

第6章 下部構造

6.1 総則

6.1.1 概要

下部構造とは、橋梁において床版や桁等の下方にあり、それらの重さや車両等の荷重を支え、又、自分自身の自重も含めて上部構造に作用する全ての荷重を地盤に伝える構造物をいう。

下部構造は、躯体と基礎に大別される。躯体には橋台と橋脚があり、橋台は、橋梁の端部にあり盛土等との境界に位置し、背後に土圧を背負っている構造物である。又、橋脚は、河川内等橋梁の中間部にあり一般的には背面土圧を背負っていない構造物である。

基礎は、上部構造、橋台、橋脚の全ての荷重を最終的に地盤に伝達する構造物であり、地盤の状況によって使い分けされている。

6.2 設計に関する基本的事項

6.2.1 設計計算についての基本的な考え方

下部構造の設計計算にあたっては、構造物の強度、変形及び安定度が安全となるように設計しなければならない。設計に際しては、構造物にとって最も不利となる荷重の組合せを用いて、常時、レベル1地震時等では部材に発生する応力度が許容応力度以下になるように計算し、レベル2地震時では保有耐力や変位について限界状態を超えないことを照査する。

設計手順は次のとおり。

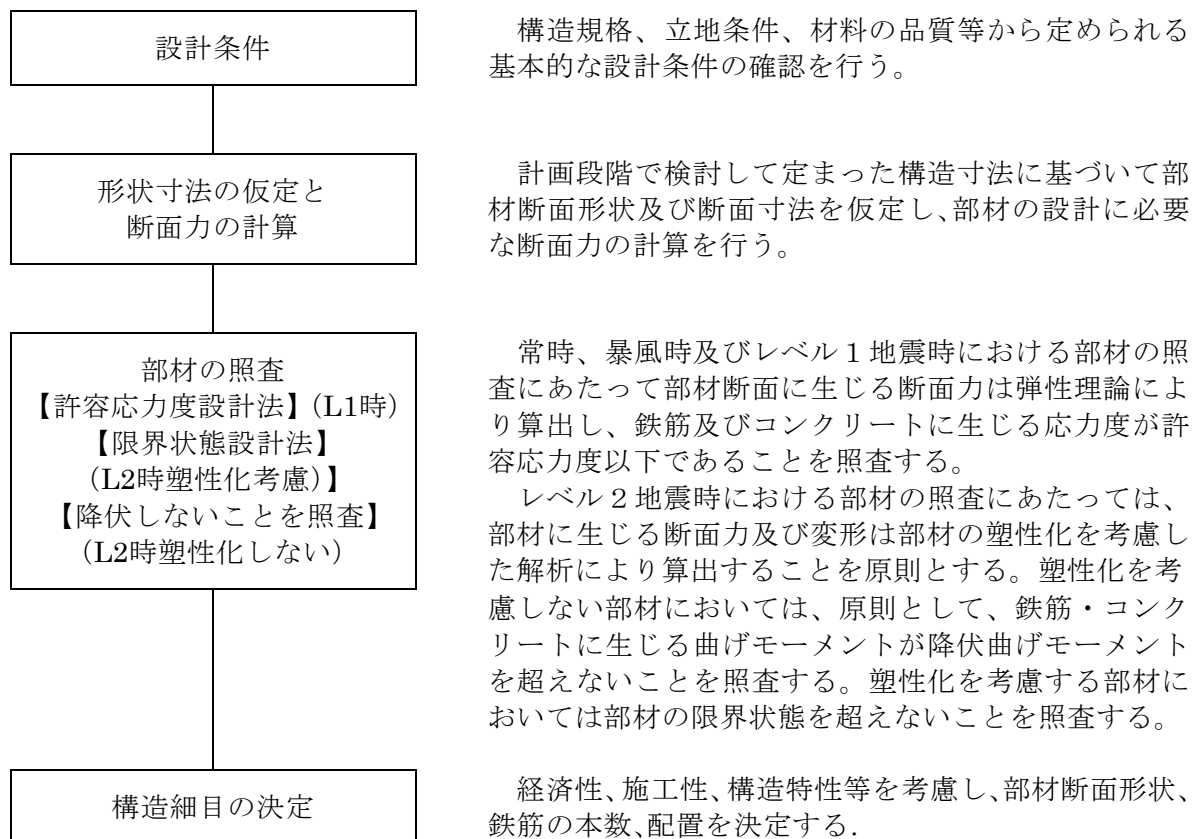


図6.2.1 設計手順

6.2.2 許容応力度一般

- (1) 主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重に対する許容応力度は、6.2.3～6.2.4に規定する値とする。
- (2) 従荷重及び従荷重に相当する特殊荷重を考慮した場合の許容応力度は、6.2.3～6.2.4に規定する許容応力度に道示IV 4.1に規定する割増し係数を乗じた値とする。
- (2) 道示IV 4.1に規定された施工時荷重に対する割り増し係数は、施工時荷重に施工時の風荷重又は地震の影響を考慮しない場合の値である。施工時に考慮すべき風荷重又は地震の影響は、架設地点の条件、施工時期、施工期間の長短により左右され、又、それに対して考慮すべき安全度も施工中の構造物により異なり、これらを一律に定めることは困難である。したがって、ここでは、施工時に風荷重又は地震の影響を考慮した場合の割り増し係数を特に定めず、上記の事項を考慮して、個々の場合に応じて適切に定めるものとした。

6.2.3 コンクリートの許容応力度及びヤング係数

- (1) コンクリートの許容応力度は、以下の通りとする。
- 1) 大気中で施工するコンクリートの許容応力度は、表6.2.1の値とする。
 - 2) 場所打ち杭の許容応力度は、表6.2.2の値とする。
 - 3) 既製コンクリート杭の許容応力度は、表6.2.3の値とする。
- (2) コンクリートのヤング係数は、表6.2.4の値とする
- (3) コンクリートについて、橋台（重力式橋台は除く）及び橋脚のコンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$ を標準とする。重力式橋台のコンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ を標準とする。
- (1) コンクリートの設計基準強度及び許容応力度は表6.2.1を標準とする。これ以外の設計基準強度のコンクリートを用いる場合の許容応力度は道示IV 4.2の規定によるものとする。
- 又、鉄筋コンクリート部材にSD390及びSD490の鉄筋材質を用いる場合はコンクリートの設計基準強度は 30 N/mm^2 を選定するのがよい。
- 3) 杭頭結合部は、杭とフーチングの複合構造であり、その応力伝達機能や破損構造が複雑であること、又、せん断力はコンクリート強度ばかりでなく部材断面の形状や引張鉄筋量等に関係することを総合的に判断し、押し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は行わないものとする。

表6.2.1 コンクリートの許容応力度 (N/mm²)

設計基準強度 σ_{ck}		鉄筋コンクリート			無筋 コンクリート
		21	24	30	
応力度の種類		21	24	30	18
① 曲げ圧縮応力度 (σ_{ca})		7.0	8.0	10.0	4.5
② 軸圧縮応力度 (σ_{va})		5.5	6.5	8.5	4.5
③ 曲げ引張応力度 (σ_{ta})			—		0.23
④ せん断 応力度	コンクリートのみで負担 (τ_{a1})	0.22	0.23	0.25	—
	斜引張鉄筋と共同負担 (τ_{a2})	1.6	1.7	1.9	—
	押し抜きせん断応力度 (τ_{a3})	0.85	0.90	1.00	—
⑤ 支圧応力度 (σ_{ba})		0.5 σ_{ck} 以下			5.4
⑥ 付着応力度 (τ_{oa}) (異形鋼棒)		1.4	1.6	1.8	—

表 6. 2. 2 水中施工の場所打ち杭等のコンクリート許容応力度 (N/mm²)

コンクリートの呼び強度 (N/mm ²)		30	36	40
水中コンクリート設計基準強度 (σ_{ck})		24	27	30
圧縮 応力度	曲げ圧縮応力度	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	6.5	7.5	8.5
せん断 応力度	コンクリートのみで負担の場合 (τ_{a1})	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と共同負担の場合 (τ_{a2})	1.7	1.8	1.9
付着応力度 (異形鋼棒)		1.2	1.3	1.4

注1) 水中施工の場所打ち杭等のコンクリートの配合は単位セメント量 350kg/m³以上、水セメント比 55%以下、スランプ 180~210mm を原則とする。

表 6. 2. 3 PHC杭及びSC杭のコンクリート許容応力度 (N/mm²)

応力度の種類 \ 杭種	PHC杭	SC杭	σ_{ce} : 有効プレストレス 注2)	
			$3.9 \leq \sigma_{ce} < 7.8$	$7.8 \leq \sigma_{ce}$
① 設計基準強度	80	80	—	—
② 曲げ圧縮応力度	27.0	27.0	—	—
③ 軸圧縮応力度	23.0	23.0	—	—
④ 曲げ引張応力度	0	—	3.0	5.0
⑤ せん断応力度	0.85	0.85	—	—

注1) 許容せん断応力度は、コンクリートのみでせん断を負担させる場合の値を示す。

注2) 地震の影響を考慮する場合のPHC杭におけるコンクリートの許容曲げ引張応力度の値を示す。(杭基礎設計便覧Ⅲ設計 2-6-3 既製コンクリート杭の許容応力度 P179 参照)

表 6. 2. 4 コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

種類	ヤング係数値	
設計基準強度	$\sigma_{ck}=21$	2.35×10^4
	$\sigma_{ck}=24$	2.5×10^4
	$\sigma_{ck}=30$	2.8×10^4
場所打ち杭	$\sigma_{ck}=24$ 注1	2.5×10^4
PHC杭		4.0×10^4
SC杭		3.5×10^4

注1) 呼び強度は $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ である。

6.2.4 鉄筋、構造用鋼材の許容応力度

- (1) 鉄筋の許容応力度は、表6.2.5のとおりとする。
- (2) 鋼管杭の材質は、SKK400、SKK490 (JIS A 5525) を標準とする。
- (3) 鋼管杭の許容応力度は、表6.2.6のとおりとする。
- (4) 橋台及び橋脚の鉄筋の材質は、SD345 を標準とする。ただし、大規模高橋脚等でレベル2地震動の影響が大きくなる場合は高強度鉄筋の使用も検討する。

- (1) パラペット及びウィングの断面設計に用いる鉄筋の常時の許容応力度は、表6.2.5の3)の値とする ($\sigma_{sa}=160\text{N/mm}^2$)。

表6.2.5 鉄筋の許容応力度 (N/mm²)

応力度、部材の種類		鉄筋の種類			
		SD345	SD390	SD490	
引張応力度	1)活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する場合 (はり部材等)	100	100	100	
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含まない場合の基本値	2)一般の部材	180	180	180
		3)水中又は地下水位以下に設ける部材	160	160	160
	荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を含む場合の基本値	4)軸方向鉄筋	200	230	290
		5)上記以外	200	200	200
	6)鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の基本値	200	230	290	
7)圧縮応力度		200	230	290	

- (3) SS400 については、JIS では化学成分として、P と S の量のみを規定し、溶接性を確保するための化学成分について規定されていないので、非溶接部材に限定して使用することができる。ただし、板厚 22mm 以下の SS400 を仮設資材に用いる場合や事前に溶接性に問題がないことを確認した場合には、溶接部材に使用してよい。

現場溶接の許容応力度は、従来どおり工場溶接の 90%としていたが、溶接技術の向上に加えて適切な施工管理が行われている場合、十分な溶接品質が確保できることがこれまでの実績から明らかとなったことから、原則として工場溶接と同じ許容応力度としている。ただし、適切な技能を有する溶接工が適切な溶接環境の基で施工するとともに、非破壊検査や施工過程の記録化等により品質管理等を行うことが前提となることに留意する必要がある。

表6.2.6 鋼管杭の許容応力度 (N/mm²)

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

- (4) 鉄筋は土木構造物設計マニュアル (案) 発刊以降、SD345 が標準となっているが、近年では SD345 より降伏点の高い SD390、SD490 の使用も行われるようになってきている。これら高降伏点の鉄筋の使用にあたっては経済性等を加味した上で、軸方向鉄筋、杭頭接合部の補強鉄筋にのみ使用可能とする。又、SD390、SD490 を使用する場合には設計基準強度 30N/mm² のコンクリートを選定するのがよい。

6.2.5 設計水位の考え方

(1) 河川区域内の橋台・橋脚の設計に用いる設計水位は、以下に示す水位によるものとする。

- 1) 常時は、H. W. L (計画高水位) を設計水位とする。
- 2) 地震時は、M. W. L (平水位) を設計水位とする。

(2) 陸上に設ける橋台・橋脚の設計に用いる設計水位は、地質調査による (孔内水位ではない) 地下水位等現場の状況を十分把握した上で、安全側の結果が得られるように適宜設定する。

(1) M. W. L. の設定方法

基本的には河川管理者との協議によって設定する。河川管理者との協議において M. W. L が不明な場合は、河川状況を十分把握した上で、図6.2.2及び図6.2.3のように M. W. L を決定するのがよい。

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

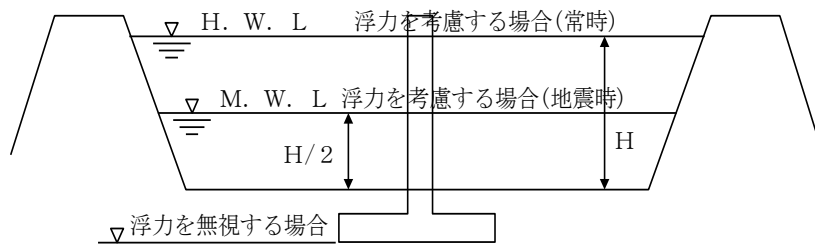


図6.2.2 単断面の場合

- 2) 複断面の場合………H. W. L. の水深 (H) の 1/2 もしくは高水敷高の高い方を設計水位とする。

(但し、計画高水敷高より地盤高が高い時は現状地盤高あるいはH. W. L. の水深 (H) の 1/2 の高い方を設計水位とする。)

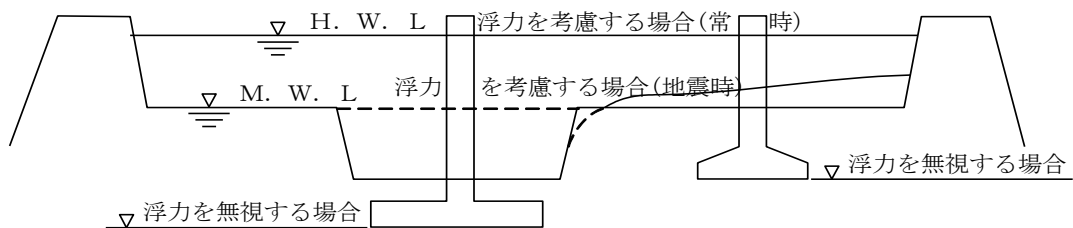


図6.2.3 複断面の場合

(2) 設計水位を設定する際、上記手法によって設定することを基本とするが、特殊ケースとして、上記手法によって設定した値より、地質調査結果の地下水位の方が高い場合があるので、地下水位の値も勘案して設定するのがよい。

6. 2. 6 荷重の組合せ

- (1) 下部工を設計する際の荷重の組合せは、道示IV3.2の記述を基本とする。
 (2) 活荷重の載荷方法は、道示IV3.2によるものとする。

(1) 橋台・橋脚の部材計算及び安定計算において考慮する一般的荷重組合せは、表6.2.7のとおりである。

表6.2.7 一般的な荷重の組合せ

橋台の設計	橋脚の設計	荷重状態
① 死荷重+活荷重+土圧	① 死荷重+活荷重	常時
② 死荷重+土圧	② 死荷重+温度変化の影響	
	③ 死荷重+活荷重+温度変化の影響	
③ 死荷重+土圧+地震の影響	④ 死荷重+地震の影響	地震時
—	⑤ 死荷重+風荷重	暴風時

参考：道示IV 3.2 (H24.3) P.148 表-解3.2.1

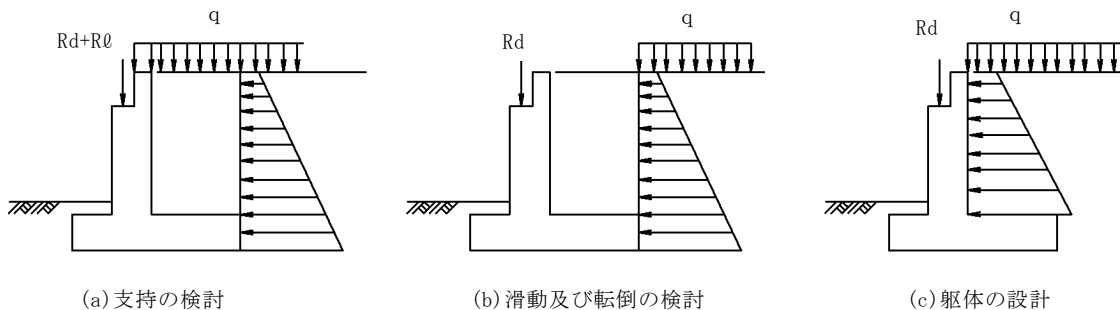
橋台の設計における荷重の組合せにあたっての一般的な留意点は次のとおりである。

- 1) 安定性の照査は、表の組合せのうち、常時の支持に対しては①、常時の滑動及び転倒に対しては②について行えば良い場合が多い。
- 2) 安定計算においては前フーチングの上載土砂は、将来的に地盤の変動がない場合に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。
- 3) 後フーチングの上載土砂は安定計算においては、鉛直力、水平方向慣性力とも考慮するが、堅壁の断面計算においては、鉛直力、水平方向慣性力も考慮しないものとする。

表6.2.8 後フーチングの上載土砂の載荷方法

計算箇所	後フーチングの上載土砂による荷重	
	鉛直力	水平方向慣性力
安定計算	○	○
堅壁の断面計算	×	×

- 4) PC, RC橋のクリープ・乾燥収縮による水平力が発生する場合、これらは温度変化でなく、主荷重であるので支承構造含め留意する。
- 5) 地表面載荷荷重は、図6.2.4に示すように、各検討において最も不利となるような載荷条件で検討するものとする。



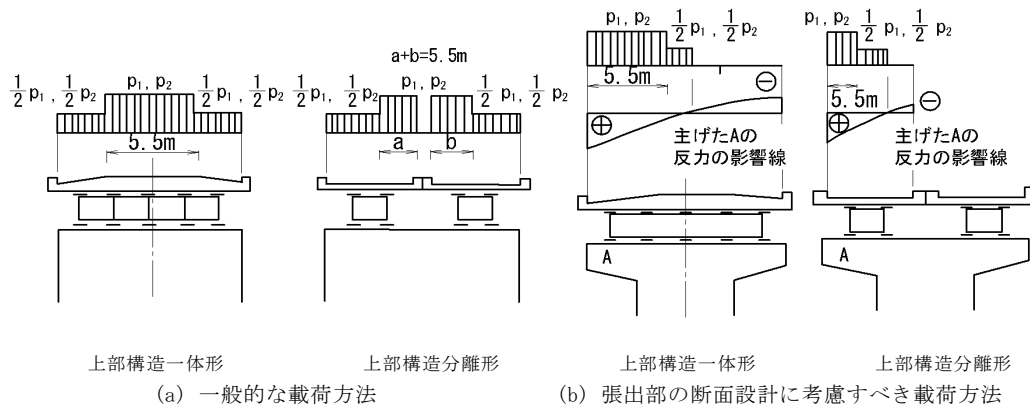
参考：設計施工マニュアル（橋梁編） 東北地方整備局 (H20.12) P.6-14 図6-7

図6.2.4 地表面載荷重の載荷方法

(2) 橋脚の設計における荷重の組合せにあたっての一般的な留意点は次のとおりである。

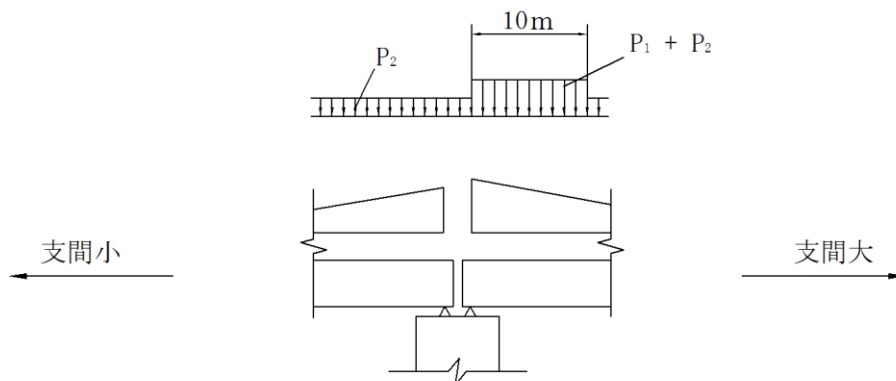
- 1) フーチング上載土砂自重は、将来洗掘の恐れが考えられる場合には、フーチング上載土

- 砂自重の「あり・なし」両ケースの照査を行うものとする。又、地震時における安定計算では、水平方向の慣性力は考慮しないものとする。
- 2) 河川内の橋脚に使用する動水圧は地震時のみ考慮するものとし、その場合の水位は地震時設計水位 (M. W. L) とする。なお、計画高水位 (H. W. L) 及び地震時設計水位 (M. W. L) については、河川管理者と協議の上決定するものとする。
 - 3) 橋脚の高い場合や遮音壁を取り付けた場合等では、風荷重により基礎の安定が左右されることがあるので、この場合には暴風時の安定計算を行うものとする。
 - 4) 風荷重や温度変化の影響等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ない場合についても検討するものとする。
 - 5) 下部構造を設計する場合の活荷重は、一般にL荷重の反力が大きくなるので、L荷重を載荷することにする。しかし、スパンが小さい場合 (15m以下) には、T荷重を載荷する方が大きい場合があるので、注意を要する。
 - 6) 活荷重の載荷方法は、図6.2.5に示す要領で、下部躯体の形状に従って、考えている部材断面に最大応力を生じさせるように幅員方向に載荷するものとする。又、左右の支間長によってもP1活荷重の載荷位置で反力が異なるので、P1活荷重の反力が最大となるように橋軸方向に図6.2.6に示す要領で載荷している例が多い。



参考：道示IV 3.2 (H24.3) P.152 図-解 3.2.5

図6.2.5 活荷重の載荷方法 (幅員方向)



参考：設計施工マニュアル (橋梁編) 東北地方整備局 (H20.12) P.6-11 図 6-2

図6.2.6 橋脚を設計する場合の活荷重の載荷方法の例

6.2.7 風荷重作用時の照査

風荷重作用時の下部構造は道示IV3.3によって設計を行う。

- (1) 柱が風向きに対して、2本前後並ぶようなときは次のように対処する。すなわち、柱が径の2倍以上離れている場合は単一部材が2本存在すると考え、風下方向にも道示I 2.2.9に示す風荷重を載荷する。それ以外の場合には風下側部に載荷する風荷重は、道示I表2.2.15に示す値の0.5倍とする。

遮音壁を設置する橋梁では、遮音壁に作用する風荷重が下部工へも影響するので、このような橋梁では風荷重に対しても安全性の照査を行う必要がある。

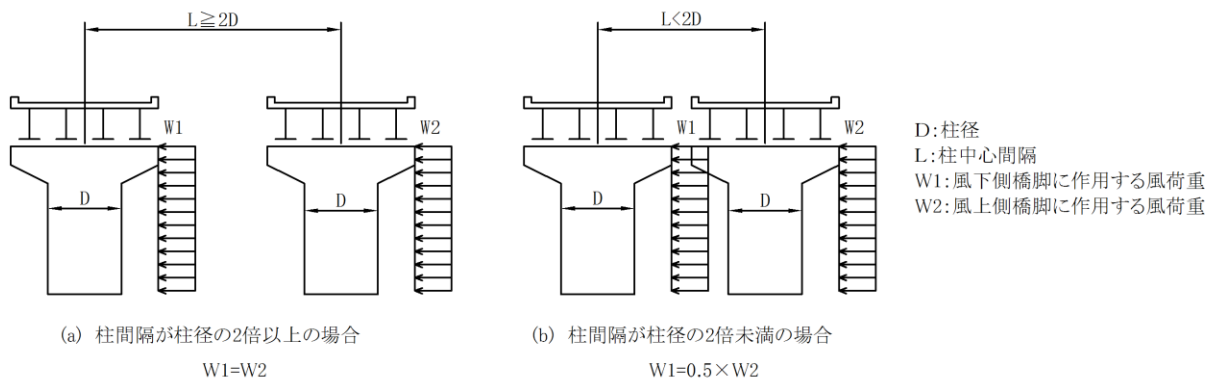


図6.2.7 風向きに対して前後に並ぶ下部工の風荷重載荷方法

6.3 橋台・橋脚の設計

6.3.1 部材の照査

6.3.1.1 常時、暴風時及びレベル1地震時における部材の照査

- (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。この場合、コンクリート部材の曲げ剛性、せん断剛性及びねじり剛性は、コンクリートの全断面を有効とし、鋼材を無視して算出した値を用いてよい。
- (2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材の常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査は、道示IV5.1.2の規定により行うものとする。
- (3) せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査は、道示IV5.1.3の規定により行うものとする。

参考：道示IV5.1 (H24.3) P.169

6.3.1.2 レベル2地震時における部材の照査

- (1) レベル2地震時における部材の照査にあたっては、部材に生じる応答値及び変形量等は、部材の塑性化を考慮した解析により算出することを標準とする。
- (2) 曲げモーメント及び軸方向力が作用する鉄筋コンクリート部材のレベル2地震時に対する照査は、道示IV5.2.2の規定により行うものとする。
- (3) せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材のレベル2地震時に対する照査は、道示IV5.2.3の規定により行うものとする。

参考：道示IV5.2 (H24.3) P.174

表6.3.1 一般的な部材の照査

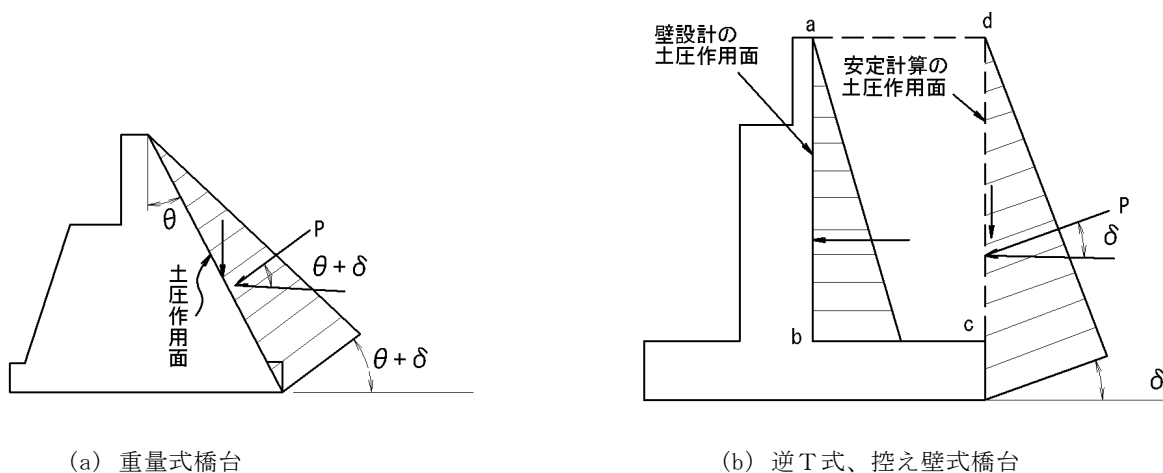
荷重状態及び断面力の種類		照 査 内 容
常時、暴風時及びレベル1地震時	曲げモーメント及び軸方向力	コンクリート応力度 \leq コンクリート許容応力度 鉄筋応力度 \leq 許容応力度
	せん断力	[コンクリートのみでせん断力を負担する場合] 平均せん断応力度 \leq 許容せん断応力度 τ_{a1} [斜引張鉄筋と共同してせん断力を負担する場合] 平均せん断応力度 \leq 許容せん断応力度 τ_{a2}
レベル2地震時	曲げモーメント及び軸方向力	[塑性化をさせない部材：橋脚のはり、橋台のパラペット、フーチング等] 曲げモーメント \leq 降伏曲げモーメント [塑性化を考慮する部材：橋脚の柱、杭、ケーソン本体等] 塑性変形性能を超えない状態
	せん断力	せん断力 \leq せん断耐力

6.3.2 橋台の設計

6.3.2.1 橋台に作用する土圧

- (1) 橋台背面に作用する土圧は、常時については道示 I 2.2.6、地震時については道示 V 6.2.4 の規定によるものとする。
- (2) 常時の地表載荷荷重は、 10 kN/m^2 を考慮するものとする。
- (3) 土圧の作用面は原則として以下の通りとする。
- 1) 重力式橋台の場合は、躯体コンクリート背面とする。
 - 2) 逆T式橋台の場合は、壁の断面計算においては躯体コンクリート背面、安定計算においては後フーチング縁端での鉛直な仮想背面とする。
- (4) 土圧の計算に用いる土の単位体積重量 (γ) 及びせん断抵抗角 (ϕ) は、土質試験を行って定めることが望ましい。

(3) 土圧の作用面は、道示に従って図6.3.1のように設定し、土圧作用面の壁面摩擦角は、表6.3.2を用いるものとする。



参考：道示 I 2.2.6 (H24.3) P. 48 図-解 2.2.17、図-解 2.2.18

図6.3.1 土圧の作用面

表6.3.2 土圧作用面の壁面摩擦角

橋台の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角	
			常時 δ	L1 地震時 δ_E
重力式	安定計算、壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi / 3$	0
逆T式	安定計算	土と土	ϕ	$\phi / 2$
控え壁式	壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi / 3$	0

参考：道示 I 2.2.6 (H24.3) P. 49 表-解 2.2.5

(4) 橋台裏込め土の単位体積重量 (γ) と、せん断抵抗角 (ϕ) は、土質の状況によって様々に変化するため、土質試験を行って定めることが望ましい。これらの値は現場状況によって様々に変化するため、設計に用いる値としては一般的には、 $\gamma = 18 \sim 20 \text{ kN/m}^3$ 、 $\phi = 30^\circ \sim 35^\circ$ の範囲である。したがって、裏込め土の使用材料を設計段階で特定できない場合については一般的に下記の値が用いられることが多い。

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3 \quad \phi = 30^\circ$$

又、自動車専用道路のような高規格道路の設計では NEXCO の設計要領二集 5章下部構造 2-1-4 「一般橋台に作用する土圧」で示される表6.3.3を一般的に用いて設計してよい。

表 6.3.3 橋台裏込め土の諸定数

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

- 1) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、9.0kN/m³を差し引いた値としてよい。
- 2) 橋台裏込め土には原則として、粘性土を使用しないものとする。これは、次の理由による。

橋台背面の裏込め部分は、活荷重によって繰り返し荷重を受ける。橋台背面の裏込め土に粘性土を使用すると、この繰り返し荷重で粘性土が圧密される。橋台背面の裏込め土が圧密されると、路面には不陸が生じる。この不陸が車両の走行性を悪化させるため、粘性土は使用しない。又、この不陸部分を車両が走行すると車両はバウンド現象を起こす。このように発生した車両のバウンド現象は、橋梁に対しては衝撃荷重となって作用する。この衝撃荷重で床版等が損傷するため、粘性土は使用しない。

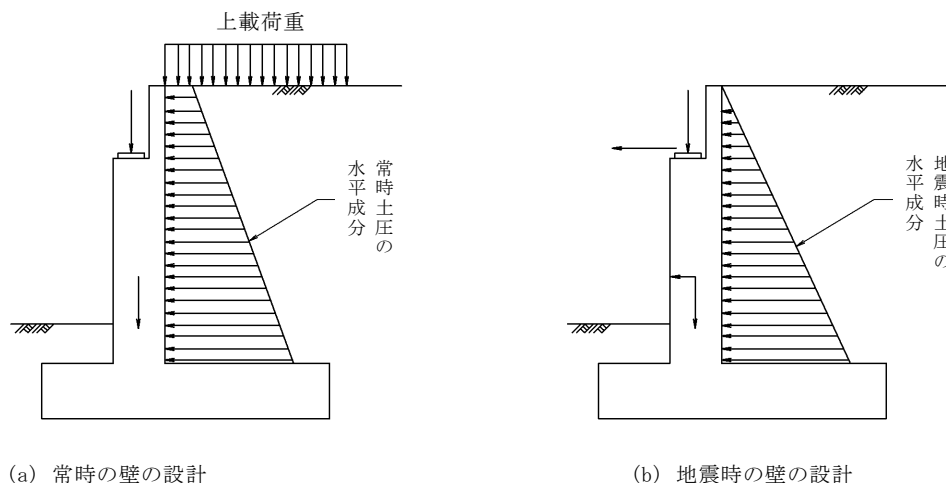
6.3.2.2 逆T式橋台の設計

- (1) 逆T式橋台の堅壁は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ちばりとして設計してよい。
- (2) 逆T式橋台壁の配筋は、6.5.2 逆T式橋台（壁式橋脚）の配筋(P.264)を参照とする。

参考：道示IV8.4.1 (H24.3) P.213

- (1) 逆T式橋台の壁の断面計算に用いる荷重は、図6.3.2に示すとおりである。

壁は、このような荷重に対して、フーチングとの接合部を固定端とする片持ちばりとして設計してよい。



参考：道示IV8.4.1 (H24.3) P.215 図-解8.4.1

図 6.3.2 逆T式橋台の断面計算における荷重状態

- (2) 配筋については6.5.2を参照するが、躯体の寸法の考え方の一例として以下に示す。
 - 1) 橋台全高は構造中心位置で0.1m単位とする。
 - 2) 直接基礎のフーチング幅（橋軸方向幅）は0.5m単位とする。
杭基礎で、最小杭間隔により幅が決定される場合は0.1m単位とする。
 - 3) 橋台全高及びフーチング幅以外の各部材の寸法は0.1m単位とする。

参考：設計施工マニュアル（橋梁編） 東北地方整備局（H20.12）P.6-21

6.3.2.3 斜め橋台の設計

- (1) 斜め橋台の部材断面の応力計算は、原則として背面直角方向及び橋軸方向について行うものとする。
- (2) 斜角(θ)が 75° 未満の橋台のフーチングは 90° まで拡大して回転に抵抗する対応法がある。

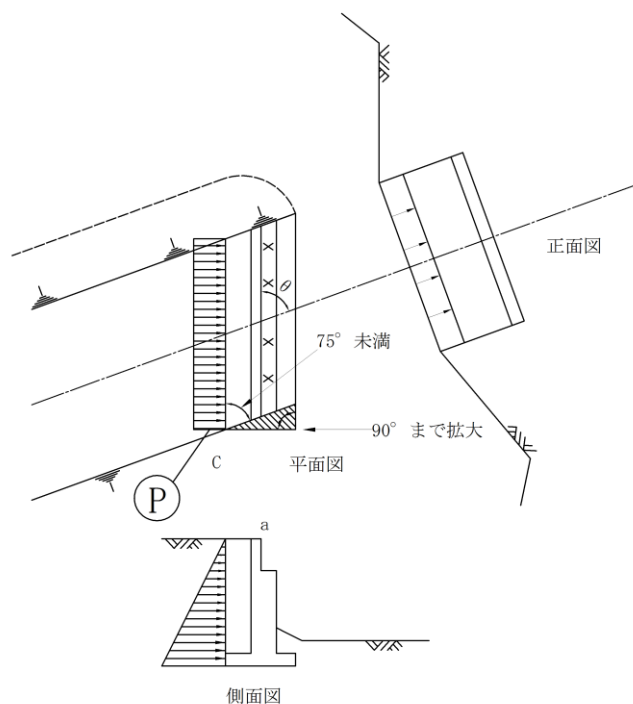
参考：設計施工マニュアル（橋梁編） 東北地方整備局（H20.12）P.6-28

- (1) 橋の斜角 θ （図6.3.3）が小さい場合には、橋台部材の応力度は、橋軸方向よりも橋台背面直角方向の方が厳しいことがある。このような斜角を有する橋台において、設計で計算すべき方向は、道路幅員や橋台の高さ、あるいは橋台に作用する上部構造からの反力の大きさ、支承の構造等により異なるので、一律に規定することは困難である。設計者の判断で各条件を十分勘案して設計すべき方向を一つに限定できる場合以外は、条文のように両方向について照査するのがよい。しかし、橋台背面は盛土により裏込されることが多く、土圧は橋台背面に直角方向に作用するから、通常の場合では橋台背面直角方向のみについて検討すればよいことが多い。

橋台背面直角方向について計算する場合、土圧及び上部構造からの水平荷重は図6.3.4のように考える。

- (2) 斜角(θ)が 75° 未満で、制約条件等でフーチングを 90° 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する。
- (3) フーチングの主鉄筋については、以下の様な考えがある。
- 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° 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。この際、フーチングの応力計算は角度補正した有効断面積で行うものとする。ただしフーチングを 90° 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、角度補正した有効断面積で断面設計を行うものとする。

参考：設計施工マニュアル（橋梁編） 東北地方整備局（H20.12）P.6-28



参考：設計施工マニュアル（橋梁編） 東北地方整備局（H20.12）P.6-28 図6-25

図 6. 3. 3 斜め橋台

1) 土圧について

斜め橋台においては背面の地形の状態が一定でない場合が多く、したがって、図 6. 3. 3 に示すように橋台に働く土圧は橋台幅の方向に一様ではない。しかし、計算を簡略化し、かつ、十分安全な設計となるように、橋台背面に働く土圧は、図 6. 3. 3 の P が図 6. 3. 4 のように橋台幅方向に一様に働くものと考えてよい。

2) 上部構造からの水平荷重

地震時における上部構造からの橋台背面直角方向の水平荷重は、地震力が同方向に作用するとして算出する。その計算方法は上部構造の形式、支承の種類、構造等により異なる。斜角があまり小さくなく（一般に60°以上）、上部構造も単純桁のような場合には、簡便さを考えて、斜め橋台の背面直角方向に上部構造からの橋軸方向の地震時水平荷重をそのまま作用させてもよい。

この考え方は、斜角が小さい場合、あるいは上部構造がゲルバー桁や連続桁等の場合には、可動支承にも斜角θの影響による水平力を生じるため不合理となる。これを厳密に解くには上部構造の形式や支承の種類、構造等により未知な問題点（例えば、可動支承の側面摩擦抵抗等）が多く計算が煩雑となるので、このような場合には便宜的に橋台背面直角方向に働く水平力を次のように考えてよい（図 6. 3. 4 参照）。

① 固定支承を有する下部構造

$$F_F = F_{F1} + F_{F2}$$

ここに、

$$F_{F1} = F_{FT} k_h \cos \theta$$

$$F_{F2} = F_{FL} k_h \sin \theta$$

② 可動支承を有する下部構造

$$F_M = F_{M1} + F_{M2}$$

ここに、

$$F_{M1} = W_{MT} k_h \cos \theta$$

$$F_{M2} = \begin{cases} W_R k_h \sin^2 \theta (k_h \sin \theta \leq f_s \text{ のとき}) \\ R f_s \sin \theta (k_h \sin \theta > f_s \text{ のとき}) \end{cases}$$

ここに

F_F : 固定支承を有する下部構造に作用する水平力(kN)

F_M : 可動支承を有する下部構造に作用する水平力(kN)

W_{FT} : 上部構造の重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合に、固定支承を有する下部構造において橋軸直角方向に生じる水平力を重量換算したものの(kN)

W_{FL} : 上部構造の重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合に、固定支承を有する下部構造において橋軸方向に生じる水平力を重量換算したものの(kN)

W_{MT} : 上部構造の重量に相当する力を慣性力の作用方向に作用させた場合に、可動支承を有する下部構造において橋軸直角方向に生じる水平力を重量換算したものの(kN)

k_h : 設計水平震度

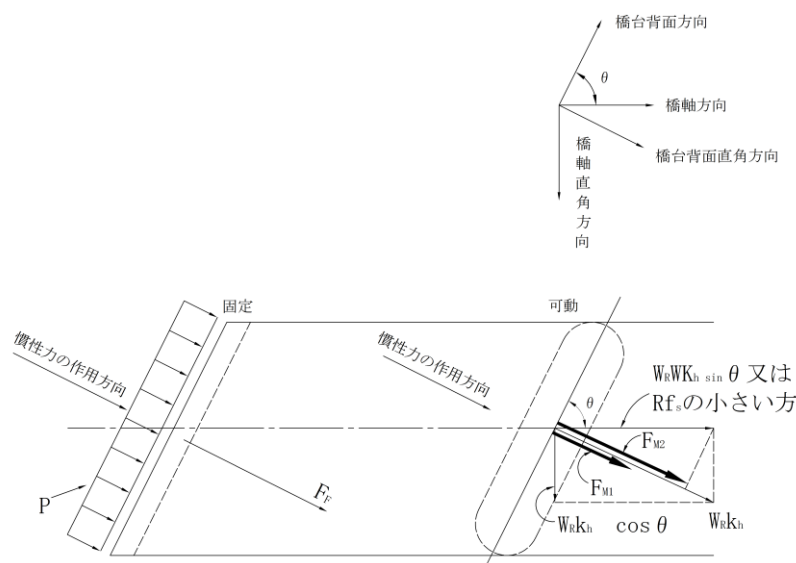
R : 可動支承を有する当該下部構造に作用する上部構造の死荷重による鉛直反力(kN)

W_R : 可動支承を有する当該下部構造に作用する上部構造の死荷重による鉛直反力を重量換算したものの(kN)

f_s : 可動支承の静摩擦係数

θ : 斜角(°)

この場合、水平力の作用点は地震力の作用する方向が橋軸方向と一致する場合を除き、桁の重心であることに注意する必要がある。



参考：道示IV 8.4.2 (H24.3) P.220 図-解8.4.5

図6.3.4 斜め橋台の地震時水平力

6.3.2.4 ラーメン式橋台

ラーメン式橋台のラーメン部材節点部の隅角部は、ハンチを設けるものを原則とする。
荷重状態は土圧、地震時水平力についてラーメン部材に最も不利になる状態に対して設計しなければならない。

ラーメン部材隅角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等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許容圧縮応力度を 6 N/mm^2 程度^{注1)}におさえて設計するものとする。

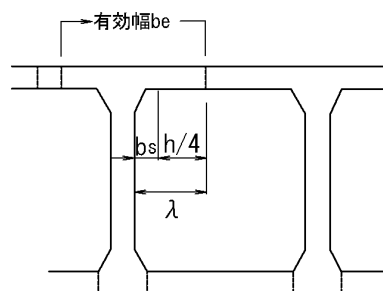
注1) ハンチを設けない場合の断面は、余裕としてコンクリートの曲げ圧縮応力度が許容応力度の3/4程度となる部材厚にするのが望ましい。(道路土工 カルバート工指針 平成22年3月 社) 日本道路協会) より

6.3.2.5 箱式橋台

箱式橋台は、従来の控え壁式橋台の変形で、全体を多室箱形形状とし、その上部全面に頂版をのせたものである。

上部構造反力、自重及び土圧等による全体としての曲げせん断は、前壁の一部を圧縮フランジ、後ろ壁の一部を引張フランジ、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る。

片持ちT形ばりの圧縮フランジ（前壁）の片側有効幅（ λ ）は $\lambda = h/4 + b_s$ とする。ここに h は前壁の高さである。又、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。



参考：設計施工マニュアル（橋梁編） 東北地方整備局（H20.12）P.6-26 図6-24

図6.3.5 T形ばりの考え方

6.3.3 橋脚の設計

6.3.3.1 柱式及び壁式橋脚の設計

- (1) 柱及び壁は、フーチングとの接合部を固定端とする片持ちばりとして設計してよい。このとき、最も不利となる軸力及び曲げモーメントの組合せを用いるものとする。
- (2) フーチングは壁との接合部を固定端とする片持ちばりとして設計してよい。
- (3) 張出しばりの設計は6.3.3.3参照とする。

参考：道示IV8.3.1 (H24.3) P.207

一般に、フーチングは剛性が大きく、柱及び壁の下端であるフーチングの結合部を固定端と仮定することができ、柱及び壁は、片持ちばりとして軸圧縮力と曲げモーメントを受ける部材で設計するものとする。又、柱及び壁は、一般には最大モーメントに対して、最大の軸力及び最小の軸力を組合せて照査すればよい。しかし、曲げモーメントと軸力を同時に受ける柱の耐力は、図6.3.6のように、最大曲げモーメント (M_{max}) と組合せる軸力としては、最大の軸力 (N_{max}) (A点) が必ずしも安全とは限らず、より小さい軸力 (N_0) (B点) との組合せにおいて危険となる場合があることに注意しなければならない。

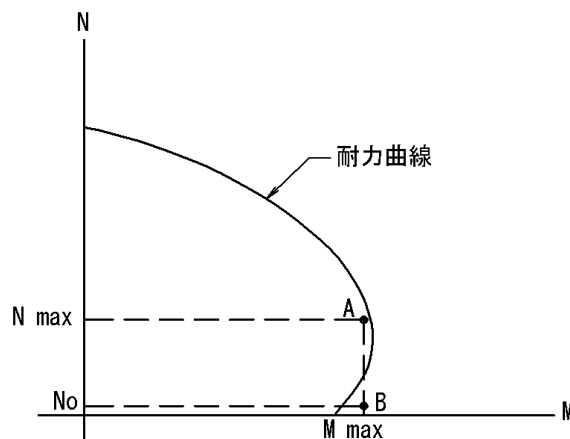
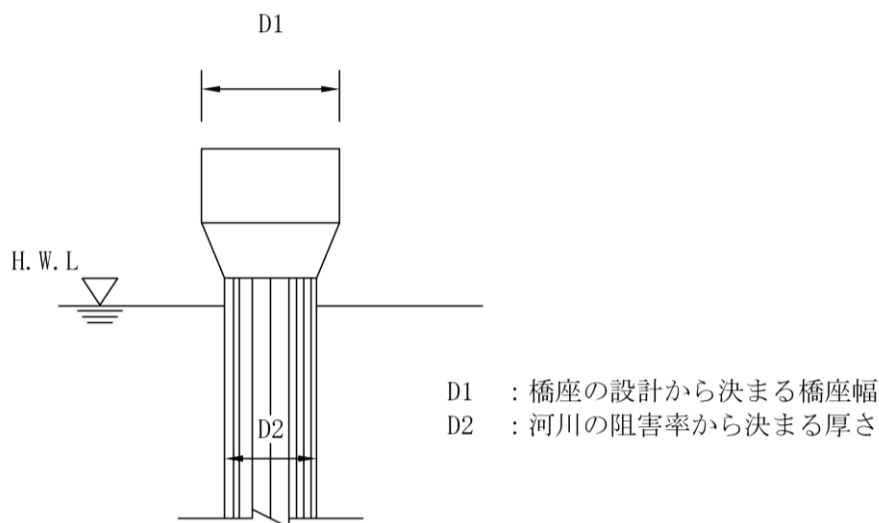


図6.3.6 曲げモーメントと軸力を同時に受ける柱の耐力

又、壁厚は原則として等厚とし、河川橋で阻害率により壁厚が制限される場合は、図6.3.7に示すよう梁部で拡幅する例もある。



参考：設計施工マニュアル（橋梁編） 東北地方整備局 (H20.12) P.6-41 図6-45

図6.3.7 橋脚の壁厚

6.3.3.2 ラーメン橋脚の設計

- (1) ラーメン橋脚の柱及びはりは、上部構造からの荷重を確実に基礎に伝達できるように設計するものとする。
- (2) ラーメン部材の節点部は、それに接続する部材相互に断面力が確実に伝達できるように設計するものとする。
- (3) フーチングが連続していないラーメン橋脚では、不同沈下及び相対水平移動を考慮して設計するものとする。
- (4) ラーメン橋脚は、面外荷重に対する柱の荷重分担を適切に評価して設計するものとする。
- (5) 次による場合は、(2)及び(4)を満たすものとみなす。
 - 1) ラーメン部材の節点部にはハンチを設ける。
 - 2) 応力度を照査する場合のハンチの有効部分は、図6.3.8のとおりとする。

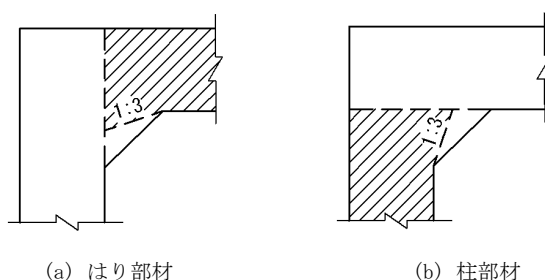


図6.3.8 ハンチの有効部分

- 3) 断面力を算出する場合の軸線は、ハンチを無視した部材断面の図心軸線に一致させる。
- 4) ラーメン部材の断面力は、部材節点部及びハンチに剛域を設定して計算することを原則とする。
- 5) ラーメン部材節点部の設計曲げモーメントは、図6.3.9のとおりとする。

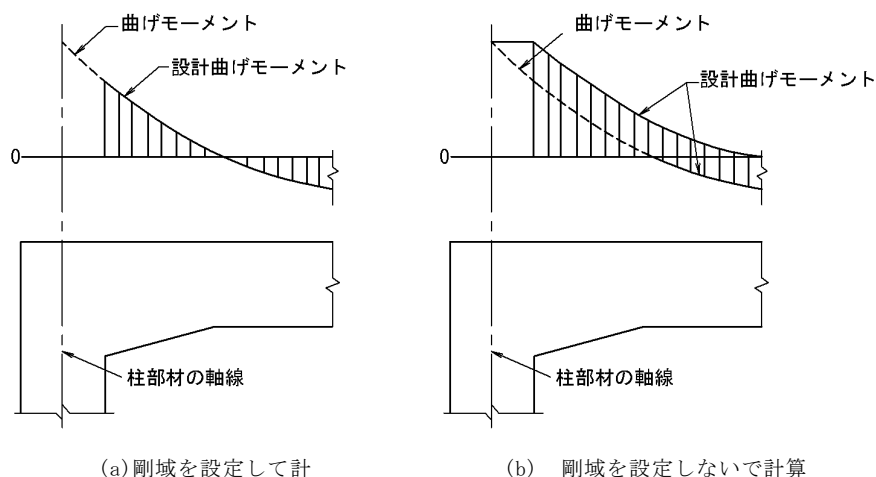


図6.3.9 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

- 6) ラーメン橋脚の面外荷重に対する柱の分担率は、柱の剛度比によって定めてよいが、柱の剛度にあまり差がない場合は、柱の軸力に比例させて面外荷重を分配した場合についても検討する。
- 7) 張出しばりの設計は6.3.3.3 (P.215)の規定による。又、柱は6.3.3.1 (P.212)の規定により設計する。

参考：道示IV8.3.2 (H24.3) P.210、P.211

- (2) ラーメン部材の節点部は、応力の方向が急変し、応力の伝達機構が複雑である。したがって、接続する部材相互に断面力が確実に伝達されるよう設計する必要がある。
- (3) フーチングが連続していないラーメン橋のように外的に不静定な構造物では、支点移動に伴い不静定力が増加する。支点となる基礎の沈下量や水平移動量は、基礎形式や設計の対象となる地盤により大きく異なるため、各地盤の性状を十分に把握して、支点移動による応力度の変化を考慮して設計する必要がある。

特に、地盤沈下の著しい地域では、基礎に作用する負の摩擦力等の影響を受けて予想以上の変位が生じることもあるので、ラーメン橋脚のフーチングを一体化する等の構造上の配慮が必要である。

- (5) 剛域は、一般に次により定めることとする。
- 1) ハンチがない場合には、部材端から部材厚さの1/4入った断面より内側を剛域とする（図6.3.10(a)参照）。
 - 2) 部材節点部において、部材の軸線に対して 25° 以上傾斜するハンチを有する場合には、部材厚さが1.5倍となる断面より内部を剛域とする。ただし、ハンチの傾斜が 60° 以上の場合は、ハンチの起点から部材厚さの1/4入った断面より内部を剛域と考えるものとする（図6.3.10(b)参照）

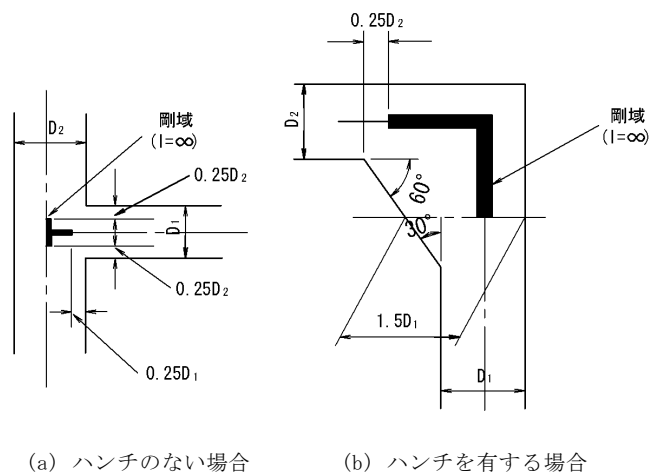
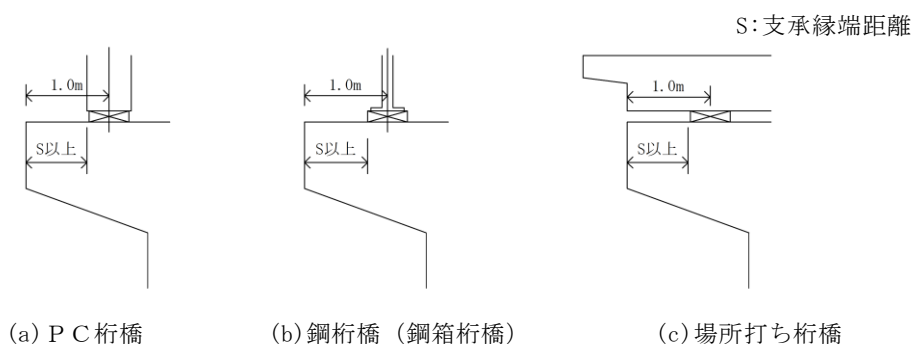


図6.3.10 剛域の取り方

6.3.3.3 橋脚のはりの設計

張出しばりは、次により設計してよい。

- (1) 張出しばりは、上部構造からの荷重を確実に基礎に伝達できるように設計するものとする。
- (2) 張出しばりは、片持ばりとして設計する。
- (3) 片持ばりの張出長は、柱断面が長方形の場合は柱前面における鉛直断面から、円形の場合は柱外面より柱直径の 1/10 内側へ入った位置からはり先端までの長さとする。又、柱断面が小判形の場合は、断面が半円形と長方形からなるものとして円形の場合の規定により張出長を求める。
- (4) 張出しばりは、橋軸方向の水平力に対しても設計するものとする。
- (5) 張出しばり先端から外桁ウェブまでの離れは、上部工架設、将来のメンテナンス等を考慮し、支承縁端距離(S)を確保のうえ、1m程度とするのがよい。又、場所打ち桁橋の場合は、支承縁端距離を確保し、主版幅に合わせる等するのがよい。



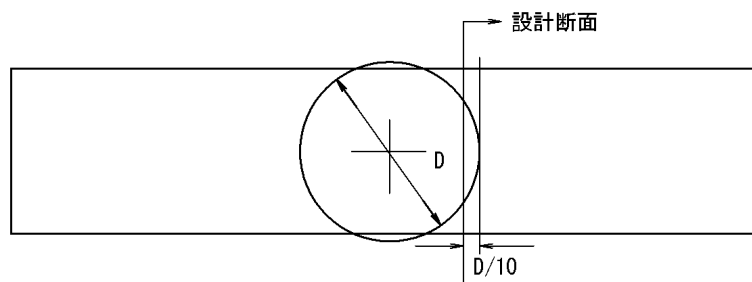
参考：道示IV8.3.1 (H24.3) P.207、設計施工マニュアル（橋梁編）東北地方整備局 (H20.12) P.6-40 図6-44

図6.3.11 張出しばりの支承縁端距離

- (2) 張出しばりは、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。したがって、鉄筋コンクリート部材としての耐久性を考慮して、活荷重及び衝撃以外の主荷重が作用する状態において、鉄筋に発生する引張応力度が $\sigma_{sa} = 100\text{N/mm}^2$ 以下であることを照査しなければならない。

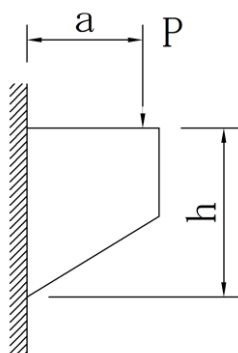
張出しばりは、柱の前面における鉛直断面を設計断面とする片持ばりとして設計してよい。しかし、柱前面より荷重までの距離がはりの高さより小さい場合は、はりの応力分布は非線形となるため、コーベル（図6.3.13）^{注1)}として設計するのがよい。

- (3) 柱の断面が円形の場合は、図6.3.12に示すように、柱外面より柱直径の1/10内側へ入った断面で応力度の照査を行う。



参考：道示IV8.3.1 (H24.3) P.210 図-解8.3.3

図6.3.12 円形橋脚の設計断面

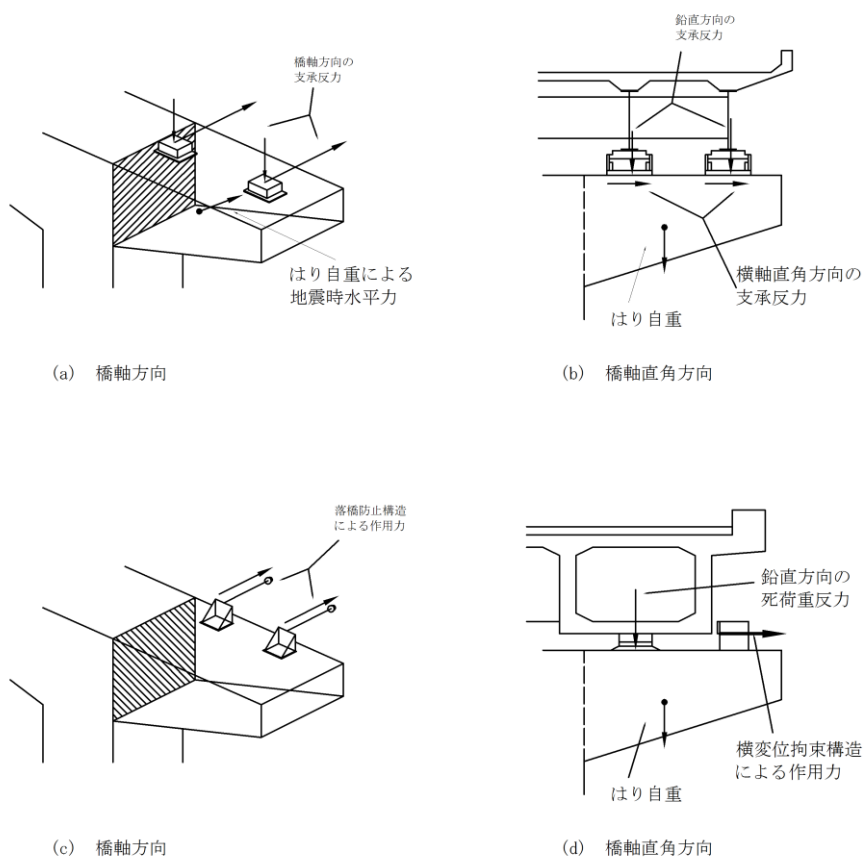


参考：道示Ⅲ19.3 (H24.3) P.322 図-解 19.3.1

図6.3.13 コーベル概要図

注1) コーベルとは、はりの高さ h と張出し長さ a の比 (h/a) が 1.0 以上の片持ちばりをいう。コーベルの設計方法は道示Ⅲ19.3を参照のこと

(4) 橋脚の張出ばりの根元断面 (図6.3.14参照) は、常時の鉛直荷重に対して設計する他に、地震時には、固定支承又は弾性支承では支承水平力、可動支承では支承の摩擦によって生じる水平力の他、上部構造の水平方向の慣性力により生じる鉛直方向の支承反力も考慮する必要がある。これらの支承反力の算出については道示V15.4の規定によるものとする。又、張出しばりに落橋防止構造や横拘束変位構造が取りつく場合には、こうした構造から作用する荷重についても考慮する必要がある。このときの荷重については道示V16.3及び16.4によるものとする。



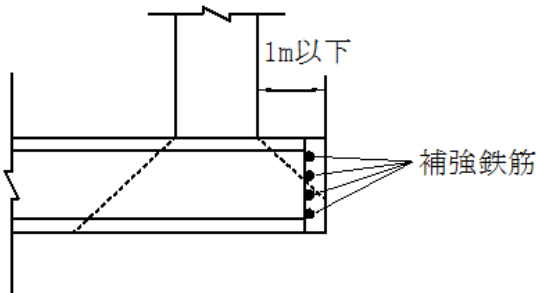
参考：道示Ⅳ8.3.1 (H24.3) P.208 図-解 8.3.1

図6.3.14 地震時に橋脚の張出しはりに作用する荷重

6.3.4 フーチングの設計

6.3.4.1 フーチングの設計の考え方

- (1) フーチングは、フーチング自重、土砂等の上載荷重、浮力の有無、地盤反力、基礎からの反力等により、設計上最も不利となる荷重状態を考慮して設計するものとする。
- (2) フーチングは、片持ちばり、単純ばり、連続ばり等のはり部材として設計してよい。又、必要に応じて、版としての挙動を考慮して設計するものとする。
- (3) 柱とフーチング端部の距離が1m 以下の場合には、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。



参考：道示IV8.7.1 (H24.3) P.236、設計施工マニュアル（橋梁編）東北地方整備局（H20.12）P.6-45 図6-52

図6.3.15 フーチング端部の補強鉄筋

土圧を受ける橋台のフーチングは、前フーチングと後フーチングでは、安全側となる荷重状態が異なる（図6.3.18参照）。

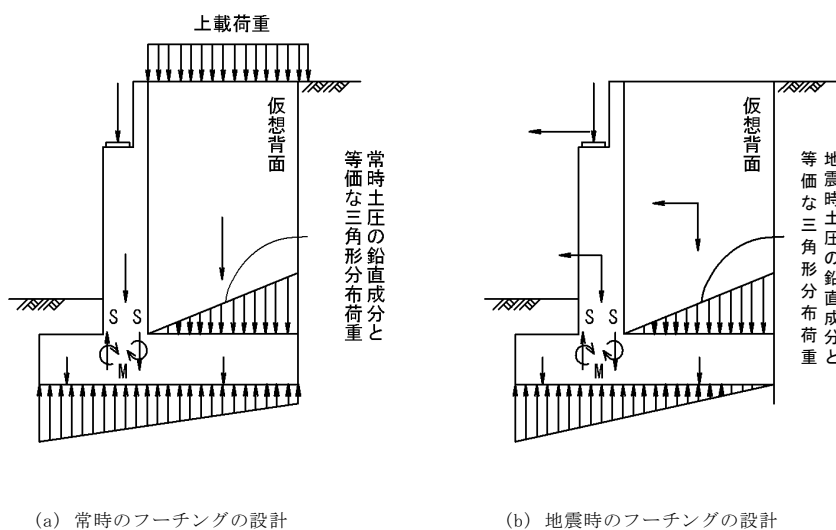


図6.3.16 逆T式橋台フーチングの断面計算における荷重状態の例

橋脚のフーチングは、予想される状況を想定し、安全側となる荷重状態で設計する。

フーチングは、一般に照査断面で支持される片持ちばりとみなすが、ラーメン橋脚等の連続フーチングにおける柱間のフーチング部は基本的に連続ばりとして設計してよい。ただし、柱に対するフーチングの剛度比が小さい場合には、柱、はり、基礎を一体のラーメン構造として設計する必要がある。

6.3.4.2 フーチングの厚さ

フーチングの厚さは、十分な剛性を持つよう設計することを原則とする。又、フーチングの上面は水平とする。

フーチングは、柱や壁あるいは杭との接合部として、各々がフーチングに固定支持されていることを前提としているため、十分な曲げ剛性が必要とされる。このため、フーチングは、原則として剛体として設計する。

比較的硬い地盤上に設置されるフーチングに対して、フーチング厚さの上限値の目安は、フーチング長辺の1/5程度と考えられてよい。

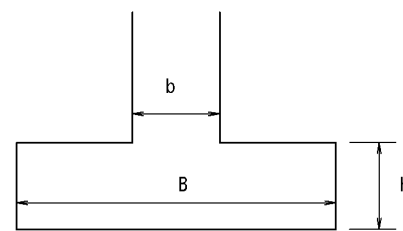


図6.3.17 フーチングの厚さ

フーチングを剛体として取り扱えるか否かは、地盤反力度及び杭反力に及ぼすフーチングの剛性の影響を考慮して判定するものとし、フーチングが次式を満たす場合には、剛体とみなしてよい。

$$\beta\lambda \leq 1.0$$

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

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

k_v : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m^3)

k_p : 換算地盤反力係数(kN/m^3)

$$k_p = K_v \frac{nm}{DB}$$

K_v : 1本の杭の軸方向ばね定数(kN/m)

D : フーチングの幅(m)

B : フーチングの奥行き(m)

n : 杭の列数

m : 杭の行数

E : フーチングのヤング係数(kN/m^2)

h : フーチングの厚さ(m)

λ : フーチングの換算突出長(m)で、フーチングの形状に応じて次のように定める。

① 単独フーチングの場合

$$\lambda = \max(l, b)$$

ただし、

$$l \geq D/2 \text{ ならば } l = D/2$$

$$b \geq B/2 \text{ ならば } b = B/2$$

② 連続フーチングの場合

$$\lambda = \frac{\alpha(\lambda'^2 + e^2)}{\lambda' + e}$$

ここで、

$$\lambda' = \max(l, b)$$

$$\alpha = 1.3$$

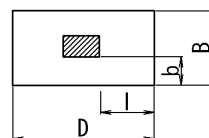


図6.3.18 単独フーチング

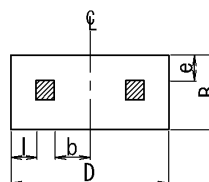


図6.3.19 連続フーチング

6.3.4.3 フーチングの構造計算

- (1) 曲げモーメントに対するフーチングの照査は、有効幅を考慮した上で、6.3.1 (P.205)の規定によるものとする。
- (2) せん断力に対するフーチングの照査は、せん断スパン比の影響を考慮した上で、6.3.1 (P.205)の規定によるものとする。

参考：道示IV8.7.3 (H24.3) P.240、道示IV8.7.4 (H24.3) P.244

- (1) 曲げモーメントに対するフーチングの照査は、有効幅を考慮した上で、常時、レベル1地震時には、フーチングに生じるコンクリート及び鉄筋の応力度が許容応力度以下であることを照査する。レベル2地震時には、フーチングに生じる曲げモーメントが降伏曲げモーメント以下であることを照査するものとする。

有効幅 b は、道示IV8.7.3により算出するものとする。

- (2) せん断力に対するフーチングの照査は、せん断スパン比の影響を考慮した上で、常時、レベル1地震時には、許容せん断応力度以下であることを照査するものとする。レベル2地震時には、部材のせん断力がせん断耐力以下であることを照査する。

せん断スパン a 、有効幅 b は道示IV8.7.4により算出するものとする。

6.3.5 橋台の背面と踏掛版の設計

6.3.5.1 橋台背面アプローチ部

- (1) 橋台背面アプローチ部は、橋と背面側の盛土等との路面の連続性を確保できる構造とするものとする。
- (2) (1)を満たすため、橋台背面アプローチ部は、良質な材料を用いるとともに、1)から3)を考慮して設計及び施工を行うものとする。
- 1) 常時及び地震時における基礎地盤の安定性
 - 2) 常時及び地震時における橋台背面アプローチ部の安定性
 - 3) 降雨の作用に対する排水性
- (3) 橋の複雑な地震応答や地盤の原因により、橋台背面に著しい沈下が生じることが考えられるため、橋台背面には踏掛版を設置することを基本とする。

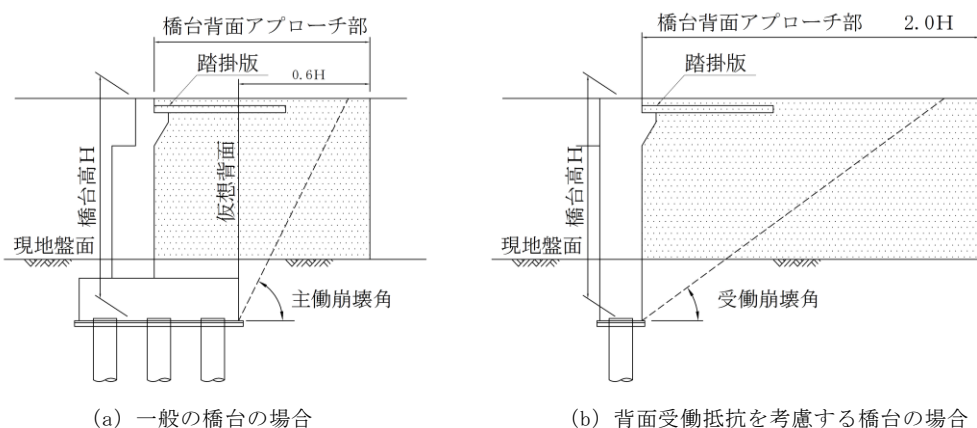
参考：道示IV8.9 (H24.3) P.261

- (1) 橋台背面アプローチ部は、沈下が生じにくい橋台と沈下が生じやすい盛土等の境界部にあるため、両者の沈下量の差により路面に段差が生じやすい。最近では、地震時に橋本体の損傷よりも橋台背面の段差により通行が困難となり、結果的に使用目的との適合性の観点から橋としての性能を満たすことができない例が相対的に増えてきている。したがって、橋台背面アプローチ部は、一般の盛土等よりも構造の設計、材料の選定、施工等に関して特段の配慮が必要である。ここで、路面の連続性を確保できることとは、日常の維持管理や地震後の応急復旧等において、すりつけ等による段差解消対策を比較的容易に行うことができる状態に保つことを示している。

橋台背面アプローチ部の範囲は、橋への影響や路面の連続性を確保するという橋台背面アプローチ部の役割を考慮して、橋台高さや地盤、地形条件等を踏まえて設定することとなるが、一般には次の範囲を目安として設定するのがよい。

橋軸方向に関して、一般の橋台では、背面からの主働土圧を考慮し、後フーチング下面端部からの主働崩壊角を踏まえて、後フーチング長に橋台高の0.6倍を加えた範囲を考慮すればよい(図6.3.20(a))。

一方、インテグラルアバット構造のように橋台背面の地盤抵抗に期待する場合は、受働抵抗範囲を考慮して、後フーチング下面端部からの受働崩壊角を踏まえて、橋台高の2.0倍の範囲を考慮するのがよい(図6.3.20(b))。ただし、踏掛版を設置する場合で、前述のとおりを設定した橋台背面アプローチ部が踏掛版の長さよりも短い場合には、踏掛版の長さ以上の範囲とする。なお、切土における埋戻し等の場合で、橋台背面から地山までの距離が前述のとおりを設定した橋台背面アプローチ部の範囲より短いときは、地山までの範囲となる。橋軸直角方向に関しては、ウィングも含めた橋本体への影響や、その範囲の土の安定等を考慮して適切に設定する。



参考：道示IV8.9 (H24.3) P.262 図-解8.9.1

図6.3.20 橋台背面のアプローチ部の範囲

(2) 路面の連続性を確保するためには、橋台背面アプローチ部は、一般の盛土等以上に材料の選定や基礎地盤の安定性、橋台背面アプローチ部の安定性、排水対策等に配慮して設計及び施工を行う必要がある。橋台背面アプローチ部に用いる材料は、締固めが容易で、非圧縮性、透水性があり、かつ、水の浸入によっても強度の低下が少ない安定したものをを用いる。このような材料としては一般には砂質土が用いられる。ただし、河川堤防内に橋台を設置する場合等で砂質土を用いることができないため他の材料を用いる場合や、軽量材料や補強土等の材料を用いる場合については、本節の規定の趣旨を踏まえて要件を満たすことができる材料であるかを確認の上用いる必要がある。使用材料や施工品質に関しては以下を参考にするのがよい。

①材料の仕様例

橋台背面アプローチ部には、締固めが容易で、非圧縮性、透水性があり、かつ、水の浸入によっても強度の低下が少ない安定した材料を用いることがよいが、このような材料の仕様例を表6.3.4に示す。又、このような良質な材料を多く使用することが困難な場合は、大型の締固め機械を使用することを前提として、入手可能な材料から粒度分布のよい材料を用いることも考えられる。

表6.3.4 橋台背面アプローチ部に用いることが適切な材料の仕様例

項目	範囲
最大粒径	100mm
4750 μm ふるい通過百分率	25~100%
75 μm ふるい通過百分率	0~25%
塑性指数 I_p (425 μm ふるい通過分について)	10 以下

※有機質土、火山灰質の細粒土の含む材料を除く。

②締固め管理値の例

締め固め管理値の例を表6.3.5に示す。この管理値は、表6.3.4に示すような材料以外の場合も含めて適用が可能である。インテグラルアバット構造の場合は、道示IV8.8(5)に示すように、橋台背面の地盤抵抗が確実に発揮できる構造とするために、一般の橋台背面の場合に比べて締め固め管理値が高くなっている。

表6.3.5 橋台背面の締め固め管理値の例

橋台のタイプ	一般の橋台背面	インテグラルアバット構造の橋台背面
締め固め度 D_c ^{※1,2}	$D >$ 平均 92%、 最少 90%	$D_c >$ 平均 97%、 最少 95%
仕上り厚	200mm 以下	

※1：土砂区分が砂質土の場合に適用。締め固め度は、施工管理高ごとに測定し、その平均値及び最小値で照査する。測定点数は施工面積に応じて設定する。

※2：突固め方法がC、D、E法の場合の管理基準値を示す。

- (3) 橋台背面アプローチ部は、規模の大きな地震が生じた際に橋の複雑な挙動により基礎地盤や橋台背面アプローチ部の盛土等が沈下し路面に著しい段差が生じる可能性がある。B種の橋では、地震後における避難路や救助・救急・医療・消火活動及び被災地への緊急物資としての輸送路としての役割が大きいことから、基礎地盤や橋台背面アプローチ部が沈下した場合でも、これらの沈下に追随しつつ橋台との一体化を保つことが可能な対策を行うことが望ましい。なお、埼玉県が管理する橋梁は、B種の橋であるため、踏掛板を設置することを基本とする。

6.3.5.2 踏掛版の設置位置及び形状

- (1) 踏掛版は架橋状況に応じて設置長さを設定するのがよい。一般的には踏掛版の長さは、地盤の種類が普通地盤の場合は5 m、軟弱地盤の場合は8 mを標準とする。
- (2) 踏掛版は、踏掛版上面を基層の下面位置にあわせるのを標準とする。
- (3) 踏掛版の設置幅は、車線及び路肩を含む幅を標準とする。ただし、エプロンブロックがある場合は、エプロンブロックまでの幅とする。

- (1) 軟弱地盤とは、構造物の基礎地盤として十分な支持力を有しない地盤で、その上に構造物を構築すると、すべり破壊、構造物の沈下、周辺地盤の変形、あるいは地震時に液状化が生じる可能性のある地盤をいう。「道路土工 軟弱地盤対策工指針」では、一般に、有機質土、高有機質土（腐食度）、N値4以下の粘性土、N値10～15以下の砂質土は、沈下や液状化の恐れがあるため軟弱地盤とされる。

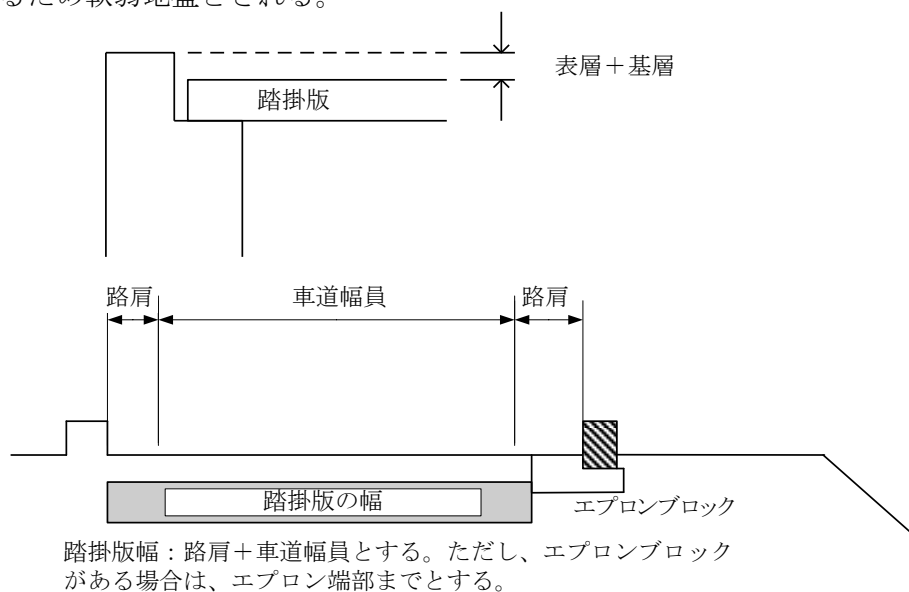
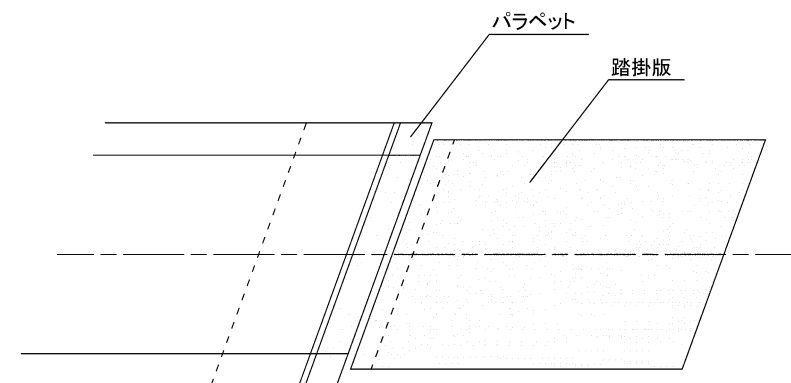


図 6.3.2 1 踏掛版の設置位置

斜角を有する橋台の踏掛版は斜角なりの形状とするのがよい。
なお、斜角が 60° 未満の場合には、踏掛版をバチ形とする等の配慮が必要となる。



参考：設計要領（道路編）北陸地方整備局（H24.4） P.9-147 図9.122
道路設計要領第3集橋梁 北海道開発局（H25.4） P3.7.69

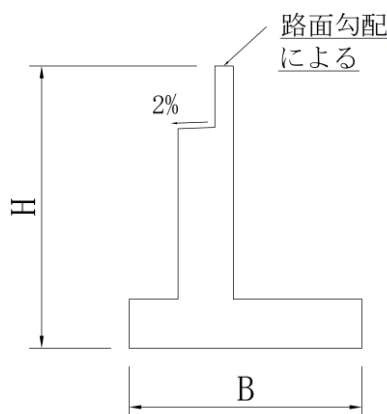
図 6.3.2 2 斜橋における踏掛版の形状

6.3.6 橋座部の設計

- (1) 橋座部は、支承や桁の腐食を生じさせないように適切な配慮を行うものとする。
- (2) 橋座部は、維持管理の確実性及び容易さを考慮して構造的な配慮を行うのがよい。
- (3) 橋座部は、橋軸方向において、支承部の照査に用いる設計水平地震力に対して十分な耐力を有するようにする。
- (4) 支承縁端と下部構造頂部縁端との間の距離（支承縁端距離） S (m) は次式を満たすように設定する。
- $$S \geq 0.2 + 0.005\ell$$
- ここに、 ℓ : 支間長 (m)
- (5) 橋座部は支承からの作用力が集中するので、鉄筋を配置することにより十分に補強するものとする。

参考：道示IV8.6 (H24.3) P.229

- (1) 支承や桁の腐食を生じさせない配慮の一つとして、橋座部の排水勾配は図6.3.23に示すように橋軸方向に2%をつけることを標準とする。



参考：設計施工マニュアル（橋梁編） 東北地方整備局（H20.12）P.6-21 図6-16

図6.3.23 橋座部の排水勾配

- (2) 橋座部は水が溜まりやすく狭隘なため腐食等の損傷が生じやすいため、供用中に補修を行うことが多く、状態によっては支承の交換も必要となる。又、地震時にも損傷が生じやすい箇所であるため、地震後の緊急点検は一般に橋座部で支承等に近接して行う必要が生じる。こうしたことから、橋座部には支承等の点検・補修等が確実にできる空間を確保するとともに、柵等を設け点検者等の安全に配慮するのがよい。又、支承の交換や桁端部の補修等が容易に行えるよう、桁の仮受け等を想定して強度を確保する等構造的配慮を行うことが望ましい。
- (4) 図6.3.24に示す支承縁端距離 S が小さい場合は、地震時の水平力等により支承前面のコンクリートにひびわれ等の損傷が生じる可能性があるため、支承縁端距離は S 以上確保することを規定している。
- 斜橋あるいは曲線橋の場合の支承縁端距離 S は、図6.3.25に示すように最小距離の方向に確保するものとする。

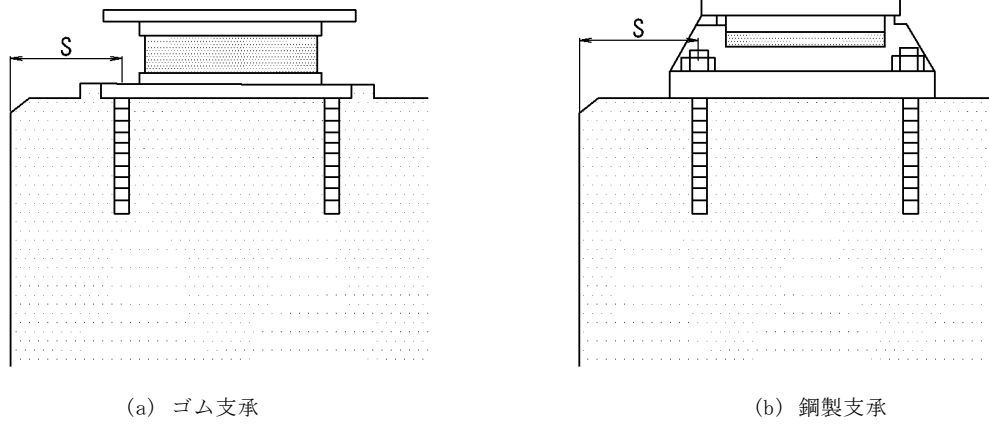
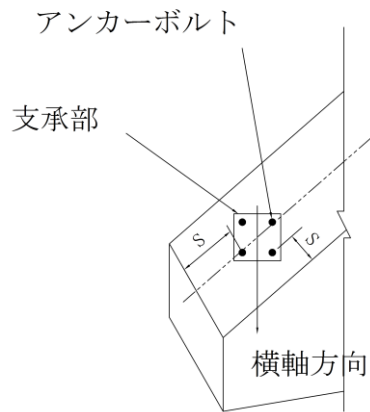


図6.3.24 支承縁端距離S

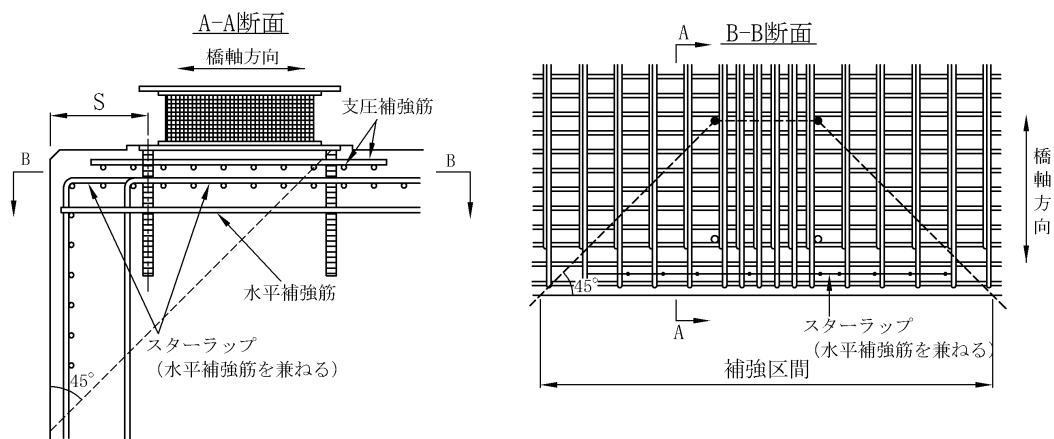


参考：道示IV8.6(H24.3)P.231 図-解8.6.2

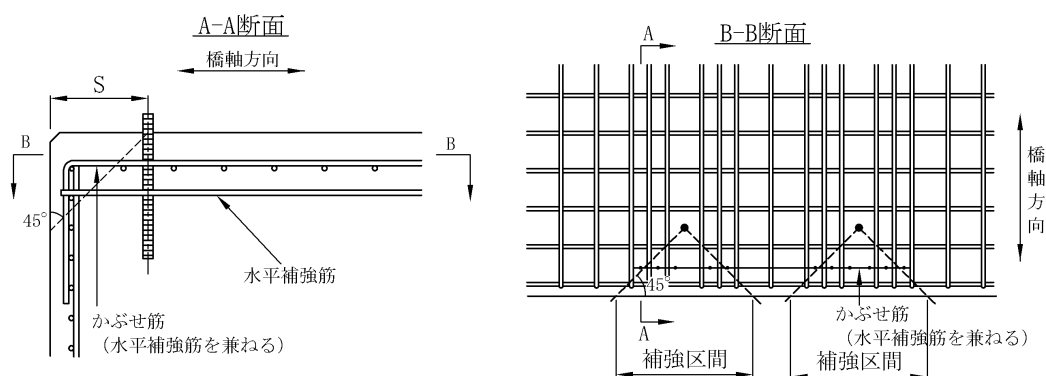
図6.3.25 斜橋、曲線橋の支承縁端距離S

(5) 図6.3.26に示すように、支承面に作用する鉛直力による支圧に対しては、格子状のD16以上の支圧補強筋を配置し、支承からの水平力に対しては、橋軸方向に水平に補強筋を配置する必要がある。

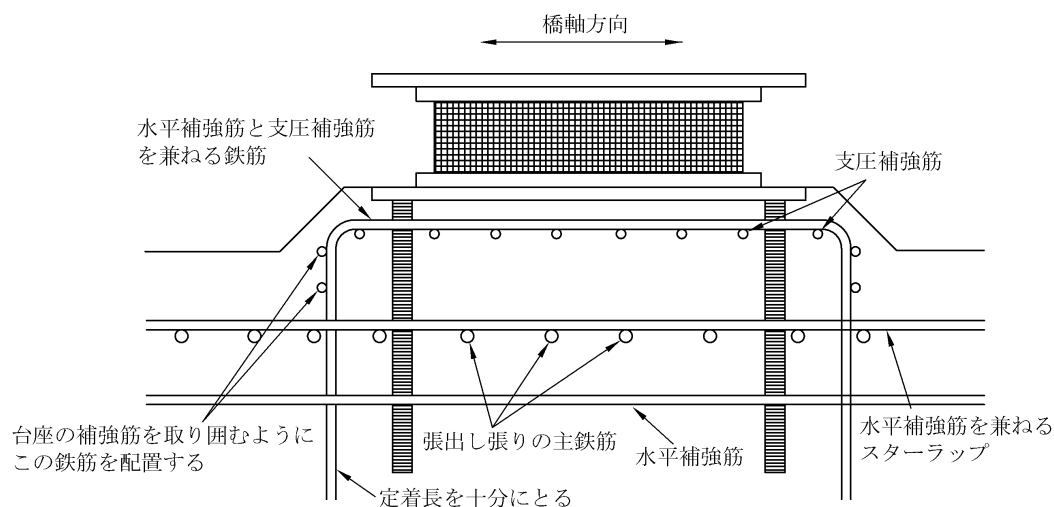
水平力に対する補強筋としては、下部構造頂部に配置されるスターラップの他に、別途補強筋を配置するのがよく、この補強筋は、中間帯鉄筋と同等の定着を行ったD16以上の鉄筋とし、スターラップと同間隔で配置するのが望ましい。



(a) 支承取付け部（橋脚張出し部に設置した場合）



(b) アンカーバー取付け部（橋台や壁式橋脚に設置した場合）



参考：道示IV8.6 (H24.3) P.235 図-解8.6.8、P.236 図-解8.6.9

図6.3.26 橋座部の配筋例

6.4 基礎の設計

6.4.1 基礎の設計に関する基本事項

- (1) 基礎は常時、暴風時及びレベル1地震時に対し、支持、転倒及び滑動に対して安全であるとともに、基礎の変位は許容変位以下とするものとする。
- (2) 橋脚基礎は、レベル2地震時に対し、地震時保有水平耐力法による耐震設計を行うことを原則とする。
- (3) 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、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。

参考：道示IV9.2 (H24.3) P.269

- (1) 各基礎形式の安定性の照査に関する基本は、表6.4.1に示すとおりである。

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ならない範囲に基礎の水平変位を抑えるのが望ましい。

許容水平変位は、基礎幅の1%を標準とし、杭径が1.5m以下の場合、基礎幅が5m超の弾性体基礎の場合又は橋台基礎の場合は表6.4.2に示す許容変位以内となるように設計上の地盤面で照査することとする。

表6.4.1 常時、暴風時及びレベル1地震時等の各基礎の安定照査項目

基礎形式	照査項目		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	○	—	—	○	○
深礎基礎	○	—	—	○	○

() は根入れ部分で荷重を分担する場合

参考：道示IV9.2 (H24.3) P.270 図-解9.2.1

特に軟弱な地盤は沖積粘性土地盤（N値から5未満の粘性土を想定）に計画される杭基礎の場合には、杭体応力度や杭頭反力に著しく余裕が生じることが考えられるため、地盤の性状を適切に評価した上で、必要に応じ水平変位の制限値を緩和して設計を行うことが合理的な場合がある。

表6.4.2 常時、暴風時及びレベル1地震時の下部構造から決まる許容変位

	標準	杭径1.5m以下の杭基礎	基礎幅が5m超の弾性体基礎	橋台基礎
許容水平変位	基礎幅の1%	15mm	50mm	15mm

- (2) レベル2地震時に対して、橋脚基礎に主たる塑性化を考慮する場合には、橋脚基礎に生じる損傷が補修可能な程度の範囲に収まるように、橋脚基礎の変形性能について照査する。算出した橋脚基礎の応答塑性率ならびに応答変位が許容値以下であることを照査するものである。
- (3) レベル2地震時に対し、地盤に液状化が生じた場合における照査であることから、橋台基礎に主たる塑性化を考慮し、応答塑性率が表6.4.3に示す許容塑性率以下であることを照査するものである。

※塑性率とは、最大応答変位を降伏変位で除した値である。

表 6.4.3 レベル2地震時の基礎の許容変位及び許容塑性率

	橋脚基礎	橋台基礎
許容変位	基礎天端あるいはフーチング底面における回転角0.02rad	—
許容塑性率	4程度 ※ただし、斜杭の場合は3程度を目安とするのがよい。 ※ただし、軸方向鉄筋にSD490又はSD390を使用している場合は2程度を目安とするのがよい。	3程度 ※ただし、斜杭の場合は2程度を目安とするのがよい。 ※ただし、軸方向鉄筋にSD490又はSD390を使用している場合は塑性化させないのがよい。

6.4.2 設計上の地盤面

- (1) 常時における設計上の地盤面は、長期にわたり安定して存在し、かつ水平抵抗が期待できることを考慮して設定するものとする。
- (2) 耐震設計上の地盤面は、常時における設計上の地盤面とする。ただし、フーチングを有する基礎において常時における設計上の地盤面がフーチング下面より上方にある場合は、耐震設計上の地盤面はフーチング下面とする。又、地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合は、その影響を考慮して適切に耐震設計上の地盤面を設定するものとする。

参考：道示IV9.5 (H24.3) P.281、道示V4.6 (H24.3) P.35

- (1) 一般に、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎及び地中連続基礎のような柱状基礎では、頂版周辺の地盤面が長期にわたり安定して存在する場合には、常時における設計上の地盤面は頂版上面位置とし、杭基礎の場合は、フーチング構築にあたって周辺地盤を掘削し、地盤の乱れが生じることがあるため、常時における設計上の地盤面はフーチング下面位置とする。
- (2) ごく軟弱な土層、あるいは、液状化する砂質土層で耐震設計上の地盤反力が期待できない土層がある場合には、耐震設計上の地盤面はその層の下面に設定する。

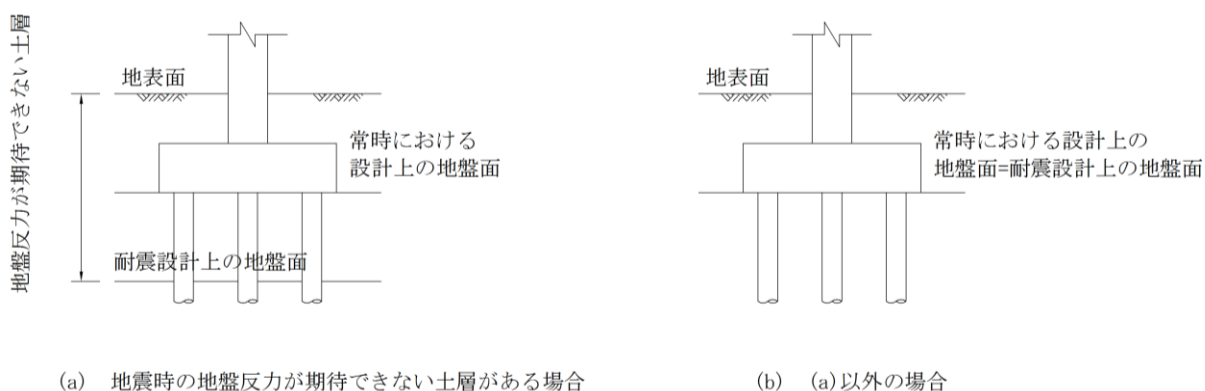


図 6.4.1 橋脚における耐震設計上の地盤面

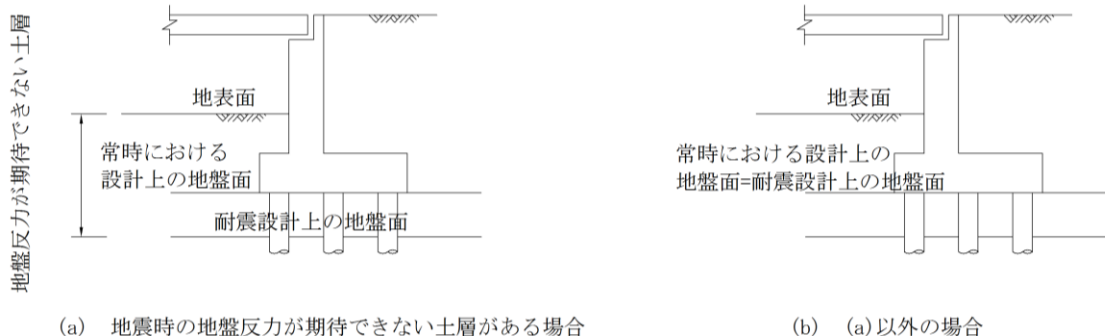


図6.4.2 橋台における耐震設計上の地盤面

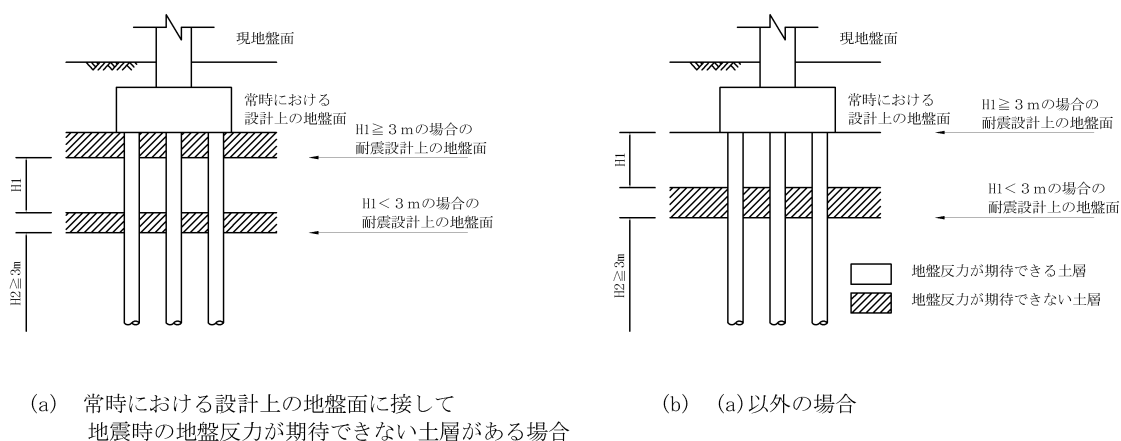
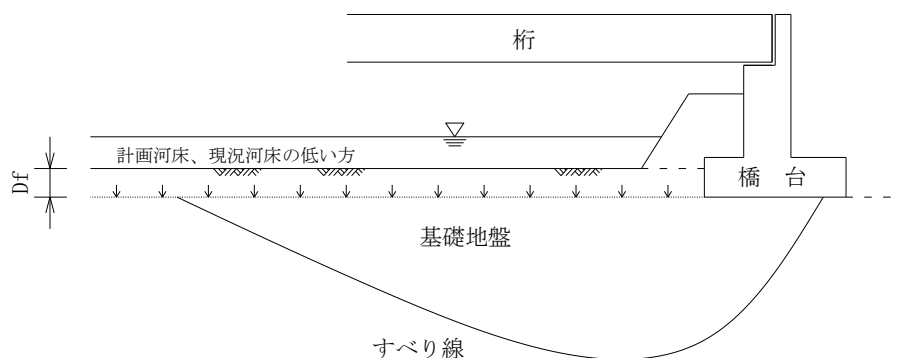


図6.4.3 地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合の耐震設計上の地盤面

6.4.3 直接基礎の設計

6.4.3.1 設計の基本

- (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次のとおり。
- 1) 直接基礎底面における鉛直地盤反力は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力以下とする。
 - 2) 直接基礎に作用する荷重の合力の作用位置は、図6.4.5に示すとおり常時には底面の中心より底版幅の1/6以内、暴風時及びレベル1地震時には底面幅の1/3以内とする。
 - 3) 直接基礎の根入れ部に水平荷重を分担させる場合には、その水平反力は、地盤の許容水平支持力以下とする。
 - 4) 直接基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
 - 5) フーチングに生じる応力度は、許容応力度以下とする。
- (2) レベル2地震時に対する直接基礎の照査は、フーチングを塑性化させないように行うものとする。
- (3) 基礎の有効根入れ深さは、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の影響範囲を踏まえ、適切に行うものとする。
- 河川橋等のように、前面地表面に傾斜がある場合における基礎の有効根入れ深さ(Df)は、図6.4.4のように考えられる。



参考：設計施工マニュアル（橋梁編） 東北地方整備局（H20.12）P.7-9 図7-2

図6.4.4 河川橋における基礎の有効根入れ深さ

(1) 直接基礎は、フーチングが直接的に地盤に支持された基礎であり、設計にあたっては、鉛直支持、転倒、滑動に対して検討することを基本とする。

直接基礎の設計理論は、安定に関しては地盤が極限に達するまでは変位せず、極限を超えた後、ただちに崩壊するとした剛塑性理論を基本とし、極限設計法が用いられる。

又、基礎本体の変位と部材応力に関しては微小変形を前提とした弾性理論を基本とし、許容応力度設計が用いられている。

なお、直接基礎に生じる変位は他の基礎と比べて非常に小さく、上部構造に悪影響を及ぼす可能性はほとんどないため、一般に照査を省略してよい。

ただし、基礎に生じる変位がわずかであっても、その影響を受けることが予想されるラーメン橋やアーチ橋のような不静定構造の場合等には水平変位を算出し、橋梁全体系でその影響を検討した上で、上部構造、下部構造の詳細を決定するのがよい。

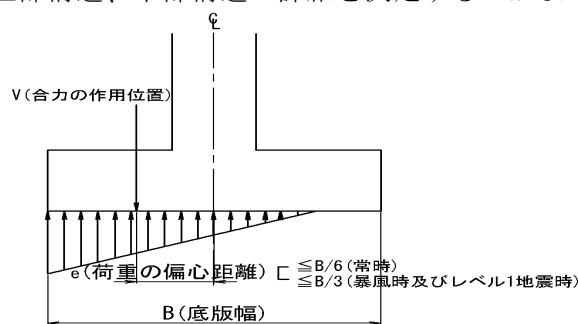
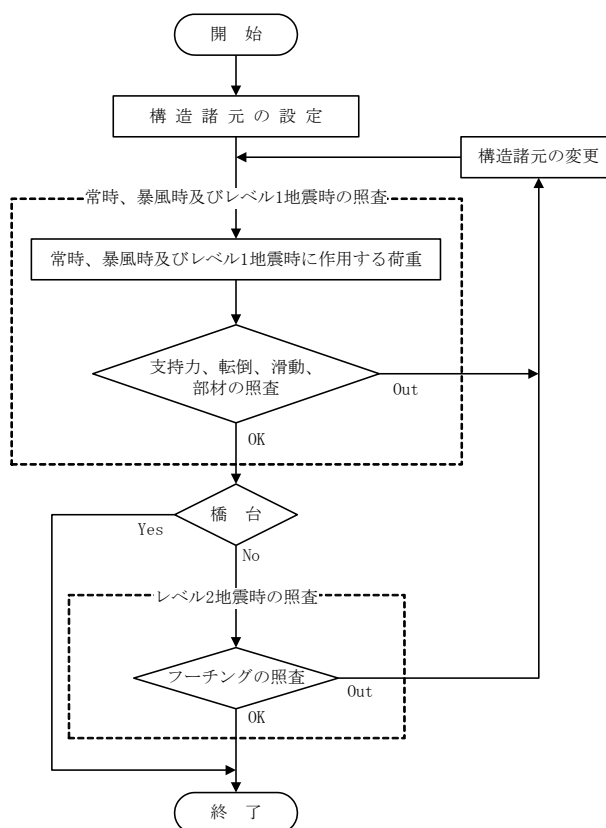


図6.4.5 荷重の合力の作用位置

(2) 直接基礎のレベル1地震時に対する安定性照査を(1)により行った場合は、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、基礎の浮き上がりにより、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、部材の安全性を照査するものとする。



参考：道示IV10.1 (H24.3) P.296 図-解10.1.1

図6.4.6 直接基礎の設計手順

6.4.3.2 地盤の許容支持力

- (1) 基礎底面地盤の極限支持力は、道示IV10.3により算出するものとする。安全率については、表6.4.4に示すとおりとする。
- (2) 許容水平支持力は、基礎の根入れ部分の地盤の極限水平支持力に対して表6.4.4示すとおり安全率を確保するものとする。
- (3) 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力に対して表6.4.4に示すとおり安全率を確保するものとする。

- (1) 地盤の極限支持力については、荷重の偏心と傾斜を考慮しない場合には、地盤の極限支持力を過大に見積もり危険側の結果を得ることになるため、構造物の寸法その他、偏心傾斜荷重に対して支持力計算を行うものとした。
安全率については、表6.4.4に示す。

表6.4.4 安全率

	常時	暴風時、レベル1地震時
基礎底面地盤の許容鉛直支持力	3	2
基礎の根入れ部分の地盤の許容水平支持力	1.5	1.1
基礎底面地盤の許容せん断抵抗力	1.5	1.2

地盤の極限支持力は、沈下量と関連づけられたものではないため、基礎の過大な沈下を避けるため、特に上限値を設けるものとする。

表6.4.5 常時における最大地盤反力度の上限値

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

又、岩盤の支持力は、亀裂や割れ目等により左右されるため、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。岩盤においては母岩の一軸圧縮強度を目安として最大地盤反力度を上限程度に抑えるのがよい。

表6.4.6 岩盤の最大地盤反力度の上限値

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

- (2) 根入れ部分の極限支持力は、地盤調査及び土質試験の結果を十分考慮して求めるものとする。又、極限水平支持力は、クーロン土圧による地盤の受動土圧を用いるものとする。
- (3) 基礎底面地盤のせん断抵抗力は、基礎底面と地盤との間の付着力及び摩擦角に支配されるので、地盤条件を十分に調査して決めることが望ましい。一般には、基礎底面と地盤との間の付着力及び摩擦角として表6.4.7の値を採用してよい。

$$H_u = C_B \cdot A_e + V \tan \phi_B$$

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

C_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

V : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN) ただし、浮力を差し引いた値

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

表6.4.7 摩擦角と付着力

	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan \phi_B$)	付着力 C_B
土とコンクリート	$\phi_B = 2/3 \phi$	0
土とコンクリート の間に栗石を敷く場合	$\tan \phi_B = 0.6$ 、 $\phi_B = \phi$ の小さい方	0
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	0
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	c

ϕ : 支持地盤のせん断抵抗角 (°)、 c : 支持地盤の粘着力 (kN/m²)

6.4.3.3 地盤反力度及び変位の計算

- (1) 直接基礎底面における鉛直地盤反力度及びせん断地盤反力度は、基礎を剛体とし、地盤を弾性体として算出する。
- (2) 直接基礎底面の弾性変位量は、基礎を剛体とし、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数を用いて算出する。

参考：道示IV10.5 (H24.3) P.313

(1) 直接基礎のフーチングは通常十分厚く、その弾性変形量は設計上無視できるので、地盤反力度はフーチングを剛体として算出してよい。ただし、6.3.4.2 (P.218) に示す剛体の規定を満足しない場合は、フーチングを弾性体として地盤反力度を算出する必要がある。地盤反力度の算出は、道示IV10.5の規定による。

(2) 基礎の弾性変位量の算出は道示IV10.5の規定による。

6.4.4 杭基礎の設計

6.4.4.1 設計の基本

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する杭基礎の照査は次のとおり。
 - 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、6.4.1 (P.226) に示される杭の許容変位以下とする。
 - 3) 杭基礎の各部材応力度は、規定された各部材の許容応力度以下とする。
- (2) レベル2地震動に対しては、橋脚の杭基礎に道示V6.4.7(2)に規定する荷重が作用した場合に、基礎に生じる断面力、杭頭反力及び変位を算出し、原則として杭基礎の降伏に達しないことを照査する。ただし、杭基礎に塑性化が生じることを考慮する場合においては、基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらがそれぞれ基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査するものとする。
- (3) 橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台の杭基礎は、橋台基礎の応答塑性率を算出し、橋台基礎の許容塑性率以下となることを照査する。

参考：道示IV12.1 (H24.3) P.377、道示IV12.10 (H24.3) P.430、道示V13.1 (H24.3) P.251

杭には一般に、上部構造から各々の杭頭に伝達される軸方向力（押し込み力、引き抜き力）、軸直角方向力（鉛直杭では水平力）、モーメントが作用し、場合によっては、ネガティブフリクションや側方流動圧等の荷重が直接杭に作用する。

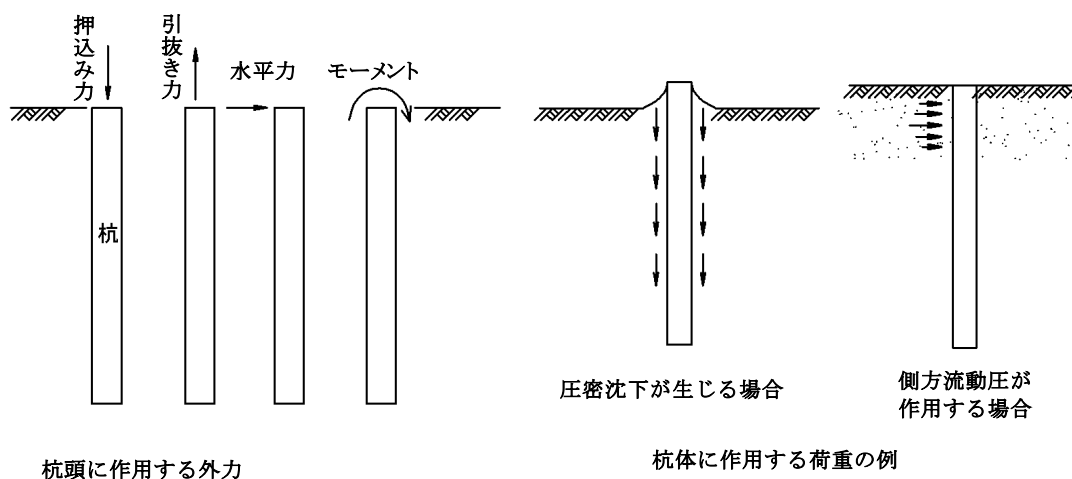
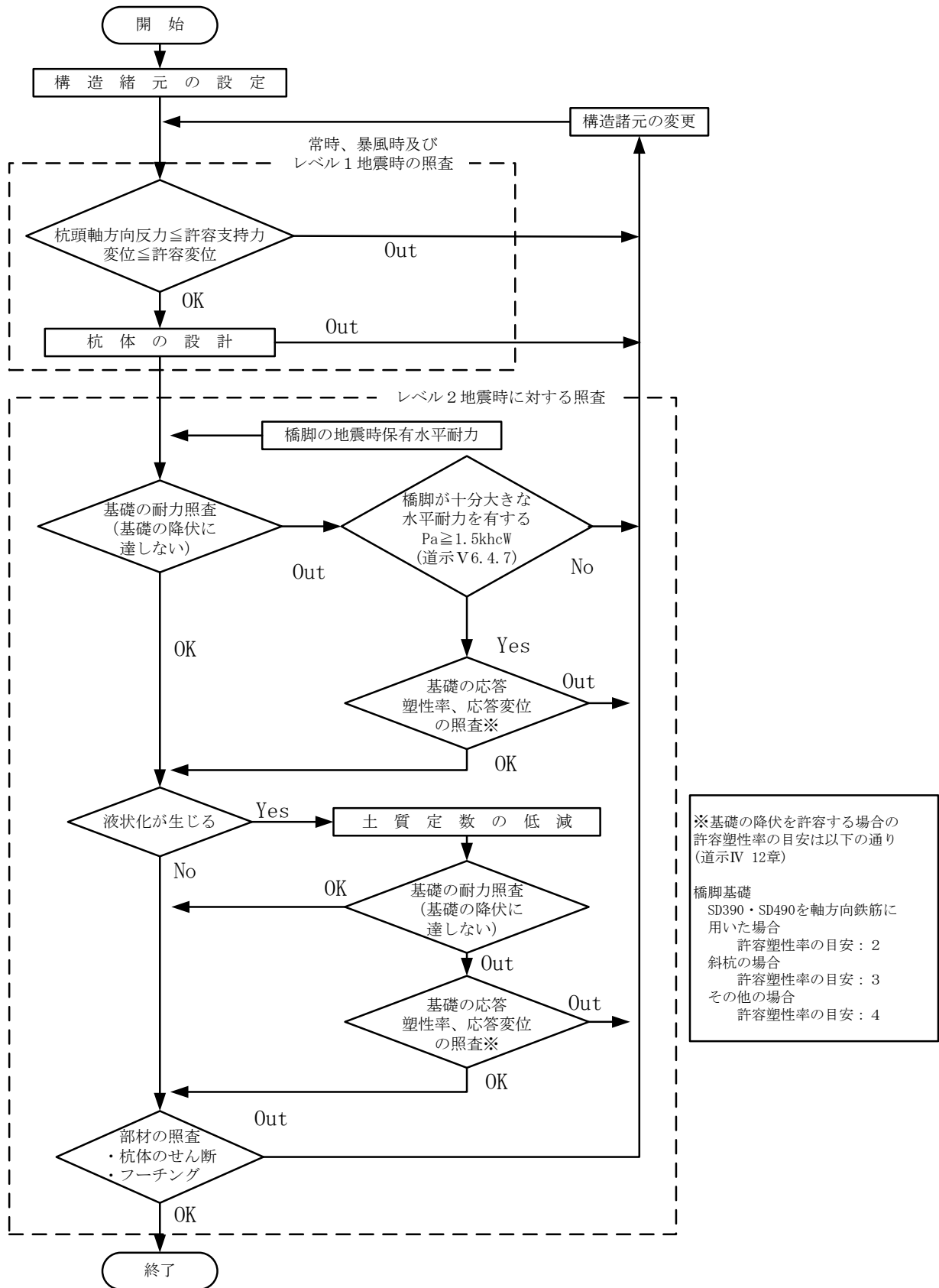


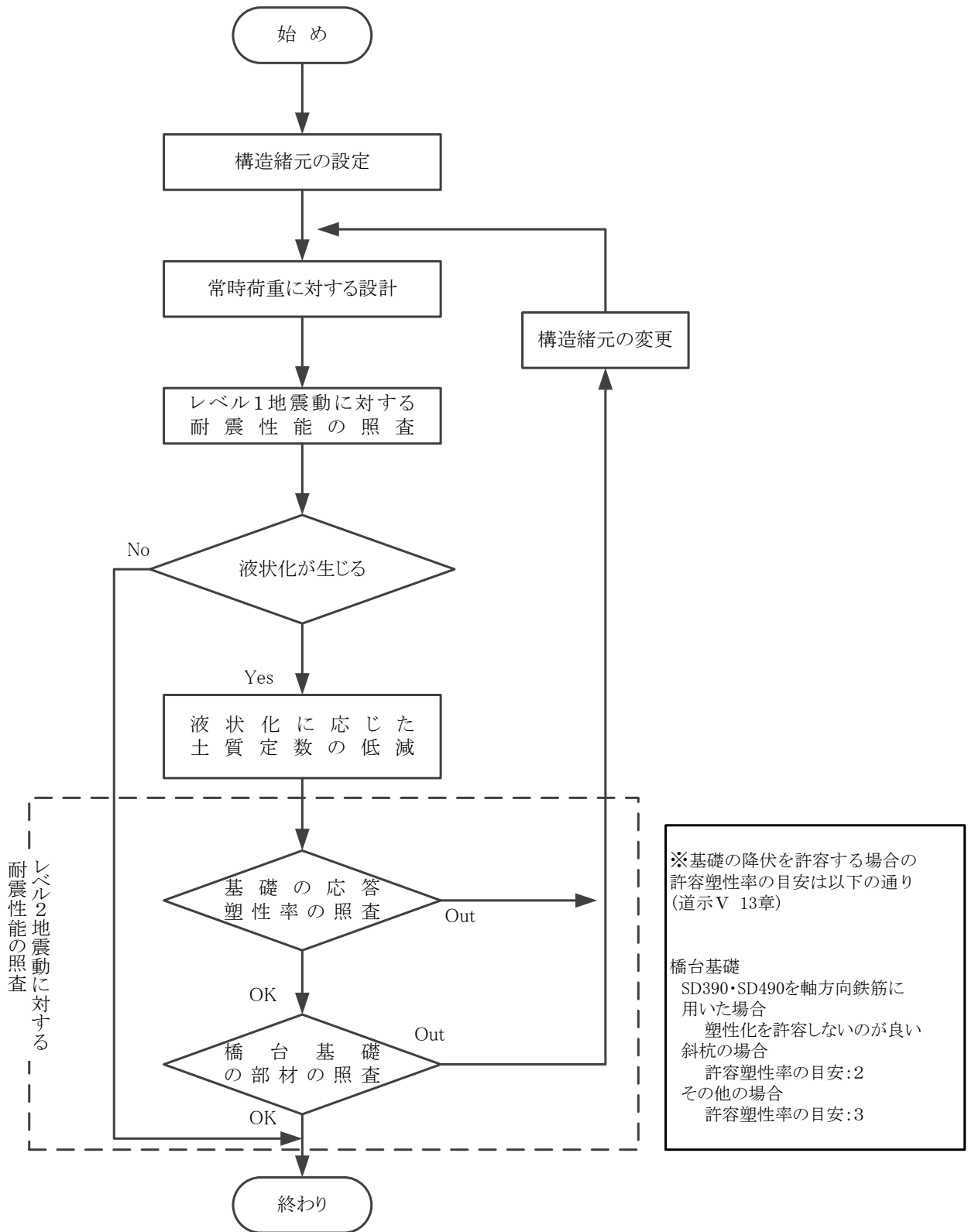
図6.4.7 杭に関する作用力

- (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規定している。
- 1) 設計条件によっては、負の周面摩擦力や偏土圧のように、杭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ことを照査する必要がある。又、必要に応じて群杭の影響についても検討する必要がある。プレボーリング杭工法の場合は、水平変位が大きくなる杭頭近くの浅い領域では、杭体と杭周面のソイルセメント柱が分離し、支持力機構が変化する可能性が指摘されている。このことから、レベル2 地震時に基礎の塑性化を考慮する橋にプレボーリング杭工法を用いる場合には、あらかじめレベル2地震後にソイルセメント柱が有効でなくなった場合も想定して、常時、暴風時及びレベル1地震時の照査を行うのがよい。
 - 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ことを規定している。下部構造から決まる許容変位に対しては、設計上の地盤面がフーチング下面又はそれより下に位置する場合には、設計上の地盤面において照査を行う。設計上の地盤面がフーチング下面より上に位置する場合には、杭頭位置において照査を行う。許容水平変位は弾性解析により求めることを前提としており、又地盤の硬軟、杭種に関わらず許容水平変位を一定としているため、条件によっては、許容水平変位以下とすることによって杭体応力度及び杭頭反力に著しく余裕が生じる場合がある。このような条件に該当する橋脚基礎の場合には、道示V12.8(5)の規定に従い検討を行うことが可能である。
又、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合理的な構造となる可能性がある。斜杭の傾斜角は、施工実績や斜杭の傾斜角が大きい場合のフーチングとの接合部の応力状態について不明な点が多いこと等を考慮して10程度までとするのがよい。
- (2) レベル2 地震時に対する杭基礎の照査については、8.3.9 (P.354)、道示V12章及び道示V13章に基本的な考え方が示されているが、具体的な計算モデル、定数の設定や降伏の定義等については、道示IV12.10に規定している。橋脚の杭基礎の標準的な設計計算フローを図6.4.8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V6章及び道示V13章の規定により照査する必要がある。



参考：道示IV 12.1.1(H24.3)P.379 図-解12.1.1

図6.4.8 橋脚の杭基礎の設計手順



参考：道示V 13.1(H24.3)P.253 図-解13.1.1

図6.4.9 橋台の杭基礎の設計手順

6.4.4.2 杭の許容支持力の計算

- (1) 1本の杭の軸方向許容押し込み支持力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる杭の極限支持力に対し安全率を確保して算出するものとする。
- (2) 1本の杭の軸方向許容引き抜き力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる杭の極限引き抜き力に対して安全率を確保して算出するものとする。
- (3) 以下の条件を全て満たす摩擦杭は支持杭と同一の安全率を適用できる。
- ① 著しい地盤沈下が生じないこと及び将来とも予想されないこと
 - ② 杭の根入れ長が杭径の25倍（杭径1m以上の杭については25m）程度以上あること
 - ③ 粘性土地盤においては、杭の根入れ長の1/3以上が過圧密地盤に根入れされていること

参考：道示IV12.4（H24.3）P.383、杭基礎設計便覧（社）日本道路協会（H19.1）P.259～P.261

- (1) 地盤から決まる杭の極限支持力 R_u に用いる杭先端の極限支持力度 q_d の推定は、杭の種類により算出方法が異なるため、適切に対応するものとする。

$$R_a = \gamma / n (R_u - W_s) + W_s - W$$

$$R_u = q_d \cdot A + U \sum L_i \cdot f_i$$

ここに、

R_a ：杭頭における杭の軸方向許容押し込み支持力（kN）

γ ：極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数

n ：安全率

R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力（kN）

W_s ：杭で置換えられる部分の土の有効重量（kN）

W ：杭及び杭内部の土の有効重量（kN）

q_d ：杭先端における単位面積当たりの極限支持力（kN/m²）（道示IV編12.4により設定する）

A ：杭先端面積（m²）

U ：杭の周長（m）（ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合においてはソイルセメント柱の周長とする。）

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

ここで、杭先端の極限支持力度 q_d の推定については、杭型式によって異なるものとなるが、道示IV12.4の適用にあたっては、打込み杭を除く場所打ち杭等では、杭先端を支持層に杭径程度以上根入れさせるものとしている。

回転杭工法において周面摩擦を期待できる範囲は、フーチング下面から支持層の上面の位置まで、又は鋼管の先端から羽根外径分だけ上方の位置までのいずれか浅い方とする。又、場所打ち杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法及び鋼管ソイルセメント杭工法の場合には、杭の先端から杭径分だけ上方の位置までを押込みに対して周面摩擦力を考慮する範囲とする。

(2) 杭の軸方向許容引き抜き力 P_a は、地盤の許容引き抜き抵抗力 P_u と杭自重 W の和として計算する。いずれも、杭自重としては浮力を差し引いた値を用いる。

$$P_a = 1/n \cdot P_u + W$$

ここで、

P_a : 杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (kN)

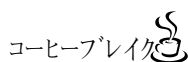
n : 安全率

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き力 (kN)

W : 杭の有効重量 (kN)

表 6.4.8 安全率

	常時	暴風時、レベル1地震時
軸方向許容押し込み支持力(支持杭)	3	2
軸方向許容押し込み支持力(摩擦杭)	4	3
軸方向許容引抜き力	6	3



「摩擦杭」

摩擦杭は、その支持機構上、杭から伝わる荷重のほとんどを杭周面の摩擦抵抗力で支持しています。このため、良質な支持層に貫入している支持杭に比べ、長期の沈下特性や地震時の安全性に不明な点があることなどから信頼性に劣るとされてきました。

しかし、これまで問題とされてきた長期的な支持力と特性についても、過圧密地盤に適切に根入れされた場合等であれば、長期沈下の影響は少ないことが明らかにされてきています。

また、長尺の杭では、設計荷重を支える力がほとんど杭周面摩擦力となることから、良質な支持層が非常に深い場合には、摩擦杭で設計することで合理的な設計ができる可能性があります。

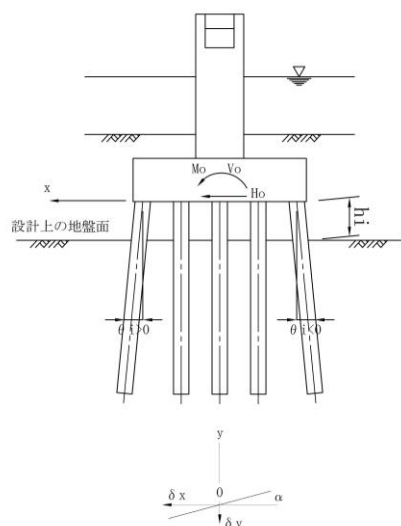
ただし、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法や回転杭工法は、極限支持力に占める杭先端の支持力の割合が相対的に大きいという支持力特性を有しているため、摩擦杭として道路橋基礎に採用された実績はほとんどありません。また、軟弱粘性土地盤上の橋台では、背面盛土の影響により圧密沈下が予想されるため、採用にあたっては、盛土載荷重工法等の地盤沈下低減対策を行うことが必要となります。

6.4.4.3 杭反力及び変位の計算

杭基礎における杭反力及び変位は、フーチングを剛体、杭及び地盤を杭の軸方向ばね定数及び杭の軸直角方向ばね定数で評価した線形弾性体として計算する。

参考：道示IV12.7 (H24.3) P.412

杭及び地盤を線形弾性体とする場合の計算法としては、杭の頭部をフーチングと接合し、杭が弾性床上に支持されたはりとするラーメンモデルで解く方法と、フーチングを剛体と仮定し杭基礎全体の変位(フーチングの変位)を杭頭部のばねマトリックスを介して、杭基礎全体に作用する水平力、鉛直力、回転モーメントに釣合させた式を解く変位法とがある。



$$\begin{aligned} A_{xx} \delta x + A_{xy} \delta y + A_{x\alpha} \alpha &= H_o \\ A_{yx} \delta x + A_{yy} \delta y + A_{y\alpha} \alpha &= V_o \\ A_{\alpha x} \delta x + A_{\alpha y} \delta y + A_{\alpha\alpha} \alpha &= M_o \end{aligned}$$

H_o : フーチング底面より上に作用する水平荷重
 V_o : フーチング底面より上に作用する鉛直荷重 (kN)
 M_o : 原点0まわりの外力のモーメント (KN・m)
 δx : 原点0の水平変位 (m)
 δy : 原点0の鉛直変位 (m)
 α : フーチングの回転角 (rad)
 x_i : i 番目の杭の杭頭の x 座標 (m)
 θ_i : i 番目の杭の杭軸が鉛直軸となす角度 ($^\circ$)。符号は図6.4.11のとおりとする。

図6.4.10 変位法における解析モデル

(1) 軸方向ばね定数

杭の軸方向ばね定数 K_v は、杭頭において単位量の杭軸方向の変位を生じさせる杭軸方向力として定義される。既往の載荷試験に基づく推定法もしくは土質試験の結果による推定法がある。

(2) 軸直角方向ばね定数

軸直角方向ばね定数 $K_{1\sim4}$ は、水平方向地盤反力係数を用いた弾性床の上のはりの理論に基づき算出される荷重と変位の関係から求められる。

半無限長の杭の場合と有限長の杭の場合で計算方法が異なる。

(3) 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、地盤調査、土質試験の結果から推定する方法か杭の水平載荷試験結果から推定する方法のいずれかにより求めるものとする。

6.4.4.4 杭とフーチングの接合部

杭とフーチングの接合部は原則として剛結し、接合部に生じる応力に対して安全であることを照査する。

参考：道示IV12.9.3 (H24.3) P.424

杭頭部の接合方法としては、一般に剛結とする場合とヒンジとする場合が考えられるが、道示では原則として剛結として設計することを規定している。その理由は、杭頭部を剛結として設計した方が水平変位によって設計が支配される場合には有利であること、不静定次数が大きいため耐震上の安全性が高いとみなしうること等による。又、照査については杭頭部に作用する押し込み力、引き抜き力、水平力及びモーメントの全ての外力に対して安全であることを照査するものとする。

1) 接合方法

原則として、フーチング内の杭の埋込み長さを最小限度 (100mm) に留め、主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法により接合する。この方法は、従来方法Bと呼ばれていた接合法であるが、従来示していた方法A (フーチングの中に杭を一定長さだけ埋込む方法) については、近年はほとんど使用されていないことから削除された。

また、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。杭外周に鉄筋を溶接する方法（杭外周溶接鉄筋）を併用した事例もみられていたが、施工品質の確保が困難なため用いないこととなった。

補強鉄筋のフーチングへの埋め込み長は、フーチング下側鉄筋の中心から $L \geq l + 10\phi$ 以上とする。なお、フーチング下側鉄筋のかぶりは 200mm とすることを標準とする。

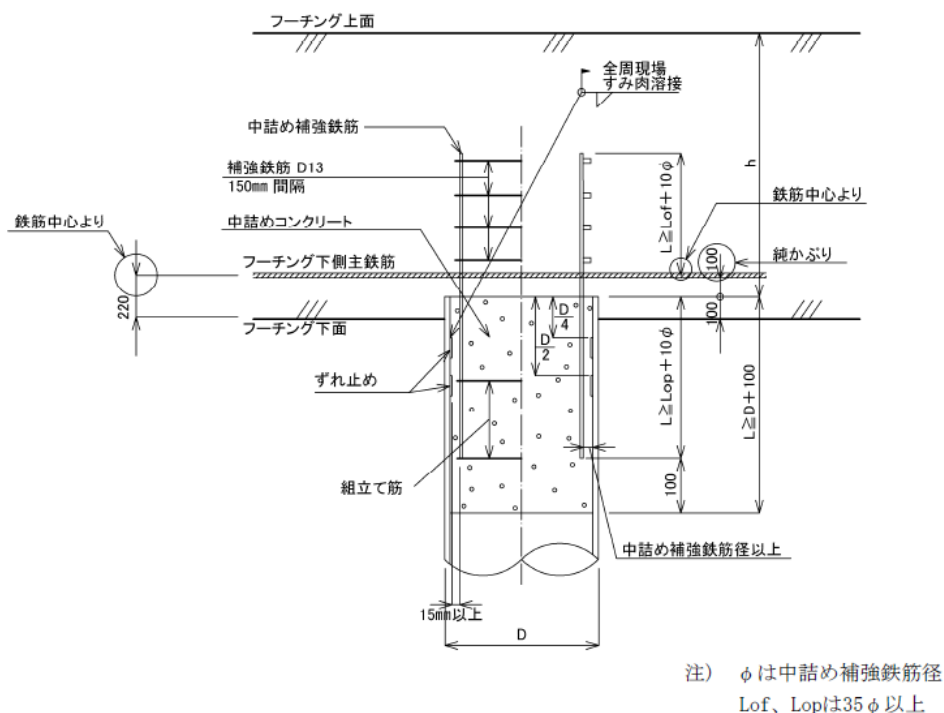


図 6.4.11 鋼管杭の接合方法

2) 設計の基本

杭とフーチングの接合部は剛結として設計し、杭頭部に作用する押込み力、引抜き力、水平力及びモーメントに対して安全であるように設計する必要がある。ただし、剛体と仮定できる厚さを有するフーチングが道示IV 1 2.9.3に示す構造細目をみたしており、かつ、標準的な縁端距離を確保する場合には照査を省略することができる。これは、杭基礎フーチング縁端部の載荷実験や解析の結果から、これらの条件を満たしていれば、レベル2地震時も含めて、鉛直方向及び水平方向の押抜きせん断に対して所要の性能が確保されていることが確認されるとともに、水平・鉛直の双方とも支圧による損傷・変状が確認されなかったためである。

既製杭の場合にはフーチング内部に鉄筋コンクリート断面を仮定し（仮想鉄筋コンクリート断面）、杭頭接合部の補強鉄筋の応力度照査を行う。この際、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 $0.25D + 100\text{ (mm)}$ （ただし、最大400mm）を加えた径とする。コンクリートの応力度については、フーチング内部であり杭頭部の挙動に対して支配的な影響を及ぼさないことが実験により確認されているため、照査は省略してよい。

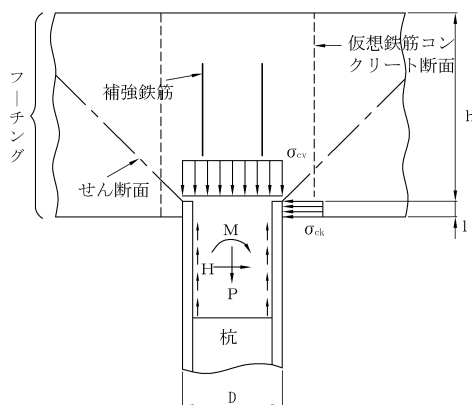


図 6.4.12 杭頭部の支持力分担

6.4.4.5 負の周面摩擦力

圧密沈下が生じるおそれのある地盤中に杭を打設する場合には、杭体の損傷を防ぎ、構造物の機能を確保するために、杭の鉛直支持力、杭体応力度及び杭頭沈下量について、負の周面摩擦力による影響を考慮して検討するものとする。

参考：道示IV12.4.3 (H24.3) P.398

圧密沈下が生じるおそれのあ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。この負の周面摩擦力は、圧密沈下する層及びその上層に働く負の周面摩擦力の和として求められる。しかし、この荷重は他の外力と異なり、杭及び地盤の沈下特性と密接な関係をもっており、このことを十分考慮したうえで、構造物の機能に見合った支持力と沈下量の検討を行う必要がある。

道路橋においては、支持杭及び摩擦杭を問わず一般に杭に過大な沈下が生じることは許容できないため、負の周面摩擦力に対して道示IV12.4.3に従い、負の周面摩擦力を考慮した支持力、杭体応力、沈下量の検討をする必要がある。

なお、やむを得ず杭体の沈下を許容する場合には、中立点上下間における釣合いを考慮した別途の検討を行う必要がある。

群杭の場合、道示IV12.4.3の解説文による方法で負の周面摩擦力を低減することができる。一方、群杭としての支持力や沈下性状は単杭とは異なるので、道示IV12.4.4に規定するように群杭としての検討も合わせて行う必要がある。

負の周面摩擦力を低減する対策として、既製杭の場合、杭周面に瀝青材を塗布した杭等を用いる方法がある。これらの対策工法の選定にあたっては、その種類と設計施工法について十分検討する必要がある。

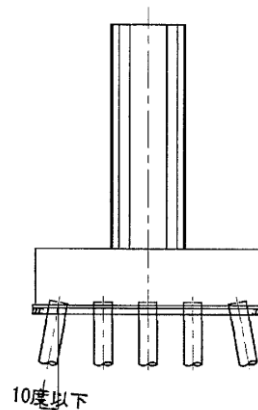
負の周面摩擦力の検討を必要とする地盤では、杭頭付近で杭が地盤から突出した状態になっていることもある。したがって、必要に応じて突出杭として設計するのがよい。

検討の対象とする荷重は死荷重とする。これは、負の周面摩擦力が作用している地盤中であっても活荷重の載荷分は一時的に負の周面摩擦力を減少させたり、場合によっては正の周面摩擦力になるからである。同じ理由から、地震時には負の周面摩擦力を考慮する必要はない。

「斜 杭」

一般的に、直杭では杭頭に作用する水平力に対して杭体の曲げ剛性で抵抗するが、斜杭では杭の軸心が斜角を有することから、水平力に対して杭体の軸剛性も抵抗要素として加わることとなります。このため、軟弱地盤において水平力が支配的な条件では、斜杭を用いることにより合理的な設計ができる可能性があります。

ただし、斜杭を用いる場合、最大となる水平力は大きくなるものの、水平力が安定して保持される変位の領域が小さくなることなどから、当面は全杭本数のうち1/3以上は直杭とする必要があります。また、斜杭の傾斜角は、施工実績や斜杭の傾斜角が大きい場合のフーチングとの接合部の応力状態について不明な点が多いことなどを考慮して、10度程度までとするのがよいです。



圧密沈下が生じる地盤における斜杭の場合には、地盤の沈下により杭体の杭軸直角方向にも荷重が作用することを考慮して照査を行う必要があります。

レベル2地震時に対する照査においては、斜杭の割合が増加すると、最大となる水平力は大きくなるものの、水平力が安定して保持される変位の領域が小さくなることから、一般的な直杭基礎の許容塑性率に対して1小さい値（橋脚については3、橋台については2）となります。構造細目については、道示IV 12. 9によるものとします。

6.4.5 ケーソン基礎の設計

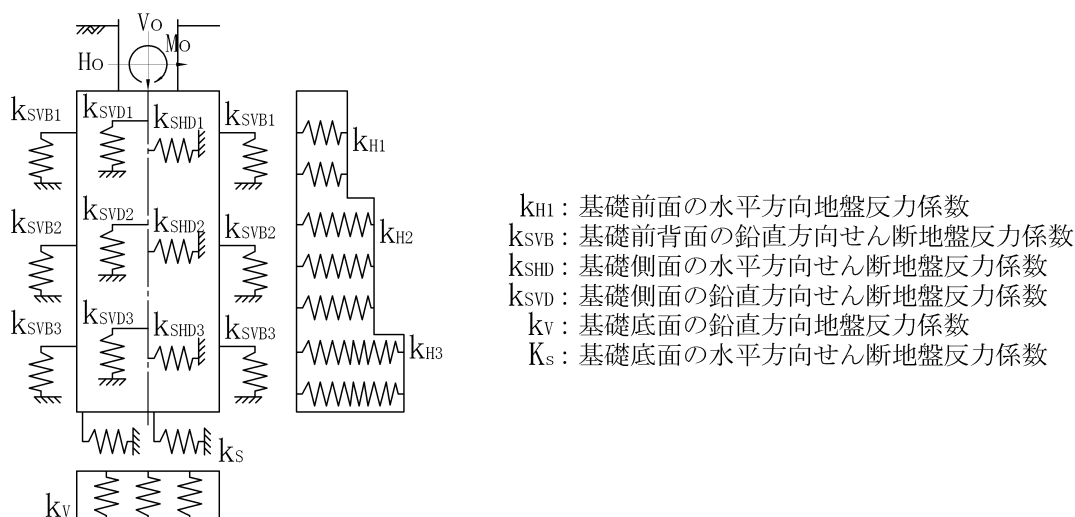
6.4.5.1 設計の基本

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対するケーソン基礎の照査は次のとおりとする。
- 1) ケーソン基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。
 - 2) ケーソン基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
 - 3) ケーソン基礎の変位は、6.4.1 (P.226) に示される許容変位以下とする。
 - 4) ケーソン基礎の各部材に生じる応力度は許容応力度以下とする。
- (2) レベル2地震時に対するケーソン基礎の照査は、地震時保有水平耐力法による。
- 橋脚のケーソン基礎は、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を算出し、基礎の降伏に達しないことを照査することを原則とする。
- ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査するものとする。
- (3) 橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある橋台のケーソン基礎は、基礎の応答塑性率を算出し、基礎の許容塑性率以下となることを照査するものとする。

参考：道示IV11.1 (H24.3) P.322、道示IV11.8 (H24.3) P.365、道示V13.1 (H24.3) P.251

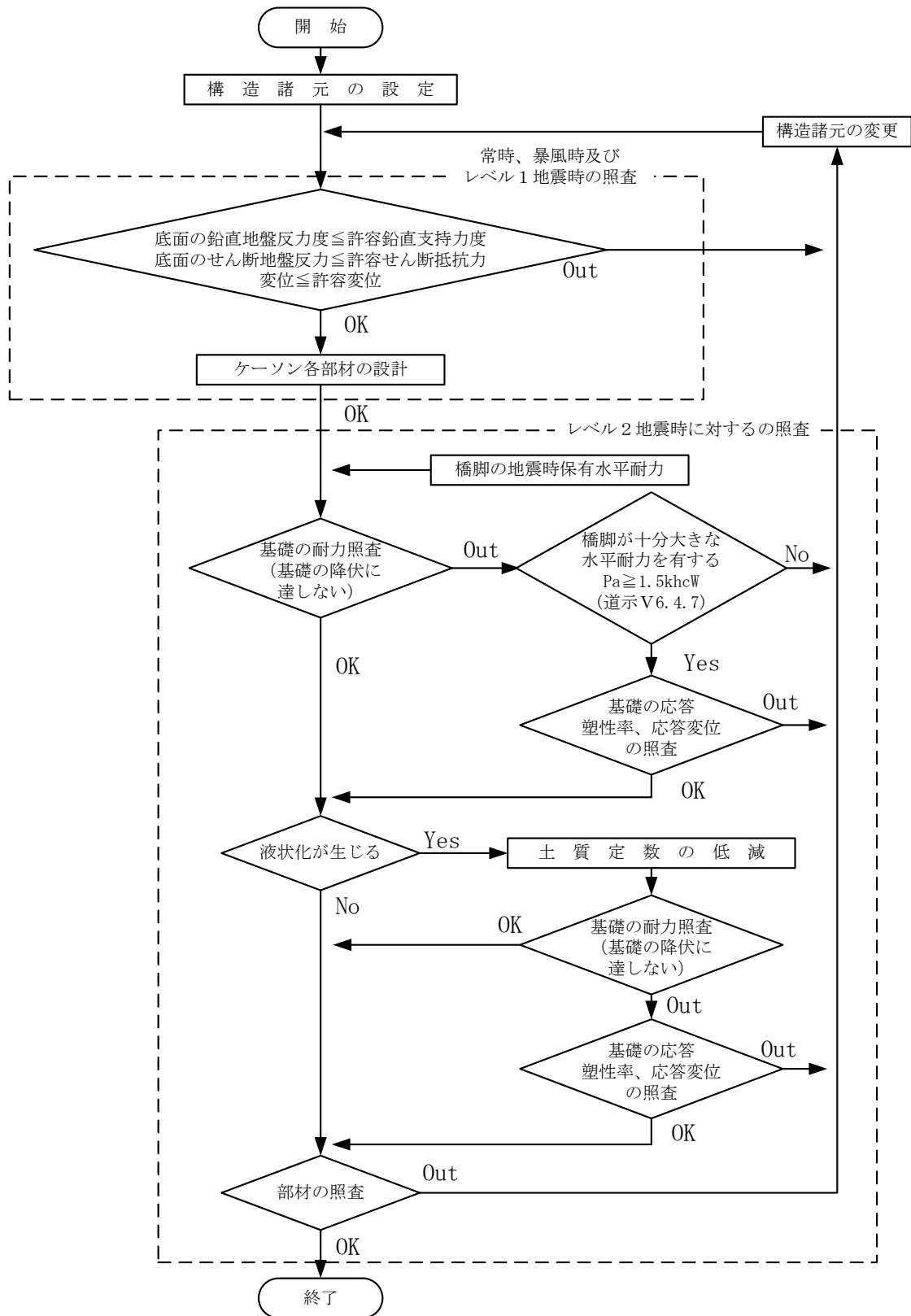
(1)

- 1) ケーソン基礎が鉛直荷重と水平荷重を同時に受ける場合、偏心傾斜荷重がケーソン基礎底面に作用するが、ケーソン基礎は一般に根入れ深さが大きいこと等を考慮して、偏心傾斜の影響を無視した許容鉛直支持力度を用いてよい。
 - 2) 許容せん断抵抗力は、一般に施工時に地盤が乱れるために、これを過大に評価しないようにする必要がある。
- (2) ケーソン基礎の各部材の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎の耐力や大変形時の挙動を算定する場合、地盤抵抗及び基礎の非線形性の影響が無視できなくなるため、1本の柱状体としてモデル化し、地盤抵抗としては6種類の要素を考慮する。



参考：道示IV11.2 (H24.3) P.324 図-解11.2.2

図6.4.13 ケーソン基礎の解析モデル



参考：道示IV11.1 (H24.3) P.323 図-解11.1.1

図6.4.14 ケーソン基礎の設計手順

6.4.5.2 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力度のみで抵抗させるものとする。
- (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させるものとする。

参考：道示IV11.2 (H24.3) P.324

- (1) ケーソン基礎は沈設時の工法によっては地盤を乱す可能性がある。このため、基礎を含む下部構造の自重や、上部構造の鉛直反力等の長期にわたって作用する鉛直荷重は、全て基礎底面のみで支持することを原則とした。ただし、周面地盤が良質でケーソン沈設による乱れも少ないと考えられる場合には、十分検討の上、完成後の鉛直荷重に対して基礎周辺の鉛直せん断地盤抵抗を考慮してもよい。
- (2) 上部構造や下部構造に作用する水平荷重に対しては全ての地盤抵抗を考慮してよい。常時、暴風時及びレベル1地震時及びレベル2地震時の安定計算モデルを以下に示す。

表6.4.9 安定計算モデル

		常時、暴風時及びレベル1 地震時に対する照査	レベル2地震時に対する照査
基礎の剛性		・線形	・原則として線形 ・基礎の塑性化を考慮する場合は曲げ剛性の低下を考慮
地 盤 抵 抗 要 素	基礎底面の鉛直 方向地盤抵抗	・線形 ・地盤反力度が許容値以下であることを照査	・バイリニア型
	基礎底面の水平 方向せん断地盤 抵抗	・線形 ・地盤反力度が許容値以下であることを照査	・バイリニア型
	基礎前面の水平 方向地盤抵抗	・バイリニア型 ・上限値はクーロンの受働抵抗土圧による	・バイリニア型 ・上限値は受働抵抗領域の3次元的な広がりを考慮
	基礎側面の水平 方向せん断地盤 抵抗	・バイリニア型	・バイリニア型
	基礎前背面の鉛 直方向せん断地 盤抵抗	・バイリニア型	・バイリニア型
	基礎側面の鉛直 方向せん断地盤 抵抗	・バイリニア型	・バイリニア型

参考：道示IV11.2 (H24.3) P.325 表-解11.2.1

6.4.5.3 形状寸法

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

- (1) 躯体の形状寸法との関連
- (2) 施工時の偏心に対する余裕
- (3) 施工時（沈下、製作、組立等）
- (4) その他

参考：設計要領(道路編) 北陸地方整備局 (H24.4) P9-211

ケーソンの設計に当たっては、断面寸法と根入れ長の関係に注意する必要がある。

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

又、ケーソン基礎は沈下方法によりオープンケーソンとニューマチックケーソンに分別される。又、ニューマチックケーソンは橋脚躯体の施工法の違いにより、止水壁ケーソン方式とピアケーソン方式に分類される。止水壁ケーソン方式は、ケーソン構築時に止水壁を立て、沈下終了後に頂版と橋脚躯体を構築する工法である。ピアケーソン方式は、ケーソン構築時に橋脚躯体も同時に構築してケーソンと一体に沈設させる工法である。

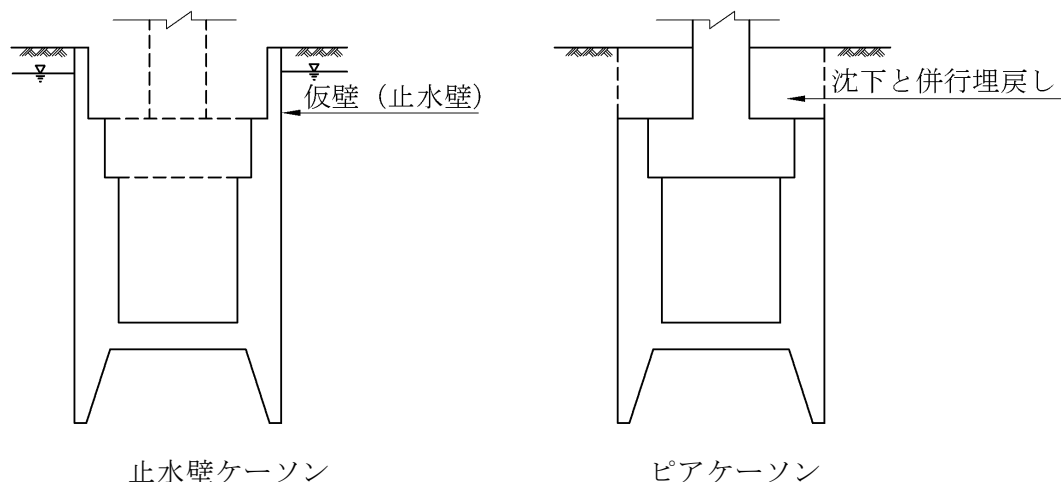


図 6.4.15 ニューマチックケーソン基礎概要図

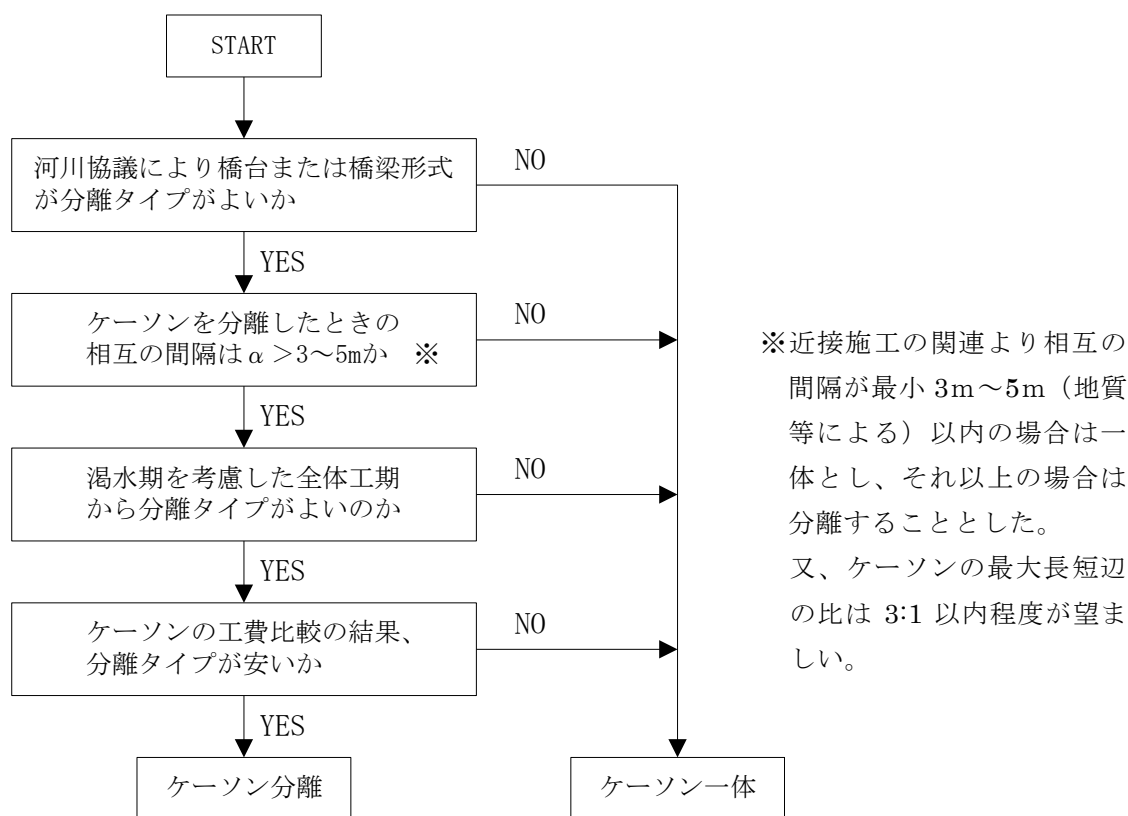
- (1) ケーソンの形状は、橋軸、橋軸直角両方向の外力の大きさ、横方向及び鉛直方向の地盤支持力のバランス、沈下形状、掘削、施工等の考慮の上、円形、小判形、長方形、正方形の中から選択する。

又一般には、橋脚躯体と、相似形に近い形から選択すると、断面を小さくできる。

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

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

幅員の広い橋梁で上下線を一体としたケーソン断面とするか、分離するかは、一般に図6.4.16に示すフローチャートにより決定するとよい。



参考：設計要領（道路編） 北陸地方整備局（H24.4）P.9-212 表9.195

図6.4.16 ケーソン断面の選定フロー

(2) 沈下時、止水壁ケーソンの場合は、止水壁と橋脚躯体との間に足場、型枠のスペースが必要となり、橋脚等より1.0m~1.5m以上の余裕を持たせた方がよい。ピアケーソンの場合は0.5m程度の余裕を持たせた方が望ましい。

(3) 施工上、以下の点に主として注意する必要がある。

1) 沈下のため

- ・沈下時の摩擦抵抗の大きさを想定して、大きい沈下重量を必要としないように、又極端に速く沈下しないように、形状、寸法及び側壁の厚さを決定する。
- ・地質が軟弱に近く、沈下が容易であれば、四角形もよいが、普通は小判形、円形の順で摩擦が少なく掘削も容易である。オープンケーソンの場合なるべく隅角部をつくらない方がよい。

円形のもの寸法が小さいと、鉛直な沈下が困難なことがある。長方形あるいは小判形のように長手が長いと曲がりには少ないと思われるが、隅角部の周辺摩擦力が大きくなって沈下の障害になりやすい。一般に長、短辺の比は3:1より大きくしないのがよい。

締まっていない砂等の崩壊性地盤では、周面摩擦力があまり減らず、むしろ地山をゆるめる恐れがあるので、フリクションカットがない方がよい。

2) 型枠の製作、組立の難易についての検討をする。

3) ニューマチックケーソンの作業室の内空高さは、刃口下端から1.8m以上とし、2.0mとするのが標準である。極めて軟弱な地盤の場合とかケーソンの底面積が非常に大きく、機械掘削等を行う場合は、内空高さを2.3m以上とった方がよい。

4) ケーソン内部は、土砂により中詰めを行うことを標準とする。

6.4.5.4 検討項目

ケーソン基礎の設計における具体的な検討項目は、道示IV11章によるものとする。

それぞれの検討項目に対する一般的な検討内容は表6.4.10のとおりである。

表6.4.10 ケーソン基礎の検討項目

検 討 項 目	道路橋示方書IV下部構造編の項目	留 意 事 項
地 盤 の 許 容 支 持 力	11.4.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度	
	11.4.2 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力	
	11.4.3 圧密沈下の影響	
地盤反力係数及び地盤反力の上限值	11.5.1 地盤反力係数	コンタクトグラウトを行う場合: $\alpha_k=1.5$
	11.5.2 地盤反力度の上限值	・コンタクトグラウトを行う場合 ・摩擦減少用シートを使用する場合
断面力、地盤反力度及び変位の計算	11.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算	
基 礎 各 部 材 の 設 計	11.7.1 側壁及び隔壁	内圧を期待する場合
	11.7.2 頂版	
	11.7.3 頂版支持部	
	11.7.4 オープンケーソンの底版	
	11.7.5 刃口	
	11.7.6 ニューマチックケーソン作業室天井スラブ及び天井スラブ吊桁	
	11.7.7 パラペット	
	11.7.8 施工時の検討	
レベル2地震時に対する照査	11.8.1 照査の基本	
	11.8.2 基礎の降伏	
	11.8.3 基礎の許容塑性率及び許容変位	
	11.8.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算	
	11.8.5 部材の照査	
構 造 細 目	11.9.1 打継目	
	11.9.2 ニューマチックケーソンのシャフト孔周辺	
	11.9.3 側壁の配筋	

参考：道示IV11章（H24.3）P.328～P.375、設計要領（道路編）北陸地方整備局（H24.4）P.9-213 表9.68

「バイリニアについて」

構造解析において、鉄筋の軸力と伸びの関係のように、降伏点を境に剛性が変化する非線形の材料を取り扱う場合、バイリニアモデルが用いられます。

バイリニアモデルでは、図に示すように、原点から剛性の変化点（鉄筋の場合は降伏点）までの直線と、剛性の変化点以後の勾配が小さくなった直線の2本の線によって、構造物の荷重と変位の関係を表します。2本（バイ）の直線（リニア）で表現するため、「バイリニア」と呼ばれます。

バイリニアモデルは材料の非線形性を表すモデルとしてもっとも単純なものであるため、橋の部材では鉄筋コンクリート橋脚や鋼製橋脚、免震支承等のモデル化に使われています。これらのモデルを用いて、大地震の際に橋脚の降伏後の挙動や、免震支承による地震エネルギーの吸収効果が解析されます。

又、鉄筋コンクリート橋脚については、道示ではバイリニアモデルを使用することを基本としています。NEXCO等ではさらにコンクリートのひび割れ点を剛性変化点として加え、3本の直線で表現した「トリリニアモデル」が使用されている場合もあります。

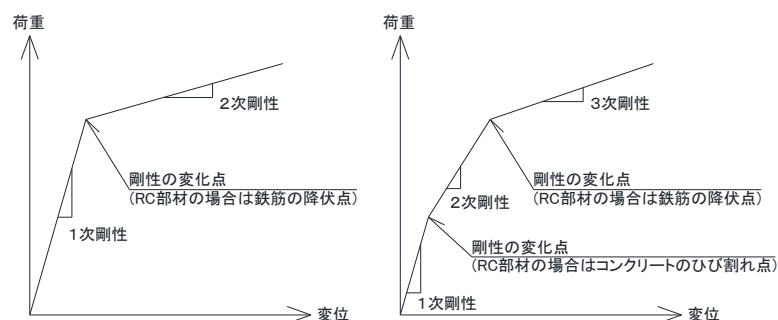


図 6. 4. 1 7 バイリニアモデル (左) ・トリリニアモデル (右)

6.4.6 鋼管矢板基礎の設計

6.4.6.1 設計の基本

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する鋼管矢板基礎の照査は次のとおりとする。
- 1) 鋼管矢板基礎底面における鋼管矢板の鉛直反力は、許容支持力以下とする。
 - 2) 鋼管矢板基礎の変位は、6.4.1 (P.226) に示される許容変位以下とする。
 - 3) 鋼管矢板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地震時に対する鋼管矢板基礎の照査は、地震時保有水平耐力法によるものとする。

橋脚の鋼管矢板基礎は、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を算出し、基礎の降伏に達しないことを照査することを原則とする。

ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査するものとする。

- (3) 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鋼管矢板基礎は、基礎の応答塑性率を算出し、基礎の許容塑性率以下となることを照査するものとする。

参考：道示IV13.1 (H24.3) P.457、IV13.9 (H24.3) P.478、V13.1 (H24.3) P.251

- (1) 井筒部底面における鋼管矢板の鉛直反力を算出する場合、鋼管矢板の周面摩擦力による影響を考慮する必要がある。常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査においては、周面摩擦力分布を考慮した井筒部底面の鉛直反力を算定する代わりに、周面摩擦力による影響は便宜的に許容支持力に含めて考えることとしている。
- (2) 鋼管矢板基礎の各部材の断面力、地盤反力度及び変位は、ケーソン基礎に準じ、1本の柱状体としてモデル化する。

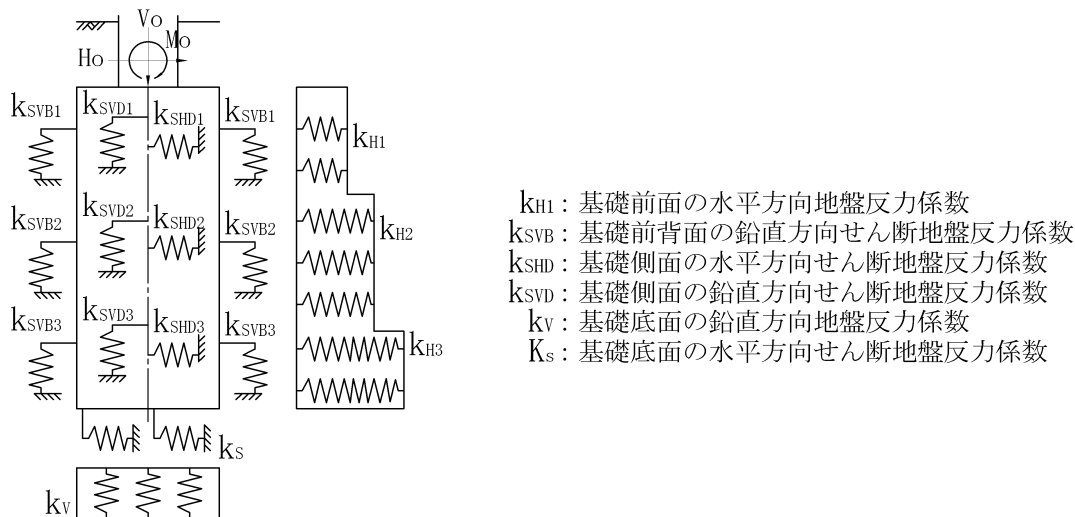
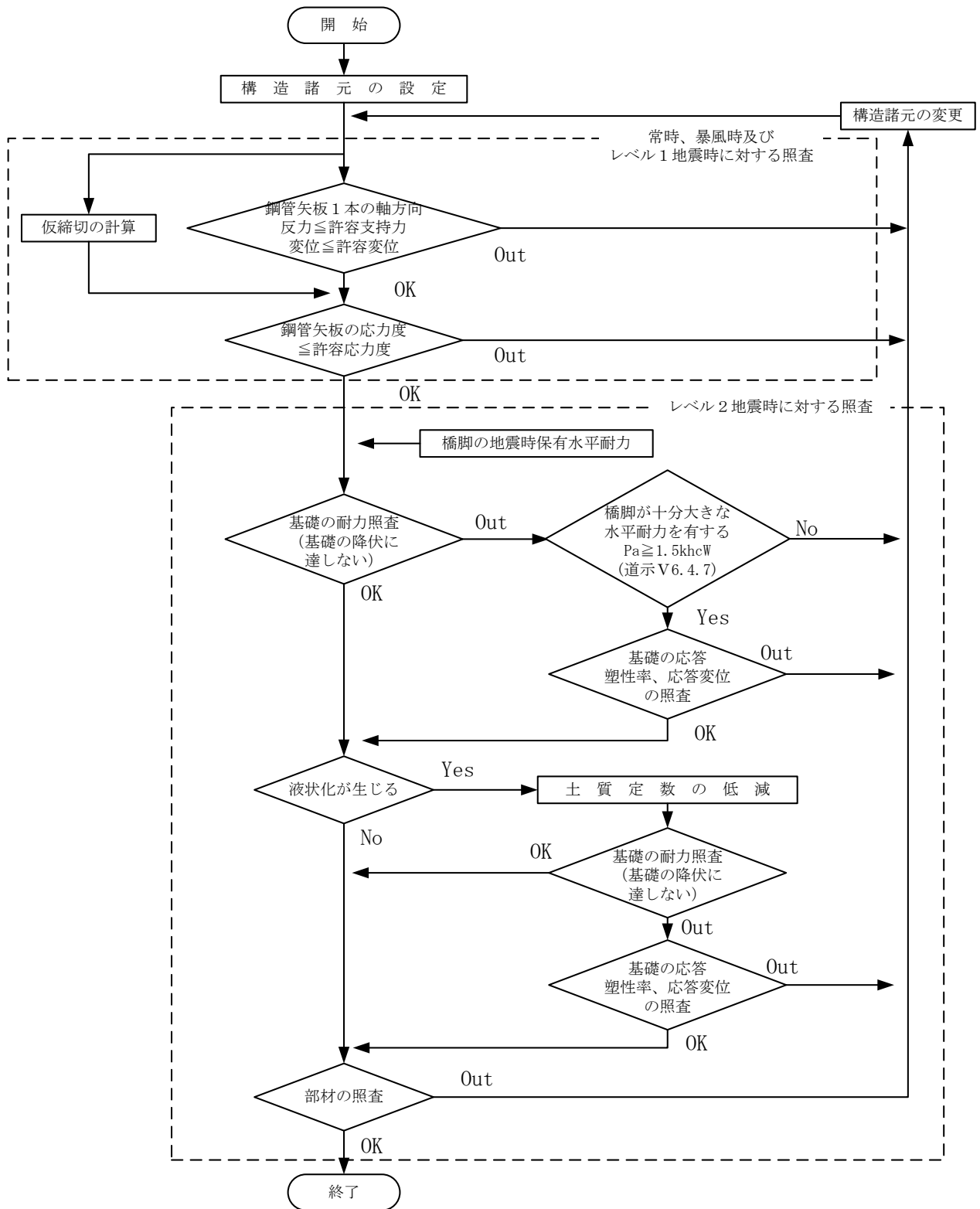


図6.4.18 鋼管矢板基礎の解析モデル



参考：道示IV13.1 (H24.3) P.459 図-解13.1.1

図6.4.19 橋脚の鋼管矢板基礎（仮縮切兼用方式）の設計手順

6.4.6.2 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力、基礎外周面及び内周面の地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させるものとする。
- (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力、外周面及び内周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させるものとする。

参考：道示IV13.2 (H24.3) P.460

- (1) 鋼管矢板基礎の鋼管矢板の先端は一般に良質な支持層に根入れされている。鉛直荷重に抵抗する要素としては、井筒部底面の鉛直地盤反力、井筒部外周面の鉛直せん断地盤反力及び井筒部内周面の鉛直せん断地盤反力を考慮してよい。ただし、井筒部内周面の鉛直せん断地盤反力は、外周部の地盤ほど發揮せず上方ほどその傾向が大きい。したがって、内周面地盤の鉛直せん断地盤反力については、鋼管矢板先端付近のみにおいて考慮している。
- (2) 水平荷重は、井筒部底面地盤の鉛直地盤反力と水平せん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力、外周面及び内周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させるのを原則とした。

常時、暴風時及びレベル1地震時及びレベル2地震時の安定計算モデルを以下に示す。

表6.4.11 安定計算モデルの概要

		常時、暴風時及びレベル1地震時 に対する照査		レベル2地震時 に対する照査
		$B \leq 30\text{m}$ かつ $L/B > 1$ かつ $\beta L_e > 1$	$B > 30\text{m}$ 又は $L/B \leq 1$ 又は $\beta L_e \leq 1$	
設計モデル		弾性床上の有 限長ばり	継手のせん断ずれを考慮した仮 想井筒ばりによる解析	
基礎 本体	鋼管矢板	線形		バイリニア型*
	継手のせん断抵抗	合成効率及び モーメント分 配率による評 価	バイリニア型	
地盤 抵抗 要素	基礎前面の水平方向地盤抵抗	ひずみ依存性を考慮した線形		バイリニア型
	基礎外周面の水平方向せん断地盤抵抗	前面地盤の水平抵抗に含める		バイリニア型
	基礎外周面及び内周面の鉛直方向せん断地盤抵抗	鋼管矢板の支持力に含める		バイリニア型
	基礎底面の鉛直方向地盤抵抗	線形	線形	バイリニア型
	基礎底面の水平方向せん断地盤抵抗	線形	線形	線形

*継手のせん断ずれを考慮した仮想井筒ばりによる解析では、鋼管矢板の塑性化以降も線形に取り扱うので、道示IV13.9.2の1)に示した基礎の降伏以降の荷重-変位曲線の二次剛性を無視して基礎の変化や応答塑性率を求める。

B：前面基礎幅(m)

L：基礎長(m)

L_e ：基礎の有効根入れ深さ(m)

β ：基礎の特性値(m^{-1})

参考：道示IV13.1 (H24.3) P.460 表-解13.1.1

6.4.6.3 形状寸法

鋼管矢板基礎の形状寸法は、鋼管矢板基礎上の橋脚又は橋台の形状や寸法、基礎の安定、鋼管矢板各部に発生する応力度のほか、施工条件も考慮して定めるものとする。

参考：道示IV13.3 (H24.3) P.461

(1) 平面形状

鋼管矢板基礎の平面形状は、円形、小判形及び矩形が一般的である。

形状が大きくなる場合には、基礎の形状を保持するために隔壁鋼管矢板を用いたり、中打ち単独杭を用いることによって井筒部と頂版の接合部に生じる応力集中を軽減することができる。又、矩形の場合、隅角部のコネクタの施工性を向上させるため、隅切り矩形を用いることもある。

(2) 鋼管矢板基礎の寸法

鋼管矢板基礎の寸法は、十分な安定性を確保するとともに、鋼管矢板基礎が支える構造物の形状や寸法に対して余裕を有する必要がある。

尚、仮締切兼用鋼管矢板では、橋脚完成後に鋼管矢板を撤去するため、梁等の干渉に留意する必要がある。

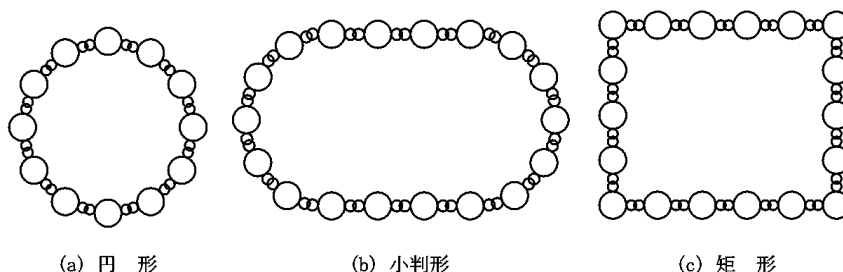


図 6.4.20 鋼管矢板基礎の平面形状

6.4.6.4 検討項目

鋼管矢板基礎の設計における具体的な検討項目は、道示IV13章によるものとする。

それぞれの検討項目に対する一般的な検討内容は表 6.4.12 のとおりである。

表 6.4.12 鋼管矢板基礎の検討項目

検 討 項 目	道路橋示方書IV下部構造編の項目	留 意 事 項
鋼 管 矢 板 の 許 容 支 持 力	13.4.1 鋼管矢板1本あたりの許容押込み支持力	
	13.4.2 鋼管矢板1本あたりの許容引抜き抵抗力	
	13.4.3 圧密沈下の影響	
地 盤 反 力 係 数	13.5 地盤反力係数	<ul style="list-style-type: none"> 設計上の地盤面での基礎の水平変位yはy_0 10mm以下の場合には10mmとする。 基準変位y_0で一般に基礎幅の1%。50mmを上回る場合は50mmとする。
断面力、地盤反力度及び変位の計算	13.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算	
基 礎 各 部 材 の 設 計	13.7.1 鋼管矢板	
	13.7.2 頂版	
	13.7.3 頂版と鋼管矢板の接合部	
仮 締 切	13.8 仮締切	
レ ベ ル 2 地 震 時 に 対 す る 照 査	13.9.1 照査の基本	
	13.9.2 基礎の降伏	
	13.9.3 基礎の許容塑性率及び許容変位	
	13.9.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算	
	13.9.5 部材の照査	
構 造 細 目	13.10 構造細目	

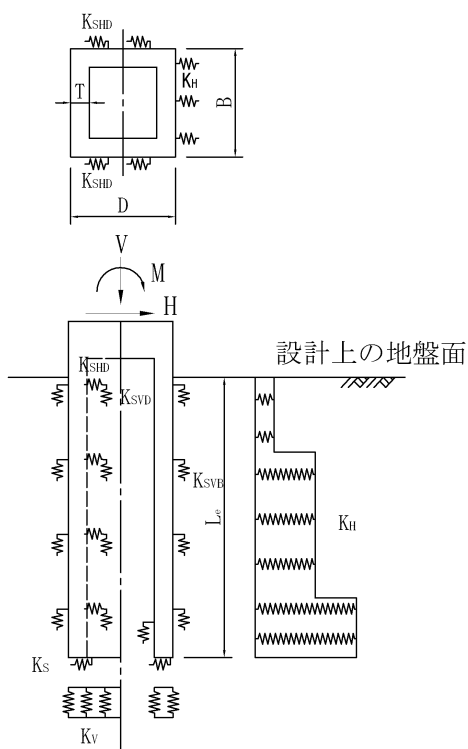
6.4.7 地中連続壁基礎の設計

6.4.7.1 設計の基本

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する地中連続壁基礎の照査は次のとおりとする。
- 1) 地中連続壁基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。
 - 2) 地中連続壁基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
 - 3) 地中連続壁基礎の変位は、6.4.1 (P.226) に示される許容変位以下とする。
 - 4) 地中連続壁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地震時に対する地中連続壁基礎の照査は、地震時保有水平耐力法によるものとする。基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を算出し、基礎の降伏に達しないことを照査することを原則とする。
- ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、基礎の許容塑性率及び許容変位以下となることを照査するものとする。
- (3) 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地中連続壁基礎は、基礎の応答塑性率を算出し、基礎の許容塑性率以下となることを照査するものとする。

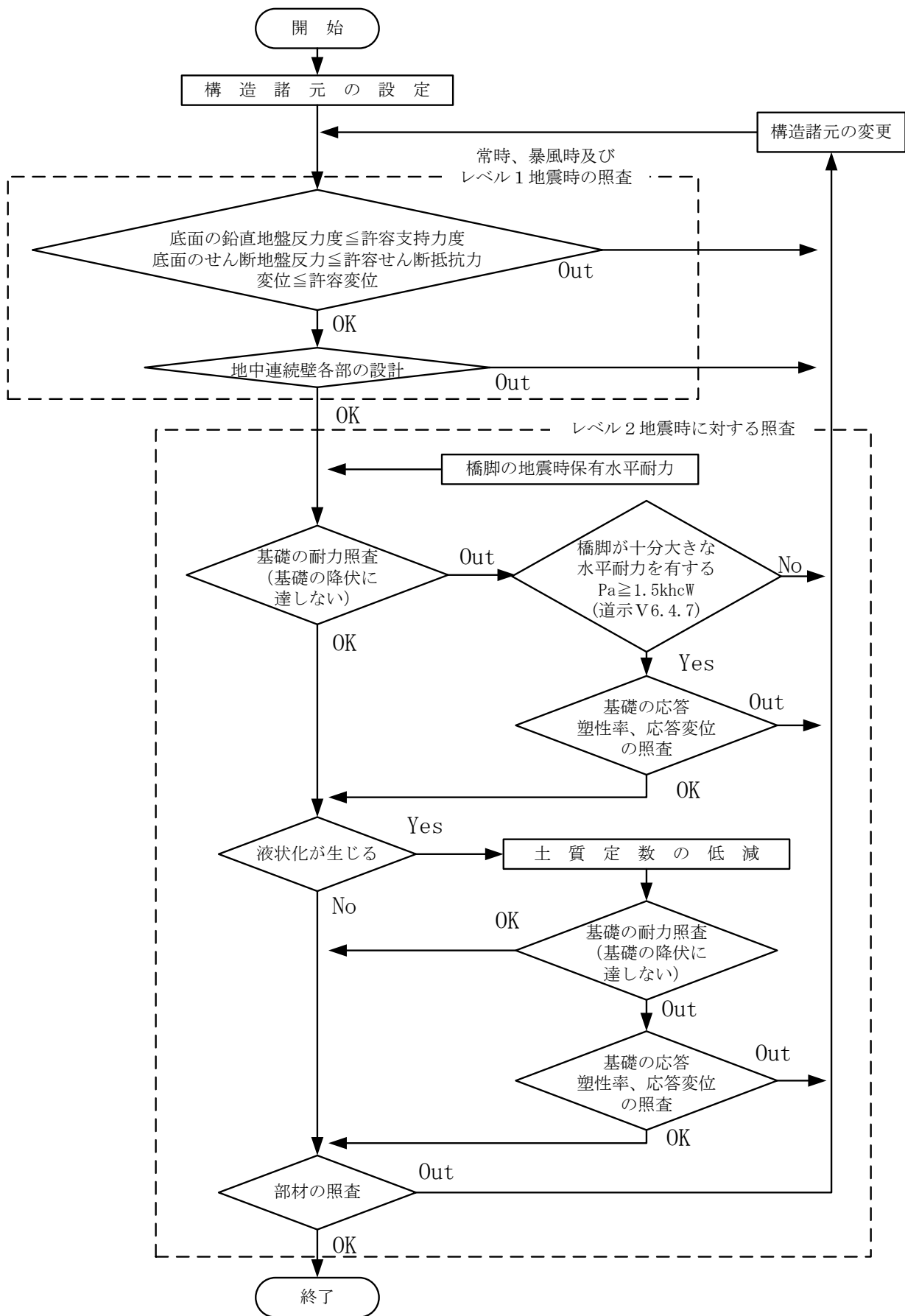
参考：道示IV14.1 (H24.3) P.487、道示IV14.8 (H24.3) P.500、道示V13.1 (H24.3) P.251

- (1) 2) 地中連続壁基礎は、一般に根入れ深さが大きく、又、水平変位の照査も行うことから、地中連続壁基礎には転倒に至るような著しい傾斜は起こらないと考えてよい。しかし、根入れ深さが小さく水平荷重が大きい場合には、基礎底面で滑動することもあり得るので、滑動に対する照査を行うものとする。
- (2) 地中連続壁基礎の各部材の断面力、地盤反力度及び変位は、ケーソン基礎に準じ、1本の柱状体としてモデル化する。



- K_H : 基礎前面の水平方向地盤反力係数
- K_{SVB} : 基礎前面の鉛直方向せん断地盤反力係数
- K_{SHD} : 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数
- K_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数
- K_V : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数
- K_S : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数

図6.4.2.1 地中連続壁基礎の解析モデル



参考：道示IV14.1 (H24.3) P.488 図-解14.1.1

図6.4.2.2 地中連続壁基礎の設計手順

6.4.7.2 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力、外周面及び内周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させるものとする。
- (2) 水平荷重は、原則として基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、側面地盤の水平せん断地盤反力、外周面及び内周面地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させるものとする。

参考：道示IV14.2 (H24.3) P.489

- (1) 地中連続壁基礎は鉛直荷重に対し、側壁と隔壁の実底面積部の鉛直地盤反力、基礎外周面及び基礎先端付近の側壁と隔壁内周面の鉛直せん断地盤反力で抵抗する。なお、地中連続壁本体の自重は、まだ固まらない状態で作用するため、基礎底面の鉛直地盤反力のみで抵抗させるものとする。橋台や橋脚基部より伝達される鉛直荷重及び頂版の自重に対しては、外周面及び内周面の鉛直せん断地盤抵抗を考慮してよい。
- (2) 地中連続壁基礎は水平荷重に対し、基礎外周面、内周面及び底面の地盤が抵抗する。基礎底面地盤のせん断抵抗力を計算する際には、基礎底面と地盤との間のせん断抵抗力に加え、内部土のせん断抵抗力を考慮することができる。

6.4.7.3 形状寸法及び継手

地中連続壁基礎の形状寸法及び継手は、地中連続壁基礎上の橋脚又は橋台の形状や寸法、基礎の安定、地中連続壁各部に発生する応力度の他、施工条件も考慮して定めるものとする。

参考：道示IV14.3 (H24.3) P.490

地中連続壁基礎は、完成後、ケーソン基礎とよく似た形状になるが、施工法の基本は場所打ち杭であり、ケーソン基礎とは全く異なる。又、平面形状はほとんどの場合で矩形であること、平面寸法や施工深度には実用上制限はないと考えてよいこと等、形状寸法を決めるにあたってはケーソン基礎と異なる条件となるケースが多い。このため、地中連続壁基礎の施工上の特徴をよく理解した上で基礎の安定性や部材の安全性を照査するものとする。

地中連続壁基礎の形状寸法の決定にあたっては、部材寸法を考慮する必要がある。部材厚さとしての壁厚は最も重要で基本的な部材寸法である。地中連続壁の壁厚は、構造部材としての強度、施工性、地盤条件、継手構造やその位置及び基礎の平面形状を考慮して決定する必要がある。

地中連続壁基礎は、5~10mの単位エレメントごとに平面的に分割して施工し、それぞれのエレメント間を継手で連結することにより、全体としての剛性の大きな基礎となっている。このエレメント間の継手は、位置によっては地中連続壁の掘削機械を限定したり、施工が不可能になる場合等もあるので、継手位置を決めるにあたっては十分な検討が必要である。

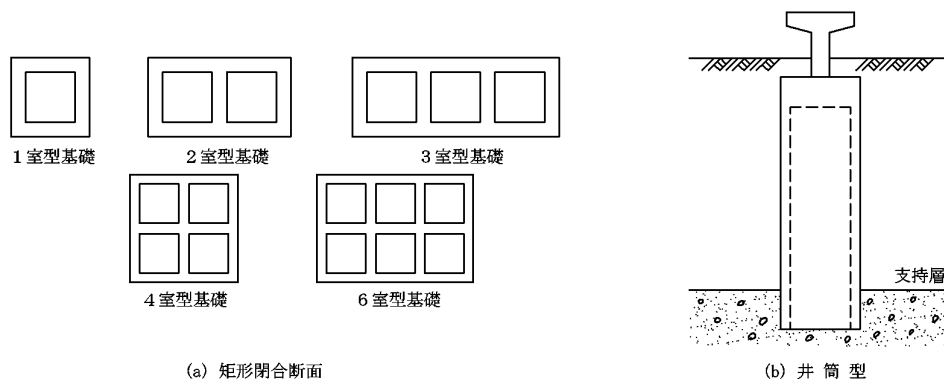


図 6.4.2.3 基礎の構造形式

6.4.7.4 検討項目

地中連続壁基礎の設計における具体的な検討項目は、道示IV14章によるものとする。

それぞれの検討項目に対する一般的な検討内容は表6.4.13のとおりである。

表6.4.13 地中連続壁基礎の検討項目

検討項目	道路橋示方書IV下部構造編の項目	留意事項
地盤の許容支持力	14.4.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度	
	14.4.2 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力	
	14.4.3 圧密沈下の影響	
地盤反力係数及び地盤反力の上限值	14.5.1 地盤反力係数	$\alpha_k=1.5$
	14.5.2 地盤反力度の上限值	エレメント間の継手部は最大周面摩擦力度を一般部の50%に低減させる。
断面力、地盤反力度及び変位の計算	14.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算	
基礎各部材の設計	14.7 基礎各部材の設計	
レベル2地震時に対する照査	14.8.1 照査の基本	
	14.8.2 基礎の降伏	
	14.8.3 基礎の許容塑性率及び許容変位	
	14.8.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算	
	14.8.5 部材の照査	
構造細目	14.9.1 エレメント間の継手	
	14.9.2 地中連続壁と頂版の接合部	
	14.9.3 壁厚	
	14.9.4 鉄筋の配置	
	14.9.5 鉛直鉄筋の継手	

6.4.8 深礎基礎の設計

6.4.8.1 設計の基本

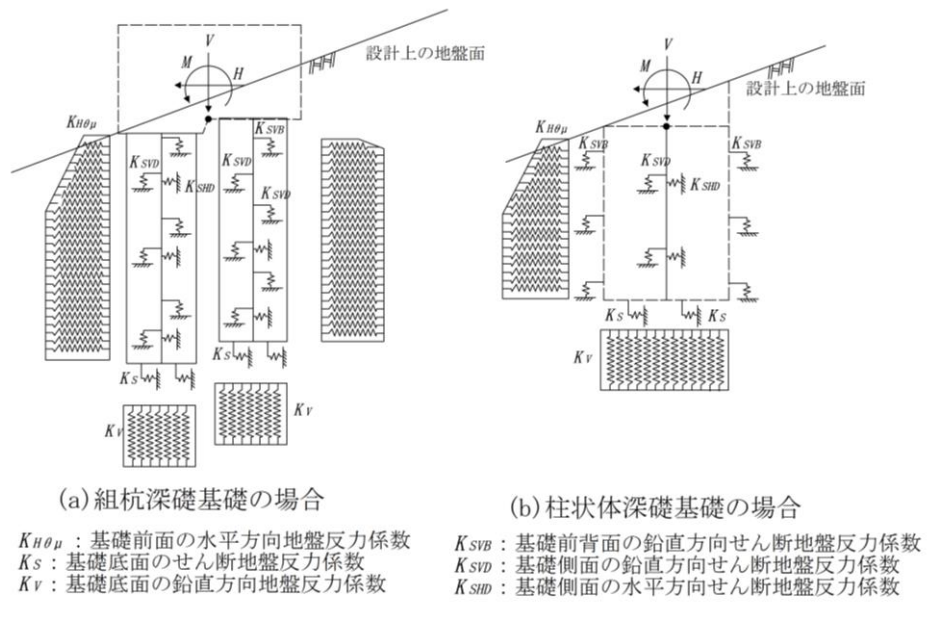
- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する深礎基礎の照査は次のとおりとする。
- 1) 深礎基礎底面における鉛直地盤反力度は、基礎底面地盤の許容鉛直支持力度以下とする。
 - 2) 深礎基礎底面におけるせん断地盤反力は、基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
 - 3) 深礎基礎の変位は、6.4.1 (P.226) に示される許容変位以下とする。
 - 4) 深礎基礎の各部材に生じる応力度は、許容応力度以下とする。
- (2) レベル2地震時に対する深礎基礎の照査は、地震時保有水平耐力法によるものとする。
橋脚の深礎基礎は、基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位を算出し、基礎の降伏に達しないことを照査することを原則とする。
深礎杭は、各部材に生じる断面力に対して、耐力の照査を行うものとする。

参考：道示IV15.1、道示IV15.8 (H24.3) P.508

本項は地表面の傾斜が10度以上の斜面上において深礎工法により施工され、一般に根入れ深さが基礎幅に比較して大きい深礎基礎を対象とする。深礎基礎には、ケーソン基礎や地中連続壁基礎と同様に単体の柱状体構造とする柱状体深礎基礎と、複数の深礎杭をフーチングで剛結した組杭構造とする組杭深礎基礎とがあり、本項では両者を対象とする。

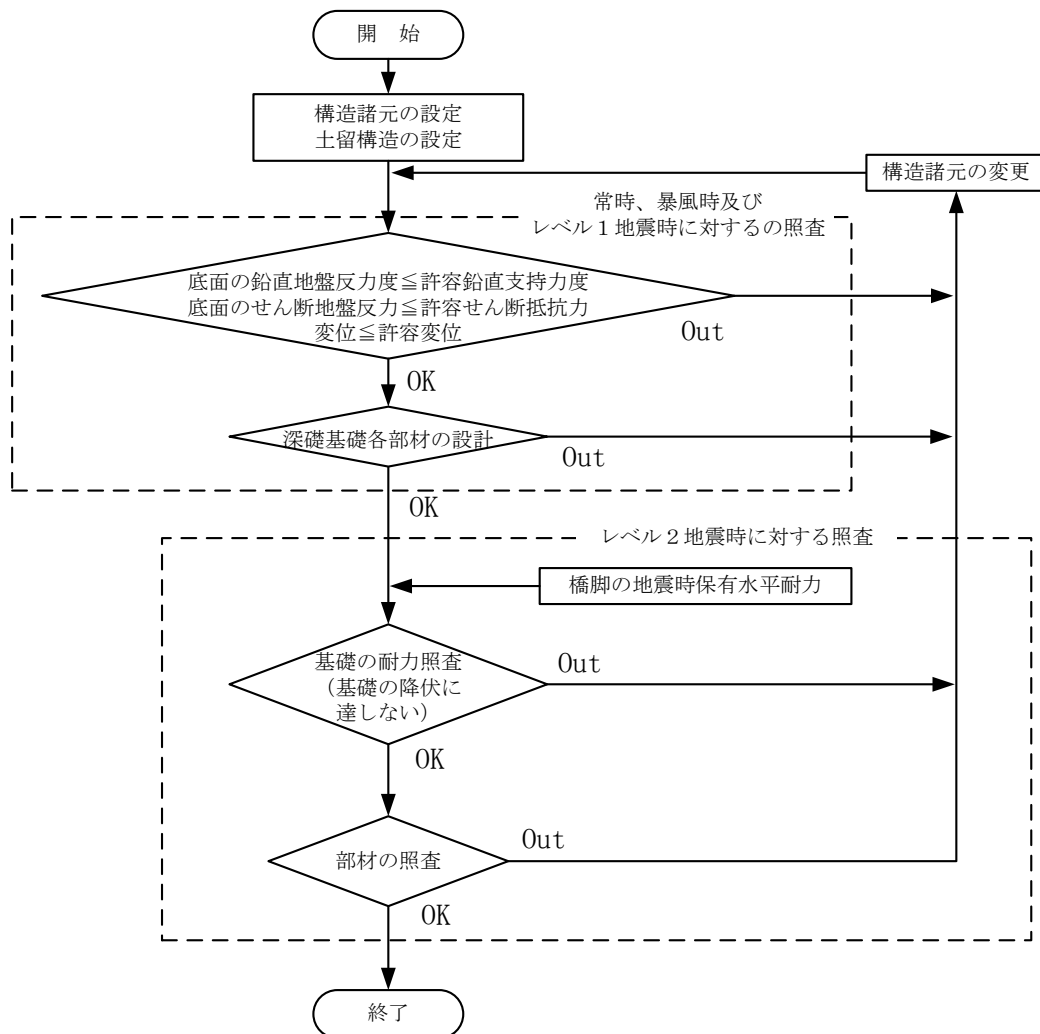
- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する深礎基礎の照査について示している。深礎基礎はケーソン基礎等他の柱状体基礎と同様の抵抗特性を有することを踏まえて照査項目を定めている。一方、組杭深礎基礎の場合には、柱状体深礎基礎の照査項目に加えて、フーチング本体やフーチングとの接合部の設計が必要となる。なお、深礎基礎は、斜面上に建設されるため、設計時に適切に斜面の影響を考慮する必要がある。斜面の影響の具体的な考慮方法については道示IV編15.2以降に示されている。

(2) 深礎基礎は、図 6.4.24 に示す通りにモデル化を行うのが一般的である。



参考：道示IV15.2 (H24.3) P.512 図-解 15.2.1

図 6.4.24 深礎基礎の解析モデル



参考：道示IV15.1 (H24.3) P.510 図-解 15.1.1

図 6.4.25 深礎基礎の設計手順

6.4.8.2 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力で抵抗させることを原則とする。
- (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力で抵抗させることを原則とする。
- (3) 自立性の高い地山で基礎周面地盤のせん断抵抗を期待できる土留構造を用いる場合においては、(1)又は(2)に加えて基礎側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力を考慮してよい。

参考：道示IV15.2 (H24.3) P.510

深礎基礎は、ケーソン基礎に準じ、基礎底面及び周面の地盤抵抗要素を考慮して安定計算を行う。又、深礎基礎では、基礎底面の鉛直地盤抵抗及び基礎前面の水平地盤抵抗については斜面の影響を考慮して設定する。

- (1) (2) 土留構造としてライナープレート等の土留材を用いる場合の荷重分担の考え方を示している。

鉛直荷重に対しては、ケーソン基礎と同様に基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみを考慮する。

水平荷重に対しては、設計上の地盤面から下方において前面地盤の水平地盤反力を考慮する。

- (3) 自立性の高い地山で、モルタルライニングや吹付けコンクリートのように地山の緩みが抑えられ地山と基礎の一体化が図られる土留構造を採用する場合には、既往の実験による検証に基づき基礎側面地盤及び周面地盤のせん断地盤反力を期待できことを規定している。

6.4.8.3 形状寸法及び配列

- (1) 深礎基礎の形状寸法は、深礎基礎上の橋脚又は橋台の形状や寸法、基礎の安定、斜面の影響、深礎基礎各部に発生する応力度の他、施工条件も考慮して定めるものとする。
- (2) 組杭深礎基礎の配列は、深礎杭の寸法や本数、斜面の影響、施工条件等を考慮して、長期の持続荷重に対して過度に特定の深礎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定めるものとする。

参考：道示IV15.3 (H24.3) P.513

- (1) 基礎本体の大きさは、基礎の安定に対して十分安全であることはもちろんのこと、深礎基礎が支持する躯体の形状寸法も考慮して決める必要がある。一般には次を考慮して深礎基礎の形状寸法を定める。

1) 基礎径

柱状深礎基礎の場合には、下部構造躯体の軸方向鉄筋が確実に定着できるような寸法であることや躯体の剛性に比して十分な大きさを有することが必要であり、これまでの実績も考慮して5m以上を目安とする。又、組杭深礎基礎の場合には、掘削や支持層状況の確認、基礎本体の構築を孔内で行うため、安全性や施工性を考慮する必要があり、実績として2m以上が用いられている。

2) 断面形状

基礎本体の断面形状は、掘削に用いる土留めの構造上有利となる円形が一般的である。施工上の制約等により円形以外の形状を用いる場合には、掘削時の土留めの安定性等につい

て個別に検討する必要がある。

3) 基礎の有効根入れ深さ

基礎の有効根入れ深さは、基礎本体の曲げ剛性や地盤抵抗等安定計算の前提を満たすため基礎径と同程度以上とするのがよい。ただし、深礎基礎は斜面上に設置され孔内での作業となることから、根入れ深さは施工時の安全性を考慮して定める必要があり、施工実績としては30m程度までとなっている。

- (2) 組杭深礎基礎の場合の深礎杭の配列の考え方を示している。深礎杭は、下部構造躯体の形状寸法、杭の寸法や本数、隣接する深礎杭の影響、斜面の影響、施工条件等を考慮し、長期の持続荷重に対して各深礎杭が有効に荷重を受けるように配列する必要がある。斜面に建設される深礎基礎は、平野部に比べて地盤抵抗の評価等が相対的に難しく、単列の深礎杭からなる橋台については、地震や降雨等による基礎前面斜面の不安定化に伴う被災事例が確認されている。このため、斜面上の橋台において組杭深礎基礎を適用する場合には、周辺地盤が不安定になった場合の補完性又は代替性を考慮して、橋軸方向及び橋軸直角方向それぞれに対して複数の深礎杭からなる4本以上の組杭構造とするのがよい。

深礎杭の最小間隔は、基礎を隣接して施工する際の地山の緩みによる地盤抵抗の減少や深礎杭が建設される斜面の不安定化への影響等に配慮し、一般には杭径の2倍程度とするのがよい。

6.4.8.4 検討項目

深礎基礎の設計における具体的な検討項目は、道示IV15章によるものとする。

それぞれの検討項目に対する一般的な検討内容は表6.4.14のとおりである。

表6.4.14 深礎基礎の検討項目

検討項目	道路橋示方書IV下部構造編の項目	留意事項
地盤の許容支持力	15.4.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度	
	15.4.2 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力	
地盤反力係数及び地盤反力度の上限値	15.5.1 地盤反力係数	
	15.5.2 基礎前面の水平地盤反力の上限値	
	15.5.3 基礎側面及び周面の地盤反力度の上限値	
断面力、地盤反力度及び変位の計算	15.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算	
基礎各部材の設計	15.7.1 組杭深礎基礎	
	15.7.2 柱状体深礎基礎	
レベル2地震時に対する照査	15.8.1 照査の基本	
	15.8.2 基礎の降伏	
	15.8.3 断面力、地盤反力度及び変位の計算	
	15.8.4 部材の照査	
構造細目	15.9 構造細目	
土留構造の設計	15.10 土留め構造の設計	

6.5 設計要領

6.5.1 鉄筋コンクリート部材の構造細目

鉄筋コンクリートの構造細目は次のとおりとする。

- (1) 鉄筋のかぶりについては、鉄筋の直径以上、かつ、表6.5.2の値以上とする。
- (2) 鉄筋のあきは、40mm以上、粗骨材の最大寸法の4/3倍以上、かつ、鉄筋の直径の1.5倍以上とする。
- (3) 鉄筋の端部については、次の規定のいずれかの方法によりコンクリートに定着するものとする。
 - 1) コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。
定着長は、(5)に規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とするが、この場合、定着側部材の形状によりシフトする考えがあるので（橋脚張出部主筋等）注意を要する。
 - 2) コンクリート中に埋込み、フックを付ける。
定着長は、引張鉄筋を定着する場合は、(5)に規定する鉄筋の重ね継手長の2/3倍以上とし、圧縮鉄筋を定着する場合は、(5)に規定する鉄筋の重ね継手長とする。
 - 3) コンクリート中に埋込み、定着版等の定着体を取付けて機械的に定着する。
- (4) 鉄筋のフックについては、図6.5.2に基づき、異形棒鋼のフックには、半円形フック、直角フックあるいは鋭角フックを用いる。
鉄筋の曲げ形状については、表6.5.3及び図6.5.3に基づくものとする。
- (5) 鉄筋の継手については、継手位置は、一断面に集中させないものとし、応力が大きい位置では、鉄筋の継手を設けないのが望ましい。
- (6) 軸方向鉄筋については、直径16mm以上51mm以下の異形棒鋼とし、2段以下に配置するのが望ましい。
- (7) スターラップについては、直径13mm以上の異形棒鋼とし、部材全体にわたって配置する。
- (8) 帯鉄筋について、橋脚柱においては、直径13mm以上の異形棒鋼とし、柱状部材の全般にわたって配置する。地震時に塑性化を考慮しない領域に配置する場合、その間隔は300mm以下とする。又、地震時に塑性化を考慮する領域に配置する場合、帯鉄筋径の直径に応じて下表に示す値以下かつ、断面高さの0.2倍以下とする。この場合、断面高さは、矩形断面の場合においては短辺の長さ、又、円形断面の場合においては直径とする。

橋脚柱の軸方向鉄筋の段落としては原則として行わないものとするが、段落としする場合、橋脚の短辺長あるいは直径の1.5倍に相当する領域では、帯鉄筋間隔は150mm以下とする。

表6.5.1 帯鉄筋間隔の上限値

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

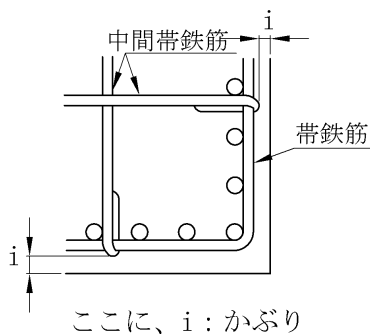
- (9) 中間帯鉄筋については、帯鉄筋と共同してせん断に抵抗させる場合には、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とし、配置間隔は、鉛直方向は部材の有効高の1/2以内、水平方向は1m以内とする。
計算上せん断補強が必要な区間に加えて、その区間の両端にそれぞれ部材断面の有効高に等しい長さを加えた区間に配置する。
- (10) 配筋に際して、重ね継手長や定着長で調整できる鉄筋は、原則として定尺鉄筋（50cmピッチ）を使用する。
- (11) コンクリートの拘束効果を期待する帯筋や中間帯鉄筋の材質については道示V耐震設計編ではSD345までを適用対象としている。

参考：道示IV7.4～IV7.10 (H24.3) P.187～P.202、道示V10.8 (H24.3) P.201、
土木構造物設計マニュアル(案) (H11.11) P.38

(1) 鉄筋のかぶり

表 6.5.2 鉄筋のかぶり (mm)

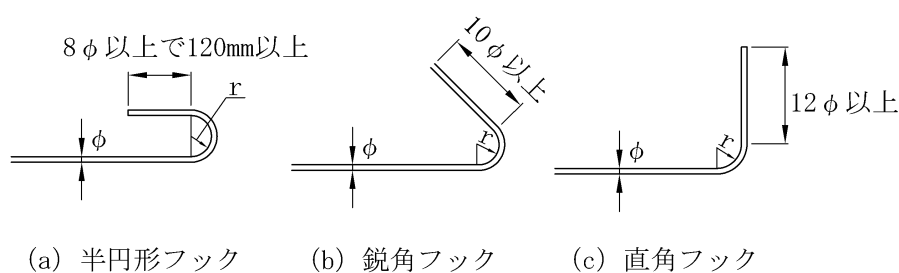
部材の種類 環境条件	はり	柱、壁	フーチング
大気中の場合	35	40	—
水中及び土中の場合	—	70	70



参考：道示IV7.4 (H24.3) P.188 表-7.4.1、図-7.4.1

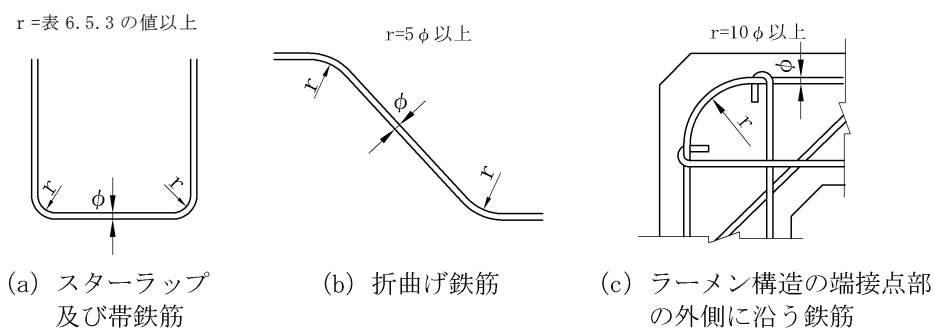
図 6.5.1 鉄筋のかぶり

(4) 鉄筋のフック



参考：道示IV7.7 (H24.3) P.194 図-7.7.1

図 6.5.2 鉄筋のフックの曲げ形状



ここに、 ϕ : 鉄筋の直径 (mm)
 r : 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

参考：道示IV7.7 (H24.3) P.195 図-7.7.2

図 6.5.3 鉄筋の曲げ内半径

表 6.5.3 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

記号	曲げ内半径	
	フック	フック以外
SD345	2.5 φ	2.0 φ
SD390	3.0 φ	2.5 φ
SD490	3.5 φ	3.0 φ

ここに φ : 鉄筋の直径 (mm)

参考 : 道示IV7.7 (H24.3) P.194 表-7.7.1

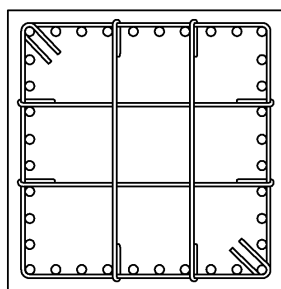
(5) 鉄筋の継手

- 1) 鉄筋の継手は、重ね継手、ガス圧延継手等の継手種類に関わらず、継手の端部同士を鉄筋直径の2.5倍以上互いにずらすこと。
- 2) 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、次により算出する重ね継手以上、かつ、鉄筋の直径の2.0倍以上重ね合わせる。又、重ね継手部には、継ぐ鉄筋1本の断面積の1/3倍以上の断面積を持つ横方向鉄筋を配置して補強する。

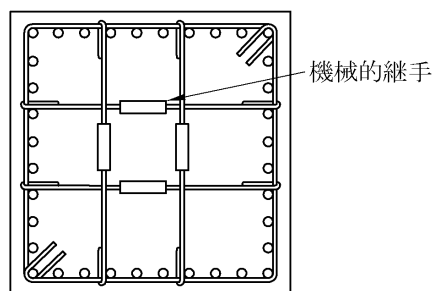
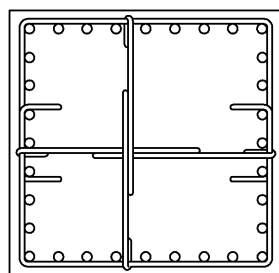
$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi$$

圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、上記式により算出する長さの80%以上、かつ、鉄筋の直径の2.0倍以上重ね合わせる。

- (6) 軸方向鉄筋に太径鉄筋を用いる場合、応力分布等の面で不利となるため、32mm以下の鉄筋を用いるのがよい。
- (7) 高さ方向に対して帯鉄筋の間隔を途中で変化させる場合は、その間隔を徐々に変化させるものとし、急変させてはならない。



中間帯鉄筋の配筋例

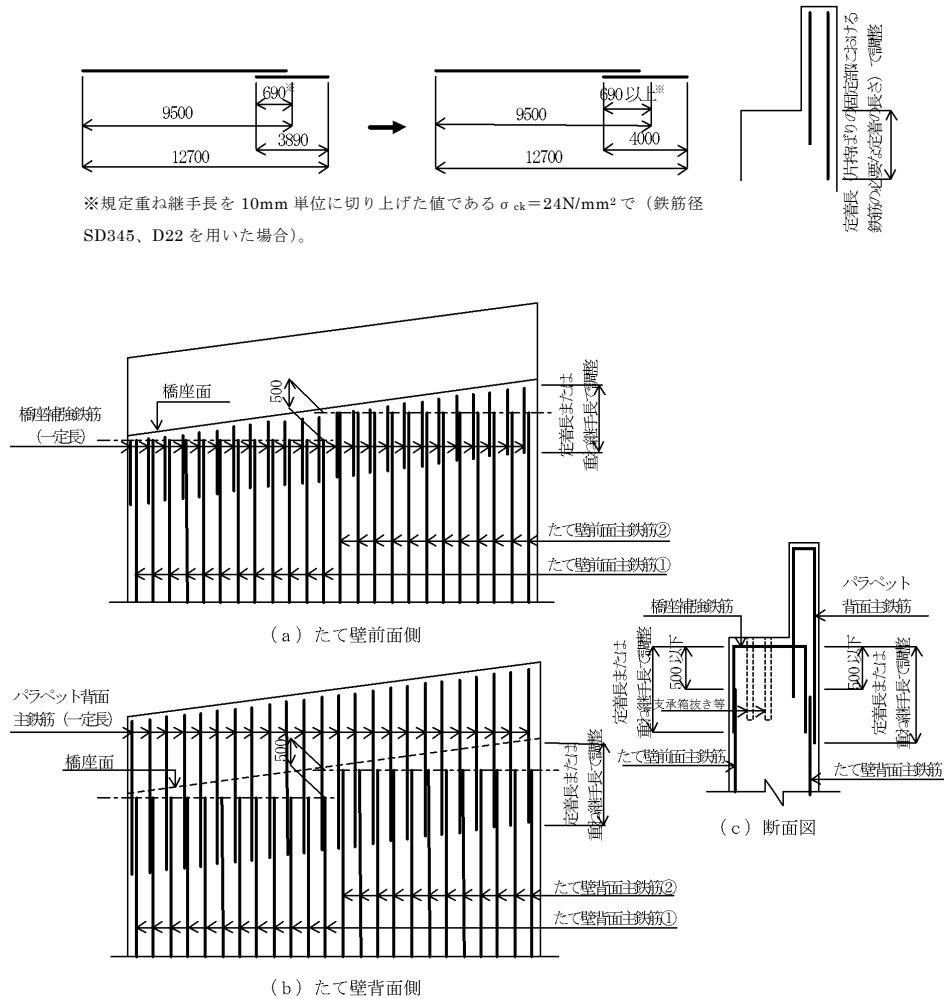


継手を用いた中間帯鉄筋の配筋例

参考 : 道示IV7.10 (H24.3) P.202 図-解7.10.1、図-解7.10.2

図 6.5.4 中間帯鉄筋の配筋例

- (8) 配筋に際しては、鉄筋の切断作業の省力化を目的に、重ね継手長や定着長で調整できる鉄筋は、原則として定尺鉄筋を使用することとした。重ね継手の調整により行う場合は、鉄筋の組み立て作業の省力化のため、(5)で算定する規定重ね継手長以上とするのがよい。



参考：土木構造物設計マニュアル(案)国土交通省(H11.11) P.39 図-解4.4

図6.5.5 定尺鉄筋の採用例

- (9) 中間帯鉄筋は両端を半円形フックとし、外側の帯鉄筋、又は配力筋にかける。鉄筋は2本組を基本とし、重ね継手長を直線部分で 40ϕ とする。

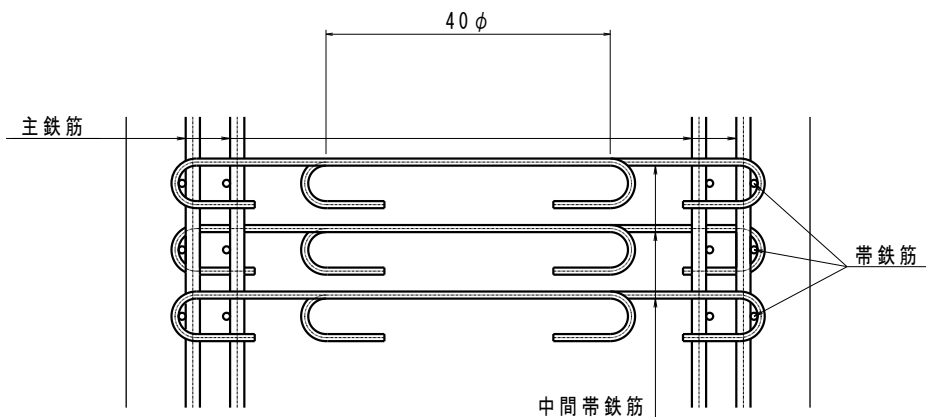



図6.5.6 中間帯鉄筋の配筋例

コーヒープレイク 

「中間帯鉄筋の組み方について」

帯鉄筋及び中間帯鉄筋は、これらの鉄筋が一体的な構造となってコンクリートを横方向から拘束することにより、構造物の保有する靱（じん）性を向上させること等を目的として配置します。

中間帯鉄筋は、その両端部を外側の帯鉄筋にかけて配置する必要があり、図6.5.7に中間帯鉄筋の正しい施工例と誤った施工例を示します。(1)の工事では、中間帯鉄筋の端部の一方を外側の主鉄筋にかけ、他方はいずれの鉄筋にもかけないまま施工しています。(2)の工事では、中間帯鉄筋を外側の主鉄筋にかけることができる長さ加工し、両端を主鉄筋にかけて施工しています。

このように、両工事において中間帯鉄筋は、その両端部を外側の帯鉄筋にかけて配置されずに施工されています。

このようにいずれの工事も、帯鉄筋と中間帯鉄筋とが一体となっておらず、橋脚が大きな地震力を受けた際、帯鉄筋のはらみだし等に対する中間帯鉄筋の抑制効果が期待できないこととなります。この結果、帯鉄筋と中間帯鉄筋が一体的な構造となってコンクリートを横方向から拘束する効果が低下することとなり、ひいては、構造物の保有する靱（じん）性を低下させることとなりますので、注意が必要です。

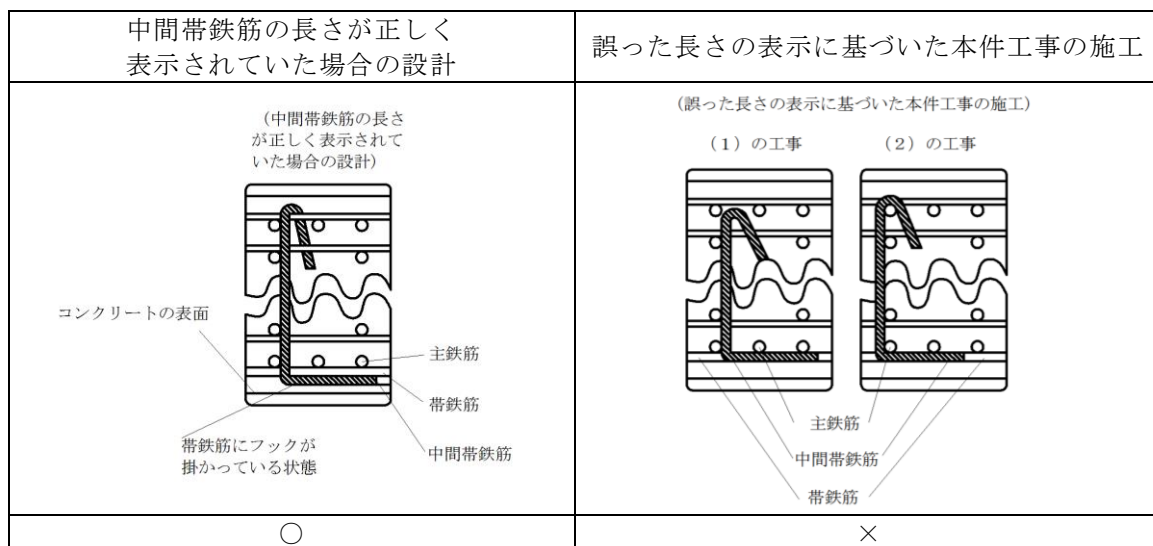


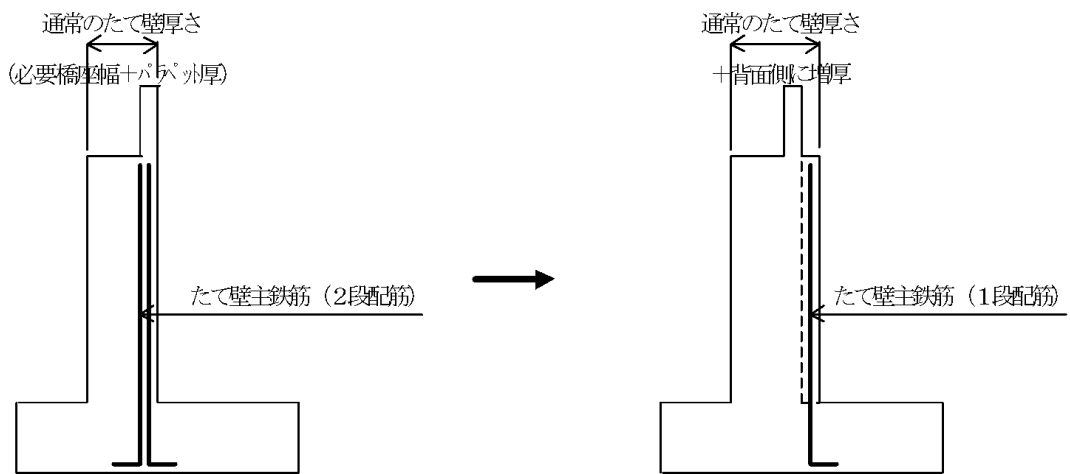
図6.5.7 中間帯鉄筋の配筋概念図

6.5.2 逆T式橋台（壁式橋脚）の配筋

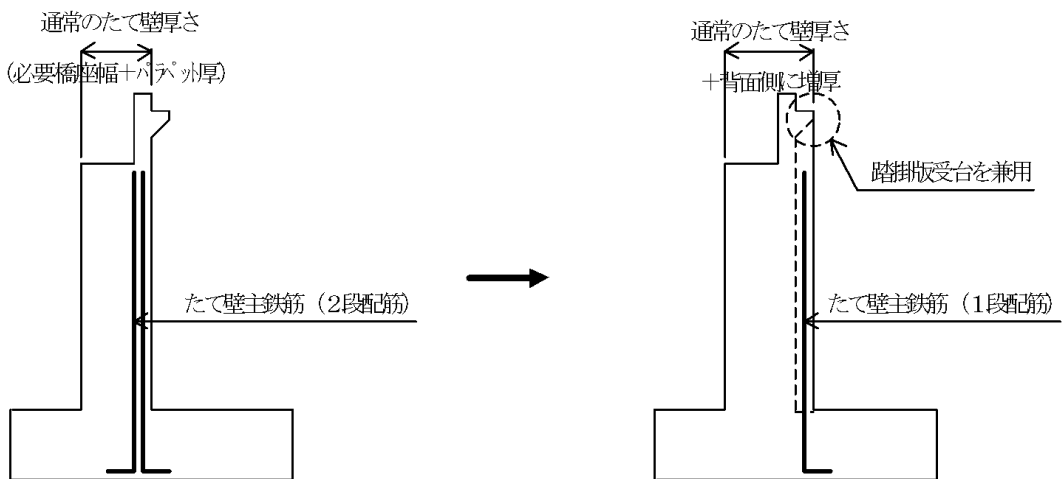
- (1) 橋台壁の鉛直方向鉄筋の段落としは行わないものとする。
- (2) 前面側の鉛直方向鉄筋は、背面側の鉛直方向鉄筋の1/2以上の鉄筋を配置する。ただし、常時に側方移動を起こす恐れのある橋台又は耐震設計編8.2.4の規定により土質定数の低減係数 D_E が1未満となる土層を有する地盤上にある橋台においては、背面側の鉛直方向鉄筋と同程度を配置する。
- (3) 配力鉄筋は直径13mm以上の異形棒鋼とし、橋台壁の前面側及び背面側それぞれ鉛直方向鉄筋の1/3以上の鉄筋を鉛直方向鉄筋の外側に300mm以下の間隔で水平方向に配置する。又、その端部は、半円形フック又は鋭角フックにより橋台内部のコンクリートに定着する。
- (4) 中間帯鉄筋は配力鉄筋と同材質、同径の鉄筋とし、その配置は、鉛直方向600mm以内、水平方向1m以内とする。又、フック又は定着体を配力鉄筋にかけて定着する。
- (5) 橋台及び橋脚における各部材の主鉄筋は、応力度に支障のない限り、配筋間隔を250mmとするのがよい。
- (6) パラペットの主鉄筋は、原則として前面と背面の鉄筋を同一径、同一間隔とする。
- (7) 橋台の壁は、1段配筋とするのが望ましい。

参考：土木構造物設計マニュアル（案）国土交通省（H11.11）P.38

- (1) 通常の逆T式橋台の高さでは一般に施工上において問題となることが少ないことから、鉛直方向鉄筋の段落としは行わないものとした。
- (2) 逆T式橋台は背面側から土圧が作用するため、通常前面側が圧縮側、背面側が引張側となるため、背面側に引張鉄筋を配置する。
ただし書き以降は、偏荷重により橋台が前方へ移動する場合、上部構造とパラペットが接触することに伴う荷重等により、壁の前面側に引張力が発生するおそれがあるため、壁の前面側に背面側と同じ鉄筋量を配置するものである。
- (3) 配力鉄筋は、中間帯鉄筋と共同して、横拘束効果を期待するものである。
中間帯鉄筋は、じん性の確保を目的に配置するものである。
- (4) 橋台の壁においてもある程度のじん性、せん断耐力を確保することが望ましいことから、配力鉄筋、中間帯鉄筋の配置について規定したものである。
荷重の分配や耐久性の確保を目的として配置するため、配力鉄筋は、鉛直軸方向鉄筋の外側に配置するものとした。
- (5) 鉄筋の加工・組み立て作業の省力化を目的に、配筋間隔を250mmとして鉄筋本数の低減を図るのが望ましい。
又、スターラップにおいても配筋間隔を広げて鉄筋本数を低減するのがよいが、鉄筋加工作業を考慮すると鉄筋径は直径22mm以下が望ましい。
- (6) 鉄筋の加工・組み立て作業の省力化を目的に、橋台パラペットの主鉄筋は、踏掛版の有無にかかわらず前面と背面の鉄筋を同一条件とすることとした。
- (7) 橋台の堅壁の背面側は、一般に制約条件等が伴わないので、鉄筋の加工・組み立て作業を考慮すると、橋台の堅壁は1段配筋が望ましい。



(a) 踏掛版を設けない場合



(b) 踏掛版を設ける場合

参考：土木構造物設計マニュアル（案）国土交通省（H11.11）P.42 図-解4.8

図6.5.8 縦壁厚さを背面側に増す場合の例

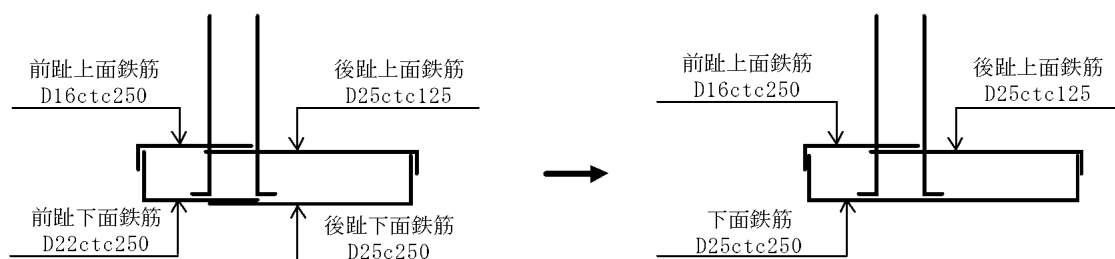
6.5.3 フーチングの配筋

- (1) フーチングの主鉄筋は、フーチングが版として機能するように二方向配筋を原則とし、配筋方向は杭配置を考慮するものとする。
- (2) 設計上フーチング上面側に引張が生じない場合にも、設計で考慮しない上載荷重が作用する場合等に脆性的な破壊が生じないように上面鉄筋を配置する。一般には、下面主鉄筋の1/3以上の鉄筋を配置する。橋台フーチングの場合においては、引張主鉄筋の1/2以上の鉄筋を前フーチングの上面及び後フーチングの下面に配置する。
- (3) フーチング上面もしくは下面において、曲げモーメントに対して全断面が有効に機能するように鉄筋を配置する。ここに、各方向の鉄筋は直交する鉄筋の1/3以上配置するものとする。

参考：道示IV8.7.5 (H24.3) P.253、土木構造物設計マニュアル（案）国土交通省（H11.11）P.38

- (1) 橋台におけるフーチング下面の主鉄筋は、応力度に支障のない限り、前フーチングと後ろフーチングの主鉄筋を統一し、原則として断面変化を行わない方がよい。

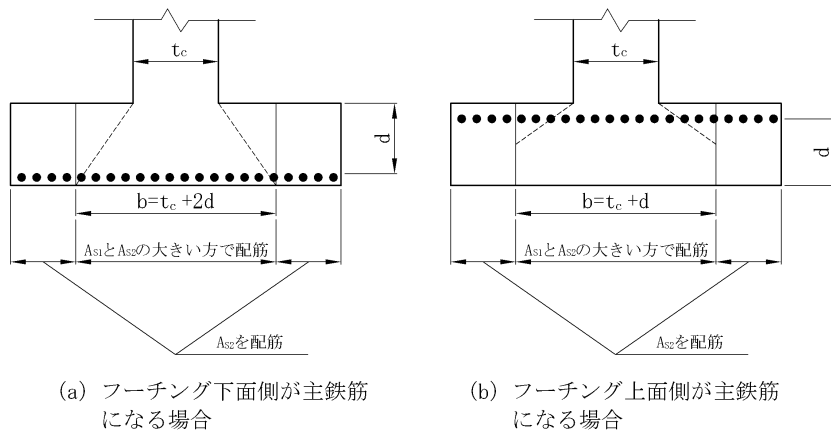
鉄筋の加工・組み立て作業の省力化を目的として、橋台におけるフーチング下面のつま先とかかとの主鉄筋は統一し、1本物の鉄筋となるようにした方がよい。フーチング幅が8mを超えるような場合は、鉄筋のハンドリングが悪くなり、作業効率や作業時の安全性を低下させるため、1本物の鉄筋は用いないのがよい。



参考：土木構造物設計マニュアル（案）国土交通省（H11.11）P.41 図-解4.7

図6.5.9 フーチング下面鉄筋の配筋例

- (2) 橋台フーチングの場合は、橋台背面側に慣性力が作用すること等を考慮したものである。
- (3) フーチング上面もしくは下面において、互いに直交する鉄筋量の差が著しい場合に、柱や壁から離れた位置での主鉄筋が有効に機能せず、曲げモーメントに対して全断面有効とはなり得ない可能性があることに対応するものである。



As1：常時・暴風時及びレベル1地震時の照査結果による必要鉄筋量

As2：レベル2地震時の照査結果による必要鉄筋量

参考：道示IV8.7.5 (H24.3) P.254 図-8.7.3

図6.5.10 鉄筋の配置

コーヒーブレイク

「添架物による胸壁部開口部周辺の補強例」

橋梁には、電気、電話、上水道、ガス等の公共物が添架されることがあります。この場合、胸壁には添架物に対し図6.5.11に示すような開口部を設ける必要がありますが、開口部の周辺には、応力集中その他によってひびわれが生じやすくなります。したがって、図6.5.12～図6.5.13のように開口部を設けたために配置できなくなった鉄筋断面面積に見合う補強筋を、開口部の周辺に配置するのが望ましいです。

なお、図6.5.12に対する補強筋は次のようにして決定すればよいです。

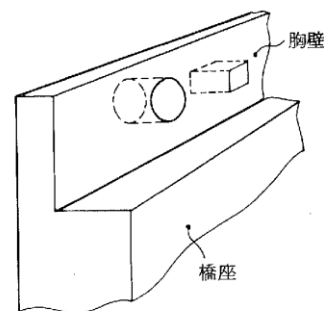


図6.5.11 胸壁部開口部

切断される⒫鉄筋の断面積

$$A_s = D19 - 9本 = 2578.5\text{mm}^2$$

補強鉄筋Ⓒの有効断面積 (D19-8本)

$$A_{s'_1} = A_{s_1} \cdot \cos \theta = 2292.0 \times \cos 45^\circ = 1620.7\text{mm}^2$$

補強鉄筋Ⓓの断面積 (D19-4本)

$$A_{s'_2} = 1146.0\text{mm}^2$$

$$\therefore A_s = 2578.5\text{mm}^2 < A_{s'} = A_{s'_1} + A_{s'_2} = 2766.7\text{mm}^2$$

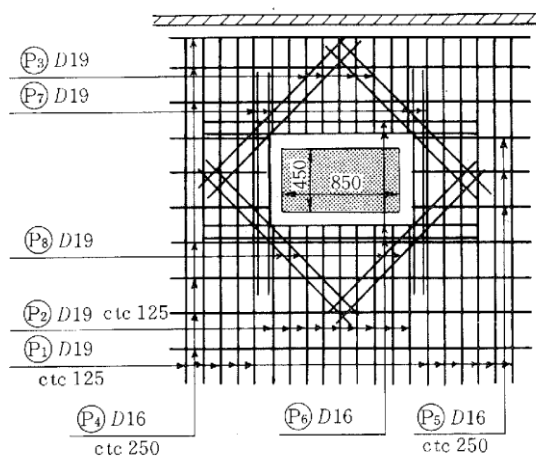


図6.5.12 鉄筋の配置例 (1)

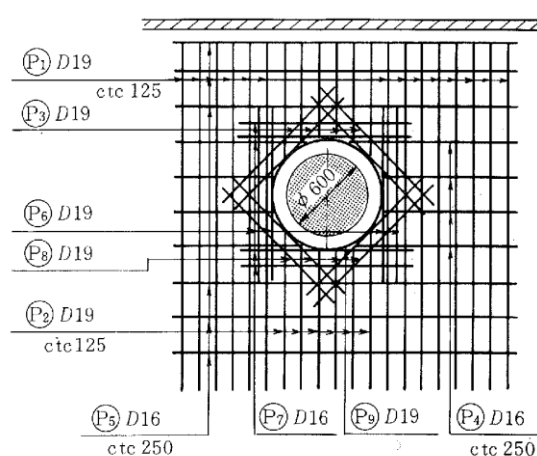


図6.5.13 鉄筋の配置例 (2)

6.5.4 杭とフーチングの接合部

図6.5.14に示すように、杭頭部の埋込み長は、100mmとする。又、補強鉄筋のフーチング内への定着長は、フーチング主鉄筋の中心位置から $L_{of} + 10\phi$ を確保すれば良いものとする。ここで、 L_{of} はフーチングコンクリートの許容付着応力度等を用いて道示IV下部構造編7.8によって計算される定着長である。又、 ϕ は補強鉄筋の直径である。

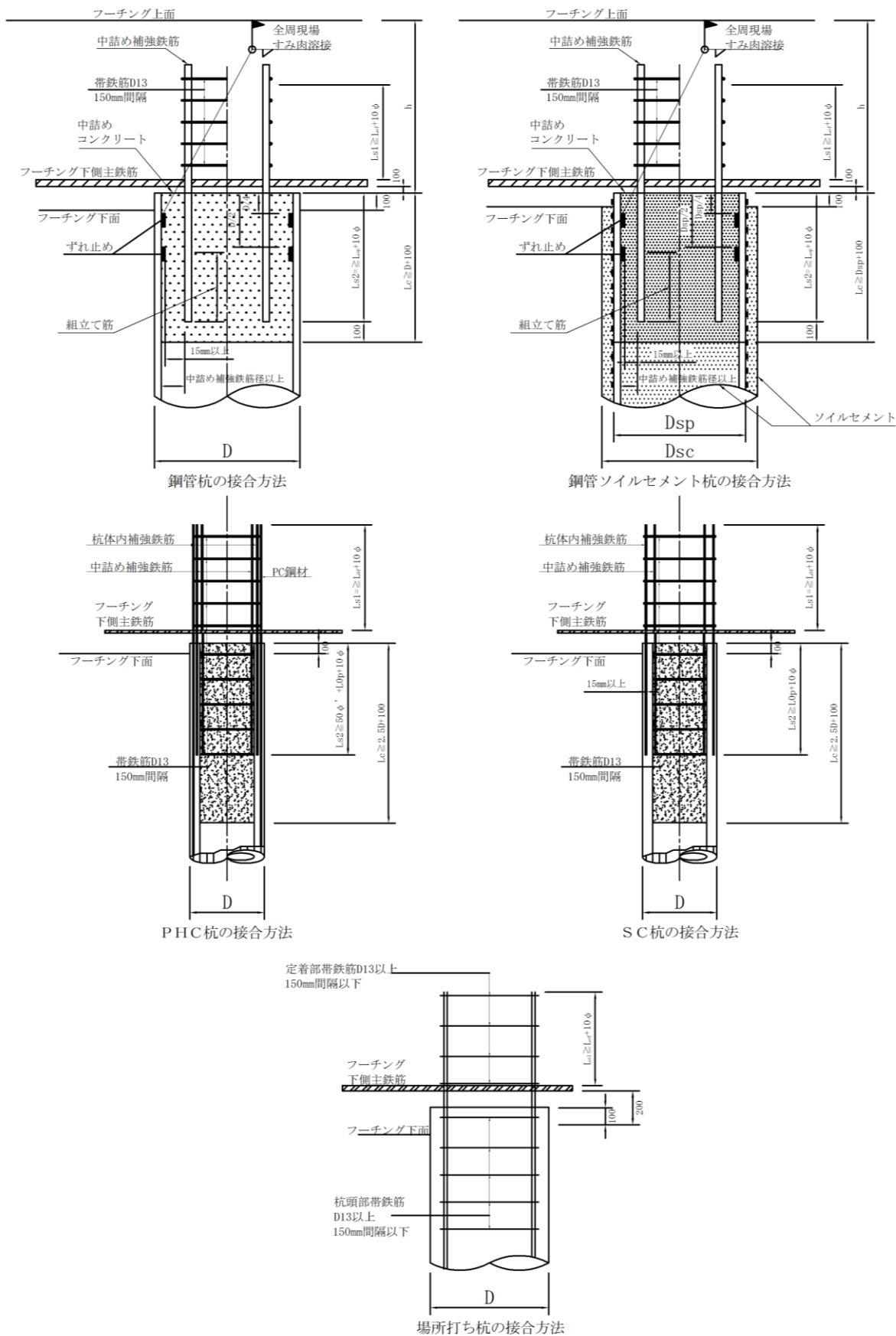
一方、既製杭における補強鉄筋の杭体内への定着長は $L_{of} + 10\phi$ を確保する。 L_{of} は杭体内コンクリートの許容付着応力度を用いて計算される定着長である。フーチング下側主鉄筋のかぶりは200mm以上とすることを標準とする。表6.5.4に杭とフーチングの接合方法を示す。

表6.5.4 杭とフーチングの接合方法

接合方法	フーチング内の杭の埋込長さは最小限度に留め、主として鉄筋で補強することにより杭頭曲げモーメントに抵抗する方法
杭頭部埋込み長	100mm
適用できる杭種	鋼管杭 鋼管ソイルセメント杭 PHC杭 SC杭 場所打ち杭

参考：道示IV12.9.3 (H24.3) P.424

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補強鉄筋を用いた鉄筋かご方式によるものとする。平成14年の道示では溶接による補強が認められていたが、施工品質の確保が困難であることから、用いないこととされた。又、SD345鉄筋では中詰補強鉄筋の配置が困難な場合ではSD390やSD490を用いてもよい。ただし、この場合においてはコンクリートの設計基準強度は 30 N/mm^2 以上とする。



参考：道示IV12.9.3 (H24.3) P.427～P.428 図-解12.9.2、図-解12.9.3、図-解12.9.5～図-解12.9.7

図6.5.14 杭頭接合部の構造例

<参考> 接合部の設計方法

杭とフーチングの接合部は剛結とし、杭頭部に作用する押込み力、引抜き力、水平力及びモーメントに対して安全であるように設計する必要がある。ここでは具体的な照査方法を示している。ただし、剛体と仮定できる厚さを有するフーチングに道示IV12.9.33に示される構造細目を満たす杭をフーチングに接合することを前提として、標準的な杭の縁端距離を確保する場合には照査を省略することができる。

杭頭における設計荷重に対して次の照査を行う。

1) 押込み力に対する照査

- a. フーチングコンクリートの垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{P}{\pi D^2 / 4} \leq \sigma_{ba} \quad (\sigma_{ca})$$

- b. フーチングコンクリートの押抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{P}{\pi(D+h)h} \leq \tau_a$$

2) 引抜き力に対する照査

原則として引抜き力に対する照査は行わなくてよい。

3) 水平力及びモーメントに対する照査

- a. フーチングコンクリートの水平支圧応力度

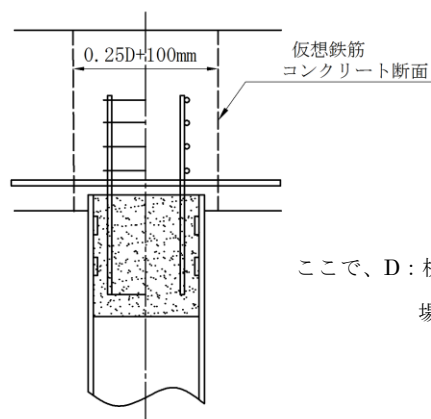
$$\sigma_{ch} = \frac{H}{Dl} \leq \sigma_{ba} \quad (\sigma_{ca})$$

- b. フーチング端部の杭に対する水平方向の押抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{H}{h'(2l+D+2h')} \leq \tau_a$$

- c. 仮想鉄筋コンクリート断面の応力度

軸方向押込み力PとモーメントM、又は軸方向引抜き力PtとモーメントMが作用する場合には、鉄筋コンクリート断面を仮定して、コンクリートと鉄筋の応力度を照査する。ここで、仮想鉄筋コンクリート断面の直径は、 $0.25D+100$ mm (ただし、最大400 mm) 杭径に20cmを加えた径とする。



参考：杭基礎設計便覧（H19.1）P.302 図-III.6.7

図6.5.15 仮想鉄筋コンクリート断面

d. 鉄筋の定着

鉄筋の定着長は次式により求める。一般には、 $L_0=35d$ としてよい。

$$L_0 = \frac{\sigma_{sa} A_{st}}{\tau_{0a} u}$$

e. 斜杭を用いる場合には、フーチングへの杭の埋込み長さは最小の部分が10cmとする。ここに、

σ_{cv} : 垂直支圧応力度(N/mm^2)

σ_{ch} : 水平支圧応力度(N/mm^2)

σ_{ba}, σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度(N/mm^2)

τ_v : 垂直方向の押抜きせん断応力度(N/mm^2)

τ_h : 水平方向の押抜きせん断応力度(N/mm^2)

τ_a : コンクリートの許容押抜きせん断応力度(N/mm^2)

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度(N/mm^2)

τ_{0a} : 鉄筋とコンクリートの許容付着応力度(N/mm^2)

A_{st} : 鉄筋の断面積(mm^2)

d : 鉄筋径(mm)

u : 鉄筋の周長(mm)

L_0 : 鉄筋の必要定着長(mm)

6.5.5 杭の配列

杭の配列は、杭基礎上の橋台又は橋脚の形状や寸法、杭の寸法や本数、郡杭の影響、施工条件等を考慮し、長期の持続荷重に対して均等に荷重を受けるように定めるものとする。

参考：道示IV12.3 (H24.3) P.381

杭の最小中心間隔が小さくなると群杭としての影響が著しくなり、杭の軸方向支持力、水平方向地盤反力係数等を単杭の場合より低減して考える必要があるが、杭径の2.5倍以上であると郡杭の影響は比較的小さく、又、施工性についても一般には大きな問題はないと考えてよい。

杭とフーチング縁端との距離は、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を考慮して決定する必要がある。既製杭の場合には道示IV12.9.3の解説に示される仮想鉄筋コンクリート断面の寸法を考慮して決定する。既往の載荷実験及び解析により、一般的には、表6.5.5に示す値とすれば上記を満たすものと考えてよい。

深礎基礎は、その他の基礎杭に比べて杭位置の施工誤差が小さく、フーチング縁端までの距離を確実に取れるため、掘削量を少なくすることを考えて、杭とフーチング縁端までの距離を縮小している場合がある。この場合はフーチングの水平押抜きせん断破壊や杭頭部の損傷が生じないように照査を行う必要がある。

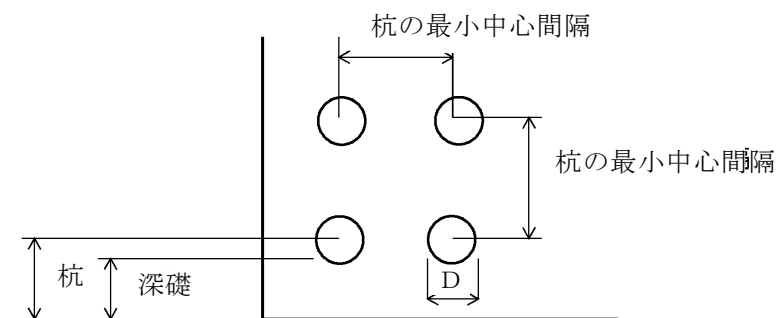


図 6. 5. 1 6 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離

表 6. 5. 5 杭の最小中心間隔及びフーチング縁端距離

杭の種類	最小中心間隔	杭中心からの縁端距離
打込み杭 中掘り杭 プレボーリング杭	2.5D以上	1.0D
場所打ち杭 鋼管ソイルセメント杭		
深礎基礎	2.0D以上	1.0D

6. 5. 6 場所打ち杭の構造細目

- (1) 場所打ち杭の設計径、鉄筋最小かぶり、軸方向鉄筋については、表 6. 5. 6～表 6. 5. 8 に基づき設計するものとする。
- (2) 帯鉄筋は異形鉄筋を使用し、直径 13 mm 以上、中心間隔は 300 mm 以下とする。ただし、フーチング底面より杭径の 2 倍の範囲内では、帯鉄筋の中心間隔を 150 mm 以下、かつ、鉄筋量は側断面積の 0.2% 以上とする。
帯鉄筋の重ね継手は、帯鉄筋の直径の 40 倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、半円形フック又は鋭角フックを設けるものとする。
- (3) 軸方向鉄筋の継手は、重ね継手とする。

参考：道示IV12.11.2 (H24.3) P.444

表 6. 5. 6 設計径

工法別	設計径
オールケーシング工法 リバース工法 アースドリル工法	0.8 m 以上とし、0.1 m 段階とする。 (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 0.05 m 減じた値とする。)

表 6. 5. 7 鉄筋の最小かぶり

工法別	図に示す d の最小寸法	
オールケーシング工法 リバース工法 アースドリル工法	120 mm	<p>参考：道示IV12.11.2 (H24.3) P.444 図-12.11.1</p>

表6.5.8 軸方向鉄筋

項目	最大	最小
鉄筋量	6%	0.4%
直径	-	22mm
純間隔	-	鉄筋径の2倍又は粗骨材最大寸法の2倍の大きい方
本数	-	6本

参考：道示IV12.11.2 (H24.3) P.444 表-12.11.1

6.5.7 深礎基礎の構造細目

- (1) 鉄筋のかぶりは、土留構造、地山の凹凸、鉄筋の組立て、耐久性等を考慮して決定するものとする。鉄筋のかぶりを設計径の外周から70mm以上とする場合においてはこれを満たすものとする。
- (2) 軸方向鉄筋は場所打ち杭と同様の配置方法とし、表6.5.8に準ずるものとする。
- (3) 軸方向鉄筋の継手は、原則として機械式継手とする。
- (4) 柱状体深礎基礎の帯鉄筋は、軸方向鉄筋の1/4以上を基礎全長にわたり配置する。
- (5) 帯鉄筋は、場所打ち杭と同様の配置方法とし、6.5.6(2)(P.272)に準ずるものとする。

参考：道示IV15.9 (H24.3) P.531