

第7編 基礎構造

第1章 基礎の安定に関する基本事項

1 - 1 設計の基本

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

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

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

1) 上部構造から決まる許容変位

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

2) 下部構造から決まる許容変位

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

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

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

表7-1 常時，暴風時及びレベル1地震時における各基礎の安定照査項目

基礎形式	照査項目		支持力		転倒	滑動	水平変位
	鉛直	水平	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

表7-2 各基礎の安定照査の基本と設計法の適用範囲

基礎形式	照査内容					基礎の剛性評価	設計法の適用範囲を示すβL ₀ の目安			
	照査項目	鉛直支持		水平支持，滑動，水平変位			1	2	3	4
		照査面	照査項目	照査面	照査項目					
直接基礎	荷重合力の作用位置	底面	支持力	底面〔前面〕	せん断抵抗力〔受働抵抗力〕	剛体				
ケーソン基礎	—	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←	→		
鋼管矢板基礎	—	底面	支持力	設計上の地盤面	水平変位	弾性体	←	→		
地中連続壁基礎	—	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←	→		
深礎基礎	—	底面	支持力度	底面 設計上の地盤面	せん断抵抗力 水平変位	弾性体	←	→		
杭基礎	有限長杭	—	杭頭支持力	設計上の地盤面 又は杭頭	水平変位	弾性体	←			
	半無限長杭									←

[] : 前面地盤面の水平抵抗を期待する場合についてのみ照査を行う。

L₀ : 基礎の有効根入れ深さ(m)

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

E I : 基礎の曲げ剛性(kN・m²)

D : 基礎の幅または直径(m)

k_H : 基礎の水平方向地盤反力係数(kN/m³) (βL₀の判定には常時のk_Hを用いる)

- 2) 「道示IV下部構造編」および「本設計マニュアル」に示している設計手法は、各基礎形式の施工法、基礎の支持条件、荷重分担および基礎の剛性を考慮した設計計算モデルによっていることから、基礎と地盤との相対的な剛性を評価する βL_e が適用範囲の目安値から外れるものについては、ほかの基礎形式を選定するか、別途に設計計算モデルを想定し検討をおこなうものとする。
- 3) 直接基礎とケーソン基礎の区分は、表7-3のとおりであるが、 $L_e/B > 1/2$ の基礎であっても根入れ部前面の抵抗が期待できない場合には、直接基礎として設計するものとする。

表 7-3 直接基礎とケーソン基礎の区分

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

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

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

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

1) 上部構造から決まる許容変位

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

2) 下部構造から決まる許容変位

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

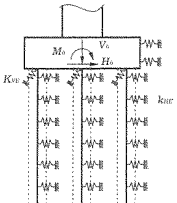
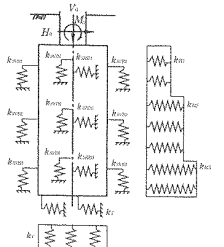
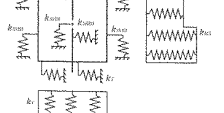
橋脚基礎の許容変位は、基礎天端あるいはフーチング底面における回転角0.02rad程度を目安とする。

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

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

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

表7-4 各基礎形式における地震時保有水平耐力法

基本方針		解析モデル	降伏及びその目安	許容塑性率	許容変位
基礎形式	杭基礎	 <ul style="list-style-type: none"> 杭頭がフーチングに剛結されたラーメン構造 杭の軸方向及び軸直角方向の抵抗特性はバイリニア型 杭体の $M-\phi$ 関係はバイリニア型 	<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始めるとき 全ての杭で杭体が塑性化する。 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。 	橋としての機能の回復が容易に行い得る程度の損傷に留める。	橋脚基礎において塑性化を考慮する場合には、基礎天端において、回転角 0.02rad 程度を目安としてよい。
	ケーソン基礎	 <ul style="list-style-type: none"> 基礎本体の $M-\phi$ 関係は線形(塑性化を考慮する場合はトリリニア型) 6種類の地盤抵抗要素(バイリニア型) 	<ul style="list-style-type: none"> 基礎本体が塑性化する。 基礎前面地盤の60%が塑性化する。 基礎底面の60%が浮上る。 	橋脚基礎の場合は式(解11.8.3)による。橋台基礎の場合は3。	
	鋼管矢板基礎		<ul style="list-style-type: none"> 1/4の鋼管矢板が塑性化する。 1/4の鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達する。 鋼管矢板の先端地盤反力が極限支持力に達したものと浮上りを生じたものの合計が60%に達する。 	橋脚基礎の場合は4、橋台基礎の場合は3。	
	地中連続壁基礎		<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。 	橋脚基礎の場合は式(解11.8.3)による。橋台基礎の場合は3。	
	深礎基礎		<ul style="list-style-type: none"> 上部構造の慣性力作用位置での水平変位が急増し始める。 	(基礎が降伏しない範囲に留める。)	

1-2 設計のための地盤定数

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

地盤定数の決定は土質試験を行って決定することを原則とする。地盤調査は、橋台、橋脚ごと、あるいは一定の間隔でおこなわれ、調査地点ごとに異なったデータが得られるのが一般的であることから、その土質定数にバラツキが生じることとなる。このような場合、全体的な地質構成を検討のうえ、一定区間および各層ごとにバランスの取れた土質定数を設定するものとする。

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

① 粘性土の粘着力C

N値が5未満の軟弱な粘性土においては、N値から非排水せん断強度（粘性土の粘着力 C_u ）を推定してはならない。この場合は、乱さない試料による室内試験や原位置での他の試験から粘着力 C_u を求める必要がある。

② せん断抵抗角 ϕ

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

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

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

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

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

ここに、

ϕ : 砂のせん断抵抗角 (°)

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

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

N : 標準貫入試験から得られるN値

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

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

x : 地表面からの深さ (m)

h_w : 地下水位の深さ (m)

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

③ 砂れき層の粘着力C

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

④ 風化軟岩の粘着力Cおよびせん断抵抗角 ϕ

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

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

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

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

第2章 直接基礎

2 - 1 設計一般

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

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

- 1) 地盤の極限支持力は、構造物の寸法のほか荷重の偏心と傾斜によって決まることから、道示IV10.3.1により、支持力係数の寸法効果、荷重の偏心傾斜を考慮して求めるものとする。
今回支持力係数の寸法効果を考慮した支持力式が提案された背景には、下記の点がある。
 - ① 支持力係数が基礎幅により変化し、支持力係数に寸法効果の生じることが多くの支持力試験で明らかになった。
 - ② 三軸試験により得られたせん断強度定数を用いた支持力計算値は、支持力試験値に比較してかなり過大となる。これらを踏まえ、三軸試験などにより地盤定数が精度良く設定されることを前提に、理論値と試験値の乖離改善を図ったものである。
なお、やむを得ずN値から推定した地盤定数を用いる場合は、寸法効果を考慮した支持力式の前提から外れるため、支持力係数の寸法効果に関する補正係数 $S_c=S_q=S_r=1$ とし、寸法効果を考慮しないものとする。
- 2) ラーメン橋やアーチ橋の橋軸方向のように、構造上転倒モーメントに対する安定性が確保されると判断される場合には、転倒の照査を省略してよい。
- 3) 良質な支持層における常時の地盤反力度は、基礎の過大な沈下を避けることから、表7-6に示す値程度に抑えるものとする。

表 7-6 常時における最大地盤反力度の上限値

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

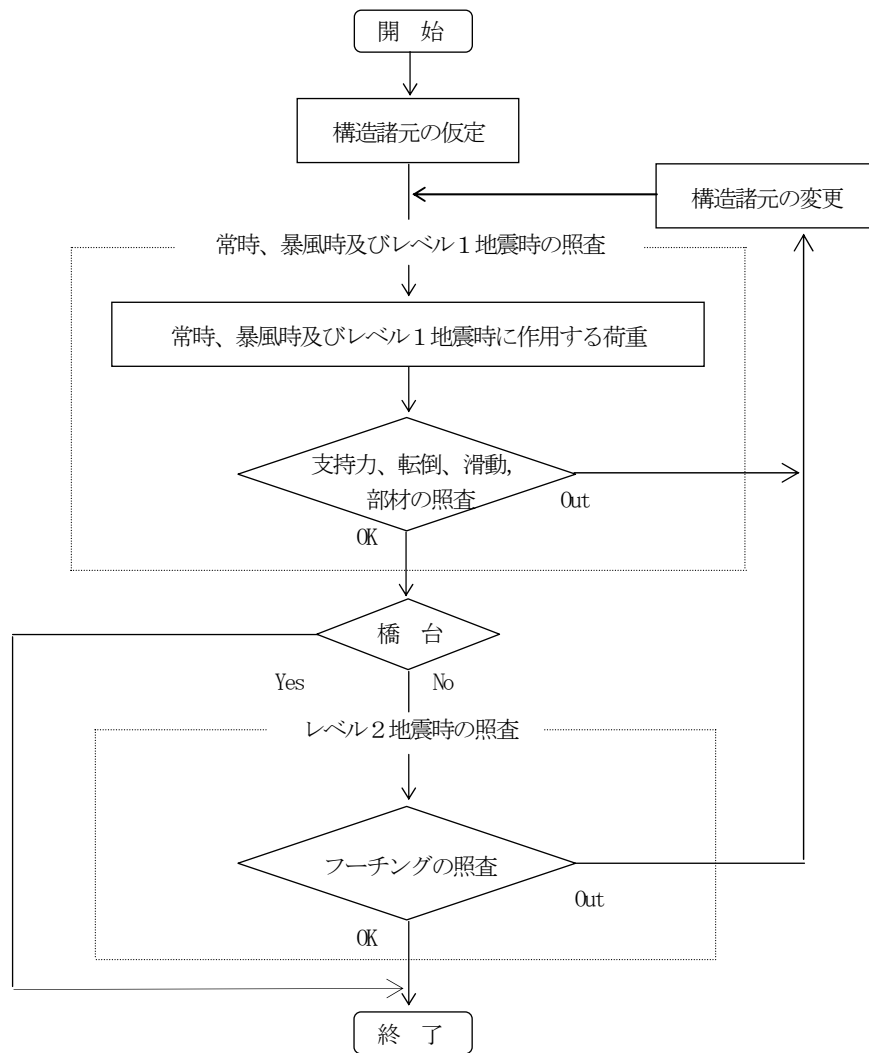


図 7-1 直接基礎の設計計算フロー

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

表 7-7 岩盤の最大地盤反力度の上限値

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

5) 転倒に対する安定照査は、道示IV10.1によるものとする。

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

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

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

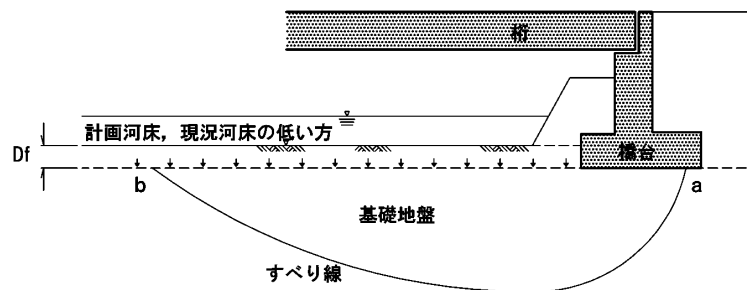


図7-2 河川橋における基礎の有効根入れ深さ

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

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

2 - 2 斜面上の直接基礎

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

(1) 斜面上の直接基礎とは、基礎地盤が 10° 以上傾斜した箇所に設ける段差なしフーチング基礎と段切り基礎をいい、段切り基礎は段差フーチング基礎と置換えフーチング基礎に分類される。

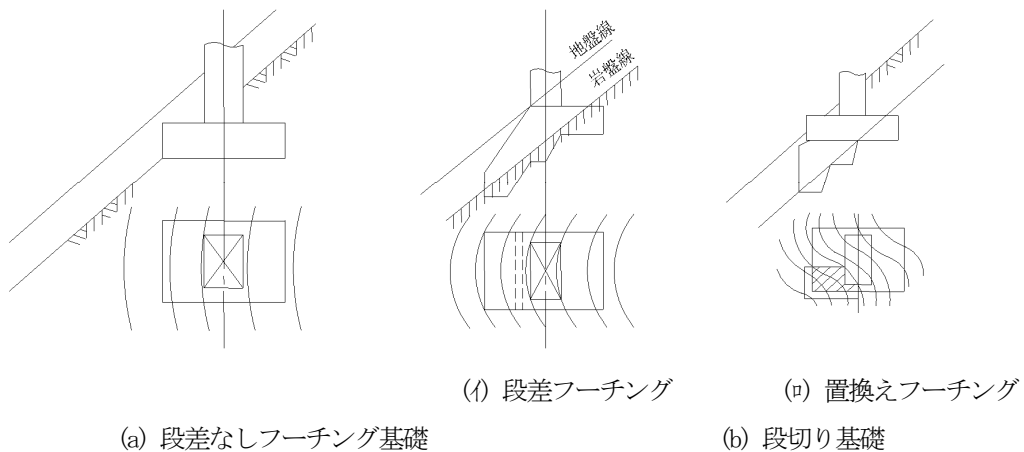


図 7-3 斜面上の直接基礎

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

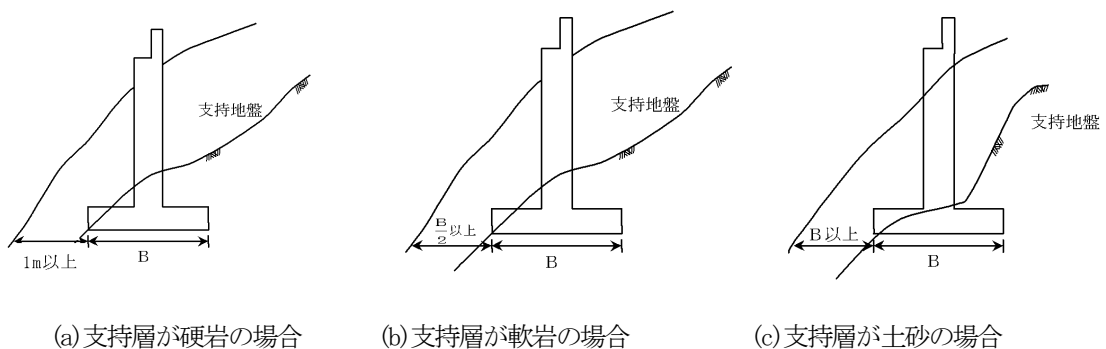


図 7-4 斜面部における天端余裕幅

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

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

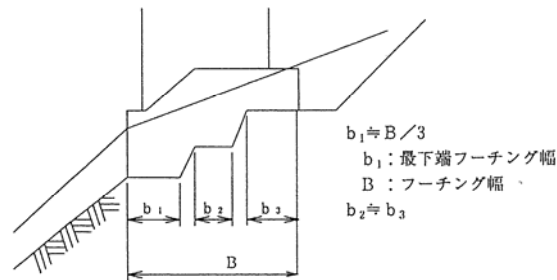


図7-5 段差フーチング

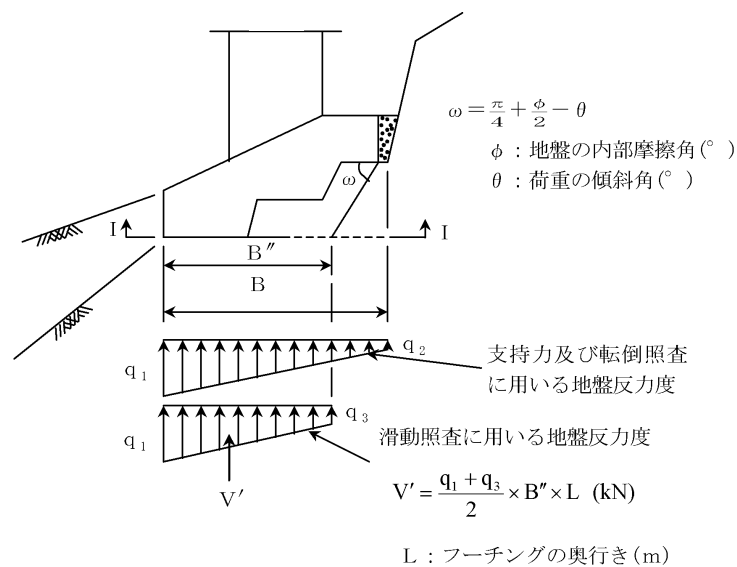
2) 段差フーチングの安定照査は、次によりおこなうものとする。

イ) 支持力および転倒に対する照査

図7-6に示す仮想底面I-I(基礎幅B)によっておこなうものとする。

ロ) 滑動に対する照査

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



7-6 段差フーチングの安定照査

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

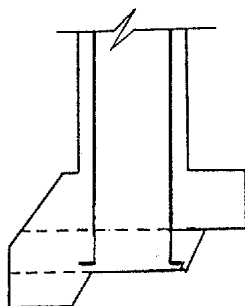


図 7-7 柱および壁鉄筋のフーチングへの定着

- (4) 置換え基礎は、次によるものとする。

- 1) 置換え基礎の全高は 3.0m 以下、段差は 1 段までとする。

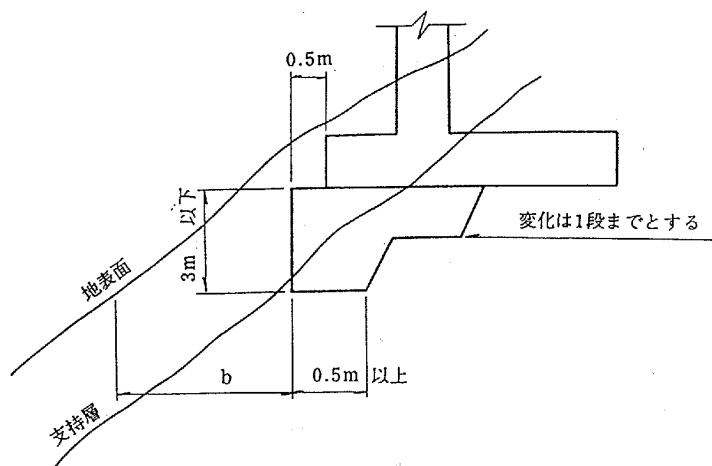


図 7-8 置換え基礎

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

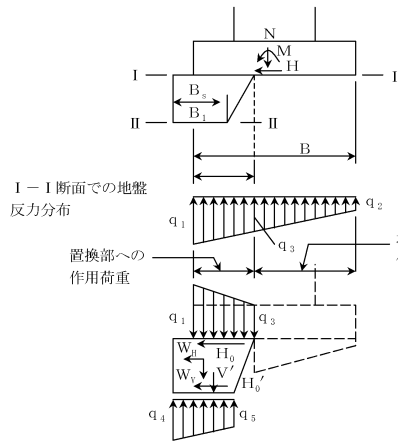
一方向の場合： $1/3$ （置換え面積と基礎面積の比）以下

二方向の場合： $1/4$ （置換え面積と基礎面積の比）以下

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

- 4) 置換え基礎の安定照査は、次によりおこなうものとする。

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



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

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

L : 置換えコンクリートの奥行き (m)
 V' : 滑動抵抗上の鉛直力および支持力
 照査用鉛直荷重 (kN)
 $= W_v + N'$
 H_0' : II-II断面の滑動力 (kN)
 $= H_0 + W_H$
 W_v : 置換えコンクリートの自重 (kN)
 W_H : 置換えコンクリートの慣性力

図7-9 置換え基礎の安定照査

(5) 1) 斜面上の基礎の鉛直支持力は以下の式から求める。

$$R_U = A' \cdot q_f$$

q_f : 荷重の偏心傾斜および斜面上の基礎で天端余裕幅を考慮した基礎地盤の極限鉛直支持力度 (kN/m²)

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

q_d : 水平地盤における極限鉛直支持力度 (kN/m²)

q_{b0} : 斜面上の基礎において荷重端がのり肩にある状態 ($b=0$) での極限鉛直支持力度 (kN/m²)。

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

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

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

b : 斜面上の基礎における前面余裕幅 (m)

B' : 有効載荷幅 (m) $B' = B - 2 e_B$

e_B : 偏心距離 (m)

R_U : 極限支持力 (kN)

A' : 有効載荷面積 (m²)。道示IV10.3.1の式(10.3.1)に用いられる有効断面積の算定方法により求める)

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

α, β : 基礎の形状係数。道示IV表一解10.3.3による。

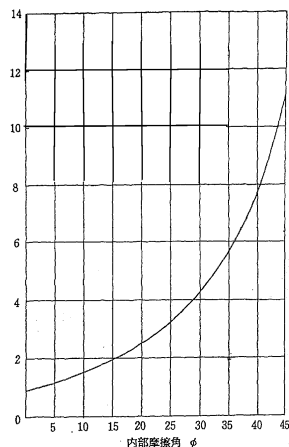
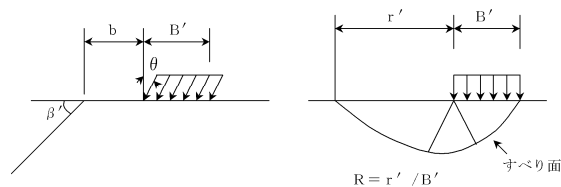


図7-10 Rの値を求めるグラフ

η : 段切り基礎を用いる場合の補正係数で次式から求める。

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

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

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

θ : 荷重の傾斜角度

c : 地盤の粘着力 (kN/m^2)

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

c_0 : $c_0 = 10 (\text{kN/m}^2)$

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

B_0 : $B_0 = 1.0 (\text{m})$

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

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

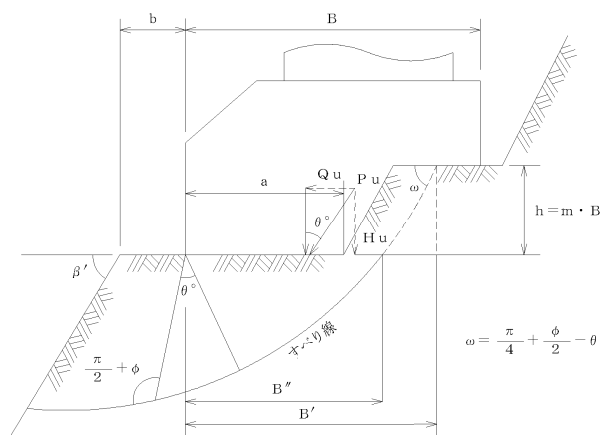


図 7-11 段切り基礎のすべり面

β' : 斜面傾斜角 ($^{\circ}$)

ただし、地震時は次のように震度を考慮した角度 (β_e) とする。

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

k_h : 基礎地盤の震度

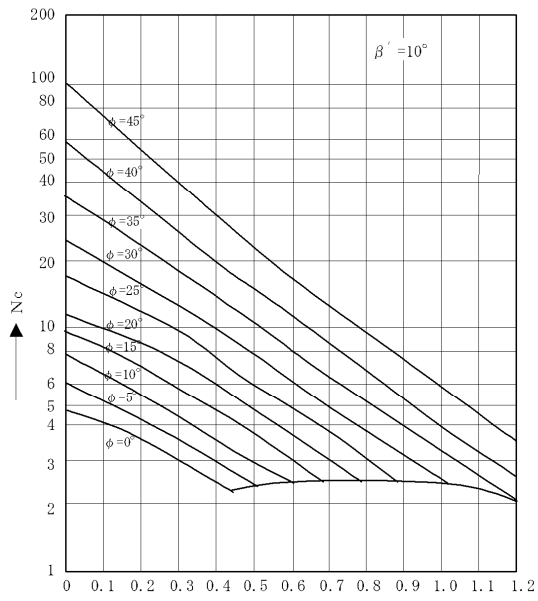


图7-12 支持力系数 N_c ($\beta' = 10^\circ$)

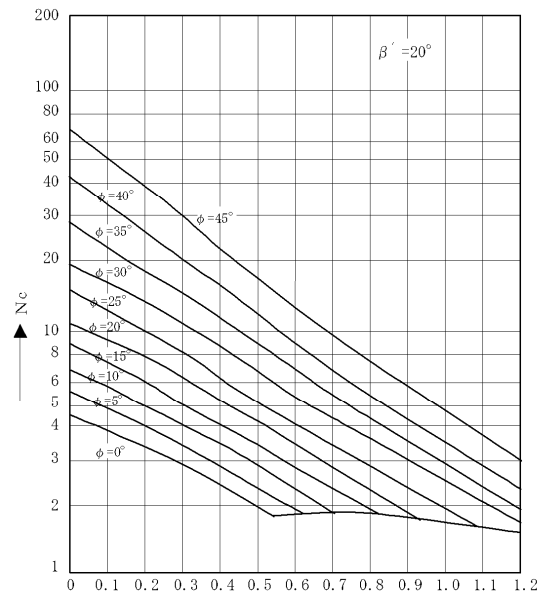


图7-13 支持力系数 N_c ($\beta' = 20^\circ$)

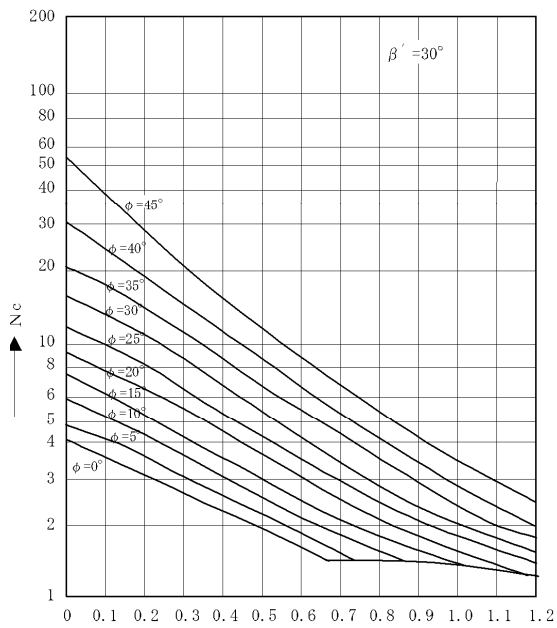


图7-14 支持力系数 N_c ($\beta' = 30^\circ$)

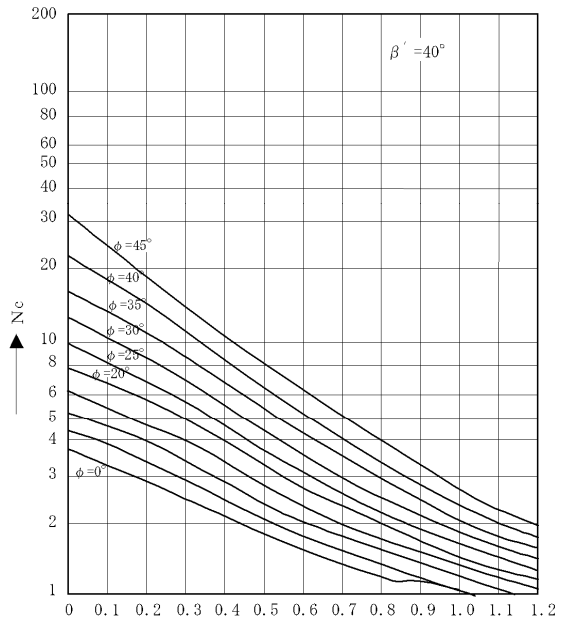


图7-15 支持力系数 N_c ($\beta' = 40^\circ$)

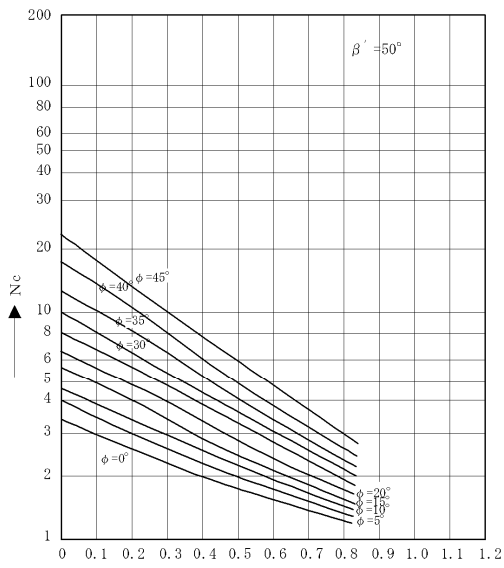


图7-16 支持力系数 N_c ($\beta' = 50^\circ$)

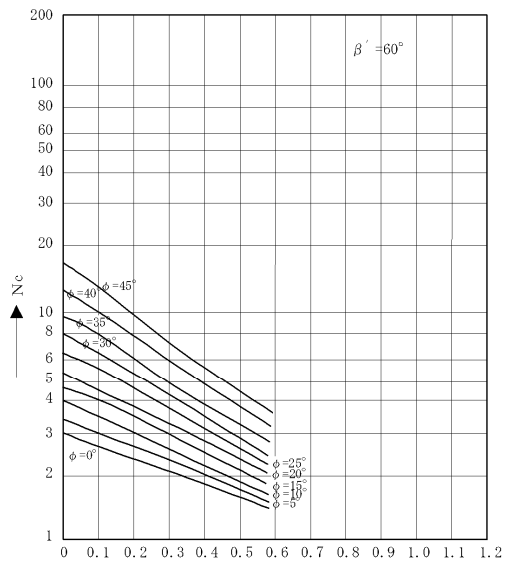


图7-17 支持力系数 N_c ($\beta' = 60^\circ$)

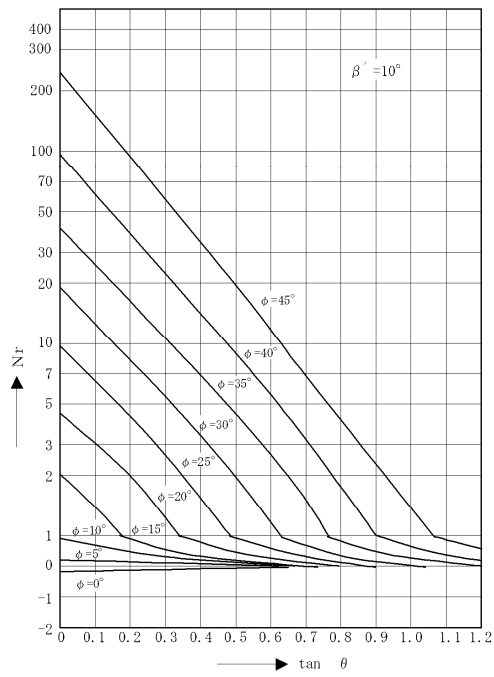


图7-18 支持力系数 N_r ($\beta' = 10^\circ$)

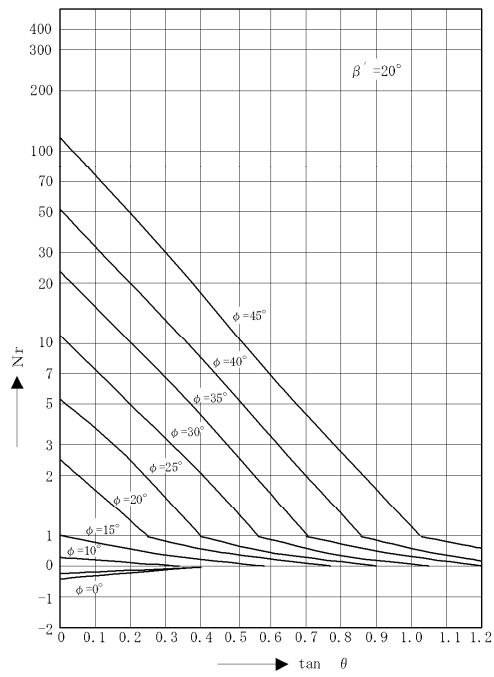


图7-19 支持力系数 N_r ($\beta' = 20^\circ$)

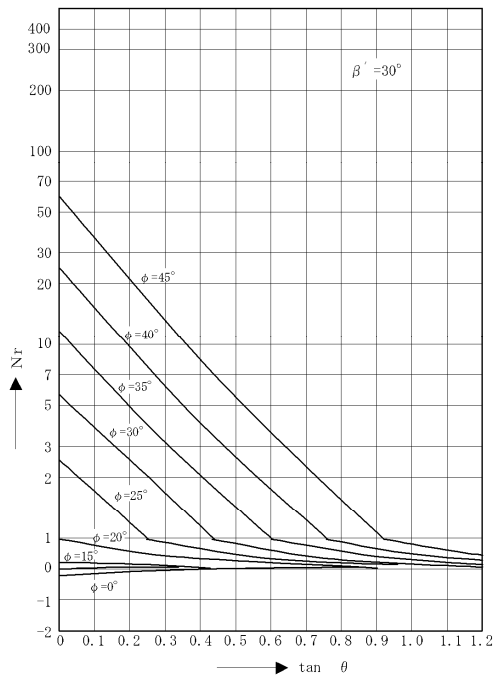


图7-20 支持力系数 N_r ($\beta' = 30^\circ$)

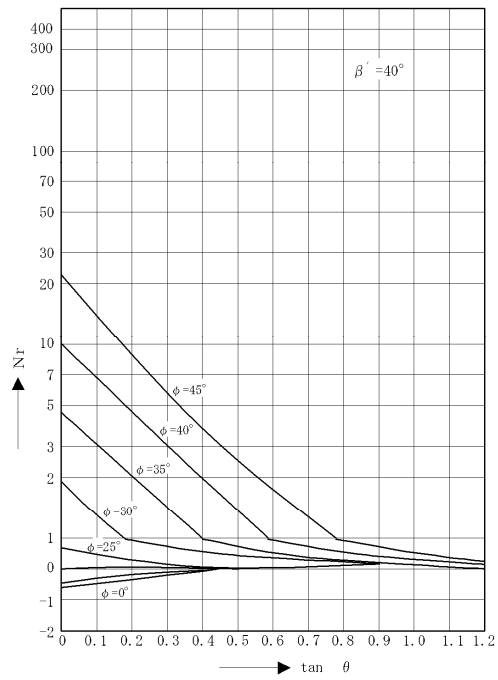


图7-21 支持力系数 N_r ($\beta' = 40^\circ$)

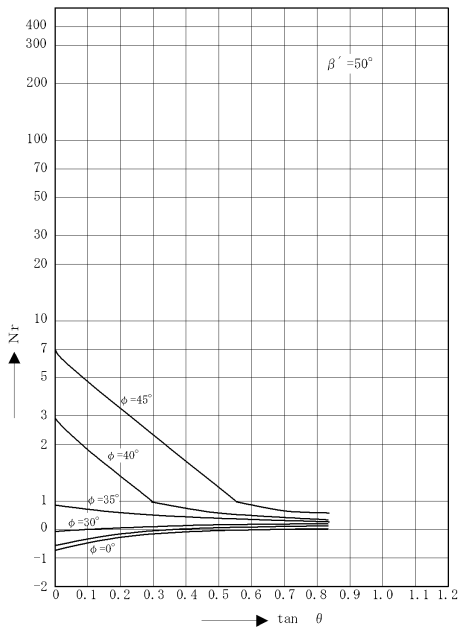


图7-22 支持力系数 N_r ($\beta' = 50^\circ$)

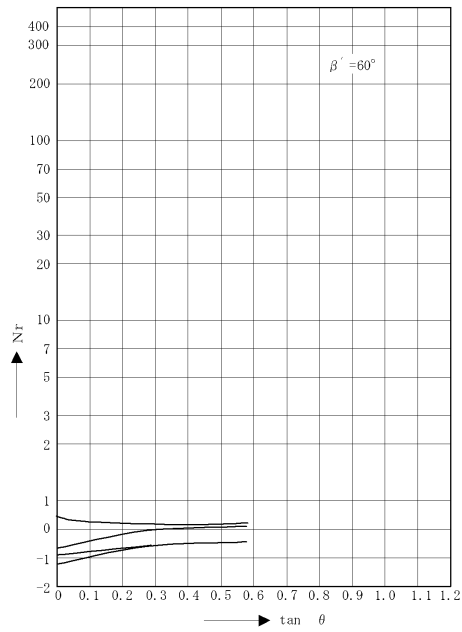


图7-23 支持力系数 N_r ($\beta' = 60^\circ$)

2) 許容支持力

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

表 7-8 安全率

計算条件	安全率
常時	3
地震時	2

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

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

2 - 3 直接基礎の施工

(1) 直接基礎が砂層または砂礫層の場合は、原則として割り栗石基礎（碎石基礎でも可、厚さ20cm） および均しコンクリート（ $\sigma_{ck}=18N/mm^2$ 、厚さ10cm）を施工する。この場合、栗石基礎は十分突き固めて、基礎地盤に少しくい込むようにしなければならない。

(図7-24参照)

(2) 底版付近の埋め戻しは、特にハッチングした部分について、良質な材料を用い、締め固め機械（震動ランマまたはインパクトランマ等）を使用して十分な締め固めを行わなければならない。

(3) 基礎が岩盤の場合は、図7-25に示す施工方法とすること。

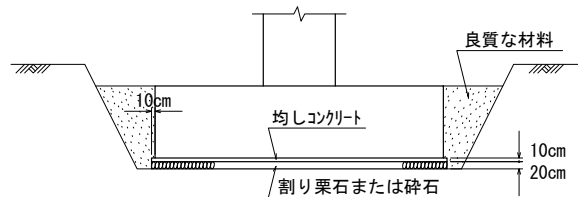


図7-24 砂質地盤の基礎の施工

(1) 河川橋では、河川管理者と割り栗石基礎の設置の可否について協議を行うものとする。

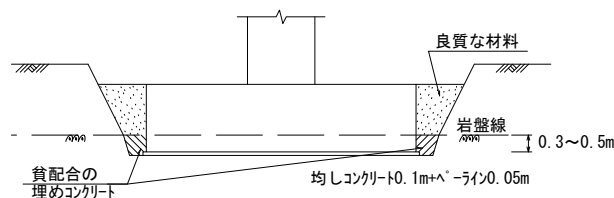


図7-25 岩盤の基礎の施工

第3章 杭基礎

3-1 設計一般

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

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

表 7-9 杭基礎の解析モデル

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

3) 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。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、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。

(4) 圧密沈下の影響

1) 圧密沈下により地盤が沈下が生じた場合、水平抵抗を期待できない領域が生じる恐れがあるため、設計上の地盤面を下げ基礎を突出されて設計するなどの配慮が必要となる。

2) 臨海部の長大橋など規模の大きい場合や、圧密層の性状等が一般的でない場合には、一般的な規模・条件の橋に適用される式により圧密沈下の影響を判断することは困難である。この場合、十分な調査を行い圧密沈下特性を把握したうえで、圧密沈下により上部構造に有害な影響を及ぼす可能性があるか個別の条件に応じた検討を行う必要がある。

(5) 側方移動の検討

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

2) 側方移動の検討において、盛土載荷荷重工法を行う場合は、対策効果を道示IV編（解9.9.1）により評価を行うことも可能である。又、固結工法により橋台背面側の基礎地盤強度を増加させる場合は、道示IV編（解9.9.1）は適用できない。

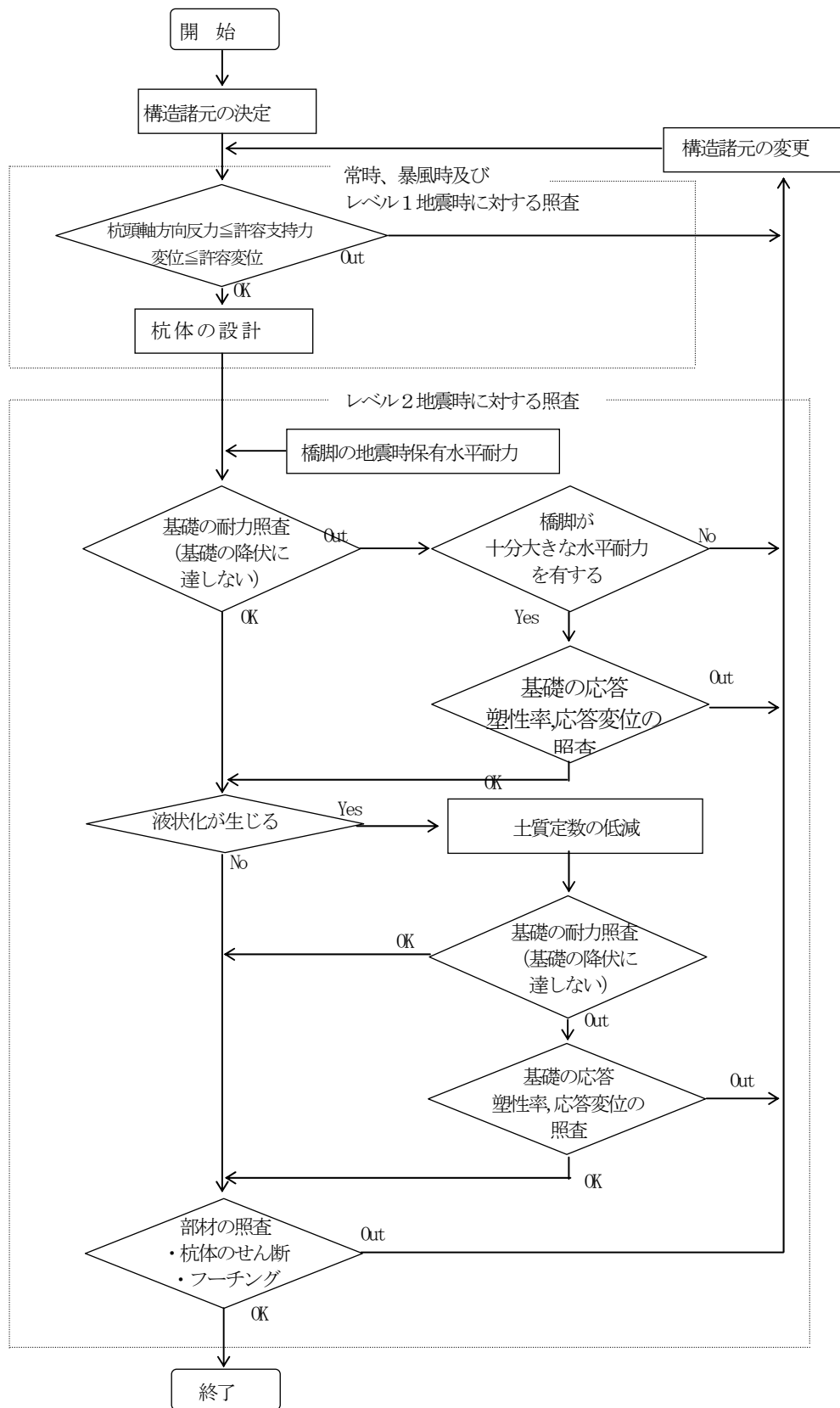


図 7-24 橋脚の杭基礎の設計計算フロー

3-2 杭の配列

3-2-1 杭配列上の原則

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

- (1) 杭は不等沈下をさけるため、できるだけ均等な荷重を受けるように配置するものとし、1つのフーチングの杭の最小本数は4本とする。
- (2) 斜杭を用いる場合は、以下の点に留意するものとする。
 - 1) 斜杭は原則として、複数列の直杭と組合せて用いるものとする。
 - 2) 斜杭の傾斜角は原則として 10° とする。
 - 3) 場所打ち杭は斜杭として使用しないものとする。
 - 4) 斜杭の場合、既製コンクリート杭は原則として継手なしとし、鋼管杭も現場継手1箇所程度に抑えるものとする。
 - 5) 斜め橋台 (75° 未満) においては、常時不均衡な杭反力を有することから、斜杭は用いないものとする。
 - 6) 圧密沈下を生じる地盤においては、圧密沈下により斜杭自体に荷重が作用し、これにより曲げを生じることから斜杭は用いないものとする。
 - 7) 斜杭を用いる場合は、直杭は全本数の $1/3$ 以上とする。
- (3) 斜め橋台の杭配置は以下に留意して適切に行わねばならない。
 - 1) 杭の配置は土圧方向に合わせる事を原則とする。ただし、斜角が 75 度以上の場合や 75 度未満の場合でもフーチングの拡大が困難な場合など、杭配置が困難になる場合はこの限りでない。
 - 2) フーチングの配筋が困難とならぬよう、フーチング主鉄筋と平行に配置する。
 - 3) 側方移動の判定が必要な軟弱地盤上の橋台では、土圧方向に一致させるものとする。
 - 4) フーチングが拡大された橋台では、図7-25に示すように計算上の本数の外に、鋭角部にも標準部と同等の間隔で配置しなければならない。ただし、三次元解析などのように偏土圧を考慮した解析を行った場合はこの限りでない。

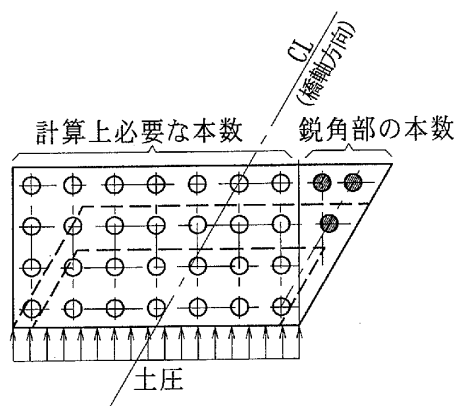


図7-25 フーチングが拡大された斜め橋台の杭配置

3-2-2 杭の最小中心間隔

杭の最小中心間隔およびフーチング縁端距離は、表7-10のとおりとする。

最外周の杭とフーチング縁端との距離は、載荷実験及び解析により、杭体が塑性化するような状況も含めて杭径の1.0倍を確保していれば、杭頭部に押し抜きせん断破壊等が生じない事が確認されたことから、標準的には杭径の1.0倍とすればよい

表7-10 杭の最小中心間隔およびフーチング縁端距離

杭の種類		最小中心間隔	杭中心からフーチング縁端までの距離
既製杭	打込み杭	2.5D	1.0D
	中掘り杭		
	プレボーリング杭		
場所打ち杭	オールケーシング杭	2.5D	1.0D
	リバーシブル杭		
	アースドリル杭		
鋼管ソイルセメント杭			

D : 杭径 (鋼管ソイルセメント杭の場合は鋼管径)

※回転杭は別途、道IV12.3参照

3-3 杭の軸方向許容支持力および許容引抜き力

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

(1) 杭の軸方向許容支持力は、根入れによって極端に大きくなる事があるが、大きく期待しすぎると、施工時における中間層の打ち抜きの可否、杭の損傷、支持力の発現などの問題も発生することがある。したがって、極端な許容支持力が出た場合は次の事項に留意するものとする。

- ① 中間層の地質調査の信頼性
- ② 打込み時の施工の妥当性
- ③ 各部構造の照査、杭種、杭径および配列の妥当性

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

表7-11 許容支持力の目安 (常時)

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

2) 支持層が軟岩、土丹の場合の極限支持力度は、次のとおりとする。

① 打込み鋼管杭については、道示IV参考資料 7.「軟岩・土丹を支持層とする打込み鋼管杭の軸方向押込み支持力の推定方法(案)」によるものとする。

② 場所打ち杭については、一軸圧縮強度(2,000~3,000kN/m²程度まで)の3倍程度を目安とするが、現場の状況、コアの性状、岩石試験などからその強度が明らかに期待できると判断される場合は、その試験結果をふまえ適切に定めるものとする。また、一軸圧縮強度 q_u 値がとれない場合は、杭先端地盤における換算N値を用いて60Nとして q_d を求めて良い。

3)十分に固結した砂礫層での場所打ち杭先端の極限支持力度 q_d は、5000kN/m²とする。なお、十分に固結した砂礫層とは、N値50以上の層が概ね5m以上続き、転石などがからんでいない層をいう。

4)N値が5以下の軟弱層では、粘着力をN値より推定することは信頼性が乏しいため、N値より最大周面摩擦力を推定してならない。この場合は、別途土質試験により粘着力を求め、これにより最大周面摩擦力度を推定するものとする。

5)プレボーリング杭、鋼管ソイルセメント杭、回転杭の先端支持力度は道示IV12.4.1の基準によるものとする。

(2) 常時においては原則として、引抜き力が生じないよう杭を配置するものとするが、やむを得ず引抜き力が生じる場合においても、その引き抜き力は杭の有効重量以下とするものとする。

ただし、不静定構造物で温度変化の影響が大きいなど、特殊な場合はこれによらなくてよいものとする。

(3) 道示に示されている杭先端の極限支持力度の算定法は、良質な支持層が十分な厚さを有する場合の単一地盤を前提にしている。中間層に十分締まった洪積の砂礫地盤や砂地盤が薄層として存在する場合で、下位粘土層の $q_u \geq 100\text{kN/m}^2$ かつ $H/D \geq 1.0$ 以上となる場合は、薄層支持杭として先端の極限支持力を算定するものとする。

薄層支持された杭の極限支持力度は、道示IV12.4.4 および杭基礎便覧より求めるものとする。ただし、中掘り杭の先端処理工法がセメントミルク攪拌の場合は、これによらないものとする。

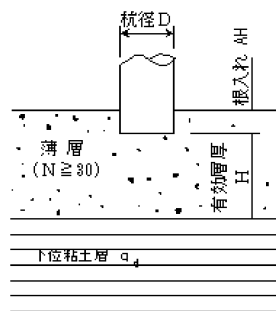


図 7-3-3 薄層支持の概念図

(4) 打ち込み杭以外の杭の許容支持力の算出において、支持層内の先端から杭径程度の範囲の周面摩擦力は考慮しない

(5) 施工技術の進歩から場所打ち杭を岩盤深く埋め込むことが可能となり、岩盤中の杭の周面抵抗を期待して設計することが考えられるが、岩盤中の周面抵抗に関するデータはほとんどなく、支持力推定方法が明確でないこと等から、岩盤への根入れは1D程度とすることが望ましい。やむをえず、岩盤中の周面抵抗を考慮する場合は、個別に鉛直載荷試験を実施して評価を行う。

3-4 杭の反力および許容変位量

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

表7-12 許容変位量（設計地盤面）

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

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

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

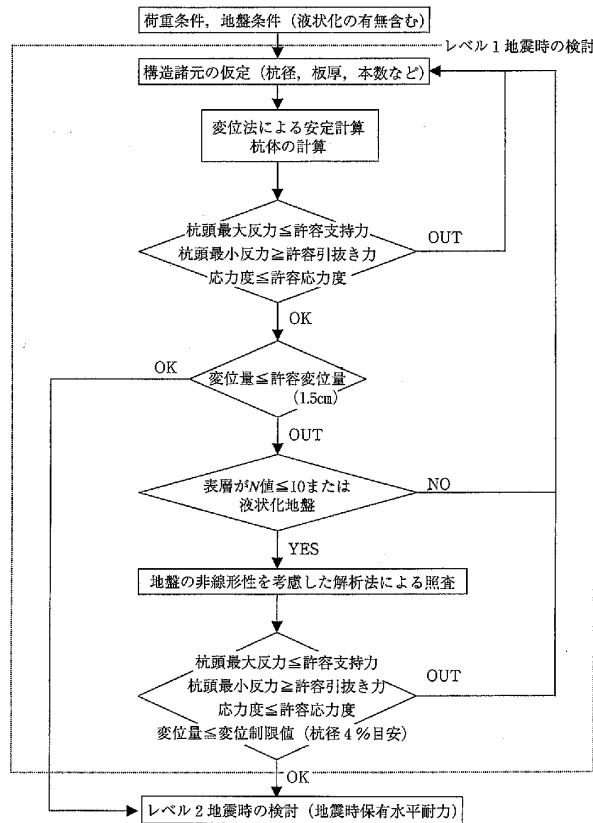
杭 種	水平変位の緩和値
鋼管杭、SC杭 PHC杭、鋼管ソイル	杭径の3.5%

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

①比較的軟弱な地盤（表層深さ l/β 程度までの地盤の平均 N 値が10程度以下、または液状化の可能性のある地盤）

②レベル1地震時の設計において、杭体が弾性体として扱える杭（鋼管杭、PHC杭、SC杭）

水平変位の制限を緩和したレベル1地震時の杭基礎設計のフローを以下に示す



3-5 杭のバネ定数

(1) 杭の軸方向バネ定数 K_v

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

(2) 杭の直角方向バネ定数

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

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

3-6 杭とフーチングの結合部

杭とフーチングの結合は原則として剛結合とし、結合方法は、道示IV12.9.3に示す「方法B」とする。

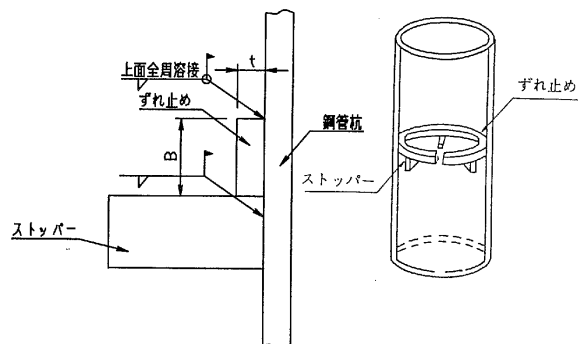
- (1) 杭とフーチングの結合方法には「方法A」および「方法B」があるが、「方法A」は近年ほとんど採用されていないため、B工法を基本とする。
- (2) 従来鋼管杭において「方法B」を用いた場合、結合部の断面耐力が小さいため、杭断面応力度に余裕があるにもかかわらず杭本数を増やさざるを得ないときには、経済性を考慮し、補強鉄筋を杭本体に溶接する方法（「方法B'」）を用いてきたが、底版の配筋との干渉等の問題が多くあるため用いないものとする。
- (3) 杭頭鉄筋に高強度鉄筋（SD390、SD490）を用いる場合は、底版のコンクリートの設計基準強度は $\sigma_{ck}=30\text{N/mm}^2$ を用いる。
- (4) 杭頭鉄筋による耐力は、杭体の耐力以上とすること。
- (5) 杭とフーチングの結合部の応力度照査は、表 7-14 に示す項目についておこなうものとし、計算方法については「杭基礎設計便覧」によるものとする。

表 7-14 応力度照査項目

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

- 1) 水平支圧応力度の照査において杭のフーチングへの埋込み長が 100mm で許容値を満足しない場合は 150mm までとしてよいものとする。
- 2) 仮想鉄筋コンクリート断面の地震時保有水平耐力による照査は、降伏させない事を原則とする。場所打ち杭の場合は、杭本体以上の耐力を有しているため照査を省略して良い。

- (6) 鋼管杭における中埋めコンクリートのずれ止めの現場溶接は、その施工性を考慮し、ずれ止め上側一面の全周すみ肉溶接とする。この場合、溶接サイズ（脚長）はずれ止め厚さ以下とし鋼管杭の肉厚以内とする。



杭径 (mm)	t (mm)	B (mm)
800未満	9	25
800~1200	12	25

図7-28 ずれ止めの取付構造

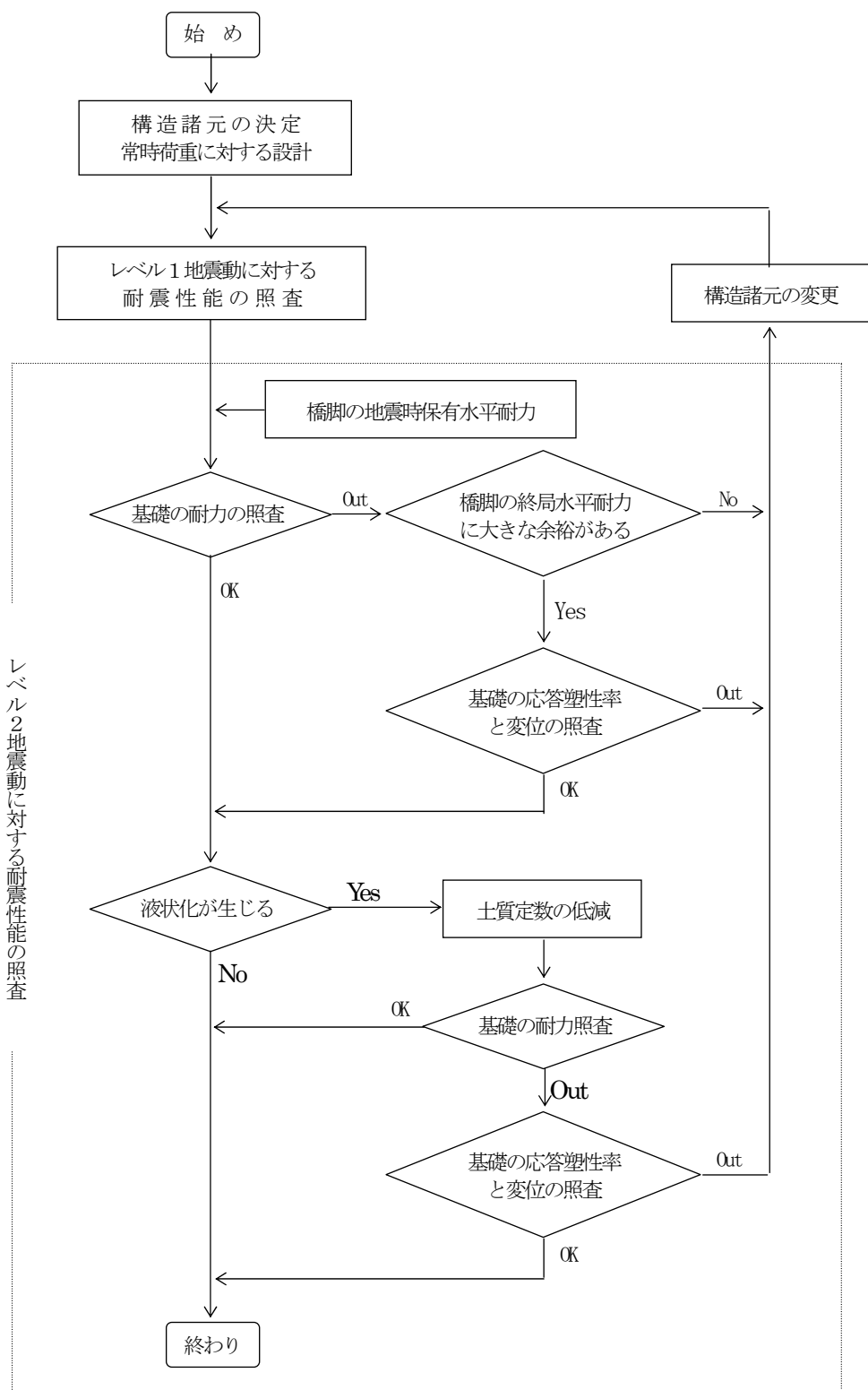
- (7) 杭頭結合部の補強鉄筋は、 $L_0 + 10d$ 以上まっすぐのばし、定着することを原則とする。

3-7 レベル2地震時に対する照査

(1) 橋脚基礎に対する地震時保有水平耐力法による設計は、杭体および地盤の抵抗要素の非線形性を考慮した地盤バネに支持された杭ラーメン構造を用い、下記を照査するものとする。

- 1) 基礎は作用荷重に対して、原則として降伏状態に達してはならない。
 - 2) 橋脚の耐力が著しく大きい場合および液状化が生じる場合には、基礎に主たる非線形性が生じることを許容するものとするが、この場合は、道示耐震設計編12.4の規定により基礎の応答塑性率及び応答変位を算出し、これらをそれぞれ道示12.10.3に規定する基礎の許容塑性率及び許容変位以下としなければならない。
 - 3) 基礎の各部材の耐力は、それぞれに生じる断面力以上でなければならない。
- (2) 基礎の抵抗特性は非線形を考慮して道示12.10.4により求める。

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



レベル2地震動に対する耐震性能の照査

図 7-29 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の耐震設計の手順

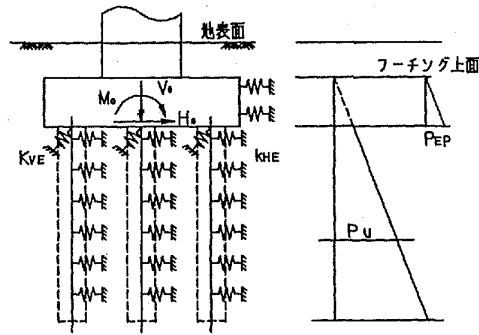


図 7-30 地震時保有水平耐力法の解析モデル

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

作用荷重は以下とする。

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

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

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

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

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

尚、道示V12.4に示す、基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比 r は 0、減衰定数別補正係数 C_0 は 2/3 とするものとする。許容塑性率は、橋脚杭基礎で 4、橋台杭基礎で 3 とする。斜杭は橋脚で 3、橋台で 2 とする。また場所打ち杭に SD390、SD490 を使用する場合橋脚は 2、橋台は基礎を塑性化させないこととする。

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

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

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

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

1) 杭体の曲げモーメント-曲率関係 (M-φ)

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

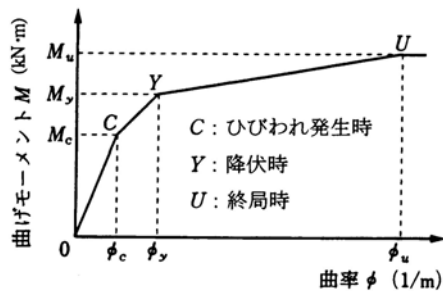


図 7-31 場所打ち, RC, PHC, SC 杭のM-φ図

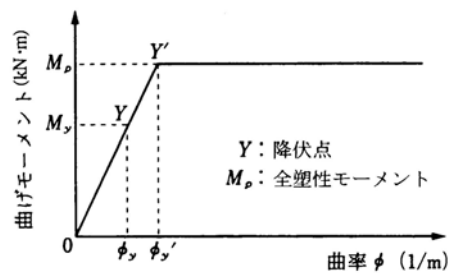
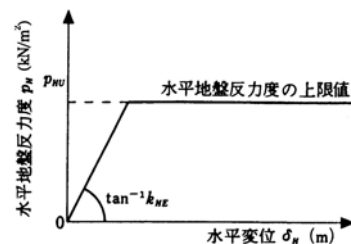
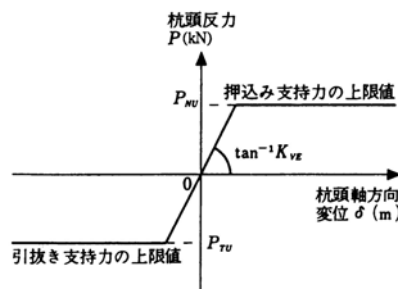


図 7-32 鋼管杭, 鋼管ソイルセメント杭のM-φ図

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



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

長期的に安定する地盤面の設定は、下記の点に留意するものとする。

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

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

3-8 構造細目

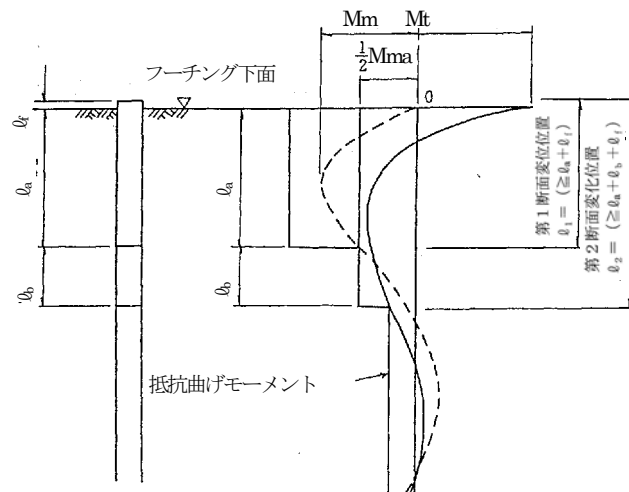
3-8-1 鋼管杭

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

表7-15 杭径と板厚の範囲

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

- (3) 杭の断面変化は図7-35に示す方法によるものとする。



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

図7-35 断面変化の位置

(4) 杭の継手は原則として板厚および材質が異なるときは工場継手とし、同厚で同材質の場合は現場継手とする。杭の素管の最小は2mとする。

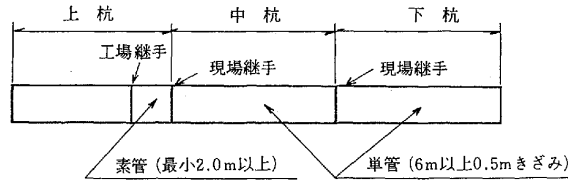
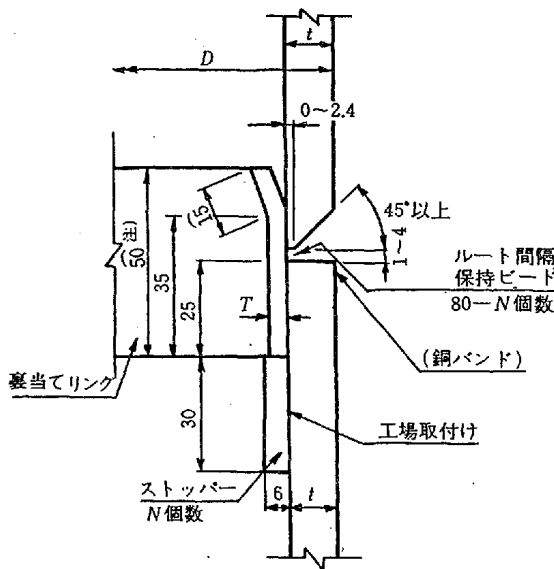


図7-36 杭の継手位置

(5) 杭の腐食代

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

- (1) 鋼管杭は、管の直径に比べ板厚が薄いことから、施工中の過大な打撃力あるいは偏心打撃による局部的損傷、杭保管時および重機などを使用してのハンドリング中の変形を考慮し、杭径に対する板厚を規定したものである。
- (2) 鋼管杭の極端な断面変化は応力集中が生じることから、この影響を考慮して板厚変化の最大値は7mmとしたものである。
- (3) 杭の断面変化位置は、常時またはレベル1地震時で検討し、図7-35に従って決定する。
- (4) 1) 設計計算上、板厚変化が7mm以内で対応可能な場合には、工場継手は原則として1箇所とする。
 2) 単管の長さは6m以上12m以下0.5mきざみとする。(JIS A 5525)
 3) 現場継手部の許容応力度は、道示IV. 4.4に規定する工場溶接部の許容応力度の90%とする。
 4) 現場継手の構造は図7-37～図7-39とする。



注) 杭外径1,000mm以下は50mm, 杭外径1,000mmを超えるものは70mmを使用する。ただし、中掘り杭工法の場合には杭径にかかわらず50mmを使用する。

図7-37 現場継手の形状

表 7-16 銅バンドの寸法

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

表 7-17 裏当てリングの厚さ

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

ルート間隔保持バンド個数

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

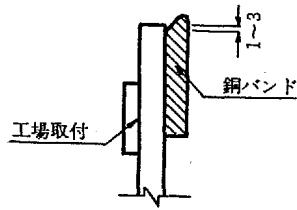
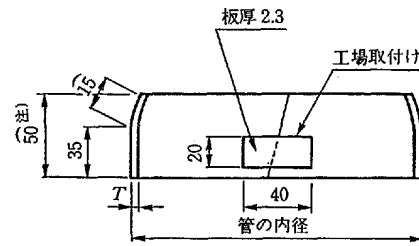


図 7-38 銅バンドの形状



注) 杭外径 1,000 mm 以下は 50 mm、杭外径 1,000 mm をこえるものは 70 mm を使用する。ただし、中掘り杭工法の場合には杭径にかかわらず 50 mm を使用する。

図 7-39 裏当てリングの形状

3-8-2 場所打ち杭（深礎杭を除く）

(1) 杭径は原則として、表7-19のとおりとする。

表7-19 場所打ち杭（深礎杭を除く）の杭径

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

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

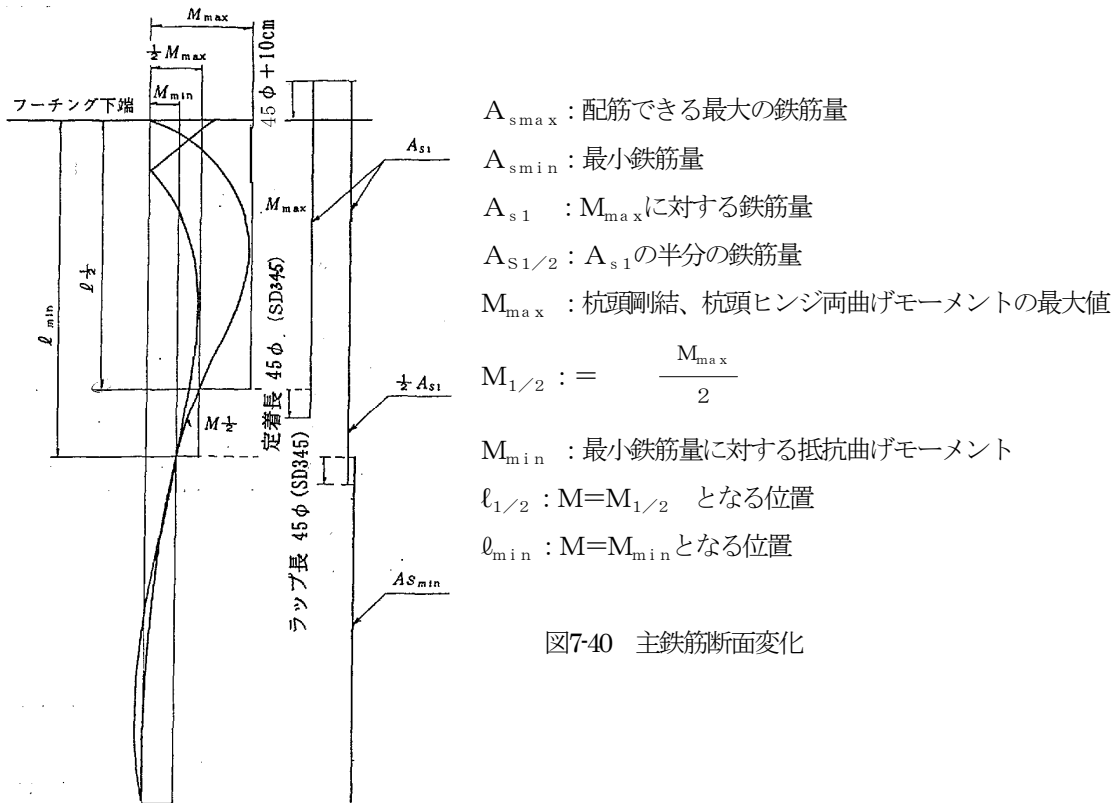


図7-40 主鉄筋断面変化

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

※は鉄筋中心間隔を表す。

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

表7-21 帯鉄筋の径

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

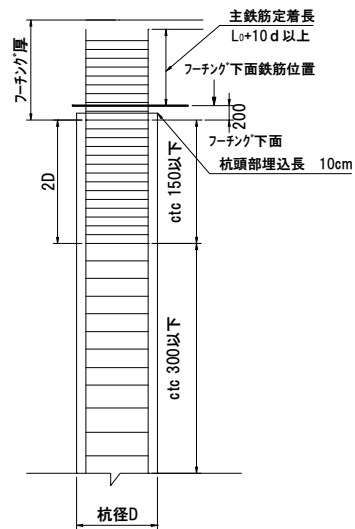


図7-41 帯鉄筋の配置

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

- (1) アースドリル工法で素掘りの場合の杭径は、公称径を設計径としてよいが、孔壁の崩壊防止のため人工泥水（安定液）を使用する場合には、設計径は公称径より 5 cmを差し引いた値とする。
- (2) 杭の主鉄筋断面変化をおこなう際のフローは、図 7-43 のとおりとする。
- (3) 1) 配筋に際しては、次の事項に留意するものとする。
 - イ) 主鉄筋の最小純間隔は、水中コンクリートの充填性を考慮し、最大粗骨材径を 40mm として算定したものである。
 - ロ) 鉄筋の重ね継手長は 45ϕ とする。
 - ハ) 鉄筋はできるだけ定尺物（3.5～12.0mまで 50 cm単位）を使用し、端数調整は最下端の鉄筋でおこなうものとする。
 - ニ) 帯鉄筋は、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。

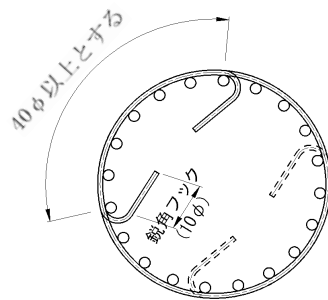


図 7-42 場所打ち杭の帯鉄筋定着方法

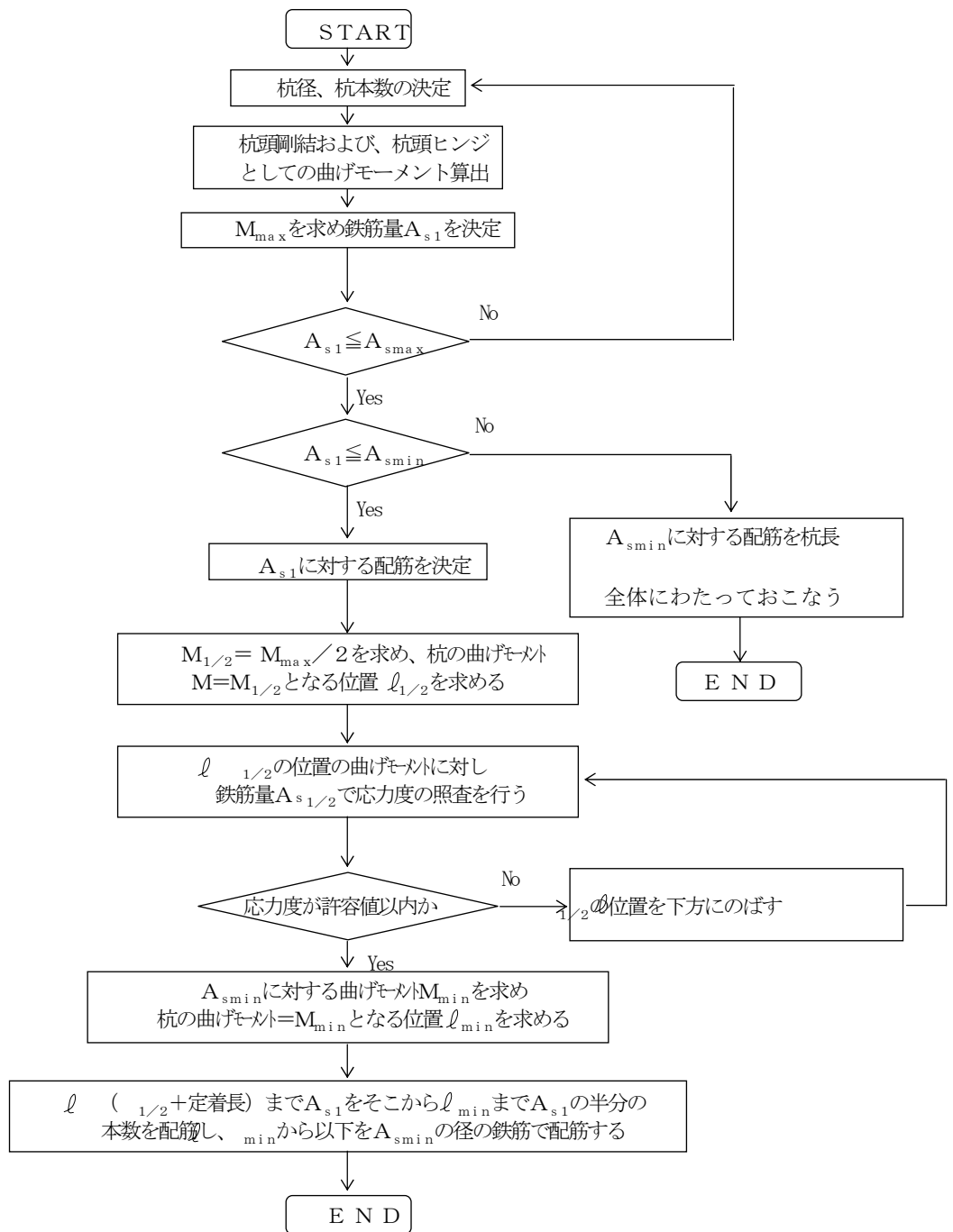


図 7-43 主鉄筋断面変化の設計フロー

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

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

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

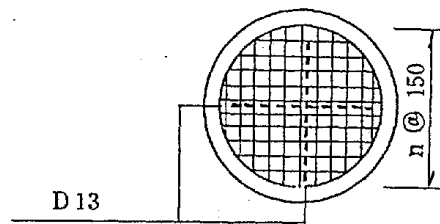


図7-44 くい先端部配置図

第4章 斜面上の深礎杭

4-1 設計一般

(1) 適用範囲

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

(2) 設計の基本

1) 深礎基礎は斜面の影響を考慮して設計しなければならない

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

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

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

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

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

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

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

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

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

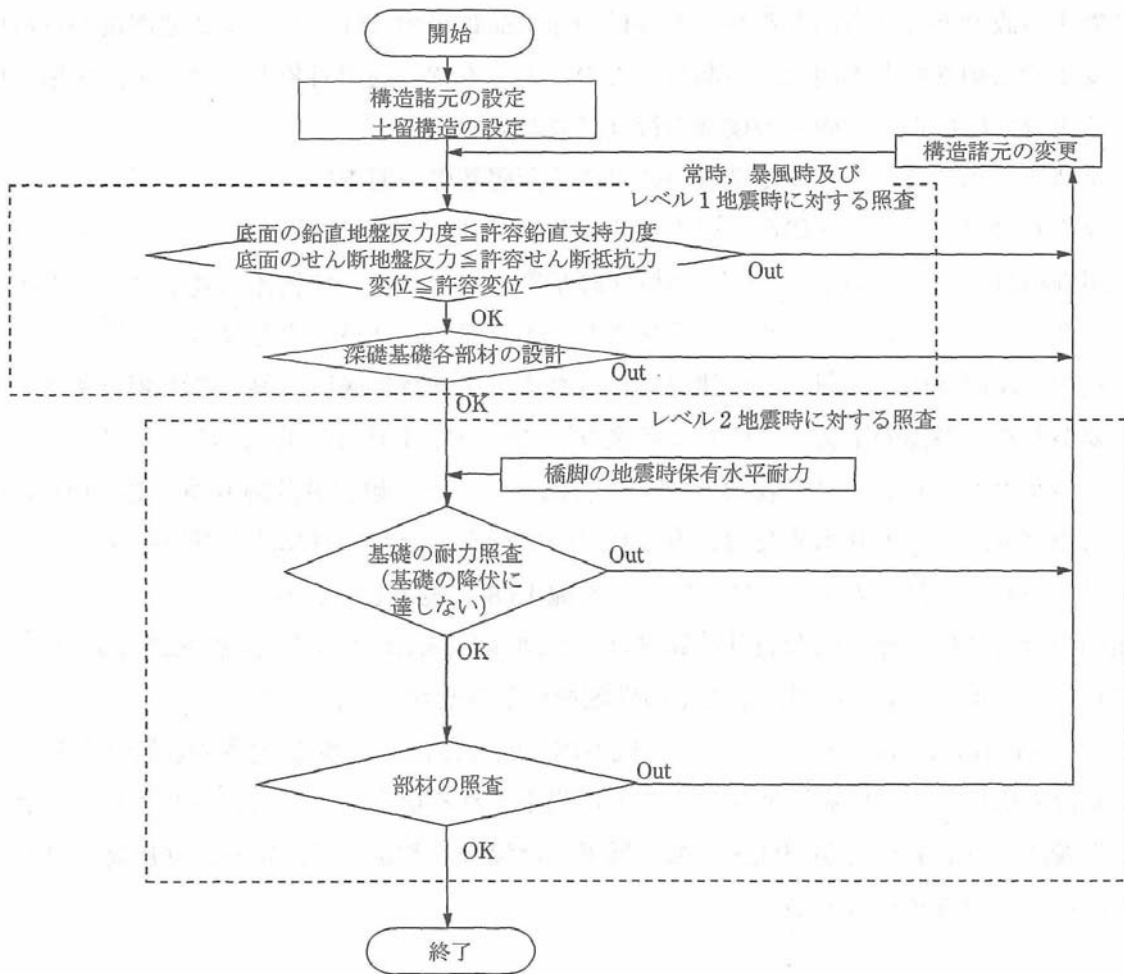
① 深礎基礎底面における鉛直地盤反力度は、地盤の許容支持力を超えてはならない。

② 深礎基礎の設計地盤面における変位量は、許容変位量を超えてはならない。

③ 深礎基礎本体に生じる応力度は、許容応力度を超えてはならない。

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

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



4-2 支持層の選定

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

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

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

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

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

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

地震時土圧算定は(1)で示した設計震度を用いるものとする。

以上の概要を図7-45に示す。

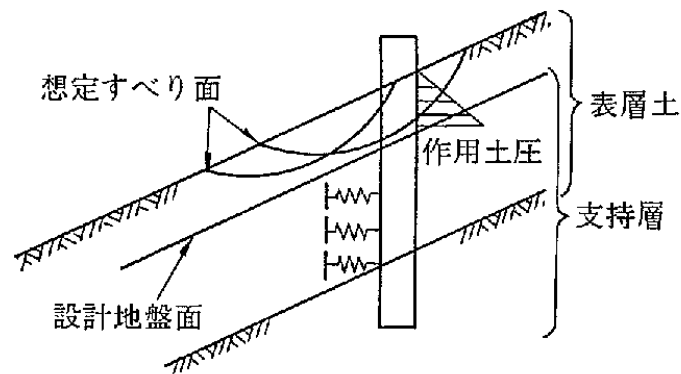


図7-45 支持層と設計地盤面

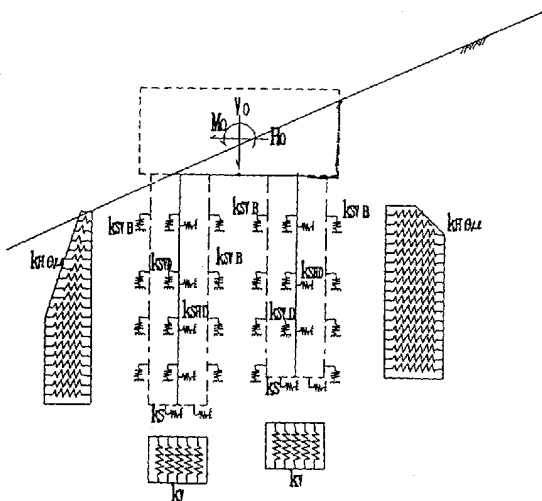
(3) 現地盤が地すべりの危険性がある場合は、別途地すべりの位置や地すべりの荷重の取り扱いについて検討しなければならない。ただし、地すべり抑止工と橋梁の基礎とは、その許容する挙動の範囲や影響度が異なることから構造物の基礎と切り離して考えるものとする。また、工事用道路等、施工時に斜面を掘削する場合は、その影響を考慮して設計地盤面を設定しなければならない。

4-3 荷重分担

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

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

- (1) モルタルライニングや逆巻コンクリート等による新しい土留め工法では、杭周面のせん断地盤抵抗を考慮できるものとした。但し、従来のライナープレートによる土留構造は、ライナープレートと地山の間には、グラウトが充填されるものの、グラウト施工の不確実性やグラウト充填までに地山の緩みが生じやすい事等から、杭周面のせん断抵抗は設計上考慮しないものとする。
- (2) 水平荷重は、設計地盤面よりも下方で支持されるものとして、フーチングの根入部および設計地盤面よりも上方では支持させてならない。
- (3) (1)、(2)に示した深礎基礎の抵抗要素を図7-46 および表7-22に示す。



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

図7-46 地盤抵抗要素

表7-22 計算モデル

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

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

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

4-4 杭配列

- (1) 組杭深礎基礎の最小本数は、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。
- (2) 杭径（公称径）は原則として以下の通りとする。
2.0, 2.5, 3.0, 3.5, 4.0 4.0m以上は1mピッチ
- (3) 柱状体深礎基礎の杭径は5m以上、組杭深礎基礎の杭径は2m以上とする。
- (4) 最小中心間隔は原則として深礎杭径の2倍とする。また、深礎杭の外周面からのフーチング縁端までの距離は250mm以上とする。

(1) 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。

(2) 杭径は、作業性、安全性等から最小径を公称径2.0mとする。公称径は、一般に図7-4-3に示した通りである。

深礎が深くなると施工上の安全性を確保するために径を大きくする必要がある。一般に使用されている径と深さの関係は径の10倍程度であり、施工実績としては30m程度までとなっている。

(3) 柱状体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。また、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。

(4) 深礎杭の外周面からフーチング縁端までの距離は、構造物の掘削量を少なくすることを考慮して最小250mmとしてよい。ただし、フーチングの水平方向の押し抜きせん断の照査を行うものとする。

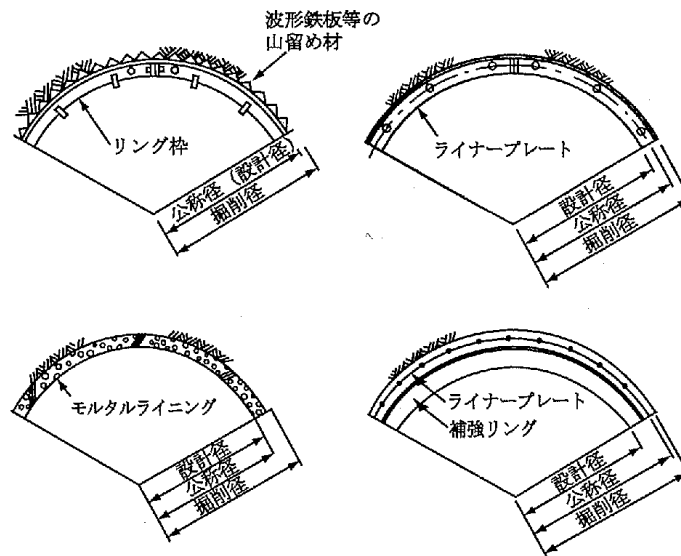


図7-47 深礎工法による深礎の径

4-5 地盤反力係数

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

- (1) 深礎杭の設計に用いる地盤定数は、原位置試験および室内試験をおこなうとともに、他の資料を参考とし適切に定めるものとする。なお、他の機関における変形係数、せん断係数の測定例は表 7-23、表 7-24 の通りである。

表 7-23 変形係数の測定例 (kN/m²)

岩 級		粘板岩 (ダ 峠 峠 の例)		花崗岩 (本四連絡橋基礎の例)	
		範 囲	平 均	範 囲	平 均
硬 岩	B	3,000,000以上	※3,000,000	1,200,000~3,000,000	2,000,000
	C _H	1,000,000~3,000,000	2,000,000	600,000~1,200,000	800,000
	C _M	500,000~1,000,000	750,000	300,000~ 600,000	400,500
軟 岩	D _L	100,000~ 500,000	300,500	150,000~ 300,000	200,000
	D	100,000以下		5,000~ 150,000	10,000~100,000

※最小値を示す

表 7-24 せん断定数の測定例

岩 級		粘 板 岩 (ダ 峠 峠 の例)				花崗岩(本四連絡橋基礎の例)		
		C (kN/m ²)		φ (度)		C (kN/m ²)		φ (度)
		範 囲	平 均	範 囲	平 均	範 囲	代表値	代表値
硬 岩	B	2250~2750	2500	4000~5000	4500	1500~2500	1500	4500
	C _H	1750~2250	2000	3500~4500	4000	1000~2000	1000	4000
	C _M	750~1750	1250	3500~4500	4000	500~1000	500	4000
軟 岩	D _L	250~750	500	3000~4000	3500	100~1000	100	3700
	D	100以下	0	2000~3000	2500	0~500	0	3000~3500

出典：「橋梁（設計要領等）と講習会テキスト」昭和62年12月 財団法人高速道路技術センター

- (2) 斜面の影響や隣接杭の影響は、杭基礎設計便覧に基づくものとする。

4-6 地盤の鉛直支持力度

(1) 許容支持力度

深礎杭底面の許容支持力度は、次式により求める

$$q_a = \alpha q_{a0}$$

$$q_{a0} = 1/n (q_{d0} - \gamma_2 D_f) + \gamma_2 D_f$$

q_a : 杭底面の許容支持力度 (kN/m²)

q_{a0} : 仮想水平地盤の許容鉛直支持力度

α : 杭底面以深の基礎前面斜面の影響による低減係数で図7-48の値とする。

q_{d0} : 仮想水平地盤での深礎底面の地盤から決まる
 極限支持力度 (kN/m²) で道示IV式(11.4.1)で求める。

n : 安全率または上限値決定のための補正係数 (表7-25)

D_f : 有効根入れ長 (m)

γ_2 : 深礎底面より上にある地盤の単位体積重量(kN/m³)

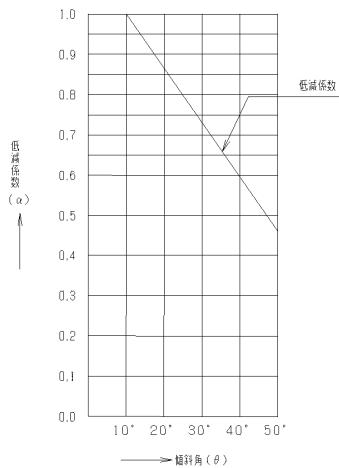


図7-48 低減係数

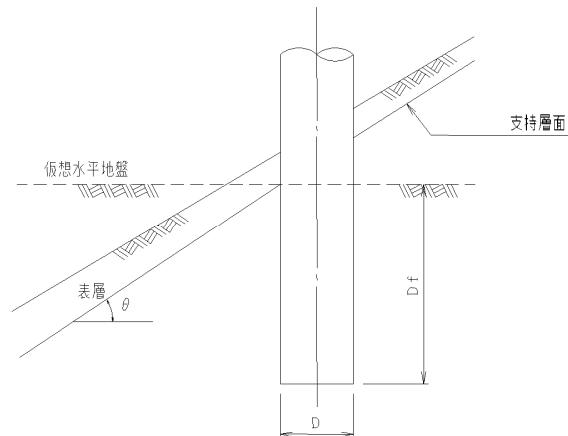


図7-49 有効根入れ長

表7-25 安全率または上限値決定のための補正係数

常時	レベル1地震時	地震時保有水平耐力法
3	2	1

※暴風時の補正係数は、レベル1地震時の値として良い。

深礎杭の鉛直支持力度の検討は深礎底面で行い、斜面の傾斜角の影響を考慮するものとする。斜面の影響を考慮した深礎底面の鉛直支持力度は、仮想水平地盤における許容鉛直支持力度に低減係数 α を乗じて求めるものとする。

4-7 地盤の水平支持力

(1) 水平地盤反力の上限值は、下式により求める

$$R_{qu} = \frac{R_q}{m}$$

R_{qu} : 水平地盤反力の上限值(kN)

R_q : 極限水平支持力(kN)で(2)で求める

m : 上限値決定のための補正係数で表7-4-5として良い。

表7-26 補正係数 (m)

常時	レベル1地震時	地震時保有水平耐力法
3	2	1

※暴風時の補正係数は、レベル1地震時の値として良い。

(2) 極限水平支持力は図7-50 に示す直線すべり面のせん断抵抗力の最小値として、次式より求める。

$$R_q = \frac{W(\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) + c \cdot A}{\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi}$$

R_q : 極限水平支持力(kN)

W : すべり面より上の
地盤の重量 (kN)

A : すべり面の面積(m²)

ϕ : 地盤のせん断抵抗角(°)

c : 地盤の粘着力 (kN/m²)

α : R_q が最小となる角度とする
($0 < \alpha < 180^\circ$)

β : すべり面のひろがり角で
土砂・軟岩 $\beta = 30 + \phi/3$
硬岩 $\beta = \phi/3$ とする。

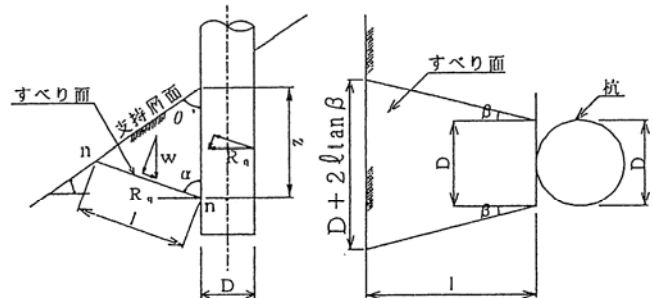


図7-50 すべり土塊の概念

尚、すべり土塊の広がり幅は、 $(D + 2L \tan \beta)$ とする。

- (3) 極限水平支持力の算定にあたっては前面杭および隣接杭の影響を考慮しなければならない。
- (4) 塑性化領域の極限抵抗力の合力は、その領域の土塊重量によるすべり面に生じるせん断抵抗力として考慮するものとする。塑性化領域の抵抗力は、極限水平支持力と同じ方法で求めるものとする。但し塑性化後のせん断定数は表7-27によるものとする。

表7-27 塑性化後のせん断定数

	土砂～軟岩 (C_L)	中硬岩 (C_M 以上)
粘着力 C_0	C	0
せん断抵抗角 ϕ_B	ϕ' ($\phi' = \phi \leq 30^\circ$)	$2/3 \phi'$ ($\phi' = \phi \leq 30^\circ$)

但し (2)の式中で $C=C_0$ 、 $\phi = \phi_B$ に置き換えるものとする。

(2) 式は杭前面の壁面摩擦を考慮しない場合の極限水平支持力を示したものである。杭の周囲のせん断抵抗を考慮できる場合でも、本式によるものとする。

地層構成が多層からなる場合の極限支持力 R_q は以下の方法で算定して良い。

- ①すべり角度 α : すべり土塊が複数の地層に及ぶ場合にも、すべりは1面すべりであると仮定し、すべり角度を変化させて最小となる極限水平支持力を計算する。
- ②広がり角度 β : すべり角度と同様に土塊の広がり角度は、地層の変化によらず一定であると仮定し、その大きさはすべり面上の各地層のすべり面の長さが最も大きい地層に対応した値とする。

2層地盤の場合の例を図7-51に示す。

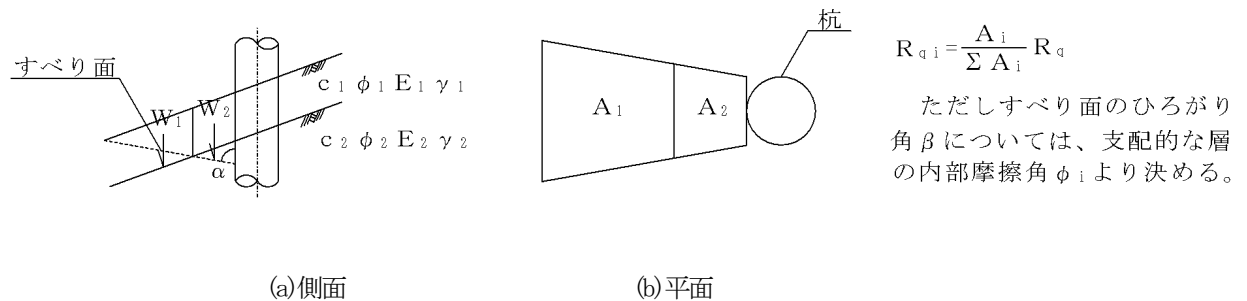


図7-51 2層地盤の取扱い例

(3) 杭の中心間隔が小さくなると、図 7-50 に示したすべり面が前面杭あるいは隣接杭のすべり面と交わることがある。この際は設計においては安全側の判断として図 7-52 において着色した部分のみを有効と考え、支持力を算出する際のすべり土塊は全ての杭で独立であるとして計算してよい。

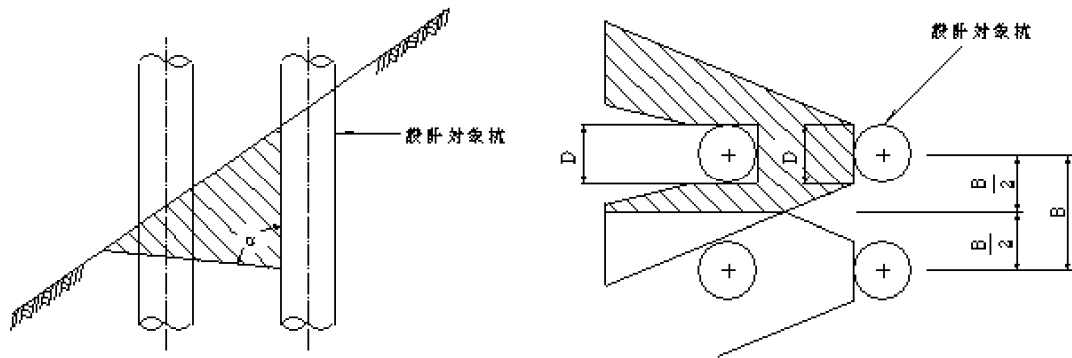


図 7-52 複数杭の塑性化領域

4-8 杭底面地盤のせん断抵抗力の上限値

深礎杭底面におけるせん断抵抗力の上限値は、次式より求める。

$$S_U = \frac{1}{m} (C_B A' + N \tan \phi_B)$$

S_U : 杭底面におけるせん断抵抗力の上限値 (kN)

C_B : 杭底面と地盤との間の粘着力 (kN/m²)

ϕ_B : 杭底面と地盤との間のせん断抵抗角 (度)

A' : 有効載荷面積 (m²)

: 底面に作用する鉛直力 (kN)

m : 上限値決定のための補正係数 (表 7-4-7)

表 7-28 補正係数 (m)

N	常時	レベル 1 地震時	地震時保有 水平耐力法
	3	2	1

基礎底面と地盤との間の粘着力および摩擦係数は表 7-29 としてよい。

表 7-29 せん断抵抗角と粘着力

条 件	せん断抵抗角 (摩擦係数)	粘着力
土とコンクリート	$\phi_B = 2/3 \phi$	$C_B = 0$
岩とコンクリート	$\tan \phi_B = 0.6$	$C_B = 0$

尚、基礎底面のせん断力がせん断抵抗力の上限値を超過し、塑性化した場合には、せん断抵抗力の上限値が作用しているものとして良い。

4-9 杭周囲のせん断地盤反力度の上限値

杭周囲のせん断地盤反力度の上限値は、施工法に応じて定めるものとする。

(1) 土留め構造としてモルタルライニングや逆巻コンクリートを採用した場合には、杭周囲のせん断地盤反力度の上限値として次式を用いるものとする。

① 杭周囲のせん断地盤反力度の上限値

$$f_u = \frac{f}{m}$$

② 杭周辺の極限せん断地盤反力度

1) 砂質土及び岩盤

$$f = \min \{5N, (C + P_0 \tan \phi)\} \leq 200$$

2) 粘性土

$$f = (C + P_0 \tan \phi) \leq 150$$

f_u : 杭周囲のせん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

f : 杭周囲の最大せん断抵抗力度 (kN/m²)

N : 標準貫入試験のN値

C : 土の粘着力 (kN/m²)

P_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角(度)

m : 上限値決定のための補正係数(表7-30)

表7-30 補正係数

		常時	レベル1 地震時	地震時保有 水平耐力法
杭側面の水平方向せん断地盤反力度		1.5	1.1	1.0
杭周囲の鉛直方向 せん断地盤反力度	押し込み力	3.0	2.0	1.0
	引抜き力	6.0	4.0	1.0

(2) 従来のライナープレートを用いた土留め形式では、杭周囲のせん断抵抗は考慮してならない。

4-10 レベル2地震時に対する照査

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

(1) 深礎基礎が道示の杭基礎とケーソン基礎との中間的な特性を示すことから、表 7-31 に示す方法を用いるものとした。

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

(2) 深礎基礎の全体挙動における降伏、すなわち、上部構造の慣性力作用位置での変位が急増する点は、地盤条件や基礎の諸元等の抵抗側条件と荷重条件との関連により決定され、局所的降伏が必ずしも基礎の全体挙動としての降伏と一致しない場合が存在する。そのため、図 7-53 に示す要領で、応答塑性率の照査に用いる単調増加な荷重を基礎に作用させ、基礎の荷重～変位関係を算定し、設計荷重作用時の基礎の状態と降伏時の基礎との比較から基礎が降伏しているかを判定するものとする。

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

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

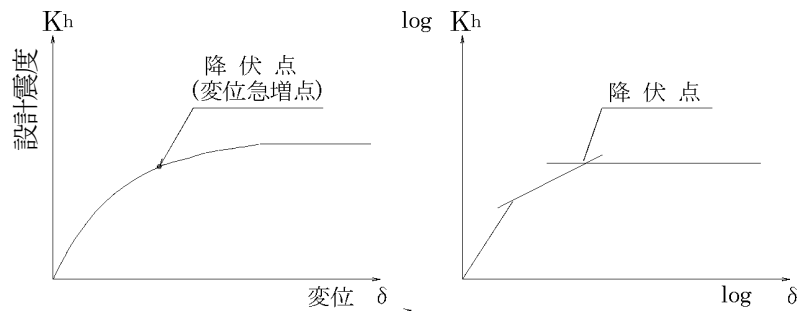


図 7-53 基礎の降伏

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

表7-31 地震時保有水平耐力法の考え方

		内 容	備 考	
解析モデル	モデルの種別	杭体・地盤抵抗の非線形性を考慮した梁モデル	道示IV 杭基礎およびケーソン基礎に準拠。	
	モデルの特性	杭体	杭の配筋状態に対応したトリリニア型M~ ϕ 関係を用いる。 ただし、杭体の降伏は杭本体水平面のうち、90度の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏した状態とする。 杭の軸力は、押し込み杭は死荷重が作用した時の杭頭反力、引抜き杭は0とする。杭自重は考慮しない。	道示IV 杭基礎およびケーソン基礎に準拠。
		杭前面の水平方向地盤抵抗	杭前面の掘りを持ったすべり土塊の抵抗から算定される水平支持力を地盤反力の上限值としたバイリニア型地盤抵抗とする。	載荷試験の解析結果による。
		杭底面の鉛直方向地盤抵抗	杭底面の浮上がり（有効載荷面積）、および地盤反力度の上限值を考えたバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
		杭底面の水平方向せん断地盤抵抗	杭底面の浮上がり（有効載荷面積）、および地盤反力度の上限值を考えたバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
		杭周面のせん断地盤抵抗	杭周面（前背面および側面）の鉛直及び水平方向力せん断地盤反力度の上限值を考慮したバイリニア型地盤抵抗とする。	道示IVケーソン基礎に準拠。
	その他	フーチング前面抵抗は期待しない。 （ただし、慣性力は考慮）		
基礎の降伏	上部構造の慣性力作用位置の荷重～変位曲線の変位急増点により判定する。ただし、変位急増点に先立ち、以下の状態が先行して生じる場合には、その時点を降伏とする。 ① 全ての杭体が塑性化した状態。 ② 一列の杭の杭底面地盤反力が極限支持力に達した状態。	載荷試験の解析結果および道示IV杭基礎の規定を一部準用。		
基礎の塑性率の制限値	ケーソン基礎に準じ、計算された荷重～変位関係に基づき、基礎の塑性率の制限値を決定することを基本とする。 ここで、基礎の終局状態とは、全ての列の杭体が終局曲げモーメントに達した状態としてよい。	道示IVケーソン基礎に準拠。		
変位の制限値	基礎天端中心における変位の制限値は下記とする。 回転角0.02rad	道示Vに準拠。		

4-11 構造細目

(1) 鉄筋の配置

- 1) 主鉄筋は二重配筋までとし、鉄筋量、寸法、間隔は表7-32によるものとする。

表7-32 手鉄筋

項目	最大	最 小
鉄筋径	D32	D22
純間隔	300mm	鉄筋径の2倍以上かつ80mm以上
鉄筋長さ	12m	3.5m
かぶり	帯鉄筋までの最小純かぶり70mm	

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

(1) 鉄筋の配置に際しては以下の点に留意するものとする。

- 1) 深礎杭の場合は、鉄筋の組立やコンクリートの打込みなどの作業が大気中における鉄筋コンクリート構造物と同様に施工ができるため、二重配筋までとした。最大径は作業上からD32としたが、検討の上太径を使用しても良い。また、鉄筋かごの加工組立を地上でおこなう場合は3-8-2、道示IV12.11.3による。

- 2) 帯鉄筋の配筋に関する留意事項は以下に示す通りである。

①組杭となる場合の帯鉄筋は、一般の場所打ち杭の様に、フーチング下面から少なくとも2倍の範囲内は、帯鉄筋の中心間隔を150mm以下で配置し、レベル1地震時および地震時保有水平耐力法でせん断照査をおこなって適切に配置するものとする。なお、斜面上の深礎杭の場合は、最大せん断作用位置が必ずしもフーチング下面になるとは限らないため、最大せん断位置で照査が必要である。

②帯鉄筋は最大D22、中心間隔の最小は10cmとする。最小D16、中心間隔の最大は300mmとする。

③杭体内部で組み立てる場合の帯鉄筋は、施工性から杭径に関わらず図7-54に示す通り二分割以上と

する。継手は鋭角フックをつけた重ね継手とし、継手長は 40ϕ 、継手位置は各々 90° ずらして配置するものとする。

3) 発生曲げモーメントが最大となる位置より下方の配筋については場所打ち杭に準じて配置する。

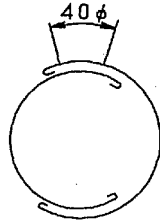


図7-54 深礎杭の帯筋

(2) 基礎杭とフーチングの結合部は剛結合として設計する。杭東部の埋め込み長は10cmとし、杭頭の主鉄筋は鉄筋の定着長 $L0+10d$ 以上をまっすぐに延ばして定着する事を原則とする。フーチングに埋め込む主鉄筋定着部には杭頭部と同等の帯鉄筋を配置するものとする。

(3) 組杭深礎基礎の深礎杭とフーチングの結合部は、深礎杭頭部に作用する押し込み力、引抜き力、水平力及び曲げモーメントに対して安全であることを照査する。具体的には、フーチング端部の深礎杭に対して鉛直及び水平方向の押抜きせん断について検討を行えばよい。

押抜きせん断の照査は、レベル1地震動については、コンクリートのみのせん断強度を用いるものとし、レベル2地震動については鉄筋を評価して照査を行う。

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

- ①モルタルライニングの施工は、施工機械の搬入が必要のため、クレーン施工が可能な位置に限られる。
また、2.5m未満の小径の深礎径では現段階ではライニングの施工機械が開発されていないため、ライナープレートを用いるものとする。
 - ②崖錐や盛土等崩壊性の高い土質の場合や湧水がある場合には、ライナープレートによる土留めを使用するものとする。
 - ③吹付けの場合は、空気圧送方式であるため、粉塵が多く発生し、杭径3m程度の狭い坑内では作業環境に問題があり、材料の跳ね返りが多い事から、杭径が3.5m以上に使用する。
 - ④地表部分と地中部分の土留め構造を、ライナープレートとモルタルライニングに分けて使用してもよい。
- 2) 設計土圧、設計計算法は杭基礎便覧に準じて行うものとする。尚、地形、地質によっては偏土圧が生じることもあり、この場合は補強鉄筋等を配置するなどして、安全に努めなければならない。
ただし、ライニングの1ロットの長さは1.5m、最小厚さは10cmとする。

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

吹付コンクリートとロックボルトによる土留め構造は、過去の実績からパターン例を表7-33に示す。

表 7-33 大口径深礎杭土留め構造パターン例

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

吹付けコンクリートは $\sigma_{ck}=18\text{N/mm}^2$ 、鉄筋は 25mm の異形棒鋼を用いている場合が多い。
 吹付けコンクリート厚が 100mm 以上の場合は、厚さ 3~5mm の溶接金網を用いている場合が多い。

