) の落橋防止装置例

第2編 設計

3-8. 掛違い部の設計

3-8-1. 掛違い部の設計の基本

- (1)活荷重は、「大阪モノレール構造物設計指針(H30.7)3-2.2の規定による。
- (2)掛違い部の段差が高い場合、T形断面として必要耐荷性能を満足する。
- (3)地震の影響を考慮する場合の耐荷性能の照査は道示V2.5の規定によるほか、橋軸方向は桁の衝突荷重を考慮し掛違い部の耐荷性能を満足する。

<解説>

(1) 活荷重の軸配置は、下部工に対して上部工反力が最も大きくなるパターンを考慮する。橋軸直角方向の遠心荷重や風荷重に対しては、作用重心位置の水平力と橋脚天端でのトルクの影響を考慮する。

設計モノレールの軸配置および重心位置は、下図のとおりとする。  
 設計モノレール車両荷重は、編成車量数にかかわらず連行荷重とするものとし、部材に最も不利な応力を生じるように載荷する。

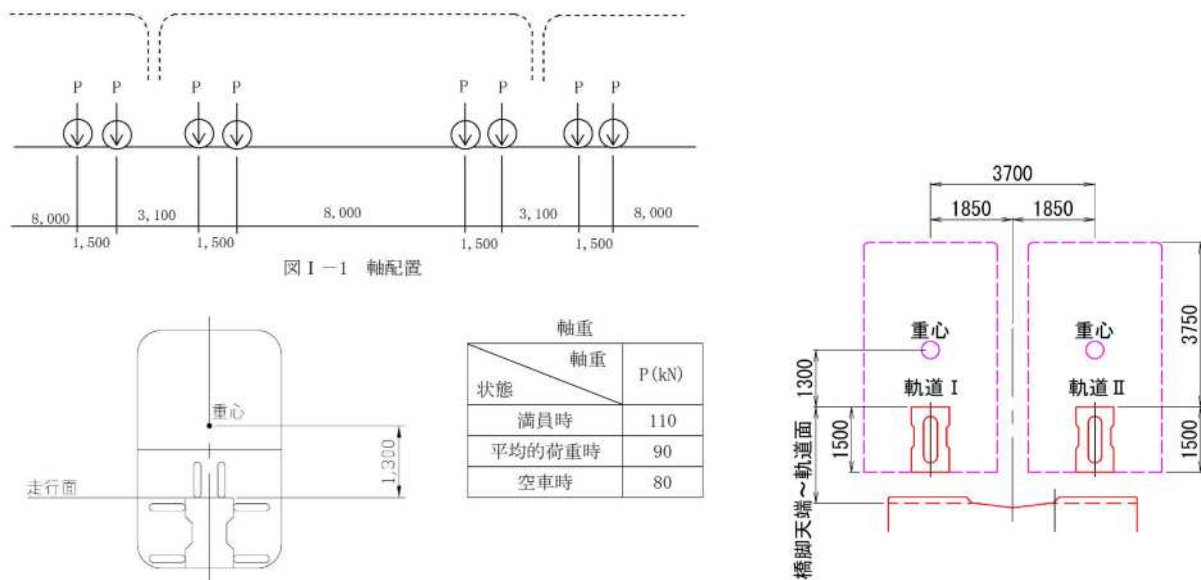


図 3-8-1.1 活荷重と重心位置

第2編 設計

(2) 掛違い部の段差が高い場合、下図のようにT形断面として必要耐荷性能を照査する。

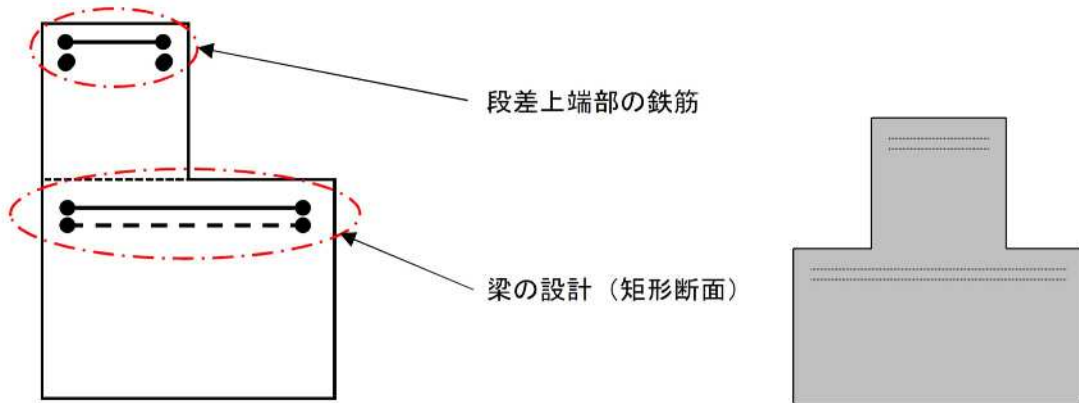
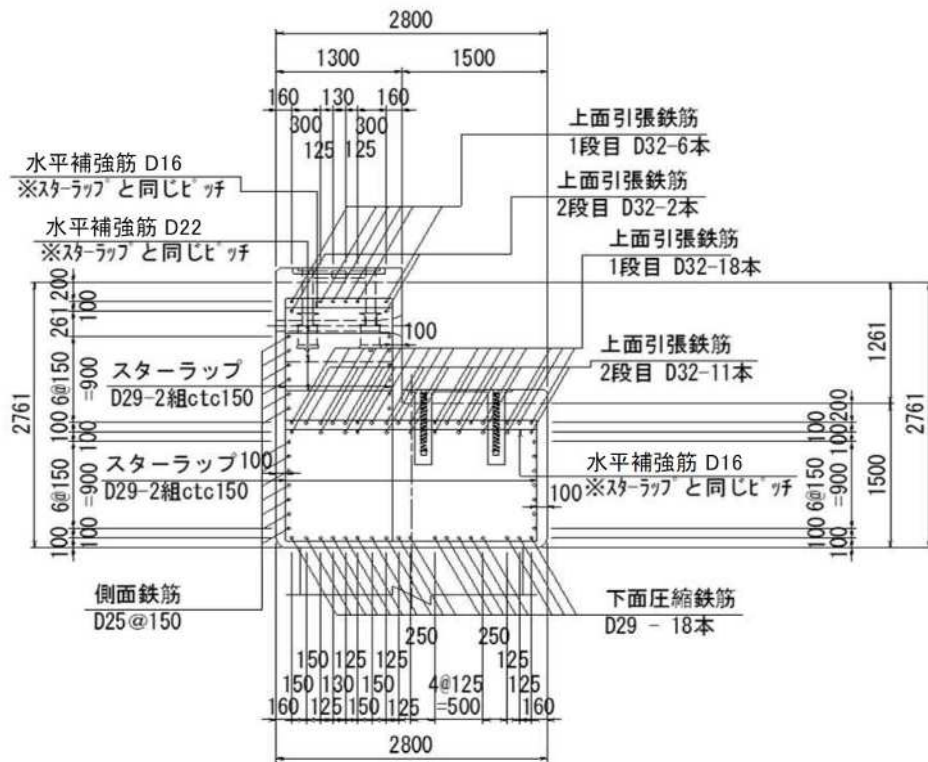


図 3-8-1.2 掛違い部の配筋照査



※ はり下面圧縮鉄筋は、上面引張鉄筋の1/3以上を配置する。

図 3-8-1.3 掛違い部の配筋概要図例



第2編 設計

(3) 地震の影響を考慮する場合、橋軸方向は桁の衝突荷重を考慮し耐荷性能を満足すること確認する。

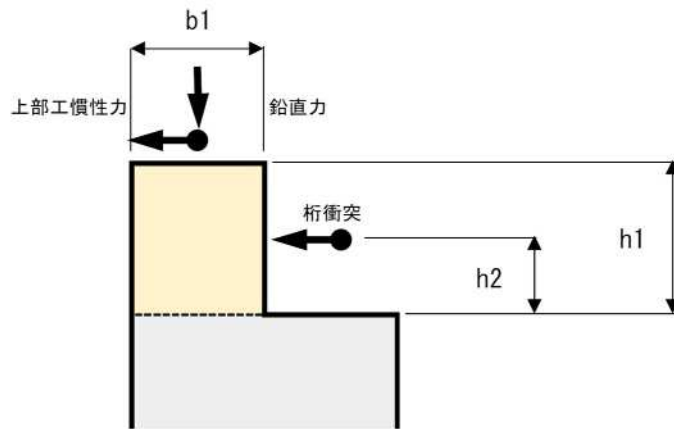


図 3-8-1.4 掛違い部 レベル2 地震の桁衝突時の荷重例

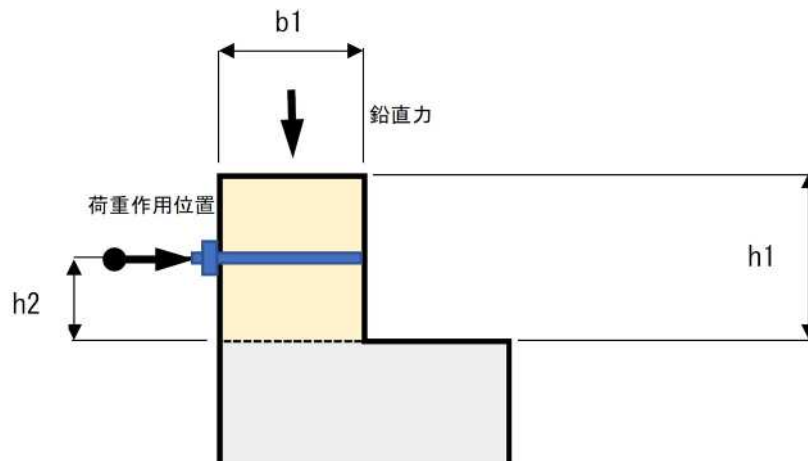


図 3-8-1.5 掛違い部 レベル2 地震の落橋防止装置の荷重例

(※有効断面幅は全幅有効とし、水平力は下部構造の保有水平耐力と  $1.5 \times (RD + \text{地震時活荷重})$  の大きい方)

第2編 設計

掛違い部の橋脚における計画高さのチェック表 (案) を示す。

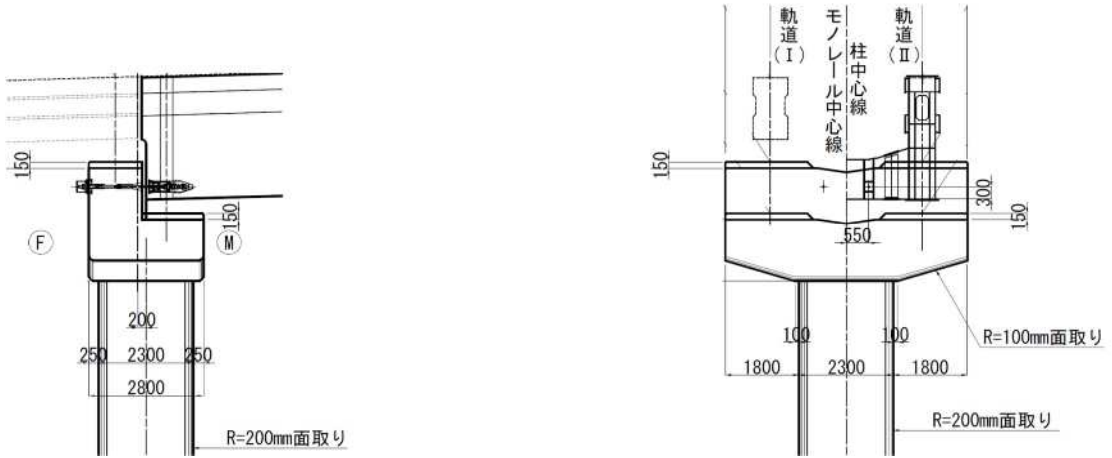


図 3-8-1.6 PC桁(F)と鋼軌道桁(M)の掛違い橋脚例

掛違い部橋脚の計画高さチェック表 (案)

大阪モノレール 計画高さチェック表 (案)

		P O O O O				
		起点側支桁 (PC桁)		目地中心	終点側支桁 (鋼軌道桁)	
		軌道 I	軌道 II		軌道 I	軌道 II
(各軌道から垂線) 測量中心線No						
支承中心座標 (X)						
支承中心座標 (Y)						
走行面標高 R.L						
勾配	桁カント (%) C1					
	支桁カント (%) C2					
	縦断勾配 (%) i					
橋軸直角方向	カント方向	基準桁高				
		キャン	プレストレス $\Delta P$			下フランジ厚 $\rightarrow$
		バー	縦断曲線 $\Delta R$			ソールPL厚 $\rightarrow$
			カント $\Delta C$			ベースPL厚 $\rightarrow$
		総桁高 H				
		支承高 Hs				
		桁カント $\text{atan } \theta$				
		支承カント $\text{atan } \theta$				
	鉛直方向	桁部 (H x C1)				
		支承 (Hs x C2)				
総高 VH						
橋軸方向鉛直高 QH (VH/cos $\theta$ i)						
支承中心標高 SH (RL-QH)						
調整コンクリート高 HM						
はり天端標高 (SH-HM)						

第2編 設計

【補足】

PC軌道桁支承部の設計水平震度は0.9である。一般に支柱は塑性化を期待する設計としており、支柱の地震時保有水平耐力Pa/等価重量Wで求まる震度相当の水平力がPC軌道桁支承部に作用するおそれがあるため、Pa/Wが0.9を超えないことを原則とする。

大阪モノレール構造物設計指針 (平成30年7月 大阪府都市整備部) p151より

5章 地震時保有水平耐力法による耐震設計

5-1 支柱の安全性の判定

支柱に対しては、死荷重及び活荷重を単線載荷した状態で式(VII-1)、および式(VII-2)を満足するよう耐震設計しなければならない。さらに、活荷重無載荷の状態で式(VII-3)を満足するよう耐震設計しなければならない。

$$Pa \geq khc \cdot W \dots \dots \dots (VII-1)$$

$$\delta R \leq \delta Ra_1 \dots \dots \dots (VII-2) \langle D \rangle$$

$$\delta R \leq \delta Ra_2 \dots \dots \dots (VII-3) \langle D+L \rangle$$

ここに、

- Pa : 支柱の地震時保有水平耐力
- khc : 道示V耐震設計編に規定するレベル2地震動の設計水平震度  
khcは原則として支承の設計水平震度0.9より小さくする。
- W : 道示V耐震設計編に示される地震時保有水平耐力法に用いる等価重量
- δR : 道示V耐震設計編に示される橋脚の残留変位 (mm)
- δRa1 : 活荷重無載荷の状態での支柱の許容残留変位 (mm) で、下表内の式で得られた値のうち小さい値とする。
- δRa2 : 活荷重を単線載荷した状態での支柱の許容残留変位 (mm) で、下表内の式で得られた値のうち小さい値とする。

荷重条件	許容残留変位	橋軸方向	橋軸直角方向
死荷重時 (D)	δRa1	h/100	h/100 ただし、7/1000rad+55mm(※)以内
活荷重載荷時 (D+L)	δRa2	h/100	h/100 ただし、7/1000rad+55mm(※)以内

- ※ 1) 7/1000radは、軌道保守管理基準より
- 2) 55mmは下巻とダボの間隙

[大阪モノレール運用規定 (H12.9) 通達文]  
[道路橋示方書 V編 P172~173]