

第3章 下部工

第3章 下部工

3.1 一般	3-3-1
3.1.1 橋脚、橋台の耐荷性能の照査において考慮する状況と作用の組合せ	3-3-1
3.1.2 橋脚及び橋台の形式及び形状	3-3-1
3.1.3 浮力、設計水位	3-3-1
3.1.4 橋台に働く土圧	3-3-2
3.1.5 逆T式橋台	3-3-5
3.1.6 ラーメン橋台	3-3-6
3.1.7 箱式橋台	3-3-7
3.1.8 盛りこぼし橋台	3-3-9
3.1.9 橋台の側方移動	3-3-10
3.1.10 近接橋台・橋脚の設計	3-3-11
3.1.11 基礎工の根入れ深さ	3-3-11
3.1.12 フーチングの底面処理及び岩盤定着	3-3-13
3.1.13 橋座の排水勾配	3-3-14
3.1.14 ひびわれ誘発目地の設置	3-3-15
3.1.15 ウイングの設計	3-3-16
3.1.16 橋台付の擁壁工	3-3-18
3.1.17 斜面上の直接基礎	3-3-19
3.1.17.1 形状・寸法の計画	3-3-19
3.1.17.2 鉛直方向極限支持力の算出と安定照査の考え方	3-3-19
3.1.17.3 構造細目（基礎底面の処理）	3-3-20
3.2 杭基礎	3-3-21
3.2.1 杭基礎の設計	3-3-21
3.2.2 薄層に支持される杭	3-3-22
3.2.3 岩盤を支持層とする杭	3-3-22
3.2.4 斜杭基礎の設計	3-3-23

第3章 下部工

3.1 一般

3.1.1 橋脚、橋台の耐荷性能の照査において考慮する状況と作用の組合せ

橋脚・橋台の耐荷性能の照査は、道示(H29)IV編 3.2 P37 による。

3.1.2 橋脚及び橋台の形式及び形状

橋脚及び橋台の形式及び形状は、道示(H29)IV編 7.2.1 P90 による。

3.1.3 浮力、設計水位

橋台・橋脚の設計時における浮力の作用位置は、以下に示す設計水位によるものとする。

- (1) 常時 HWLを設計水位とする。
- (2) 地震時 MWLを設計水位とする。

【解説】

(2)について

計画高水位は確率的に数十年に一回であり、これと同時に設計で想定した地震が起こることはまず考えられない。河川断面で高水敷の高さは河川砂防技術基準(案)によれば、冠水頻度が1~3回/年程度であり、洪水時の継続日数を考慮すれば、地震時の設計水位としてMWLとするのがほぼ妥当であると思われる。

河川管理者との協議においてMWLが不明な場合は、下記の1) 2)の通りMWLを決定するのがよい。

- 1) 単断面の場合……HWL×1/2を設計水位とする。

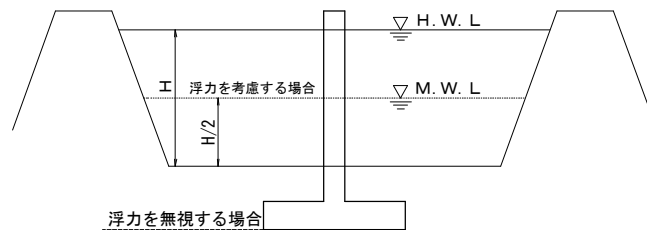


図3.1.1 単断面の場合

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

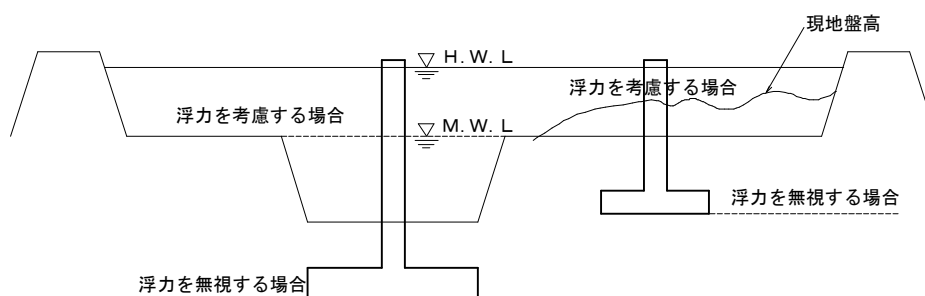


図3.1.2 複断面の場合

なお、建設省標準設計第6～12巻橋台、橋脚の解説書によればここでは下図のとおり地震時の設計に用いる水位として柱部高さの1/3を考えている。これは標準設計ではHWLを想定し難いためであろうが、標準設計という枠内での設計として合理的と言える。

しかし、標準設計以外の個々の設計では随意に設計水位をとり得るのであるからより現実的な本項の方法によるものとする。

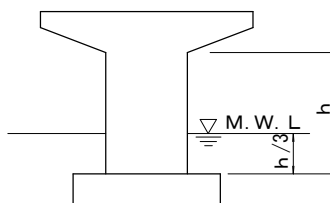


図3.1.3 標準設計での水位

3.1.4 橋台に働く土圧

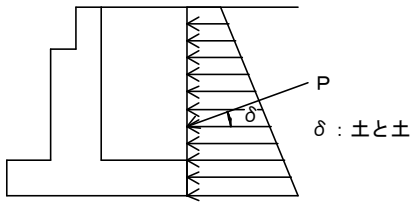
橋台に作用する土圧は、道示(H29) I編 8.7 P115 により算出し、道示(H29) IV編 3.5 P45 により作用の組み合わせを行うものとする。

【解説】

土圧の作用面

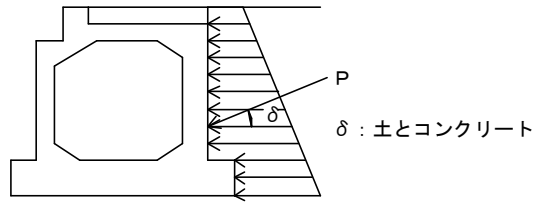
箱式橋台、ラーメン橋台などで後フーチングが短い場合の安定計算には、構造物背面(コンクリート面)と土との壁面摩擦角を用いるものとする。

1) 安定計算
逆T



常時 $\delta = \phi$
地震時 $\delta = \phi / 2$

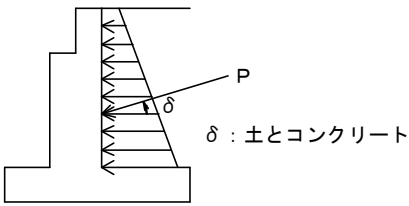
箱式・ラーメン



常時 $\delta = \phi / 3$
地震時 $\delta = 0$

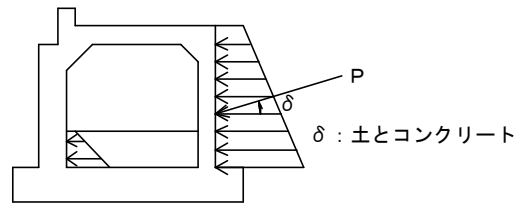
2) 躯体の設計

逆T



常時 $\delta = \phi / 3$
地震時 $\delta = 0$

箱式・ラーメン



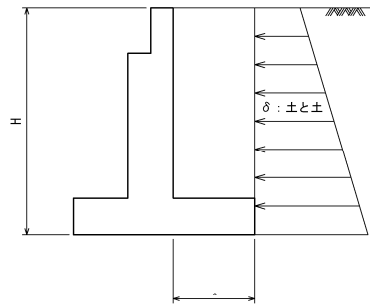
(中埋土砂がある場合は土圧を考慮する。)

常時 $\delta = \phi / 3$
地震時 $\delta = 0$

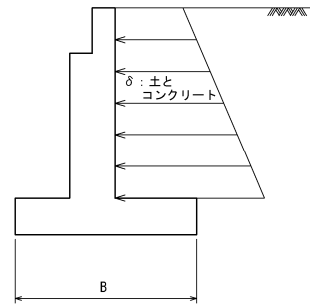
図3.1.4 土圧の作用面

ただし、図3.1.5に示すように後フーチングの長さ l を確保した場合には、 δ を「土と土」として取り扱ってもよい。

$$l \cong 0.1H (\geq 1.0\text{m以上})$$



(a) 安定計算



(b) 躯体計算

図3.1.5 後フーチング長さを確保した場合の土圧

(2) 土圧の計算に用いる土質定数

土圧の計算に用いる土質定数は施工箇所から採取した土質試料を用いて求めるべきであるが、概略設計の場合には表3.1.1の値を用いてもよい。

表3.1.1 土圧の計算に用いる土質定数

地盤	土質		土の単位重量 (地下水位以上) kN/m ³	せん断抵抗角 。	粘着力 kN/m ²
自然 地盤	砂および 砂れき	密なもの	20	35	0
		ゆるいもの	18	30	0
	砂質土	密なもの	19	30	0
		ゆるいもの	17	25	0
	粘性土	密なもの	18	25	50
		ゆるいもの	14	0~20	30以下
盛土 および 埋戻土	砂および砂れき		20	35	0
	砂質土		19	30	0
	粘性土		18	25	0
	箱式中詰土		18	30	0

- 注)1 本表は土圧の計算に用いる数値を示したものである。
 2 地下水位以下にある土の単位重量は、それぞれ表中の値から9kN/m³を差し引いた値としてよい。
 3 碎石は砂利と同じ値とする。また、ずり、岩塊などの場合は種類、形状、大きさおよび間隙などを考慮して定める必要がある。
 4 砂利まじり砂質土、あるいは砂利まじり粘性土にあつては、混合割合および状態に応じて適当な値を定める。
 5 地下水位は施工後における平均値を考える。
 6 埋め戻し土とは、橋台背面に埋め戻される土の一般的な数値を示したものである。また、橋台前趾および橋脚底版への埋め戻しも設計上は橋台背面埋め戻し土と同じ単位重量を用いて良い。
 7 箱式橋台の滑動の照査における中詰土の単位体積重量は、安全側を考慮して、 $\gamma = 15\text{kN/m}^3$ として計算を行うものとする。

3.1.5 逆T式橋台

逆T式橋台の形状寸法は、図3.1.6を標準とする。

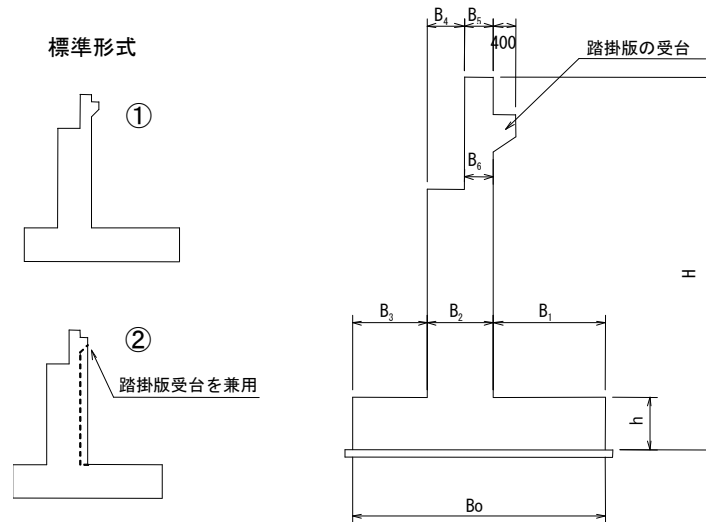


図3.1.6 逆T式橋台の形状寸法

- (1) フーチング幅(B₀)は50cm単位を標準とする。但し杭基礎のうち最小間隔で幅が決定される場合または障害物、用地境界等によりフーチングが制約される場合は10cm単位とする。その他各部寸法は10cm単位を標準とする。
- (2) フーチング上面はテーパーを廃止し、水平とすることを標準とする。(①②形式)
- (3) 橋座前面は鉛直とし、張出し形式は極力さけるのがよい。
- (4) たて壁背面は形状を単純化し、鉛直とすることを標準とする。(①形式)
- (5) たて壁が応力上、通常のとて壁厚さで1段配筋が不可能な場合は、踏掛版受台を兼ねた形状で、たて壁厚さを背面側に拡幅することを標準とする。(②形式)
- (6) 底版の突起は、設けないのが望ましい。

【解 説】

- (2) フーチング上面のテーパーの廃止や、(4)逆T式橋台のとて壁形状の単純化は、土木構造物設計マニュアル(案)に基づき取り入れた。鉄筋加工や型枠工の単純化、フーチング上面のコンクリート仕上げの簡略化など工費低減のほか、フーチング上面における足場の安全性の向上などにも配慮したものである。
一般的な規模の橋梁においては、道路橋示方書の規定にしたがって、構造を単純化するものとした。
- (4) たて壁の厚さは、沓座幅とパラペット厚を加えた等厚とする。(B₂=B₄+B₆)
パラペット背面に踏掛版の受台を設置する場合のパラペット天端厚B₅は、伸縮装置(誘導版)の取り付けを考慮し、寸法決定するものとする。
- (5) たて壁上部において計算上不要な部材厚さとなっても、施工性を考慮すると、たて壁背面側に勾配を設けるのは、好ましくない。
ただし、たて壁厚さを過大に増すと、基礎への影響が大きくなりフーチング寸法が大きくなったり、杭本数が増す恐れがあるので、検討する必要がある。
- (6) 突起を設ける場合は、十分な検討が必要である。

3.1.6 ラーメン橋台

ラーメン橋台のラーメン部材節点部は、それに接続する部材に断面力が確実に伝達される構造でなければならない。またラーメン部材節点部の隅角部は、ハンチを設けるものとする。
荷重状態は土圧、地震時水平力についてラーメン部材に不利になるように考え設計しなければならない。

【解 説】

ラーメン部材の設計については、道示(H29)Ⅲ編 16章 P317 を参照のうえ設計するものとする。

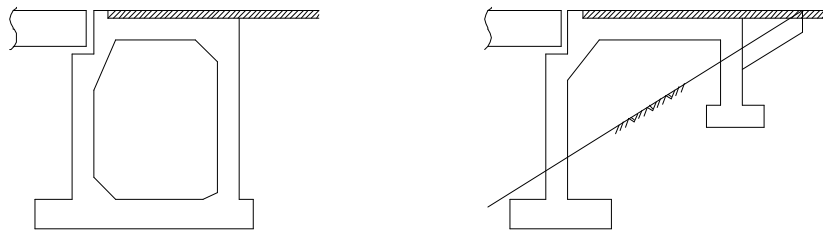


図3.1.7 ラーメン橋台

また、頂版、堅壁、底板等、部材別にコンクリート設計基準強度の使い分けは、行わないものとする。

3.1.7 箱式橋台

- (1) 上部工反力、自重および土圧等による全体としての曲げおよびせん断は、前壁の一部を圧縮フランジ、後壁の一部を引張りフランジおよび隔壁(あるいは側壁)をウェブと考えたT形ばりによって受け持たれると考える。この場合前壁や後壁等は土圧等を主材部であるT形ばりに伝達する部材とみなして設計する。
- (2) 蓋版は自重、上載土重量および活荷重をうける橋軸直角方向に連続の全辺単純支承の版とみなして設計する。
- (3) 後壁は施工時および完成時に偏土圧および地震力を受ける版として設計する。前壁、側壁についても同様に適用する。
- (4) 内型枠撤去のための側壁開口部は十分に補強しておかなければならない。
- (5) 橋台内に水が残留することは構造および機能上避ける必要があり、このための水抜き孔を設けることとする。地下水位の変動対策として、必要に応じ通水パイプを設置することも有効である。

【解 説】

ここにいう箱式橋台とは、従来の控え壁式橋台の変形で、全体を多室箱式形状とし、その上全面に蓋版をのせたものである。

(1)について

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

また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。荷重の扱いは控え壁式橋台に準ずる。

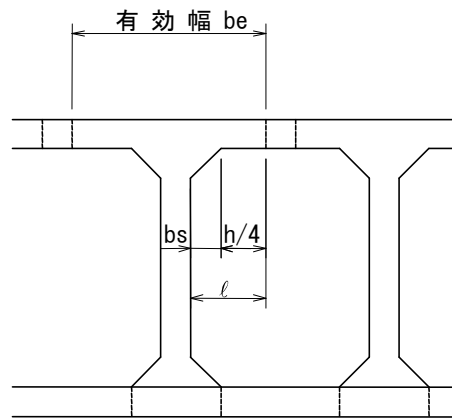


図3.1.8 T形ばりの考え方

(2)について

蓋版の橋軸直角方向断面力は w を等分布荷重、 ℓ_x を支間として次式による。

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

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

橋軸方向については二方向スラブとして、表3.1.2から求めてよい。

表3.1.2 全辺単純支持スラブに等分布荷重が作用するときの曲げモーメント

ℓ_x/ℓ_y	$M_x/w\ell^2$	M_y/M_x	ℓ_x/ℓ_y	$M_x/w\ell^2$	M_y/M_x
0.40	0.1110	0.245	0.75	0.0670	0.612
0.45	0.1039	0.286	0.80	0.0615	0.684
0.50	0.0973	0.328	0.85	0.0561	0.757
0.55	0.0911	0.377	0.90	0.0511	0.831
0.60	0.0849	0.435	0.95	0.0465	0.915
0.65	0.0787	0.492	1.00	0.0423	1.000
0.70	0.0728	0.550			

($\ell_x \cdot \ell_y$ =短辺/長辺)

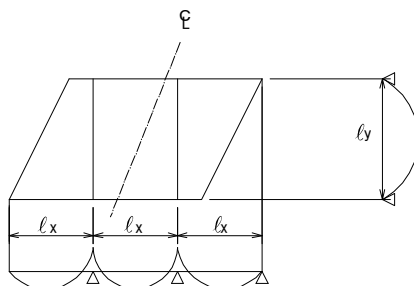


図3.1.9 $\ell_x \cdot \ell_y$ の考え方

活荷重の繰返しを直接受ける蓋版の鉄筋許容応力度は鉄筋コンクリート床版に準ずるものとする。

(3)について

後壁の設計は、隔壁で固定された連続版として設計してよい。また、フーチングに近接する部分については、3辺固定版として照査するのがよい。

連続版とした時の支間および支点曲げモーメントは $\pm w\ell^2/10$ 、せん断力 $w\ell/2$ で算出する。

ただし、 w ：版の単位幅当たりの土圧 (kN/m^2)

ℓ ：控え壁の中心間隔 (m)

隔壁の設計について

隔壁の設計は、(1)の片持T形ばりの腹版として設計する。隔壁はせん断力を受ける部材として計算するが、算出される鉄筋量が少なくともT形ばりの剛性の確保、乾燥収縮によるひびわれ防止のため、十分な壁厚および鉄筋量を有しなければならない。なお、側壁についても面内方向は隔壁と同様である。

フーチングの設計について

フーチングの設計は、自重、中詰土砂および地盤反力または、杭反力の作用する4辺固定支持の版として設計する。

結合部の設計について

隔壁、側壁とフーチング、前壁および後壁には結合鉄筋をその結合部に入れる。

設計は控え壁式橋台の結合鉄筋に準ずる。

結合鉄筋は、図3.1.10に示すように前壁と控え壁、控え壁と後フーチングの結合部に入れる。所要鉄筋量は次式で求めてよい。

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

なお、①の場合……前壁設計時のせん断力を用いる。

②の場合……後フーチング設計時のせん断力を用いる。

ただし、

A_s : 必要鉄筋量(mm²)

S : せん断力(N)

σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度(N/mm²)

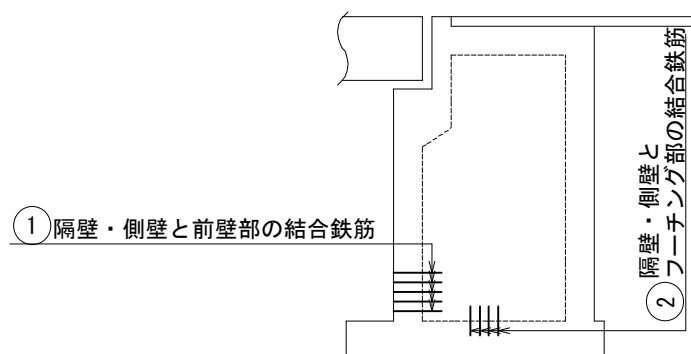


図3.1.10 結合鉄筋

3.1.8 盛りこぼし橋台

盛りこぼし橋台は良好な地盤において計画される高盛土部の縁端に設けることを標準とする。
盛りこぼし橋台の設計は、「盛りこぼし橋台の設計・施工に関するQ&A」を参考として設計する。

【解説】

盛りこぼし橋台の設計は、上記Q&Aの他に Nexco要領(H28) 第二集 橋梁建設編 P.4-443 にも設計手法が記載されているので参照し協議して決定する。

参考文献：盛りこぼし橋台の設計・施工に関するQ&A（平成20年7月15日）

(独)土木研究所 構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ

(株)高速道路総合技術研究所 道路研究部 橋梁研究室

設計要領 第二集 橋梁建設編 4章 基礎構造、5章 下部構造（平成28年8月）

東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社

3.1.9 橋台の側方移動

偏載荷重の影響を受ける軟弱地盤上の橋台については、次の条件を満足するよう設計するのがよい。

- (1) 橋台の側方移動に対する側方移動判定値(I値)を1.2とする。
- (2) 背面盛土荷重によるすべり破壊に対する最少安全率は1.5を標準とする。

【解説】

軟弱粘性土地盤上の橋台は、背面盛土荷重による地盤の側方移動の影響を受けて側方移動(水平変位、傾斜)を起す可能性が強い。最近、このことに関連して移動の有無を判定する方法が、種々提案されているが、これによって橋台の側方移動の可能性について検討を加え、判断材料とするのが良いと思われる。

しかし、側方移動と基礎の移動のメカニズムについては未解明な場合が多いことや、地盤の不規則性、あるいは、判定時のデータの推定精度など適用上の問題点等も種々考えられる。このため移動の可能性についての判定とあわせて、すべり破壊の最小安全率についても照査し、多角的に検討を加えて判断するものとした。この場合、判定式とすべり破壊の安全率との関係など明らかとなっていない部分もあり、各々の結果に整合性がとれない場合も考えられるが、各々の値は設定するに至った経緯、あるいはデータのバラツキ等を勘案し、ある程度の柔軟性を持つものと解してよい。

- (1) 側方移動の有無の可能性に関する判定法は 道示(H29)IV編 8.6 P190 によるものとする。側方移動判定値 (I値) が1.2未満の場合は側方移動のおそれなしと判定する。

また、橋台の側方移動対策に関して設計から施工までの各種検討に資する参考資料として「橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討(その2)；土木研究所資料 第4174号」が纏められているので、検討や対策工選定の際に参照することが望ましい。

- (2) すべり破壊に対する安定計算は、泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル(平成23年3月)に従って行うものとする。

従来、土構造物の場合、すべり破壊に対する最小安全率は1.2以上を確保するよう設計されてきた。しかし、これは、側方移動量に着目していないため、 $F_s = 1.2$ が確保されても地盤の側方移動量が相当大きくなることも考えられる。また、構造物の重要度、地震の影響なども考慮しなければならないので1.5を標準とすることとした。ただし、「 $F_s = 1.5$ 以上」はあくまでも「標準」であるから、ケース毎に経済性などを含めて総合的に判断するものとする。

- (3) 上記(1)、(2)の計算に必要な土質定数の決定は、(2)に示したマニュアルに従って行うものとする。

3.1.10 近接橋台・橋脚の設計

既設構造物に近接して新設構造物を計画する場合は、新設構造物完成後ならびに施工中に既設構造物に与える影響を考慮して、橋台・橋脚の設計を行なわなければならない。

【解説】

基礎構造物の近接施工には、同時に近接した基礎を施工する場合の問題と、既設の基礎の近傍に新たに基礎を設ける場合の問題とがあるが、設計上問題となるのは後者の場合である。

この場合もっとも心配になる問題は、既設の基礎の地盤をゆるめる恐れがあるかどうかということである。検討の方法としては、一般に既設基礎構造物の設計図と、施工状況をできるだけ把握した上で、既設の基礎に悪影響を与えないような基礎を選定する作業が必要となる。

現在のところ、近接施工に関する主な要領、指針等としては建設省土木研究所の「近接基礎設計施工要領(案)」と鉄道の「都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル」があるので参照の上、検討を行うこと。

参考文献：土木研究所資料 近接施工設計施工要領(案) 昭和58年6月

財団法人鉄道総合研究所 都市部鉄道構造物の近接施工対策マニュアル 平成19年1月

3.1.11 基礎工の根入れ深さ

- (1) 橋の基礎工の根入れ深さは、支持力、洗掘、地盤の体積変化、凍結作用等を考慮した安定条件及び地下埋設物、隣接構造物の影響等を検討のうえ定めるものとする。
- (2) 基礎底面地盤の極限支持力は、適切な根入れ深さを考慮して求めるものとする。
- (3) フーチング天端面までの最小土被り厚さは50cm以上、地下埋設物の新設または増設が予想される場合は2m程度とするのを標準とする。ただし、フーチング下面は凍結作用を受けない深さとする。
- (4) 斜面上の直接基礎を設計する場合は、上記(1)の外に特に斜面や支持地盤の状態をよく把握し、岩盤の節理、亀裂等を十分調査のうえ設計を行うものとする。また、予備設計段階では支持層に対する直接基礎の天端余裕幅の目安は下記によってよい。

土砂系 $S_1 = B$ 程度

軟 岩 $S_1 = \frac{B}{2}$ 程度

硬 岩 $S_1 = 1.0\text{m}$ 程度

なお、詳細設計時には極限支持力を、斜面上の基礎地盤の支持力算定法により照査するものとする。

【解 説】

(1)について

橋の基礎工の根入れ深さの基本を示したものである。直接基礎、杭基礎等については、それぞれ各項の定めによる。

(2)について

極限支持力の計算に用いる D_f ：基礎の有効根入れ深さは、次のように考えるとよい。

- ① 斜面のり尻に位置する基礎は、図3. 1. 11のように斜面のり尻下の地盤面を D_f と考えるとよい。
- ② 前面地盤の洗堀や将来人為的に取り除かれるおそれがある場合は、その高さを考慮して D_f を決定するものとする。

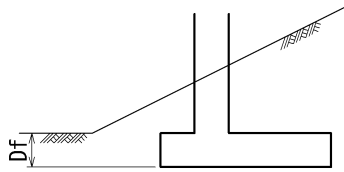


図3. 1. 11 斜面のり尻に基礎が位置する場合

(3)について

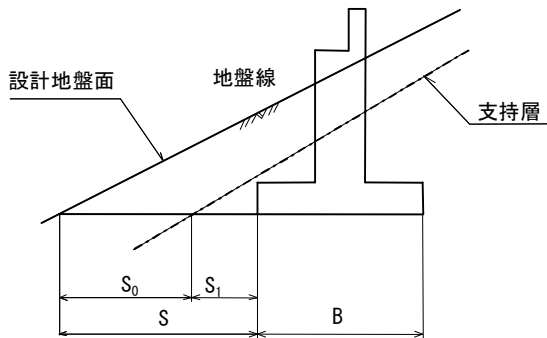
基礎根入れ深さは、耐震上大きい方がよいが、良質な支持層が地表に露出している場合または杭基礎等の基礎工の場合について凍結深さ等を考慮してみだりに過大とならないよう定めたものである。

地表面からフーチング下面まで架橋地点での凍結深(60~110cm)を確保する。

なお、擁壁のフーチング天端面までの最小土被り厚さもこれに準ずるのがよい。地盤面が変化する場合はフーチング下面の高さを50~100cm程度変化させるのがよい。

(4) 斜面上の橋台位置

斜面上における橋台(直接基礎)の天端余裕幅は図3. 1. 12の S で示す。支持層が土砂、崖錐及び風化岩等に覆土されている時は、覆土を含めた天端余裕幅 S を確保するものとする。天端余裕幅 S は、支持層に対する S_1 に覆土の水平幅 S_0 を加えて決定する。しかしこの時の天端余裕幅 S が底版幅 B を超える($S > B$)の場合に限って支持層に対する S_1 を最小1.00mまで縮小して決定してよいものとする。



- S : 天端余裕幅
- S_0 : 覆土(設計地盤面)の水平幅
- S_1 : 支持層に対する天端余裕幅
- B : 橋軸方向の底版幅

図3. 1. 12 天端余裕幅の考え方

前趾から地表面までの水平余裕幅 S については、斜面の角度、支持層の深さまた、将来の斜面安全性、施工性を総合的に判断し決定すべきもので、一義的に決めがたいがあくまで目安として、上記 S を確保し主に橋梁計画で使用するものとする。

詳細設計時においては、斜面による支持力の低減を考慮し、3. 1. 17 斜面上の直接基礎 における支持力算定法によって基礎の安定性を照査し、橋台位置及び基礎工の根入れを決定するものとする。

3.1.12 フーチングの底面処理及び岩盤定着

- (1) 基礎均しコンクリートは、躯体が鉄筋コンクリート構造の場合に用い、その厚さは10cmを標準とする。
- (2) 基礎マットには、良質な切込材料を用い、その厚さは20cmを標準とする。
- (3) フーチングを岩盤に定着させる場合は、基岩に十分根入れすること。

【解 説】

(1)について

躯体端面から突出する部分の幅は厚さと同じくすれば良い。

(2)について

湧水などにより施工上、切込材料を用いることが適当でない場合には栗石を用いてよい。また、支持地盤が岩またはこれに準ずる場合は、基礎マットを省略してよい。

なお、掘削の状況(地質、湧水等)を考慮し、基礎マットの余裕幅を均しコンクリート端部から10～30cm設けることができるものとする。

(3)について

根入れは30cm程度以上とする。岩が洗掘・風化することが予測される場合はこれを考慮すること。

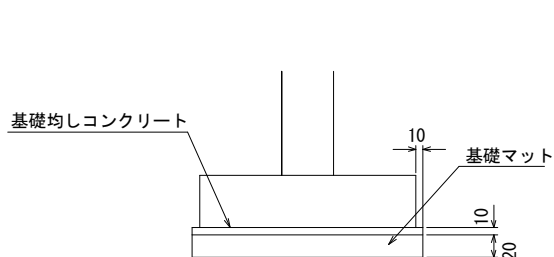


図3.1.13 底面処理

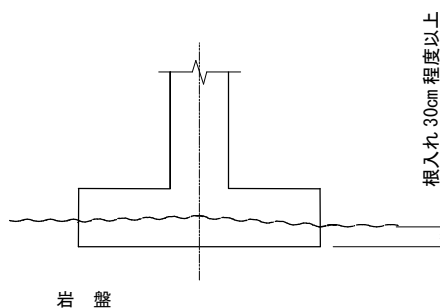


図3.1.14 岩盤定着

3.1.13 橋座の排水勾配

橋座部には、排水勾配を設け、コンクリートの耐久性を向上させる対策工を実施するものとする。
また、美観上汚れが特に問題となる場合には、排水が下部工コンクリート面を汚すのを避けるように、排水構造を配慮するものとする。

【解説】

橋座部は、一般に風通しが悪く、湿潤状態が保たれやすい。しかも、伸縮装置から凍結防止剤を含んだ水の浸入や泥の堆積が生じて腐食環境の厳しい部位である。

橋座部は、支承の維持管理上重要な部位であるためコンクリートの劣化（塩害、凍害）に対する予防保全処置が必要である。

これより、対策工は第2編コンクリートの第5章コンクリート部材の塩害対策を参照とする。

施工時に排水勾配を設けさせるため、図面等に表示する。このとき、支承ラインを基準高として勾配を設けるが、橋座高さの勾配による諸寸法の影響は、図面、材料に考慮しないものとする。

排水勾配としては、伸縮装置からの漏水が懸念される桁端部の橋台や架違い部の橋脚に関しては2%程度、それ以外の橋脚に関しては1%程度とするのが望ましい。

頂版上に路盤工を施工するタイプの橋台（ラーメン橋台、箱式橋台）では、頂版上の路盤内に水の溜まらない排水構造とするように十分留意すること。

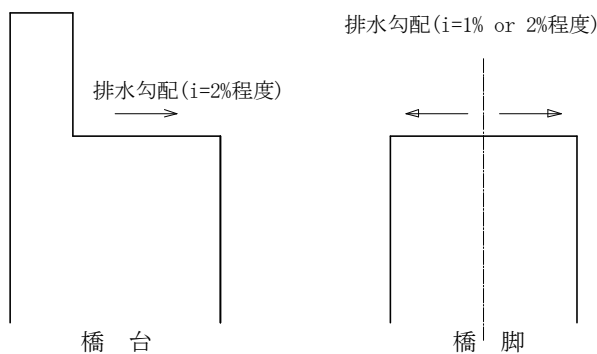


図3.1.15 橋座の排水勾配

3.1.14 ひびわれ誘発目地の設置

幅の大きい躯体には、温度ひび割れの制御を目的として、壁表面の鉛直方向のひび割れを誘発する目地を設けるものとする。

【解 説】

橋台や橋脚において、躯体幅が15m程度以上になる場合には、躯体表面の鉛直方向にV型の切れ目を持つ継ぎ目やひび割れを誘発する目地を設ける。この場合、この継ぎ目では鉄筋を切断してはならない。

ひび割れ誘発目地を設ける場合は、構造物の強度および機能を害さない構造および位置とする。目地部は、鉄筋の腐食防止、かぶりの確保、充てん材の選定などについて十分な配慮が必要である。

一般的には、橋台幅が15m以下の場合でも乾燥収縮を考慮して目地を設けるのがよい。また、その断面欠損率は50%程度とし、水密構造物に目地を設ける場合には適切な止水対策を行なう必要がある。

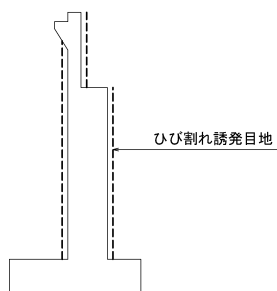


図3.1.16 ひび割れ誘発目地の位置図

施工性を考慮して製品化されたひび割れ誘発目地もあるので、性能を満足できれば採用してもよい。

3.1.15 ウイングの設計

橋台のウイングを設計する場合、次の通りとする。

- (1) ウイングの土被りは図3.1.17の通りとし、平行ウイングの場合の下面勾配は盛土と同一とする。
- (2) ウイングは土圧の特性値に対して、土圧の荷重組合せ係数及び荷重係数を乗じた土圧の設計値を用いて、片持ち版又は2辺固定版として設計する。(道示(H29) IV編 7.4.5)
- (3) ウイングに発生する曲げモーメントは、パラペットにも伝わるものとして設計しなければならない。
- (4) ウイングの最大長さ(L)は原則として8.0m以下とする。但し平行形式の場合は6.0m以下とする。
- (5) ウイングの最大鉄筋量はD32@125までとする。

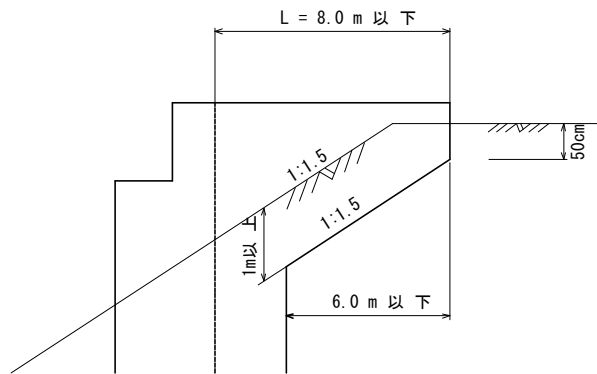


図3.1.17 ウイング形状の考え方

【解説】

(2)について

ウイングは一般には主働土圧により設計することとするが、次の条件を全て満たすウイングについては、静止土圧により設計する。

- 1) 踏掛版が設置されていない。
- 2) 歩道等が設けられていない。(路肩含む)
- 3) 橋台の前壁とウイングの角度が90°未満である。
- 4) ウイングの形状が側壁タイプである。

ウイングの固定端部の設計において、道示(H29) IV編によれば図3.1.18 A、Dの部分に働く土圧合力を作用させて求める固定端断面力を、a-bの部分に等分布荷重として作用させて計算するものとする。

しかし、橋台高が高い場合や側壁幅が小さい場合はa-bの部分に等分布荷重として作用させると危険側の設計となることがある。

このような場合は、図3.1.18のa-b'を固定端とする平行ウイングとしての照査を行うものとする。

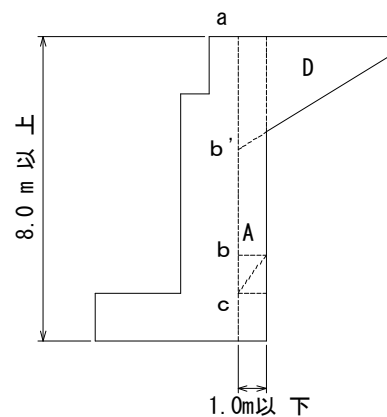


図3.1.18 設計の考え方

(3)について

パラペットにはウイングの固定端モーメントが伝達されるため、パラペットの水平方向の設計を行わなければならない。補強方法は第2編 コンクリートによる。

(4)について

ウイングの設計は 道示(H29)IV編 に示す慣用法により行うものとしたため、最大長さ(L)は8.00mまでとした。しかし、パラレル形式の場合については、

- 1) ウイングの厚さは地覆幅やパラペット厚との関係から決定されるべきもので、むやみにウイング長を長くして断面を大きくした場合、パラペットの設計まで影響する。
- 2) パラレルウイングは支保工により施工する事となるが、本体構造を段階施工し、ある程度埋戻し後に支保工を組立てるため、施工条件が必ずしも良好とはいえない。

以上の事から、パラレルウイングとしての最大長さは6.00mまでとした。

ウイング形状は、図3.1.19を標準とする。

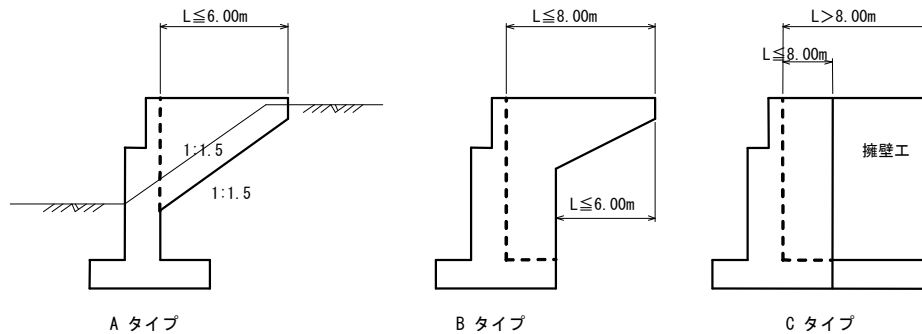


図3.1.19 ウイングの形式

- ① ウイングの必要長さがパラペット背面より6.00m以下の場合、パラレル形式を標準とする。(Aタイプ)
- ② ウイングの必要長さがパラペット背面より6.00mを超え8.00m以下の場合、底版端部まで側壁を設けた側壁併用のパラレル形式(Bタイプ)とする。但し、底版後趾長が長く、パラレルウイングが著しく小さくなる場合には、協議により側壁構造を底版端部まで設けなくてもよいこととする。なお、底版後趾長は原則として安定計算で決まる長さとし、最大ウイング必要長さから決定してはならない。
- ③ ウイングの必要長さがパラペット背面より8.00m以上となり、背面に擁壁工を併用する場合は、側壁形式を標準とする。(Cタイプ)

3.1.16 橋台付の擁壁工

構造形式の選定は、図3.1.20擁壁工選定フローを参考に現地条件を総合的に判断し決定する。

なお、橋台背面7° ーチ部に擁壁を設置する場合は、①～③を満足する構造としなければならない。

- ①設計において考慮する各状況における橋台背面7° ーチ部から橋台への作用等が明らかである事
- ②経年的な変化への対処方法が明らかである事
- ③上記①及び②を満足するための設計・施工及び維持管理の方法が明らかである事

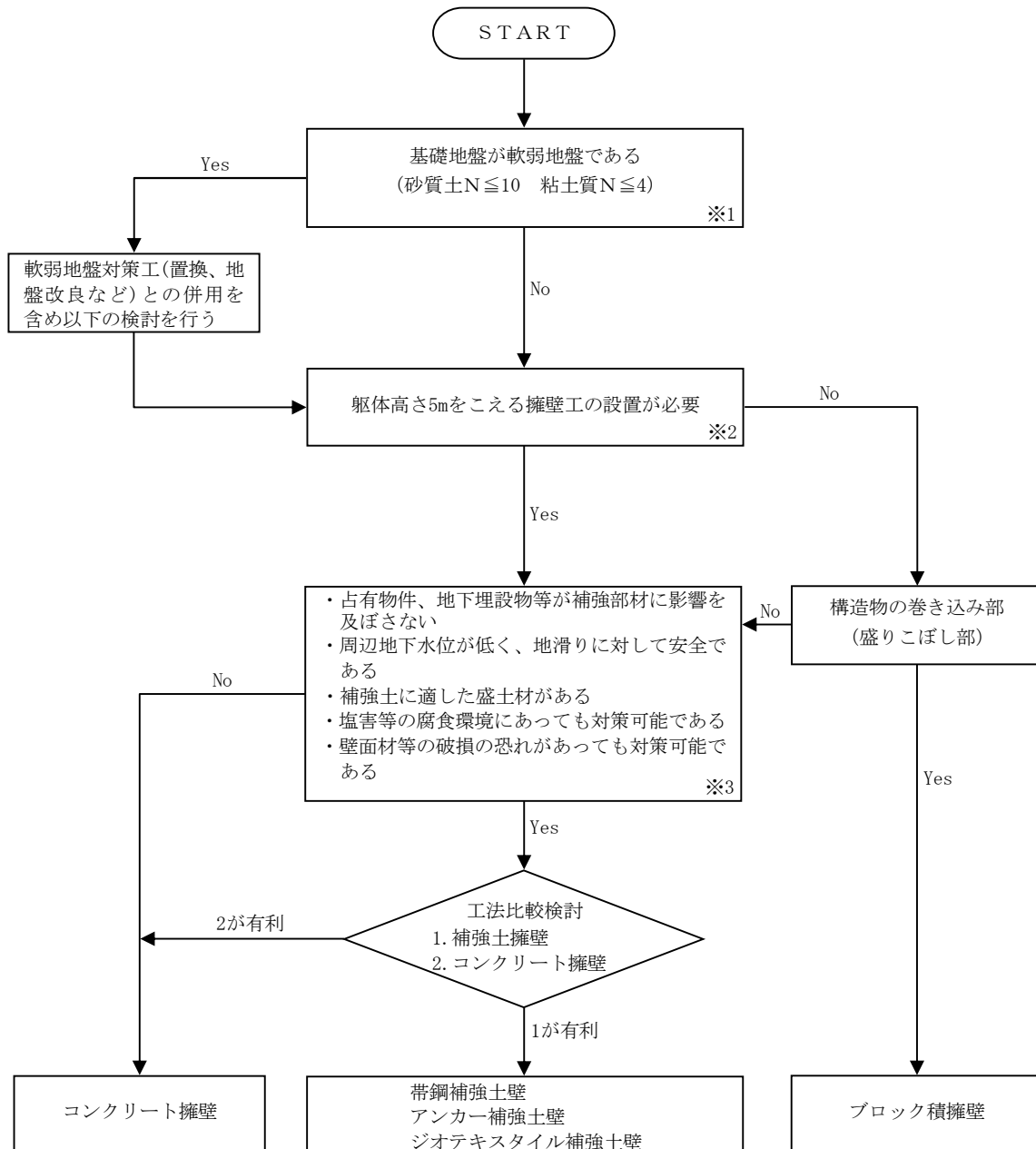


図3.1.20 擁壁工選定フロー

※1 N値に関しては基礎地盤としての可否の限界を示したのではなく、軟弱地盤対策工の必要性

確認を目的としているので、支持層の考え方は各擁壁の設計基準に準じて計画すること。

※2 巻き込み部については、法勾配1:1.5、構造物のウイング長は最大8m(橋台で平行ウイングの場合は6m)とし、腰止め擁壁の検討も行う。

※3 盛土材については、マニュアルに定める調査・試験を行い、現地材料を適用することの可否の判断、鋼の腐食に対する安全性の確認を行う。

また、盛土体内外の排水対策を慎重に考慮するとともに、集水地形などで盛土材の強度低下の生ずる恐れがある場合は、採用の可否を十分検討する。

3.1.17 斜面上の直接基礎

3.1.17.1 形状・寸法の計画

- (1) 斜面上に直接基礎を設ける場合は、地山の永久のり面をいたずらに乱さないように施工上十分留意する。
- (2) 斜面上の直接基礎において段差なしフーチング基礎を基本とし設計するが、施工条件などやむを得ない場合のみ置換えフーチング基礎を用いてもよい。
- (3) 置換え基礎の高さおよび段差平面部分の幅は、現地の状況や地層の傾斜状況に十分配慮して決定するものとする。

【解 説】

(1)、(2)斜面上の直接基礎とは図3.1.21に示すような、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置換えフーチング基礎をいうものとする。

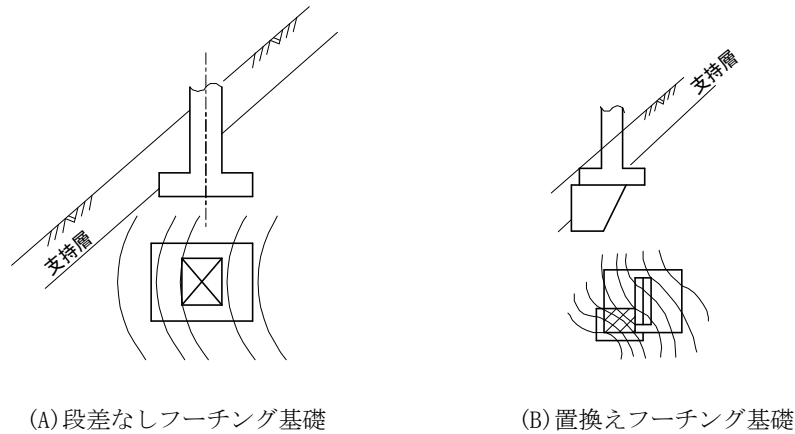


図3.1.21 斜面上直接基礎の種類

置換え基礎は、不良地盤に替わるコンクリート基礎であることから、置換えコンクリートの強度はなるべく基礎地盤の強度と同程度とするのが望ましい。また、不良地盤の基礎底面に占める割合が大きいと基礎地盤としては、不適であると考えられることから、置換え基礎の範囲を制限したものである。置換えフーチング基礎の範囲及び留意点としては、一般的に次のように制限している例が多い。

- (1) 一方向の場合： $1/3$ (置換え面積と基礎面積の比)以下
- (2) 二方向の場合： $1/4$ (置換え面積と基礎面積の比)以下
- (3) 置換え基礎の全高は、 3.0m 以下とし段数は1段までとする。

3.1.17.2 鉛直方向極限支持力の算出と安定照査の考え方

斜面上の基礎の鉛直方向極限支持力は、段切り基礎の支持力評価を考慮して安定照査を行うものとする。

【解 説】

斜面上の基礎の鉛直方向極限支持力と安定照査の考え方は、Nexco要領(H28) 第二集 橋梁建設編 P.4-19 の斜面上の直接基礎に設定手法が記載されているので参照し協議して決定する。

参考文献：設計要領 第二集 橋梁建設編 4章 基礎構造 (平成28年8月)
東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社

3.1.17.3 構造細目(基礎底面の処理)

- (1) 直接基礎の底面は支持地質に密着し、十分な滑動抵抗を有するよう設計しなければならない。
- (2) 置換えコンクリートを設ける場合は下部構造躯体と一体となるよう差し筋をするものとする。
- (3) 置換えコンクリートの上面及び前面には、ひび割れ防止鉄筋を配置する。(As \geq 5.0cm²/m)

【解説】

(1)について

直接基礎の底面は支持地盤に荷重を伝えるため基礎の底面処理を設計図に明示しなければならない。なお、杭基礎も同様でよい。

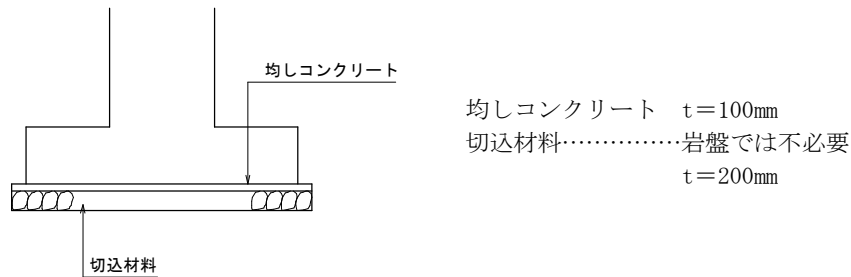


図3.1.22 基礎の底面処理

(2)について

斜面上にフーチングをつくる場合、基礎の傾斜のために、置換えコンクリートを施工し、底面をならしてからフーチングの施工を行うことがあるが、このように掘削面が階段状になる場合、特に地山のゆるみのないことをよく確認することが必要である。また、置換えコンクリートとフーチングとの摩擦は明確でないため、この面で滑動が発生しないよう差し筋を設置するものとした。躯体から置換えコンクリートの天端に作用する分担水平力に対して、差し筋はこれを下回らないせん断耐力が得られるように設置する。

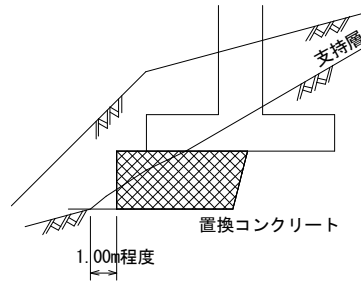


図3.1.23 置換えコンクリート

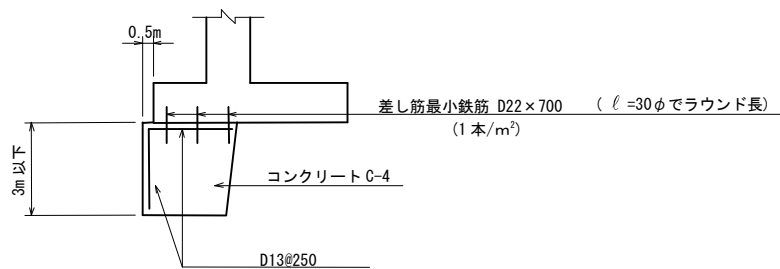


図3.1.24 置換え基礎の細目

3.2 杭基礎

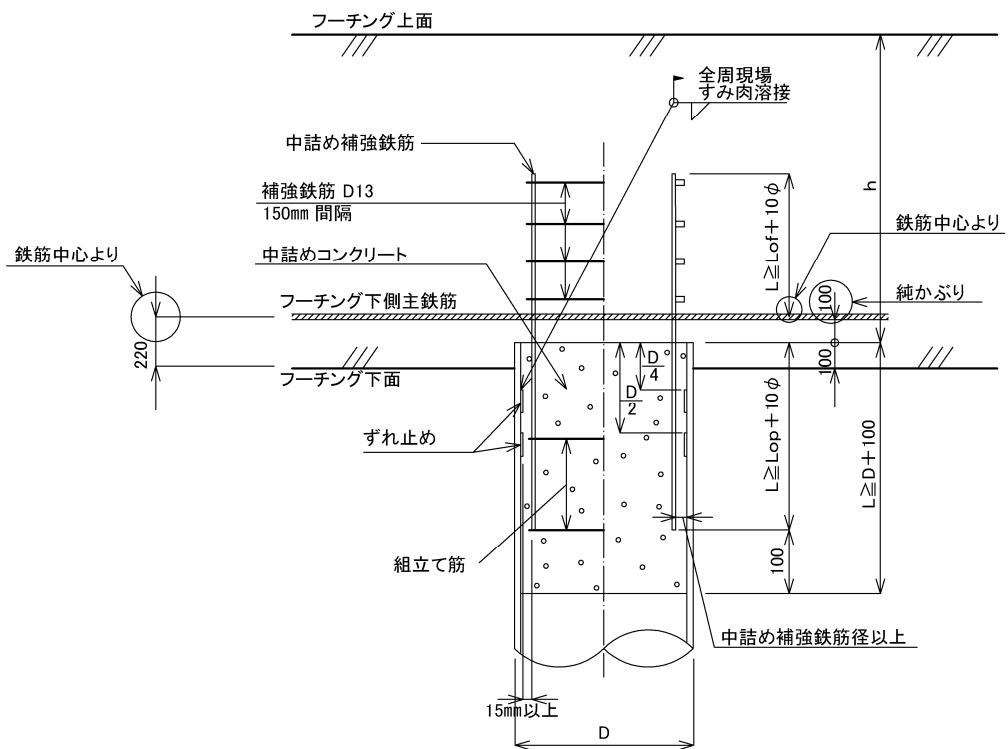
3.2.1 杭基礎の設計

- (1) 道路橋に用いる杭工法は、道示(H29)IV編 10.1 P226 に示されている工法とする。
- (2) 杭基礎は 道示(H29)IV編 8.4 P179 より組杭構造の支持杭基礎とすることを基本とし、道示(H29)IV編 8.3 P175 により適切に支持層を選定しなければならない。
- (3) 杭とフーチングの結合部は、道示(H29)IV編 10.8.7 P284 により断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (4) 北海道の主に泥炭性軟弱地盤に施工する新設の道路橋の橋台および橋脚の杭設計は、建設コストや耐震性を考慮し、複合地盤杭基礎の採用を検討する。

【解説】

(3)について

フーチング下面主鉄筋のかぶり、同一橋梁基礎内でのかぶりのばらつきを避けるため、純かぶり200mmを確保し、主鉄筋がD32の場合のかぶり値220mmを適用して統一運用するものとする。(D41以上の太径は別途設定のこと)



注) ϕ は中詰め補強鉄筋径

Lof、Lopは 道示(H29)III編 5.2.7 P84 (式5.2.1)より算出

図3.2.1 鋼管杭の接合方法

杭頭補強鉄筋は 道示(H29)IV編 10.8.7 P284 解説に記述されているように、 $L \geq L_{of} + 10\phi$ 以上まっすぐのばし定着するものとする。ただし、既製杭においてフーチング厚がこの定着により必要以上厚くなる場合は、図3.2.2のようにフーチング上面主鉄筋位置で直角に曲げてよい。

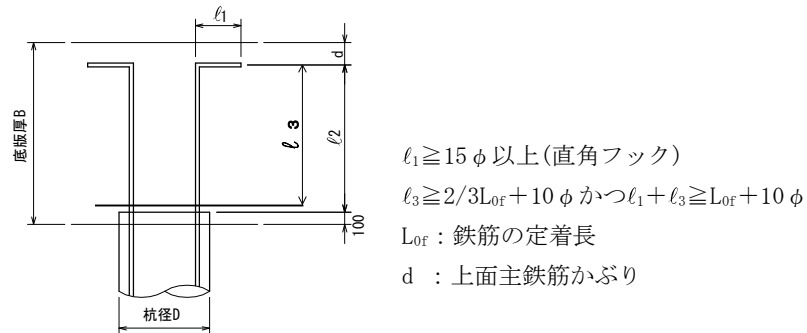


図3.2.2 既製杭における杭頭補強鉄筋例

関連規定：道路橋示方書 IV下部構造編 日本道路協会 杭基礎設計便覧

(6)について

主に泥炭性軟弱地盤に杭を設計する場合、杭周辺に地盤改良を併用する複合地盤杭基礎を適用すると基礎の合理化を図ることが可能となる。ただし、複合地盤杭基礎は特殊工法であることから、杭および複合地盤の健全性を確保させるため、採用にあたっては「北海道における複合地盤杭基礎の設計施工法に関するガイドライン」に準拠し、常時の地盤反力・滑動や地震時の杭水平変位・応答塑性率などを詳細に照査する必要がある。

参考文献：北海道における複合地盤杭基礎の設計施工法に関するガイドライン
土木研究所寒地土木研究所

3.2.2 薄層に支持される杭

支持層の厚さが薄く、その下に弱い層もしくは圧密層がある場合には、道示(H29)IV編 10.7.2 P265 によりその支持力及び沈下についての安全性を確かめなければならない。

【解説】

場所打ち杭、中掘り杭（セメントミルク噴出攪拌方式）および鋼管ソイルセメント杭については、杭基礎設計便覧参考資料「2. 薄層に支持された杭の先端支持力の評価」に紹介されている先端支持力度の補正係数も考慮し総合的に判断することが望ましい。

3.2.3 岩盤を支持層とする杭

岩盤を支持層とする場合の杭の極限支持力の特性値算定において、岩根入れ部の周面摩擦力度を考慮できる範囲は、道示(H29)IV編 10.5.2 (4) 解説を参考に決定するものとする。この時の杭周面摩擦力度は、道示(H29)IV編 10.5.2 P239 表-10.5.3 砂質土又は粘性土の値のうち小さい方を用いてよいが、場所打ち杭については、杭先端から杭径分より上方において本編付属資料（A. 杭基礎 3. 場所打ちコンクリート杭の周面摩擦力度設定）を参考に設定することができる。

また、杭先端の極限支持力度は、軟岩を支持層とする打込み鋼管杭は 道示(H29)IV編 P547 参考資料5により、場所打ち杭、中掘り杭、プレボーリング杭、鋼管ソイルセメント杭は、杭基礎設計便覧 参考資料「4. 杭の先端支持力推定式が規定されていない条件における支持力の推定と適用条件」を参考とすることができる。

3.2.4 斜杭基礎の設計

- (1) 斜杭の配列は 道示(H29)IV編 10.4 P233 (1) 解説による。なお、傾斜角は1度単位とする。
- (2) 圧密沈下が生じる地盤では、杭軸方向及び杭軸直角方向に荷重が作用することから、道示(H29)IV編 10.7.2 P265 および道示(H29)IV編 P559 参考資料 7. 圧密沈下が生じる地盤中での斜杭の照査を踏まえて照査を行うこと。

【解 説】

- (1) 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、当面は全杭本数のうち1/3以上は直杭とするとした。
- (2) 傾斜角の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、また陸上施工時の重機の安定性の確保を考慮して10度程度までとするのがよい。

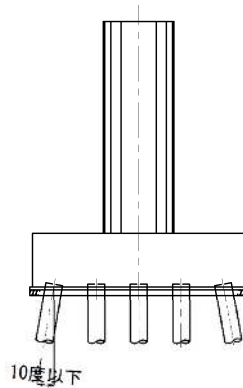


図3.2.3 傾斜角の例

- (3) 地盤の圧密沈下により、杭軸方向に負の周面摩擦力、杭軸直角方向には曲げ応力を生じる力が発生するため、これを考慮した設計を行う必要がある。なお、曲げ応力の設計法については、関係機関と協議を行うこと（参考文献を参照）。

参考文献：土木研究所資料 軟弱地盤における杭基礎の設計法に関する研究 平成25年3月
富澤幸一、西本聡、三浦清一：泥炭性軟弱地盤における斜杭基礎の静的および動的挙動
評価に関する実験的検討 地盤工学ジャーナルVol. 8、No. 2、pp. 209-220、2013

