

国 都 街 第 9 1 号  
国 道 企 第 1 2 6 号  
平 成 1 3 年 1 2 月 2 7 日

北 海 道 開 発 局 長  
各 地 方 整 備 局 長

国 土 交 通 省  
都 市 ・ 地 域 整 備 局 長  
道 路 局 長

## 橋、高架の道路等の技術基準について

今般、橋、高架の道路等の技術基準のうち道路橋示方書 共通編、鋼橋編、コンクリート橋編、下部構造編および耐震設計編（以下「本基準」という。）を別添のとおり改訂したので、これらによられたく通知する。

なお、法定受託事務である道路法（昭和27年法律第180号）第97条第1項各号に掲げる指定区間外の国道等に係る事務については、本通知を処理基準とする。

### 記

#### 1 適用について

原則として平成14年度以降の設計に適用するものとする。

ただし、必要に応じて平成13年度以前の設計に適用することができるものとする。

#### 2 通達の廃止

今回の改訂に伴い、以下に示す通達は平成14年3月31日に廃止する。

- (1) 「橋、高架の道路等の技術基準について」のうち道路橋の塩害対策指針（案）  
（昭和59年2月2日付、建設省都街発第8号、建設省道企発第6号）
- (2) 「橋、高架の道路等の技術基準について」  
（平成8年11月1日付、建設省都街発第93号、建設省道企発第61号）

（内閣府沖縄総合事務局長、日本道路公団総裁、首都高速道路公団理事長、阪神高速道路公団理事長、本州四国連絡橋公団総裁あて同文）

( 独立行政法人土木研究所長あて )

( 国土技術政策総合研究所長あて )

今般、橋、高架の道路等の技術基準のうち道路橋示方書 共通編、 鋼橋編、  
コンクリート橋編、 下部構造編および 耐震設計編(以下「本基準」という。)を  
別添のとおり改訂したので、これによられたく通知する。

記

( 以下、同文 )

( 各都道府県知事あて )

( 各指定市長あて )

今般、橋、高架の道路等の技術基準のうち道路橋示方書 共通編、 鋼橋編、  
コンクリート橋編、 下部構造編および 耐震設計編(以下「本基準」という。)を  
別添のとおり改訂したので、通知する。

法定受託事務である道路法(昭和 27 年法律第 180 号)第 97 条第 1 項各号に掲げ  
る指定区間外の国道等に係る事務については、本通知を処理基準とされたい。

また、都道府県および市町村道においても、本基準によるよう十分な配慮を願  
いたい。

なお、貴管内道路管理者に対しても、この旨周知徹底方お取り計らい願いたい。

記

( 以下、同文 )

別添

道路橋示方書

ページ

I 共通編	3
II 鋼橋編	35
III コンクリート橋編	171
IV 下部構造編	253
V 耐震設計編	328

共通編

1章 総則

1.1 適用の範囲

(1) 道路橋示方書は、支間長が 200m以下の橋の設計及び施工に適用する。ただし、支間長が 200mをこえる橋についても、橋種、構造形式、架橋地点の実状等に応じ必要かつ適切な補正を行って、この示方書を準用することができる。

(2) この示方書は、共通編、鋼橋編、コンクリート橋編、下部構造編、耐震設計編で構成し、各編の適用の範囲は以下のとおりとする。

- 1) I 共通編.....荷重等各編に共通する事項及び支承部、伸縮装置、付属物等
- 2) II 鋼橋編.....主として鋼製の上部構造
- 3) III コンクリート橋編.....主としてコンクリート製の上部構造
- 4) IV 下部構造編.....主として下部構造
- 5) V 耐震設計編.....荷重のうち地震の影響及び耐震設計

1.2 用語の定義

1.2.1 用語の定義

- (1) 上部構造 橋台、橋脚の上に設ける橋げた部分をいう。
- (2) 下部構造 上部構造からの荷重を基礎地盤に伝達する構造部分で、橋台、橋脚及びそれらの基礎をいう。
- (3) 鋼橋 上部構造を構成する主要部材が鋼材からなる橋をいう。
- (4) コンクリート橋 上部構造を構成する主要部材がコンクリートからなる橋をいう。
- (5) 車道部分 車道部（車道、中央帯、路肩等）のうち自動車が通行できる部分をいう。
- (6) 歩道等 道路構造令第 2 条で定義する歩道、自動車道及び自転車

歩行者道をいう。

- (7) 主 荷 重 橋の主要部分を設計する場合において、常に作用すると考えなければならない荷重をいう。
- (8) 従 荷 重 橋の主要部分を設計する場合において、必ずしも常時又はしばしば作用するとは限らないが、荷重の組合せにおいて必ず考慮しなければならない荷重をいう。
- (9) 特 殊 荷 重 橋の主要部分を設計する場合において、橋種、構造形式、架橋地点の状況等の条件によっては、とくに考慮しなければならない荷重をいう。

### 1.2.2 字句の意味

規程の末尾に用いられる字句の意味は表 1.2.1 に示すとおりとする。

表 1.2.1 末尾に置く字句の意味

末尾に置く字句	意味の区別
<p>.....する。            .....するものとする。            .....とする。            .....によるものとする。            .....とおりとする。            .....しなければならない。</p>	<p>理論上又は実際上の明確な根拠に基づく規定又は規格や取り扱いを統一する必要から設けた規定。            したがって、よほどはっきりした理由がない限り当該規定を犯してはならない。</p>
<p>.....原則として.....する。            .....を標準とする。</p>	<p>周囲の状況等によって一律に規制することはできないが、実用上の必要から設けた規定。したがって、規定の趣旨を逸脱しない範囲であれば、必ずしも当該規定に従う必要はない。</p>
<p>.....するのがよい。            .....することが望ましい。</p>	<p>理論上又は実際上は規定通り実施してほしいが、構造により、又は、簡易を旨とする橋等で、そこまで厳重に規制する必要はないと思われる規定。            したがって、とくに大きな支障がない限り規定に従わなければならない。</p>
<p>.....してもよい。            .....することができる。</p>	<p>(1) 本来、厳密な検討を行ったうえで設計するのがよいのではあるが、設計を簡単にすることを旨とするときの便宜上、簡便法を与えた規定。したがって、厳密な検討を行う場合には、それが当該規定に優先する。</p>

	(2) 規定がすべて安全側につくられているため、それをそのまま適用すると厳しすぎる場合、緩和するための規定。したがって、安全側にすぎることが明らかな場合には緩和規定によってよい。
--	---

### 1.3 調査

橋の適切な設計、施工を行うために、橋の建設予定地点の状況、構造物の規模等に応じて必要な調査を行わなければならない。

### 1.4 計画

#### 1.4.1 架橋位置と形式の選定

橋の計画にあたっては、路線線形や地形、地質、気象、交差物件等の外部的な諸条件、使用目的との整合性、施工品質の確保、維持管理の容易さ、環境との調和、経済性を考慮して、架橋位置及び橋の形式の選定を行わなければならない。

#### 1.4.2 交差物件との関係

架橋位置、支間割、橋脚位置、橋脚形状、橋下空間等は交差物件の管理者と十分協議して定めるものとする。

### 1.5 設計の基本理念

(1) 橋の設計にあたっては、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の容易さ、環境との調和、経済性を考慮しなければならない。

(2) 設計は、理論的な妥当性を有する手法、実験等による検証がなされた手法等適切な知見にもとづいて行うものとする。

### 1.6 設計図に記載すべき事項

設計図には次の事項を記載するものとする。

- (1) 路線名及び架橋位置
- (2) 橋名
- (3) 責任技術者
- (4) 設計年月日
- (5) 主な設計条件

## 2章 荷重

### 2.1 荷重の種類

設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

主 荷 重 ( $P$ )	1	死 荷 重 ( $D$ )
	2	活 荷 重 ( $L$ )
	3	衝 撃 ( $I$ )
	4	プレストレス力 ( $PS$ )
	5	コンクリートのクリープの影響 ( $CR$ )
	6	コンクリートの乾燥収縮の影響 ( $SH$ )
	7	土 圧 ( $E$ )
	8	水 圧 ( $HP$ )
	9	浮力又は揚圧力 ( $U$ )
従 加 重 ( $S$ )	10	風 荷 重 ( $W$ )
	11	温度変化の影響 ( $T$ )
	12	地 震 の 影 響 ( $EQ$ )
主荷重に相当する	13	雪 荷 重 ( $SW$ )
特 殊 荷 重 ( $PP$ )	14	地盤変動の影響 ( $GD$ )
	15	支点移動の影響 ( $SD$ )
	16	波 圧 ( $WP$ )
	17	遠 心 荷 重 ( $CF$ )
	18	制 動 荷 重 ( $BK$ )
従荷重に相当する	19	施 工 時 荷 重 ( $ER$ )
特 殊 荷 重 ( $PA$ )	20	衝 突 荷 重 ( $CO$ )
	21	そ の 他

## 2.2 荷 重

### 2.2.1 死荷重

- (1) 死荷重は、材料の単位重量を適切に評価して設定するものとする。
- (2) 死荷重の算出には表 2.2.1 に示す単位重量を用いてもよい。

表 2.2.1 材料の単位重量 (  $\text{kN} / \text{m}^3$  )

材 料	単位重量
鋼・鋳鋼・鍛鋼	77.0
鋳鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレスコンクリート	24.5

コンクリート	23.0
セメントモルタル	21.0
木材	8.0
歴青材（防水用）	11.0
アスファルト舗装	22.5

## 2.2.2 活荷重

(1) 活荷重は、自動車荷重（T荷重、L荷重）、群集荷重及び軌道の車両荷重とし、大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重及びB活荷重に区分するものとする。

(2) 適用

高速自動車国道、一般国道、都道府県道及びこれらの道路と基幹的な道路網を形成する市町村道の橋の設計にあたってはB活荷重を適用するものとする。その他の市町村道の橋の設計にあたっては、大型の自動車の交通の状況に応じてA活荷重又はB活荷重を適用するものとする。

(3) 床版及び床組を設計する場合の活荷重

床版及び床組を設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

1) 車道部分には図 2.2.1 に示す T 荷重を載荷するものとする。T 荷重は橋軸方向には 1 組、橋軸直角方向には組数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力が生じるように載荷するものとする。T 荷重の橋軸直角方向の載荷位置は、載荷面の中心が車道部分の端部より 250mm までとする。載荷面の辺長は、橋軸方向及び橋軸直角方向にそれぞれ 200mm 及び 500mm とする。なお、B 活荷重を適用して床組を設計する場合には、T 荷重によって算出した断面力等に表 2.2.2 に示す係数を乗じたものを用いるものとする。ただし、この係数は 1.5 をこえてはならない。

支間長がとくに長い縦げた等は、T 荷重と L 荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。

2) 歩道等には、群集荷重として  $5.0\text{kN/m}^3$  の等分布荷重を載荷するものとする。

3) 軌道には、軌道の車両荷重と T 荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷するものとする。軌道の車両は両数に制限がないものとし、設計部材に最も不利な応力を与えるように載荷するものとする。占有幅及び荷重は、当該軌道の規定によるものとする。

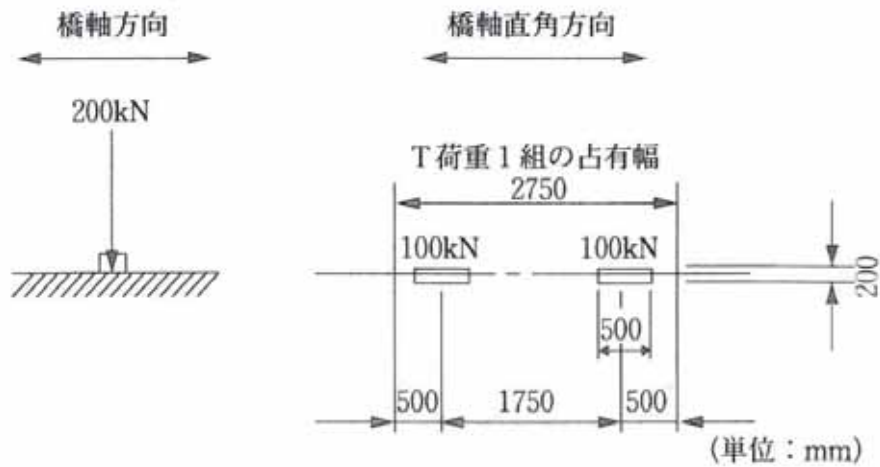


図 2.2.1 T 荷重

表 2.2.2 B 活荷重を適用する際に床  
組等の設計に用いる係数

部材の支間長 $L$ (m)	$L \leq 4$	$L > 4$
係 数	1.0	$\frac{L}{32} + \frac{7}{8}$

(4) 主げたを設計する場合の活荷重

主げたを設計する場合の活荷重は次のとおりとする。

- 1) 車道部分には A 活荷重又は B 荷重に応じて、図 2.2.2 及び表 2.2.3 に示す 2 種類の等分布荷重  $P_1$ 、 $P_2$  よりなる L 荷重を載荷するものとし、 $P_1$  は 1 橋につき 1 組とする。L 荷重は着目している点又は部材に最も不利な応力が生じるように、橋の幅 5.5m までは等分布荷重  $P_1$  及び  $P_2$  (主載荷荷重) を、残りの部分にはそれらのおのおの 1/2 (従載荷荷重) を載荷するものとする。

ただし、支間長がとくに短い主げたや床版橋は、T 荷重と L 荷重のうち不利な応力を与える荷重を用いて設計するものとする。T 荷重を用いて設定する場合には、T 荷重は橋軸直角方向には 2 組を限度とし、3 組目からは 1/2 に低減するものとする。なお、B 活荷重を適用する場合は、T 荷重によって算出した断面力等に表 2.2.2 に示す係数を乗じるものとするが、この係数は 1.5 をこえてはならない。

ゲルバーげたの吊げた及び片持部に対しては、表 2.2.3 における支間長  $L$  としてそれぞれ図 2.2.3 に示す  $L_1$  及び  $L_2$  をとるものとする。

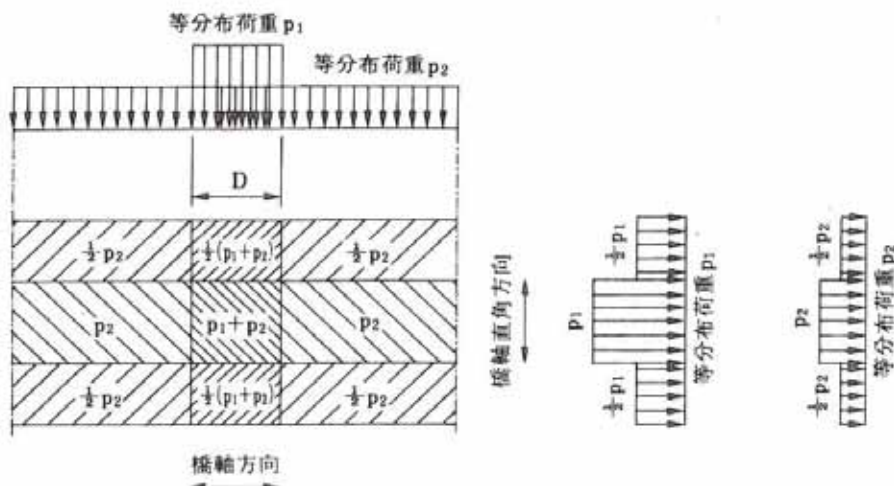


図 2.2.2 L 荷重

表 2.2.3 L 荷重

荷 重	主載荷荷重 (幅 5.5m)						重載荷 荷 重
	載荷長 $D(m)$	等分布荷重 $P_1$		等分布荷重 $P_2$			
		荷重 (kN/m <sup>2</sup> )		荷重 (kN/m <sup>2</sup> )			
		曲げモー メントを 算出する 場合	せん断力 を算出す る場合	$L < 80$	$80 < L < 130$	$L > 130$	
A 活荷重	6	10	12	3.5	$4.3 - 0.01L$	3.0	主載荷 荷重の 50%
B 活荷重	10						

$L$  : 支間長 ( m )

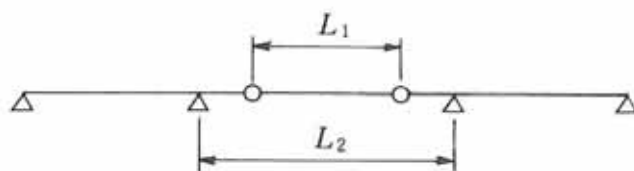


図 2.2.3 ゲルバーげたにおける支間長  $L$  のとり方

2) 歩道等には、群集荷重として表 2.2.4 に示す等分布荷重を載荷するものとする。

表 2.2.4 歩道等に載荷する等分布荷重

支間長 $L$ (m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$L > 130$
等分布荷重 (kN / m <sup>2</sup> )	3.5	$4.3 - 0.01L$	3.0

3) 軌道には、軌道の車両荷重と  $L$  荷重のうち設計部材に不利な応力を与える荷重を載荷するものとする。軌道の車両は両数に制限がないものとし、占有幅及び荷重は当該軌道の規定によるものとする。自動車の通行を許さない軌道数がある場合には、 $L$  荷重の載荷幅はこの部分を除いてもよい。

(5) 下部構造を設計する場合の活荷重

下部構造を設計する場合の上部構造に載荷する活荷重は、原則として(4)に規定する荷重とする。

### 2.2.3 衝 撃

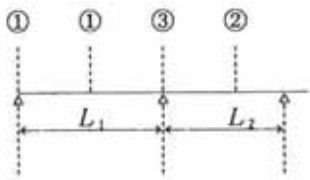
(1) 活荷重の載荷に際しては衝撃を考慮するものとする。衝撃は橋の支間長、構造特性、死荷重と活荷重の比等を適切に考慮して設定するものとする。

(2) (3)及び(4)の規定により衝撃を考慮する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 表 2.2.5 の支間長を用いて、表 2.2.6 により上部構造の衝撃係数を算出し、衝撃を考慮する。ただし、歩道等に載荷する等分布荷重、吊橋の主ケーブル及び補鋼げたを設計する際の活荷重による衝撃は考慮しない。

(4) 下部構造の設計に用いる上部構造反力には、活荷重による衝撃を考慮しない。ただし、支承部、鋼製橋脚及びコンクリート製の張出しばり、ラーメン橋脚もしくはこれに類似の軽量の駆体には活荷重による衝撃を考慮する。

表 2.2.5 衝撃係数を求めるときの支間長

形式	部 材	$L$ (m)
単純げた	けた及び支承	支 間 長
トラス	弦材・端柱及び支承 下路トラスの吊材 上路トラスの支柱 分格間の斜材の類 その他の腹材	支 間 長 床げたの支間長 床げたの支間長 床げたの支間長 支間長の 75%
連続げた		荷重 に対しては $L_1$ 荷重 に対しては $L_2$ 荷重 に対しては $(L_1 + L_2) / 2$

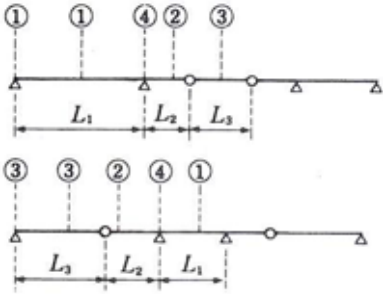
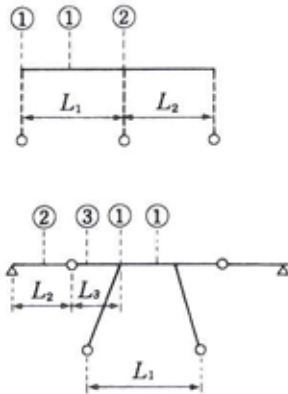
<p>ゲルバー げた</p>		<p>荷重 に対しては <math>L_1</math>  荷重 に対しては <math>L_2 + L_3</math>  荷重 に対しては  吊げたに対しては <math>L_3</math>  片持部及び定着げたに対して  <math>L_2 + L_3</math>  荷重 に対しては  <math>(L_1 + L_2 + L_3) / 2</math></p>
<p>ラーメン</p>		<p>荷重 に対しては <math>L_1</math>  荷重 に対しては  <math>(L_1 + L_2) / 2</math></p> <p>荷重 に対しては <math>L_1</math>  荷重 に対しては  吊げたに対しては <math>L_2</math>  片持部及びラーメンに対して  <math>L_2 + L_3</math>  荷重 に対しては  ラーメンに対しては <math>L_1</math>  片持部に対しては <math>L_2 + L_3</math></p>
<p>アーチ及び補鋼げたを有するアーチ</p>	<p>アーチリブ、アーチの弦材、補鋼げた、補鋼トラスの弦材、支承及びタイドアーチのタイアーチ及び補鋼トラスの腹材  上路アーチの支柱  下路アーチの吊材</p>	<p>支間長  支間長の 75%  床げたの支間長  床げたの支間長</p>
<p>吊橋</p>	<p>ハンガー</p>	<p>床げたの支間長</p>
<p>斜張橋</p>	<p>主げた  ケーブル</p>	<p>連続げたに準じる  連続げたの支点に準じる</p>

表 2.2.6 衝撃係数

橋 種	衝撃係数 $i$	備 考
鋼 橋	$i = \frac{20}{50+L}$	T 荷重、L 荷重の使用の別にかかわらない
鉄筋コンクリート橋	$i = \frac{20}{50+L}$	T 荷重を使用する場合
	$i = \frac{7}{20+L}$	L 荷重を使用する場合
プレストレスト コンクリート橋	$i = \frac{20}{50+L}$	T 荷重を使用する場合
	$i = \frac{10}{25+L}$	L 荷重を使用する場合

#### 2.2.4 プレストレス力

- (1) 構造物にプレストレス力を導入する場合には、これを適切に考慮するものとする。
- (2) プレストレス力は、プレストレッシング直後のプレストレス力及び有効プレストレス力に区分して、それぞれ適切に考慮するものとする。
- (3) プレストレスにより不静定力が生じる場合には、これを適切に考慮するものとする。
- (4) (5)及び(6)の規定による場合には(1)及び(2)を、(7)の規定による場合には(3)を満足するとみなしてよい。
- (5) プレストレッシング直後のプレストレス力は、PC 鋼材の引張端に与えた引張力に、次の影響を考慮して算出する。
  - 1) コンクリートの弾性変形
  - 2) PC 鋼材とシースの摩擦
  - 3) 定着具におけるセット
- (6) 有効プレストレス力は、(5)の規定により算出するプレストレッシング直後のプレストレス力に、次の影響を考慮して算出する。
  - 1) コンクリートのクリープ  
この場合に考慮する持続荷重は、プレストレッシング直後のプレストレス力及び死荷重とする。
  - 2) コンクリートの乾燥収縮
  - 3) PC 鋼材のリラクセーション
- (7) 有効プレストレス力による不静定力は、プレストレッシング直後のプレス

トレス力による不静定力に PC 鋼材引張力の有効係数を部材全体にわたって平均した値を乗じて算出する。

### 2.2.5 コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響

- (1) コンクリート部材の設計においては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を適切に考慮するものとする。
- (2) (3)から(7)までの規定による場合には、(1)を満足するものとみなしてよい。
- (3) コンクリートのクリープひずみは式(2.2.1)により算出する。

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi \dots\dots\dots (2.2.1)$$

ここに、 $\varepsilon_{cc}$  : コンクリートのクリープひずみ  
 $\sigma_c$  : 持続荷重による応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\varphi$  : コンクリートのクリープ係数

- (4) プレストレスの減少量及び不静定力を算出する場合のコンクリートのクリープ係数は表 2.2.7 の値を標準とする。

表 2.2.7 コンクリートのクリープ係数

持続荷重を載荷するときのコンクリートの材令(日)		4~7	14	28	90	365
クリープ係数	早強ポルトランドセメント使用	2.6	2.3	2.0	1.7	1.2
	普通ポルトランドセメント使用	2.8	2.5	2.2	1.9	1.4

- (5) プレストレスの減少量を算出する場合のコンクリートの乾燥収縮度は、表 2.2.8 の値を標準とする。

表 2.2.8 コンクリートの乾燥収縮度(普通及び早強ポルトランドセメント使用の場合)

プレストレストを導入するときのコンクリートの材令(日)	4~7	28	90	365
乾燥収縮度	$20 \times 10^{-5}$	$18 \times 10^{-4}$	$16 \times 10^{-5}$	$12 \times 10^{-5}$

- (6) (4)又は(5)によりがたい場合は、部材周辺の湿度、部材断面の形状寸法、荷重が作用するときのコンクリートの材令等を考慮して別途にコンクリートのクリープ係数及び乾燥収縮度を定める。
- (7) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響により生じる不静定力は、次

の規定により算出する。

1) 構造系に変化がない場合

構造物全体を一度に支保工上で施工し、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がない場合には、コンクリートのクリープの影響は一般に考慮しなくてよい。乾燥収縮の影響による不静定力を算出する場合には、コンクリートの乾燥収縮度を  $15 \times 10^{-5}$  とする。ただし、軸方向鋼材量が部材のコンクリート断面積の 0.5% 未満の場合には乾燥収縮度を  $20 \times 10^{-5}$  とする。

2) 構造系に変化がある場合

構造物全体を一度に施工せず、施工中の構造系と施工後の構造系に変化がある場合には、コンクリートのクリープの影響による不静定力は(4)あるいは(6)に規定する値を用いて算出する。なお、この場合に考慮する持続荷重は死荷重、プレストレス力及び乾燥収縮の影響とする。また、乾燥収縮の影響による不静定力は(6)の規定により算出する。

2.2.6 土 圧

- (1) 土圧は、構造物の種類や土質条件を適切に考慮して設定するものとする。
- (2) 地震時土圧は、耐震設計編の規定による。
- (3) (4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (4) 土圧は壁面に働く分布荷重とし、荷重強度は以下とする。

1) 可動壁

i) 砂質土

$$P_A = K_A \cdot r \cdot x + K_A \cdot q \dots\dots\dots (2.2.2)$$

$$P_P = K_P \cdot r \cdot x + K_P \cdot q \dots\dots\dots (2.2.3)$$

ii) 粘性土

$$P_A = K_A \cdot r \cdot x - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A} + K_A \cdot q \dots\dots\dots (2.2.4)$$

ただし、 $P_A \geq 0$

$$P_P = K_P \cdot r \cdot x - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_P} + K_P \cdot q \dots\dots\dots (2.2.5)$$

ただし、

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2.2.6)$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta + \delta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \sin(\varphi + \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)}} \right]^2} \dots\dots\dots (2.2.7)$$

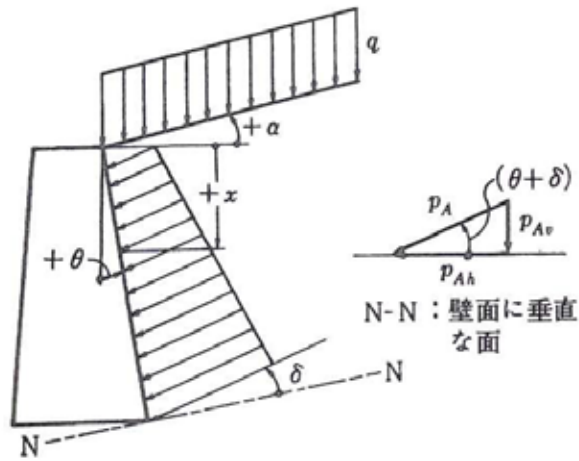
なお、 $\pm < 0$  の場合には  $\sin(\pm) = 0$  とする。

2) 固定壁

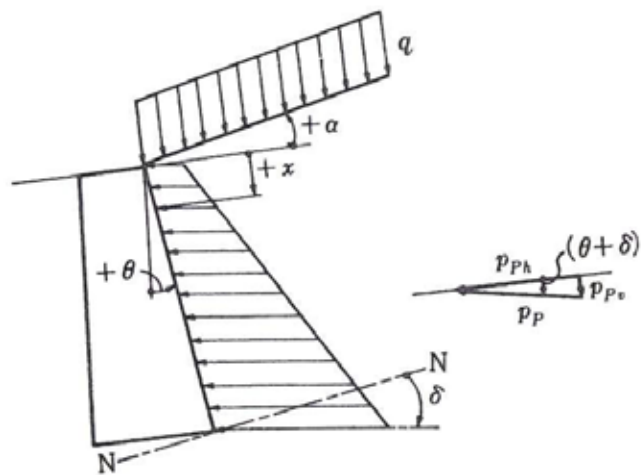
$$P_0 = K_0 \cdot r \cdot x \cdot K_0 \cdot q \dots\dots\dots (2.2.8)$$

ここに、

- $\gamma$  : 土の単位重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )
- $P_A$  : 深さ  $x$  における主働土圧強度 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
- $P_P$  : 深さ  $x$  における受働土圧強度 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
- $P_0$  : 深さ  $x$  における静止土圧強度 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )
- $K_A$  : クローン土圧による主働土圧係数
- $K_P$  : クローン土圧による受働土圧係数
- $K_0$  : 静止土圧係数



(a) 主働土圧の場合



(b) 受働土圧の場合

$x$ : 土圧  $P_A$ 、 $P_P$ 、 $P_0$  が壁面に作用する深さ (m)

$c$ : 土の粘着力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$q$ : 地表載荷荷重 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$\alpha$ : 土のせん断抵抗角 (度)

$\beta$ : 地表面と水平面とのなす角 (度)

$\gamma$ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (度)

$\delta$ : 壁排面と土との間の壁面摩擦角 (度)

ここで用いている角度は反時計回りを正とする。

#### 図 2.2.4 土圧

(5) 橋台の土圧の作用面は、原則として以下のとおりとする。

1) 重力式橋台の場合は、駆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駆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。

#### 2.2.7 水 圧

(1) 水圧は、水圧の変動、流速、洗掘の影響及び橋脚の形状・寸法を適切に考慮して設定するものとする。

(2) 地震時動水圧は、耐震設計編の規定による。

(3) (4)及び(5)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(4) 静水圧は式(2.2.9)により算出する。ただし、構造物の地中にある部分に働く水圧がこの理論水圧の値まで作用しないことが明らかな場合は、その明らかな値まで低減してもよい。

$$P_h = w_0 \cdot h \dots\dots\dots (2.2.9)$$

ここに、 $P_h$ : 水面より深さ  $h$  のところの静水圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$h$ : 水面よりの深さ (m)

$w_0$ : 水の単位重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

(5) 流水圧は流水方向に対する橋脚の鉛直投影面積に作用する水平荷重とし、式(2.2.10)により算出する。作用位置は河底より  $0.6H$  とする。

$$P = K \cdot v^2 \cdot A \dots\dots\dots (2.2.10)$$

ここに、 $P$ : 流水圧 (kN)

$K$ : 表 2.2.9 に示す橋脚の形状によって定まる係数

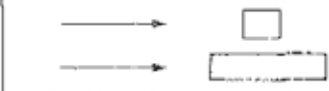


$v$ : 最大流速 (m/s)

$A$ : 橋脚の鉛直投影面積 ( $\text{m}^2$ )

$H$ : 水深 (m)

洗掘の影響がある場合における流水圧の算出に用いる水深は、下部構造による洗掘の影響のないときの水深に下部構造の影響によって生じる洗掘の深さと、橋の供用中に予想される全般的な河床低下量を加えた深さとする。洪水時には、上記の水深に、洪水時の水位の増加と洪水時の洗掘深さを加えた深さとする。

表 2.2.9 橋脚の抵抗係数

橋脚の流水方向端部の形状	係 数
	0.7
	0.4
	0.2

#### 2.2.8 浮力又は揚圧力

- (1) 浮力又は揚圧力は、間げき水や水位の変動を適切に考慮して設定するものとする。
- (2) 浮力又は揚圧力は鉛直方向に作用するものとし、構造物に最も不利になるように載荷するものとする。

#### 2.2.9 風 荷 重

- (1) 橋に作用する風荷重は、架橋地点の位置、地形及び地表条件や橋の構造特性、断面形状を適切に考慮して設定するものとする。
- (2) 吊橋、斜張橋のようにたわみやすい橋及び特にたわみやすい部材については、風による動的な影響を考慮して設計するものとする。
- (3) (4)及び(5)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (4) 上部構造に作用する風荷重は、橋軸に直角に作用する水平荷重とし、設計部材に最も不利な応力を生じるように載荷する。ただし、遮音壁が設置される場合には、風の特性及び遮音壁の構造に応じて風荷重を低減してもよい。

##### 1) 鋼げた

鋼げたに作用する風荷重は、1橋の端軸方向の長さ1mにつき表 2.2.

10 に示す値とする。

表 2.2.10 鋼げたの風荷重 (kN/m)

断面形状	風荷重
1 $B/D < 8$	$\{4.0 - 0.2(B/D)\} D$ 6.0
8 $B/D$	$2.4D$ 6.0

ここに、 $B$ : 橋の総幅 (m) (図 2.2.5 参照)

$D$ : 橋の総高 (m) (図 2.2.11 参照)

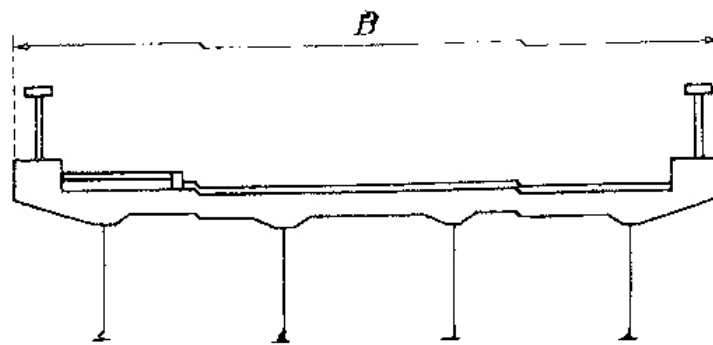


図 2.2.5  $B$  のとり方

表 2.2.11 鋼げたの  $D$  のとり方

橋梁用防護柵	壁型鋼製防護柵	壁型鋼製防護柵以外
$D$ のとり方		

## 2) 2主構トラス

2主構トラスに作用する風荷重は、風上側の有効鉛直投影面積  $1 \text{ m}^2$  につき、表 2.2.12 に示す値とする。ただし、標準的な2主構トラスについては、風上側弦材の橋軸方向の長さ  $1 \text{ m}$  につき表 2.2.13 に示す風荷

重を用いてもよい。

表 2.2.12 2主講トラスに作用する風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

トラス	活荷重載荷時	$1.25 / \sqrt{\phi}$
	活荷重無載荷時	$2.5 / \sqrt{\phi}$
橋床	活荷重載荷時	1.5
	活荷重無載荷時	3.0

ただし、 $0.1 \leq \phi \leq 0.6$

ここに、 $\phi$  : トラスの充実率 (トラス外郭面積に対するトラス投影面積の比)

表 2.2.13 標準的な2主講トラスの風荷重 (kN/m)

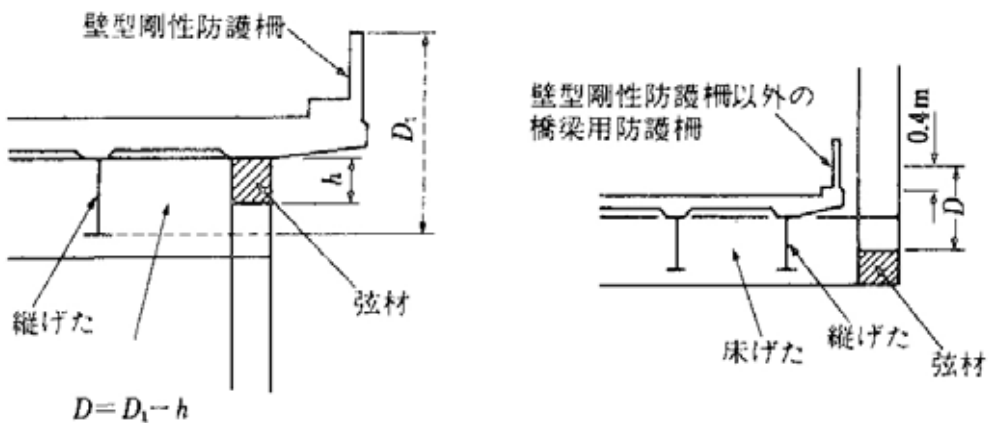
弦材		風荷重	
載荷弦	活荷重載荷時	$1.5 + 1.5D + 1.25\sqrt{\lambda h}$	6.0
	活荷重無載荷時	$3.0D + 2.5\sqrt{\lambda h}$	6.0
無載荷弦	活荷重載荷時	$1.25\sqrt{\lambda h}$	3.0
	活荷重無載荷時	$2.5\sqrt{\lambda h}$	3.0

ただし、 $7 \leq D \leq 40$

ここに、 $D$  : 橋床の総高 (m)。ただし、橋軸直角方向から見て弦材と重なる部分の高さは含めない (図 2.2.6 参照)

$h$  : 弦材の高さ (m)

$D_1$  : 下弦材中心から上弦材中心までの主講高さ (m)



(a) 上路トラスの場合

(b) 下路トラスの場合

図 2.2.6 2主講トラスのDのとり方

### 3) その他の形式の橋

その他の形式の橋の橋げた部分に作用する風荷重は、けた形状に応じ

1)あるいは 2)を適用する。1)あるいは 2)に規定されていないような部材に作用する風加重は、断面形状に応じ表 2.2.14 に示す値となる。なお、活荷重載荷時には、活荷重に対して橋面上 1.5m の位置に 1.5kN/m の風加重を作用させる。

表 2.2.14 鋼げたあるいは 2 主講トラス以外の橋の部材に作用する

風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

部材の断面形状		風荷重	
		風上側部材	風下側部材
円形	活荷重載荷時	0.75	0.75
	活荷重無載荷時	1.5	1.5
角形	活荷重載荷時	1.5	0.75
	活荷重無載荷時	3.0	1.5

4) 並列橋

鋼げた橋が並列する場合には、その影響を考慮して表 2.2.10 の風荷重を適切に補正する。

(5) 下部構造に直接作用する風荷重は、橋軸直角方向及び橋軸方向に作用する水平荷重とする。ただし、同時に 2 方向には作用しないものとする。風荷重の大きさは、風向方向の有効鉛直投影面積に対して表 2.2.15 に示す値とする。

表 2.2.15 下部構造に作用する風荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

駆体の断面形状		風荷重
円形 小判形	活荷重載荷時	0.75
	活荷重無載荷時	1.5
角形	活荷重載荷時	1.5
	活荷重無載荷時	3.0

2.2.10 温度変化の影響

- (1) 設計に用いる基準温度及び温度変化の範囲は、構造物の種類、架橋地点の環境条件及び部材の材質・寸法を適切に考慮して設定するものとする。
- (2) (3)から(5)までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 設計に用いる基準温度は +20 を標準とする。ただし、寒冷な地域においては +10 を標準とする。

(4) 設計に用いる温度変化の範囲は次のとおりとし、構造物における温度の昇降は基準温度からの差として考慮する。

1) 鋼構造

鋼構造全体の一様な温度変化を考慮する場合の温度変化の範囲は、-10 から +50 までとする。ただし、寒冷な地方においては -30 から +50 までとする。

部材間あるいは部材各部における相対的な温度差は 15 度とする。

2) コンクリート床版を有する鋼げた橋

コンクリート床版と鋼げたの温度差による影響を考慮する必要がある場合には、その温度差を 10 度とし、温度分布は鋼げた及びコンクリート床版においてそれぞれ一様とする。

3) コンクリート構造

コンクリート構造全体の温度変化を考慮する場合の温度昇降は、一般に、基準温度から地域別の平均気温を考慮して定める。一般の場合、温度の昇降はそれぞれ 15 度とする。断面の最小寸法が 700 mm 以上の場合には、上記の標準を 10 度としてもよい。

床版とその他の部材の相対的な温度差は 5 度とし、温度分布は床版その他の部材において一様とする。

4) 支承及び伸縮装置

支承の移動量ならびに伸縮装置の伸縮量の算定に用いる温度変化の範囲は、1)から 3)までの規定にかかわらず表 2.2.16 を用いる。

表 2.2.16 支承の移動量ならびに伸縮装置の伸縮量算定に用いる温度変化の範囲

橋 種	温 度 変 化	
	普通の地方	寒冷な地方
鉄筋コンクリート橋 プレストレストコンクリート橋	- 5 ~ + 35	- 15 ~ + 35
鋼 橋 (上路橋)	- 10 ~ + 40	- 20 ~ + 40
鋼 橋 (下路橋及び鋼床版橋)	- 10 ~ + 50	- 20 ~ + 40

5) 水中又は土中にある構造物では温度変化の影響を考慮しなくてよい。

(5) 設計に用いる線膨張係数は、次のとおりとする。

- 1) 鋼構造物における鋼の線膨張係数は  $12 \times 10^{-8}$  とする。
- 2) コンクリート構造物における鋼材及びコンクリートの線膨張係数は  $10 \times 10^{-8}$  とする。
- 3) 鋼げたとコンクリート床版の合成作用を考慮する場合の鋼及びコンクリートの線膨張係数は  $10 \times 10^{-8}$  とする。

#### 2.2.11 地震の影響

地震の影響については耐震設計編による。

#### 2.2.12 雪荷重

雪荷重を考慮する必要がある地域においては、雪荷重を架橋地点の積雪状態や管理の実状を適切に考慮して設定するものとする。

#### 2.2.13 地盤変動及び支点移動の影響

##### (1) 下部構造に対する地盤変動の影響

下部構造完成後、地盤の圧密沈下等による地盤変動が予想されるところではこの影響を適切に考慮するものとする。

##### (2) 上部構造に対する支点移動の影響

不静定構造物において、地盤の圧密沈下等のために長期にわたり生じる支点の移動及び回転の影響が想定される場合には、この影響を適切に考慮するものとする。

(3) (4)の規定による場合には、(2)を満足するとみなしてよい。

(4) 支点移動の影響を考慮する場合は、最終移動量を推定して断面力を算出する。断面力の算出は弾性計算によってもよい。この場合、コンクリート橋については弾性計算で求めた断面力の 50% を設計計算に用いるものとし、鋼橋については弾性計算で求めた断面力をそのまま設計計算に用いる。

#### 2.2.14 波 圧

(1) 波圧は、構造物が設置される水深及び波の性状を適切に考慮して設定するものとする。

(2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 鉛直壁に作用する砕波の波圧は式(2.2.11)により算出する。波圧は静水面上  $1.25H_0$  の高さから海底まで一様に分布するものとする。

$$P = 1.5 \cdot w \cdot H_0 \dots\dots\dots (2.2.11)$$

ここに、

$P$ : 砕波の波力 (  $\text{kN} / \text{m}^2$  )

$w$ : 海水の単位重量 (  $\text{kN} / \text{m}^3$  )

$h_0$  : 沖波の波高 (m)

(4) 河中等の橋脚に作用する波圧は一般に無視してよい。

#### 2.2.15 遠心荷重及び制動荷重

(1) 遠心荷重及び制動荷重は、自動車及び軌道車両の通行、橋の構造形式を適切に考慮して設定するものとする。

(2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 遠心荷重は、曲線軌道のある場合に限り軌道の車両荷重の8%がレール面上1.8mの高さにおいて横方向に作用するものとする。極端に軽い橋等特別な場合には自動車に対しても遠心荷重を考慮する。

(4) 自動車の制動荷重は、極端に軽い橋、軌道がある等特別な場合において考慮する。自動車の制動荷重は2.5kNとし、橋面上1.8mの高さにおいて自動車の進行方向に作用するものとする。軌道車両の制動荷重は輪荷重総和の10%とし、レール面上1.8mの高さにおいて車両の進行方向に作用するものとする。

#### 2.2.16 施工時荷重

橋の施工時の安全性を確保するため、施工方法、施工中の構造を適切に考慮して、自重、施工機材、風、地震の影響等に対して必要な検討を行い、施工時荷重を設定するものとする。

#### 2.2.17 衝突荷重

(1) 橋に自動車、流木あるいは船舶等が衝突するおそれのある場合には、これらの衝突荷重を適切に設定するものとする。

(2) (3)から(5)までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 自動車の衝突

自動車の衝突のおそれのある駆体には、コンクリート壁等の十分場防護設備を設ける。これらの防護施設が設けられない場合には次の衝突荷重のいずれかが路面から1.8mの高さに水平に働くものとして設計を行う。

車道方向について1,000kN、車道と直角方向について500kN

(4) 流木等の衝突

流木その他の流送物の衝突のおそれがある場合は、式(2.2.12)により算出される衝突力を水面位置に作用させる。

$$P=0.1 \cdot W \cdot v \dots \dots \dots (2.2.12)$$

ここに、 $P$ : 衝突力 (kN)

$W$ : 流送物の重量 (kN)

$V$ : 表面流速 (m/s)

(5) 船舶の衝突

橋に船舶の衝突おそれがある場合には、この衝突時荷重を往来する船舶の規模や衝突時における船舶の速度等を適切に考慮して設定するものとする。

3章

3.1 鋼材

- (1) 鋼材は、強度、伸び、じん性等の機械的性質、化学組成、有害成分の制限、厚さやそり等の形状寸法等の特性や品質が確かなものでなければならない。
- (2) 表 3.1.1 及び表 3.1.2 に示す鋼材については、(1)を満足するものとみなしてよい。

表 3.1.1 鋼材 (JIS)

鋼材の種類	規 格		鋼材記号
1) 構造用鋼材	JIS G 3101	一般構造用圧延鋼材	SS400
	JIS G 3106	溶接構造用圧延鋼材	SM400、SM490、SM490Y SM520、SM570
	JIS G 3114	溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材	SMA400W、SMA490W SNA570W
2) 鋼管	JIS G 3444	一般構造用炭素鋼管	STK400、STK490
	JIS A 5525	鋼管ぐい	SKK400、SKK490
	JIS A 5530	鋼管矢板	SKY400、SKY490
3) 接合用鋼材	JIS B 1186	摩擦接合用高力六角ボルト、六角ナット、平座金のセット	F8T、F10T
	JIS B 1180	六角ボルト	強度部分 4.6、8.8、 10.9
	JIS B 1181	六角ナット	強度部分 4.8、10
4) 溶接材料	JIS Z 3211	軟鋼用被覆アーク溶接棒	
	JIS Z 3212	高張力鋼用被覆アーク溶接棒	
	JIS Z 3214	耐候性鋼用被覆アーク溶接棒	
	JIS Z 3312	軟鋼及び高張力鋼用マグ溶接ソリドワイヤ	

	JIS Z 3313	軟鋼、高張力鋼及び低温用鋼用アーク溶接フラックス入りワイヤ	
	JIS Z 3315	耐候性鋼用炭酸ガスアーク溶接ソリッドワイヤ	
	JIS Z 3320	耐候性鋼用炭酸ガスアーク溶接フラックス入りワイヤ	
	JIS Z 3351	炭素鋼低合金鋼用サブマージアーク溶接ソリッドワイヤ	
	JIS Z 3352	炭素鋼及び低合金鋼用サブマージアーク溶接フラックス	
5) 鋳鍛造品	JIS G 3201	炭素鋼鍛鋼品	SF490A、SF540A
	JIS G 5101	炭素鋼鋳鋼品	SC450
	JIS G 5102	溶接構造用鋳鋼品	SCW410、SCW480
	JIS G 5111	構造用高張力炭素鋼及び低合金鋳鋼品	SCMn1A、SCMn2A
	JIS G 4051	機械構造用炭素鋼鋼材	S35CN、S45CN
	JIS G 5501	ねずみ鋳鉄品	FC250
	JIS G 5502	球状黒鉛鋳鉄品	FCD400、FCD450
6) 線材	JIS G 3502	ピアノ線材	SWRS
線材二次製品	JIS G 3506	硬鋼線材	SWRH
	JIS G 3536	PC鋼線及びPC鋼より線	SWPR1、SWPD1 SWPR2、SWPR7 SWPR19
	JIS G 3549	構造用ワイヤロープ	
7) 棒鋼	JIS G 3112	鉄筋コンクリート用棒鋼	SR235 SD295A、SD295B、SD345
	JIS G 3109	PC鋼棒	SBPR785/1030 SBPR930/1080 SBPR930/1180
8) その他	JIS B 1198	頭付きスタンド	呼び名 19、22

表 3.1.2 鋼材 (JIS 以外)

鋼材の種類	規 格	鋼 材 記 号
接合用鋼材	摩擦接合用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット (日本道路協会)(1983)	S10T

	支圧接合用打込み式高知己ボルト・六角ナット・平座金暫定規格 日本道路協会 )( 1971 )	B10T、B8T
線材二次製品	平行線ストランド ( 日本鋼構造協会規格 )	
	被覆平行線ストランド ( 日本鋼構造協会規格 )	

### 3.2 コンクリート

#### 3.2.1 一般

コンクリートは、強度、変形性能、耐久性や施工に適するワーカビリティ等の特性や品質が確かなものでなければならない。そのためには材料の選定、配合及び施工の各段階において適切な配慮をしなければならない。

#### 3.2.2 コンクリート材料

(1) コンクリートに用いる材料は、以下に示すものを使用するものとする。

- 1) セメントは、比表面積、凝結時間、圧縮強さ、有害成分の制限等の特性や品質が確かなものとする。
- 2) 水は、油、酸、塩類、有機物等の有害物を含んではならない。
- 3) 細骨材は、清浄、強硬、耐久的で、適度な粒度をもち、ごみ、泥、有機不純物、塩化物等を有害量含んではならない。
- 4) 粗骨材は、清浄、強硬、耐久的で、適度な粒度をもち、薄い石片、細長い石片、有機不純物、塩化物等を有害量含んではならない。
- 5) 混和材料として用いる混和剤及び混和材は、コンクリートの特性や品質の改善に対する効果及びその特性や品質が確かなものとする。

(2) 表 3.2.1 に示す規格又は規定に適合する材料については、上記品質を有するとみなしてよい。

表 3.2.1 コンクリート用材料の規格又は規定

材料の種類	規格又は規定		摘要
1)セメント	JIS R 5210	ポルトランドセメント	普通、早強
	JIS R 5211	高炉セメント	
2)水	JIS A 5308 附属書 9	レディーミクストコンクリートの練り混ぜに用いる水	
3)骨材	JIS A 5308 附属書 1	レディーミクストコンクリート用骨材	

4)混和剤	JIS A 6204	コンクリート用化学混和剤	
	JSCE-D 101	流動化剤	
5)混和材	JIS A 6201	コンクリート用フライアッシュ	
	JIS A 6206	コンクリート用高炉スラグ微粉末	

(3) フレッシュコンクリート中に含まれる塩化物イオンの総量は、 $0.3 \text{ kg} / \text{m}^2$  以下とする。

### 3.2.3 コンクリートの強度

コンクリートは原則として、表 3.2.2 に示す最低設計基準強度以上のものを用いるものとする。

表 3.2.2 コンクリートの最低設計基準強度 ( $\text{N} / \text{mm}^2$ )

部 材 の 種 類		最低設計基準強度
無筋コンクリート部材		18
鉄筋コンクリート部材		21
プレストレストコンクリート部材	プレテンション方式	36
	ポストテンション方式	30

### 3.3 設計計算に用いる物理定数

- (1) 設計計算に用いる物理定数は、使用する材料の特性や品質を考慮した上で適切に設定するものとする。
- (2) (3)から(6)までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 表 3.1.1 に示す鋼材の物理定数は表 3.3.1 の値とする。

表 3.3.1 鋼材の物理定数

鋼 種	物理定数の値
鋼 及 び 鋳 鋼 の ヤ ン グ 係 数	$2.0 \times 10^5 \text{ N} / \text{mm}^2$
PC 鋼線、PC 鋼より線、PC 鋼棒のヤング係数	$2.0 \times 10^5 \text{ N} / \text{mm}^2$
鋳 鉄 の ヤ ン グ 係 数	$1.0 \times 10^5 \text{ N} / \text{mm}^2$
鋼 の せん断弾性係数	$7.7 \times 10^4 \text{ N} / \text{mm}^2$
鋼 及 び 鋳 鋼 の ポ ア ソ ン 比	0.30
鋳 鉄 の ポ ア ソ ン 比	0.25

なお、プレストレスの減少量を算出する場合の PC 鋼材の見かけのリラクセーション率は、表 3.3.2 の値を標準とする。ここで、高温の影響を受

ける場合とは、蒸気養生を行う場合又は部材上縁に配置された PC 鋼材の純かぶりが 50 mm 未満で加熱混合型アスファルト舗装を行う場合とする。

表 3.3.2 PC 鋼材の見かけのリラクゼーション率 (%)

PC 鋼材の種類	リラクゼーション率		備 考
	標 準 値	高温の影響を受ける場合	
PC 鋼 線	5	7	通 常 品
PC 鋼より線	1.5	2.5	低リラクゼーション品
PC 鋼 棒	3	5	通 常 品

これによりがたい場合は、PC 鋼材の引張応力度に応じて測定されたリラクゼーション率から、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等の影響を考慮して別途に PC 鋼材の見かけのリラクゼーション率を定めるものとする。

- (4) コンクリートのヤング係数は下記によるものとする。
- 1) 鉄筋コンクリート構造物の不静定力あるいは弾性変形の算出及びプレストレストコンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は表 3.3.3 の値とする。
  - 2) 鉄筋コンクリート部材の応力度の計算に用いるヤング係数比  $n$  は 15 とする。

表 3.3.3 コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
ヤング係数	$2.35 \times 10^4$	$2.5 \times 10^4$	$2.65 \times 10^4$	$2.8 \times 10^4$	$3.1 \times 10^4$	$3.3 \times 10^4$	$3.5 \times 10^4$

- (5) コンクリートのせん断弾性係数は式 (3.3.1) により算出するものとする。

$$G_c = \frac{E_c}{2.3} \dots\dots\dots (3.3.1)$$

ここに、

$G_c$  : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>)

- (6) コンクリートのクリープ係数及び乾燥収縮度は 2.2.5 の規定によるものとする。

## 4章 支承部、伸縮装置

### 4.1 支承部

#### 4.1.1 一般

- (1) 支承は、以下の性能を満足するよう、適切な形式、構造及び材料を選定するものとする。
  - 1) 上部構造から伝達される荷重を確実に下部構造に伝達するものとする。
  - 2) 活荷重、温度変化等による上部構造の伸縮及び回転に追随し、上部構造と下部構造の相対的な変位を吸収するものとする。
- (2) 支承部の設計にあたっては、塵埃、水の滞留等の劣化要因に対する耐久性や施工、維持管理及び補修の容易さに配慮するものとする。
- (3) 支承部の耐震設計は、耐震設計編の規定によるものとする。

#### 4.1.2 支承部に作用する力

- (1) 支承部に作用する力は、作用荷重、橋の構造形式、支承の形式等を適切に考慮して設定するものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 支承部に作用する鉛直力は、鋼橋編 2.2 に規定する荷重の組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して算出する。負の力が生じるおそれがある場合は、式(4.1.1)及び式(4.1.2)によって求めた負の力のうち不利な値に対して設計するのを原則とする。

$$R_o = 2R_{L+1} + R_D \dots\dots\dots (4.1.1)$$

$$R_o = R_D + R_w \dots\dots\dots (4.1.2)$$

ここに、 $R_o$  : 支点到に生じる負の力 (kN)

$R_{L+1}$  : 衝撃を含む活荷重による最大の負の力 (kN)

$R_D$  : 死荷重による力 (kN)

$R_w$  : 風荷重による最大の負の力 (kN)

- (4) 支承部に作用する水平力は以下により算出する。
  - 1) 可動支承を採用する場合は摩擦力を考慮するものとし、摩擦係数を用いて算定する。必要に応じて支承の形式や使用材料による経年劣化による摩擦係数の変化を考慮する。
  - 2) 固定支承部を設計する際は、同一上部構造の可動支承部に生じる動摩擦による水平力を減じてはならない。

#### 4.1.3 支承の移動量

- (1) 支承の設計移動量は、けたの温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥

収縮、プレストレスによる弾性変形、活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量ならびに施工時の余裕量を考慮して設定するものとする。

(2) (3)から(6)までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 温度変化による移動量は式(4.1.3)によるものとする。

$$1_t = T \cdot \alpha \cdot l \dots\dots\dots (4.1.3)$$

ここに、

$1_t$  : 温度変化による移動量 (mm)

$T$  : 表 2.2.16 に示す温度変化の範囲

$\alpha$  : 2.2.10(5)に規定する線膨張係数

$l$  : 伸縮けた長 (mm)

(4) コンクリートの乾燥収縮及びクリープによる移動量は、式(4.1.4)、式(4.1.5)を標準とする。

$$1_1 = c_s \cdot l \dots\dots\dots (4.1.4)$$

$$\Delta l = \frac{P}{E_c \cdot A_c} \cdot \phi \cdot l \dots\dots\dots (4.1.5)$$

ここに、

$1_1$  : コンクリートの乾燥収縮による移動量 (mm)

$1_c$  : コンクリートのクリープによる移動量 (mm)

$c_s$  : 表 2.2.8 に示す乾燥収縮度

$P_t$  : プレストレッシング直後の PC 鋼材に作用する引張力 (N)

$A_c$  : コンクリートの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$E_c$  : 表 3.3.3 に示すコンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\phi$  : 表 2.2.7 に示すコンクリートのクリープ係数

$l$  : 伸縮けた長 (mm)

(5) コンクリート橋のプレストレスによる弾性変形による移動量は式(4.1.6)による。

$$\Delta l_p = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot l \dots\dots\dots (4.1.6)$$

ここに、

$1_p$  : コンクリートのプレストレスによる弾性変形による移動量 (mm)

$P_t$  : プレストレッシング直後の PC 鋼材に作用する引張力 (N)

$A_c$  : コンクリートの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$E_c$  : 表 3.3.3 に示すコンクリートのヤング係数 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

1 : 伸縮けた長 (mm)

(6) けたの活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量は、構造解析により求めた値を用いる。

#### 4.1.4 支承と上下部構造との連結部

(1) 支承と上下部構造との連結部は、支承部に作用する力を確実に伝達する構造とする。

(2) (3)から(5)までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 支承と下部構造とを連結する部材（ソールプレート及びベースプレート）に用いる鋼板の板厚は 22 mm以上とする。

(4) 支承と下部構造の固定にアンカーボルトを使用する場合は、上向きの力に対して抵抗できる十分な付着が得られるように下部構造中へその直径の 10 倍以上の固定長を確保する。

(5) 支承と下部構造との固定及びアンカーボルトの埋込みは無収縮性モルタルを用いる。

#### 4.1.5 耐久性による配慮

(1) 支承部は、鋼材の腐食やゴムの劣化による機能の低下を防止するための配慮を行うものとする。

(2) (3)から(6)までの規定による場合には、(1)を満足するものとみなしてよい。

(3) ゴム支承本体の外気と接する面には、内部のゴムと同等以上の耐久性を有する厚さ 5 mm以上の被覆ゴムを設けないものとする。鋼製支承本体及びその他の鉄鋼部材には適切な防せい防食を施すものとする。

(4) ゴム支承本体と上下鋼板の接合面近傍は、適切な防せい防食を施すものとし、両者には相対変位が生じないようにする。

(5) 支承を設置する沓座面は、支承の防せい防食上の配慮から水はけのよい構造とする。

(6) 鋼製支承の主要部の厚さは 25 mm以上とする。

#### 4.1.6 支承の据付け

(1) 支承は所定の位置に正確に据え付けるものとする。

(2) 下部構造への支承の固定及びアンカーボルトの埋込みは特に入念に行うものとする。

#### 4.2 伸縮装置

#### 4.2.1 一般

- (1) 伸縮装置は以下の性能を満足するよう、適切な型式、構造及び材料を選定するものとする。
  - 1) けたの温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、活荷重等による橋の変形が生じた場合にも、車両が支障なく走行できる路面の平坦性を確保するものとする。
  - 2) 車両の通行に対して耐久性を有するものとする。
  - 3) 雨水等の侵入に対して水密性を有するものとする。
  - 4) 車両の通行による騒音、振動が極力発生しないよう配慮した構造とする。
  - 5) 施工、維持管理及び補修の容易さに配慮した構造とする。
- (2) 伸縮装置の耐震設計は、耐震設計編の規定によるものとする。

#### 4.2.2 設計伸縮量

- (1) 伸縮設計の設計伸縮量は、けたの温度変化、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、活荷重によって生じるたわみによる上部構造の移動量、ならびに施工時の余裕量を考慮して設定するものとする。
- (2) 設計伸縮量を4.1.3の規定により算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 4.2.3 伸縮装置に作用する力

伸縮装置に作用する力は、作用荷重、伸縮装置の形状等を適切に考慮して設定するものとする。

### 5章 付属物等

#### 5.1 橋梁用防護柵

##### 5.1.1 橋梁用防護柵

橋梁用防護柵の設置に関しては「防護柵の設置基準」(道路局長通達)によるものとする。

##### 5.1.2 橋梁用防護柵が床版部分に与える影響

- (1) 歩行者自転車用柵を設置する場合、橋の床版部分は柵の頂部に働く推力、歩道等の等分布荷重の組合せに対して、損傷が生じないように設計するものとする。この場合、許容応力度の割増しは行わないものとする。
- (2) 車両用防護柵を設置する場合、橋の床版部分は車両用防護柵への車両の衝突により生じる外力に対して、損傷が生じないように設計するものとする。
- (3) (4)の規定による場合には、(2)を満足するものとみなしてよい。
- (4) 車両用防護柵を地覆に設ける場合は、ガードレール等のように支柱式の場

合には、支柱最下断端の支柱の抵抗モーメントを柱間隔で割った値が床版に均等に端モーメントとして働くものとして設計する。鉄筋コンクリート壁式の場合には、壁下端の設計に用いた作用モーメントをそのまま床版に端モーメントとして加えて設計する。いずれの場合も許容応力度は鋼橋編 3.1 の規定を適用して割増しすることができる。

歩車道境界に設ける場合等において、支柱を直接床版に定着する場合には、衝突による作用モーメントが床版に分散して作用する構造とする。この場合、床版への作用モーメントは地覆に設ける場合と同様としてよい。

## 5.2 排水等

- (1) 橋面の水を車両の走行安全性等に配慮してすみやかに排除できる構造とする。
- (2) 橋の耐久性に配慮して、構造各部は排水が確実に行える構造とする。また、床版上面に浸入した雨水等がすみやかに排除できる構造とする。

## 5.3 橋面舗装

- (1) 橋面舗装の構造に関しては「舗装の構造に関する技術基準」(都市・地方整備局長、道路局長通達)によるものとする。
- (2) セメントコンクリート舗装とする場合は、床版コンクリートと一体の構造となるよう施工するものとする。
- (3) アスファルト舗装とする場合は、橋面より浸入した雨水等が床版内部に浸透しないように防水層等を設けるものとする。

## 5.4 点検施設等

橋には将来の維持管理のために、必要に応じ点検施設等を設置することが望ましい。点検施設等を設置する場合には、できるかぎり橋本体に与える影響が少なくなるように配慮するものとする。

## 5.5 付属施設

照明、標識、遮音壁等の付属施設を設置する場合には、これらが橋に及ぼす影響を考慮し、必要な措置を講じるものとする。

付属施設の設置位置の選定にあたって、できるかぎり橋本体に与える影響が少なくなるように配慮するものとする。

## 5.6 添架物

水道管等を添架する場合には、これらが橋に及ぼす影響を考慮し、必要な措置を講じるものとする。

添架位置の選定や添架構造の設計にあたっては、できるかぎり橋本体に与える影響が少なくなるように配慮するものとする。

## 5.7 その他

橋梁施設の安全確保等のために、必要に応じ第三者が橋梁施設に出入りできないよう配慮するものとする。

## 6章 記録

### 6.1 橋梁台帳

橋梁台帳には、橋長、幅員、設計荷重（適用示方書）、設計震度、基礎の形式及び根入れ長、地盤条件、主要部分の構造図、竣工年月、その他将来の維持管理に必要な事項を記載しこれを保管するものとする。

### 6.2 橋歴板

橋には、橋歴板を取り付けるのを原則とし、橋名、竣工年月、適用示方書、活荷重、使用鋼材、事業主体、設計及び製作・施工会社名等、将来の維持管理に最低限必要な事項を記載するものとする。

## II 鋼橋編

### 1 章 総則

#### 1.1 適用の範囲

この編は、主として鋼製の上部構造に適用する。

#### 1.2 用語の定義

- (1)主げた 橋の上部構造の主体となるもので、橋台や橋脚の間に渡され、上部構造に作用する荷重を下部構造に伝達するけたで、原則として充腹構造のものをいう。
- (2)主構 主げたと同じ機能を有する構造部分で、トラス構造のものをいう。
- (3)床組 床版からの荷重を主げた又は主構に伝達する部材をいう。縦げた及び床げたで構成される。
- (4)対傾構 横荷重に抵抗する等の目的で、主げた又は主構を相互に連結するように鉛直面内に配置する部材。
- (5)横構 横荷重に抵抗する等の目的で、主げた又は主構を相互に連結するように水平面内に配置する部材。
- (6)二次部材 主要な構造部分を構成する部材（一次部材）以外の部材。対傾構や横構を横荷重のみに対して設計する場合には二次部材であるが、主げた間の荷重分配を考慮して設計する場合等には一次部材となる。
- (7)相反応力 死荷重による応力と活荷重（衝撃含む）による応力のそれぞれの符合が重なる場合のその応力をいう。
- (8)交番応力 荷重の載荷状態によって、部材に生じる応力が圧縮になったり、引張になったりする場合の応力をいう。
- (9)二次応力 通常の構造解析の仮定にしたがって得られる主要な応力（一次応力）に対して、構造解析上の仮定と実験との相違によって、実際には生じるがその構造解析では直接には考慮されない付加的な応力をいう。

#### 1.3 設計計算の精度

- (1) 設計計算の精度は、設計条件の精度を十分把握したうえで、適切に定めなければならない。設計計算は、最終段階で有効数字 3 けたが得られるように行うのがよい。
- (2) 設計計算にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性、構造の幾何学的特性、支持条件等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。

#### 1.4 設計の前提となる施工の条件

- (1) 鋼橋の設計にあたっては、施工の条件を適切に考慮しなければならない。
- (2) 16章までの規定は、17章の施工の規定が満足されることを前提とする。したがって、実際の施工の条件が17章によりがたい場合には、それを設計において考慮しなければならない。

#### 1.5 設計図等に記載すべき事項

設計図等には、施工及び維持管理の便を考慮して、必要な事項を記載しなければならない。

#### 1.6 鋼種の選定

- (1) 鋼種は、部材の応力状態、製作方法、架橋位置の環境条件、防せい防食法等に応じて、鋼材の強度、伸び、じん性等の機械的性質、化学組成、有害成分の制限及び厚さやそり等の形状寸法等の特性や品質を考慮して適切に選定するものとする。
- (2) 以下の場合には、鋼種の選定にあたって特に配慮するものとする。
  - 1) 気温が著しく低下する地方に使用される場合
  - 2) 溶接により拘束力を受ける主要部材で板厚方向に主として引張力を受ける場合
  - 3) 主要部材において小さな曲げ半径で冷間曲げ化工を行う場合
  - 4) 溶接割れ防止の予熱温度を低減して溶接施工を行う場合
  - 5) 溶接入熱量の大きい溶接法を適用する場合
- (3) 溶接を行う鋼材には、溶接性が確保できることが確認された鋼材を用いるものとする。
- (4) JIS G 3106 及び JIS G 3114 の規格に適合する鋼材を用いる場合には(3)を満足するとみなしてよい。
- (5) JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材、JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材及び JIS G 3114 溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材の規格に適合する鋼材を用いるにあたって、その鋼種及び板厚は表 1.6.1 に基づいて選定するものとする。

表 1.6.1 板厚による鋼種選定標準

鋼種		板厚 (mm)							
		6	8	16	25	32	40	50	100
構造用鋼	SS440								●
溶接構造用鋼	SMA400A SM400B SM400C					●	●		●
	SM490A SM490B SM490C				●		●		●
	SM490YA SM490YB SM520C		●				●		●
	SM570								●
	SMA400AW SMA400BW SMA400CW				●		●	●	
	SMA490AW SMA490BW SMA490CW		●				●	●	
	SMA570W							●	

注) 板厚が 8 mm 未満の鋼材については 4.1.4 及び 8.4.6 による。

## 2 章 設計の基本

### 2.1 設計一般

- (1) 使用目的との適合性及び構造物の安全性等の照査は、2.2 に規定する荷重の組合せを用いて、2.3 により行うものとする。地震の影響の照査は、本編及び耐震設計編により行うものとする。
- (2) 耐久性の検討は、5章の規定により行うものとする。

### 2.2 設計に用いる荷重の組合せ

鋼橋の設計は、表 2.2.1 に示す荷重組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して行うものとする。

表 2.2.1 荷重の組合せ

荷重の組合せ
(1) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP)
(2) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)
(3) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)

- (4) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)
- (5) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)
- (6) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CO)
- (7) 活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)
- (8) 風荷重 (W)
- (9) 制動加重 (BK)
- (10) 施工時荷重 (ER)

2.3 荷重に対する安全性等の照査

- (1) 構造物の安全性等を確保するために強度、変形及び安定を照査しなければならない。
- (2) (1)を照査するにあたっては、部材に発生する応力度が3章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。
- (3) 衝撃を含まない活荷重に対して部材の総断面積を用いて算出した主げたは、床げた及び縦げたのたわみは、表 2.3.1 に示す許容値以内でなければならない。ただし、ラーメン構造のたわみの照査は15章による。
- (4) (2)及び(3)で規定する照査によるほか、4章以降の規定に従って安全性等の照査を行う場合には、基本的事項については(1)を満足するとみなしてよい。

表 2.3.1 たわみの許容値 (m)

橋の形式		けたの形式		単純げた及び連続 げた	ゲルバーげたの 片持部
		L	10		
鋼げた 形式	コンクリート床 版をもつ鋼げた	L	10	$L / 2,000$	$L / 1,200$
		10 < L	40	$\frac{L}{20,000 / L}$	$\frac{L}{12,000 / L}$
		40 < L		$L / 500$	$L / 300$
	その他の床版をもつ鋼げた			$L / 500$	$L / 300$
吊 橋 形 式				$L / 350$	
斜 張 橋 形 式				$L / 400$	
そ の 他 の 形 式				$L / 600$	$L / 400$

L : 支間長 (m)

2.4 構造解析

構造部材の応力度及び変位値の算出には、荷重状態に応じた部材の材料特性、

橋の規模や構造形式に応じた幾何学的特性、支持条件等を適せ地に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。

### 3章 許容応力度

#### 3.1 一般

- (1) 許容応力度は、3.2に規定する値とする。
- (2) 3.2に規定しない材料の許容応力度は、材料の機械的性質や強度のばらつき等を踏まえ、(1)に規定する材料の許容応力度と同等以上の安全度をもつように設定しなければならない。
- (3) 板厚が40mmを超え板厚により降伏点又は耐力が変化しないことを保証された鋼材の許容応力度は、それぞれの鋼種の40mm以下の板厚に対して規定する値を用いる場合には(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) 鋼橋の設計に用いる許容応力度等は、荷重の組合せに応じて表3.1.1に示す割増し係数を乗じた値とする。
- (5) 施工時荷重として施工時の風荷重又は地震の影響を考慮する場合の割増し係数は、表3.1.1の値にかかわらず、架橋地点の条件、施工中の構造系等を考慮して、適切に定めなければならない。

表 3.1.1 許容応力度の割増し係数

荷 重 の 組 合 せ	割増し係数
(1) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP)	3.00
(2) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T)	1.15
(3) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 風荷重(W)	1.25
(4) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 温度変化の影響(T) + 風荷重(W)	1.35
(5) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 制動荷重(BK)	1.25
(6) 主荷重(P) + 主荷重に相当する特殊荷重(PP) + 衝突荷重(C0)	
鋼部材に対して	1.70
鉄筋コンクリート部材に対して	1.50
(7) 活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響(EQ)	1.50
(8) 風荷重(W)	1.20
(9) 制動加重(BK)	1.20
(10) 施工時荷重(ER)	1.25

#### 3.2 鋼材の許容応力度

##### 3.2.1 構造用鋼材の許容応力度

- (1) 構造用鋼材の許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度は、表3.2.1に示す値とする。

表 3.2.1 許容軸方向引張応力度及び許容曲げ引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鋼材 の板厚 (mm)	鋼種 SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	140	185	210	255
40 をこえ 75 以下	125	175	195	245
75 をこえ 100 以下			190	240

(2) 構造用鋼材の許容軸方向圧縮応力度は、式 (3.2.1) により算出した値とする。

$$c_a = c_{ag} \cdot c_{al} / c_{ao} \dots \dots \dots (3.2.1)$$

ここに、

$c_a$  : 許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$c_{ag}$  : 表 3.2.2 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$c_{al}$  : 4.2.2 から 4.2.4 及び 14.3 に規定する局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

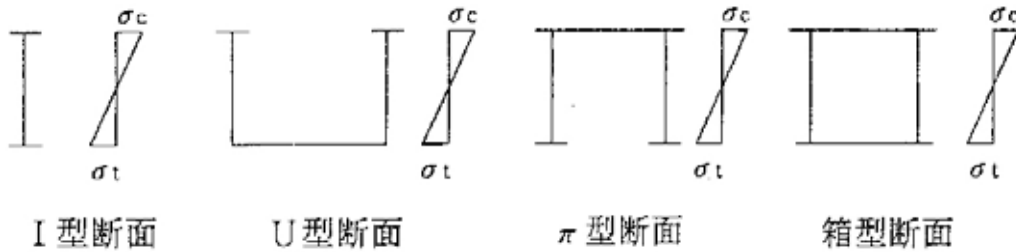
$c_{ao}$  : 表 3.2.2 に示す局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度の上限値 (N/mm<sup>2</sup>)

(3) 構造用鋼材の許容曲げ圧縮応力度は次の規定による。

- 1) 部材の圧縮縁の許容曲げ圧縮応力度は、圧縮フランジの固定状態及び図 3.2.1 に示す断面の種類によって、表 3.2.3(a) 及び表 3.2.3(b) に示す値となる。

表 3.2.2 局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鋼種 板厚 (mm)	SS400, SM400 SMA400W	SM490	SM490Y, SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	140 : $\frac{1}{r} \leq 18$	185 : $\frac{1}{r} \leq 16$	210 : $\frac{1}{r} \leq 15$	255 : $\frac{1}{r} \leq 18$
	$140 - 0.82 (\frac{1}{r} - 18) : 18 < \frac{1}{r} \leq 92$	$185 - 1.2 (\frac{1}{r} - 16) : 16 < \frac{1}{r} \leq 79$	$210 - 1.5 (\frac{1}{r} - 15) : 15 < \frac{1}{r} \leq 75$	$255 - 2.1 (\frac{1}{r} - 18) : 18 < \frac{1}{r} \leq 87$
	$\frac{1,200,000}{8,700 + (\frac{1}{r})^2} : 82 < \frac{1}{r}$	$\frac{1,200,000}{5,000 + (\frac{1}{r})^2} : 79 < \frac{1}{r}$	$\frac{1,200,000}{4,400 + (\frac{1}{r})^2} : 75 < \frac{1}{r}$	$\frac{1,200,000}{3,600 + (\frac{1}{r})^2} : 67 < \frac{1}{r}$
40 をこえ 75 以下	125 : $\frac{1}{r} \leq 19$	175 : $\frac{1}{r} \leq 16$	195 : $\frac{1}{r} \leq 15$	245 : $\frac{1}{r} \leq 17$
	$125 - 0.68 (\frac{1}{r} - 19) : 19 < \frac{1}{r} \leq 98$	$175 - 1.1 (\frac{1}{r} - 16) : 16 < \frac{1}{r} \leq 82$	$195 - 1.3 (\frac{1}{r} - 15) : 15 < \frac{1}{r} \leq 77$	$245 - 2.0 (\frac{1}{r} - 17) : 17 < \frac{1}{r} \leq 69$
	$\frac{1,200,000}{7,300 + (\frac{1}{r})^2} : 88 < \frac{1}{r}$	$\frac{1,200,000}{5,300 + (\frac{1}{r})^2} : 82 < \frac{1}{r}$	$\frac{1,200,000}{4,700 + (\frac{1}{r})^2} : 77 < \frac{1}{r}$	$\frac{12,000,000}{3,600 + (\frac{1}{r})^2} : 69 < \frac{1}{r}$
75 をこえ 100 以下	125 : $\frac{1}{r} \leq 19$	175 : $\frac{1}{r} \leq 16$	190 : $\frac{1}{r} \leq 16$	240 : $\frac{1}{r} \leq 17$
	$125 - 0.68 (\frac{1}{r} - 19) : 19 < \frac{1}{r} \leq 98$	$175 - 1.1 (\frac{1}{r} - 16) : 16 < \frac{1}{r} \leq 82$	$190 - 1.3 (\frac{1}{r} - 16) : 16 < \frac{1}{r} \leq 78$	$240 - 1.9 (\frac{1}{r} - 17) : 17 < \frac{1}{r} \leq 69$
	$\frac{1,200,000}{7,300 + (\frac{1}{r})^2} : 88 < \frac{1}{r}$	$\frac{1,200,000}{5,300 + (\frac{1}{r})^2} : 82 < \frac{1}{r}$	$\frac{1,200,000}{4,800 + (\frac{1}{r})^2} : 78 < \frac{1}{r}$	$\frac{1,200,000}{3,700 + (\frac{1}{r})^2} : 69 < \frac{1}{r}$
備 考	l : 部材の有効屈長 (mm) r : 部材の輪廓面の断面二次半径 (mm)			



ここに、 $\sigma_c$  : 圧縮応力度  $\sigma_t$  : 引張縁応力度

図 3.2.1 断面の種類

表 3.2.3 (a) 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

(圧縮フランジがコンクリート床版等で直接固定されている場合及び箱形断面、 $\pi$ 型断面の場合)

鋼材の板厚 (mm)	鋼種 SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	140	185	210	255
40 をこえ 75 以下	125	175	195	245
75 をこえ 100 以下			190	240

表 3.2.3 (b) 許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (表 3.2.3 (a) に規定する以外の場合)

鋼種	SS400, SM400 SMA400W	SM490	SM490Y, SM520 SMA490W	SM570 SMA570W	
板厚 (mm)	40 以下	$140 : \frac{1}{b} \leq 4.5$	$185 : \frac{1}{b} \leq 4.0$	$210 : \frac{1}{b} \leq 3.5$	$255 : \frac{1}{b} \leq 5.0$
		$140 - 2.4 (\frac{1}{b} - 4.5) : 4.5 < \frac{1}{b} \leq 30$	$185 - 3.8 (\frac{1}{b} - 4.0) : 4.0 < \frac{1}{b} \leq 30$	$210 - 4.6 (\frac{1}{b} - 3.5) : 3.5 < \frac{1}{b} \leq 27$	$255 - 6.8 (\frac{1}{b} - 5.0) : 5.0 < \frac{1}{b} \leq 25$
	40 をこえ 75 以下	$125 : \frac{1}{b} \leq 5.0$	$175 : \frac{1}{b} \leq 4.0$	$195 : \frac{1}{b} \leq 4.0$	$245 : \frac{1}{b} \leq 4.5$
		$125 - 2.2 (\frac{1}{b} - 5.0) : 5.0 < \frac{1}{b} \leq 30$	$175 - 3.6 (\frac{1}{b} - 4.0) : 4.0 < \frac{1}{b} \leq 30$	$195 - 4.2 (\frac{1}{b} - 4.0) : 4.0 < \frac{1}{b} \leq 27$	$245 - 6.2 (\frac{1}{b} - 4.5) : 4.5 < \frac{1}{b} \leq 28$
	75 をこえ 100 以下	$125 : \frac{1}{b} \leq 5.0$	$175 : \frac{1}{b} \leq 4.0$	$190 : \frac{1}{b} \leq 4.0$	$240 : \frac{1}{b} \leq 4.5$
		$125 - 2.2 (\frac{1}{b} - 5.0) : 5.0 < \frac{1}{b} \leq 30$	$175 - 3.6 (\frac{1}{b} - 4.0) : 4.0 < \frac{1}{b} \leq 30$	$190 - 4.0 (\frac{1}{b} - 4.0) : 4.0 < \frac{1}{b} \leq 27$	$240 - 6.0 (\frac{1}{b} - 4.5) : 4.5 < \frac{1}{b} \leq 25$
$\frac{A_1}{A_2} \leq 2$	40 以下	$140 : \frac{1}{b} \leq \frac{8}{K}$	$185 : \frac{1}{b} \leq \frac{8}{K}$	$210 : \frac{1}{b} \leq \frac{7}{K}$	$255 : \frac{1}{b} \leq \frac{10}{K}$
		$140 - 1.2 (K \frac{1}{b} - 9) : \frac{8}{K} < \frac{1}{b} \leq 30$	$185 - 1.9 (K \frac{1}{b} - 8) : \frac{8}{K} < \frac{1}{b} \leq 30$	$210 - 2.3 (K \frac{1}{b} - 7) : \frac{7}{K} < \frac{1}{b} \leq 27$	$255 - 3.3 (K \frac{1}{b} - 10) : \frac{10}{K} < \frac{1}{b} \leq 25$
	40 をこえ 75 以下	$125 : \frac{1}{b} \leq \frac{10}{K}$	$175 : \frac{1}{b} \leq \frac{8}{K}$	$195 : \frac{1}{b} \leq \frac{8}{K}$	$245 : \frac{1}{b} \leq \frac{8}{K}$
		$125 - 1.1 (K \frac{1}{b} - 10) : \frac{10}{K} < \frac{1}{b} \leq 30$	$175 - 1.8 (K \frac{1}{b} - 8) : \frac{8}{K} < \frac{1}{b} \leq 30$	$195 - 2.1 (K \frac{1}{b} - 8) : \frac{8}{K} < \frac{1}{b} \leq 27$	$245 - 3.1 (K \frac{1}{b} - 9) : \frac{9}{K} < \frac{1}{b} \leq 25$
	75 をこえ 100 以下	$125 : \frac{1}{b} \leq \frac{10}{K}$	$175 : \frac{1}{b} \leq \frac{8}{K}$	$190 : \frac{1}{b} \leq \frac{8}{K}$	$240 : \frac{1}{b} \leq \frac{8}{K}$
		$125 - 1.1 (K \frac{1}{b} - 10) : \frac{10}{K} < \frac{1}{b} \leq 30$	$175 - 1.8 (K \frac{1}{b} - 8) : \frac{8}{K} < \frac{1}{b} \leq 30$	$190 - 2.0 (K \frac{1}{b} - 8) : \frac{8}{K} < \frac{1}{b} \leq 27$	$240 - 3.0 (K \frac{1}{b} - 9) : \frac{9}{K} < \frac{1}{b} \leq 25$
備考	<p>A<sub>1</sub> : 腹板の総断面積 (cm<sup>2</sup>)  A<sub>2</sub> : 圧縮フランジの総断面積 (cm<sup>2</sup>)  l : 圧縮フランジの固定点間距離 (mm)  b : 圧縮フランジ幅 (mm)</p> $K = \sqrt{3 + \frac{A_1}{2A_2}}$				

- 2) 4.2.2 から 4.2.4 までに規定する局部座屈に対する許容応力度が表 3.2.3 に示す値より小さい場合は、1)項の規定にかかわらず 4.2.2 から 4.2.4 までに規定する局部座屈に対する許容応力度を許容曲げ圧縮応力度とする。
- 3) 応力度を照査する断面を含む圧縮フランジの固定点間の部材において、部材両端の曲げモーメントが異なり、その間で曲げモーメントがほぼ直線的に変化する場合は、表 3.2.3 に示す値に  $(M / M_{eq})$  を乗じて許容応力度を割増ししてよい。ただし、表 3.2.3 の上限値もしくは 4.2.2 から 4.2.4 までに規定する局部座屈に対する許容応力度をこえてはならない。

ここに、

$M$  : 応力度を照査する断面の曲げモーメント (N・mm)

$M_{eq}$  : 等価換算曲げモーメント (N・mm)。式 (3.2.2) 及び式 (3.2.3) のうち大きい方とする。

$$M_{eq} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \dots\dots\dots (3.2.2)$$

$$M_{eq} = 0.4M_1 \dots\dots\dots (3.2.3)$$

$M_1$ 、 $M_2$  : それぞれ部材両端の曲げモーメント (N・mm)。

$M_1$ 、 $M_2$  とし、符号は着目しているフランジに圧縮応力が生じる曲げモーメントを正とする。

- (4) 構造用鋼材の許容せん断応力度及び許容支圧応力度は、それぞれ表 3.2.4 に示す値とする。

表 3.2.4 許容せん断応力度及び許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力の種類		鋼材の板厚 (mm)	鋼種			
			SS400 SM400 SNA400W	SM490	SN490Y SN520 SMA490W	SM570 SMA570W
せん断応力度		40 以下	80	105	120	145
		40 をこえ 75 以下	75	100	115	140
		75 をこえ 100 以下			110	135
支圧 応 力 度	鋼板と鋼板との間の支圧応力度	40 以下	210	280	315	380
		40 をこえ 75 以下	190	260	295	365
		75 をこえ 100 以下			285	355
	ヘルツ公 式で算出 する場合	40 以下	600	700		
		40 をこえ 75 以下				
		75 をこえ 100 以下				

### 3.2.2 鋳鍛造品の許容応力度

支承その他に用いる鋳鍛造品の許容応力度は表 3.2.5 に示す値とする。

表 3.2.5 鋳鍛造品の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力の種類 鋳鍛造品の種類		軸方向応力度		曲げ応力度		せん断 応力度	支圧応力度			
		引張	圧縮 <sup>1)</sup>	引張	圧縮 <sup>1)</sup>		すべりのない 平面接触 <sup>2)</sup>	すべりのある 平面接触 <sup>2)</sup>	ヘルツ公式で計算 する場合の支圧	
									支圧 応力度	かたさ 必要値 HB <sup>3)</sup>
鍛鋼品	SF490A	140	140	140	140	80	210	105	600	125 以上
	SF540A	170	170	170	170	100	250	125	700	145 以上
鋳鋼品	SC450	140	140	140	140	80	210	105	600	125 以上
	SCW410	140	140	140	140	80	210	105	600	125 以上
	SCW480	170	170	170	170	100	250	125	700	145 以上
	SCMn1A	170	170	170	170	100	250	125	700	143 以上
	SCMn2A	190	190	190	190	100	280	140	780	163 以上
機械 構造 用鋼	S35CN <sup>4)</sup>	190	190	190	190	110	280	140	720	149 以上
	S45CN <sup>4)</sup>	210	210	210	210	120	310	155	800	167 以上
鋳鉄品	FC250	60	120	60	120	50	120	60	650	135 以上
	FCD400 <sup>5)</sup>	140	140	140	140	80	210			

注：1) 許容圧縮応力度は座屈を考慮しない場合の値である。

2) 曲面接触において、図 3.2.2 に示す  $r_1$  と  $r_2$  との比  $r_1/r_2$  が、円柱面と円柱面では 1.02 未満、球面と球面では 1.01 未満となる場合は、平面接触として取り扱うものとする。この場合の許容支圧応力度は、投影面積について算出した応力度に対する値である。

3) HB は JIS Z 2243 に規定するブリネルかたさを表す。

4) 機械構造用鋼 S35CN、S45CM は JIS G 4051 に規定される材質 S35C、S45C に熱処理として焼きならしを施し、その規格の解説付表に示される機械的性質を満足する材料とする。

5) FCD400 については規格値のない項は使用しないものとする。

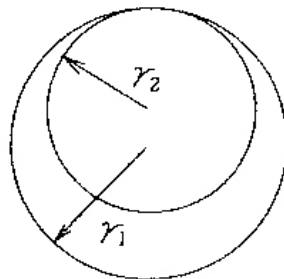


図 3.2.2

### 3.2.3 溶接部及び接合用鋼材の許容応力度

#### (1) 溶接部の許容応力度

溶接部の許容応力度は表 3.2.6 に示す値とする。ただし、現場溶接を行う溶接継手は、原則として 17 章に規定する工場溶接と同等の管理を行うものとする。なお、強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材に対する値をとるものとする。

表 3.2.6 溶接部の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鋼種		SM400 SMA400W		SM490		SM490Y SM520 SMA490W			SM570 SMA570			
鋼材の板厚 (mm)		40 以下	40を こえ 100 以下	40 以下	40を こえ 100 以下	40 以下	40を こえ 75 以下	75を こえ 100 以下	40 以下	40を こえ 75 以下	75を こえ 100 以下	
工場 溶接	完全溶込み開先 溶接	圧縮 応力度	140	125	185	175	210	195	190	255	245	240
		引張 応力度	140	125	185	175	210	195	190	255	245	240
		せん断 応力度	80	75	105	100	120	115	110	145	140	135
	すみ肉溶接及び 部分溶込み開先 溶接	せん断 応力度	80	75	105	100	120	115	110	145	140	135
現場溶接		原則として工場溶接と同じ値とする										

#### (2) 高力ボルトの許容力及び許容応力度

1) 摩擦接合用高力ボルト及び摩擦接合用トルシア形高力ボルトの許容力は表 3.2.7 に示す値とする。

表 3.2.7 摩擦接合用高力ボルトの許容力

(1ボルト1摩擦面あたり)

(kN)

ボルトの級数 ねじの呼び	F8T	F10T	S10T
M20	31	39	39
M22	39	48	48
M24	45	56	56

2) 支圧接合用高力ボルトの許容せん断応力度及び許容支圧応力度はそれぞれ表 3.2.8 及び表 3.2.9 に示す値とする。

表 3.2.8 支圧接合用高力ボルトの許容せん断応力度

(N/mm<sup>2</sup>)

ボルトの等級	B8T	B10T
許容せん断応力度	150	190

表 3.2.9 支圧接合用高力ボルトの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

母材及び連結板の鋼種 鋼材の板厚(mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SNA570W
40 以下	235	315	355	450
40 をこえ 75 以下	215	295	335	430
75 をこえ 100 以下			325	420

3) 引張接合用高力ボルトの許容力は表 3.2.10 に示す値とする。

表 3.2.10 引張接合ボルトの許容力 (kN)

ボルトの等級 ねじの呼び	F10T	S10T
M20	130	130
M22	160	160
M24	185	185

(3) アンカーボルト及びピンの許容応力度

アンカーボルト及びピンの供応力は、表 3.2.11 に示す値とする。

表 3.2.11 アンカーボルト、ピンの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力の種類	部材の種類	鋼 種		
		SS400	S35CN	S45CN
せん断 応力度	アンカーボルト ピン	60	80	80
		100	140	150
曲 げ 応力度	ピン	190	260	290
支 圧 応力度	ピン(回転を伴わない場合)	210	280	310
	ピン(回転を伴う場合)	105	140	155

(4) 仕上げボルトの許容応力度

仕上げボルトの許容応力度は表 3.2.12 に示す値とする。

表 3.2.12 仕上げボルトの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

JIS B1051 による強度区分	4.6	8.8	10.9
応力の種類			
引張応力度	140	360	470
せん断応力度	90	200	270
支圧応力度	210	540	700

### 3.2.4 鋼管及び棒鋼の許容応力度

- (1) 鋼管構造に用いる鋼材の許容応力度は 14.3 によるものとする。
- (2) 鉄筋コンクリート用棒鋼の許容応力度は表 3.2.13 に示す値とする。  
ただし、鉄筋コンクリート床版に用いる棒鋼の許容応力度は 8.2.7 によるものとする。

表 3.2.13 鉄筋コンクリート用鋼の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

棒鋼の種類	SR235	SD295A SD295B	SD345
応力度の種類			
引張応力度	140	180	180
圧縮応力度			200

## 4 章

### 4.1 総則

#### 4.1.1 二次応力に対する配慮

構造の各部材は、部材の偏心、格点の剛性、断面の急変、床げたのたわみ、部材長さの変化に伴う床組の変形、自重による部材のたわみ等の影響に生じる二次応力ができる限り小さくなるように設計するものとする。

#### 4.1.2 相反応力部材

- (1) 相反応力を生じる部材については、活荷重の増大に対して安全なように設計するものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 活荷重は 30%増しとして設計するものとする。
- (4) 死荷重による応力が活荷重による応力の 30%より小さい場合は、死荷重を無視し、活荷重のみを考慮する。この場合の活荷重は割増しは行わない。

#### 4.1.3 交番応力部材

- (1) 引張力及び圧縮力を交番して受ける部材については、それぞれの応力に対して安全なように設計するものとする。
- (2) 引張力及び圧縮力により生じる各応力に対して所要断面積を算出し、大きい方の断面積を用い、かつ圧縮力に対して座屈の照査を行う場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 4.1.4 鋼材の最小板厚

- (1) 鋼材の最小板厚は、腐食環境や製作及び輸送中の取扱い等も考慮して定めるものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 鋼材の板厚は8 mm以上とする。ただし、1形鋼及びみぞ形鋼の腹板においては7.5 mm以上としてよい。また、鋼床版や箱げた等の補鋼材に用いる閉断面縦リブについては、腐食環境が良好又は腐食に対して十分な配慮を行う場合、6 mm以上としてもよい。
- (4) 主要部材として用いる鋼管の板厚は7.9 mm以上とし、二次部材として使用する鋼管に板厚は6.9 mm以上とする。

#### 4.1.5 部材の細長比

- (1) 部材の細長比は、部材の剛度が確保できる値以下とするものとする。
- (2) (3)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。ただし、アイバー、棒鋼、ワイヤロープ等はこの限りでない。
- (3) 主要部材及び二次部材の細長比は、表 4.1.1 に示す値以下とする。

表 4.1.1 部材の細長比

部 材		細長比 ( $l / r$ )
圧 縮 部 材	主 要 部 材	120
	二 次 部 材	150
引 張 部 材	主 要 部 材	200
	二 次 部 材	240

ここに、

l : 引張部材の場合骨組長、圧縮部材の場合有効座屈長 ( mm )

r : 部材総断面の断面二次半径 ( mm )

なお、横構や対傾構を主要部材としての機能をもたせないで設計する場合には二次部材としてよい。

## 4.2 圧縮応力を受ける板及び補剛板

### 4.2.1 一般

- (1) 圧縮応力を受ける両縁支持板、自由突出板及び補剛板の局部座屈に対する許容応力度は、板の支持条件、溶接による初期変形及び残留応力等の初期不整の影響等を考慮して4.2.2から4.2.4までに規定する許容応力度と同等以上の安全度を有するように設定するものとする。
- (2) 耐震設計上、じん性の向上を必要とする部位における両縁支持板、自由突出板及び補剛板については、じん性の向上を図れる部材寸法とするものとする。
- (3) 4.2.2から4.2.5までの規定による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。

### 4.2.2 圧縮応力を受ける両縁支持板

- (1) 圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚及び局部座屈に対する許容応力度は、(2)及び(3)の規定による。ただし、鋼げたの腹板には適用しない。
- (2) 圧縮応力を受ける両縁支持板の板厚は、表4.2.1に示す値以上とする。ただし、架設時のみに一時的に圧縮応力を受ける場合の板厚は、式(4.2.1)を満足すればよい。

表 4.2.1 圧縮応力を受ける両縁支持板の最小板厚

鋼種 鋼材の板厚(mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$\frac{b}{56f}$	$\frac{b}{48f}$	$\frac{b}{46f}$	$\frac{b}{40f}$
40 をこえ 75 以下	$\frac{b}{58f}$	$\frac{b}{50f}$		
75 をこえ 100 以下			$\frac{b}{48f}$	$\frac{b}{42f}$

$$\left. \begin{array}{l} t \geq \frac{b}{80f} \\ \text{かつ} \\ t \geq \frac{b}{220} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.2.1)$$

ここに、

t : 板厚 (mm)

b : 板の固定縁間距離 (mm) (図 4.2.1 参照)

f : 応力勾配による係数、 $f = 0.65 \sqrt{\phi} + 1.0$

$\phi$  : 応力勾配、 $\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

$\sigma_1$ 、 $\sigma_2$  : それぞれ板の両縁での縁応力度 (N/mm<sup>2</sup>)、ただし、 $\sigma_1$ 、 $\sigma_2$  とし、圧縮応力を正とする (図 4.2.2 参照)。

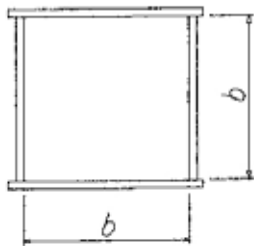


図 4.2.1 板の固定縁間距離

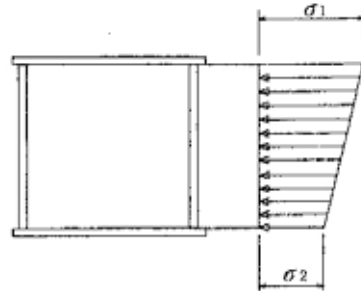


図 4.2.2 板の縁応力度

(3) 圧縮応力を受ける両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度は、表 4.2.2 に示す値とする。ただし、橋脚基部等の耐震設計上じん性が要求される部位に用いられる両縁支持板については、局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲で部材寸法を設計するものとする。

表 4.2.2 両縁支持板の局部座屈に対する許容応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
SS400 SM400	40 以下	140 : $\frac{b}{38.7f} t$
		$210,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ : $\frac{b}{80f} t < \frac{b}{38.7f}$
SMA400W	40 をこえ 100 以下	125 : $\frac{b}{41.0f} t$
		$210,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ : $\frac{b}{80f} t < \frac{b}{41.0f}$
SM490	40 以下	185 : $\frac{b}{38.7f} t$
		$210,000 \left(\frac{tf}{b}\right)^2$ : $\frac{b}{80f} t < \frac{b}{33.7f}$

	40 をこえ 100 以下	175 $210,000\left(\frac{tf}{b}\right)^2$	: $\frac{b}{34.6f} t$ : $\frac{b}{80f} t < \frac{b}{34.6f}$
SM490Y SM520 SMA490W	40 以下	210 $210,000\left(\frac{tf}{b}\right)^2$	: $\frac{b}{31.6f} t$ : $\frac{b}{80f} t < \frac{b}{31.6f}$
	40 をこえ 75 以下	195 $210,000\left(\frac{tf}{b}\right)^2$	: $\frac{b}{32.8f} t$ : $\frac{b}{80f} t < \frac{b}{32.8f}$
	75 をこえ 100 以下	195 $210,000\left(\frac{tf}{b}\right)^2$	: $\frac{b}{33.3f} t$ : $\frac{b}{80f} t < \frac{b}{33.3f}$
SM570 SMA570W	40 以下	255 $210,000\left(\frac{tf}{b}\right)^2$	: $\frac{b}{28.7f} t$ : $\frac{b}{80f} t < \frac{b}{28.7f}$
	40 をこえ 75 以下	245 $210,000\left(\frac{tf}{b}\right)^2$	: $\frac{b}{29.3f} t$ : $\frac{b}{80f} t < \frac{b}{29.3f}$
	75 をこえ 100 以下	240 $210,000\left(\frac{tf}{b}\right)^2$	: $\frac{b}{29.6f} t$ : $\frac{b}{80f} t < \frac{b}{29.6f}$

#### 4.2.3 圧縮応力を受ける自由突出板

- (1) 圧縮応力を受ける自由突出度の板厚  $t$  は、自由突出幅  $b$  の  $1/16$  以上とする。

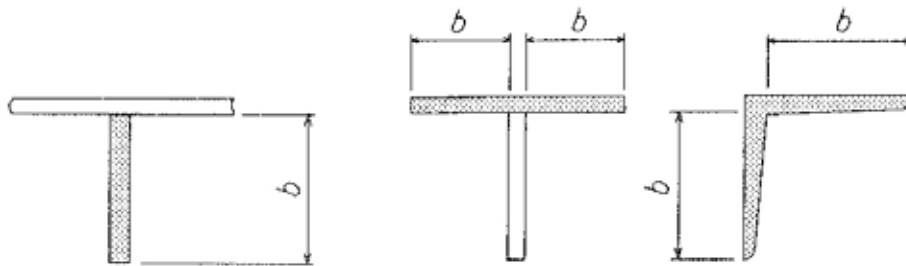


図 4.2.3 自由突出幅

(2) 圧縮応力を受ける自由突出板の局部座屈に対する許容応力度は、表 4.2.3 に示す値とする。ただし、橋脚基部等に耐震設計上じん性が要求される部位に用いられる自由突出板については、局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲で部材寸法を設計するものとする。

表 4.2.3 自由突出板の局部座屈に対する許容応力度

鋼種	鋼材の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )
SS400 SM400	40 以下	140 : $\frac{b}{12.8} t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$ : $\frac{b}{16} t < \frac{b}{12.8}$
	40 をこえ 100 以下	125 : $\frac{b}{13.6} t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$ : $\frac{b}{16} t < \frac{b}{13.6}$
SM490	40 以下	185 : $\frac{b}{11.1} t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$ : $\frac{b}{16} t < \frac{b}{11.1}$
	40 をこえ 100 以下	175 : $\frac{b}{11.5} t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$ : $\frac{b}{16} t < \frac{b}{11.5}$
SM490Y SM520 SMA490W	40 以下	210 : $\frac{b}{10.5} t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$ : $\frac{b}{16} t < \frac{b}{10.5}$
	40 をこえ 75 以下	195 : $\frac{b}{10.9} t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$ : $\frac{b}{16} t < \frac{b}{10.9}$
	75 をこえ 100 以下	190 : $\frac{b}{11.0} t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$ : $\frac{b}{16} t < \frac{b}{11.0}$
SM570 SMA570W	40 以下	255 : $\frac{b}{9.5} t$ 23,000 $(\frac{t}{b})^2$ : $\frac{b}{16} t < \frac{b}{9.5}$

	40 をこえ 75 以下	245 $23,000(\frac{t}{b})^2$	: :	$\frac{b}{9.7} t$ $\frac{b}{16} t < \frac{b}{9.7}$
	75 をこえ 100 以下	240 $23,000(\frac{t}{b})^2$	: :	$\frac{b}{9.8} t$ $\frac{b}{16} t < \frac{b}{9.8}$

#### 4.2.4 圧縮応力を受ける補剛板

- (1) 圧縮応力を受ける両縁を支持された補剛板に、4.2.5の規定の満足する補剛材が等間隔に配置されている場合は、補剛板の板厚及び局部座屈に対する許容応力度は次の(2)及び(3)の規定による。ただし、鋼げたの腹板及び鋼床版には適用しない。
- (2) 圧縮応力を受ける補剛板の板厚は、表 4.2.4 に示す値以上とする。ただし、架設時のみに一時的な圧縮応力を受ける補剛板の板厚は、式(4.2.2)を満足すればよい。

表 4.2.4 圧縮応力を受ける補剛板の最小板厚

鋼種 鋼材の板厚(mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	$\frac{b}{56fn}$	$\frac{b}{48fn}$	$\frac{b}{46fn}$	$\frac{b}{40fn}$
40 をこえ 75 以下	$\frac{b}{58fn}$	$\frac{b}{50fn}$		
75 をこえ 100 以下			$\frac{b}{48fn}$	$\frac{b}{42fn}$

$$t \geq \frac{b}{80fn} \dots\dots\dots (4.2.2)$$

ここに、

t : 板厚 (mm)

b : 補剛板の全幅 (mm) (図 4.2.4 参照)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数 (n ≥ 2)

f : 応力勾配による係数

$$f = 0.65\left(\frac{\phi}{n}\right)^2 + 0.13\left(\frac{\phi}{n}\right) + 1.0$$

: 応力勾配、 $\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

1、 2: それぞれ補鋼板の両縁での縁応力度(N/mm<sup>2</sup>)、ただし、 $\sigma_1$ 、 $\sigma_2$ とし、  
圧縮応力を正とする(図 4.2.5 参照)。

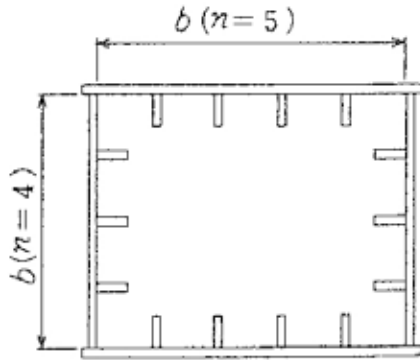


図 4.2.4 補剛板の全幅

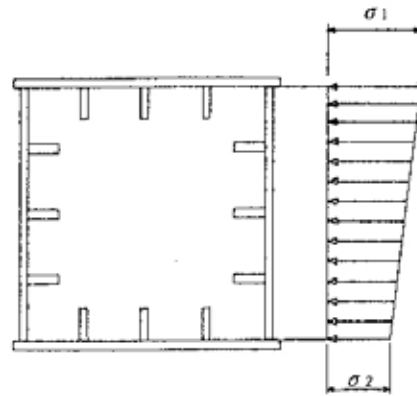


図 4.2.5 補剛板の縁応力度

(3) 圧縮応力を受ける両縁を支持された補剛板の局部座屈に対する許容応力度は、表 4.2.5 に示す値とする。ただし、橋脚基部等の耐震計上じん性が要求される部位に用いられる補剛板については、局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲で部材寸法を設計するものとする。

表 4.2.5 補剛板の局部座屈に対する許容応力度(N/mm<sup>2</sup>)

鋼種	SS400, S400 SMA400F	S450	S460F, S462 SMA462F	S460F SMA460F
縦方向補剛材	140 $140 - 2.8 \left( \frac{b}{17t} - 20 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$	185 $185 - 3.0 \left( \frac{b}{17t} - 24 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$	210 $210 - 4.0 \left( \frac{b}{17t} - 22 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$	255 $255 - 6.0 \left( \frac{b}{17t} - 22 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$
縦方向補剛材	125 $125 - 2.1 \left( \frac{b}{17t} - 20 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$	175 $175 - 3.5 \left( \frac{b}{17t} - 24 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$	195 $195 - 4.0 \left( \frac{b}{17t} - 22 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$	245 $245 - 6.0 \left( \frac{b}{17t} - 22 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$
縦方向補剛材	140 $140 - 2.8 \left( \frac{b}{17t} - 20 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$	185 $185 - 3.0 \left( \frac{b}{17t} - 24 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$	210 $210 - 4.0 \left( \frac{b}{17t} - 22 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$	255 $255 - 6.0 \left( \frac{b}{17t} - 22 \right)$ $210,000 \left( \frac{I_1}{b} \right)^2$

#### 4.2.5 補剛材

- (1) 4.2.4 により設計される補剛板の補剛材は、次の(2)から(5)までの規定による。
- (2) 縦方向補剛材の鋼種は、補剛される板の鋼種と同等以上のものとする。
- (3) (5)項により算出された縦方向補剛材 1 個の断面二次モーメント  $I_1$  (mm<sup>4</sup>) 及び断面積  $A_1$  (mm<sup>2</sup>) は、それぞれ式(4.2.3)及び式(4.2.4)を満たすものとする。

$$I_1 = \frac{bt^3}{11} \cdot \gamma_{1 \cdot req} \dots \dots \dots (4.2.3)$$

$$A_1 = \frac{bt}{10n} \dots \dots \dots (4.2.4)$$

ここに、

t : 補剛板の板厚 (mm)

b : 補剛板の全幅 (mm)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数

$\gamma_{1 \cdot req}$  : (4)項により算出した縦方向補剛材の必要剛比

(4) 縦方向補剛材の必要剛比  $\gamma_{1 \cdot req}$  は次のとおりとする。

1)  $t \geq t_0$  かつ(5)項により算出した横方向補剛材 1個の断面二次モーメント  $I_t$  (mm<sup>4</sup>) が式(4.2.6)を満足する場合

$$\begin{aligned} \gamma_{1 \cdot req} &= 4\alpha^2 n \left( \frac{t_0}{t} \right)^2 (1+n\delta_1) \frac{(\alpha^2+1)^3}{n} (t-t_0) \\ &= 4\alpha^2 n (1+n\delta_1) \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \quad (t < t_0) \end{aligned} \left. \vphantom{\gamma_{1 \cdot req}} \right\} \dots \dots (4.2.5)$$

$$I_t = \frac{bt^3}{11} \cdot \frac{1+n\gamma_{1 \cdot req}}{4\alpha^3} \dots \dots \dots (4.2.6)$$

2) 1)に規定する以外の場合

$$\begin{aligned} \gamma_{1 \cdot req} &= \frac{1}{n} \left[ \left\{ 2n^2 \left( \frac{t_q}{t} \right)^2 (1+n\delta_1) - 1 \right\}^2 - 1 \right] (t-t_0) \\ &= \frac{1}{n} \left[ \left\{ 2n^2 (1+n\delta_1)^2 - 1 \right\}^2 - 1 \right] \quad (t < t_0) \end{aligned} \left. \vphantom{\gamma_{1 \cdot req}} \right\} \dots \dots (4.2.7)$$

ここに、

$\alpha$  : 補剛板の縦横寸法比、 $\alpha = \frac{a}{b}$  (図 4.2.6 参照)

$\alpha_0$  : 限界縦横寸法比、 $\alpha_0 = \sqrt[3]{1+n\gamma}$

a : 横方向補剛材間隔 (mm)

$\delta_1$  : 縦方向補剛材 1個の断面積比、 $\delta_1 = \frac{A_1}{bt}$

$$\gamma_1: \text{縦方向補剛材の剛比、} \gamma_1 = \frac{I_1}{bt^3}$$

11

$t_0$ : 表 4.2.6 に示す板厚 (mm)

表 4.2.6 板 厚  $t_0$  (mm)

鋼 種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
$t_0$	$\frac{b}{28fn}$	$\frac{b}{24fn}$	$\frac{b}{22fn}$	$\frac{b}{22fn}$

ここに、  $f$ : 4.2.4 に示す応力勾配による係数

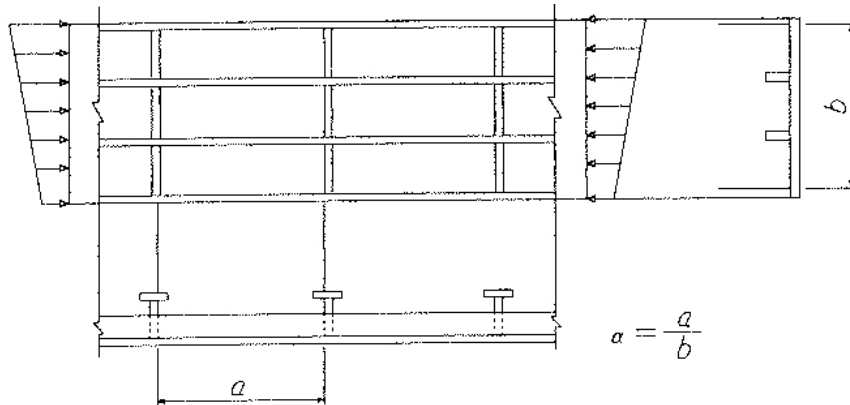


図 4.2.6 補剛板の縦横寸法比

(5) 補剛材の断面二次モーメントは、次の規定により算出する。

- 1) 補剛材が補剛される板の片側に配置されている場合は、補剛される板の補剛材側の表面に関する断面二次モーメントとする。
- 2) 補剛材が補剛される板の両側に配置されている場合は、補剛される板の中立面に関する断面二次モーメントとする。

#### 4.3 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材

- (1) 軸方向と曲げモーメントを同時に受ける部材の設計においては、軸方向力と曲げの組合せに対して、応力の照査と座屈に対する安定の照査を行うものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による照査を行う場合には、(1)を満足するものとみなしてよい。
- (3) 軸方向が引張の場合

$$\sigma_t + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{t0} \quad \dots \dots \dots (4.3.1)$$

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{t0}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bcay}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bczo}} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (4.3.2)$$

$$-\frac{\sigma_t}{\sigma_{t0}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bcay}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bczo}} \leq 1 \quad \dots \dots \dots (4.3.3)$$

(4) 軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bag} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{ba} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq 1 \dots\dots\dots (4.3.4)$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq \sigma_{ca1} \dots\dots\dots (4.3.5)$$

ここに、

$\sigma_c$  : それぞれ照査する断面に作用する軸方向による引張及び圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{by}$ 、 $\sigma_{bz}$  : それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ey}$ 、 $\sigma_{ez}$  : それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ta}$  : 表 3.2.1 に示す許容軸方向引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{caz}$  : 式 (3.2.1) により算出した弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{bagy}$  : 表 3.2.3 に示す局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{bao}$  : 表 3.2.3 に示す局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ca1}$  : 両縁支持板、自由突出板、補剛板及び鋼管についてそれぞれ 4.2.2 から 4.2.4 まで及び 14.3 に規定した局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{eay}$ 、 $\sigma_{eaz}$  : それぞれ強軸及び弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{eay} = 1,200,000 / \left(\frac{l}{\gamma_2}\right)^2 \dots\dots\dots (4.3.6)$$

$$\sigma_{eaz} = 1,200,000 / \left(\frac{l}{\gamma_2}\right)^2 \dots\dots\dots (4.3.7)$$

$l$  : 各章に規定する有効座屈長 (mm)

$\gamma_y$ 、 $\gamma_z$  : それぞれ強軸及び弱軸まわりの断面二次半径 (mm)

4.4 孔あき板

- (1) 孔あき板を有する部材の設計においては、孔による断面欠損の影響について考慮するものとする。
- (2) (3)から(6)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 孔あき板の最小板厚及び内側溶接線から孔までの最大幅は、表 4.4.1 に示す値とする。

表 4.4.1 孔あき板

鋼 種	最小板厚 (mm)	内側溶接線から孔までの最大幅 (mm)
SS400 SM400 SMA400W	$\frac{d}{50}$	$13t$
SM490	$\frac{d}{40}$	$11t$
SM490Y SM520 SMA490W	$\frac{d}{40}$	$11t$
SM570 SMA570W	$\frac{d}{35}$	$10t$

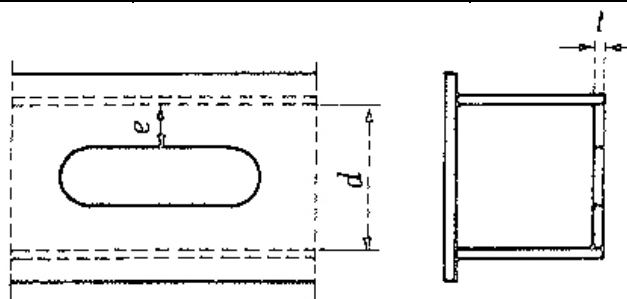


図 4.4.1 孔あき板

ここに、

$t$ : 孔あき板の板厚 (mm)

$d$ : 内側溶接線間距離 (mm)

$e$ : 内側溶接線から孔までの幅 (mm)

- (4) 応力方向に測った孔の長さは孔の幅の2倍以下とする。
- (5) 応力方向に測った孔と孔の間の板の長さは  $d$  より大きくする。ただし、端部の孔の縁と孔あき板の端までの距離は  $1.25d$  より大きくする。
- (6) 孔の縁の曲率半径は 40 mm 以上とする。

#### 4.5 山形及び T 形断面を有する圧縮部材

- (1) フランジがガゼットに連結された山形又は T 形断面の圧縮部材の設計におい

ては、部材図心軸とガゼット位置との偏心による曲げモーメントの影響を考慮するものとする。

- (2) (3)又は(4)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 図 4.5.1 のようにフランジがガゼットに連結された山形又は T 形断面圧縮部材は式 (4.5.1) により設計する。

$$\frac{P}{A_{g a}} \sigma_c \left( 0.5 + \frac{t / \gamma_z}{1,000} \right) \dots \dots \dots (4.5.1)$$

ここに、

- $P$  : 軸方向圧縮力 (N)
- $A_s$  : 部材の総断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{ca}$  : //  $x$  を用いて 3.2.1 の規定により算出した許容軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $l$  : 有効座屈長 (mm)
- $x$  : 断面の図心を通り、ガゼット面に平行な軸 (図 4.5.1 の  $x$  軸) のまわりの断面二次半径 (mm)

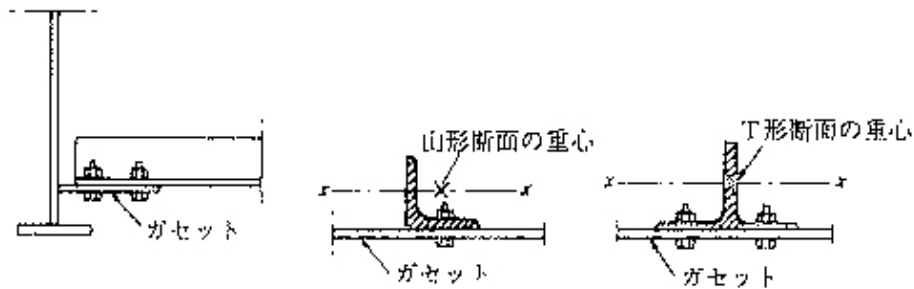


図 4.5.1 山形及び T 形断面を有する圧縮部材

- (4) (3)項によらない場合は、その部材断面の図心を通るガゼットプレート面に平行な軸まわりの偏心による曲げモーメント及び軸方向圧縮力を受ける部材として 4.3 の規定により設計する。ただし、 $\sigma_{ca}$  には許容軸方向圧縮応力度の上限値を用いる。この場合、偏心圧縮力はガゼットプレート面内に作用するものとし、断面二次半径としては曲げ変形が生じる軸に関するものを用いるものとする。

#### 4.6 引張山形鋼の有効断面積

- (1) 山形鋼からなる引張材の有効断面積は、連結部における力の作用線と引張材の図心線との間の偏心による影響を考慮して算出するものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 1 本の山形鋼でできている引張材、あるいは 1 枚のガゼットの同じ側に背中

合わせに取り付けられた 2 本の山形鋼でできている引張材の有効断面積は、ガゼットに連結された脚の純断面積に、連結されていない脚の純断面積の 1/2 を加えたものとする。

- (4) 2 本の山形鋼でできている引張材がガゼットの両側に背中合わせに取り付けられた場合は、その全純断面積を有効とする。

#### 5.1 一般

鋼橋の部材の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮するものとする。

#### 5.2 防せい防食

- (1) 鋼橋の部材には、腐食による機能の低下を防ぐため、防せい防食を施すものとする。
- (2) 鋼材の防せい防食法の選定にあたっては、架橋地点の環境、橋の部位及び規模、部材の形状並びに経済性を考慮するものとする。
- (3) 鋼橋の設計にあたっては、防せい防食法に応じて、細部構造の形状及び材料の組合せ等について適切に配慮するものとする。

#### 5.3 疲労設計

鋼橋の設計にあたっては、疲労の影響を考慮するものとする。

### 6章 連結

#### 6.1 部材の連結

##### 6.1.1 一般

- (1) 部材の連結の設計は、作用力に対して行うものとする。
- (2) 主要部材の連結の設計は、(1)によるほか、原則として母材の全強の 75% 以上の強度をもつようにするものとする。ただし、せん断力については作用力を用いてよい。
- (3) 部材の連結部の構造は、次の事項を満たすように設計するものとする。
  - 1) 応力の伝達が明確であること。
  - 2) 構成する各材片において、なるべく偏心がないようにすること。
  - 3) 有害に応力集中を生じさせないこと。
- 4) 有害な残留応力や虹応力を生じさせないこと。

##### 6.1.2 溶接、高力ボルトの併用

- (1) 溶接と高力ボルトを併用する場合には、それぞれが適切に応力を分担するよう設計するものとする。
- (2) 応力に直角なすみ肉溶接と高力ボルト摩擦接合とは併用してはならない。
- (3) 溶接と高力ボルト支圧接合とは併用してはならない。

## 6.2 溶接継手

### 6.2.1 一般

溶接継手の設計にあたっては、部材の連結部として所定の機能が満足できるよう、適用箇所、施工性及び継手の形式等について十分検討を行うものとする。

### 6.2.2 溶接の種類と適用

- (1) 応力を伝える溶接継手には、完全溶込み開先溶接、部分溶込み開先溶接、又は連続すみ肉溶接を用いるものとする。
- (2) 溶接線に直角な方向に引張応力を受ける継手には、完全溶込み開先溶接を用いるのを原則とし、部分溶込み開先溶接を用いてはならない。
- (3) 主要部材にはプラグ溶接及びスロット溶接を用いてはならない。やむを得ず用いる場合には、応力の伝達を考慮してはならない。

### 6.2.3 溶接部の有効厚

- (1) 応力を伝える溶接部の有効厚は、その溶接の理論のど厚とする。
- (2) 溶接継手の種類ごとの理論のど厚は、以下の規定によるものとする。
  - 1) 完全溶込み開先溶接の理論のど厚は、図 - 6.2.1 に示すとおりとし、部材の厚さが異なる場合は薄い法の部材の厚さとする。

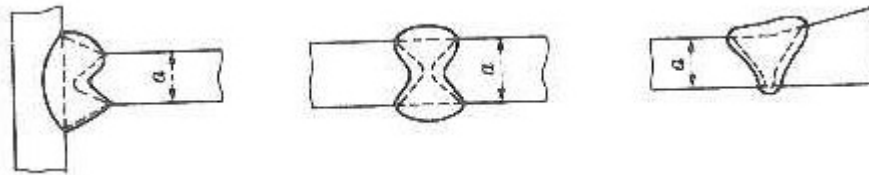


図 - 6.2.1 完全溶込み開先溶接の理論のど厚

- 2) 部分溶込み開先溶接の理論のど厚は、図 - 6.2.2 に示す溶込み深さとする。

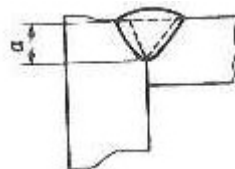


図 - 6.2.2 部分溶込み開先溶接の理論のど厚

- 3) すみ肉溶接の理論のど厚は図 - 6.2.3 に示す継手のルートを頂点とする二等辺三角形の底辺のルートからの距離とする。

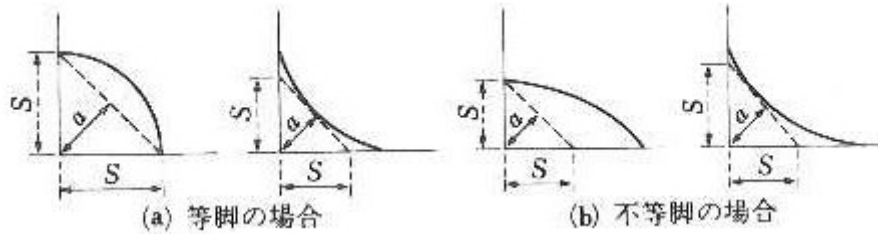


図 - 6.2.3 すみ肉溶接の理論のど厚

#### 6.2.4 溶接部の有効長

- (1) 溶接部の有効長は、理論のど厚を有する溶接部の長さとする。
- (2) すみ肉溶接でまわし溶接を行った場合は、まわし溶接部分は有効長に含めないものとする。
- (3) 完全溶込み開先溶接で溶接線が応力方向に直角でない場合は、有効長を応力に直角な方向に投影した長さとする。

#### 6.2.5 すみ肉溶接の脚及びサイズ

- (1) すみ肉溶接は等脚すみ肉溶接とするのを原則とする。
- (2) すみ肉溶接のサイズは、設計上必要な寸法を満足するとともに、有害なきずが生じない等の施工上必要な寸法を確保するものとする。
- (3) 主要部材の応力を伝えるすみ肉溶接のサイズは 6 mm 以上とし、式 (6.2.1) を満足する大きさとするのを標準とする。

$$t_1 < \text{かつ} \quad S \geq \sqrt{2t_2} \dots\dots\dots (6.2.1)$$

ここに、

$S$ : サイズ (mm)

$t_1$ : 薄い方の母材の厚さ (mm)

$t_2$ : 厚い方の母材の厚さ (mm)

#### 6.2.6 すみ肉溶接の最小有効長

- (1) 主要部材のすみ肉溶接の設計では、少なくとも溶接部に有害なきずを生じない施工が可能となる有効長を確保するものとする。
- (2) 主要部材のすみ肉溶接の有効長を、サイズの 10 倍以上かつ 80 mm 以上確保した場合には、(1) を満足するとみなしてよい。

#### 6.2.7 軸方向力又はせん断力を受ける溶接継手の応力度

- (1) 溶接部の設計にあたっては、作用する軸方向力及びせん断力によって生じる応力度を適切に考慮するものとする。

- (2) (3)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 継手に軸方向力又はせん断力が作用する場合の溶接部に生じる応力度は、式(6.2.2)又は式(6.2.3)により算出するものとする。ただし、すみ肉溶接及び部分溶込み溶接に生ずる応力度は、作用する力の種類にかかわらず式(6.2.3)によって算出するものとする。

$$\sigma = \frac{P}{\Sigma al} \dots\dots\dots (6.2.2)$$

$$\tau = \frac{P}{\Sigma al} \dots\dots\dots (6.2.3)$$

ここに、

- ：溶接部に生じる垂直応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ：溶接部に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $P$  : 継手に作用する力 (N)
- $a$  : 溶接の有効厚 (mm)
- $l$  : 溶接の有効長 (mm)

#### 6.2.8 曲げモーメントを受ける溶接継手の応力度

- (1) 溶接部の設計にあたっては、作用する曲げモーメントによって生じる応力度を適切に考慮するものとする。
- (2) (3)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 曲げモーメントを受ける溶接部に生じる応力度は、式(6.2.4)又は式(6.2.5)によって算出するものとする。

- 1) 完全溶込み開先溶接

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot y \dots\dots\dots (6.2.4)$$

- 2) すみ肉溶接

$$\tau = \frac{M}{I} \cdot y \dots\dots\dots (6.2.5)$$

ここに、

- ：溶接部に生じる垂直応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- ：溶接部に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $M$  : 継手に作用する曲げモーメント (N・mm)
- $I$  : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸のまわりの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

y : 展開図形の中立軸から応力度を算出する位置までの距離 (mm)

#### 6.2.9 溶接継手の合成応力度の照査

- (1) 軸方向力、曲げモーメント及びせん断力が組み合わされて作用する溶接継手は、合成応力度に対して安全となるようにするものとする。
- (3) 溶接部に生じる合成応力度は、式(6.2.6)又は式(6.2.7)を満足するものとする。

##### 1) 完全溶込み開先溶接

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_2}{\tau_a}\right)^2 \quad 1.2 \dots\dots\dots (6.2.6)$$

##### 2) すみ肉溶接

$$\left(\frac{\sigma_b}{\sigma_a}\right)^2 + \left(\frac{\tau_2}{\tau_a}\right)^2 \quad 1.0 \dots\dots\dots (6.2.7)$$

ここに、

σ : 軸方向力又は曲げモーメントによる垂直応力度あるいは両者の和 (N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>b</sub> : 軸方向力又は曲げモーメントによるせん断応力度あるいは両者の和 (N/mm<sup>2</sup>)

τ<sub>2</sub> : せん断力によるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>a</sub> : 許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

τ<sub>a</sub> : 許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 6.2.10 突合せ継手

- (1) 断面が異なる主要部材の突合せ継手部では、応力集中をできるだけ小さくし、溶接部に欠陥を生じないように部材の断面を変化させるものとする。
- (2) 厚さ及び幅は徐々に変化させ、長さ方向の傾斜を 1/5 以下とする場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 6.2.11 重ね継手

- (1) 応力を伝える重ね継手部では、有害な応力集中や二次応力が生じないように配慮するものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 応力を伝える重ね継手には、2列以上のすみ肉溶接を用いるものとし、部材の重なり長さの長さは薄い方の板厚の5倍以上とする。
- (4) 軸方向力を受ける部材の重ね継手に側面すみ肉溶接のみを用いる場合は、継ぎの1)及び2)の規定によるものとする。

- 1) 溶接線の間隔は薄い方の板厚の 16 倍以下とする。ただし、引張力のみを受ける場合は、上記の値を 20 倍とする。
- 2) すみ肉溶接のそれぞれの長さは、溶接線間隔より大きくする。

#### 6.2.12 T 継手

- (1) T 継手の溶接は、ルート部に有害な応力集中を起こさず、変形に対して十分抵抗できるよう配置するものとする。
- (2) T 継手に用いるすみ肉溶接又は部分溶込み開先溶接を継手の両側に配置する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 材片の交角が 60°未満、又は 120°をこえる T 継手には完全溶込み開先溶接を用いるのを原則とし、すみ肉溶接又は部分溶込み開先溶接を用いる場合は、応力の伝達を期待してはならない。

### 6.3 高力ボルト継手

#### 6.3.1 一般

- (1) 高力ボルトを用いる継手は、摩擦接合、支圧接合及び引張接合とし、引張接合継手は、継手面がある板を直接締付ける短締め形式と継手面をリブプレート等を介して締付けて接合する長締め形式に区分する。  
各接合方式の採用にあたっては、部材の連結部としての所定の機能が満足されるよう、適用箇所、施工性及び継手面の状態等について十分検討を行うものとする。
- (2) 高力ボルト摩擦接合を採用する場合は、摩擦面のすべり並びに母材及びに連結板の降伏に対して安全となるように設計するものとする。
- (3) 高力ボルト支圧接合を採用する場合は、ボルトのせん断応力並びにボルトと母材及びボルトと連結板との間の支圧応力並びに母材及び連結板の降伏に対して安全となるように設計するものとする。
- (4) 高力ボルト引張接合を採用する場合は、ボルトの引張応力及び応力伝達に関係する各部の応力に対して安全となるように設計するものとする。

#### 6.3.2 ボルト、ナット及び座金

- (1) 高力ボルト継手に用いるボルト、ナット及び座金は、締付け方法や接合方法に応じて必要な機械的性質等の特性や品質を満足するものとする。
- (2) 高力ボルト継手に用いるボルト、ナット及び座金について、(3)から(5)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 摩擦接合
  - 1) トルシア形を除く摩擦接合に用いるボルト、ナット及び座金は、JIS B

1186 に規定する第 1 種 (F8T) 及び第 2 種 (F10T) の呼び M20、M22 及び M24 を標準とする。この場合、セットのトルク係数値は表 - 6.3.1 による。

表 6.3.1 セットのトルク係数値

1 製造ロットの出荷時のトルク係数値の平均値	0.110 ~ 0.160
1 製造ロットの出荷時のトルク係数値の変動係数	5% 以下
1 製造ロットの出荷時のトルク係数値の温度による変化量	20 の温度変化に対して、出荷時のトルク係数値の平均値の 5% 以下

2) 摩擦接合に用いるトルシア形ボルト、ナット及び座金は「摩擦接合用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット - 1983 年 (日本道路協会)」<sup>7)</sup> (S10T) によるものとする。

3) 耐力点法によって締付けを行う摩擦接合用高力ボルト、六角ナット及び座金は、JIS B 1186 に規定する第 2 種 (P10T) の呼び M20、M22 及び M24 を標準とし、耐遅れ破壊特性の良好なものとする。

(4) 支圧接合

支圧接合に用いるボルト、ナット及び座金は、「支圧接合用打込み式高力ボルト、六角ナット、平座金のセット暫定企画 - 1971 年 (日本道路協会)」<sup>8)</sup> (B8T、B10T) によるものとする。

(5) 引張接合

引張接合に用いるボルトは、(3) 項 1) に示される F10T、2) に示される S10T、又はこれらと同等の材質の鋼ロッドを用いるのを標準とし、ナット及び座金は、F10T 用のナット・座金のセットを用いるのを標準とする。

6.3.3 ボルトの長さ

ボルトの長さは部材を十分に締付けられるものとしなければならない。なお、支圧接合においては、ねじ部がせん断面にかかってはならない。

6.3.4 ボルトの許容力

(1) 摩擦接合のボルトの許容力は、3.2.3 による。

(2) 支圧接合のボルトの許容力は、ねじ部外径を直径とする断面積を用いて算出した許容せん断力と許容支圧力のうち小さい方の値とする。この場合、ボルトの有効支圧面積はねじ部外径と支承する鋼材の厚さとの積とする。ただ

し、さらボルトの有効支圧面積の計算にあたっては、さら部はその深さの 1 / 2 を有効とする。

- (3) 引張接合のボルトの許容力は 3.2.3 による。また、ボルトの初期導入軸力は摩擦接合による場合と同じとする。

### 6.3.5 摩擦接合高力ボルトの設計

- (1) 摩擦接合におけるボルトは、母材に作用する軸方向力、せん断力及び曲げモーメントに対して安全となるように設計するものとする。
- (2) (3)から(6)までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 垂直応力が作用する板を連結する場合は、各列のボルトが式(6.3.1)を満足するように設計する。ただし、垂直応力が均等に分布している場合は、式(6.3.2)を満足すればよい。

$$\rho_{p_i} = \frac{P_i}{n_i} \quad \rho_a \dots\dots\dots (6.3.1)$$

$$\rho_p = \frac{P}{n} \quad a \dots\dots\dots (6.3.2)$$

ここに、

- $\rho_p$  : 列目のボルト 1 本に作用する力 (N)
- $\rho$  : ボルト 1 本に作用する力 (N)
- $P$  : 列目の接合線の片側にあるボルト群に作用する力 (N)
- $P$  : 接合線の片側にある全ボルトに作用する力 (N)
- $n$  : 列目の接合線の片側にあるボルト群のボルト本数
- $n$  : 接合線の片側にあるボルトの全本数
- $a$  : ボルト 1 本あたりの許容力 (N)

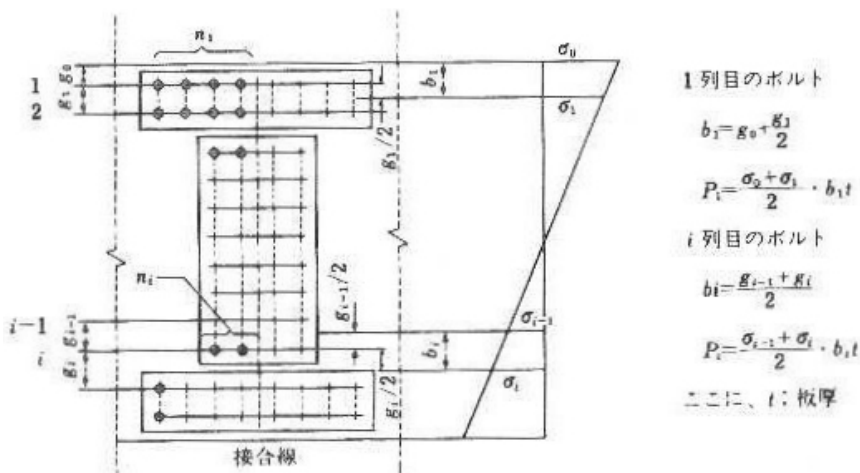


図 - 6.3.1 ボルトに作用する力 (垂直応力の分布が均等でない場合)

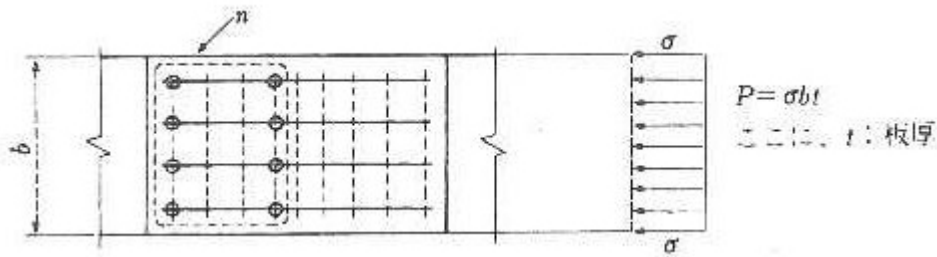


図 - 6.3.2 ボルトに作用する力（垂直応力の分布が均等な場合）

(4) せん断力が作用する板を連結する場合は、式(6.3.3)を満足するように設計する。

$$\rho_s = \frac{S}{n} \rho_a \dots\dots\dots (6.3.3)$$

ここに、

- $s$  : ボルト 1 本に作用する力 (N)
- $S$  : せん断力 (N)
- $n$  : 接合線の片側にあるボルトの全本数
- $a$  : ボルト 1 本あたりの許容力 (N)

(5) 曲げモーメント、軸方向力及びせん断力が同時に作用する板を連結する場合は、式(6.3.4)を満足するように設計する。

$$\rho = \sqrt{\rho_p^2 + \rho_s^2} \rho_2 \dots\dots\dots (6.3.4)$$

ここに、

- $s$  : ボルト 1 本に作用する力 (N)
- $p$  : 曲げモーメント及び軸方向力による垂直応力によってボルト 1 本に作用する力 (N)
- $s$  : せん断力によってボルト 1 本に作用する力 (N)
- $2$  : ボルト 1 本あたりの許容力 (N)

(6) 曲げによるせん断力を受ける板を水平方向に連結する場合は、式(6.3.5)を満足するように設計する。

$$\rho_h = \frac{SQ}{l} \cdot \frac{p}{n} < \rho_a \dots\dots\dots (6.3.5)$$

ここに、

- $h$  : 水平方向に連結するボルトに作用する力 (N)
- $S$  : 計算する断面に作用するせん断力 (N)
- $Q$  : 部材の総断面の中立軸回りの、せん断力を計算する接合線の外側

の断面一次モーメント (mm<sup>3</sup>)

$I$  : 部材の総断面の中立軸回りの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$\rho$  : ボルトのピッチ (mm)

$n$  : 接合線直角方向のボルト数

$\rho_a$  : ボルト 1 本あたりの許容力 (N)

### 6.3.6 支圧接合用高力ボルトの設計

- (1) 支圧接合におけるボルトは、母材に作用する軸方向力、せん断力及び曲げモーメントに対して安全となるように設計するものとする。
- (2) (3)から(6)までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 軸方向力又はせん断力が作用する板を連結する場合は、ボルトが式(6.3.6)を満足するように設計する。

$$\rho = \frac{P}{n} \rho_a \dots\dots\dots (6.3.6)$$

ここに、

$P$  : ボルト 1 本に作用する力 (N)

$\rho$  : 軸方向力又はせん断力 (N)

$n$  : ボルトの本数

$\rho_a$  : ボルト 1 本あたりの許容力 (N)

- (4) 曲げモーメントが作用する板を連結する場合は、式(6.3.7)を満足するように設計する。

$$\rho = \frac{M}{\sum y_i^2} y_i \frac{y_i}{y_a} \rho_a \dots\dots\dots (6.3.7)$$

ここに、

$M$  : ボルト 1 本に作用する力 (N)

$\rho_a$  : ボルト 1 本あたりの許容力 (N)

$M$  : 曲げモーメント (N・mm)

$y$  : ボルトから中立軸までの距離 (mm)

: 接合線の片側にあるボルトに対する和

$y_n$  : 最縁ボルトの中立軸からの距離。ただし、同一連結部のフランジをボルトで連結している場合は、中立軸からフランジの圧縮縁又は引張縁までの距離。(mm)

- (5) 曲げモーメント、軸方向力及びせん断力が組合わされて作用する板を連結する場合は、式(6.3.8)を満足するように設計する。

$$\rho = \sqrt{(\rho_p + \rho_M)^2 + \rho_s^2} \quad \rho_a \dots\dots\dots (6.3.8)$$

ここに、

- $\rho_p$  : 軸方向力によるボルト 1 本あたりの作用力 (N)
- $\rho_M$  : 曲げモーメントによるボルト 1 本あたりの作用力 (N)
- $\rho_s$  : せん断力によるボルト 1 本あたりの作用力 (N)
- $\rho_a$  : ボルト 1 本あたりの許容力 (N)

(6) 曲げによるせん断力を受ける板を水平方向に連結する場合は、式(6.3.5)を満足するように設計する。

### 6.3.7 引張接合用高力ボルトの設計

(1) 引張接合におけるボルトは、引張力をせん断力に対して安全となるように設計するものとし、短締め形式では引張力によって生じるてこ反力を考慮するものとする。

(2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 短締め形式

1) 引張力が作用する接合部のボルトは、式(6.3.9)を満足するように設計する。

$$\rho_p = P(1 + P_y) / n \quad \rho_{a1} \dots\dots\dots (6.3.9)$$

ここに、

- $\rho_p$  : てこ反力を考慮したボルト 1 本に作用する荷重 (N)
- $P$  : 接合部に作用する引張力 (N)
- $P_y$  : てこ反力係数
- $n$  : 接合部のボルト本数
- $\rho_{a1}$  : ボルト 1 本当たりの引張接合としての許容力 (N)

2) 引張力とせん断力が同時に作用する接合部のボルトは、せん断力に対して式(6.3.10)を満足するように設計する。ただし、せん断力を負担できる構造を別に設ける場合にはこの限りでない。引張力に対しては式(6.3.9)による。

$$\rho_s = S / n \quad \rho_{a2} \cdot (nB_o - T / nB_o) \dots\dots\dots (6.3.10)$$

ここに、

- $\rho_s$  : ボルト 1 本に作用するせん断力 (N)
- $S$  : 作用せん断力 (N)
- $n$  : 接合部のボルト本数

$B_0$  : ボルトの初期導入軸力 (N)

$T$  : 接合部に作用する引張力 (N)

$a_2$  : ボルト 1 本あたりの摩擦接合としての許容力 (N)

(4) 長締め形式

- 1) 引張力が作用する接合部のボルトは、式 (6.3.11) を満足するように設計する。

$$p = P / n \quad a_1 \dots\dots\dots (6.3.11)$$

ここに、

$p$  : ボルト 1 本に作用する荷重 (N)

$P$  : 接合部に作用する荷重 (N)

$n$  : 接合部のボルト本数

$a_1$  : ボルト 1 本あたりの引張接合としての許容力 (N)

- 2) 引張力とせん断力が作用する接合部では、ボルトに直接せん断力を負担させてはならない。また、接合面にせん断力を負担させる場合は、十分な検討を行うものとする。引張力に対しては式 (6.3.11) による。

6.3.8 連結板の設計

- (1) 連結板は作用力に対して安全であると同時に、部材全体として必要な継手強度が得られるように設計するものとする。
- (2) (3)から(5)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 引張力が作用する板の連結板は、6.3.9に規定する純断面に生じる応力度が許容引張応力度以下となるように設計する。
- (4) 圧縮力が作用する板の連結板は、総断面に生じる応力度が 3.2.1 に規定する許容圧縮応力度の上限値以下となるように設計する。
- (5) 曲げモーメントが作用する板の連結板は、式 (6.3.12) を満足するように設計する。

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad \sigma_a \dots\dots\dots (6.3.12)$$

ここに、

$\sigma$  : 連結板の縁端に生じる応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M$  : 連結板に作用する曲げモーメント (N・mm)

$I$  : 中立軸に関する連結板の総断面の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$y$  : 中立軸から連結板の縁端までの距離 (mm)

$\sigma_a$  : 3.2.1 に規定する許容応力度の上限値 (N/mm<sup>2</sup>)

### 6.3.9 純断面積の計算

- (1) 高力ボルト継手部の設計にあたっては、継手部の断面積を適切に考慮するものとする。
- (2) (3)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 引張材の純断面積は以下の各項により計算する。
  - 1) 純断面積は純幅と板厚との積とする。この場合、材片の純幅はその総幅からボルト孔により失われる幅を除いたものとする。
  - 2) 摩擦接合では、母材並びに連結板の純断面積を照査する場合に用いる純断面積は 1)の規定により計算される値の 1.1 倍まで割増してよい。ただし、純断面積を超えてはならない。
  - 3) 部材の純断面積を算定する場合のボルト孔の径は、ボルトの呼びに 3 mm を加えたものとする。
  - 4) 千鳥にボルト締めされた材片の純幅は、純幅から考えている断面の最初のボルト孔についてその全幅を控除し、以下順次に式 (6.3.13) の  $w$  を各ボルト孔について控除したものとする。

$$w = d - \frac{p^2}{4g} (\text{mm}) \dots\dots\dots (6.3.13)$$

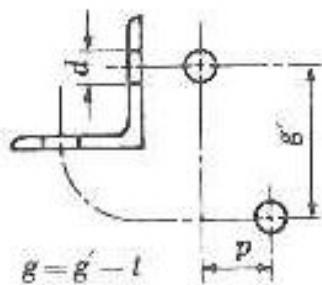
ここに、

$d$ : ボルト孔の直径 (ボルトの呼び + 3 mm)

$p$ : ボルトのピッチ (mm)

$g$ : 応力直角方向のボルト線間距離 (mm)

- 5) T 形、H 形等の組合せ断面の純断面積は、各材片ごとに上記の方法により求めた純断面積の総和とし、圧延形鋼の場合もこれに準じるものとする。ただし、山形鋼、みぞ形鋼では、図 - 6.3.3 に示すように展開した形で純断面積の算出を行うものとする。



$g'$ : 山形鋼背面に沿って測ったボルト線間距離 (mm)

$t$ : 山形鋼の脚の厚さ (mm)

図 6.3.3 山形鋼の展開方法

### 6.3.10 ボルトの最小中心間隔

- (1) ボルトの中心間隔は、ボルトの締付けにあたって支障のない寸法以上とするものとする。
- (2) ボルトの最小中心間隔を表 - 6.3.2 に示す値とする場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

表 6.3.2 ボルトの最小中心間隔 (mm)

ボルトの呼び	最小中心間隔
M24	85
M22	75
M20	65

### 6.3.11 ボルトの最大中心間隔

- (1) ボルトの中心間隔は、ボルト間の材片が局部座屈することなく、かつ材片の密着性が確保できる寸法以下とするものとする。
- (2) (3)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ボルトの最大中心間隔を表 - 6.3.3 に示す値のうち小さい方の値とする。  
ただし、引張部材のと同じ合せボルトの応力方向の最大中心間隔は  $24t$  とし  
てよい。このとき 300 mmをこえてはならない。

表 6.3.3 ボルトの最大中心間隔 (mm)

ボルトの呼び	最大中心間隔		$g$
	$p$		
M24	170	$12t$	$24t$
M22	150	千鳥の場合は、 $15t - \frac{3}{8} \cdot g$ ただし、 $12t$ 以下	ただし、300以下
M20	130		

ここに、 $t$ : 外側の板又は形鋼の厚さ (mm)

$p$ : 継手に作用する応力の方向のボルトの間隔 (mm)

$g$ : 継手に作用する応力と直角方向のボルトの間隔 (mm)



図 6.3.4 ボルトの配置と間隔のとり方

### 6.3.12 縁端距離

- (1) ボルト孔の中心から板の縁までの最小距離（最小縁端距離）は、縁端部の破壊によって継手部の強度が設計値を下回らない寸法とするものとする。また、ボルト孔の中心から縁までの最大距離（最大縁端距離）は、材片間の密着性が確保できる寸法とするものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 最小縁端距離は表 - 6.3.4 に示す値とする。

表 6.3.4 最小縁端距離 (mm)

ボルトの呼び	せん断縁 手動ガス切断縁	圧延縁、仕上げ縁 自動ガス切断縁
M24	42	37
M22	37	32
M20	32	28

ただし、支圧接合においては、応力方向のボルト本数が 2 本以下の場合、応力方向の最小縁端距離は表 - 6.3.4 によるほか、式 (6.3.14) を満足するものとする。

$$\left. \begin{array}{l} \text{1面せん断の場合} \quad e \geq \alpha \cdot \frac{A}{t} \\ \text{2面せん断の場合} \quad e \geq \alpha \cdot \frac{2A}{t} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (6.3.14)$$

ここに、e : 応力方向に測った最小縁端距離 (mm)

α : ボルトと母材との許容せん断応力度の比

A : ねじ部外径を基に算出したボルトの公称断面積 (mm<sup>2</sup>)

t : 1面せん断の場合は薄い方の板厚 (mm)

2面せん断の場合は母材の板厚又は連結板の板厚の合計のいずれか薄い方の値 (mm)

- (4) 材片の重なる部分の最大縁端距離は、外側の板厚の 8 倍とする。ただし、150 mm をこえてはならない。

### 6.3.13 ボルトの最小本数

高力ボルト継手において、1群として2本以上のボルトを配置するものとする。

### 6.3.14 勾配座金及び曲面座金

- (1) ボルト軸と部材面が直角でない場合や部材が曲面の場合は、ボルトや座金

に曲げ応力が生じないようにするものとする。

- (2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ボルト頭又はナット面と部材面とが  $1/20$  以上傾斜している場合に、勾配フィラーを用いるか勾配座金を用いてボルトに偏心応力が生じないようにする。
- (4) 継手部が曲面でその曲率半径が小さい場合に、曲面座金を用いる。

#### 6.3.15 フィラー

- (1) フィラーを使用するにあたっては、肌すきが生じないようにすると同時に、連結部の荷重伝達機構が満足されるように設計するものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) フィラーは2枚以上を重ねて用いないものとする。
- (4) 支圧接合において、連結される部材及び連結板間にフィラーを用いる場合の設計を次の1)及び2)の規定による。
  - 1) フィラーの厚さが6mm以上の場合は、6.3.6の規定を満足する必要本数よりも30%増とする。
  - 2) フィラーの厚さが9mm以上の場合には、フィラーを延長し、1)の規定により増加したボルトをフィラーの延長した部分に配置する。
- (5) 摩擦接合に用いるフィラーは、母材の鋼種にかかわらず、一般構造用圧延鋼材としてよい。

#### 6.4 ピンによる連結

- (1) ピン孔を有する部材は孔周辺に生じる応力集中に対して安全となるように設計するものとする。
- (2) ピンで部材を連結する場合は、その連結部で部材が移動しないようにし、適当な方法でナットがゆるまないようにするものとする。また、ピン及びピン孔は回転による摩耗の影響が少なくなるように配慮するものとする。
- (3) ピン及びピン孔を有する部材の設計にあたって(4)から(8)までの規定による場合には、(1)及び(2)を満足するものとみなしてよい。
- (4) ピンの直径は75mm以上とする。
- (5) ピンの仕上げ部の長さは部材の外間距離より6mm以上長くし、ピンの両端にはローマスナット又は金座付き普通ナットを使用するものとする。
- (6) ピンとピン孔の直径の差は、ピンの直径130mm未満のものに対しては0.5mm、ピンの直径130mm以上のものに対しては1mmとする。
- (7) ピン孔を通る横断面における引張部材の純面積は、計算上必要な純断面面積の

140%以上、引張部材のピン孔背後における純断面積は、計算上必要な純断面積の100%以上とする。

- (8) ピン孔がある部分の引張部材の腹板厚はその純幅の1/8以上とする。

## 7章 対傾構、横構

### 7.1 一般

橋の立体的な機能を確保するため、対傾構、横構を設けて橋の断面形の保持、橋の剛性の確保、横荷重の支承への円滑な伝達を図る場合には、以下の(1)から(3)までの規定ならびに7.2の規定によるものとする。なお、橋の支点部は、原則として対傾構、橋門構あるいは横げたを設けて床板あるいは上横構に作用する全横荷重を支承に円滑に伝達できる構造とするものとする。

- (1) 死荷重による主げた又は主構のたわみが大きい場合は、主げた又は主構の変形が対傾構、横構に及ぼす影響を考慮するのが望ましい。
- (2) 対傾構及び横構について、その橋の主げた又は主構に適用される章に規定されている場合は、その規定によるものとする。
- (3) 対傾構及び横構は、それぞれの構造形式に該当する章の規定を満足するものとする。

### 7.2 対傾構、横構の構造

- (1) 対傾構、横構に用いる山形鋼の最小寸法は原則として75mm×75mmとする。
- (2) 対傾構、横構に主要部材としての機能をもたせないで、橋を主げた又は主構面に着目した平面構造物として扱う場合に、対傾構又は横構をトラス構造とするときは、その細長比は4.1.5に規定する二次部材の規定を適用してよい。
- (3) 複斜材形式の対傾構又は横構を使用する場合は、部材の交点を互いに連結するのを原則とする。

## 8章 床版

### 8.1 一般

#### 8.1.1 適用の範囲

この章は、鋼げたで支持された床版の設計に適用する。

#### 8.1.2 設計一般

- (1) 床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して安全なようにするほか、以下の1)及び2)の規定を満足するものとする。
  - 1) 活荷重等に対して耐久性を損なう有害な変形を生じないものとする。
  - 2) 自動車の繰り返し通行に対して耐久性を損なわないものとする。
- (2) 床版は、必要に応じて以下の1)及び2)に示す規定を満足するものとする。

- 1) 床版に主桁間の荷重分配作用を考慮した設計を行う場合には、その影響を適切に評価し、その作用に対して安全なようにするものとする。
- 2) 地震の影響や風荷重等の横荷重に対して床版が抵抗する設計を行う場合には、その影響を適切に評価し、それらに対して安全なようにするものとする。
- (3) 8.2による鉄筋コンクリート床版、8.3によるプレストレストコンクリート床版及び8.4による鋼床版は、(1)を満足するとみなしてよい。

## 8.2 鉄筋コンクリート床版

### 8.2.1 適用の範囲

- (1) この節は、辺長比が1:2以上の鉄筋コンクリート床版の設計に適用するものとする。
- (2) この節に規定されていない事項については、コンクリート橋編の規定に準じるものとする。

### 8.2.2 一般

- (1) 鉄筋コンクリート床版における鉄筋とコンクリートのヤング係数比は、鉄筋コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して主げた作用を計算する場合を除いて15とする。
- (2) この節の規定により鉄筋コンクリート床版を設計する場合は、床版のせん断力に対する照査を行わなくてよい。
- (3) 主げた又はトラス橋等の縦げたの設計にあたっては、大型の自動車の車輪の軌跡が床版に与える影響を考慮してその配置を定めるものとする。

### 8.2.3 床版の支間

- (1) 単純版及び連続版のT荷重及び死荷重に対する支間は、主鉄筋の方向に測った支持げたの中心間隔とする。ただし、単純版において、主鉄筋の方向に測って純支間に支間中央の床版の厚さを加えた長さが上記の支間より小さい場合は、これを支間とすることができる。

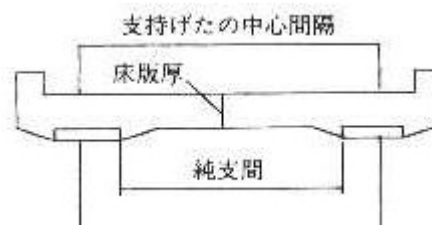
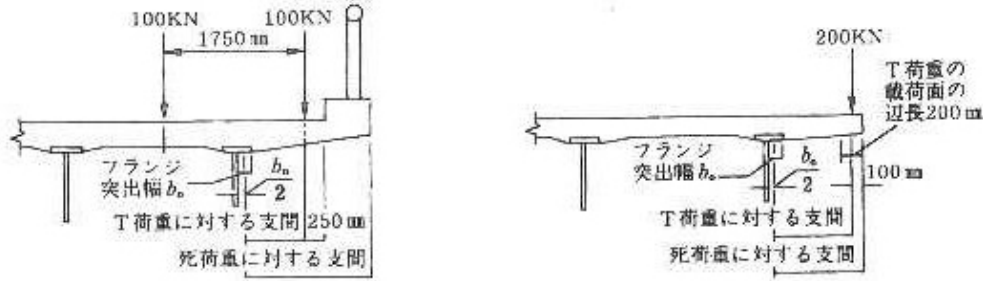


図 8.2.1 単純版の支間

- (2) 片持版のT荷重及び死荷重に対する支間は、支点となるけたのフランジの

突出幅の 1/2 の点から主鉄筋の方向にそれぞれ図 - 8.2.2 に示すように測った値とする。



(a) 主鉄筋が車両進行方向に  
直角な場合

(b) 主鉄筋が車両進行方向に  
平行な場合

図 8.2.2 片持版の支間

#### 8.2.4 床版の設計曲げモーメント

- (1) B活荷重で設計する橋においては、T荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは、表 - 8.2.1 に示す式で算出するものとする。ただし、床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版、連続版の主鉄筋方向の設計曲げモーメントは、表 - 8.2.1 により算出した曲げモーメントに、表 - 8.2.2 の割増し係数を乗じた値とする。
- (2) A活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表 - 8.2.1 に示す式で算出した値を 20% 低減した値としてよい。

表 - 8.2.1 T 荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）  
あたりの設計曲げモーメント（kN・m/m）

版の区分	曲げモーメントの種類	床版の支間の方向		車両進行方向に直角の場合		車両進行方向に平行の場合	
		曲げモーメントの方向	適用範囲 (m)	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント		$0 < L \leq 4$	$+(0.12L + 0.07)P$	$+(0.10L + 0.04)P$	$+(0.22L + 0.08)P$	$+(0.06L + 0.06)P$
連続版	支間曲げモーメント	中間支間	$0 < L \leq 4$	$+( \text{単純版の} 80\% )$	$+( \text{単純版の} 80\% )$	$+( \text{単純版の} 80\% )$	$+( \text{単純版と同じ} )$
		端支間				$+( \text{単純版の} 90\% )$	$+( \text{単純版と同じ} )$
片持版	支 点		$0 < L \leq 1.5$	$-( \text{単純版の} 80\% )$	—	$-( \text{単純版の} 80\% )$	—
					$\frac{PL}{(1.30L + 0.25)}$	—	$-(0.70L + 0.22)L$
	先端付近			—	$+(0.15L + 0.13)P$	—	$+(0.16L + 0.07)P$

ここに、

$L$  : 8.2.3 に示す T 荷重に対する床版の支間 (m)

$P$  : 共通編 2.2.2 に示す T 荷重の片側荷重 (100kN)

表 - 8.2.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角の場合の単純版及び連続版の主鉄筋方向の曲げモーメントの割増し係数

支間 $L$ (m)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$
割増し係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5) / 2$

ここに、

$L$  : 8.2.3 に示す T 荷重に対する床版の支間 (m)

(3) 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメントは、

表 - 8.2.3 に示す式で算出してよい。

表 - 8.2.3 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメント (kN・m/m)

版の区分	曲げモーメントの種類		主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント		$+ wL^2 / 8$	無視してよい
片持版	支点曲げモーメント		$- wL^2 / 2$	
連続版	支間曲げモーメント	端 支 間	$+ wL^2 / 10$	
		中 間 支 間	$+ wL^2 / 14$	
	支点曲げモーメント	2支間の場合	$- wL^2 / 8$	
		3支間以上の場合	$- wL^2 / 10$	

ここに、

$L$  : 8.2.3 に示す死荷重に対する床版の支間 (m)

$w$  : 等分布死荷重 (kN/mm<sup>2</sup>)

(4) 床版を支持するけたの剛性が著しく異なり、そのために生じる付加曲げモーメントの大きさが無視できない場合は、この付加曲げモーメントをを考慮するものとする。この場合は、床版を支持するけたの剛性の相違を考えて、設計曲げモーメントを算出しなければならない。

(5) 歩行者自転車用柵に作用する権力並びに車両用防護柵及び歩行者自転車用

柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、共通編 5.1 によるものとする。

### 8.2.5 床版の最小全厚

(1) 車道部分の床版の最小全厚は、160 mm 又は表 - 8.2.4 に規定する値のうち大きい値とする。なお、片持版における最小全厚は、図 - 8.2.3 に示す位置の値とする。

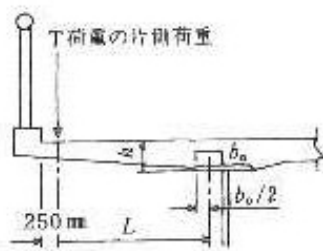
ただし、大型の自動車の交通量が多い場合、床版を支持するけたの剛性が著しく異なるため大きな曲げモーメントが付加される場合等については、表 - 8.2.4 に規定する床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましい。

表 - 8.2.4 車道部分の床版の最小全厚 (mm)

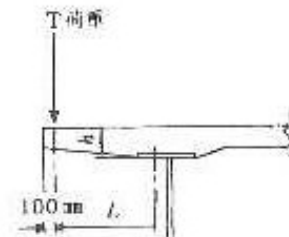
版の区分	床版の支間方向	
	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行
単純版	$40L + 110$	$65L + 130$
連続版	$40L + 110$	$50L + 130$
片持版	$0 < L \leq 0.25$	$280L + 160$
	$L > 0.25$	$80L + 120$
		$240L + 130$

ここに、

$L$ : 8.2.3 に示す T 荷重に対する床版の支間 (m)



(a) 主鉄筋が車両進行方向に直角な場合



(b) 主鉄筋が車両進行方向に平行な場合

図 8.2.3 片持版の最小全厚 h

(2) 歩道部の床版の最小全厚は 140 mm とする。

### 8.2.6 鉄筋の種類及び配置

(1) 鉄筋には異形鉄筋を用いるものとし、その直径は 13、16、19 mm を原則とする。

- (2) 鉄筋のかぶりは 30 mm 以上とする。
- (3) 鉄筋の中心間隔は 100 mm 以上かつ 300 mm 以下とする。ただし、引張主鉄筋の中心間隔は床版の全厚をこえてはならない。
- (4) 断面内の圧縮側には、引張側の鉄筋量の少なくとも 1/2 の鉄筋を配置するのを原則とする。
- (5) 連続版で主鉄筋を曲げる場合は、図 - 8.2.4 に示すように支点から  $L/6$  の断面で曲げるものとする。ただし、床版の支間の中央部の引張鉄筋量の 80% 以上及び支点上の引張鉄筋量の 50% 以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置しなければならない。ここに、 $L$  は支持げたの中心間隔とする。

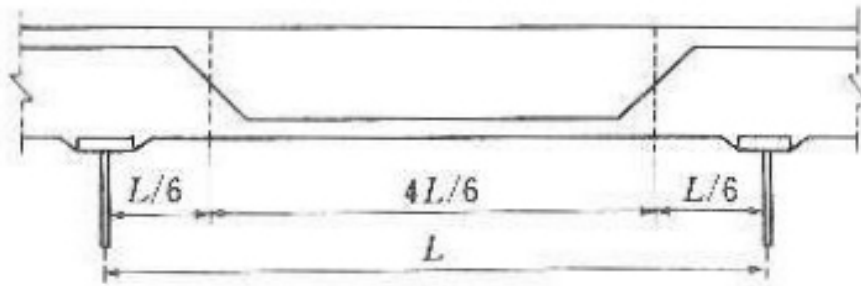


図 - 8.2.4 連続版の主鉄筋を曲げる位置

- (6) 床版の配力鉄筋は床版の支間方向にその量を変化させて配置してよい。この場合、8.2.4 による設計曲げモーメントについて算出した配力鉄筋量に表 - 8.2.5 の係数を乗じた鉄筋量を配置すればよい。

表 - 8.2.5 床版の配力鉄筋量を算出する係数  $L:(m)$

$L:(m)$

床版の支間が車両進行方向に直角な場合		床版の支間が車両進行方向に平行な場合	
連続版および単純版	歩道のない片持版	連続版および単純版	歩道のない片持版

### 8.2.7 鉄筋の許容応力度

床版に用いる鉄筋の許容応力度は表 - 8.2.6 に示す値とする。

表 - 8.2.6 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋の種類 応力度の種類	SD295 A SD295 B	SD345
	許容引張応力度	140
許容圧縮応力度	180	200

### 8.2.8 コンクリートの設計基準強度

床版のコンクリートの設計基準強度  $f_{ck}$  は、11.2.1の規定によるものとする。

### 8.2.9 コンクリートの許容応力度

- (1) 鋼げたとの合成作用を考慮しない床版のコンクリートの許容曲げ圧縮応力度は、設計基準強度  $f_{ck}$  の 1/3 とする。
- (2) 鋼げたとの合成作用を考慮する床版のコンクリートの許容応力度は、11.3.1の規定によるものとする。

### 8.2.10 床版のハンチ

- (1) 床版には、支持げた上でハンチを設けるのを原則とする。
- (2) 床版のハンチの傾斜は、1:3 よりゆるやかにするのが望ましい。1:3 よりきつい場合は、図 - 8.2.5 に示すように 1:3 までの厚さを床版として有効な断面とみなすものとする。

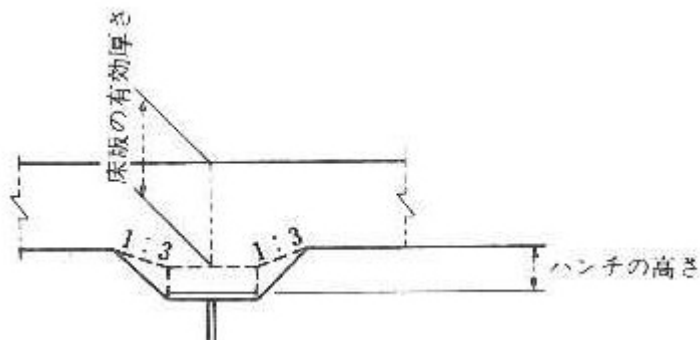


図 - 8.2.5 ハンチ部の床版の有効厚さ

- (3) 図 - 8.2.5 に示すハンチの高さが 80 mm 以上の場合には、ハンチ下面に沿ってけた直角方向に用心鉄筋を配置するのが望ましい。この場合、用心鉄筋は直径 13 mm 以上とし、その間隔はハンチの位置においてけたに直角方向に配置された床版の下側鉄筋間隔の 2 倍以下とする。

### 8.2.11 けた端部の床版

- (1) けた端部の車道部分の床版は、十分な剛度を有する端床げた、端ブラケット等で支持するのが望ましい。
- (2) けた端部の中間支間の床版を端床げた等で支持しない場合は、けた端部から床版支間の  $1/2$  の間の床版については、T 荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントとして、8.2.4 に規定する値の 2 倍を用いるものとする。なお、一般には、けた端部以外の中間支間の床版の必要鉄筋量の 2 倍の鉄筋を配置すればよい。
- (3) けた端部の片持部の床版を端ブラケット等で支持しない場合は、けた端部から死荷重に対する床版支間長の間の床版については、T 荷重（衝撃を含む）による設計曲げモーメントとして、8.2.4 に規定する値の 2 倍を用いるものとする。なお、一般には、けた端部以外の片持部の床版の必要鉄筋量の 2 倍の鉄筋を配置すればよい。
- (4) けた端部の車道部分の床版は、床版厚さをハンチ高だけ増し、斜橋の床版においては、さらに補強鉄筋を配置するのが原則とする。

## 8.3 プレストレストコンクリート床版

### 8.3.1 適用の範囲

- (1) この節は、辺長比が  $1:2$  以上のプレストレストコンクリート床版の設計に適用する。
- (2) この節に規定されていない事項については、コンクリートの橋編の規定に準じるものとする。

### 8.3.2 一般

この節の規定によってプレストレストコンクリート床版を設計する場合は、床版のせん断力に対する照査を行わなくてよい。

### 8.3.3 床版の支間

- (1) 単純版及び連続版の T 荷重及び死荷重に対する支間は、主鉄筋の方向に測った支持げたの中心間隔とする。
- (2) 片持版の T 荷重及び死荷重に対する支間は、支点となる桁の中心位置から主鉄筋の方向にそれぞれ図 - 8.2.2 に示すように測った値とする。

### 8.3.4 床版の設計曲げモーメント

- (1) B 活荷重で設計する橋においては、T 荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメントは、表 - 8.3.1 に示す式で算出するものとする。ただし、床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版、連続版及び片持版の主鉄筋方向の設計曲げモーメントは、表 - 8.3.1 により算出

した曲げモーメントに、表 8.3.2 又は表 - 8.3.3 の増増し係数を乗じた値とする。

(2) A 活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表 - 8.3.1 に示す式で算出した値を 20% 減した値としてよい。

表 - 8.3.1 T 荷重 ( 衝撃を含む ) による床版の単位幅 ( 1m )  
あたりの設計曲げモーメント ( kN・m / m )

版の区分	曲げモーメントの種類		床版の支間の方向 曲げモーメントの方向 適用範囲 ( m )	車両進行方向に直角な場合		車両進行方向に平行の場合	
				主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント	主鉄筋方向の曲げモーメント	配力鉄筋方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント		$0 < L \leq 6$	$+(0.12L + 0.07)P$	$+(0.10L + 0.04)P$	$+(0.22L + 0.08)P$	$+(0.06L + 0.06)P$
連続版	支間曲げモーメント	中間支間	$0 < L \leq 6$	+ ( 単純版の 80% )	+ ( 単純版の 80% )	+ ( 単純版の 80% )	+ ( 単純版と同じ )
		支間				+ ( 単純版の 90% )	+ ( 単純版と同じ )
片持版	支点曲げモーメント	中間支点	$0 < L \leq 4$	- ( 単純版の 80% )	—	- ( 単純版の 80% )	—
			$4 < L \leq 6$	$-(0.15L + 0.125)P$	—	—	—
片持版	支点		$0 < L \leq 1.5$	$\frac{PL}{(1.30L + 0.25)}$	—	- ( 0.70L + 0.22 ) L	—
			$1.5 < L \leq 3.0$	$-(0.6L - 0.22)P$	—	—	—
片持版	先端付近		$0 < L \leq 3.0$	—	$+(0.15L + 0.13)P$	—	$+(0.16L + 0.07)P$

ここに、L: 8.3.3 に示す T 荷重に対する床版支間 ( m )

P: 共通編 2.2.2 に示す T 荷重の片側荷重 ( 100kN )

表 - 8.3.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角の場合の単純版及び連続版の主鉄筋方向の曲げモーメントの割増し係数

支間 L ( m )	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$	$4.0 < L \leq 6.0$
割増し係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5) / 12$	$1.125 + (L - 4.0) / 26$

表 - 8.3.3 床版の支間方向が車両進行方向に直角が場合に片持版の  
支間方向曲げモーメントの割増し係数

支間 $L$ (m)	$L \leq 1.5$	$1.5 < L \leq 3.0$
割増し係数	1.0	$1.0 + (L - 1.5) / 25$

- (3) 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメントは、支持げたの拘束条件を考慮して算出しなければならない。
- (4) 床版を支持するけたの剛性が著しく異なり、そのために生じる付加曲げモーメントの大きさが無視できない場合は、この付加曲げモーメントを考慮するものとする。この場合は、床版を支持するけたの剛性の相違を考えて、設計曲げモーメントを算出しなければならない。
- (5) 歩行者自転車用柵に作用する推力並びに車両用防護柵及び歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、共通編 5.1 によるものとする。
- (6) プレストレッシングにより生じる不静定力を考慮することを原則とする。ただし、不静定曲げモーメントが小さくなるように PC 鋼材を配置する場合は、この不静定曲げモーメントを無視することができる。

#### 8.3.5 床版の最小全厚

- (1) 車道部分の床版の最小全厚は、次の 1) から 3) までの規定によるものとする。なお、片持版の最小全厚は、図 - 8.2.3 に示す位置の値とする。
  - 1) 車道部分の床版の全厚は、いかなる部分も 160 mm を下まわってはならない。
  - 2) 片持版の床版先端の厚さは、1) の規定によるほか、表 - 8.2.4 の片持版の最小全厚の 50% 以上としなければならない。
  - 3) 床版の 1 方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚は、1) 及び 2) の規定によるほか、表 - 8.3.4 の値とするものとする。

表 - 8.3.4 床版 1 方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚 (mm)

床版の支間方向 プレストレス を導入する方向	床版の支間方向	
	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行
床版の支間方向に平行	表 - 8.2.4 の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の 90%	表 - 8.2.4 の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の 65%
床版の支間方向に直角	表 - 8.2.4 の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表 - 8.2.4 の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値

(2) 歩道部分の床版の最小全厚は 140 mm とする。

#### 8.3.6 鉄筋の種類及び配置

- (1) 鉄筋の種類及び配置については、8.2.6 によるものとする。ただし鉄筋については、直径 22 mm を用いることができる。
- (2) プレストレストコンクリート床版のプレストレスする方向には、少なくとも直径 13 mm 以上の異形鉄筋を配置し、その中心間隔は、300 mm 又は床版の全厚の小さい方の値以下でなければならない。

#### 8.3.7 PC 鋼材の配置

- (1) プレストレストコンクリート床版における PC 鋼材は、床版に一様にプレストレスが導入されるように配置しなければならない。
- (2) 斜橋の支承部付近における床版支間方向の PC 鋼材は、支承線方向に配置するものとする。

#### 8.3.8 コンクリート及び設計基準強度

床版のコンクリートの設計基準強度  $f_{ck}$  は、11.2.1 の規定によるものとする。

#### 8.3.9 コンクリートの許容応力度

- (1) 鋼げたとの合成作用を考慮する床版のコンクリートの許容曲げ圧縮応力度は、コンクリート橋編の関連規定によるものとする。
- (2) 鋼げたとの合成作用を考慮する床版のコンクリートの許容応力度は、11.3.1 の規定によるものとする。

#### 8.3.10 床版のハンチ

床版のハンチについては 8.2.10 によるものとする。

#### 8.3.11 けた橋部の床版

けた橋部の床版については 8.2.11 によるものとする。

#### 8.4 鋼床版

##### 8.4.1 適用の範囲

この節は、デッキプレートの縦リブ及び横リブで補剛し、舗装を施した鋼床版の設計に適用する。

##### 8.4.2 設計一般

(1) 鋼床版が主げたの一部として作用する場合は、次の規定により設計を行うものとする。

1) 鋼床版は次の二つの作用に対してそれぞれ安全であることを照査しなければならない。

) 主げたの一部としての作用

) 床版及び床組としての作用

2) 鋼床版の設計にあたっては、1)に示した二つの作用を同時に考慮した場合に対して安全であることを照査しなければならない。この場合、それぞれの作用力に対して、鋼床版が最も不利になる載荷状態について応力を算出し、その合計に対して表 - 8.4.1 に規定する許容応力度により照査するものとする。

また、溶接部又は高力ボルトによる部材の連結部についても、3.2.3 に示す許容応力度及び許容力を 40% 割増した許容応力度及び許容力により照査を行うものとする。

表 - 8.4.1 主げた作用と床版及び床組作用とを同時に考慮した場合の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鋼材 の板厚 (mm)	鋼 種 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
40 以下	195	260	295	355
40 をこえ 75 以下	175	245	275	345
40 をこえ 100 以下			265	335

(2) 床版及び床組としての鋼床版の設計は、次に 1) から 4) までの規定により行うものとする。

1) 活荷重は、共通編 2.2.2 によるものとする。

2) 衝撃係数 は次のとおりとする。

) 縦リブ： = 0.4

$$) \text{ 横リブ: } = 20 / (50 + L)$$

ここに、L: 横リブの支間 (m)

- 3) B 荷重で設計する橋においては、横リブの設計に用いる断面力は、1)及び 2)で算出した断面力に、式(8.4.1)により算出した割増し係数を乗じた値とする。

$$\left. \begin{aligned} K &= K_0 && (L \leq 4) \\ K &= K_0 - (K_0 - 1) \times (L - 4) / 6 && (4 < L \leq 10) \\ K &= 1.0 && (L > 10) \end{aligned} \right\} \dots\dots (8.4.1)$$

ただし、 $K_0 = 1.0$  (B ≤ 2)

$$K_0 = 1.0 + 0.2 \times (B - 2) \quad (2 < B \leq 3)$$

$$K_0 = 1.2 \quad (B > 3)$$

ここに、

L: 横リブの支間 (m)、B: 横リブ間隔 (縦リブの支間) (m)

- 4) A 活荷重で設計する橋においては、設計に用いる断面力は、1)及び 2)で算出した断面力を 20% 低減した値としてよい。

- (3) 鋼床版の設計にあたっては、大型の自動車の通行に対する疲労の影響について、十分な配慮を行わなければならない。

#### 8.4.3 舗装による荷重分布

鋼床版のデッキプレート上に載荷する輪荷重については、舗装による荷重分布を考慮しないものとする。

#### 8.4.4 床版又は床組作用に対するデッキプレートの有効幅

縦リブのフランジ又は横リブのフランジとしてのデッキプレートの片側有効幅は、式(8.4.2)により算出するものとし、その適用方法は表-8.4.2によるものとする。

表 - 8.4.2 床版又は床組作用に対するデッキプレートの有効幅

部 材	区 間 (箇所)	片組有効幅		摘 要
		記号	等幅支間長 $l$	
縦 リ ブ		$L$	$0.6L$	
横 リ ブ	単 純 支 持	$L$	$L$	
	連 続 支 持	$L_1$	$0.8L_1$	
		$L_2$	$0.6L_2$	
		$S_1$	$0.2(L_1+L_2)$	
		$S_2$	$0.2(L_2+L_2)$	
	張 出 し 部	$L_2$	$2L_1$	
		$L_2$	$L_2$	
		両端の有効幅を用いて直線変化させる。		

$$\left. \begin{aligned}
 &= b && \left( \frac{b}{l} < 0.02 \right) \\
 &= \left\{ 1.06 - 3.2 \left( \frac{b}{l} \right) + 4.5 \left( \frac{b}{l} \right)^2 \right\} b && \left( 0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \dots \dots (8.4.2) \\
 &= 0.15l && \left( 0.30 < \frac{b}{l} \right)
 \end{aligned} \right\}$$

ここに

：デッキプレートの片側有効幅（mm）

$2b$ ：縦リブ又は横リブの間隔（mm）

なお、閉断面リブでは図 8.4.1 に示すとおりとする。

$l$ : 等価支間長 (mm)

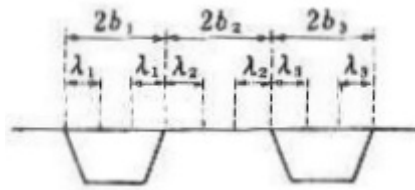


図 8.4.1 閉断面リブの間隔

#### 8.4.5 デッキプレートの最小板厚

デッキプレートの板厚  $t$  (mm) は、式 (8.4.3) より算出される値以上としなければならない。

車道部分	:	$t = 0.037 \times b$	( B 活荷重 )	}	..... ( 8.4.3 )
	:	$t = 0.035 \times b$	( A 活荷重 )		
		ただし、 $t \geq 12$ mm			
主桁の一部として作用する					
歩道部	:	$t = 0.025 \times b$	ただし、 $t \geq 10$ mm		

ここに、

$b$ : 縦リブ間隔 (mm)

#### 8.4.6 縦リブの最小板厚

縦リブの最小板厚は 8 mm とする。ただし、腐食環境が良好又は腐食に対して十分な配慮を行う場合は、閉断面縦リブの最小板厚を 6 mm としてもよい。

#### 8.4.7 構造細目

- (1) 鋼版は溶接によるひずみが少ない構造としなければならない。
- (2) 縦リブと横リブの連結部は、縦リブからのせん断力を確実に横リブに伝えることができる構造にしなければならない。特別な場合を除き、縦リブは横リブの腹板を通して連続させるのが望ましい。
- (3) 車道部に上げた又は縦げたが配置される場合には、腹板上の舗装のひびわれの抑制に配慮するものとする。
- (4) 縦リブの継手は、高力ボルト継手を標準とする。
- (5) デッキプレートを高力ボルトで連結する場合には、連結板やビルト等の突出物が舗装に及ぼす影響について考慮しなければならない。

## 9章 床組

### 9.1 一般

- (1) 床組の設計においては、床版を経て作用する荷重を適切に考慮するとともに、主げた又は主構に力を円滑に伝達できるようにするものとする。
- (2) 9.2 から 9.6 までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

### 9.2 床組の支間

- (1) 縦げたの支間は、縦げたの方向に測った床げたの中心間隔とする( 図 - 9.2.1 参照 )。

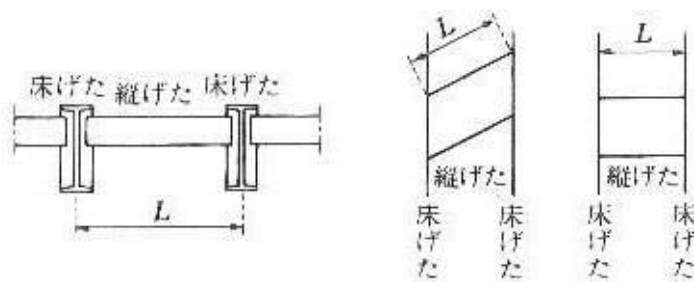


図 - 9.2.1 縦げたの支間

- (2) 床げたの支間は床げたの方向に測った主げた取付け腹板の中心間隔とする ( 図 - 9.2.2 参照 )。

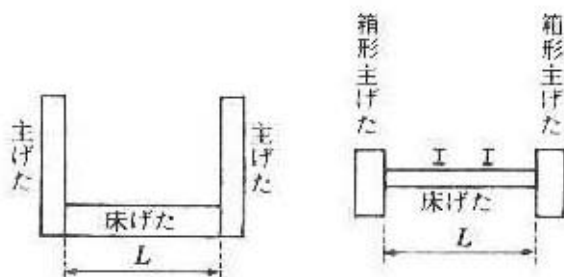


図 - 9.2.2 床げたの支間

### 9.3 縦げたの断面力の算出

- (1) 連続コンクリート床版を経て活荷重が作用する縦げたの曲げモーメント及びせん断力は床版を単純げたと仮定して算出してよい。
- (2) 支間及び曲げ剛性がほぼ同一の連続縦げたの活荷重による最大曲げモーメントは、表 - 9.3.1 に示す値を用いてよい。

表 - 9.3.1 連続縦げたの曲げモーメント (N・m)

端支間	$0.9M_0$
中間支間	$0.8M_0$
中間支点	$-0.7M_0$

ここに、

$M_0$  : 単純げたとしての支間中央の曲げモーメント (N・m)

(3) 連続立てげたのせん断力は単純げたと仮定して算出するものとする。

#### 9.4 連続コンクリート床版をもつ床げた

縦げたがなく、連続コンクリート床版が曲げ剛性がほぼ同一の床げたで直接支持される場合、床げたの曲げモーメント及びせん断力の算出に用いる荷重は、床版を単純げたと仮定して算出した床げた上の反力とする。

#### 9.5 床組の連結

- (1) 縦げた又は床げたの連結部における曲げモーメントとせん断力を受ける部分の合成応力度の照査及び多軸応力を植える場合のフランジの合成応力度の照査は、それぞれ 10.2.5 及び 10.2.6 によるものとする。
- (2) ブランケットの取付け部は、曲げモーメントによる応力が縦げた、床げた、ダイヤフラム等に円滑に伝わるような構造とするものとする。
- (3) 縦げたを床げたのフランジ上に取り付ける場合は、縦げたの横方向の安定を保持できるような構造とするものとする。

#### 9.6 対傾構

縦げた間には必要に応じて対傾構を設けるものとし、その設計にあたっては 10 章の規定に準じるものとする。

### 10 章 鋼げた

#### 10.1 適用の範囲

この章は主として曲げモーメントとせん断力を受ける充腹の 形断面、 形断面及び箱形断面の鋼げたを主とする上部構造の設計に適用する。

なお、鋼げたを主げた以外の目的で用いる場合にも、この章を準用することができる。

#### 10.2 設計一般

##### 10.2.1 一般

- (1) 鋼げたの設計にあたっては、断面内の曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントによる各応力度及びその組合わせに対して安全となるようにするものとする。

(2) 10.2.2 から 10.2.4 までの規定による応力度を許容応力度以下とし、かつ 10.2.5 及び 10.2.6 の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 10.2.2 曲げモーメントによる垂直応力

曲げモーメントによる垂直応力度は、式(10.2.1)で算出するものとする。ただし、引張フランジにボルトの孔がある場合には、式(10.2.1)による引張フランジ応力度に(引張フランジ総断面積/引張フランジ総断面積)を乗じるものとする。

$$\sigma_b = \frac{M}{I} y \quad \dots\dots\dots (10.2.1)$$

ここに、

$\sigma_b$  : 曲げモーメントによる垂直応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

M : 曲げモーメント (N・mm)

I : 総断面の中立軸のまわりの断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

y : 中立軸から着目点までの距離 (mm)

#### 10.2.3 腹板の曲げに伴うせん断応力度

腹板の曲げに伴うせん断応力度は、式(10.2.2)で算出してもよい。

$$\tau_b = \frac{S}{A} \quad \dots\dots\dots (10.2.2)$$

ここに、

$\tau_b$  : 曲げに伴うせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

S : 曲げに伴うせん断力 (N)

A : 腹板の総断面積 (mm<sup>2</sup>)

#### 10.2.4 ねじりモーメントによる応力度

ねじりモーメントを考慮する場合、純ねじりによるせん断応力度とそのねじりによるせん断応力度との合計及びそりねじりによる垂直応力度を考慮するものとする。

ただし、I形断面主げたを用いた格子構造では、一般にけたの純ねじり及びそりねじりによる応力度を虫することができる。

また、箱形断面主げたを用いる場合には、格子構造、単一主げた構造いずれの場合でも、一般にそりねじりによる応力度を無視することができる。

#### 10.2.5 合成応力度の照査

(1) 曲げモーメント及び曲げモーメントに伴うせん断力のみが作用する断面で、垂直応力度及び曲げに伴うせん断応力度がともに 3.2.1 に規定する許容応

力度の 45% をこえる場合は、曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる荷重状態について、式 (10.2.3) を満足するものとする。

$$\left. \left[ \left( \frac{b}{a} \right)^2 + \left( \frac{b}{a} \right)^2 \right] 1.2 \right\} \dots\dots\dots (10.2.3)$$

b      a  
b      a

(2) ねじりモーメントを考慮する場合は、曲げモーメント及び曲げに伴うせん断力がそれぞれ最大となる状態については、式 (10.2.4) を満足するようにしなければならない。

$$\left. \left[ \left( \frac{\quad}{a} \right)^2 + \left( \frac{\quad}{a} \right)^2 \right] 1.2 \right\} \dots\dots\dots (10.2.4)$$

a  
a

ここに、

- :  $b + w$  (N/mm<sup>2</sup>)
- :  $b + s + w$  (N/mm<sup>2</sup>)
- $b$ : 曲げモーメントによる垂直応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $b$ : 曲げに伴うせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $s$ : 純ねじりによるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $w$ : そりねじりによる垂直応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $w$ : そりねじりによるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $a$ : 3.2.1 に規定する許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $a$ : 3.2.1 に規定する許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 10.2.6 二軸応力状態の照査

主げたフランジとラーメン横ばりのフランジが直接連結される場合等のように、主げたに 2 方向の応力が加わる部分の応力度は、式 (10.2.5) を満足するものとする。

$$\left[ \left( \frac{x}{a} \right)^2 - \left( \frac{x}{a} \right) \left( \frac{y}{a} \right) + \left( \frac{y}{a} \right)^2 + \left( \frac{\quad}{a} \right)^2 \right] 1.2 \dots\dots\dots (10.2.5)$$

ここに、

- $x, y$ : 照査する箇所で互いに直交する方向に生じる垂直応力度、ただし引張応力度を正、圧縮応力度を負とする。(N/mm<sup>2</sup>)
- : 照査する箇所に生じるせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $a$ : 3.2.1 に規定する許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_a$ : 3.2.1 に規定する許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

### 10.3 フランジ

#### 10.3.1 一般

- (1) フランジの設計においては、部材断面内の応力の分布を適切に考慮するものとする。また、溶接ひずみの影響並びに製作、輸送及び架設時の応力についても考慮し安全性を確保するものとする。
- (2) 10.3.2 から 10.3.5 までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 10.3.2 引張フランジの自由突出部の板厚

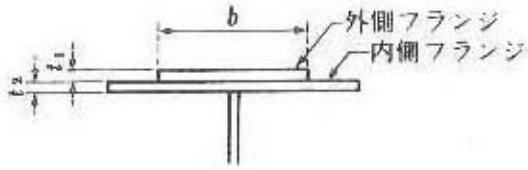
引張フランジ自由突出部の板厚は、鋼種にかかわらず自由突出幅の 1/16 以上とする。

#### 10.3.3 箱げたの引張フランジ

箱げたの引張フランジの板厚は腹板の中心間隔の 1/80 以上とする。ただし、十分に剛な補剛材がある場合には腹板中心間隔のかわりに補剛材中心間隔を用いてよい。

#### 10.3.4 剛板を重ね合わせたフランジ

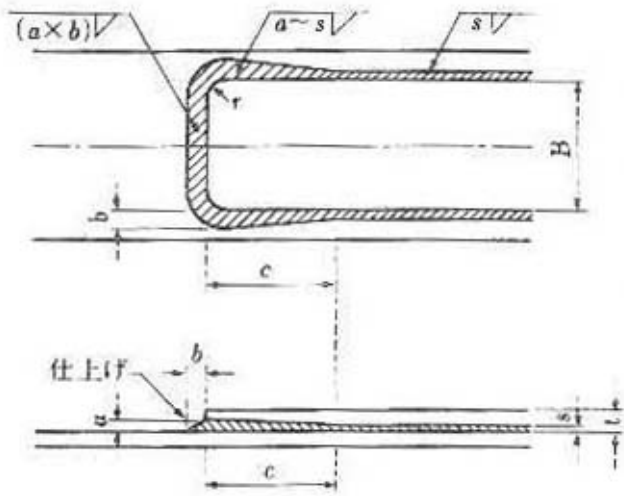
- (1) 剛板を重ね合わせてフランジとする場合には、外側フランジは 1 枚を原則とする。
- (2) 外側フランジの板厚は次の規定による (図 - 10.3.1 参照)。
  - 1) 外側フランジの板厚は内側フランジの板厚の 1.5 倍以下とする。
  - 2) 圧縮フランジに用いる外側フランジの板厚は外側フランジの幅の 1/24 以上とする。
  - 3) 引張フランジに用いる外側フランジの板厚は外側フランジの幅の 1/32 以上とする。
- (3) 外側フランジの長さはけた高の 2 倍に 1m を加えた値以上とする。
- (4) 外側フランジの端部には、理論端より 300mm 以上で、かつ外側フランジの幅の 1.5 倍以上の余長ををつけるものとする。
- (5) 引張フランジに用いる外側フランジは、外側フランジを除いた断面で算出したフランジの応力度が許容応力度の 90% 以下となるまで延長するものとする。
- (6) 外側フランジの端部の溶接は不等脚の連続すみ肉溶接とし、その溶接細目は図 - 10.3.2 に示すとおりとする。
- (7) 内側フランジの設計には、10.3.2 の規定を適用するものとする。



圧縮フランジ :  $t_1 \geq 1.5t_2$ 、かつ、 $t_1 \geq b/24$

引張フランジ :  $t_1 \geq 1.5t_2$ 、かつ、 $t_1 \geq b/32$

図 - 10.3.1 外側フランジの板厚



$\frac{b}{a} \geq 2$   
 $a \geq 0.4t$  かつ、 $a \geq 7\text{mm}$   
 $c \geq 1t$  かつ、 $c \geq 100\text{mm}$   
 $B \geq 10$  かつ、 $B \geq 10\text{mm}$

図 - 10.3.2 外側フランジの端部の溶接細目

### 10.3.5 フランジの有効幅

応力度と変形を計算するためのフランジの片側有効幅は、式(10.3.1)及び式(10.3.2)により算出するものとし、その適用方法は表-10.3.1によるものとする。

$= b$ $= \left\{ 1.1 - 2 \left( \frac{b}{l} \right) \right\} b$ <p>.....</p> $= 0.15l$ $= b$	$\frac{b}{l} < 0.05$ <p>( 0.05 )</p> $\left( 0.05 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \dots \dots (10.3.1)$ $\frac{b}{l} > 0.30$ <p>( 0.30 &lt; )</p> $\frac{b}{l} < 0.02$ <p>( 0.02 )</p> <p>..... (10.3.2)</p>
--	---

..... = 0.15l

— ( 0.30 < )  
l

ここに、

: フランジの片側有効幅 (mm) (図 - 10.3.3)

b : 腹板の間隔の 1/2 又は片持部のフランジの突出幅 (mm) (図 - 10.3.3)

l : 等価支間長 (mm) (表 - 10.3.1)

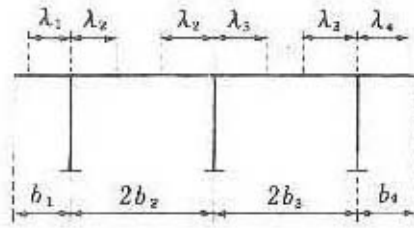


図 - 10.3.3 フランジの有効幅

表 - 10.3.1 フランジの片側有効幅

	区 間 (箇所)	片 側 有 効 幅			提 要
		記号	適用式	等価支間長 l	
単純げた		L			
連続げた		L <sub>1</sub>	(8.3.1)	0.8lL <sub>1</sub>	
		L <sub>2</sub>		0.6L <sub>2</sub>	
		S <sub>1</sub>	(8.3.2)	0.2(L <sub>1</sub> + L <sub>2</sub> )	
		S <sub>2</sub>		0.2(L <sub>2</sub> + L <sub>3</sub> )	
両端の有効幅を用いて、直線変化させる。					
ゲルバーげた		L <sub>1</sub>	(8.3.1)	L <sub>1</sub>	
		L <sub>3</sub>		0.8L <sub>3</sub>	
		S <sub>2</sub>	(8.3.2)	2L <sub>2</sub>	

		両端の有効幅を用いて、直接変化させる。	
--	--	---------------------	--

## 10.4 腹板

### 10.4.1 一般

- (1) 腹板の設計においては、溶接ひずみの影響並びに制作、輸送及び架設時の応力についても考慮して、座屈に対する安全性を確保するものとする。
- (2) 10.4.2 から 10.4.7 までの規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

### 10.4.2 腹板の板厚

鋼げたの腹板厚は表 10.4.1 に示す値以上とするものとする。

計算応力度が許容応力度に比べて小さい場合は、表 - 10.4.1 の分母を  $\sqrt{\text{許容曲げ圧縮応力度の上限値} / \text{計算曲げ圧縮応力度}}$  倍することができる。ただし、1.2 倍をこえてはならない。

表 10.4.1 鋼げたの最小腹板厚

	鋼 種		SM490Y	SM570
	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM520 SMA490W	SMA570W
水平補剛材のないとき	$\frac{b}{152}$	$\frac{b}{130}$	$\frac{b}{123}$	$\frac{b}{110}$
水平補剛材を 1 段用いるとき	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{220}$	$\frac{b}{209}$	$\frac{b}{188}$
水平補剛材を 2 段用いるとき	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{310}$	$\frac{b}{294}$	$\frac{b}{262}$

ここに、

$b$  : 上下両フランジの純間隔 (cm)

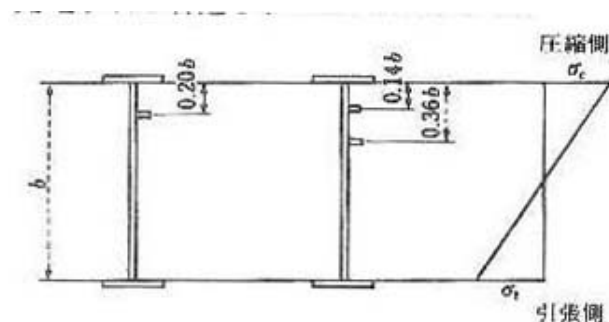


図 - 10.4.1 上下両フランジの純間隔

10.4.3 垂直補剛材の配置及びその間隔

(1) 上下両フランジの純間隔が表 - 10.4.2 の値をこえる場合は、腹板には垂直補剛材を設けるものとする。

計算せん断応力度が許容せん断応力度に比べて小さい場合は、表 - 10.4.2 の値を

$\sqrt{\text{許容せん断応力度} / \text{計算せん断応力度}}$  倍することができる。ただし、1.2 倍をこえてはならない。

表 - 10.4.2 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W
上下両フランジ純間隔	70t	60t	57t	50t

ここに、

t : 腹板の板厚

(2) 垂直補剛材の間隔は、次式を満足するものとする。ただし a/b 1.5 とする。

1) 水平補剛材を用いない場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[ \left(\frac{a}{345}\right)^2 + \left\{ \frac{a}{77 + 58(b/a)^2} \right\}^2 \right] \quad 1 : \left[ \frac{a}{b} > 1 \right] \quad (10.4.1)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[ \left(\frac{a}{345}\right)^2 + \left\{ \frac{a}{58 + 77(b/a)^2} \right\}^2 \right] \quad 1 : \left[ \frac{a}{b} \leq 1 \right] \quad (10.4.2)$$

2) 水平補剛材を 1 段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[ \left(\frac{a}{900}\right)^2 + \left\{ \frac{a}{120 + 58(b/a)^2} \right\}^2 \right] \quad 1 : \left[ \frac{a}{b} > 0.80 \right] \quad (10.4.3)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[ \left(\frac{a}{900}\right)^2 + \left\{ \frac{a}{90 + 77(b/a)^2} \right\}^2 \right] \quad 1 : \left[ \frac{a}{b} \leq 0.80 \right] \quad (10.4.4)$$

3) 水平補剛材を 2 段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[ \left(\frac{a}{3,000}\right)^2 + \left\{ \frac{a}{187 + 58(b/a)^2} \right\}^2 \right] \quad 1 : \left[ \frac{a}{b} > 0.64 \right] \quad (10.4.5)$$

$$\left[ \left( \frac{b}{100t} \right)^4 \left[ \left( \frac{a}{3,000} \right)^2 + \left\{ \frac{a}{140 + 77(b/a)^2} \right\}^2 \right] \right] \leq 1 : \left[ \frac{a}{b} > 0.64 \right] \quad (10.4.6)$$

ここに、

- a : 垂直補剛材間隔 (mm)
- b : 腹板の板幅 (mm)
- t : 腹板の厚さ (mm)
- σ<sub>1</sub> : 腹板の縁圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- σ<sub>2</sub> : 腹板のせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 10.4.4 垂直補剛材の剛度、鋼種及び板厚

(1) 4.2.5(5)項により算出した垂直補剛材 1 個の断面二次モーメント  $I_v$  は式 (10.4.7) を満足するものとする。

$$I_v \geq \frac{bt^3}{11} \quad v \cdot req \dots \dots \dots (10.4.7)$$

ここに、

- t : 腹板の板厚 (mm)
- b : 腹板の板幅 (mm)

$v \cdot req$  : 垂直補剛材の必要側比、 $v \cdot req = 8.0 \left( \frac{b}{a} \right)^2$

- a : 垂直補剛材の間隔 (mm)

- (2) 垂直補剛材の幅は、腹板高の 1/30 に 50mm を加えた値以上とする。
- (3) 垂直補剛材は、腹板の鋼種にかかわらず SM400 級の鋼種を用いてよい。
- (4) 垂直補剛材の板厚は、その幅の 1/13 以上とする。

#### 10.4.5 垂直補剛材の取付け方

- (1) 支点部の垂直補剛材とフランジは溶接するものとする。
- (2) 支点部以外の垂直補剛材の取付け方は、次の規定によるものとする。
  - 1) 垂直補剛材と圧縮フランジは溶接するものとする。
  - 2) 荷重集中点の垂直補剛材と引張フランジは原則として溶接せず密着させるものとする。
  - 3) 荷重集中点以外の垂直補剛材と引張フランジは適当な間隔をあけて取付けるものとする。
  - 4) 床版に接する引張フランジと垂直補剛材とは 2) 及び 3) の規定にかかわらず溶接するものとする。

#### 10.4.6 水平補剛材の位置

水平補剛材の取付け位置は、それを 1 段用いる場合は  $0.20b$  付近、2 段用いる場合は  $0.14b$  と  $0.36b$  付近とするのを原則とする。

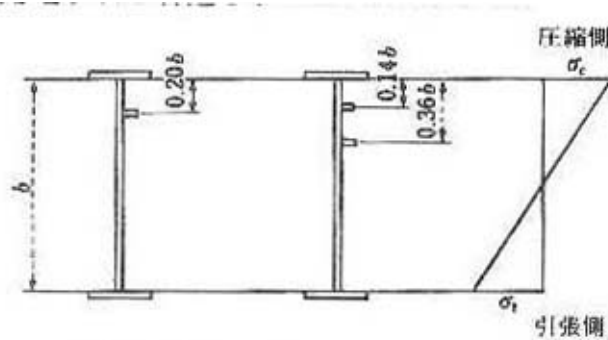


図 - 10.4.2 水平補剛材の位置

#### 10.4.7 水平補剛材の剛度、鋼種及び板厚

- (1) 4.2.5(5)項により算出した水平補剛材 1 個の断面二次モーメント  $I_h$  は、式 (10.4.8) を満足するものとする。

$$I_h \geq \frac{bt^3}{11} \cdot v_{\text{req}} \dots \dots \dots (10.4.8)$$

ここに、

$t$  : 腹板の板厚 (mm)

$b$  : 腹板の板幅 (mm)

$v_{\text{req}}$  : 垂直補剛材の必要側比、 $v_{\text{req}} = 30 \left( \frac{a}{b} \right)$

$a$  : 水平補剛材の間隔 (mm)

- (2) 水平補剛材にはその取付け位置に生じる腹板の最大応力が生じるものとして、その鋼種及び板厚を決定するものとする。

#### 10.5 荷重集中点の構造

##### 10.5.1 一般

- (1) 鋼げたの主げたの支点並びに床げた、縦げた及び対傾構等の取付け部等のような荷重集中点では、集中荷重に対する安全性が確保できる構造とするものとする。
- (2) 10.5.2 及び 10.5.3 の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

### 10.5.2 荷重集中点の補剛材

(1) 鋼げたの主げたの支点並びに床げた、縦げた及び対傾構等の取付け部のような荷重集中点には垂直補剛材を設けるものとする。

このとき、垂直補剛材の設計にあたっては、10.4.5(1)及び10.4.5(2)1)の規定を満足するものとする。

(2) 荷重集中点の垂直補剛材には、次の規定により軸方向圧縮力を受ける柱として設計するものとする。

1) 柱としての有効断面積は、補剛材断面及び腹板のうち補剛材取付け部から両側にそれぞれ腹板板厚の12倍までとする。ただし、全有効断面積は補剛材の断面積の1.7倍をこえてはならない。

2) 許容応力度の算出に用いる断面二次半径は腹板の中心線について求めるものとし、有効座屈長はけた高の1/2とする。

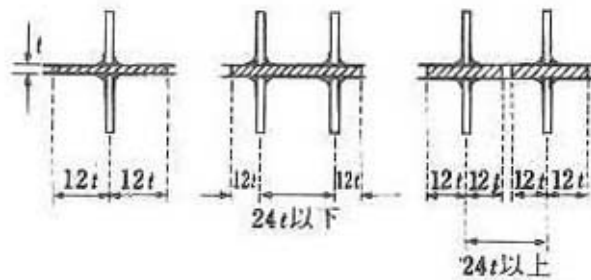


図 - 10.5.1 荷重集中点の腹板の有効幅

### 10.5.3 設計細目

(1) 垂直補剛材と腹板の連結は、垂直補剛材が全集中荷重を受けるものとして設計するものとする。

(2) 支点上の垂直補剛材は両側に対称に設け、フランジの両縁に達するまで延ばすのを原則とする。

## 10.6 対傾構、横構

### 10.6.1 一般

(1) 鋼げたを主げたとする橋の設計にあたっては、橋全体の立体的な機能が確保できる構造とするものとする。

(2) 7章ならびに10.6.2及び10.6.3の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

### 10.6.2 対傾構

(1) 鋼げた橋の支点では、各主げた間に端対傾構を設けるものとする。

- (2) 形断面及び形断面の鋼げた橋では、6m 以内で、かつ、フランジ幅の 30 倍をこえない間隔で中間対傾構を設けるものとする。箱形断面の鋼げた橋でもこれに準じるのがよい。
- (3) 床版を 3 本以上のけたで支持し、かつ、けたの支間が 10m をこえる場合は、それらのけたの間には剛な荷重分配横げたを設けるものとする。荷重分配横げたの間隔は 20m をこえてはならない。
- (4) 荷重分配作用をさせる対傾構は主要部材として設計するものとする。
- (5) 下路式の鋼げた橋では、床げた取付け部はニーブレース板等により床げたと主げたの垂直補剛材を連結し、横方向の変形に対して補剛するものとする。この場合ニーブレース板、補剛材等の各部の構造は、支間中最大の圧縮フランジ軸力の 1% の横力に対して安全であるように設計するものとする。この軸力は圧力フランジ面内で各床げた取付け点にフランジに直角に作用させるものとする。耐力を期待しない場合でも、ニーブレース板の自由辺の長さは板厚の 60 倍をこえてはならない。

この場合の圧縮フランジの許容応力度の計算に用いる固定点間距離は、ニーブレースの中心間隔を用いるものとする。

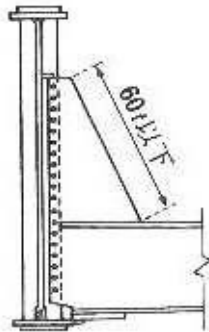


図 - 10 . 6 . 1 ニーブレースの自由辺

### 10.6.3 横 構

- (1) 形断面の鋼げた橋には、横荷重を支承に円滑に伝達するように上横及び下横構を設けるのを原則とする。
- (2) 上路式の鋼げた橋で構床版あるいは鉄筋コンクリート床版とけたとが結合されていて、けたの横倒れ等に耐えられる場合は、上横構を省略することができる。
- (3) 支間が 25m 以下で強固な対傾構がある場合は、下横構を省略することができる。

ただし、曲線橋では下横構を省略してはならない。

### 10.7 そり

主げた又は主構には、死荷重、コンクリートの乾燥収縮、クリープ及びプレストレス等によるたわみに対して、路面が所定の高さになるように、そりをつけるものとする。

#### 11章 コンクリート床版を有するけた構造

### 11.1 一般

#### 11.1.1 適用の範囲

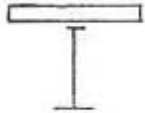
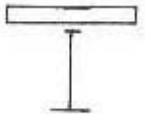
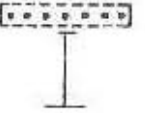
この章は、コンクリート床版を有するけた構造の設計に適用する。なお、鋼げた部分の設計は 10章の規定によるものとする。また、本章に規定しない床版部分の設計については 8章の規定によるものとする。

#### 11.1.2 床版の合成作用の取扱い

- (1) コンクリート床板と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合には、桁の変形、断面力及び不静定力を適切に評価するとともに、引張応力が生じる部分のコンクリート断面を適切に評価して合成断面の応力を算出するものとする。
- (2) 次の(3)及び(4)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 主げたの断面応力を算出する場合、床版の合成作用の取扱いは表 - 11.1.1 に示すとおりとする。
- (4) 主げたの弾性変形及び不静定力を算出する場合は、表 - 11.1.1 によらず床版のコンクリートの合成作用を考慮するものとする。

表 - 11.1.1 合成作用の取扱い

曲げモーメントの種類	合成作用の取扱い	適用
------------	----------	----

正	版のコンクリートをけたの断面に導入する。		
負	引張応力を受ける版において、コンクリートの断面を有効とする設計を行う場合	版のコンクリートをけたの断面に導入する	
	引張応力を受ける版において、コンクリートの断面を無視する設計を行う場合	版のコンクリートの中の橋軸方向鉄筋をけたの断面に算入してよい。	

## 11.2 設計に関する一般事項

### 11.2.1 床版のコンクリートの設計基準強度

- (1) コンクリート床版のコンクリートの設計基準強度は、設計上必要となる強度を確保するほか、床版の耐久性を考慮して定めるものとする。
- (2) コンクリート床版のコンクリートの設計基準強度の決定にあたっては、試験練り又は実績等により、施工時に有害なひびわれが生じないことを確認するものとする。
- (3) (4)び(5)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (4) 鋼げたと床版のコンクリートの合成作用を考慮しない設計を行う床版のコンクリートの設計基準強度  $c_k$  は、 $24\text{N/mm}^2$  以上とする。ただし、床版にプレストレスを与える場合は共通編 3.2.3 の規定による。
- (5) 鋼げたと床版のコンクリートの合成作用を考慮する設計を行う床版のコンクリート設計基準強度  $c_k$  は、床版にプレストレスを与えない場合に  $27\text{N/mm}^2$  以上、プレストレスを与える場合に  $30\text{N/mm}^2$  以上とする。

### 11.2.2 鋼材と床版のコンクリートとのヤング係数比

- (1) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合には、主げたの弾性変形、不静定力及び断面応力等の算出に用いる鋼材と床版のコンクリートとのヤング係数比を適切に設定するものとする。
- (2) 床版のコンクリートの設計基準強度  $c_k$  が  $27\text{N/mm}^2$  から  $35\text{N/mm}^2$  までの範囲において床版と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行う場合には、主げたの弾性変形、不静定力及び断面応力等の算出に用いる鋼材と床版のコンクリートとのヤング係数比  $n$  は、7 を標準とする。

### 11.2.3 引張応力を受ける床版の鉄筋量及び配筋

- (1) 引張応力を受けるコンクリート床版においては、コンクリートにひびわれが生じることによる影響を考慮して、床版の鉄筋量及び配筋を決定するものとする。
- (2) (3)及び(4)の来てによる場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 引張応力を受けるコンクリート床版の最小鉄筋量は次の規定によるものとする。

- 1) 引張応力を受けるコンクリート床版において、コンクリート断面を有効とする設計を行う場合の床版の橋軸方向最小鉄筋量は式(11.2.1)によるものとする。

$$A_s = T / f_{sa} \dots\dots\dots (11.2.1)$$

ここに、

$A_s$  : 橋軸方向鉄筋断面積 (mm<sup>2</sup>)

$T$  : 版に作用する全引張力 (N)

$f_{sa}$  : 8.2.7に示す鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

- 2) 引張応力を受けるコンクリート床版においてコンクリート断面を無視する設計を行う場合の床版の橋軸方向最小鉄筋量は、コンクリート断面積の2%とする。この場合、床版断面の鉄筋の周長の総和とコンクリートの断面積の比は0.0045mm/mm<sup>2</sup>以上とするのがよい。なお、床版のために配置された鉄筋を橋軸方向鉄筋の一部として考慮してもよい。
- (4) 鉄筋は死荷重による曲げモーメントの符号が変化する点をこえて床版のコンクリート圧縮側に定着するものとする。

#### 11.2.4 床版の有効幅

- (1) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合には、応力分布を適切に考慮して床版の有効幅を設定するものとする。
- (2) (3)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合の床版の有効幅の算出は10.3.5の規定によるものとする。ただし、 $a$ 及び $b$ は図-11.2.1に示すとおりとし、この場合の水平に対するハンチの傾斜は45°として取り扱うものとする。

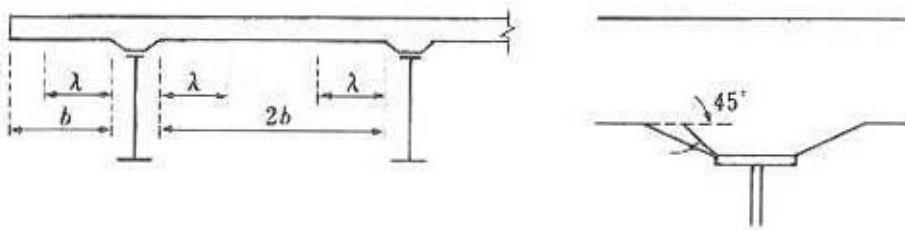


図 - 11.2.1 と  $b$  のとり方

#### 11.2.5 主げた作用と床版作用との重ね合せ

(1) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合には、床版は次の二つの作用に対して、それぞれ安全であることを照査するものとする。

- 1) 床版としての作用
- 2) 主げたの断面の一部としての作用

(2) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合には、床版は(1)に示した二つの作用を同時に考慮した場合に対して安全であることを照査するものとする。

(3) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合に、(1)に示した二つの作用それぞれに対して、床版が最も不利になる載荷状態について応力を算出し、その合計に対して安全であることを照査した場合は(2)を満足するとみなしてよい。ただし、主げた作用によって正の曲げモーメントを受ける部分の橋軸方向の鉄筋の応力については、二つの作用の重ね合せを考慮しなくてもよい。

#### 11.2.6 床版のコンクリートのクリープ

(1) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合において、床版のコンクリートに持続荷重による応力が作用する場合に、床版のコンクリートのクリープによる応力度の算出にあたって、その影響を適切に評価するものとする。

(2) 合成断面としての床版のコンクリート持続荷重による応力が作用する場合、床版のコンクリートのクリープによる応力度の算出に用いるクリープ係数  $\gamma_1$  は 2.0 を標準としてよい。

#### 11.2.7 床版のコンクリートと鋼げたとの温度差

(1) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行う場合には、床版のコンクリートと鋼げたの温度差及び温度分布の影響を適切に考慮す

るものとする。

- (2) (3)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮した設計において、著しい温度差が生じる場合以外においては、床版のコンクリートと鋼げたとの温度差として 10 度を考慮し、温度分布は鋼げた及び床版のコンクリートにおいてそれぞれ一様とする。

#### 11.2.8 床版のコンクリートの乾燥収縮

- (1) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮した設計では、床版のコンクリートの乾燥収縮による影響を適切に考慮するものとする。
- (2) (3)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行う場合に、床版のコンクリートの乾燥収縮による応力の算出に用いる最終収縮度  $\epsilon_s$  は  $20 \times 10^{-5}$  を、クリープ係数  $\mu_2$  は、 $\mu_2 = 2 \mu_1 = 4.0$  をそれぞれ標準とする。

### 11.3 許容応力度

#### 11.3.1 許容応力度

- (1) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合のコンクリート及び剛材の許容応力度は、次の(2)から(5)までの規定による。ただし、合成作用を設計上考慮しないコンクリートの許容応力度は 8 章の規定によるものとする。
- (2) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合の床版のコンクリートの許容圧縮応力度は表 - 11.3.1 に示す値とする。

表 - 11.3.1 コンクリートの許容圧縮応力度

荷 重 の 組 合 わ せ		許容応力度 (kN / mm <sup>2</sup> )
1	1) 床板としての佐用	$f_{ck}3.5$ かつ 10 以下
	2) 主げたの断面の一部としての作用	
	3) 1)と 2)を同時に考慮した場合	1.1)項の 40%増し
2	主荷重 + 床板のコンクリートと鋼げたとの温度差	1.1)項の 15%増し
3	プレストレッシング直後	1.1)項の 25%増し

- (3) 引張応力を受けるコンクリート床版においてコンクリートの断面を有効とする設計を行う場合、床版のコンクリートの許容引張応力度は表 - 11.3.1 に示す値とする。

2 に示す値となる。

表 - 11.3.2 コンクリートの許容引張応力度

荷重の組合わせ		許容応力度 (kN/mm <sup>2</sup> )	
1	主 荷 重	床版の上、下縁	$f_{ck} / 15$ かつ 2.5 以下
		床版厚中心	$f_{ck} / 25$ かつ 1.5 以下
2	活荷重、衝撃を除く主荷重	0	
3	主荷重 + 床版のコンクリートと鋼げたとの温度差	1. の 15% 増し	
4	施 工 時 荷 重	$f_{ck} / 40$ かつ 1.0 以下	

(4) 鉄筋の許容応力度は 8 章の規定によるものとする。ただし 11.2.5 の規定により、主げた断面の一部としての作用と床版としての作用とを同時に考慮する場合は、許容応力度を 20% 増ししてよい。

(5) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合の鋼げたの許容応力度の割増し係数は、3.1 の規定にかかわらず表 - 11.3.3 に示す値とする。

表 - 11.3.3 鋼げたの許容応力度の割増し係数

荷重の組合わせ			割 増 し 係 数 (%)	
			正の曲げモーメントをうける部分	負の曲げモーメントを受ける部分
1	クリープの影響と乾燥収縮の影響を除く主荷重		0	0
2	主 荷 重	圧縮縁	15	0
		引張縁	0	0
3	主荷重と床板と鋼げたの温度差	圧縮縁	30	15
		引張縁	15	15
4	施 工 時 荷 重	圧縮縁	25	25
		引張縁	25	25

### 11.3.2 降伏に対する安全度の照査

コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合には、次の

(1) に規定する荷重の組合せに対して、(2) の規定を満足するものとする。

(1) 荷重として、次に示す荷重の最も不利な組合せを用いるものとする。

- 1) 活荷重及び衝撃の 2 倍
- 2) 死荷重の 1.3 倍
- 3) プレストレス
- 4) コンクリートのクリープの影響
- 5) コンクリートの乾燥収縮の影響

6) 温度変化の影響

- (2) 1)鋼げたの縁応力度及び橋軸方向鉄筋の許容応力度はそれぞれ表 - 11.3.4 に示す値以下とするものとする。

表 - 11.3.4 降伏に対する安全度の照査に用いる鋼材の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

鋼材 の板厚 (mm)	鋼 種 SS400 SM400 2MA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SM570 SMA570W	SD295A SD295B
40 以下	235	315	355	450	295
40 をこえ 75 以下	215	295	335	430	
75 をこえ 100 以下			325	420	

- 2)床版のコンクリート圧縮縁応力度は、設計基準強度  $f_{ck}$  の 3/5 以下とする。

11.4 床版

11.4.1 一般

床版の設計は、この節に示すほか、8章の規定によるものとする。

11.4.2 せん断力が集中する部分の構造

- (1) コンクリート床版と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合に、活荷重や死荷重による応力、温度差応力及び乾燥収縮による応力等が集中的に作用する端支点付近あるいは中間支点付近の床版は、せん断力が円滑に伝達される構造とする。また、主引張応力によって床版のコンクリートにひびわれを発生させてはならない。
- (2) (3)から(5)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) せん断力が集中する部分では、床版に生じるせん断力と主引張応力に対する補強鉄筋を配慮する。
- (4) 補強鉄筋の直径は 16mm 以上とし、床版の中立面付近に 15cm 以下の間隔で配置するのがよい。
- (5) 補強鉄筋を配置する範囲は主げた方向、主げた直角方向ともに主げた間隔の 1/2 以上とする。

11.4.3 構造目地

鋼げたとの合成作用を考慮して設計するコンクリート床版のコンクリートには構造目地を設けてはならない。

11.4.4 合成作用を与えるときの床版のコンクリートの圧縮強度

- (1) 鋼げたとの合成作用を考慮して設計するコンクリート床版では、床版のコンクリート強度が、合成作用による応用度によって床版の安全性や耐久性に問題が生じない強度に達した後に合成作用を与えるものとする。

- (2) 床板のコンクリートに合成作用を与えよときの床板のコンクリートの圧縮強度を、設計基準強度の 80%以上とする場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

## 11.5 ずれ止め

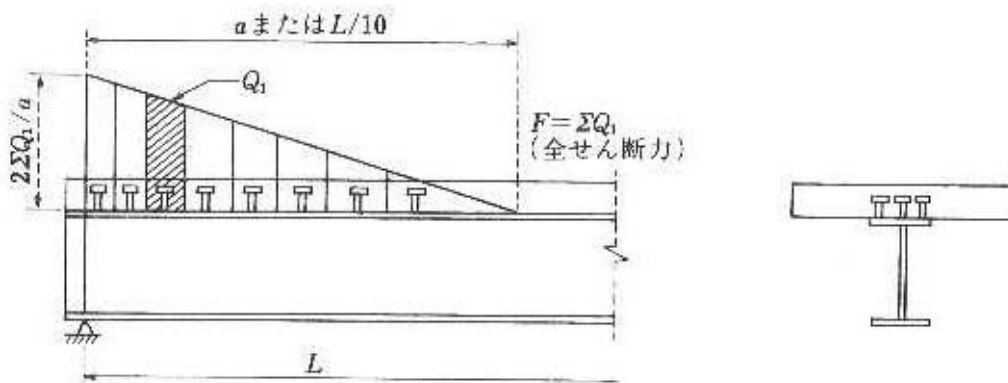
### 11.5.1 一般

- (1) コンクリート床板と鋼げたは、密着を確保するとともに車両の加速及び制動並びに地震等による水平力に対して所定の位置を確保できるよう接合するものとする。
- (2) コンクリート床板と鋼げたの合成作用を考慮して設計する場合のずれ止めは、鋼げたと床板のコンクリートとの間のせん断に対して安全となるよう設計するものとする。
- (3) ずれ止めとしてスタッドを用い、各種荷重の組合せによる鋼げたと床板のコンクリートとの間のせん断力が最も大きくなる場合について照査を行なう場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。このとき、ずれ止めの許容応力度は割増しを行ってはならない。

### 11.5.2 床板のコンクリート乾燥収縮及び床板のコンクリートと鋼げたとの温度差により生じるせん断力

- (1) コンクリート床板と鋼げたの合成作用を考慮する場合のずれ止めの設計では、床板のコンクリートの乾燥収縮及び床板のコンクリートと鋼げたとの温度差により生じるせん断力に対して安全なように設計するものとする。
- (2) (3)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 床板のコンクリートの乾燥収縮及び床板のコンクリートと鋼げたとの温度差により生じるせん断力を、床板の自由端部において、主げた間隔(主げた間隔が  $L/10$  より大きいときは  $L/10$  をとる)の範囲に設けるずれ止めで負担するものとする。

このとき、ずれ止めの設計にあたっては、図 - 11.5.1 に示すように、せん断力の全部が、支点上で最大となる三角形に分布するものとしてよい。



ここに、 $a$ ：主げた間隔

$L$ ：単純げたの場合  $L$ ：支間長

連続げたの場合  $L$ ：支間長の合計

図 - 11.5.1 せん断力の分布

### 11.5.3 ずれ止めの最大の間隔

- (1) ずれ止めの最大間隔は、床板と鋼げたとのずれ止めとしての所定の機能が満足されるように決めるものとする。
- (2) コンクリート床板と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行う場合で、ずれ止めに 11.5.8 に規定するスタッドを用いる場合に、その最大間隔を床板のコンクリート厚さの 3 倍かつ、60cm をこえないものとする場合は、(1) を満足するとみなしてよい。

### 11.5.4 ずれ止めの最小間隔

- (1) ずれ止めの最小間隔は、床板と鋼げたとのずれ止めとしての所定の機能が満足されるように決定するものとする。このとき、施工法が確保できること、床板のコンクリートに有害なひびわれを生じないことに配慮しなければならない。
- (2) コンクリート床板と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行い、ずれ止めとして 11.5.8 に規定するスタッドを用いる場合には、(3)及び(4)の規定によれば、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) スタッドの橋軸方向の最小中心間隔を  $5d$  又は  $10\text{cm}$  とし、橋軸直角方向の最小中心間隔は  $d + 3.0\text{cm}$  とする。ここは、 $d$  はスタッドの軸径である。
- (4) スタッドの幹とフランジ縁との最小純間隔は  $2.5\text{cm}$  とする。

### 11.5.5 許容せん断力

- (1) ずれ止めの許容せん断力は、疲労、降伏及び破壊に対して、安全性が確保

できるように設定するものとする。

- (2) コンクリート床板と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行い場合で、ずれ止めとして 11.5.8 に規定するスタッドを用いる場合のスタッドの許容せん断力を、式(11.5.1)で算出する場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

なお、式(11.5.1)はスタッドの全高が 150mm 程度の場合に適用できるものとし、このとき床板のコンクリートと鋼げたのフランジ間との付着力は無視する。

$$\left. \begin{aligned} Q_a &= 9.4d^2\sqrt{c_k} (H/d \geq 5.5) \\ Q_a &= 1.72dH\sqrt{c_k} (H/d < 5.5) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11.5.1)$$

ここに、

$Q_a$  : スタッドの許容せん断力 (N/本)

$d$  : スタッドの軸径 (mm)

$H$  : スタッドの全高、15mm 程度を標準とする (mm)

$c_k$  : 設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 11.5.6 中間支点付近のずれ止め

- (1) コンクリート床板と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行う場合、中間支点付近のずれ止めは、着目点に生じる最大水平せん断力からに対して設計するものとする。
- (2) 中間支点付近のずれ止めの設計計算を、着目点の曲げモーメントの符号にかかわらず床板のコンクリートの断面を有効として行うものとする。

#### 11.5.7 ずれ止めの降伏に対する安全度の照査

- (1) コンクリート床板と鋼げたの合成作用を考慮する場合のずれ止めの設計にあたっては、降伏に対する安全度を照査するものとする。
- (2) 11.5.1 から 11.5.5 まで及び 11.5.8 の規定によるスタッドを用いる場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 11.5.8 スタッド

コンクリート床板と鋼げたの合成作用を考慮した設計を行う場合のずれ止めに使用するスタッドは、軸径が 19mm 及び 20mm のものを標準とし、材質、種類、形状、寸法及び許容差について、JIS B 1198「頭付きスタッド」を標準としてよい。

#### 11.6 鋼げたのフランジ厚さ

- (1) ずれ止めを取り付ける鋼げたのフランジは、著しい変形が生じることがない

板厚保とする。

- (2) ずれ止めに 11.5.8 に規定するスタッドを使用する場合に、フランジの板厚を 10mm 以上とする場合は、(1) を満足するとみなしてよい。

#### 11.7 そり

コンクリート床板を有するけた構造の鋼げたには、死荷重、コンクリートの乾燥収縮、クリープ及びプレストレス等によるたわみに対して、路面が所定の高さになるように、そりをつけるものとする。

### 12章 トラス

#### 12.1 適用の範囲

この章はトラスげたを主構造にもつ上部構造の設計に適用する。

このスパンドレルブレーススアーチ、アーチの補剛トラス等にはこの章を準用することができる。

#### 12.2 部材

##### 12.2.1 一般

部材の設計一般については 4 章の規定によるものとする。

##### 12.2.2 断面の構成

- (1) トラス部材の断面の構成にあたっては、二次応力の影響を小さくし、トラス画外の座屈の防止、格点での円滑な応力の伝達が図れるように配慮するものとする。
- (2) (3) から (6) までの規定による場合は、(1) を満足するとみなしてよい。
- (3) 断面の構成にあたっては、断面の図心になるべく断面の中心と一致し、かつ骨組織と一致するようにするものとする。
- (4) 材片の組合せにあたっては、溶接部が左右はもとより上下にもなるべく対称な位置となるように設計するものとする。
- (5) 圧縮力を受ける弦材、端柱及び中間支点に取り付く斜材等は、元素気宇として箱形又は 形断面とし、かつ垂直軸まわりの断面二次半径に関する細長比は水平軸まわりのものよりも小さくなるようにするものとする。
- (6) 箱形断面部材においては、原則としてトラス面と平行に配置された板(以下「ウェブ」という)の断面積は部材総面積の 40% 以上とするのがよい。

##### 12.2.3 トラス圧縮部材の有効座屈長

- (1) トラス圧縮部材の有効性屈長は、格点での部材の拘束条件や他の部材による支持条件を考慮して適切に決定するものとする。
- (2) (3) から (5) までの規定による場合は、(1) を満足するとみなしてよい。

(3) トラス面内

- 1) 弦材の有効座屈長は部材の骨組長をとる。
- 2) ガセットにより弦材に連結された腹材の有効座屈長は、連結高力ボルト群の重心間距離をとってよい。ただし、骨組長の0.8倍を下まわってはならない。

なお、横構や対傾構等の部材で部材の両面にガセットを設けない構造では骨組長の0.9倍をとる。

- 3) 部材の中間点を他の部材が有効に支持する場合はその支持点間を有効座屈長としてよい。ここに有効に支持するという意味は、たとえば図 - 12.2.1のように斜材Dと支材Tとの連結が十分であり、かつ支材が4.1.5に規定する圧縮二次部材として設計されている場合をいう。この場合斜材Dと支材Tとの連結部の強さは、少なくとも斜材Dと弦材との連結部の強さの1/4以上とするものとする。

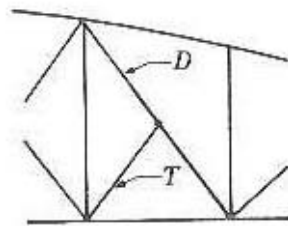


図 - 12.2.1 支材のある腹材

(4) トラス面外

圧縮部材のトラス面外の有効座屈長は骨組長をとるのを原則とする。ただし、12.5に規定する構造、対傾構又は橋門構によって横方向に支持される主トラス弦材及び腹材はその支持点間を有効座屈長としてよい。

(5) 軸力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

図 - 12.2.2 に示すaa部材のように、ab、baで大きさの異なる圧縮力が作用し、トラス面外に支材がない場合、部材aaのトラス面外に対する有効座屈長  $l$  は、式 (12.2.1) によって求めることができる。

$$l = \left( 0.75 + 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L \dots \dots \dots (12.2.1)$$

ここに、 $P_1$ 、 $P_2$  は部材aaの各格間ab、baに作用する圧縮力で  $P_1$ 、 $P_2$  とする。

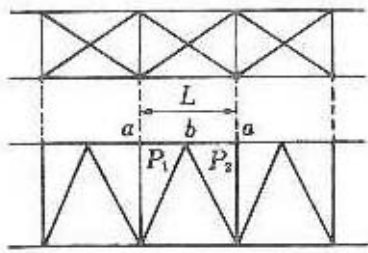


図 - 12.2.2 軸力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

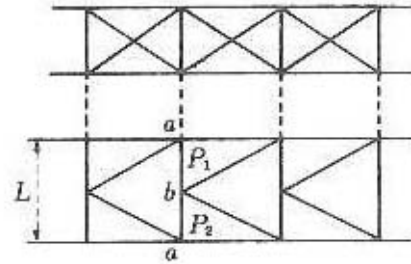


図 - 12.2.3 軸力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

また、図 - 12.2.3 に示す K トラスの垂直材aaのようにab、baで符号の異なる軸力が作用し、トラス面外に支材がない場合、部材aaのトラス面外に対する有効座屈長  $l$  は式 (12.2.2) によって求めることができる。

$$l = \left( 0.75 + 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L \quad \left. \begin{array}{l} (P_1 > P_2) \\ \dots\dots\dots \\ (P_1 < P_2) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (12.2.2)$$

$$l = 0.5L \quad (P_1 < P_2)$$

ただし、 $P_1$  は圧縮力の絶対値、 $P_2$  は引張力の絶対値とする。

なお、これらの式は部材aaで断面が一定の場合に適用することができる。

### 12.3 格点

#### 12.3.1 一般

- (1) 格点の設計にあたってはなるべく単純な構造とし、各部材の連結が容易であり、かつ検査、排水、清掃等の維持作業が支障なく行えるように配慮するものとする。
- (2) 部材に鋼管を用いる構造の場合は、14章の規定によるものとする。

#### 12.3.2 ガセット

- (1) ガセットは、部材間の力を円滑に伝達させるとともに、二次応力や応力集中による損傷を防止できる構造とするものとする。
- (2) (3)から(6)までの規定による場合は、(1)を満足するものとみなしてよい。
- (3) 部材をガセットに連結する高力ボルトの配置は、部材の軸にできるかぎり対称とし、かつ部材とガセットとの接触面全体に行きわたせるものとする。
- (4) 主トラス格点において、弦材のウェブに重ねてガセットをあてる構造で、かつ部材両面にガセットを使用する場合は、ガセットの板厚は鋼材の種類に

かわらず式(12.3.1)により算出した値を標準とする。

$$t = 2 \times \frac{P}{b} \dots\dots\dots (12.3.1)$$

ここに、

t: ガセットの板厚 (mm)

P: そのガセットで連結される端柱又は腹材に作用する最大部材力 (kN)

b: そのガセットで連結される端柱又は腹材のガセット面に接する部分の幅 (mm)

- (5) ガセットと弦材又は端柱のウェブとを一体とする構造では、ガセット板厚はウェブより薄くしてはならず、また式(12.3.1)で算出した値以上とするものとする。この場合、フィレット半径  $r_f$  はガセットと一体となる弦材又は端柱のウェブの高さ  $h$  の  $1/5$  以上とするものとする (図 - 12.3.1 参照)。
- (6) ガセットの最小板厚は 9mm とする。

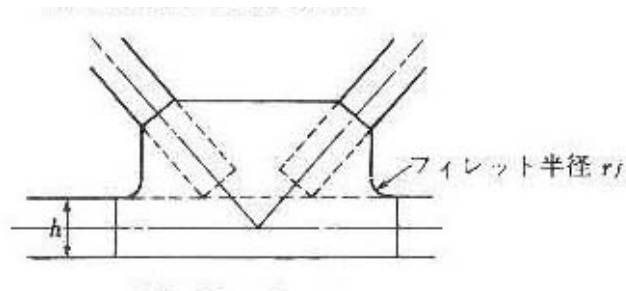


図 - 12.3.1 フィレット

#### 12.4 ダイヤフラム等による補剛

- (1) トラス部材の設計にあたっては、その断面形状が保持できるようにするとともに、集中力の作用点では力の伝達が確實となるようにするものとする。なお、箱形断面の部材では、とくに部材内部の防せい防食に配慮するものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) トラスの格点、トラス部材の中間部で横構等を取り付ける箇所及び現場継手の両側にはダイヤフラムを設けるものとする。ただし、箱形断面の場合、現場継手両側のダイヤフラムは密閉形とする。
- (4) トラス支承部、床げたの取付け部等のように集中力の作用する場所の弦材及びガセットには、ダイヤフラム等の補剛材を設けて力の伝達が確實に行われるようにする。

## 12.5 横構、対傾構及び橋門構

### 12.5.1 一般

- (1) トラス橋の設計にあたっては、橋が立体的に機能する構造となるようにするものとする。
- (2) 7章及び12.5.2から12.5.4までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

### 12.5.2 横構

- (1) トラスの上弦及び下弦にはそれぞれ横構を設けるのを原則とする。
- (2) 無載荷弦に横構部材を取り付ける部分においては、横構部材高が弦材高より小さくストラットがその部分に取り付いていない場合、取付け部付近の横構部材を拡大して弦材の全高にわたって取り付けるのがよい。
- (3) 下路トラスのストラットの高さは少なくともそれが取り付く弦材の高さと同じにするものとする。
- (4) 圧縮弦に取り付けられる横構及びストラットは、次に示す荷重に十分抵抗できるものとする。

$$\text{ストラットに対して} \quad \frac{P_1 + P_2}{100} \quad \dots\dots\dots (12.5.1)$$

$$\text{横構に対して} \quad \frac{P_1 + P_2}{100} \sec \quad \dots\dots\dots (12.5.2)$$

ここに、

$P_1$ 、 $P_2$ ：横構又はストラットが取り付けられている格点の左右側にある弦材の圧縮力 (N)

：ストラットと横構とのなす角度

- (5) 横構は主トラス弦材応力の一部を分担するほか、中間対傾構の影響による付加応力を受けることがあるので、余裕を見込んだ設計を行うように配置することが望ましい。

### 12.5.3 対傾構

- (1) トラスの各格点には対傾構を設けるのを原則とする。
- (2) 上路トラスの場合
  - 1) 中間対傾構は、主構の全高にわたってトラスを組むことを原則とし、このとき部材の断面は4.1.5の規定を満足するものとする。
  - 2) 支点上の対傾構は、トラスを組んで十分な剛性を確保し、かつ上弦に

作用する横荷重の全反力を支点到に伝え得るよう設計するものとする。

#### 12.5.4 橋門構

下路トラス橋の橋門構は、上弦に作用する横荷重の全反力を支点到に伝え得る構造とし、なるべく箱形断面の部材を用いて端柱及び上弦材のフランジに直接取り付けするのがよい。形断面の部材を用いる場合は端柱の図心の位置に取り付け、ダイヤフラム等を用いて応力の伝達を確実にするように配置するものとする。

#### 12.6 トラスの二次応力

- (1) トラスの設計にあたっては、各点剛結の影響による二次応力をできるだけ小さくするように配慮するものとする。
- (2) 主トラス部材の部材高は、部材の高さの1/10より小さくするのがよい。

#### 12.7 ポニートラス

- (1) ポニートラスの上弦材、垂直材、床げた及びそれらの連結部の設計にあたっては、上弦材の横座屈防止に必要な強度と剛性とを確保するものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ポニートラスの垂直材、床げた及び垂直材と床げたとの連結部は、式(12.7.1)によって算出した横力に抵抗できるよう設計するものとする。

$$H = \frac{P}{100} \dots\dots\dots (12.7.1)$$

ここに、

H：横 力 (N)

P：上弦材に作用する最大軸方向圧縮力 (N)

- (4) ポニートラス上弦材の垂直軸まわりの断面二次半径は、水平軸まわりの断面二次半径の1.5倍以上とするものとする。

#### 12.8 直接床版を支持する弦材

- (1) 主トラスの弦材が直接コンクリート床版を支持する構造とする場合、その弦材は、主トラス部材としての機能と床組部材としての機能を同時に満足するよう設計するものとする。
- (2) 主トラスの弦材が直接コンクリート床版を支持する構造で、かつ格点外に作用した荷重の影響が弦材にのみ現れるとみなすことができる場合には、弦材を主トラス部材として算出した応力と床組部材として算出した応力が同時に作用する部材として設計すれば、(1)を満足するとみなしてよい。

ただし、この場合の許容応力度はその上限値を用いるものとし、かつ割増しを行わないものとする。

#### 12.9 そり

主トラスには、死荷重によるたわみに対して、路面が所定の高さになるように、そりをつけるものとする。

#### 12.10 全体座屈に対する照査

主トラスの支間長に比べてその主構間隔が非常にせまいトラス橋では、全体座屈について適当な方法により照査するものとする。

### 13章 アーチ

#### 13.1 適用の範囲

- (1) この章は、アーチ系橋の主構造の設計に適用する。
- (2) アーチ系橋の構造、橋門構及び対傾構の設計には、7章及び12章に定めるそれぞれの項の規定を準用してよい。

#### 13.2 一般

- (1) アーチ主構造の配置、形状及び部材断面の選定にあたっては、アーチ面内外への全体座屈が生じないようにするものとする。
- (2) アーチの部材軸線は、骨組線と一致させることを原則とする。

#### 13.3 変位の影響

アーチ橋の設計にあたっては、必要に応じて骨組線の変位の影響を適切に考慮するものとする。

このとき、1主構あたりの死荷重強度が式(13.3.1)により算出される $w$ (kN/m)より大きいアーチ橋では、死荷重と活荷重を載荷することによって生じる骨組線の変位の影響を考慮して主構造を設計するものと考えてよい。ただし、補剛げたに軸方向力が生じるアーチ橋では、これを無視してよい。

$$w = \frac{8}{L^3} \cdot \frac{EL}{L} \cdot \frac{f}{L} \dots\dots\dots (13.3.1)$$

ここに、

$E$ : ヤング係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$I$ : アーチ面内の曲げに対する片側アーチ部材の断面二次モーメントの平均値 (m<sup>4</sup>)。補剛アーチの場合には、アーチと補剛げたの和をとる。

$L$ : アーチの支間長 (m)

$f$ : アーチのライズ (m)

: 表 - 13.3.1 に示すアーチの面内座屈係数

: 表 - 13.3.1 に示す補正係数

表 - 13.3.1 面内座屈係数 及び補正係数

構造形式		f/L						B 活荷重	A 活荷重
			0	0.10	0.15	0.20	0.30		
無補剛 アーチ	2 ヒンジアーチ		39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	10.0	9.0
	固定アーチ		81.0	76.0	69.5	63.0	48.0		
補剛げたに軸方向力が生じない 2 ヒンジ補剛アーチ	側径間がない場合		39.5	36.0	32.0	28.0	20.0		
			0	81.0	76.0	69.5	63.0	48.0	
	側径間がある場合		0.25	63.0	58.5	52.5	47.0	34.5	
			0.50	55.5	51.5	46.5	41.5	30.5	
			0.75	51.5	48.0	43.0	38.5	28.5	
			1.0	49.0	45.5	41.0	36.5	27.0	
		2.0	45.0	41.0	36.5	32.0	22.5		

ここに、

$$(a) \quad = \frac{a}{L} \left( 1 + \frac{I_A}{I_G} \right) \dots\dots\dots (13.3.2)$$

ここに、

a : 補剛げたの側径間の支間長 (m)

L : アーチの支間長 (m)

$I_A$  : アーチ面内の曲げに対する片側アーチ部材の断面二次モーメントの平均値 ( $m^4$ )

$I_G$  : 片側補剛げたの断面二次モーメントの平均値 ( $m^4$ )

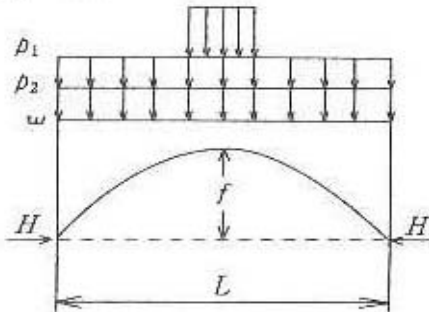
(b)  $f/L$  及び  $\dots$  が表 - 13.3.1 に示す値の中間の値となる場合は、 $\dots$  は直線補間して算出してよい。

#### 13.4 アーチの面外座屈

(1) 主構間隔が支間に比べて小さいアーチ橋は、面外座屈に対して安全であることを照査するものとする。

(2) (3)から(5)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) アーチ橋の面外座屈は、図 - 13.4.1 に示す載荷状態について照査するのを原則とする。ただし、等分布活荷重  $p_1$  は曲げモーメントを算出する場合の値を用いる。



ここに、  
 $p_1$ 、 $p_2$ 、 $w$ ：主構造に作用する等分  
 布活荷重および死荷重

図 - 13.4.1 面外座屈の照査に用いる载荷状態

- (4) アーチ軸線が鉛直面内において対称な放物線をなし、部材がほぼ等高のアーチで、横構と対傾構が 12.5 の規定に準じて設けられている場合は、アーチの面外座屈の照査は、式 (13.4.1) によってよい。

$$\frac{H}{A} \leq 0.85 \cdot \sigma_{ca} \dots \dots \dots (13.4.1)$$

ここに、

$H$ ：図 - 13.4.1 に示す载荷によって片側アーチ部材に作用する軸方向力の水平成分 (kN)

$A_g$ ：片側アーチ部材の総断面積の平均値 (m<sup>2</sup>)

$\sigma_{ca}$ ：片側アーチ部材の  $L/4$  点の 3.2.1 に規定される許容軸方向圧縮応力度 (kN/m<sup>2</sup>)。ただし、有効座屈長 (m) 及び断面二次半径 (m) は (5) 項によるものとする。

- (5) (4)項の照査における有効座屈長  $l$  及び断面二次半径  $r$  はそれぞれ式 (13.4.2) によるものとする。

$$l = \lambda_z L$$

$$r = \sqrt{\frac{I_z + A_g \left(\frac{b}{2}\right)^2}{A}} \dots \dots \dots (13.4.2)$$

ここに、

$I_z$ ：片側アーチ部材の鉛直軸まわりの断面二次モーメントの平均値 (m<sup>4</sup>)

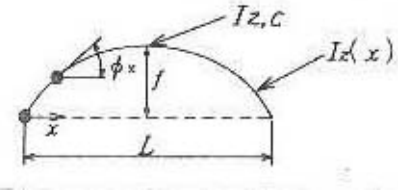
$A_g$ ：片側アーチ部材の総断面積の平均値 (m<sup>2</sup>)

$b$ ：アーチ軸線の間隔 (m)

$\lambda_z$ ：表 - 13.4.1 に示す値。なお、 $f/L$  の中間の値に対しては直線的に

補間してよい。

表 - 13.4.1  $z$  の値

断面	ライズ化 $f/L$					
		0.05	0.10	0.20	0.30	0.40
$I_z = \text{一定}$		0.50	0.54	0.65	0.82	1.07
$I_z(x) = I_{x,c} / \cos x$		0.50	0.52	0.59	0.71	0.86

：以下に規定する値

- (i) 下路補剛アーチ  $= 1 - 0.35k$
- (ii) 上路補剛アーチ  $= 1 + 0.45k \dots \dots (13.4.3)$
- (iii) 中路補剛アーチ  $= 1$

k: 図 - 13.4.1 の載荷状態において吊材又は支柱が分担する荷重の全荷重に対する比の値。ただし、上路補剛アーチで、アーチと補剛げたをアーチクラウンで剛結しない場合は、 $k=1$  とする。

(6) 構造全体系の線形固有値解析を行って面外座屈に対する固有値を算出する場合には、(4)及び(5)の規定にかかわらず、式(13.4.4)からアーチリブ各断面の有効座屈長を求めるとともに、この有効座屈長をもとに3.2.1に規定される許容軸方向圧縮応力度を算出し、式(13.4.5)によりアーチリブ各断面の作用圧縮応力度を照査してもよい。

$$l_{ei} = \sqrt{(EI / N)} \dots \dots \dots (13.4.4)$$

$$N_i / A_i \leq 0.85 \sigma_{ca} \dots \dots \dots (13.4.5)$$

ここに、  $l_{ei}$  : 固有値

$l_{ei}$  : 断面 i の有効座屈長 (m)

E : ヤング率 (kN/m<sup>2</sup>)

$I_i$  : 断面 i の鉛直軸回りの断面二次モーメント (m<sup>4</sup>)

$N_i$  : 断面 i の作用軸力 (kN)

$A_i$  : 断面 i の断面積 (m<sup>2</sup>)

$\sigma_{ca}$  : 式(13.4.4)の有効座屈長をもとに3.2.1によって算出した許容

### 軸方向圧縮応力度

このとき、線形固有値解析の荷重としては死荷重と活荷重を考慮し、活荷重はアーチリブ軸力が最大となるように載荷する。このときの活荷重は、着目断面ごとに变化させる必要はなく、通常であれば図 - 13.4.1 に示す状態でよい。

### 13.5 アーチリブの設計

(1) アーチリブは、(2)の規定により設計する場合を除き、4.3の規定により軸方向力と曲げモーメントとを受ける部材として設計するものとする。この場合、部材断面図心の骨組線からの偏心量及び部材軸線が直線でない場合は、相隣る格点を結ぶ直線と部材軸線のへだたりをそれぞれ考慮するものとする。

(2) 次に示す条件をすべて満足するアーチ橋では、アーチリブを軸方向力のみを受ける部材として設計してよい。

- 1) 13.3に規定する変位の影響を無視できる。
- 2) アーチ軸線が各格点間で直線である。
- 3) アーチリブの部材高が格間の1/10以下である。
- 4) 式(13.5.1)を満足する。

$$\frac{A_{ca}}{ca} \cdot \frac{h^G}{h^A} > 1 \quad \dots\dots\dots (13.5.1)$$

ここに、

$h^A$  : アーチリブの部材高さの平均値 (cm)

$h^G$  : 補剛げたの部材高さの平均値 (cm)

$A_{ca}^A$  : アーチリブの許容軸方向圧縮応力度の平均値 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{ta}$  : 補剛げたの下フランジの許容引張応力度の平均値 (N/mm<sup>2</sup>)

: 補剛げたに軸力が生じない場合

$$= 0.04 + 0.004l /$$

補剛げたに軸力が生じる場合

$$= 1.75 (0.04 + 0.004l / )$$

$l /$  : アーチ部材の細長比

### 13.6 終局強度の照査

(1) 13.3の規定により変位の影響を考慮するアーチ橋では、荷重の増加に対して安全となるようにするものとする。

(2) 死荷重の1.7倍及び衝撃を含む活荷重の1.7倍によって生じる応力度が、式(13.6.1)に示す応力度  $\sigma_u$  をこえない場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

$$\sigma_u = 1.7 \left. \begin{array}{l} \sigma_{ta} \text{ (引張応力の場合)} \\ 1.7 \sigma_{cal} \text{ (圧縮応力の場合)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (13.6.1)$$

ここに、

$\sigma_{ta}$  : 表 - 3.2.1 に示す許容軸方向引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cal}$  : 表 - 4.2.2、表 4.2.3 および表 4.2.5 に示す局部座屈に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

### 13.7 吊材又は支柱

- (1) 吊材又は支柱の部材力の算出にあたっては、吊材又は支柱の長さが特に短いものを除いては、アーチ面内の変形に対してそれらの両端はピンと仮定してよい。
- (2) 吊材又は支柱を補剛げた又はアーチリブに取り付けるにあたっては、連結部に有害な応力集中や二次応力が生じないように注意しなければならない。
- (3) 細長い吊材や支柱では、風によって有害な振動が発生しないように注意しなければならない。

## 14 章 鋼管構造

### 14.1 適用の範囲

この章は、主として円形鋼管部材を使用する上部構造及び鋼製橋脚の設計に適用する。

### 14.2 鋼材

- (1) 鋼管部材に使用する鋼材は、1.6の規定を満足するものとする。
- (2) 鋼管部材に使用する鋼材について、(3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 既製の鋼管を使用する場合
  - 1) 鋼管は表 14.2.1 によるものとする。

表 14.2.1 既製の鋼管の規格と種類

規格番号及び名称	鋼 種
JIS G 3444 一般構造用炭素鋼管	STK400
	STK490 <sup>1)</sup>

注：1) STK490 の引張強さの上限は試験片を帯鋼又は鋼板から採取した場合 610N/mm<sup>2</sup>、鋼管から採取した場合は 640N/mm<sup>2</sup>とする。

- 2) 鋼管の選定にあたって、表 14.2.2 によるものとする。

表 14.2.2 鋼管の選定

部 材	製造方法別の分類	鋼 種
主要部材	アーク溶接鋼管	STK400、STK490
	電気抵抗溶接鋼管	STK400
二次部材	アーク溶接鋼管	STK400、STK490
	電気抵抗溶接鋼管	STK400
	シームレス鋼管 鍛 接 鋼 管	

- 3) 主要部材として使用する鋼管のシーム部分は、原則として JIS Z 3124 (突合せ溶接継手のローラー曲げ試験方法) に規定する表曲げ試験を行い、わん曲部の外側にわれ、その他著しい欠陥が生じないことを確認するものとする。

ただし、曲げ試験の試験片の数は、同一ロットにおける同一寸法の管 1,250m 又はその端数ごとに 1 本を管端の溶接部からとるものとする。

- (4) ローラー曲げ法あるいはプレス曲げ法により鋼板から製作する場合

- 1) 製作管に使用する鋼板は、表 14.2.3 によるものとする。

表 14.2.3 製作管に使用する鋼板の種類

規格番号及び名称	鋼 種
JIS G 3101 一般構造用圧延鋼材	SS400
JIS G 3106 溶接構造用圧延鋼材	SM400A・B・C SM490A・B・C SM490YA・YB SM520C SM570
JIS G 3114 溶接構造耐候性 熱間圧延鋼材	SMA400AW・BW・CW SMA490AW・BW・CW SMA570W

ただし、表 14.2.3 は主として直径 300 mm 以上、厚さ 6.9 mm 以上の鋼管を対象とする。

- 2) 鋼管は鋼板を成形ローラーあるいはプレスにより円筒形に曲げ加工したうえ、シーム部分をアーク溶接して製作するものとする。
- 3) 鋼板の板厚による鋼種の選定は 1.6 の規定による。

#### 14.3 許容応力度

(1) 鋼管の許容軸方向引張応力度、許容曲げ引張応力度、許容軸方向圧縮応力度及び許容曲げ圧縮応力度は、3章の規定によるものとする。

ただし、表 3.2.3 の適用にあたってはそれぞれの鋼種に対する上限値を用い、3.2.1(2)(3)及び4.3の適用にあたっては、表 14.3.1 に示す局部座屈に対する許容応力度  $\sigma_{cal}$  によるものとする。

なお、STK400 は SM400 に、STK490 は SM490 に準じるものとする。

また、橋脚基部等の耐震上じん性が要求される部位に用いられる鋼管については、局部座屈に対する許容応力度がその上限値となる範囲で部材寸法を設計するものとする。

表 14.3.1 局部座屈に対する許容応力度

鋼種	鋼管の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
SS400 SM400 SMA400W STK400	40 以下	140 $140 - 0.44 \left( \frac{R}{at} - 50 \right)$	$\frac{R}{t} \leq 50$ $50 < \frac{R}{t} \leq 200$
	40 をこえ 100 以下	125 $125 - 0.39 \left( \frac{R}{at} - 55 \right)$	$\frac{R}{t} \leq 55$ $55 < \frac{R}{t} \leq 200$
SM490 STK490	40 以下	185 $185 - 0.57 \left( \frac{R}{at} - 35 \right)$	$\frac{R}{t} \leq 35$ $35 < \frac{R}{t} \leq 200$
	40 をこえ 100 以下	175 $175 - 0.56 \left( \frac{R}{at} - 40 \right)$	$\frac{R}{t} \leq 40$ $40 < \frac{R}{t} \leq 200$
SM490Y SM520 SMA490W	40 以下	210 $210 - 0.68 \left( \frac{R}{at} - 35 \right)$	$\frac{R}{t} \leq 35$ $35 < \frac{R}{t} \leq 200$
	40 をこえ 75 以下	195 $195 - 0.62 \left( \frac{R}{at} - 35 \right)$	$\frac{R}{t} \leq 35$ $35 < \frac{R}{t} \leq 200$

	75 をこえ 100 以下	190	:	$\frac{R}{t}$	35
		$190 - 0.6\alpha\left(\frac{R}{at} - 35\right)$	:	$35 < \frac{R}{t}$	200
SM570 SMA570W	40 以下	255	:	$\frac{R}{t}$	25
		$255 - 0.8\alpha\left(\frac{R}{at} - 25\right)$	:	$25 < \frac{R}{t}$	200
	40 をこえ 75 以下	245	:	$\frac{R}{t}$	25
		$245 - 0.7\alpha\left(\frac{R}{at} - 25\right)$	:	$25 < \frac{R}{t}$	200
	75 をこえ 100 以下	240	:	$\frac{R}{t}$	25
		$240 - 0.7\alpha\left(\frac{R}{at} - 25\right)$	:	$25 < \frac{R}{t}$	200

ここに、R：鋼管の半径（中心から外縁までの距離）（mm）

t：鋼管の板厚（mm）

$$= 1 + \frac{\quad}{10}$$

$$= \frac{1 - \sigma_2}{1}, 0 \quad 2$$

$\sigma_1$ ：曲げにより、鋼管に圧縮が生じる側の合応力度（N/mm<sup>2</sup>）

ただし、符号は圧縮応力度を負とする。

$\sigma_2$ ：曲げにより、鋼管に引張が生じる側の合応力度（N/mm<sup>2</sup>）

ただし、符号は圧縮応力度を負とする。

- (2) せん断応力を受ける鋼管のせん断座屈に対する許容応力度は、支持条件並びに溶接による初期変形及び残留応力等の初期不整の影響等を考慮して表 14.3.2 に規定する許容応力度と同等以上の安全度を有するように設定するものとする。

表 14.3.2 許容せん断応力度

鋼種	鋼管の板厚 (mm)	局部座屈に対する許容応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	
		補剛材を設ける場合	補剛材を設けない場合
SS400 SM400 SMA400W STK400	40 以下	$80 - 0.001\left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 120$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $120 < \frac{R}{t} \leq 200$	50
	40 をこえ 100 以下	$75 - 0.001\left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 130$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $130 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM490 STK490	40 以下	$105 - 0.003\left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 95$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $95 < \frac{R}{t} \leq 200$	60
	40 をこえ 100 以下	$100 - 0.003\left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 100$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $100 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM490Y SM520 SMA490W	40 以下	$120 - 0.005\left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 85$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $85 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	40 をこえ 75 以下	$115 - 0.005\left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 90$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $90 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 をこえ 100 以下	$110 - 0.004\left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 95$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $90 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM570 SMA570W	40 以下	$145 - 0.009\left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 70$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $70 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	40 をこえ 75 以下	$140 - 0.008\left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $70 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 をこえ 100 以下	$135 - 0.007\left(\frac{R}{t}\right)^2$ : $\frac{R}{t} \leq 75$ $7,500 / \left(\frac{R}{t}\right) - 9.0$ : $75 < \frac{R}{t} \leq 200$	

- (3) 軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける鋼管部材は、4.3の規定によりこれらの組合わせに対する座屈に対して安全であることを照査するものとする。
- (4) 軸方向力とせん断応力を同時に受ける鋼管部材は、これらの組合わせに対して安全となるようにするものとする。
- (5) (6)の規定による場合は、(4)を満足するとみなしてよい。
- (6) 鋼管が軸方向圧縮応力度とせん断応力度を同時に受ける場合は、式(14.3.1)により照査するものとする。

$$\frac{\sigma}{\sigma_a} + \left( \frac{\tau}{\tau_a} \right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots (14.3.1)$$

ここに、

- $\sigma$  : 垂直応力度 (N/mm<sup>2</sup>)。圧縮応力度と曲げ応力度の和をとる。
- $\tau$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_a$  : (1)項に規定した垂直応力に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_a$  : (2)項に規定したせん断応力に対する許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

#### 14.4 補剛材

- (1) 鋼管部材は、せん断及びねじれによる座屈又は局部的な変形が防止できる構造とするものとする。
- (2) 1)及び 2)の規定を満たす補剛材を設ける場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

##### 1) 補剛材の最大間隔

鋼管部材には環補剛材又はダイヤフラムを設けるのを原則とし、その最大間隔を鋼管の外径の3倍とする。ただし、 $R/t \leq 30$ の範囲にある場合は、これを省略することができる。

##### 2) 環補剛材の剛度

環補剛材の突出脚の幅及び厚さは、それぞれ式(14.4.1)を満足するものとする。

$$\left. \begin{array}{l} b \geq \frac{d}{20} + 70 \\ t \geq b / 17 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.4.1)$$

ここに、

- $b$  : 環補剛材の突出脚の幅 (mm)
- $t$  : 環補剛材の板厚 (mm)
- $d$  : 鋼管の外径 (mm)

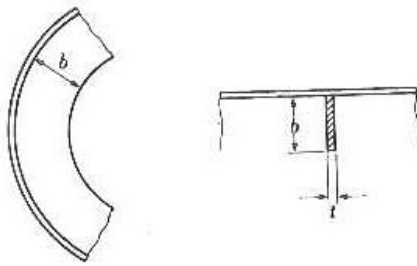


図 14.4.1 環補剛材

#### 14.5 鋼管の継手

- (1) 鋼管を連結する場合の継手は、応力伝達を確実にするとともに、局部変形の防止、じん性の確保ができるものとする。
- (2) 鋼管と鋼管とを軸方向に連結する場合は、高力ボルト又は溶接による直継手とし、二次部材でやむを得ない場合を除き、原則としてフランジ継手を用いてはならない。
- (3) 部材軸の方向が異なる他の部材と鋼管とを連結する場合は、ガセット継手又は分岐継手とする。
- (4) 鋼管を連結する場合の継手の構造細目は 14.6.1 から 14.6.4 までの規定による。

#### 14.6 構造細目

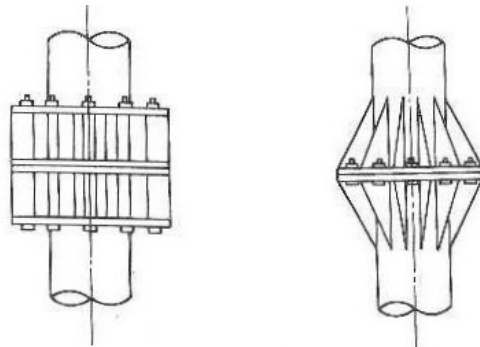
##### 14.6.1 直継手

高力ボルトによる鋼管の直継手では、高力ボルトの間隔は円周方向に一定とし、線間距離及びピッチを変化させないのを原則とする。

なお、連結板の分割は 4 箇所以内を原則とする。

##### 14.6.2 フランジ継手

フランジ継手は、ダブルフランジ継手又はリブ付きフランジ継手とする（図 14.6.1）。



(a)ダブルフランジ継手 (b)リブ付きフランジ継手

図 14.6.1 フランジ継手

### 14.6.3 ガゼット継手

- (1) ガゼットプレートが主管の管軸線方向に取り付ける場合は、通しガゼットとするかリブをつけて主管を補強するものとする(図 14.6.2(a)、(b))。ただし、横溝のように主管からの力が比較的小さく、かつ主管の管軸方向に作用する場合はその限りではない。
- (2) 環補剛材のない格点における管軸直角方向のガゼット及び補剛リブの取付け幅は、鋼管の中心角が  $120^\circ$  となるように定めるものとする(図 14.6.2(b)、(c))。なお、図 14.6.2(c)のような場合は、必要に応じてガゼットプレートはリブ等で補強するものとする。また、ガゼットプレートの支管側先端はまわし溶接を行った後になめらかに仕上げるものとする(図 14.6.2(a))。

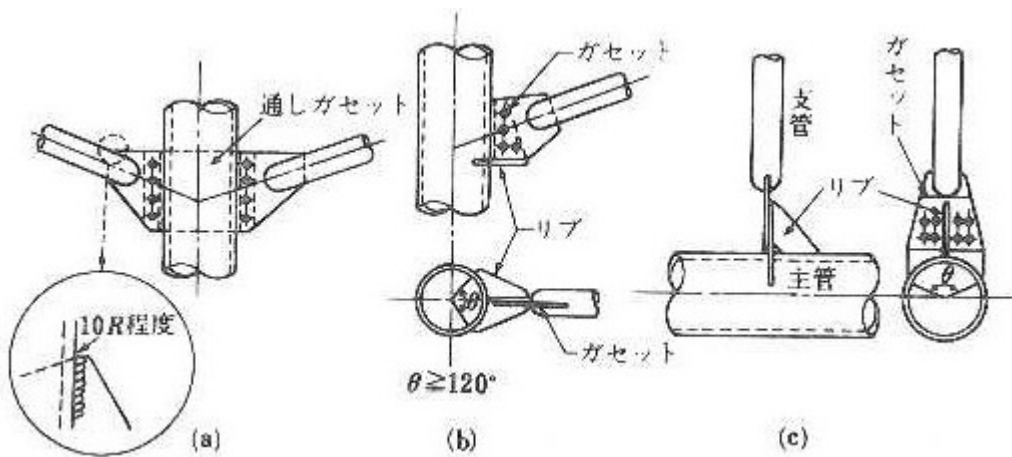
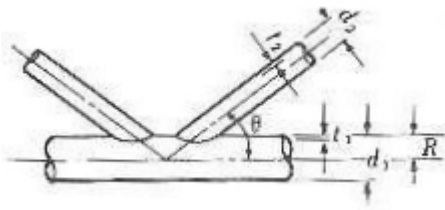


図 14.6.2 ガゼット継手

### 14.6.4 分岐継手

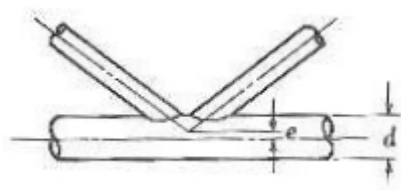
鋼管の分岐継手においては、次の条件を満足しなければならない(図 14.6.3)。

- (1) 主管の板厚は  $R/30$  以上とし、原則として支管の板厚以上であること。
- (2) 支管の外径は、主管の外径の  $1/3$  以上であること。
- (3) 両管の交角が  $30^\circ$  以上であること。
- (4) 両管の管軸に偏心がないこと。ただし、支管が二次部材でやむを得ない場合は、支管側へ  $d/4$  の範囲で偏心させることができる(図 14.6.4)。
- (5) 支管管端の切断は鋼管自動切断機によること。



- 1)  $t_2 \geq t_1, t_3 \geq \frac{R}{30}$
- 2)  $d_2 \geq \frac{1}{3}d_1$
- 3)  $30^\circ$

図 14.6.3 分岐継手



$$e \leq \frac{d}{4}$$

図 14.6.4 偏心のある分岐継手

#### 14.6.5 格点構造

(1) 集中荷重が作用する格点部や支承部は、局所的な変形を防止し、円滑な応力の伝達を図れる構造とするものとする。

とくに、格点部の設計にあたっては、局部変形に起因する付加応力について考慮し、その影響が小さくなるようにするものとする。

(2) (3)から(6)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 集中荷重が作用する格点部や支承部は、環補剛材又はダイヤフラムで補強するのを原則とする。

(4) 格点部の変形量は式(14.6.1)を満足するものとする。

$$\frac{R}{500} \dots \dots \dots (14.6.1)$$

ここに、

：格点部変形量(mm)

R: 鋼管の半径(mm)

(5) 環補剛材の断面二次モーメントが一定の場合、格点部の変形量は式(14.6.

2)により算出してよい。

支材と併用する場合

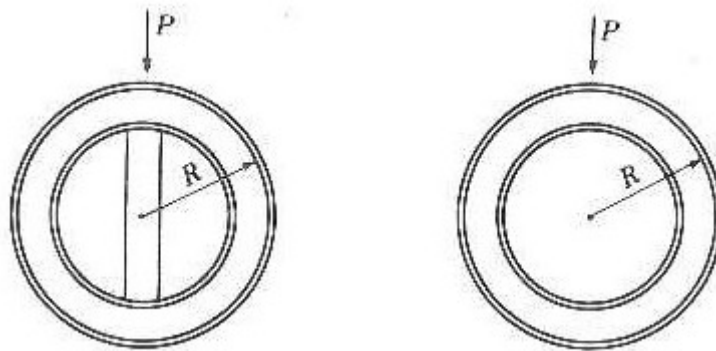
$$\left. \begin{aligned}
 &= 0.007 \frac{PR^3}{EI} \\
 \text{環補剛材のみの場合} & \\
 &= 0.045 \frac{PR^3}{EI}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14.6.2)$$

ここに、

$P$ : 作用荷重 (N)

$I$ : 環補剛材の断面二次モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$E$ : ヤング係数 ( $\text{N/mm}^2$ )



(a) 支材と併用する場合

(b) 環補剛材のみの場合

図 14.6.5 環補剛材の形式

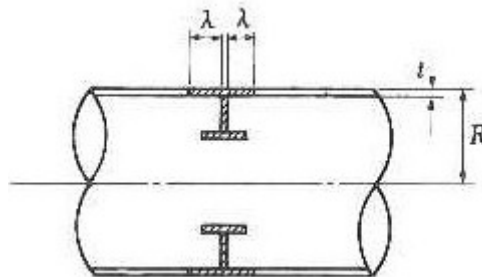
(6) 環補剛材の断面二次モーメントを算出する場合の鋼管の有効幅 は、式(14.6.3)によるものとする。

$$= 0.78 \sqrt{R_1} \dots\dots\dots (14.6.3)$$

ここに、

$\lambda$ : 鋼管の有効幅 (mm)

$t$ : 鋼管の板厚 (mm)



$\lambda$ : 有効幅

図 14.6.6 鋼管の有効幅

#### 14.6.6 単一鋼管部材

- (1) 鋼管を細長比の大きい部材として使用する場合は、5章の規定によるほか、とくに風による振動に対して疲労耐久性が確保できる構造とするものとする。
- (2) (3)から(5)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 鋼管の外径は式(14.6.4)を満足するものとする。

ただし、特別な振動対策を講じたうえその効果を風洞実験等で確かめた場合及び直接風の影響を受けない部材についてはこの限りではない。

$$d \leq \frac{l}{30} \sqrt{\frac{8}{t}} \quad \text{ただし、} \quad d \leq \frac{t}{40} \dots\dots\dots (14.6.4)$$

ここに、

- l : 部材長もしくは有効座屈長(m)
- d : 鋼管の外径(m)
- t : 鋼管の板厚(mm)

- (4) (3)の規定に従って設計した鋼管部材の端部を溶接により連結する場合は、全周溶接するものとする。またその形状は、一般にすみ肉溶接とし、dが1/25以下の場合は、図14.6.7のようにレ型溶接とする。
- (5) 鋼管にやむを得ずガセットプレートやリブを取り付ける場合に、14.6.3の規定による。

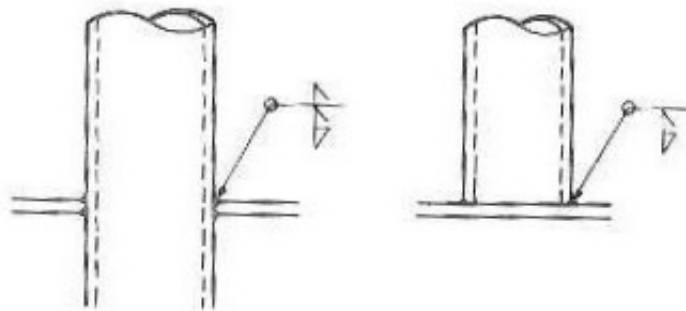


図 14.6.7 単一鋼管部材の端部の溶接方法 (d = 1 / 25)

#### 14.6.7 屈曲管の曲げ角度

屈曲管を用いる場合には、折曲げ部の付加応力や局部座屈に対して安全となるようにするものとする。

ただし、屈曲管を用いて部材を構成する場合、折り曲げ角度が式(14.6.5)を満足する場合は、直線部材として設計してよい。

$$0.04 \frac{d}{L} \dots\dots\dots (14.6.5)$$

ここに、

：折り曲げ角（ラジアン）、円弧アーチの場合  $\theta = L / R_a$

$d$ ：鋼管の直径(m)

$L$ ：直線部材長(m)

$R_2$ ：アーチの曲率半径(m)

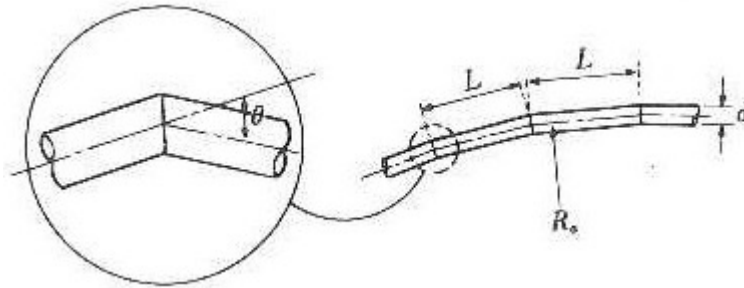


図 14.6.8 屈曲管

## 15章 ラーメン構造

### 15.1 適用の範囲

この章は、ラーメン構造を用いた上部構造及び橋脚の設計に適用する。

### 15.2 ラーメン橋脚の設計に用いる活荷重及び衝撃

- (1) ラーメン橋脚の設計にあたっては、上部構造反力を適切に考慮し、その影響に対して安全となるようにするものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ラーメン橋脚を設計する場合、活荷重は上部構造の支点反力が着目点に対して最も不利となるように、上部構造に載荷するのを原則とする。ただし、T形ラーメンを除く他のラーメン橋脚を設計する場合は、着目点に対する影響線の符号が同一となるところに作用する上部構造の活荷重最大支点反力を用いてよい。
- (4) ラーメン橋脚の設計に用いる上部構造反力には、活荷重による衝撃を考慮するものとする。

### 15.3 風荷重

- (1) ラーメン構造の設計にあたっては、設計対象となるラーメン構造の特性に応じて適切に風荷重を考慮するものとする。
- (2) (3)及び(4)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ラーメン橋に作用させる風荷重は、共通編 2.2.9 に規定する上部構造に作用する風荷重とする。

(4) ラーメン橋脚に作用する風荷重は、共通編 2.2.9 に規定する下部構造に作用する風荷重とする。

#### 15.4 基礎構造の影響

鋼橋のラーメン構造部の設計にあたっては、基礎構造の回転及び相対移動が予想される場合は、その影響に留意するものとする。

#### 15.5 ラーメンの全体座屈

##### 15.5.1 一般

(1) ラーメン橋及びラーメン橋脚は全体座屈に対して安全となるようにするものとする。

(2) 15.5.2 及び 15.5.3 の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

##### 15.5.2 ラーメンの有効座屈長

ラーメンの有効座屈長  $l$  は、とくに厳密な計算を行わない場合は、表 15.5.1 によるものとする。

表 15.5.1 ラーメン柱の有効座屈長

座屈形式		面内座屈	
部材 (図-15.5.1)			
1層の柱 ( ~ )	下端固定	$t = 1.5h$ $= \{ 1.5 + 0.04(k - 5) \} h$	$k \leq 5$ $5 < k \leq 10$
	下端ヒンジ	$t = 3.5h$ $= \{ 3.5 + 0.2(k - 5) \} h$	$k \leq 5$ $5 < k \leq 10$
2層以上の柱 ( ~ )		$t = 1.9h$ $= \{ 1.9 + 0.14(k - 5) \} h$	$k \leq 5$ $5 < k \leq 10$
1本足の柱 ( )		$t = 2.0h$	
2層以上の柱の1本足の柱 ( )		$t = 2.2h$	

ここに、

$$k = \frac{I_c / h}{I_E / h}$$

$I_c$  : 柱の断面二次モーメントの平均値 ( $\text{mm}^4$ )

$I_E$  : はりの断面二次モーメントの平均値 ( $\text{mm}^4$ )

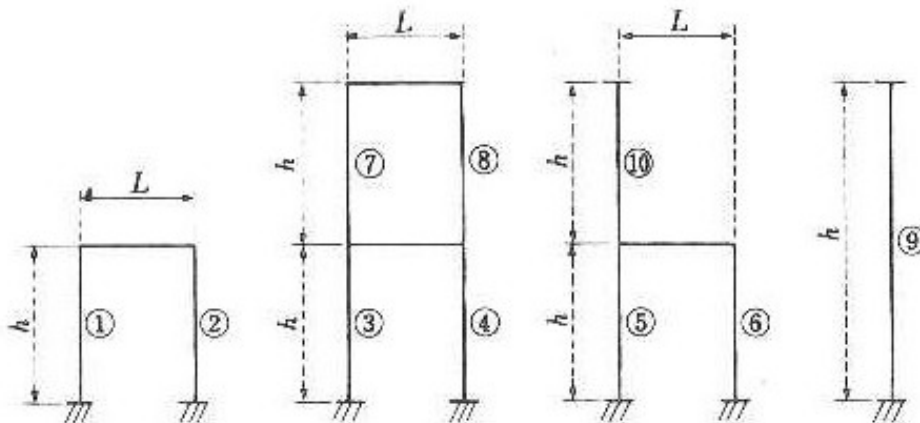


図 15.5.1 ラーメンの部材長

ただし、構造全体系の弾性固有値解析を行ってラーメンの有効座屈長を算出する場合には、この有効座屈長によってもよい。

15.5.3 軸方向圧縮力と曲げモーメントが作用するラーメン部材

軸方向圧縮力と曲げモーメントが作用するラーメン部材の照査は、4.3 によって行うものとする。この場合、軸方向圧縮応力度  $\sigma_{ca}$  は 15.5.2 に示した有効座屈長  $l$  を用いて式 (3.2.1) により求めるものとする。

15.6 合成応力度の照査

- (1) 垂直応力度とせん断応力度が作用するラーメン部材の設計にあたっては、これらの合成応力度に対して安全となるようにするものとする。
- (2) 垂直応力度とせん断応力度がともにそれぞれの許容応力度の 45% 以上のときについては、10.2.5 に規定する式 (10.2.3) を満足する場合に、(1) の規定を満足するとみなしてよい。

15.7 ラーメン橋のたわみ

ラーメン橋の活荷重（衝撃を含まない）による最大たわみは、式 (15.7.1) を満足するものとする。

$$\frac{L}{500} \dots\dots\dots (15.7.1)$$

ここに、

：活荷重（衝撃を含まない）による最大たわみ (m)

L：支間長 (m) (図 15.7.1 参照)

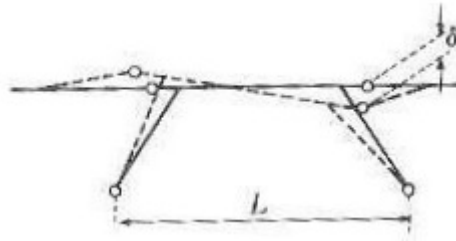


図 15.7.1 ラーメン橋のたわみ

15.8 ラーメン橋脚のたわみ

主げたをラーメン橋脚で支える場合、活荷重（衝撃を含まない）による最大たわみは次式を満足するものとする。

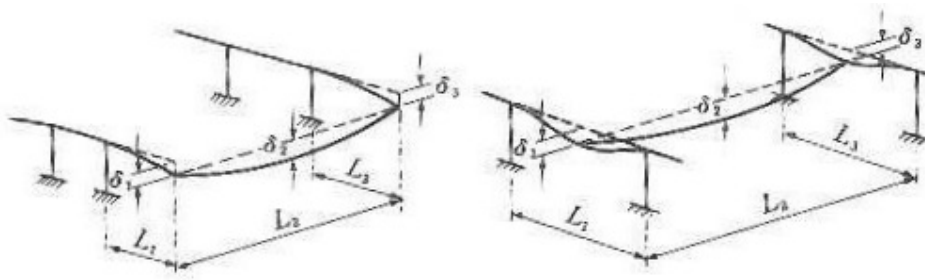
$$(\delta_1 + \delta_2) \text{ 又は } (\delta_2 + \delta_3) \text{ のうち大きい方 } \frac{L_1 + L_2 + L_3}{500} \dots\dots\dots (15.8.1)$$

図 15.8.1(a)の場合  $\delta_1 = \frac{L_1}{300} \dots\dots\dots (15.8.2)$

$\delta_3 = \frac{L_3}{300} \dots\dots\dots (15.8.3)$

図 15.8.1(b)の場合  $\delta_1 = \frac{L_1}{500} \dots\dots\dots (15.8.4)$

$\delta_3 = \frac{L_3}{500} \dots\dots\dots (15.8.5)$



1、 2：ラーメン横ばりの主げたの位置でのたわみ  
 2：主げたのたわみ

図 15.8.1 ラーメン橋脚のたわみ

なお、上式を満足する場合でも、上部構造の応力が  $\delta_1$  又は  $\delta_3$  によって無視し得ない影響を受けると考えられる場合は、主げたを弾性支承上のはりとして解く等の配慮をするものとする。

15.9 方づえラーメン橋の水平変位の影響

方づえラーメン橋の伸縮装置及び支承等の設計にあたっては、活荷重（衝撃を含む）による水平変位の影響を考慮するものとする。

#### 15.10 隅角部

隅角部における断面は、横ばりの断面力を柱に円滑に伝達できるように設計するものとする。

なお、隅角部の設計は、フランジ力の伝達機構に留意し応力集中の影響を評価して行うのがよい。

#### 15.11 荷重集中点及び屈折部の補剛

ラーメン部材の荷重集中点、フランジあるいは腹板の屈折部等では、箱形断面の場合にダイアグラムを、1型断面の場合に補剛材をそれぞれ適切に設けて、力を円滑に伝達できるような構造となるようにするとともに、断面の変形を防ぐことのできる構造とする。

#### 15.12 支承及びアンカー部

ラーメン構造の支承及びアンカー部は、作用する力を基礎構造へ十分に伝達できる構造とするものとする。

#### 15.13 防せい防食

ラーメン構造の柱部の土中あるいは水中にある部分の設計にあたっては、5.2の規定によるほか、腐食環境に応じて根巻きコンクリート、防食板、防食塗装で防護する等とくに防せい防食に配慮するものとする。また、閉断面の場合は内部に滞水が生じないようにその構造細目に十分に注意する。

### 16章 ケーブル構造

#### 16.1 適用の範囲

この章は、ケーブルを単独部材として使用する場合のケーブル構造の設計に適用する。

#### 16.2 ケーブル構造設計一般

ケーブル構造の設計では、ケーブルの剛性の影響、ケーブルの変形の影響及び構造物の風による振動に配慮するものとする。

#### 16.3 ケーブル用ロープ及びストランド

- (1) ケーブル用ロープ及びストランドは、橋の部材として用いるために要求される品質及び機械的性質等の特性を有するものとする。
- (2) ストランドロープは原則として吊橋のハンガーにのみ使用できるものとする。
- (3) 共通編3.1に規定する鋼材を用いる場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 16.4 ケーブルのヤング係数

- (1) 設計計算に用いるヤング係数は、使用するロープ及びストランドの特性並びに品質を考慮して適切に設定するものとする。
- (2) 共通編 3.1 に示したロープやストランドを使用する場合に、ヤング係数を有効断面積につき、表 16.4.1 の値を標準とした場合は、(1)を満足するとみなしてよい。ただし、ストランドロープ、スパイラルロープ及びロックドコイルロープはプレテンショニングを行って使用するものとする。

表 16.4.1 ロープ及び平行線ストランドのヤング係数

構 造	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
ストランドロープ	1.35 × 10 <sup>5</sup>
スパイラルロープ、ロックドコイルロープ	1.55 × 10 <sup>5</sup>
平行線ストランド、被覆平行線ストランド	1.95 × 10 <sup>5</sup>

注) 亜鉛めっき鋼線では、めっき部を有効断面に含めて算出

#### 16.5 ケーブルの許容値

- (1) ケーブルの破断に対する許容値は、破断荷重を表 16.5.1 に示す安全率で除して求めた値を用いるものとする。

表 16.5.1 ケーブル及びハンガーの安全率

部 材	安 全 率	
ケーブル	吊 橋	3.0
	斜 張 橋	2.5
ハンガー	直 線 部	3.5
	曲 線 部	4.0

- (2) 各種荷重の組合せに対する安全率は、表 16.5.1 に示す主荷重に対する安全率に表 3.1.1 の許容応力度の割増し係数で除した値を用いる。

- (3) 破断荷重は、共通編 3.1 に示す材料規格の値を用いてもよい。

#### 16.6 構造設計

##### 16.6.1 ソケット

- (1) ケーブル及びハンガーの定着はソケットによるのを原則とする。ただし、エアスピニング工法による吊橋の主ケーブルはストランドシューによって定着するものとする。
- (2) ソケットの強度は、ケーブルの引張強度以上とするのを原則とする。ただ

し、ソケットへの作用力が小さい場合には、ソケットに生じる応力度が許容応力度以下であることを確認した上でソケットの強度をケーブルの耐力の75%まで低減してもよい。

#### 16.6.2 ケーブル及びハンガーの曲率半径

- (1) ケーブル折曲点にはサドルをおくものとする。サドルの曲率半径はケーブル直径の8倍以上とする。
- (2) ハンガーには原則として曲線部を設けてはならない。
- (3) ハンガーにやむを得ず曲線部を設ける場合は、その曲率半径をハンガー直径の5.5倍以上とする。
- (4) スtrandシューの半径はワイヤ直径の50倍以上を標準とする。

#### 16.6.3 ケーブルバンド

- (1) ケーブルバンドはケーブルを均一に締付け、かつその締付け力の減少がなるべく少ない構造とするものとする。
- (2) ケーブルバンドのすべりに対する安全率は4.0を標準とする。

#### 16.6.4 ケーブル定着構造

ケーブル定着構造の設計は、作用力に対して行うほか、16.5に規定するケーブルの許容値の75%以上の強度をもつようにするものとする。

### 16.7 防せい防食

ケーブル構造の設計にあたっては、5.2の規定によるほか、とくにソケット、バンド及びサドルでは防水に対して十分に配慮しなければならない。

## 17章 施 工

### 17.1 一 般

#### 17.1.1 適用の範囲

この章は、鋼橋編の16章までの規定に基づいて設計された鋼橋について規定する。

施工がこの章の規定によりがたい場合には、設計における安全度等について別途検討しなければならない。

#### 17.1.2 施工一般

鋼橋の施工は、設計において前提とした諸条件等が満足されるように行わなければならない。

#### 17.1.3 施工要領書

施工にあたっては、設計において前提とした諸条件が満足される施工が行われることを確認できるよう施工要領書を作成しなければならない。

#### 17.1.4 検 査

- (1) 施工においては、設計上の要求事項が満足される施工がなされていることを適切な方法で確認しなければならない。
- (2) 1)から 9)までに示す項目の中から、施工の難易、材料の種類等を勘案して検査項目を選定して実施するとともに、所定の施工方法で進められていることを確認した場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
  - 1)材料 2)ボルト、アークスタッドジベル 3)溶接（溶接工、溶接器材、溶接作業、溶接部） 4)部材及び部品（支承、伸縮装置、排水装置等） 5)部材・組立精度 6)防せい防食 7)架設（現場継手、架設時寸法等） 8)床版（型わく、鉄筋、床版、仕上り精度等） 9)完成

#### 17.2 鋼 材

- (1) 鋼製の上部構造及び橋脚構造に用いられる鋼材は、設計図等に記載された鋼材規格に、また特別な性能を要求する場合には、その要求内容にそれぞれ合格していることが施工着手前に確認されなければならない。
- (2) 鋼材の保管にあたっては、その鋼材が本来保有すべき特性や品質が維持、確保されるように配慮しなければならない。なお、保管期間中にその特性や品質に影響を与えたと思われる事態が生じて、その程度を診断した結果、鋼材が要求性能を満足していない場合には、その鋼材は、害のない適切な方法で補修又は矯正が行われなければならない。
- (3) 鋼板の厚さは JIS G 3193「熱間圧延鋼板と鋼帯の形状、寸法、質量及びその許容差」表 4、厚さ許容差を適用し、かつ備考 1 により（ ）側の許容差が公称板厚の 5%以内にならなければならない。
- (4) 鋼板の表面には、有害なきずがあってはならない。
- (5) 鋼板の平坦度は、板取り、けがき、接合等に支障のないものでなければならない。

#### 17.3 製 作

##### 17.3.1 加 工

- (1) 鋼材の加工にあたっては、設計で要求される機械的性質等の特性を確保しなければならない。また、高力ボルトの孔は設計で規定される継手強度が確保できる品質で加工しなければならない。
- (2) 1)から 8)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
  - 1) 板取り  
主要部材の板取りは、主たる応力の方向と圧延方向を一致させるのを原則

とする。ただし、圧延直角方向についても、設計で要求する規格の機械的性質を満足する場合にはその限りではない。

2) けがき

けがきをする際は、完成後も残るような場所には原則としてタガネ、ポンチ傷をつけてはならない。

3) 切断・切削

- ) 主要部材の切断は、原則として自動ガス切断により行うものとするが、次項 ) の品質が確保される場合には、プラズマアーク切断法あるいはレーザー切断法等による自動切断を用いてよい。
- ) 切断、切削面及び加工した開先面の品質は、表 17.3.1 に示す品質より良好でなければならない。

表 17.3.1 切断、切削面の品質

部材の種類	主要部材	二次部材
最大表面あらさ )	50 μ mRy 以下	100 μ mRy 以下 )
ノッチ深さ )	ノッチがあってはならない	1 mm 以下
スラグ	塊状のスラグが点在し、付着しているが、こん跡を残さず容易にはく離するもの。	
上縁の溶け	わずかに丸みをおびているが、滑らかな状態のもの。	

注： ) 最大表面粗さとは、JIS B 0601 に規定する表面粗さの最大高さとする。

) ノッチ深さは、ノッチ上縁から谷までの深さを示す。

) 切削による場合には 50 μ mRy 以下とする。

) フィラー、タイプレート、形鋼、板厚 10 mm 以下のガセットプレート及び補剛材等はせん断により切断してもよい。ただし、切断線にはなはだしい肩落ち、かえり又は不ぞろい等のある場合は、それらがなくなるまで縁削り又はグラインダー仕上げを行って平滑に仕上げなければならない。この場合の仕上げ面の品質は、表 17.3.1 に示すものより良好でなければならない。

) 塗装される主要部材において組立てた後に自由縁となる切断面の角には面取りを行うものとする。

4) 孔あけ

) ボルト孔の径

ボルト孔の径は、表 17.3.2 に示すとおりとする。

表 17.3.2 ボルト孔の径

ボルトの呼び	ボルト孔の径 (mm)	
	摩擦 / 引張接合	支圧接合
M20	22.5	21.5
M22	24.5	23.5
M24	26.5	25.5

) ボルト孔の径の許容差

ボルト孔の径の許容差は、表 17.3.3 に示すとおりとする。ただし、摩擦接合の場合は、1 ボルト群の 20% に対しては +1.0 mm まで認めてもよいものとする。

表 17.3.3 ボルト孔の径の許容差

ボルトの呼び	ボルトの孔の許容差 (mm)	
	摩擦 / 引張接合	支圧接合
M20	+ 0.5	± 0.3
M22	+ 0.5	± 0.3
M24	+ 0.5	± 0.3

) 所定の径に孔あけする場合は、ドリル又はドリルとリーマ通しの併用により行うものとする。ただし、二次部材で板厚 16 mm 以下の材片の孔あけは押抜きにより行ってよい。

) 組立前に、主要部材に所定の径で孔あけする場合は、原則として型板を使用しなければならない。ただし、NC 穿孔機を使用する場合はこの限りではない。

) 孔あけによって孔の周辺に生じたまくれは削り取らなければならない。

5) 冷間加工

主要部材において冷間曲げ加工を行う場合には、1.6の規定にしたがって、鋼材の特性や品質が確保できるようにしなければならない。

6) 熱間加工

調質鋼（Q）及び熱加工制御鋼（TMC）の熱間加工は、原則として行ってはならない。

7) ひずみとり

) 溶接によって生じた部材の変形は、プレス又はガス炎加熱法等によってきょう正するものとする。

) ガス炎加熱法によってきょう正する場合の鋼材表面温度及び冷却法は表 17.3.4 によるものとする。

表 17.3.4 ガス炎加熱法による線状加熱時の鋼材の表面温度及び冷却法

鋼 種		鋼材表面温度	冷 却 法
調質鋼〔Q〕		750 以下	空冷または空冷後 600 以下で水冷
熱加工制御鋼〔TMC〕	Ceq > 0.38	900 以下	空冷または空冷後 500 以下で水冷
	Ceq ≤ 0.38	900 以下	加熱直後水冷または空冷
その他の鋼材		900 以下	赤熱状態からの水冷を避ける

$$Ceq = C + Mn / 6 + Si / 24 + Ni / 40 + Cr / 5 + Mo / 4 + V / 14 + (Cu / 13) (\%)$$

ただし、( ) の項は、Cu 0.5% の場合に加えるものとする。

8) 架設完了前に実部材を組み合わせての寸法精度の確認や部材相互の取り合い等の確認（仮組立）を行う場合のボルト孔の精度

) ボルト孔のずれ

支圧接合を行う材片を組合せた場合、孔のずれは 0.5 mm 以下とする。

) ボルト孔の貫通率及び停止率

ボルト孔においては貫通ゲージの貫通率及び停止ゲージの停止率は表

17.3.5 に示す値を満足しなければならない。

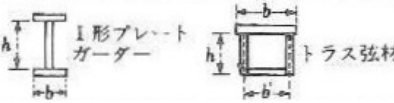
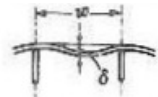
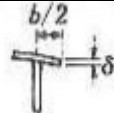


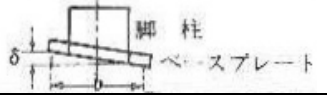
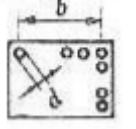
表 17.3.5 ボルト孔の貫通率及び停止率

	ねじの呼び	貫通ゲージの径 (mm)	貫通率 (%)	停止ゲージの径 (mm)	停止率 (%)
摩擦 / 引張接合	M20	21.0	100	23.0	80 以上
	M22	23.0	100	25.0	80 以上
	M24	25.0	100	27.0	80 以上
支圧接合	M20	20.7	100	21.8	100
	M22	22.7	100	23.8	100
	M24	24.7	100	25.8	100

#### 17.3.2 部材精度

- (1) 鋼橋を構成する部材の寸法精度は、16 章までの規定の前提となる所定の精度を満足する水準でなければならない。
- (2) 部材精度を表 17.3.6 による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

表 17.3.6 部材の精度

行	純対 度の 象	項 目		許容誤差 (mm)	備 考	測 定 方 法	
1	部 材 精 度	フランジ幅 $b$ (m) 腹板高 $h$ (m) 腹板間隔 $b'$ (m)		$\pm 2 \dots \dots \dots b \leq 0.5$ $\pm 3 \dots \dots \dots 0.5 < b \leq 1.0$ $\pm 4 \dots \dots \dots 1.0 < b \leq 2.0$ $\pm (3 + b/2) \dots \dots \dots 2.0 < b$	左欄の $b$ は $b$ 、 $h$ および $b'$ を代表したものである。		
2		板の平面度 (mm)	プレートガーターおよび トラスなどの部材の腹板	$h / 250$	$h$ : 腹板高 (mm) $w$ : 腹板またはリ ブの間隔 (mm)		
			箱げたおよびトラスなど のフランジ、鋼床版のデ ッキプレート	$w / 150$			
3			フランジの直角度 (mm)		$b / 200$	$b$ : フランジ幅 (mm)	
4		部材長 $l$ (m)	プレートガーター	$\pm 3 \dots \dots \dots l \leq 10$ $\pm 4 \dots \dots \dots l > 10$	$w$ : 車道幅員 (mm)		
			トラス、アーチなど	$\pm 2 \dots \dots \dots l \leq 10$ $\pm 3 \dots \dots \dots l > 10$			
			伸縮継手	$- 5 + 10 \dots \dots \dots w \leq 10$ $- 5 + (5 + w/2) \dots \dots \dots w > 10$			
5		圧縮材の曲り (mm)		$l / 1,000$	$l$ : 部材長 (mm)		
6	鋼製橋脚	脚柱とベースプレートの鉛直度 (mm)		$b / 500$	$h$ : 部材幅 (mm)		
7		ベース プレート	孔の位置	$\pm 2$	$b$ : 孔中心間距離 (mm)		
	孔の径		0 ~ 5	$d$ : 孔の直径 (mm)			

### 17.3.3 組立精度

- (1) 鋼橋を構成する部材の組立精度は、架設完了後に設計で要求する性能を満足する水準でなければならない。
- (2) (3)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 架設完了後に、組み合わせた部材の組立精度が表 17.3.7 の許容値を満足する。

表 17.3.7 架設完了後の組立精度

項目	許容値 (mm)
支間長	$\pm (20 + L / 5)$
そり	$\pm (25 + L / 2)$
通り	$\pm (10 + 2L / 5)$

注) 許容値の式中、Lは主げた又は主構それぞれの支間長 (m)

### 17.3.4 輸送

部材は、途中で損傷することのないよう、安全に輸送しなければならない。

## 17.4 溶接

### 17.4.1 溶接一般

溶接施工は、各継手に要求される溶接品質を確保するため、下記に示すような事項について十分な検討を加えた後、適切に施工しなければならない。

- 1) 鋼材の種類と特性
- 2) 溶接材料の種類と特性
- 3) 溶接作業者の保有資格
- 4) 継手の形状と精度
- 5) 溶接環境や使用設備
- 6) 溶接施工条件や留意事項
- 7) 溶接部の検査方法
- 8) 不適合品の取り扱い

### 17.4.2 溶接材料

- (1) 使用する溶接材料は、適用される鋼種に合わせ、継手に要求される成分や機械的性質を満足するものでなければならない。
- (2) 1)から 3)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
  - 1) 溶接材料の使用区分は、表 17.4.1 によるのを標準とする。

表 17.4.1 溶接材料区分

	使用区分
強度の同じ鋼材を溶接する場合	母材の規格値と同等もしくはそれ以上の機械的性質を有する溶接材料
強度の異なる鋼材を溶接する場合	低強度側の母材の規格値と同等もしくはそれ以上の機械的性質を有する溶接材料
じん性の同じ鋼材を溶接する場合	母材の要求値と同等もしくはそれ以上のじん性を有する溶接材料
じん性の異なる鋼材を溶接する場合	低じん性側の母材の要求値と同等もしくはそれ以上のじん性を有する溶接材料
耐候性鋼と普通鋼を溶接する場合	母材と同等もしくはそれ以上の機械的性質、じん性を満足する溶接材料
耐候性鋼と耐候性鋼を溶接する場合	母材と同等もしくはそれ以上の機械的性質、じん性及び耐候性能を満足する溶接材料

- 2) 次の項目に該当する場合は、低水素系溶接材料を使用するものとする。
- ) 耐候性鋼を溶接する場合
  - ) SM490 以上の鋼材を溶接する場合
- 3) 溶接材料の乾燥
- ) 溶接材料は適切に保管されていることを確認したうえで使用するものとする。
  - ) 被覆アーク溶接棒及びサブマージアーク溶接用フラックスの乾燥は、表 17.4.2 及び表 17.4.3 によるものを標準とする。

表 17.4.2 溶接棒の乾燥

溶接棒の種類	溶接棒の乾燥状態	乾燥温度	乾燥時間
軟鋼用被覆アーク溶接棒	乾燥（開封）後 12 時間以上経過した場合又は溶接棒が吸湿したおそれがある場合	100 ~ 150	1 時間以上
低水素系被覆アーク溶接棒	乾燥（開封）後 4 時間以上経過した場合又は溶接棒が吸湿したおそれがある場合	300 ~ 400	1 時間以上

表 17.4.3 フラックスの乾燥

フラックスの種類	乾燥温度	乾燥時間
溶融フラックス	150 ~ 200	1 時間以上
ボンドフラックス	200 ~ 250	1 時間以上

#### 17.4.3 材片の組合せ精度

- (1) 材片の組合せ精度は、継手部の応力伝達が円滑に行われ、かつ継手性能が満足されるものでなければならない。
- (2) (3)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 材片の組合せ精度は下記の値を標準とする。ただし、施工試験によって誤差の許容量が確認された場合はそれに従ってもよい。
  - ) 開先溶接
    - a) ルート間隔の誤差：規定値  $\pm 1.0$  mm以下
    - b) 板厚方向の材片の偏心： $t \leq 50$  薄い方の板厚の 10% 以下  
 $50 < t \leq 5$  mm以下  
 $t$ ：薄い方の板厚
    - c) 裏当金を用いる場合の密着度：0.5 mm以下
    - d) 開先角度：規定値  $\pm 10^\circ$
  - ) すみ肉溶接  
材片の密着度：1.0 mm以下

#### 17.4.4 溶接施工法

- (1) 溶接の施工は、所定の溶接品質を確保できる方法で行われなければならない。
- (2) 1)から 5)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
  - 1) 溶接作業者の資格
    - ) 組立溶接及び本溶接に従事する溶接作業者は、以下に示す資格を有していなければならない。
      - a) 溶接作業者は、JIS Z 3801「溶接技術検定における試験方法ならびにその判定基準」に定められた試験の種類のうち、その作業に該当する試験（又は、これと同等以上の検定試験）に合格したものでなければならない。ただし、半自動溶接を行う場合は、JIS Z 3841「半自動溶接技術検定における試験方法および判定基準」に定められた試験の種類のうち、

その作業に該当する試験（又はこれと同等もしくはそれ以上の検定試験）に合格したものでなければならない。

- b) 工場溶接に従事する溶接作業者は、6ヶ月以上溶接工事に従事し、かつ工事前2ヶ月以上引き続きその工場において溶接工事に従事した者でなければならない。
- c) 現場溶接に従事する溶接作業者は、6ヶ月以上溶接工事に従事し、かつ適用する溶接施工法の経験がある者又は十分な訓練を受けた者でなければならない。

## 2) 溶接施工試験

- ) 下記事項のいずれかに該当する場合は、溶接施工試験を行うものとする。
  - a) SM570、SMA570W、SM520 及び SMA490W において、1パスの入熱量が 7,000joule/mmをこえる場合
  - b) SM490、SM490Y において、1パスの入熱量が 10,000joule/mmをこえる場合
  - c) 被覆アーク溶接法（手溶接のみ）、ガスシールドアーク溶接法（CO<sub>2</sub>ガスあるいはArとCO<sub>2</sub>の混合ガス）、サブマージアーク溶接法以外の溶接を行う場合
  - d) 鋼橋製作の実績がない場合
  - e) 使用実績のないところから材料供給を受ける場合
  - f) 採用する溶接方法の施工実績がない場合

なお、過去に同等もしくはそれ以上の条件で溶接施工試験を行い、かつ施工経験をもつ工場では、その時の試験報告書によって判断し、溶接施工試験を省略できるものとする。

- ) 溶接施工試験は、表 17.4.4 にあげた試験項目から該当する項目を選んで行うのを標準とし、供試鋼材の選定、溶接条件の選定その他は、下記によるものを原則とする。

表 17.4.4 溶接施工試験

試験の種類	試験項目	溶接方法	試験片の形状	試験片の個数	試験方法	判定基準
開先溶接試験	引張試験	図 - 17.4.1 による	JIS Z 3121 1号	2	JIS Z 2241	引張強さが母材の規格値以上
	型曲げ試験 (19mm未満裏曲げ) (19mm以上側曲げ)		JIS Z 3122	2	JIS Z 3122	原則として、きれつが生じてはならない
	衝撃試験		JIS Z 2202 4号	各部位につき 3	JIS Z 2242	溶接金属及び溶接熱影響部で母材の規格値以上(それぞれの3個の平均値)
	マクロ試験			1	JIS G 0553 に準ずる	欠陥があってはならない
	放射線透過試験			試験片継手全長	JIS 2 3104	2種類以上(引張側) 3種類以上(圧縮側)
すみ肉溶接試験	マクロ試験	図 - 17.4.3 による	図 - 17.4.3 による	1	JIS G 0553 に準ずる	欠陥があってはならない
スタッド溶接試験	引張試験	JIS B 1198	JIS B 1198	3	JIS Z 2241	降伏点は 24kgf/mm <sup>2</sup> 以上、引張強さは 41 ~ 56kgf/mm <sup>2</sup> 、伸びは 20%以上とする。ただし溶接部で切れてはいけない
	曲げ試験	JIS Z 3145	JIS Z 3145		JIS Z 3145	溶接部にきれつを生じてはならない

- a) 供試鋼板には、同じような溶接条件で取り扱う鋼板のうち最も条件の悪いものを用いる。
- b) 溶接は実際の施工で用いる溶接条件で行うものとし、溶接姿勢は実際に行う姿勢のうち最も不利なもので行う。
- c) 異種の鋼材の開先溶接試験は、実際の施工と同等の組合せの鋼材で行う。同鋼種で板厚が異なる継手については、板厚の薄い方の鋼材で試験を行ってもよい。
- d) 再試験は最初の個数の2倍とする。

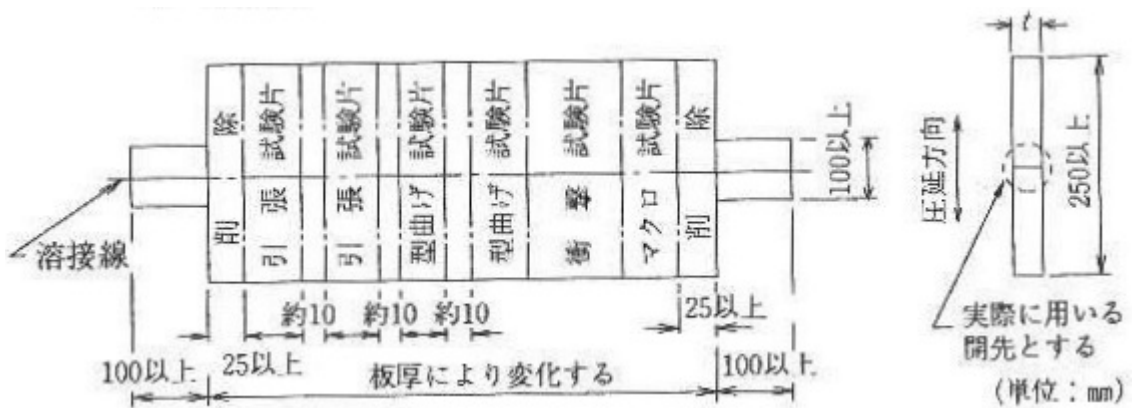


図 17.4.1 開先溶接試験溶接方法

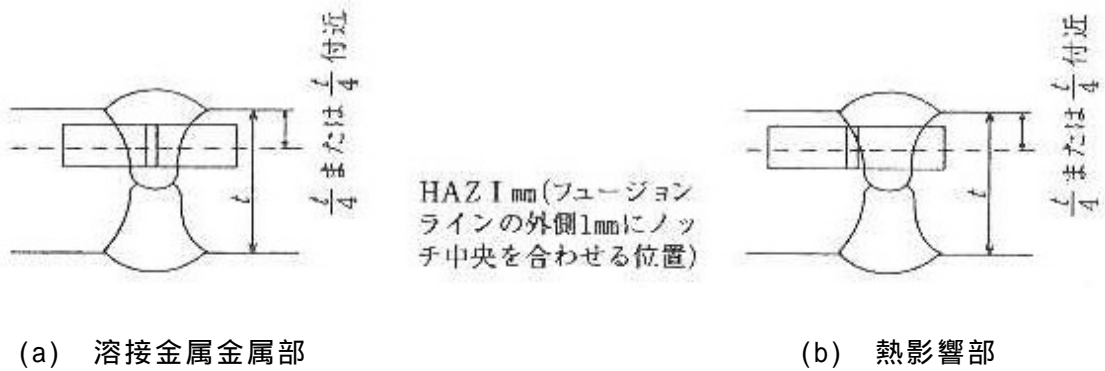


図 17.4.2 衝撃試験片（開先溶接試験片の採取位置）

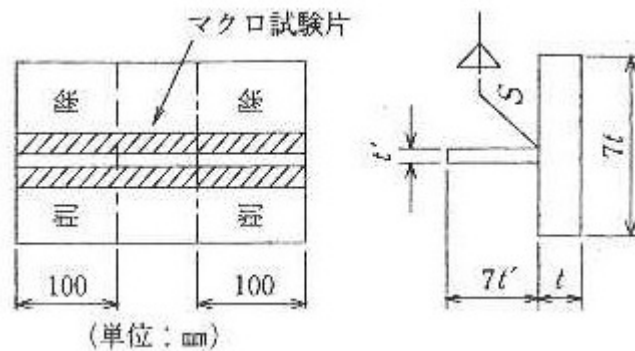


図 17.4.3 すみ肉溶接試験（マクロ試験）

溶接方法及び試験片の形状

### 3) 組立溶接

- ) 組立溶接は、本溶接の場合と同様に管理して施工しなければならない。
- ) 組立溶接のすみ肉（又は換算）脚長は 4 mm 以上とし、長さは 80 mm 以上とする。ただし、厚い方の板厚が 12 mm 以下の場合又は次の式により計算

した鋼材の溶接われ感受性組成  $P_{CM}$  が 0.22% 以下の場合は 50 mm 以上とすることができる。

$$P_{CM} = C + \frac{Mn}{20} + \frac{Si}{30} + \frac{Ni}{60} + \frac{Cr}{20} + \frac{Mo}{15} + \frac{V}{10} + \frac{Cu}{20} + 5B(\%)$$

) 組立溶接は、組立終了時までにはスラグを除去するものとし、溶接部表面にわれがないことを確認しなければならない。もし、われが発見された場合は、その原因を究明し、適当な対策を講じなければならない。

#### 4) 予熱

鋼種、板厚及び溶接方法に応じて、溶接線の両側 100 mm 及びアークの前方 100 mm 範囲の母材を表 17.4.5 により予熱することを標準とする。

表 17.4.5 予熱温度の標準

鋼種	溶接方法	予熱温度 ( )				
		板厚区分 (mm)				
		25 以下	25 をこえ 40 以下	40 をこえ 50 以下	50 をこえ 75 以下	75 をこえ 100 以下
SM400	低水素系以外の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	40 ~ 60			
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	20	20 ~ 40	40 ~ 60	60 ~ 80
	サブマージアーク溶接 ガスシールドアーク溶接	予熱なし	予熱なし	20	20 ~ 40	40 ~ 60
SNA400W	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	20	20 ~ 40		
	サブマージアーク溶接 ガスシールドアーク溶接	予熱なし	予熱なし	20		
SM490 SM490Y	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	20 ~ 40	40 ~ 60	60 ~ 80	80 ~ 100	100 ~ 200
	サブマージアーク溶接 ガスシールドアーク溶接	予熱なし	20	20 ~ 40	60 ~ 80	80 ~ 100
SM520 SM570	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	20 ~ 40	60 ~ 80	60 ~ 80	100 ~ 200	120 ~ 140
	サブマージアーク溶接 ガスシールドアーク溶接	予熱なし	40 ~ 60	40 ~ 60	80 ~ 100	100 ~ 200
SMA490W SMA570W	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	20 ~ 40	60 ~ 80	60 ~ 80		
	サブマージアーク溶接 ガスシールドアーク溶接	予熱なし	40 ~ 60	40 ~ 60		

#### 5) 入熱制限

) SM570、SMA570W、SM520 及び SMA490W の場合、1 パスの入熱量を

7,000joule/mm以下、SM490、SM490Yの場合、入熱量を10,000joule/mm以下に管理することを原則とする。

) )の入熱量を超える場合には、溶接施工試験を実施して溶接部に所定の品質が確保できることを確認する必要がある。

6) 溶接施工上の注意

) 溶接部の部材清掃と乾燥

a) 溶接を行おうとする部分には、溶接に有害な黒皮、さび、塗料、油等があってはならない。

b) 溶接を行う場合は溶接線近傍を十分に乾燥させなければならない。

) エンドタブ

a) 開先溶接及び主げたのフランジと腹板のすみ肉溶接等の施工に際しては、原則として部材と同等の開先を有するエンドタブを取りつけ、溶接の始端及び終端が溶接する部材上に入らないようにしなければならない。

b) エンドタブは、溶接終了後ガス切断法によって除去し、そのあとをグラインダー仕上げするものとする。

) 部分溶込み開先溶接の施工

部分溶込み開先溶接の施工において、連続した溶接線を2種の溶接法で施工する場合は、前のビードの端部をはつり、欠陥のないことを確認してから次の溶接を行うものとする。ただし、手溶接もしくは半自動溶接で、クレータの処理を行う場合はこの限りでない。

) すみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接の施工

a) 材片の隅角部で終わるすみ肉溶接は、隅角部をまわして連続的に施工しなければならない。

b) サブマージアーク溶接法又はその他の自動溶接法を使用する場合、継手の途中でアークを切らないのがよい。

) 吊金具、架設用治具等の取り付け及び除去

a) 運搬、架設等に使用する吊金具、治具等を取り付ける場合の溶接は、原則として工場内で行うものとし、その条件は工場溶接と同等以上のものでなければならない。やむを得ず、現場で取り付ける場合は、十分な管理のもとで、慎重に施工しなければならない。

b) 吊金具、治具等の除去は母材に有害なきずを残さないよう入念に行わ

なければならないほか、たとえば鋼床版の上面では、舗装に対する影響について配慮した除去跡の処理を行わなければならない等、部位等に応じて適切な施工が行われる必要がある。

#### 17.4.5 外部きず検査

(1) 溶接完了後、肉眼又は適切な他の非破壊検査方法によりビード形状及び外観を検査し、継手に必要とされる溶接品質を満足していることを確認しなければならない。

(2) 1)から5)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

##### 1) 溶接われの検査

溶接ビード及びその近傍には、いかなる場合もわれがあってはならない。われの検査は肉眼で行うのを原則とするが、疑わしい場合は、磁粉探傷法又は浸透液探傷法を用いるのがよい。

##### 2) 溶接ビードの外観、形状の検査

###### ) 溶接ビード表面のピット

主要部材の突合せ継手及び断面を構成するT継手、かど継手には、ビード表面にピットがあってはならない。その他のすみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接には、1継手につき3個又は継手長さ1mにつき3個までを許容するものとする。ただし、ピットの大きさが1mm以下の場合は、3個を1個として計算するものとする。

###### ) 溶接ビード表面の凹凸

ビード表面の凹凸は、ビード長さ25mmの範囲における高低差で表し、3mmをこえる凹凸があってはならない。

###### ) アンダーカット

アンダーカットの深さは、0.5mm以下でなければならない。

###### ) オーバーラップ

オーバーラップはあってはならない。

###### ) すみ肉溶接の大きさ

すみ肉溶接のサイズ及びのど厚は、指定すみ肉サイズ及びのど厚を下回ってはならない。ただし、1溶接線の両端各50mmを除く部分では、溶接長さの10%までの範囲で、サイズ及びのど厚ともに-1.0mmの誤差を認めるものとする。

##### 3) 開先溶接の余盛りと仕上げ

設計においてとくに仕上げの指定のない開先溶接は、表 17.4.6 に示す範囲内の余盛りは仕上げなくてよい。余盛り高さが表 17.4.6 に示す値をこえる場合は、ビード形状、とくに止端部を滑らかに仕上げなければならない。

表 17.4.6 開先溶接の余盛り (mm)

ビード幅 (B)	余り盛り高さ (h)
$B < 15$	$h \leq 3$
$15 \leq B < 25$	$h \leq 4$
$25 \leq B$	$h \leq (4/25) \cdot B$

4) アークスタッドの検査

) アークスタッドの外観検査

アークスタッドの外観検査は、全数について行うものとし、表 17.4.7 を満足しなければならない。

表 17.4.7 アークスタッドの外観検査基準

欠 陥	判定基準
余盛り形状の不整	盛余りは全週にわたり包囲していなければならない。 なお、余盛りは高さ 1 mm、幅 0.5 mm 以上のものをいう。
クラック及びスラッグ巻込み	あってはならない。
アンダーカット	するどい切欠状のアンダーカット及び深さ 0.5 mm 以上のアンダーカットがあってはならない。ただし、グラインダー仕上げ量が 0.5 mm 以内に収まるものは仕上げて合格とする。
スタッドジベルの仕上り高さ	(設計値 $\pm 2$ mm) をこえてはならない。

) ハンマー打撃検査

外観検査の結果が不合格となったスタッドジベルは全数ハンマー打撃による曲げ検査を行う。余盛りが包囲していないスタッドジベルはその方向と反対の方向に 15° の角度まで曲げるものとする。さらに、外観検査の結果が合格のスタッドジベルの中から 1% について抜き取り曲げ検査を行う。

) ハンマー打撃検査の結果、われ等の欠陥が生じないものを合格とする。

15°曲げても欠陥の生じないものは元に戻すことなく、曲げたままにしておかなければならない。

) 抜き取り曲げ検査の結果が不合格の場合さらに 2 倍の本数について検査を行い、全数合格をもって合格とする。

#### 5) 欠陥部の補修

欠陥部の補修は、補修によって母材に与える影響を十分に検討し、注意深く行わなければならない。

表 17.4.8 に欠陥の補修方法を示す。なお、補修溶接のビードの長さは 40 mm以上とし、補修にあたっては予熱等の配慮を十分に行うこととする。

表 17.4.8 欠陥の補修方法

	欠陥の種類	補修方法
1	アークストライク	母材表面に凹みを生じて部分は溶接肉盛りの後グラインダー仕上げする。わずかな痕跡のある程度のものはグラインダー仕上げのみでよい。
2	組立溶接の欠陥	欠陥部をアークエアガウジング等で除去し、必要があれば再度組立溶接を行う。
3	溶接われ	われ部分を完全に除去し、発生原因を究明して、それに応じた再溶接を行う。
4	溶接ビードの表面のビット	アークエアガウジングでその部分を除去し、再溶接する。
5	オーバーラップ	グラインダーで削り整形する。
6	溶接ビードの表面の凹凸	グラインダーで仕上げする。
7	アンダーカット	程度に応じて、グラインダー仕上げのみ、また溶接後、グラインダー仕上げする。

#### 17.4.6 内部きず検査

(1) 完全溶込みの突合せ溶接継手の内部きずに対する検査は、溶接完了後、適切な非破壊検査により行い、要求される溶接品質を満足していることを確認しなければならない。

(2) 完全溶込みの突合せ溶接継手の内部きずに対する検査を以下に示す方法で行う場合は、(1)を満足しているとみなしてよい。

##### 1) 検査方法

非破壊試験は放射線透過試験、超音波探傷試験による。

2) 抜取り検査率、判定基準、合否判定

) 抜取り検査率

主要部材については、表 17.4.9 に示す 1 グループごとに 1 継手の抜取り検査を行う。ただし現場溶接を行う完全溶込みの突合せ溶接継手のうち、鋼製橋脚のはり及び柱、主げたのフランジ及び腹板、鋼床版のデッキプレートの溶接部については表 17.4.10 に従い検査を行う。

また、その他の部材において許容応力度を工場溶接の同種の継手と同じ値とする場合には、継手全長にわたって非破壊試験により検査を行う。

表 17.4.9 主要部材の完全溶込みの突合せ溶接継手の非破壊試験検査率

部材		1 検査ロットをグループ分けする場合の 1 グループの最大継手数	放射線透過試験撮影枚数	超音波深傷試験検査継手数	
引張部材		1	1 枚 (端部を含む)	1	
圧縮部材 (疲労を考慮する継手の場合)		1	1 枚	1	
圧縮部材		5	1 枚	1	
曲げ部材	引張フランジ	1	1 枚	1	
	圧縮フランジ (疲労を考慮する継手の場合)	1	1 枚	1	
	圧縮フランジ	5	1 枚	1	
	腹板	応力に直角方向の継手	1	1 枚 (引張側)	1
		応力に平行方向の継手	1	1 枚 (端部を含む)	1
鋼床版		1	1 枚 (端部を含む)	1	

表 17.4.10 現場溶接を行う完全溶込みの突合せ溶接継手の非破壊試験検査率

部材	放射線透過試験	超音波深傷試験
	撮影箇所	検査長さ
鋼製橋脚のはり及び柱	継手全長を原則とする	
主げたのフランジ（鋼床板を除く）及び腹板		
鋼床版のデッキプレート	継手の始末端で連続して50 cm（2枚）中間部で1mにつき1箇所（1枚）及びワイヤ継ぎ部で1箇所（1枚）を原則とする	継手全長を原則とする

） 判定基準

試験で検出されたきず寸法は、設計上許容される寸法以下でなければならない。

ただし、寸法によらず表面に開口した割れ等の面状きずはあってはならない。

なお、放射線透過試験による場合で板厚が25 mm以下の試験の結果については、次の規定を満足する場合に合格としてよい。

- a) 引張応力を受ける溶接部は、JIS Z 3104 附属書4「透過写真によるきずの像の分類方法」に示す2類以上とする。
- b) 圧縮応力を受ける溶接部は、JIS Z 3104 附属書4「透過写真によるきずの像の分類方法」に示す3類以上とする。

） 合否判定、不合格部の処置

表 17.4.9 による非破壊試験の結果が ) の規定を満足しない場合は、次の処置をとるものとする。

- a) 検査ロットのグループが1つの継手からなる場合には、試験を行ったその継手を不合格とする。また、検査ロットのグループが二つ以上の継手から成る場合は、そのグループの残りの各継手に対して非破壊試験を行い合否を判定するものとする。不合格となった継手は、その継手全体を非破壊試験によって検査して欠陥の範囲を確認し、不合格部分は 17.4.5(2)4) 項の規定に従い補修しなければならない。補修部分は ) の規定を満足しなければならない。

表 17.4.10 による、現場溶接を行う完全溶込み突合せ溶接継手の非破壊試験の結果が )の規定を満足しない場合は、次の処置をとるものとする。

- a) 継手全長を検査した場合は、規定を満足しない試験箇所を不合格とし、17.4.5(2)4)項の規定に従い補修しなければならない。補修部分は )の規定を満足しなければならない。
- b) 放射線透過試験により、抜取り検査をした場合は、規定を満足しない撮影箇所の両側各 1m の範囲について検査を行うものとし、それらの箇所においても )の規定を満足しない場合にはその 1 継手の残り部分の全てを検査するものとする。不合格となった箇所はきずの範囲を確認し、17.4.5(2)5)項の規定に従い補修しなければならない。補修部分は )の規定を満足しなければならない。なお、ここでいう継手とは継手の端部から交差部あるいは交差部から交差部までを指す。

## 17.5 高力ボルト

### 17.5.1 高力ボルト施工一般

高力ボルト締付け施工においては、継手に要求される品質を確保するために下記に示す事項について十分に検討し、適切に施工しなければならない。

- 1) 継手の種類と特性
- 2) 高力ボルトの種類と特性
- 3) 締付け方法と締付け軸力の管理及び検査方法
- 4) 接合面の処理方法
- 5) 締付ける材片の組立精度

### 17.5.2 高力ボルトの品質管理及び保管

- (1) ボルト、ナット、座金及びそのセットについては、工場出荷時にその特性や品質を保証する試験、検査を行い、規格に合格していることを確認しなければならない。また、現場搬入時には、検査成績書と照合し、特性や品質の保証されたボルトセットであることを確認しなければならない。
- (2) ボルトのセットは、工場出荷時の品質が現場施工時まで保たれるように、その包装と現場保管に注意しなければならない。

### 17.5.3 接合面の処理

- (1) 摩擦接合において接合される材片の接触面については、必要とするすべり係数が得られるように適切な処理を施さなければならない。
- (2) 下記に示す処理を施した場合には、0.4 以上のすべり係数が得られるものと

考えてよい。

- 1) 接触面を塗装しない場合、接触面は黒皮を除去して粗面とする。  
材片の締付けにあたっては接触面の浮さび、油、泥等を十分に清掃して取り除く。
- 2) 接触面を塗装する場合、表 17.5.1 に示す条件にしたがい、厚膜型無機ジンクリッチペイントを使用する。
- 3) 接触面に 1)、2)以外の処理を施す場合は、0.4 以上のすべり係数が十分得られるように慎重に検討する。

表 17.5.1 厚膜型無機ジンクリッチペイントを塗布する場合の条件

項目	条件
接触面片面あたりの最小乾燥塗膜厚	30 $\mu\text{m}$ 以上
接触面の合計乾燥塗膜厚	90 ~ 200 $\mu\text{m}$
乾燥塗膜中の亜鉛含有量	80% 以上
亜鉛末の粒径 (50% 平均粒径)	10 $\mu\text{m}$ 以上

#### 17.5.4 ボルトの締付け

- (1) ボルトの締付けにあたっては設計ボルト軸力が得られるように締付けなければならない。
- (2) ボルトの締付けは、各材片間の密着を確保し、十分な応力の伝達がなされるように施工しなければならない。
- (3) 1)から 5)までの規定による場合は、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。

##### 1) ボルトの締付け

- ) ボルト軸力の導入は、ナットをまわして行うのを原則とする。やむを得ず頭まわしを行う場合は、トルク係数値の変化を確認する。
- ) ボルトの締付けをトルク法によって行う場合は、締付けボルト軸力が各ボルトに均一に導入されるよう締付けトルクを調整する。
- ) トルシア形高力ボルトを使用する場合は、本締めには専用締付け機を使用する。
- ) ボルトの締付けを回転法によって行う場合は、接触面の肌すきがなくなる程度にトルクレンチで締めた状態あるいは組立用スパナで力いっぱい締めた状態から次に示す回転角を与えるものとする。

ただし、回転法は F8T、B8T のみに用いるものとする。

- a) ボルト長が径の 5 倍以下の場合：1 / 3 回転（120 度）± 30 度
- b) ボルト長が径の 5 倍をこえる場合：施工条件に一致した予備試験によって目標回転角を決定する。
- ) ボルトの締付けを耐力点法によって行う場合は、6.3.2(3)3)項に規定する高力ボルトを用い、専用の締付け機を使用して本締めを行うものとする。
- ) 打込み式高力ボルトの締付けは、ボルトねじ部にナットがかかるまで打ち込んだ後にナットを回転してボルトを引き込むものとする。

2) 機械器具の検定

ボルトの締付け機、測定器具等の検定は、適当な時期に行いその精度を確認する。

3) 締付けボルト軸力

- ) 摩擦接合、支圧接合及び引張接合に用いるボルトは表 17.5.2 に示す設計ボルト軸力が得られるように締付けるものとする。

表 17.5.2 設計ボルト軸力 (kN [tf])

セット	ねじの呼び	設計ボルト軸力
F8T B8T	M20	133 (13.3)
	M22	165 (16.5)
	M24	192 (19.2)
F10T S10T B10T	M20	165 (16.5)
	M22	205 (20.5)
	M24	238 (23.8)

- ) トルク法によって締付ける場合の締付けボルト軸力は、設計ボルト軸力の 10% 増を標準とする。
- ) トルシア形高力ボルトの常温時(10 ~ 30 )の締付けボルト軸力は、一つの製造ロットから 5 組の供試セットを無作為に抽出して試験を行った場合の平均値が、表 17.5.3 に示すボルト軸力の範囲に入らなければならない。

表 17.5.3 常温時 (10 ~ 30 ) の締付けボルト軸力の平均値

セット	ねじの呼び	1 製造ロットのセットの締付けボルト軸力の平均値 (kN (tf))
S10T	M20	172 ~ 202 (17.2 ~ 20.2)
	M22	212 ~ 249 (21.2 ~ 24.9)
	M24	247 ~ 290 (24.7 ~ 29.0)

) 耐力点法によって締付ける場合の締付けボルト軸力については、使用する締付け機に対して一つの製造ロットから 5 組の供試セットを無作為に抽出して試験を行った場合の平均値が、表 17.5.4 に示すボルト軸力の範囲に入らなければならない。

表 17.5.4 耐力点法による締付けボルト軸力の平均値

セット	ねじの呼び	1 製造ロットのセットの締付けボルト軸力の平均値 (kN (tf))
F10T	M20	0.196 y ~ 0.221 y
	M22	0.242 y ~ 0.273 y
	M24	0.282 y ~ 0.318 y

y : ボルト試験片の耐力 (N/mm<sup>2</sup> [kgf/mm<sup>2</sup>]) (JIS4 号試験片による)

#### 4) 締付けの順序

ボルトの締付けは、連結板の中央のボルトから順次端部ボルトに向かって行い、2 度締めを行うこととする (図 17.5.1)。

なお、予備締め後には締忘れや共まわりを容易に確認できるようにボルト、ナット及び座金にマーキングを行うのを原則とする。

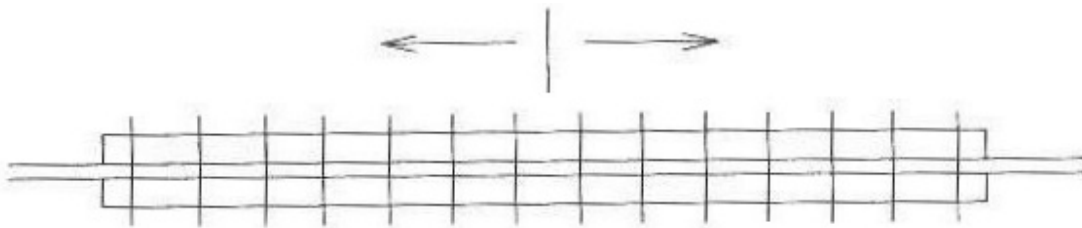


図 17.5.1 ボルト締付け順序

#### 5) 継手の肌すき

部材と連結板あるいは接合する材片同士は、締付けにより密着させ肌すきが生じないようにする。

#### 17.5.5 締付け完了後の検査

- (1) 締付け後のボルトについては、所定の締付けがなされていることを検査により確認しなければならない。
- (2) 検査において不合格の場合には、適切な処置を施し所定の品質を確保しなければならない。
- (3) 1)及び2)の規定による場合は、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
  - 1) 締付け検査は、ボルト締付け後すみやかに行うものとする。
  - 2) 締付け軸力の検査及び不合格の場合の処置は以下により行うものとする。
    - ) トルク法による場合は、各ボルト群の10%のボルト本数を標準として、トルクレンチによって、締付け検査するものとする。この場合の検査の合否基準は、締付けトルク値がキャリブレーション時に設定したトルク値の $\pm 10\%$ の範囲内にあるときに合格とする。

不合格のボルト群は、さらに倍数のボルトを抜き出し再検査し、再検査において不合格の場合、その群のボルト全数を検査するものとし、所定締付けトルクを下回るボルトについては、所定トルクまで増し締めし、所定締付けトルクを10%超えたボルトについては、新しいボルトセットに取り替えて締直しする。
    - ) トルシア形高力ボルトの場合は、全数についてピンテールの切断の確認とマーキングによる外観検査を行うものとする。

締忘れが確認された場合には締付けを実施し、共回りが認められる場合には、新しいボルトセットに取り替えて締直しする。
    - ) 回転法による場合は、全数についてマーキングによる外観検査を行い、締付け回転角が17.5.4に規定する範囲内であることを確認するものとする。

回転角が不足のものは所定回転角まで増し締付けを実施する。回転角が過大なものについては新しいボルトセットに取り替え締直しする。
    - ) 耐力点法による場合は、全数についてマーキングによる外観検査を行い、各ボルト群においてボルトとナットのマーキングのずれによる回転角を5本抜き取りで計測しその平均値に対して一群のボルト全数が $\pm 30$ 度の範囲にあることを確認するものとする。 $\pm 30$ 度の範囲を超える場合には、新しいボルトセットに取り替え締直しを実施する。

#### 17.6 曲げモーメントを主として受ける部材における溶接と高力ボルト摩擦接合との併用施工

- (1) 曲げモーメントを主として受ける部材において、継手の一断面内で溶接と高力ボルト摩擦接合を併用する場合には、溶接に対する拘束を小さくし、かつ溶接変形に伴うすべり耐力の低下が生じないように施工しなければならない。
- (2) (3)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 曲げモーメントを主として受ける部材のフランジ部と腹板部とで、溶接と高力ボルト摩擦接合をそれぞれ用いるような場合には、溶接の完了後に高力ボルトを締付けるのを原則とする。ただし、I形断面又は箱形断面のけたの上フランジが溶接で、腹板及び下フランジが高力ボルト摩擦接合の場合は、上フランジの溶接前に下フランジ近傍の腹板と下フランジのボルトを締付けてもよい。

## 17.7. 架 設

### 17.7.1 施工の基本

架設においては、原則として設計の前提とした架設工法及び架設順序によって施工し、設計時に考慮した施工法又は施工順序と異なる方法を用いる場合には、改めて架設時の応力及び変形について検討し、安全を確かめなければならない。

### 17.7.2 架設位置の確認

- (1) 鋼橋の架設にあたっては、全体構造が下部構造上の所定の位置と高さに据え付けられなければならない。
- (2) 上部構造のすべての支点が、所定の位置と高さに据え付けられる場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

### 17.7.3 架設部材の品質の確保

- (1) 現場において受け入れた部材は、架設が完了するまで所定の品質が維持されなければならない。
- (2) 部材の仮置き及び組立において、1)から 4)までの規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
  - 1) 部材は、地面に接することがないようにし、かつ仮置き台からの転倒や他部材との接触等による損傷のおそれがないように十分に防護する。
  - 2) 弦材、斜材の長い部材は、重ね置きのために損傷を受けないように十分に支持する。
  - 3) 仮置きが長期にわたる場合には、汚損、腐食を防止するための適切な措置を施す。

4) 組立中の部材は、損傷しないよう慎重に取扱う。

#### 17.7.4 組立

- (1) 部材の連結は、17.4 から 17.6 までの規定に従って施工しなければならない。
- (2) 現場溶接や高力ボルトの締付け施工に先だって、各部材を正しく組合せなければならない。
- (3) 部材の組立は、組立記号、所定の組立順序に従って正確に行わなければならない。

#### 17.7.5 応力調整

設計において、架設時に応力調整の施工を考慮している場合には、適切な方法により導入応力が設計を満足していることを確かめなければならない。

ただし、施工順序等の施工方法が設計時に考慮した条件にしたがって行われていることが確認できる場合には、応力を導入した後に、調整結果の変位とひずみとの計測を省略することができる。

### 17.8 コンクリート床版

#### 17.8.1 一般

- (1) コンクリート床版に用いる材料は、共通編 3 章の関連する規定によることを原則とする。
- (2) コンクリート床版の施工については、本節によるほか、コンクリート橋編の関連する規定による。

#### 17.8.2 コンクリート材料

- (1) コンクリートは、強度、耐久性、水密性、作業に適するワーカビリティ等の所定の性能が確保され、かつ品質のばらつきの少ないものでなければならない。
- (2) コンクリート橋編の関連する規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 17.8.3 型わく及び支保工

型わく及び支保工については、コンクリート橋編の関連する規定によるものとする。

#### 17.8.4 鉄筋の加工及び配筋

- (1) 鉄筋は、所定の強度、耐久性を確保するように、設計図で示された形状及び寸法に一致するとともに、材質を害さない方法で加工及び配置を行わなければならない。

- (2) (3)の規定によるほか、コンクリート橋編の関連する規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 鉄筋の有効高さは、設計値の $\pm 10$  mm以内とし、かつ所要のかぶりを確保する。
- 鉄筋間隔の誤差は、設計値の $\pm 20$  mm以内とする。ただし、有効高さに不足側の誤差がある場合、鉄筋間隔の広がる方向の誤差は10 mmを限度とする。

#### 17.8.5 コンクリートの品質管理

- (1) 17.8.2 に規定するコンクリートの品質とを確保するために、各施工段階でコンクリートの品質に異常が生じないように管理しなければならない。
- また、異常が生じた場合に、直ちに発見できるように管理しなければならない。
- (2) 各施工段階をとおして、所定のコンクリートの品質が確保されていることを確認しなければならない。
- (3) (4)から(7)までの規定によるほか、コンクリート橋編の関連する規定による場合は、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) レディーミクストコンクリートを用いる場合の品質及び検査方法については、原則としてJIS A 5308によるものとする。
- (5) レディーミクストコンクリートを用いる場合、原則として全車についてスランプ試験を行う。
- (6) レディーミクストコンクリートを用いる場合の強度の検査は、原則として150 m<sup>3</sup>ごとに1回又は少なくとも1径間の床版打設ごとに1回の割合で行うものとし、1回の試験結果は任意の1運搬車から採取した試料で作った3個の供試体の試験結果の平均値で表すものとする。
- (7) 現場練りコンクリートを用いる場合の強度の検査は、(6)の規定に準じて行うものとする。

#### 17.8.6 コンクリート工

- (1) コンクリートの施工にあたっては、所定の品質を確保できるように、コンクリートの運搬方法、運搬路、打込み場所、打込み方法、打込み順序、1回の打込み量、養生方法、打継目の処理方法について、あらかじめ計画を立てておかなければならない。また、所定の品質が得られるように、施工時期の気象条件に応じた適切な措置を行わなければならない。
- (2) コンクリート橋編の関連する規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 17.8.7 床版厚さの精度

- (1) コンクリート床版の厚さは、所定の寸法が満足するよう施工しなければならない。
- (2) コンクリート床版の厚さの設計値に対する誤差が + 20 mm から - 10 mm の範囲にある場合は、(1) を満足するとみなしてよい。

#### 17.9 鋼床版

##### 17.9.1 閉断面リブの溶接継手

- (1) 閉断面リブの裏当て金を用いた完全溶込み突合せ溶接継手は、裏当て金と閉断面リブ母材のギャップ部のわれを防ぐとともに、ルート部から疲労き裂の発生に対しても所定の疲労強度を持つように施工されなければならない。
- (2) 閉断面リブの溶接が、17.4 の規定によるとともに、(3) から (5) までの規定による場合は、(1) を満足するとみなしてよい。
- (3) 裏当て金は閉断面リブに密着させるものとし、組立溶接は突合せ溶接の開先部のみに行い、その後、一層目の溶接を行うものとする。
- (4) 裏当て金は、所定の溶接品質が確保できる材料を使用する。
- (5) 十分な溶込み量が確保できるよう施工を行う。

##### 17.9.2 デッキプレートに対する縦方向溶接

- (1) 閉断面リブもしくはコーナープレートとデッキプレートの溶接については、所定ののど厚と溶込みが確保されていることを確認しなければならない。
- (2) 閉断面リブもしくはコーナープレートとデッキプレートの溶接が、17.4 の規定によるとともに、(3) 及び (4) の規定による場合は、(1) を満足するとみなしてよい。
- (3) 溶接施工試験を実施し、所定ののど厚と溶込み量が確保されることを確認するとともに、そこで確認された溶接条件で溶接を行う。なお、溶込み量を確保するために必要な場合には開先をとらなければならない。
- (4) 17.4 の規定に準じて溶接条件を満足する施工が行われていることを確認する。

##### 17.9.3 デッキプレートの溶接の検査

デッキプレートの閉断面リブ、横リブ、横げた、縦げた等の溶接部に用いられているスカラップ位置での非破壊検査にあたっては、17.4 の規定によるものとし、このときスカラップの大きさを考慮した適切な方法で行わなければならない。

##### 17.9.4 コーナー溶接

- (1) 縦リブと横リブ又は横げたとの交差部において閉断面リブとデッキプレートとの縦方向溶接、デッキプレートと横リブ又は横げたとの溶接及び閉断面リブと横リブ又は横げたとの溶接の 3 方向の溶接線が交わる部位での所定の疲労強度が確保できるように施工されなければならない。
- (2) 交差部の溶接施工が、17.4 の規定によるとともに、(3)及び(4)の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 縦リブとデッキプレートの縦方向溶接、縦リブウェブと横リブウェブとの溶接及び横リブウェブとデッキプレートとの溶接の 3 方向の溶接線が交わる位置では、横リブウェブをコーナーカットし、過大な空隙が残らないように溶接する。
- (4) 溶接の始末端をコーナー部に設けてはならない。

#### 17.10 防せい防食

防せい防食の施工にあたっては、1)から 5)までに示す事項について検討を行い、所定の品質が確保できるように施工しなければならない。

- 1) 防せい防食法の種類と特性
- 2) 施工対象物の構造や形状
- 3) 施工時期と施工場所
- 4) 施工環境条件や留意事項
- 5) 検査方法

### III コンクリート橋編

#### 1 章 総則

##### 1.1 適用の範囲

この編は、主としてコンクリート製の上部構造に適用する。

##### 1.2 用語の定義

この編で用いる用語の意味は次のとおりとする。

- (1) 鋼材.....コンクリート構造物に用いられる鉄筋及び PC 鋼材
- (2) 定着具.....ポストテンション方式によるプレストレストコンクリート部材において、引張力を与えた PC 鋼材を硬化したコンクリートに固定するための器具
- (3) 接続具.....PC 鋼材と PC 鋼材あるいは定着具と定着具を接続するための器具
- (4) 設計荷重作用時.....構造物の施工中及び施工後における許容応力度に対する照査を行うときの荷重の状態
- (5) 終局荷重作用時.....構造物の破壊に対する安全度の照査を行うときの荷重の状態
- (6) プレストレストコンクリート構造.....衝突荷重又は地震の影響を考慮しない荷重の組合せに対して、計算上のひび割れを許容しないようにプレストレスを与えるコンクリート構造
- (7) 有効プレストレス.....PC 鋼材の有効引張力によりコンクリートに与えられているプレストレス
- (8) 有効引張力.....プレストレスを与えたのち、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮、PC 鋼材のリラクセーションが終わったときに PC 鋼材に作用している引張力
- (9) 有効係数.....PC 鋼材の有効引張力をプレストレス直後の PC 鋼材に作用している引張力で除した値
- (10) PC 鋼材の見かけのリラクセーション率.....一定のひずみを保持した状態で時間の経過とともに応力が減少する現象に、コンクリートの乾燥収縮及びクリープ等による影響を考慮した PC 鋼材引張力の減少量を、最初に与えた PC 鋼材引張力に対する百分率で表した値
- (11) 定着具におけるセット量.....PC 鋼材を定着具に定着するときに PC 鋼材が定着具のところで引込まれる量

- (12) 有効幅.....T げた等の応力度の照査において設計上考慮できるフランジの幅
- (13) ダクト.....ポストテンション方式によるプレストレストコンクリート部材において、PC 鋼材を配置できるようにコンクリート中にあけておく孔
- (14) シース.....ダクトを形成するための筒
- (15) 鋼材の降伏点.....日本工業規格 (JIS) に示される降伏点又は耐力の規格最小値。PC 鋼線及び PC 鋼より線については、0.2% 永久伸びひずみに対する荷重の最小値
- (16) 鋼材の引張強さ.....日本工業規格 (JIS) に示される引張強さの規格最小値。PC 鋼線及び PC 鋼より線については、引張荷重の最小値
- (17) 斜引張鉄筋.....せん断力及びねじりモーメントにより部材断面に生じる引張応力に対して配置する鉄筋
- (18) 横方向鉄筋.....部材軸に対して直角方向に配置する鉄筋
- (19) フック.....鉄筋の定着又は重ね継手のために折曲げられた鉄筋の部分
- (20) プレキャスト部材.....場所打ちコンクリート部材以外の部材のうち、製造設備の整った工場又はこれと同等の施工条件が備わった現場近くのヤードで製作される部材
- (21) プレキャストセグメント工法.....いくつかのセグメントに分けて製作したプレキャスト部材を接着剤を用いて接合し、プレストレスを与えて一体化する工法
- (22) 外ケーブル構造.....コンクリート部材の外部に PC 鋼材を配置して、これを緊張することにより部材断面にプレストレスを与える構造
- (23) 偏向部.....外ケーブルを偏向させ、外ケーブルの位置を保持するための部位
- (24) 配合強度.....コンクリートの配合を定めるときに目標とするコンクリートの圧縮強度
- (25) プレグラウト PC 鋼材.....ポリエチレン管で被覆された PC 鋼材に遅延硬化型のエポキシ樹脂をあらかじめ充填してグラウト材とした緊張材

### 1.3 設計計算の基本

- (1) 設計計算の精度は、設計条件等の精度を十分把握したうえで、適切に定めなければならない。設計計算は、最終段階で有効数字 3 けたが得られるように行

うのがよい。

- (2) 設計計算にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性、構造の幾何学特性、支持条件等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。

#### 1.4 設計の前提となる施工の条件

- (1) コンクリート橋の設計にあたっては、施工の条件を適切に考慮しなければならない。
- (2) 18章までの規定の適用にあたっては、19章の規定が満足されることを前提とする。したがって、実際の施工の条件が19章によりがたい場合には、それを設計において考慮しなければならない。

#### 1.5 設計図等に記載する事項

設計図等には、施工及び維持管理に必要な事項を記載しなければならない。

### 2章 設計の基本

#### 2.1 設計一般

- (1) 使用目的との適合性及び構造物の安全性の照査は、2.2に規定する荷重の組合せを用いて、2.3の規定により行うものとする。地震の影響の照査は、本編及び耐震設計編により行うものとする。
- (2) 耐久性の検討は、5章の規定により行うものとする。

#### 2.2 設計計算に用いる荷重の組合せ

- (1) 設計計算に用いる荷重は、(2)及び(3)とする。
- (2) 設計荷重作用時の荷重の組合せは、表 2.2.1 の荷重の組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して行うものとする。
- (3) 終局荷重作用時の荷重の組合せは、次のとおりとする。
  - (a)  $1.3 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
  - (b)  $1.0 \times (\text{死荷重}) + 2.5 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃})$
  - (c)  $1.7 \times (\text{死荷重} + \text{活荷重} + \text{衝撃})$

表 2.2.1 荷重の組合せ

荷 重 の 組 合 せ	
上 部 構 造	1. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP)
	2. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)
	3. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)
	4. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)
	5. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)
	6. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CO)
	7. 活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)
	8. 風荷重 (W)
	9. 制動荷重 (BK)
	10. 施工時荷重 (ER)

### 2.3 荷重に対する安全性等の照査

- (1) 構造物の安全性等を確保するために強度、変形及び安定を照査しなければならない。
- (2) (1)を照査するにあたっては、設計荷重作用時に部材に発生する応力度が 3 章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。
- (3) (1)を照査するにあたっては、終局荷重作用時に部材に発生する断面力が耐力以下であることを照査しなければならない。
- (4) (2)及び(3)で規定する照査によるほか、4 章以降の規定にしたがって安全性等の照査を行う場合には、基本的事項については(1)を満足するとみなしてよい。

### 3 章 許容応力度

#### 3.1 一般

- (1) 許容応力度は、3.2 から 3.4 までに規定する値とする。
- (2) 3.2 から 3.4 までに規定しない許容応力度は、材料や構造の力学的性質、材料の強度のばらつき等を踏まえ、(1)項に規定する許容応力度と同等以上の安全度を持つように設定しなければならない。
- (3) コンクリート橋の設計に用いる許容応力度は、荷重の組合せに応じて表 3.1.1 に示す割増し係数を乗じた値とする。
- (4) プレストレストコンクリート構造のコンクリートの許容引張応力度及び許容斜引張応力度は、(3)項の規定にかかわらず、割増してはならない。
- (5) プレストレストコンクリート構造のプレストレッシング直後の許容応力度は、

(3)項の規定にかかわらず、割増してはならない。

(6) PC鋼材の許容応力度は、(3)項の規定による場合においても、PC鋼材の降伏点の90%以下の値とするものとする。

(7) 施工時荷重として施工時の風荷重又は地震の影響を考慮する場合の割増し係数は、表 3.1.1 の値にかかわらず、架橋地点の条件、施工中の構造系等を考慮して、適切に定めなければならない。

表 3.1.1 許容応力度の割増し係数

荷重の組合せ	割増し係数
1) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP)	1.00
2) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)	1.15
3) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)	1.25
4) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)	1.35
5) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)	1.25
6) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CO)	1.50
7) 活荷重及び衝撃以外の主荷重 + レベル 1 地震時の影響 (EQ)	1.50
8) 風荷重 (W)	1.20
9) 施工時荷重 (BR)	1.25

### 3.2 コンクリートの許容応力度

(1) 鉄筋コンクリート構造に対するコンクリートの許容圧縮応力度は、表 3.2.1 の値とする。また、プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容圧縮応力度は、表 3.2.2 の値とする。

なお、二軸曲げが作用する場合の許容曲げ圧縮応力度は、表 3.2.1 及び表 3.2.2 の値に  $1.0\text{N/mm}^2$  を加えた値とする。

表 3.2.1 鉄筋コンクリート構造に対する許容圧縮応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

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

表 3.2.2 プレストレストコンクリート構造に対する許容圧縮応力度  
( $N/mm^2$ )

応力度の種類			コンクリートの設計基準強度			
			30	40	50	60
プレス	曲げ圧縮	1) 長方形断面の場合	15.0	19.0	21.0	23.0
トレッシング直後	応力度	2) T形及び箱形断面の場合	14.0	18.0	20.0	22.0
		3) 軸圧縮応力度	11.0	14.5	16.0	17.0
その他	曲げ圧縮 応 力 度	4) 長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0
		5) T形及び箱形断面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0
		6) 軸圧縮応力度	8.5	11.0	13.5	15.0

(2) プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容引張応力度は、表 3.2.3 の値とする。

また、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プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容引張応力度は、表 3.2.4 の値とする。ただし、施工時荷重に施工中の風荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容引張応力度は、表 3.2.4 の値にかかわらず、架橋地点の条件、施工中の構造系等を考慮して、適切に定めなければならない。

表 3.2.3 プレストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度  
( $N/mm^2$ )

応力度の種類			コンクリートの設計基準強度				
			30	40	50	60	
曲げ引張 応 力 度	1) プレストレッシング直後		1.2	1.5	1.8	2.0	
	2) 活荷重及び衝撃以外の主荷重		0	0	0	0	
	主荷重及び 主荷重に相 当する特殊 荷重	3) 床版		0	0	0	0
		4) プレキャストセグメント 橋におけるセグメント 継ぎ目		0	0	0	0
		5) その他の場合		1.2	1.5	1.8	2.0
6) 軸引張応力度			0	0	0	0	

表 3.2.4 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プレ  
 ストレストコンクリート構造に対する許容引張応力度  
 (N/mm<sup>2</sup>)

荷重の組合せ	コンクリートの設計基準強度			
	30	40	50	60
1) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)	1.7	2.0	2.3	2.5
2) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)	2.2	2.5	2.8	3.0
3) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)	2.2	2.5	2.8	3.0
4) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)	2.2	2.5	2.8	3.0
5) 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CC)				
6) 主荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震時の影響 (EQ)				
7) 風荷重 (W)	2.0	2.3	2.6	2.8
8) 施工時荷重 (ER)	2.2	2.5	2.8	3.0

(3) プレストレストコンクリート構造に対するコンクリートの許容斜引張応力度は、表 3.2.5 の値とする。

表 3.2.5 プレストレストコンクリート構造に対する許容斜引張応力度  
 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類		コンクリートの設計基準強度			
		30	40	50	60
活荷重及び 衝撃以外の主 荷重	1) せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合	0.8	1.0	1.2	1.3
	2) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	1.1	1.3	1.5	1.6
衝撃荷重又は 地震の影響を 考慮しない荷 重の組合せ	1) せん断力のみ又はねじりモーメントのみを考慮する場合	1.7	2.0	2.3	2.5
	2) せん断力とねじりモーメントをともに考慮する場合	2.2	2.5	2.8	3.0

(4) コンクリートの許容付着応力度は、直径 32 mm 以下の鉄筋に対して表 3.2.6 の値とする。

表 3.2.6 許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋の種類	コンクリートの設計基準強度							
	21	24	27	30	40	50	60	
1) 丸鋼	0.70	0.80	0.85	0.90	1.00	1.00	1.00	
2) 異形棒鋼	1.40	1.60	1.70	1.80	2.00	2.00	2.00	

(5) コンクリートの許容押抜きせん断応力度は、表 3.2.7 の値とする。

表 3.2.7 許容押抜きせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
押抜きせん断応力度	0.85	0.90	0.95	1.00	1.20	1.40	1.50

(6) コンクリートの許容支圧応力度は、式 (3.2.1) により算出する値とする。

$$b_{ba} = (0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}) c_{ck} \dots \dots \dots (3.2.1)$$

ただし、 $b_{ba} \geq 0.5 c_{cb}$

ここに、 $b_{ba}$  : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$  : 局部載荷の場合のコンクリート面の有効支圧面の面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_b$  : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (mm<sup>2</sup>)

$c_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (mm<sup>2</sup>)

### 3.3 鉄筋の許容応力度

鉄筋コンクリート構造及びプレストレストコンクリート構造に対する鉄筋の許容応力度は、直径 32 mm 以下の鉄筋に対して表 3.3.1 の値とする。

表 3.3.1 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度、部材の種類	鉄筋の種類			
	SR235	SD295A SD295B	SD345	
引張応力度	1) 活荷重及び衝撃以外の主荷重			
	80	100	100	
	2) 荷重の組合せに衝撃荷重又は地震の影響を考慮しない場合の許容応力度の基本値			
	一般の部材	140	180	180
	床版及び支間長 10m 以下の床版橋	140	140	140

3) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合の許容応力度の基本値	140	180	200
4) 鉄筋の重ね継手長又は定着長を算出する場合の許容応力度の基本値	140	180	200
5) 圧縮応力度	140	180	200

### 3.4 PC鋼材の許容応力度

プレストレストコンクリート構造に対するPC鋼材の許容引張応力度は、表3.4.1の値とする。

表 3.4.1 PC鋼材の許容引張応力度

応力度の状態	許容引張応力度	備考
1) プレストレッシング中	$0.80 \sigma_{pu}$ 又は $0.90 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値	$\sigma_{pu}$ : PC鋼材の引張長さ ( $N/mm^2$ ) $\sigma_{py}$ : PC鋼材の降伏点 ( $N/mm^2$ )
2) プレストレッシング直後	$0.70 \sigma_{pu}$ 又は $0.85 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値	
3) 設計荷重作用時	$0.60 \sigma_{pu}$ 又は $0.75 \sigma_{py}$ のうち小さい方の値	

## 4章 部材の照査

### 4.1 総則

- (1) 部材の照査は、(2)項の規定にしたがって断面力を算出し、4.2から4.4の規定にしたがって行うものとする。
- (2) 設計荷重作用時及び終局荷重作用時の構造部材の照査に用いる断面力の算定は、棒部材を用いた線形解析に基づくものとする。この場合、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。

### 4.2 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の照査

#### 4.2.1 一般

- (1) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.2.3の規定により行うものとする。
- (2) 曲げモーメント又は軸方向力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.2.4の規定により行うものとする。

#### 4.2.2 有効断面

- (1) 曲げモーメント又は軸方向力に対する部材の有効断面は、せん断遅れ現象やダクトの配置等を考慮して定めたものとする。
- (2) 部材の有効断面の算出を、(3)から(5)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 曲げモーメントに対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(4.2.1)により算出するものとする。

1) 主げた、支点横げた(直接支持されたけた)

$$= \frac{l}{8} + b_s$$

ただし、連続版及び単純版の場合  $l_b / 2$   
片持版の場合  $l_c$

2) 中間横げた(間接支持されたけた)

$$= \frac{n-1}{6}(l_b + b_w) + b_s$$

ただし、連続版及び単純版の場合  $l_t / 2$   
片持版の場合  $l_c$

..... (4.2.1)

ここに、  $l$  : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm)

$l$  : 有効幅算出のための支間長 (mm) (表 4.2.1 の値)

$b_s$  : ハンチ部の有効幅 (mm)

$l_b$  : 主げたの純間隔 (mm)

$l_c$  : 片持版に張出し長 (mm)

$l_t$  : 横げたの純間隔 (mm)

$n$  : 主げたの本数 (本)

$b_w$  : 主げたのウェブ厚 (mm)

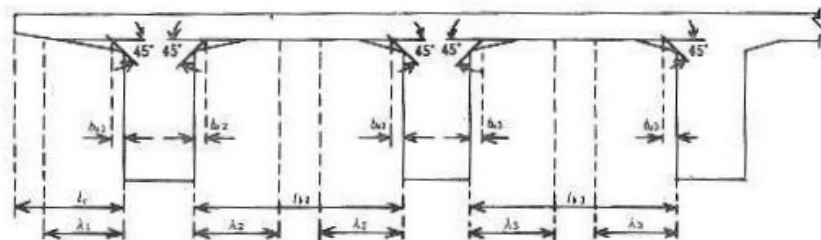
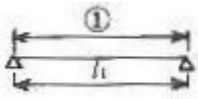
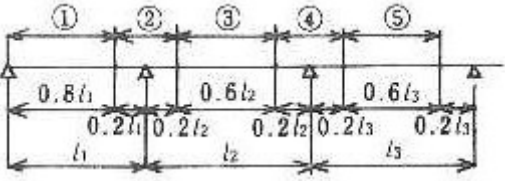
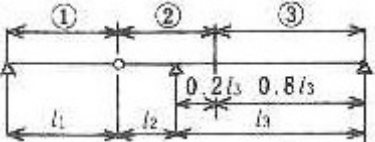


図 4.2.1 圧縮フランジの片側有効幅(主げたの場合)

表 4.2.1 有効幅算出のための支間長

けたの種類	区間	有効幅算出用の支間長 $l$
単純げた 		$l_1$
連続げた 		$0.8 l_1$
		$0.2 ( l_1 + l_2 )$
		$0.6 l_2$
		$0.2 ( l_2 + l_3 )$
		$0.6 l_3$
ゲルバーげた 		$l_1$
		$2 l_2$
		$0.8 l_3$

(4) 軸方向力に対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(4.2.2)により算出するものとする。

- |   |   |               |
|---|---|---------------|
| <p>1) 主げた、支点横げた(直接支持されたけた)</p> <p>連続版及び単純版の場合 <math>= l_b / 2</math></p> <p>片持版の場合 <math>= l_c</math></p> <p>2) 中間横げた(間接支持されたけた)</p> <p>連続版及び単純版の場合 <math>= l_t / 2</math></p> <p>片持版の場合 <math>= l_c</math></p> <p>ここに、<math>b</math> : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm)</p> <p><math>l_b</math> : 主げたの純間隔 (mm)</p> <p><math>l_c</math> : 片持版の張出し長 (mm)</p> <p><math>l_t</math> : 横げたの純間隔 (mm)</p> | } | ..... (4.2.2) |
|---|---|---------------|

(5) プレストレストコンクリート構造のダクトは、有効断面に含めないものとする。

#### 4.2.3 設計荷重作用時の照査

(1) 設計荷重作用時には、4.1により算出した断面力で(2)から(4)項の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査するものとする。

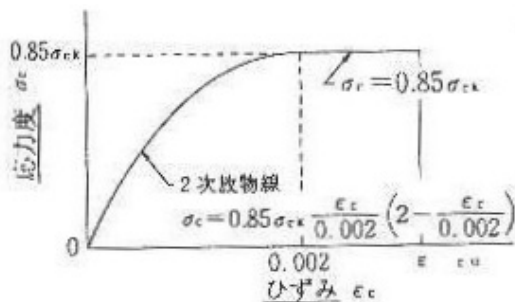
(2) 鉄筋コンクリート構造

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。

- 2) コンクリートの引張強度は無視する。
- 3) 鉄筋とコンクリートのヤング係数比は 15 とする。
- (3) プレストレストコンクリート構造
  - 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
  - 2) コンクリートの引張強度は考慮する。
  - 3) 鋼材とコンクリートのヤング係数比は、共通編表 3.3.1 及び共通編表 3.3.3 のヤング係数より算出する。
- (4) 直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面は、2 方向の曲げモーメントの影響を考慮して照査するものとする。

4.2.4 終局荷重作用時の照査

- (1) 終局荷重作用時には、4.1 により算出した断面力が(2)から(4)項の規定により算出した部材の破壊抵抗曲げモーメント以下であることを照査するものとする。
- (2) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントは、次の規定により算出するものとする。
  - 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
  - 2) コンクリートの引張強度は無視する。
  - 3) コンクリートの応力度 ひずみ曲線は、図 4.2.3 に示したものをを用いるものとする。このときコンクリートの終局ひずみは、表 4.2.2 の値を用いるものとする。
  - 4) 鋼材の応力度 ひずみ曲線は、図 4.2.4 に示したものをを用いるものとする。



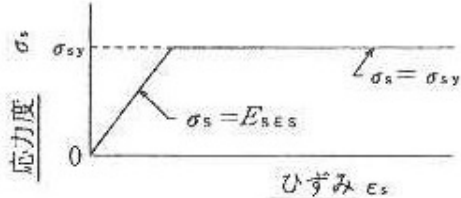
ここに、

- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_c$  : コンクリートの応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_c$  : コンクリートのひずみ
- $\epsilon_{cu}$  : コンクリートの終局ひずみ

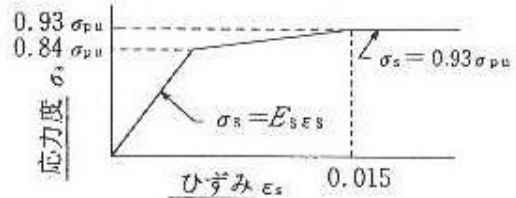
図 4.2.3 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のコンクリートの応力度 ひずみ曲線

表 4.2.2 コンクリートの終局ひずみ

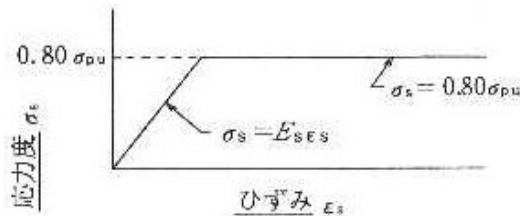
コンクリートの設計 基準強度 $c_k$ (N/mm <sup>2</sup> )	$c_k$ 50	$50 < c_k < 60$	60 $c_k$
終局ひずみ $c_y$	0.0035	0.0035 から 0.0025 の間 を直線補間	0.0025



(a) 鉄筋



(b) PC 鋼線、PC 鋼より線  
および PC 鋼棒 1 号



(c) PC 鋼棒 2 号

ここに、

- $\sigma_{sy}$  : 鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{ga}$  : PC 鋼材の引張強さ (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_s$  : 鋼材の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $E_s$  : 鋼材の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_s$  : 鋼材のひずみ

図 4.2.4 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の鋼材の応力度 ひずみ曲線

- (3) 部材断面に曲げモーメントと軸方向力が同時に作用する場合の破壊抵抗曲げモーメントは、終局荷重作用時の軸方向力が作用しているものとして(2)項の規定により算出するものとする。
- (4) プレストレストコンクリート構造において、PC 鋼材とコンクリートとの付着がない場合の破壊抵抗曲げモーメントは、(2)又は(3)項の規定により算出する値の 70%とする。

#### 4.3 せん断力が作用する部材の照査

##### 4.3.1 一般

- (1) せん断力が作用する部材の設計荷重作用時の照査は、4.3.3の規定により行うものとする。
- (2) せん断力が作用する部材の終局荷重作用時の照査は、4.3.4の規定により行うものとする。
- (3) 照査に用いる設計せん断力は、4.1により算出したせん断力に、式(4.3.1)にしたがって部材の有効高の変化の影響を考慮するものとする。ただし、プレストレストコンクリート構造の設計荷重作用時の照査に用いるせん断力

は、部材の有効高の変化の影響は考慮しないものとする。

$$S_n = S - \frac{M}{d} (\tan \gamma + \tan \beta) \dots \dots \dots (4.3.1)$$

ここに、 $S_n$ ：部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N)

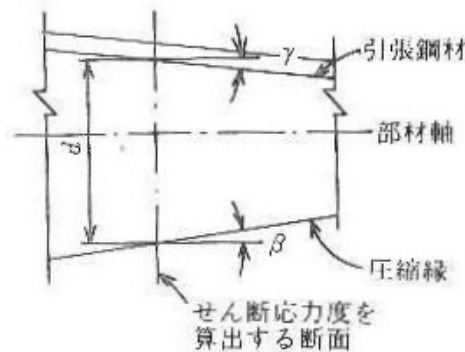
$S$ ：部材断面に作用するせん断力 (N)

$M$ ：部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

$d$ ：部材断面の有効高 (mm) (図 4.3.1 参照)

$\gamma$ ：部材圧縮縁が部材軸となす角度 (図 4.3.1 参照)

$\beta$ ：引張鋼材が部材軸となす角度 (図 4.3.1 参照)

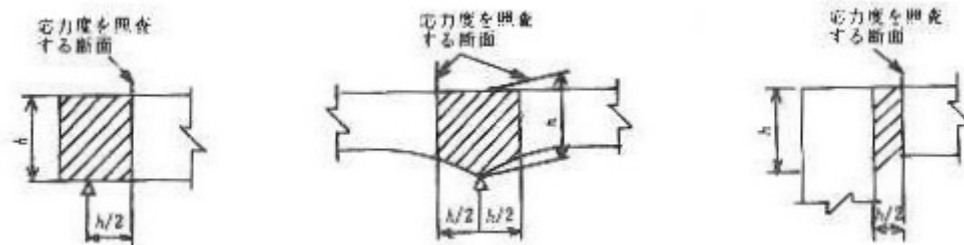


(注)  $\gamma$  及び  $\beta$  は、曲げモーメントの絶対値が増すにしたがって有効高が増す場合には、正、減じる場合には負とする。

図 4.3.1  $\gamma$ 、 $\beta$  及び  $d$  のとり方

(4) けたの支点付近及びラーメンの接点部付近におけるコンクリートのせん断力に対する照査は、支点反力によりウェブに作用する圧縮応力を考慮して行うものとする。ここで、せん断力に対する照査を図 4.3.2 に示す部材断面に対して行った場合は、この影響を考慮したものとしてよい。

(5) けたの支点付近及びラーメンの節点部付近 (図 4.3.2 の斜線部) の斜引張鉄筋は、(4)項に規定する部材断面について必要となる鉄筋量以上を配置するものとする。



(a) 等断面のけたの場合 (b) 変断面のけたの場合 (c) ラーメンの場合

図 4.3.2 せん断力に対する照査断面

- (6) せん断力が作用する方向の厚さが薄い部材を除いて、6.4(6)項に規定する最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置するものとする。
- (7) 鉄筋コンクリート構造では、終局荷重作用時に斜引張鉄筋が負担できるせん断力の1/2以上及び設計荷重作用時に斜引張鉄筋で負担するせん断力の1/2以上は、スターラップで負担させるものとする。

#### 4.3.2 有効断面

- (1) せん断力に対する部材の有効断面は、その耐荷機構のモデルに応じて定めるものとする。
- (2) 部材の有効断面の算出を、(3)及び(4)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 設計荷重作用時に対する照査においては、鉄筋コンクリート構造についてはトラス理論に基づき有効高を定めるものとする。また、プレストレストコンクリート構造については全断面有効とするものとする。
- (4) 終局荷重作用時に対する照査においては、トラス理論に基づき有効高を定めるものとする。

#### 4.3.3 設計荷重作用時の照査

- (1) 設計荷重作用時には、4.3.1(3)項により算出した設計せん断力を用いて(3)又は(4)項の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査するものとする。なお、式(4.3.2)により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表4.3.1の値以下の場合には、(3)項に規定する鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度は照査しなくてよい。

$$m = \frac{S_k - S_p}{b_w - d} \dots\dots\dots (4.3.2)$$

ここに、 $m$  : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_k$  : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N)

$S_p$  : PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_s \cdot \sin \theta$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p = 0$ とする。

$b_w$  : 部材断面のウェブ厚 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$A_p$  : 部材断面におけるPC鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_a$  : 部材断面における PC 鋼材の有効引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

: PC 鋼材が部材軸となす角度

表 4.3.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.36	0.39	0.42	0.45	0.55	0.65	0.70

(2) せん断力が作用する方向の厚さが薄い鉄筋コンクリート構造の部材については、式 (4.3.2) により算出した部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表 4.3.1 の値以下とするものとする。

(3) 鉄筋コンクリート構造における斜引張鉄筋の応力度

$$\sigma_s = \frac{1.15S_s \cdot}{\sum Aw \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)} \dots \dots \dots (4.3.3)$$

ここに、 $\sigma_s$  : 斜引張鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_s$  : 斜引張鉄筋が負担するせん断力の合計 (N)

$$S_s = S_h - S_c$$

$S_h$  : 部材の有効高の変化の影響を考慮した設計せん断力 (N)

$S_c$  : コンクリートが負担できるせん断力 (N)

$$S_c = k \cdot t_c \cdot b_w \cdot d$$

ただし、 $K = 1 + \frac{M_o}{M_d} \cdot 2$

$A_w$  : 間隔  $a$  及び角度  $\theta$  で配筋される斜引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a$  : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

$\theta$  : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度

$b_w$  : 部材断面のウェブ厚 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$t_c$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (表 4.3.1 の値)。ただし、荷重の組合せによる応力度の割増しを行ってはならない。

$M_d$  : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

$M_o$  : 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント (N・mm)

(4) プレストレストコンクリート構造におけるコンクリートの斜引張応力度

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2} \right\} \\ &= \frac{(S - S_p) \cdot Q}{b_w \cdot I} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.4)$$

ここに、 $\sigma_1$  : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma$  : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_x$  : 部材軸方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 部材軸直角方向圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S$  : 部材断面に作用するせん断力 (N)

$S_p$  : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \theta$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p = 0$  とする。

$Q$  : せん断応力度を算出する位置より外側部分の、図心軸に関する断面一次モーメント (mm<sup>3</sup>)

$b_w$  : 部材断面のウェブ厚 (mm)

$I$  : 部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$A_p$  : 部材断面における PC 鋼材の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{pe}$  : 部材断面における PC 鋼材の有効引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : PC 鋼材が部材軸となす角度

4.3.4 終局荷重作用時の照査

(1) 終局荷重作用時には、4.3.1(3)項により算出した設計せん断力が、(2)及び(3)項の規定により算出した耐力以下であることを照査するものとする。なお、4.3.3に規定する設計荷重作用時の照査において、部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が表 4.3.1の値以下の場合には、せん断力が作用する方向の厚さが薄いプレストレストコンクリート構造の部材を除いて(3)項に規定する斜引張破壊に対する耐力は照査しなくてよい。

(2) 部材のウェブコンクリートの圧壊に対する耐力は、式(4.3.5)により算出するものとする。

$$S_{wc} = \sigma_{wc, \max} \cdot b_w \cdot d + S_p \dots\dots\dots (4.3.5)$$

ここに、 $S_{wc}$  : ウェブコンクリートの圧壊に対する耐力 (N)

$\sigma_{max}$  : コンクリートの平均せん断応力度の最大値で、表 4.3.2 の値を用いてよい。

$b_w$  : 部材断面のウェブ厚 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm) (図 4.3.1 参照)

$S_p$  : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \theta$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p = 0$  とする。

$A_p$  : 部材断面における PC 鋼材の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma_{pe}$  : 部材断面における PC 鋼材の有効引張応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\theta$  : PC 鋼材が部材軸となす角度

表 4.3.2 コンクリートの平均せん断応力度の最大値 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
コンクリートの平均せん断応力度の最大値	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0

(3) 部材の斜引張破壊に対する耐力は、式 (4.3.6) により算出するものとする。

$$S_{ws} = S_c + S_s + S_p \dots \dots \dots (4.3.6)$$

ここに、 $S_{ws}$  : 斜引張破壊に対する耐力

$S_c$  : コンクリートが負担できるせん断力 (N)

$$S_c = k \cdot \sigma_c \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{ただし、} k = 1 + \frac{M_o}{M_a} \leq 2$$

$S_s$  : 主方向の設計におけるせん断力に対して配置したとみなせる斜引張鉄筋が負担できるせん断力 (N)

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15a}$$

$S_p$  : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

$$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin \theta$$

ただし、せん断力の作用する方向の厚さが薄い部材では、 $S_p = 0$  とする。

$\sigma_c$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) (表 4.3.1 の値)

$b_w$  : 部材断面のウェブ厚 (mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm) (図 4.3.1 参照)

$M_d$  : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

$M_o$  : プレストレス力及び軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で 0 となる曲げモーメント (N・mm)

$A_w$  : 間隔  $a$  及び角度  $\theta$  で配筋される斜引張鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$s_y$  : 斜引張鉄筋の降伏点 (N /  $\text{mm}^2$ )

$a$  : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

$\theta$  : 斜引張鉄筋が部材軸となす角度

$A_p$  : 部材断面における PC 鋼材の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$p_e$  : 部材断面における PC 鋼材の有効引張応力度 (N /  $\text{mm}^2$ )

$\theta$  : PC 鋼材が部材軸となす角度

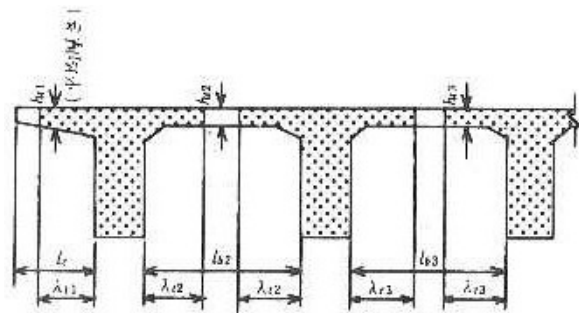
#### 4.4 ねじりモーメントが作用する部材の照査

##### 4.4.1 一般

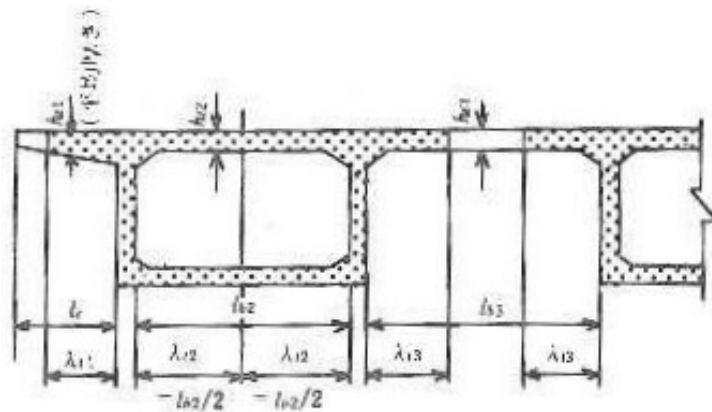
- (1) ねじりモーメントの影響が大きい部材については、設計荷重作用時の照査を 4.4.3 の規定により行うものとする。
- (2) ねじりモーメントの影響が大きい部材については、終局荷重作用時の照査を 4.4.4 の規定により行うものとする。
- (3) けたの支点付近及びラーメンの節点部付近におけるねじりモーメントに対する照査断面は、4.3.1 の図 4.3.2 に示すせん断力に対する照査断面と同一とする。

##### 4.4.2 有効断面

- (1) ねじりモーメントに対する有効断面は、断面内のせん断流を考慮して定めるものとする。
- (2) ねじりモーメントに対する有効断面の算出を(3)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) ねじりモーメントに対するフランジの片側有効幅は、式(4.4.1)により算出するものとする。ただし、箱形断面を構成するフランジは、すべて有効断面とするものとする。



(a) Tげたの場合



(b) 箱げたの場合

図 4.4.1 フランジの片側有効幅と有効断面

$$\left. \begin{array}{l} t = 3h_t \\ \text{ただし、片持部} \quad t \quad l_c \\ \text{中間部} \quad t \quad l_b / 2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (4.4.1)$$

ここに、 $t$  : フランジの片側有効幅 (mm)

$h_t$  : フランジの厚さ (mm)

$l_c$  : けたの純間隔 (mm)

$l_d$  : 片持版の張出し長 (mm)

#### 4.4.3 設計荷重作用時の照査

- (1) 設計荷重作用時には、4.1により算出したねじりモーメントで(2)又は(3)項の規定により算出した応力度が、3章に規定する許容応力度以下であることを照査するものとする。ただし、式(4.4.2)により算出したねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、又は、ねじりモーメントによるせん断応力度と式(4.3.2)により算出したせん断力による平均せん断応力度の和が、表4.3.1の値以下の場合、(2)項に規定するねじりモーメントに対して配置した鉄筋の応力度は照査しなくてよい。

$$\sigma_t = \frac{M_t}{K_t} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ここに、 $\sigma_t$  : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_t$  : 部材断面に作用するねじりモーメント (N/mm)

$K_t$  : ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 (mm<sup>3</sup>)

(2) 鉄筋コンクリート構造におけるねじりモーメントに対する鉄筋の応力度

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{M_t \cdot a}{1.6 b_t \cdot h_t \cdot A_{wt}} \\ \sigma_{sl} &= \frac{M_t \cdot (b_t + h_t)}{0.8 b_t \cdot h_t \cdot A_{wl}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.4.3)$$

ここに、 $\sigma_{st}$  : ねじりモーメントに対する横方向鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{sl}$  : ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$M_t$  : 部材断面に作用するねじりモーメント (N/mm<sup>2</sup>)

$A_{mt}$  : 間隔  $a$  で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1 本の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_{wl}$  : 部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a$  : 横方向鉄筋の間隔 (mm)

$b_t, h_t$  : 図 4.4.2 に示す幅及び高さ (mm)

(3) プレストレストコンクリート構造におけるコンクリートの斜引張応力度

1) ねじりモーメントのみ

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_t^2} \right\} \\ \sigma_2 &= \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) + \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_t^2} \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.4.4)$$

2) ねじりモーメントとせん断力

ここに、 $\sigma_1$  : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_x$  : 部材軸方向の圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_y$  : 部材軸直角方向の圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_t$  : ねじりモーメントにより部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (式 (4.3.2) 参照)

$\sigma_2$  : せん断力により部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>) (式 (4.3.1) 参照)

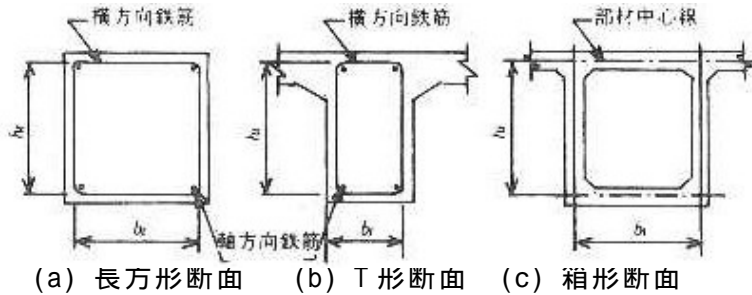


図 4.4.2 式(4.4.3)及び式(4.4.6)に用いる  $b_t$  及び  $h_t$

#### 4.4.4 終局荷重作用時の照査

- (1) 終局荷重作用時には、4.1により算出したねじりモーメントが、(2)及び(3)項の規定により算出した耐力以下であることを照査するものとする。ただし、4.4.3に規定する設計荷重作用時の照査において、ねじりモーメントによるコンクリートのせん断応力度、又は、ねじりモーメントによるせん断応力度とせん断力による平均せん断応力度の和が表 4.3.1の値以下の場合には、(3)項に規定する斜引張破壊に対する照査は行わなくてよい。
- (2) 部材のウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対する耐力は、ねじりモーメントのみが作用する場合に対して式(4.4.5)により算出するものとする。また、部材断面にねじりモーメントとせん断力が同時に作用する場合のねじりモーメントに対する耐力は、終局荷重作用時のせん断力が作用しているものとして、式(4.4.5)により算出するものとする。

$$M_{tnc} = \sigma_{\max} \cdot K_t \dots \dots \dots (4.4.5)$$

ここに、 $M_{tnc}$ ：ねじりモーメントが作用する場合のウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対する耐力(N)

$\sigma_{\max}$ ：コンクリートの平均せん断応力度の最大値で、ねじりモーメントのみが作用する場合は表 4.4.1の1)の値を用いてよい。また、せん断力が同時に作用する場合は、表 4.4.1の2)の値から終局荷重作用時のせん断力によるコンクリートの平均せん断応力度を減じて用いてよい。

$K_t$ ：ねじりモーメントによるせん断応力度に関する係数 ( $\text{mm}^2$ )

表 4.4.1 コンクリートのせん断応力度の最大値 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準度 応力度の種類	21	24	27	30	40	50	60
1) ねじりモーメントのみが作用する場合	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0
2) ねじりモーメントとせん断力が同時に作用する場合	3.6	4.0	4.4	4.8	6.1	6.8	6.8

(3) 部材の斜引張破壊に対する耐力は、式(4.4.6)により算出した値の小さい方の値とする。

$$\left. \begin{aligned}
 M_{tas} &= \frac{1.6b_t \cdot h_t \cdot A_{wt} \cdot s_y}{a} \\
 M_{tas} &= \frac{1.6b_t \cdot h_t \cdot A_{wt} \cdot s_y}{b_1 + h_t}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.4.6)$$

ここに、 $M_{tas}$ ：ねじりモーメントによる斜引張破壊に対する耐力 (N)

$A_{wt}$ ：間隔  $a$  で配置されるねじりモーメントに対する横方向鉄筋 1 本の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_a$ ：部材断面に配置されるねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の全断面積 (mm<sup>2</sup>)

$a$ ：横方向鉄筋の間隔 (mm)

$s_y$ ：ねじりモーメントに対する鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

$b_t$ 、 $h_t$ ：図 4.4.2 に示す幅及び高さ (mm)

#### 4.5 鉄筋とコンクリートとの付着に関する照査

- (1) 鉄筋とコンクリートとが一体として挙動することを前提としている部材については、鉄筋とコンクリートとの適切な付着を確保するものとする。
- (2) (3)及び(4)項により付着に関する照査を行う場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 設計荷重作用時の軸方向主鉄筋とコンクリートの付着応力度は、表 3.2.6 に規定する許容付着応力度以下であることを照査するものとする。
- (4) 軸方向主鉄筋とコンクリートの付着応力度は、式(4.5.1)により算出するものとする。

$$\sigma_o = \frac{1.15S_h}{U \cdot d} \dots\dots\dots (4.5.1)$$

ここに、 $\sigma_o$ ：鉄筋とコンクリートの付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_h$ : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力(N)(4.3.1参照)

$U$ : 鉄筋の周長の総和(mm)

$d$ : 部材の有効高(mm)

(5) 折曲げ鉄筋及びスターラップを併用してせん断力を受けもたせる場合には、式(4.5.1)の $S_h$ は、その値の1/2にとってよい。

#### 4.6 押抜きせん断に関する照査

(1) 厚さの薄い部材に面外から集中荷重が作用する場合は、コンクリートの押抜きせん断破壊についての安全を確保するものとする。

(2) (3)及び(4)項により押抜きせん断に関する照査を行う場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。

(3) 設計荷重作用時のコンクリートの押抜きせん断応力度は、表 3.2.7 に規定する許容押抜きせん断応力度以下であることを照査するものとする。

(4) コンクリートの押抜きせん断応力度は、式(4.6.1)により算出するものとする。

$$p = \frac{P}{b_p \cdot d} \dots\dots\dots (4.6.1)$$

ここに、 $p$ : 押抜きせん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$P$ : 荷重(N)

$b_p$ : 断面の分布形状を、部材の有効高の1/2の距離だけ離れた面へ45°の角度で投影した形状の外周の長さ(mm)(図 4.7.1参照)

$d$ : 部材断面の有効高(mm)

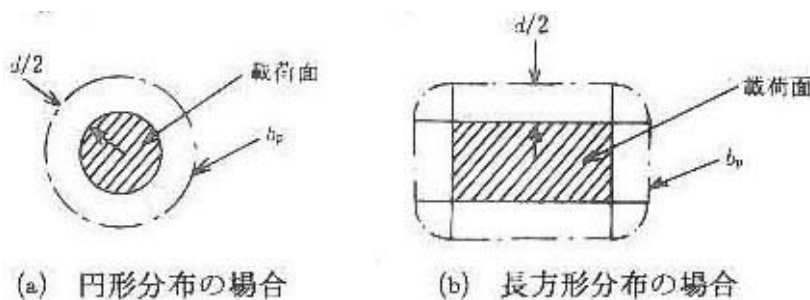


図 - 4.6.1 式(4.7.1)における $b_p$ のとり方

## 5章 耐久性の検討

### 5.1 一般

コンクリート部材の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮するものとする。

### 5.2 塩害に対する検討

(1) コンクリート構造物は、塩害により所要の耐久性が損なわれないようにするものとする。

(2) 表 - 5.2.2に示す地域においては、かぶりの最小値を表 - 5.2.1に示す値以上とする等の対策を行うことにより(1)項を満足するとみなしてよい。

表 - 5.2.1 塩害の影響による最小かぶり (mm)

部材・部位 塩害の影響の度合い 対策区分		(1) 工場で製作されるプレストレストコンクリート構造	(2) (1)以外のプレストレストコンクリート構造	鉄筋コンクリート構造
		影響が激しい	S	70 <sup>1)</sup>
影響を受ける		50	70	
		35	50	70
影響を受けない		6.6.1 「鋼材のかぶり」による		
				50

1) 塗装鉄筋の使用又はコンクリート塗装を併用

表 - 5.2.2 塩害の影響地域

地域区分	地 域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
			対策区分	影響度合い
A	沖縄県	海上部及び海岸線から100mまで	S	影響が激しい
		100mをこえて300mまで		影響を受ける
		上記以外の範囲		
B	図 - 5.2.1 及び 表 - 5.2.3 に示す地域	海上部及び海岸線から100mまで	S	影響が激しい
		100mをこえて300mまで		影響を受ける
		300mをこえて500mまで		
		500mをこえて700mまで		
C	上記以外の地域	海上部及び海岸線から20mまで	S	影響が激しい
		20mをこえて50mまで		影響を受ける
		50mをこえて100mまで		
		100mをこえて200mまで		



表 - 5.2.1 塩害の影響の度合いの地域区分

表 - 5.2.3 地域区分 B とする地域

<p>北海道のうち、宗谷支庁の礼文町・利尻富士町・利尻町・稚内市・猿払村・豊富町、留萌支庁、石狩支庁、後志支庁、檜山支庁、渡島支庁の松前町</p> <p>青森県のうち、蟹田町、今別町、平館村、三厩村（東津軽群）、北津軽郡、西津軽郡、大間町、佐井村、脇野沢村（下北郡）</p> <p>秋田県、山形県、新潟県、富山県、石川県、福井県</p>
--

## 6章 構造細目

### 6.1 適用の範囲

この章は、コンクリート橋の設計における構造細目に適用する。

### 6.2 一般

コンクリート橋の設計にあたっては、構造物に損傷が生じないための措置、構造上の弱点を作らない配慮、弱点と考えられる部分の補強方法、施工方法等を考慮し、設計に反映させるものとする。

### 6.3 形状及び部材寸法

- (1) ウェブ、横桁及び隔壁の厚さは、鉄筋、PC鋼材（シーブを含む）及びPC鋼材の定着具が無理なく配置でき、所定のかぶりが十分にとれるものとする。  
また、コンクリートの打込みが困難とならないようにするものとする。
- (2) 部材の接合部等応力が集中しやすい部位は、応力の伝達が円滑に行われる形状とするものとする。
- (3) (4)及び(5)項による場合は(1)項を、(6)及び(7)項による場合は(2)項を満足するとみなしてよい。
- (4) ウェブの厚さは表 - 6.3.1 の値以上とするものとする。

表 - 6.3.1 ウェブの最小厚さ (mm)

け た の 種 類	ウェブの最小厚さ
場所打ち鉄筋コンクリートげた	250
場所打ちプレストレストコンクリートげた	140
プレキャストげた	130

- (5) 横げた及び隔壁の最小厚さは 200mm とするものとする。
- (6) ウェブ又はフランジの厚さを変化させる場合には、1/5 よりゆるい傾斜とすることが望ましい。
- (7) 部材の接合部等応力が集中しやすい部位には、ハンチを設けるものとする。

#### 6.4 最小鋼材量

- (1) 部材には、所要のじん性を確保する鋼材を配置するものとする。
- (2) 部材には、乾燥収縮や温度勾配等により、有害なひび割れが発生しないように鋼材を配置するものとする。
- (3) 各部材の鋼材は、4章の規定に基づき設計計算上必要とされる鋼材を配置するほか、(4)から(6)項に規定する鋼材量以上配置することにより(1)及び(2)項を満足するとみなしてよい。
- (4) 部材には、その断面積の 0.15%以上の付着のある鋼材を配置するものとする。
- (5) 鉄筋コンクリート構造に配置する軸方向引張主鉄筋の断面積は、式(6.4.1)によるものとする。

1) けた

$$A_{st} \geq 0.005b_w \cdot d$$

2) せん断力が作用する方向の厚さが薄く、斜引張鉄筋

を配置することができない部材

$$A_{st} \geq 0.01b_w \cdot d$$

} … (6.4.1)

ここに、 $A_{st}$ ：軸方向引張主鉄筋の断面積（ $\text{mm}^2$ ）

$b_w$ ：けたのウェブ厚（ $\text{mm}$ ）

$d$ ：有効高（ $\text{mm}$ ）

ただし、けたにおいて必要断面積の4/3以上の鉄筋が配置される場合は(5)1)の規定によらなくてもよい。

(6) けたに配置する斜引張鉄筋の最小鉄筋量は、次に示す値とするものとする。

$$\left. \begin{array}{l} \text{異形棒鋼を用いる場合} \quad A_w = 0.002b_w \cdot a \cdot \sin \theta \\ \text{丸鋼を用いる場合} \quad A_w = 0.003b_w \cdot a \cdot \sin \theta \end{array} \right\} \dots \dots (6.4.2)$$

ここに、 $A_w$ ：間隔  $a$  及び角度  $\theta$  で配置される斜引張鉄筋の断面積（ $\text{mm}^2$ ）

$b_w$ ：桁のウェブ厚（ $\text{mm}$ ）

$a$ ：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔（ $\text{mm}$ ）

$\theta$ ：斜引張鉄筋が部材軸となす角度

#### 6.5 プレストレストコンクリート構造の引張鉄筋

(1) プレストレストコンクリート構造では、計算上想定しないひび割れが生じた場合でも、その幅の拡大や集中を防ぐとともに、所要のじん性を確保するものとする。

(2) 鋼材を(3)項により配置した場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。

(3) 設計荷重作用時に部材断面のコンクリートに引張応力が生じる場合は、引張応力が生じるコンクリート部分に(4)及び(5)項に規定する引張鉄筋を配置するものとする。ただし、PC鋼材とコンクリートの付着がない部材については、設計荷重作用時のほか、次の荷重の組合せを考慮するものとする。

$$\text{死荷重} + 1.35 \times (\text{活荷重} + \text{衝撃}) + \text{有効プレストレス}$$

(4) 引張応力が生じる部材断面に配置する引張鉄筋の断面積は、次の値以上とするものとする。

$$1) \quad A_s = T_c / \sigma_{sa} \dots \dots \dots (6.5.1)$$

ここに、 $A_s$ ：引張鉄筋の断面積（ $\text{mm}^2$ ）

$T_c$ ：コンクリートに生じる引張応力の合力（ $\text{N}$ ）

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

2) 引張応力が生じる部分のコンクリート断面積の0.5%

なお、コンクリートの全断面を有効として算出したコンクリートの引張応力度が  $3 \text{N} / \text{mm}^2$  をこえる場合には、鉄筋コンクリート構造と同様にコンクリートの引張応力を受ける部分を無視して引張鉄筋量を算出するのがよい。

(5) 次に示す 2 つの条件をともに満足する場合は、PC 鋼材を引張鉄筋とみなすことができる。この場合の許容引張応力度は、(6)項によるものとする。

1) PC 鋼材とコンクリート付着がある場合

2) コンクリートに生じる引張応力の合力をその部分に配置する PC 鋼材の断面積で除した応力度と PC 鋼材の引張応力度との和が、PC 鋼材の許容引張応力度以下の場合。

(6) (5)項の規定により、PC 鋼材を引張鉄筋とみなせる場合には、式(6.5.1)の許容引張応力度  $\sigma_{sa}$  は、主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重に対して  $180 \text{ N/mm}^2$  とし、その他の荷重の場合に対しては 3.1 の規定により割増しするものとする。

## 6.6 鋼材の配置

### 6.6.1 鋼材のかぶり

(1) コンクリートと鋼材との付着を確保し、鋼材の腐食を防ぎ、火災に対して鋼材を保護する等のために必要なかぶりを確保するものとする。

(2) かぶりは、鉄筋の直径以上かつ表 - 6.6.1 の値以上とする場合には、(1) 項を満足するとみなしてよい。

表 - 6.6.1 最小かぶり (mm)

部材の種類	床版、地覆、高欄 支間 10m 以下の床 版橋	け た	
		工場で製作される プレストレスコン クリート製造	左記以外のけた及 び支間が 10m をこ える床版橋
最小かぶり	30	25	35

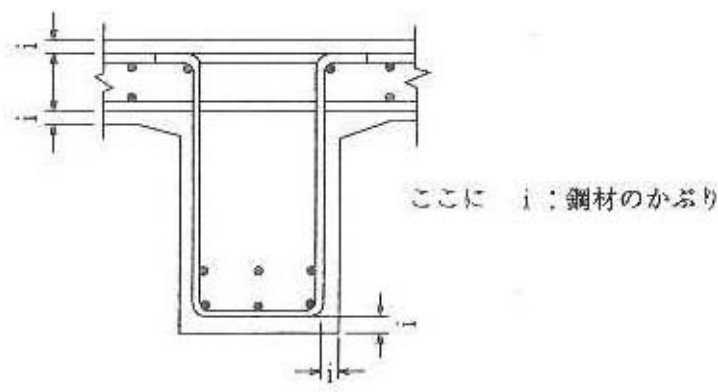


図 - 6.6.1 鋼材のかぶり

### 6.6.2 鋼材のあき

- (1) 鉄筋や PC 鋼材（シースを含む）の周囲にコンクリートが十分に行きわたり、かつ、確実にコンクリートを締められるように鉄筋のあきを設けるものとする。
- (2) コンクリートと鋼材とが十分に付着し、両者が一体となって働くために必要な鉄筋のあきを確保するものとする。
- (3) (4)及び(5)項による場合は、(1)及び(2)項を満足するとみなしてよい。
- (4) 主鉄筋及び PC 鋼材（シースを含む）のそれぞれのあき、ならびに主鉄筋と PC 鋼材（シースを含む）のあきは、それぞれ 40mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の  $4/3$  倍以上とするものとする。ただし、プレキャスト部材においては、それぞれ 20mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の  $4/3$  倍以上とするものとする。
- (5) 主鉄筋のあきは、(4)項の規定によるほか、鉄筋の直径の 1.5 倍以上とするものとする。

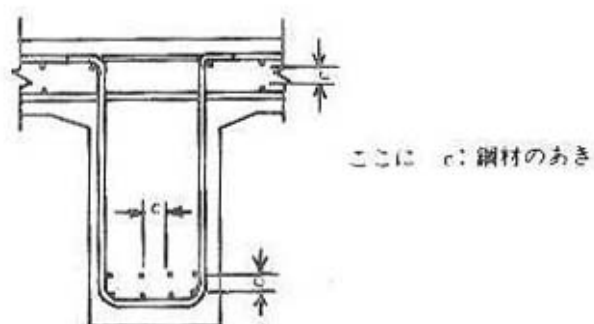


図 - 6.6.2 鋼材のあき

### 6.6.3 鉄筋の定着

- (1) 鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くように、確実に定着するものとする。
- (2) (3)から(10)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 鉄筋の端部は、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。ただし、引張鉄筋に丸鋼を用いる場合は、フックをつけて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。
  - 2) コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。

- 3) 定着板等を取り付けて機械的に定着する。
- (4) 鉄筋とコンクリートの付着により定着する場合の定着長は、6.6.5(4)項及び(5)項に規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とするものとする。
- (5) フックをつけて引張鉄筋を定着する場合の定着長は、(4)項に規定する定着長の $2/3$ 以上とするものとする。また、フックをつけて圧縮鉄筋を定着する場合の定着長は(4)項の規定によるものとし、フックの効果を検討しないものとする。なお、フックの形状は、6.6.4項の規定によるものとする。
- (6) 正鉄筋は、計算上必要なくなる点から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲げ上げるか、又は、そのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。ただし、正鉄筋の本数の $1/3$ 以上は、曲げ上げずに支点を越えて圧縮部のコンクリートに定着するものとする。
- (7) 負鉄筋は、計算上必要なくなる点から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲げ下げるか、又は、そのままのばして、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。ただし、負鉄筋の本数の $1/3$ 以上は、曲げ下げずに反曲点をこえて、支間の $1/16$ 以上で、かつ部材の有効高に等しい長さ以上のばして定着するものとする。
- (8) 折曲げ鉄筋の端部は、所定のかぶりを確保した上で、部材の上面又は下面にできる限り接近させ、さらにそれに平行に折曲げ、圧縮部のコンクリートに定着することを原則とする。この場合には、フックをつけた異形棒鋼及びフックをつけない異形棒鋼の定着長は、それぞれ鉄筋の直径の10倍及び15倍以上とするものとする。
- (9) スターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着するものとする。また、圧縮鉄筋がある場合は、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取り囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着するものとする。なお、大きなねじりモーメントが作用する部材では、軸方向鉄筋全体を取り囲み、原則としてフックをつけて圧縮部のコンクリートに定着するものとする。
- (10) はり、柱等の接合部では、はりの主鉄筋は、はりの断面力が柱に十分に伝達される長さだけのばし、フックをつける等により定着するものとする。

#### 6.6.4 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状

- (1) 鉄筋の曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ、鉄筋の材質が傷まないような形状とするものとする。
- (2) 鉄筋の曲げ形状は、コンクリートに大きな支圧応力を発生させないように

形状とするものとする。

(3) (4)及び(5)項による場合は、(1)及び(2)項を満足するとみなしてよい。

(4) 鉄筋のフックは次の規定によるものとする。

1) 丸鋼のフックには、半円形フックを用いるものとする。

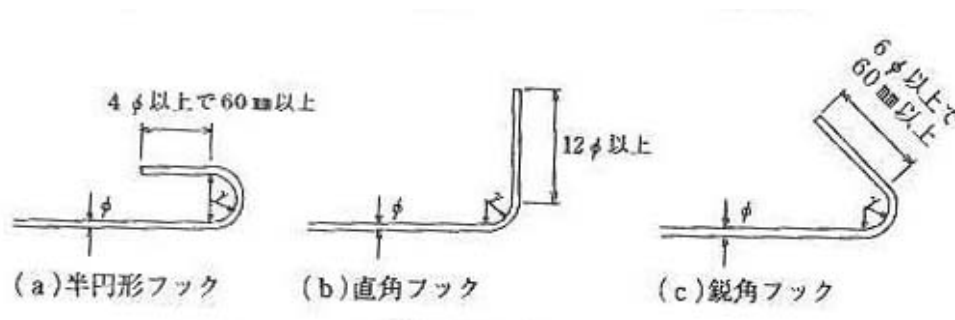
2) 異形棒鋼のフックには、半円形フック、直角フック、あるいは鋭角フックを用いるものとする。

3) 鉄筋のフックは、曲げ加工する部分の端部から次の値以上まっすぐのばすものとする。また、フックの曲げ内半径は、(5)項の規定によるものとする。

(a) 半円形フック：鉄筋の直径の4倍又は60mmのうち大きい値

(b) 直角フック：鉄筋の直径の12倍

(c) 鋭角フック：鉄筋の直径の6倍又は60mmのうち大きい値



ここに  $\phi$  : 鉄筋の直径 (mm)

$r$  : 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図 - 6.6.3 鉄筋のフックの曲げ形状

(5) 鉄筋の曲げ内半径は、次の規定によるものとする。なお、曲げ内半径は曲げ加工される鉄筋の内側の半径とする。

1) 鉄筋のフックの曲げ内半径は、表 - 6.6.2 の値以上とするものとする。

2) スターラップの曲げ内半径は、表 - 6.6.2 の値以上とするものとする。

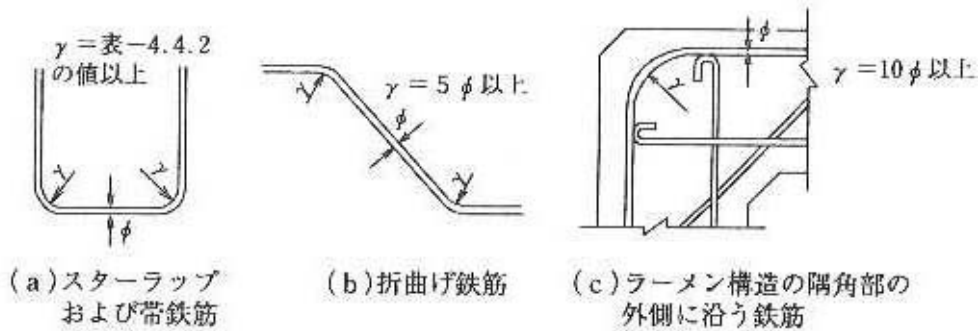
3) 折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の5倍以上とするものとする。  
ただし、コンクリート部材の側面から、鉄筋の直径の2倍に20mmを加えた距離(鉄筋の直径 $\times$ 2+20mm)以内の鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合には、その曲げ内半径は、鉄筋の直径の7.5倍以上とするものとする。

4) ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の10倍以上とするものとする。

表 - 6.6.2 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

種類	記号	曲げ内半径	
		フック	スターラップ
丸鋼	SR235	2	1
異形棒鋼	SD295A, B	2.5	2
	SD345	2.5	2

ここに、 $\phi$  : 鉄筋の直径 (mm)



ここに  $\phi$  : 鉄筋の直径 (mm)

$r$  : 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図 - 6.6.4 鉄筋の曲げ形状

### 6.6.5 鉄筋の継手

- (1) 鉄筋を継ぐ場合は、部材の弱点とならないようにするものとする。
- (2) (3)から(6)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させないものとする。また、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。
- (4) 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、式(6.6.1)により算出する重ね継手長  $la$  以上、かつ、鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせるものとする。また、重ね継手部は、継手に直角に配置した2本以上の鉄筋で補強するものとする。なお、引張鉄筋に、機械的継手、スリーブ継手、溶接継手等を用いる場合は、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置等を考慮して、継手部の強度を定めるものとする。

$$l_a = \frac{s_a}{4 \cdot o_a} \cdot \dots\dots\dots (6.6.1)$$

ここに、 $l_a$  : 付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)  
 $s_a$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $o_a$  : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
: 鉄筋の直径 (mm)

- (5) 圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、式(6.6.1)により算出する長さ  $l_a$  の 80% 以上、かつ、鉄筋の直径の 20 倍以上重ね合わせるものとする。
- (6) 丸鋼に重ね継手を用いる場合は、その端部に半円形フックを設けるものとする。

#### 6.6.6 PC 鋼材の配置

- (1) PC 鋼材は、摩擦による損失が少なくなるように配置するとともに、部材全長にわたって PC 鋼材の断面積に急激な増減がないように配置するものとする。
- (2) PC 鋼材は、コンクリートに局所的な応力が生じたり、鋼材自体に付加応力が生じないように配置するものとする。
- (3) PC 鋼材は、部材縁において有害なひび割れが生じないように配置するものとする。
- (4) (5) から (8) 項による場合は、(1) から (3) 項を満足するとみなしてよい。
- (5) PC 鋼材は、定着具の支圧面から所定の区間を直線状に配置するものとする。
- (6) PC 鋼材を曲線状に配置する場合の鋼材の曲げ半径は、次の値以上とするものとする。
  - 1) シースを用いる場合 : シースの直径の 100 倍
  - 2) シースを用いない場合 : PC 鋼材の直径の 40 倍
  - 3) PC 鋼棒を加工しないで配置する場合 : PC 鋼棒の直径の 700 倍
- (7) 荷重の組合せにより曲げモーメントの符号が異なる断面付近においては、PC 鋼材を断面の図心位置に集中させずに、部材断面の上下縁部近くに分散させて配置するのが望ましい。
- (8) けたの端支点においては、PC 鋼材の一部は下面に沿ってのばし、端部下縁近くに定着するのが望ましい。

#### 6.6.7 PC 鋼材の定着

- (1) 定着具の位置は、部材に所定のプレストレスを導入できるように、また、

部材に有害なひび割れが生じないように選ぶものとする。

- (2) (3)から(5)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 部材の中間に定着具を設ける場合は、活荷重による応力変動の大きな点から十分離れた断面の断面図心に近い位置か、圧縮部のコンクリートに定着するのがよい。
- (4) 定着具は、けたのウェブに設けるものとする。ただし、やむを得ず上フランジ下フランジあるいは、ウェブ側面に沿わせて定着する場合は、6.6.8の規定により補強するものとする。
- (5) 数多くの定着具を同一面内に配置する場合は、定着具の数、引張力の大きさ、各定着具の必要最小間隔等を考慮して、定着部のコンクリートの断面形状及び寸法を定めるものとする。

#### 6.6.8 定着具付近の補強

- (1) 定着具付近のコンクリートは、定着具背面に生じる引張応力に対して十分抵抗できる構造とするものとする。
- (2) (3)及び(4)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) PC 鋼材定着具付近のコンクリートは、PC 鋼材と直角な方向に生じる引張応力に対してスターラップ、格子状の鉄筋、らせん鉄筋等で補強するものとする。
- (4) 部材中間に定着具を設ける場合には、定着具付近のコンクリートに対して鉄筋で補強するものとする。

#### 6.6.9 主鉄筋の配置

- (1) 主鉄筋は、直径 13mm 以上の鉄筋とするものとする。
- (2) 主鉄筋は、2 段以下に配置するのが望ましい。

#### 6.6.10 スターラップ及び折曲げ鉄筋の配置

- (1) スターラップ及び折り曲げ鉄筋は、有効に働くように配置するものとする。
- (2) (3)から(5)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) プレテンション方式による部材を除き、ウェブに配置するスターラップ及び折曲げ鉄筋は、直径 13mm 以上とするものとする。
- (4) 計算上スターラップが必要な場合には、スターラップの間隔は、けたの有効高さの  $1/2$  以下で、かつ、300mm 以下とするものとする。また、6.4の(6)項の規定によりスターラップを配置する場合には、スターラップの間隔は、けた高の  $3/4$  以下で、かつ、400mm 以下とするものとする。
- (5) 折曲げ鉄筋を斜引張鉄筋として用いる場合、その間隔は、式(6.6.2)

により算出する値以下とするものとする。

$$a = \frac{1 + \cot t}{2} \cdot d \dots \dots \dots (6.6.2)$$

ここに、 $a$ ：斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔（mm）

：折曲げ鉄筋が部材軸となす角度

$d$ ：有効高さ（mm）

#### 6.6.11 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置

- (1) ねじりモーメントに対して配置する鉄筋は、有効に働くように配置するものとする。
- (2) (3)から(7)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) ねじりモーメントに対する鉄筋は、軸方向鉄筋とそれに直交する閉合した横方向鉄筋で構成するものとし、鉄筋の直径は 13mm 以上とするものとする。
- (4) ねじりモーメントに対する鉄筋は、計算上必要な区間の両端にそれぞれ部材断面の長辺（けたの場合はけた高）に等しい長さを加えた区間に配置するものとする。
- (5) 横方向鉄筋の間隔は、部材断面の長辺（けたの場合はけた高）の 0.4 倍以下で、かつ、300mm 以下とするものとする。
- (6) 軸方向鉄筋は、少なくとも横方向鉄筋の各隅部に各 1 本配置するものとし、その間隔は 300mm 以下とするものとする。
- (7) ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋は、原則として部材断面の上下左右に対称に配置するものとする。

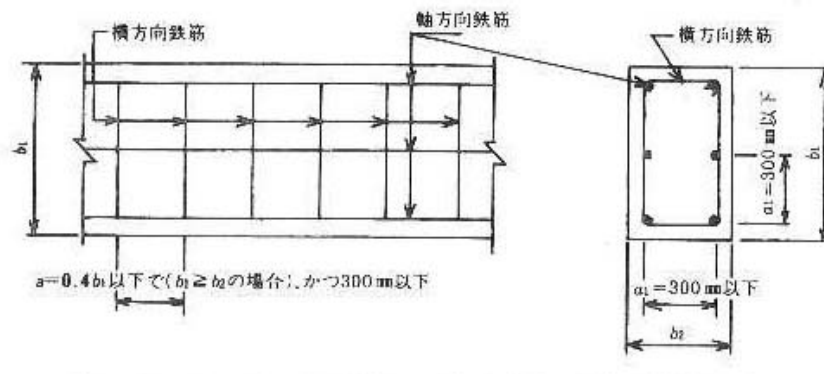


図 - 6.6.5 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置

#### 6.6.12 ハンチに沿う鉄筋

ハンチには、その内側に沿って鉄筋を配置するものとする。

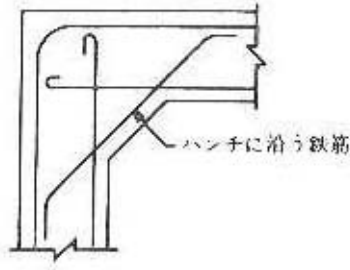


図 - 6.6.6 ハンチに沿う鉄筋

#### 6.6.13 用心鉄筋

- (1) コンクリートの乾燥収縮、温度勾配、応力集中等により生じる可能性のあるひび割れを有害でない程度に抑えるように鉄筋を配置するものとする。
- (2) (3)から(8)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 場所打ちコンクリートけたのウエブ両側面の軸方向用心鉄筋は、直径 13mm 以上とし、300mm 以下の間隔で配置するものとする。
- (4) 打継目付近には、新旧コンクリート間の温度差、乾燥収縮差等により生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置するものとする。
- (5) 箱げたの下フランジ、隔壁等の開口部の周辺には、応力集中等に対して用心鉄筋を配置するものとする。
- (6) 床版等において、PC 鋼材を図 - 6.6.7 のように配置する場合には、PC 鋼材引張力の分力によりコンクリートが破損しないように用心鉄筋を配置するものとする。

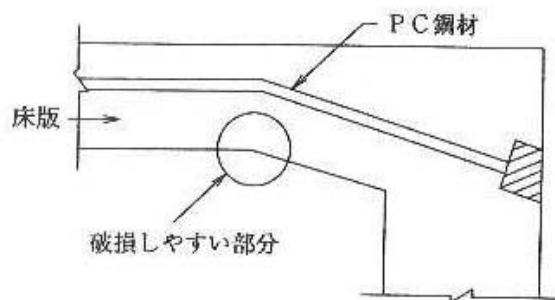


図 - 6.6.7 床版ハンチ部の破損しやすい部分

- (7) けた高に比べてフランジ幅の小さいプレキャスト部材の支間中央付近の

上縁角部には、架設時に生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置することが望ましい。

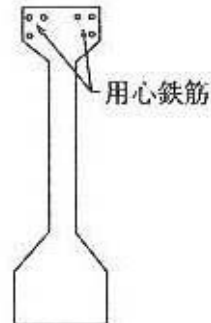


図 - 6.6.8 フランジ幅の小さいけたの用心鉄筋の例

- (8) 下フランジを有するプレストレストコンクリートTげたの下フランジには、十分な用心鉄筋を配置するのがよい。

## 7章 床版

### 7.1 適用の範囲

この章は、コンクリートのけたで支持された床版の設計に適用する。

### 7.2 設計一般

- (1) 床版の設計においては、直接支持する活荷重等の影響に対して安全なようにするほか、以下の1)及び2)の規定を満足するものとする。
- 1) 活荷重等に対して、耐久性を損なう有害な変形を生じないものとする。
  - 2) 自動車の繰り返し通行に対して、耐久性を損なわないものとする。
- (2) 7.3 から 7.5 項によるプレストレストコンクリート床版及び設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  以上のコンクリートを用いた鉄筋コンクリート床版は、(1)を満足するとみなしてよい。

### 7.3 床版の厚さ

#### 7.3.1 鉄筋コンクリート床版

- (1) 鉄筋コンクリート床版の厚さは、安全性、耐久性及び施工性を有するよう決定するものとする。
- (2) (3)及び(4)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 車道部分の床版の最小全厚は、160mm 又は表 - 7.3.1 に示す値のうち大きい値とする。なお、表 - 7.3.1 の片持版の最小全厚とは、支持げたのウェブの前面における厚さをいう。

ただし、大型の自動車の交通量が多い等の場合には、表 - 7.3.1 に規定す

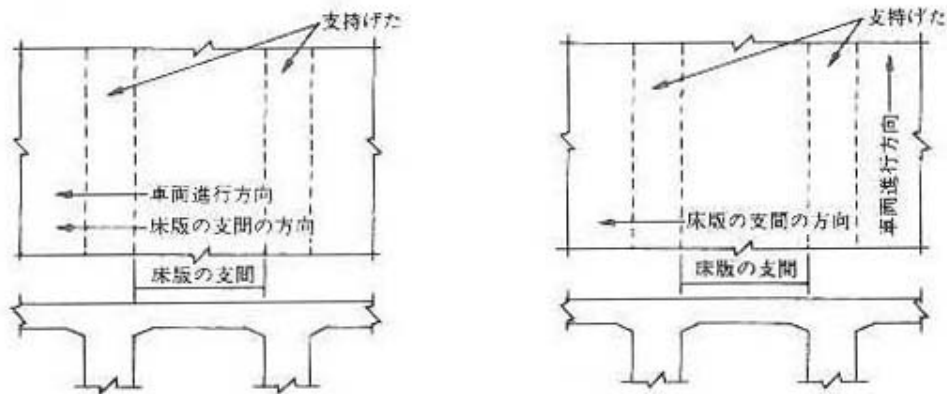
る床版の最小全厚より厚さを増加させて設計するのが望ましい。

表 - 7.3.1 車道部分の床版の最小全厚 (mm)

床版の区分		床版の支間の方向 (注)	
		車両進行方向 に直角	車両進行方向 に平行
単 純 版		40 / + 110	65 / + 130
連 続 版		30 / + 110	50 / + 130
片 持 版	/ 2.5	280 / + 160	240 / + 130
	/ 2.5	80 / + 210	

ここに、/ : 7.4 に規定する T 荷重に対する床版の支間 (m)

(注) 床版の支間の方向は図 - 7.3.1 による。



(a) 床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合 (b) 床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合

図 - 7.3.1 床版の支間の方向

(4) 歩道部分の床版の最小全厚は 140mm とするものとする。

### 7.3.2 プレストレストコンクリート床版

(1) プレストレストコンクリート床版の厚さは、安全性、耐久性及び施工性を有するように決定するものとする。

(2) (3)及び(4)による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 車道部分の床版の最小全厚は、次の規定によるものとする。なお、片持版の最小全厚とは、支持げたウエブの前面における厚さをいう。

1) 車道部分の床版の全厚は、いかなる部分も 160mm を下まわらないものとする。

2) 片持版の床版先端の厚さは、1)の規定によるほか、表 - 7.3.1 の片持

版の最小全厚の 50% 以上とするものとする。

- 3) 床版の 1 方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚は、1) 及び 2) の規定によるほか、表 - 7.3.2 の値とするものとする。

表 - 7.3.2 床版の 1 方向のみにプレストレスを導入する場合の車道部分の最小全厚 (mm)

床版の支間の方向 (注) プレストレスを導入する方向	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行
	床版の支間の方向に平行	表 - 7.3.1 の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値の 90%
床版の支間の方向に直角	表 - 7.3.1 の床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合の値	表 - 7.3.1 の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値

(注) 床版の支間の方向は図 - 7.3.1 による。

- (4) 歩道部分の床版の最小全厚は 140mm とするものとする。

#### 7.4 床版の設計曲げモーメント

##### 7.4.1 一般

- (1) 床版の設計曲げモーメントは、支持形式、床版支間方向と車両進行方向、鋼材の配置方向及び床版の形式を考慮して算出するものとする。
- (2) 辺長比が 1:2 以上の床版で、7.4.2 項及び 7.4.3 項の規定による場合は、(1) 項を満足するとみなしてよい。

##### 7.4.2 床版の設計曲げモーメント

- (1) B 活荷重で設計する橋においては、T 荷重 (衝撃を含む) による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメントは、表 - 7.4.1 に示す式で算定するものとする。ただし、床版の支間が車両進行方向に直角の場合の単純版、連続版及び片持版の支間方向の設計曲げモーメントは、表 - 7.4.1 により算出した曲げモーメントに表 - 7.4.2 又は表 - 7.4.3 の割増し係数を乗じた値とする。
- (2) A 活荷重で設計する橋においては、設計曲げモーメントは、表 - 7.4.1 に示す式で算定した値を 20% 低減した値としてよい。

表 - 7.4.1 T 荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの設計曲げモーメント (kN・m/m)

版の区分	曲げモーメントの種類	構造	床版の支間の方向 (注) 曲げモーメントの方向 適用範囲	車両進行方向に直角		車両進行方向に平行	
				支間方向	支間に直角方向	支間方向	支間に直角方向
単純版	支間曲げモーメント	RC	0 / 4	+ (0.12 / + 0.07) P	+ (0.10 / + 0.04) P	+ (0.22 / + 0.08) P	+ (0.06 / + 0.06) P
		PC	0 / 6				
連続版	支間曲げモーメント	RC	0 / 4	+ (単純版の 80%)	+ (単純版の 80%)	+ (単純版の 80%)	+ (単純版の 80%)
		PC	0 / 6				
	支間曲げモーメント	RC	0 / 4	- (0.15 / + 0.125) P		- (単純版の 80%)	
		PC	0 / 6				
片持版	支間曲げモーメント	RC	0 / 1.5	- P / 1.30 / + 0.25		- (0.7 / + 0.22) P	
		PC	0 / 1.5				
	先端付近曲げモーメント		RC	0 / 1.5		- (0.15 / + 0.13) P	
		PC	0 / 3.0				

ここに、RC：鉄筋コンクリート床版

PC：プレストレストコンクリート床版

l：7.4.3に規定するT荷重に対する床版の支間(m)

P：共通編2.2.2に示すT荷重の片側荷重(100kN)

(注) 床版支間の方向は、図-7.3.1による。

表 - 7.4.2 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の単純版及び連続版の支間方向曲げモーメントの割増し係数

支間 l (m)	l ≤ 2.5	2.5 < l ≤ 4.0	4.0 < l ≤ 6.0
割増し係数	1.0	1.0 + (l - 2.5) / 12	1.125 + (l - 4.0) / 26

表 - 7.4.3 床版の支間方向が車両進行方向に直角な場合の片持版の支間方向曲げモーメントの割増し係数

支間 l (m)	l ≤ 1.5	1.5 < l ≤ 3.0
割増し係数	1.0	1.0 + (l - 1.5) / 25

(3) 等分布死荷重による床版の単位幅(1m)あたりの設計曲げモーメントは、

表 - 7.4.4 により算出することを原則とするものとする。

表 - 7.4.4 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの設計曲げモーメント (kN・m/m)

版の区分	曲げモーメントの種類	床版支間方向の曲げモーメント	床版支間直角方向の曲げモーメント
単純版	支間曲げモーメント	$+w \cdot l_d^2 / 8$	無視してよい
片持版	支点曲げモーメント	$-w \cdot l_d^2 / 2$	
連続版	支間曲げモーメント	$+w \cdot l_d^2 / 10$	
	支点曲げモーメント	$-w \cdot l_d^2 / 10$	

ここに、 $w$  : 等分布死荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$l_d$  : 7.4.3 に規定する死荷重に対する床版の支間 (m)

- (4) 歩行者自転車用柵に作用する推力、橋梁用防護柵及び歩行者自転車用柵を兼用した車両用防護柵に作用する衝突荷重による床版の設計曲げモーメントは、それぞれ共通編 5.1.1 及び 5.1.2 により算出するものとする。
- (5) 床版にプレストレスを導入する場合は、プレストレッシングにより生じる不静定力を考慮することを原則とするものとする。ただし、不静定曲げモーメントが小さくなるように PC 鋼材を配置する場合は、この不静定曲げモーメントを無視することができる。

#### 7.4.3 床版の支間

- (1) 床版の支間は、床版から支持桁への応力伝達と輪荷重の載荷位置を考慮して求めるものとする。
- (2) (3)及び(4)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 単純版、連続版の T 荷重及び死荷重に対する支間は、図 - 7.4.1 に示すとおりとする。

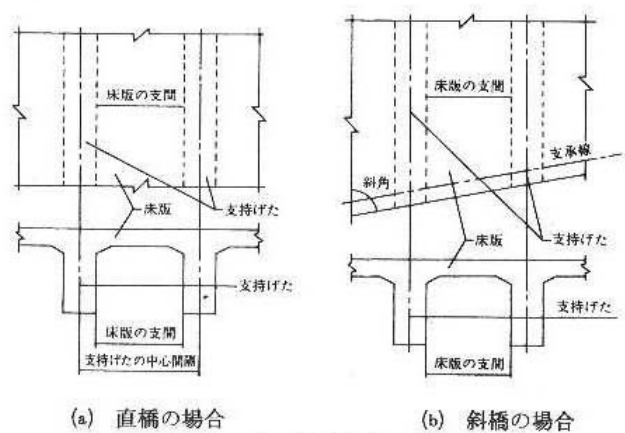
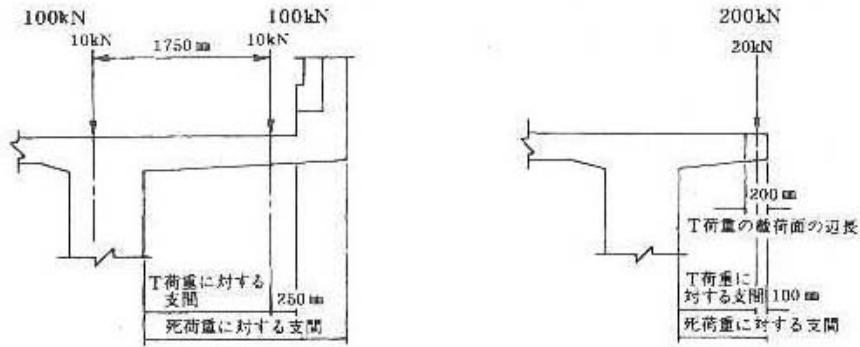


図 - 7.4.1 単純版及び連続版の支間

(4) 片持版の T 荷重及び死荷重に対する支間は、図 - 7.4.2 に示すとおりとする。



(a) 車両進行方向に直角に片持版がある場合 (b) 車両進行方向に平行に片持版がある場合

図 - 7.4.2 片持版の支間

## 7.5 構造細目

### 7.5.1 床版と支持げたの結合

- (1) 床版と支持げたとの結合部は、応力が円滑に伝わるような構造とするものとする。
- (2) (3)から(5)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 床版には、支持げた上でハンチを設けるものとする。
- (4) 床版のハンチの傾斜は、1:3よりゆるやかにするのが望ましい。1:3よりきつい場合は、図 - 7.5.1 に示すように 1:3 までの厚さを床版として有効断面とみなすものとする。

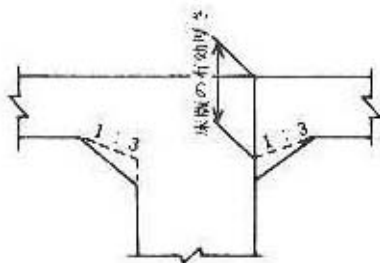


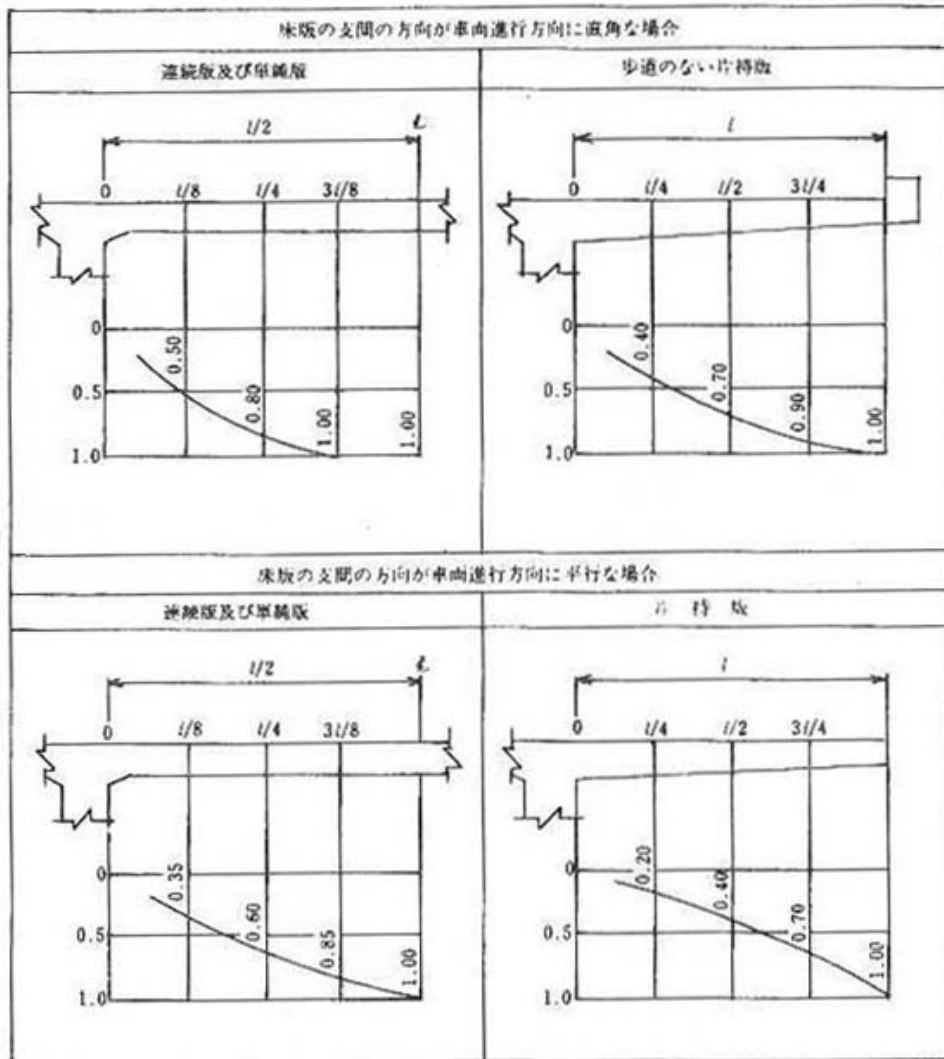
図 - 7.5.1 ハンチ部の床版の有効高さ

- (5) ハンチには、その内側に沿って鉄筋を配置することを原則とするものとする。ハンチに沿う鉄筋の直径は 13mm 以上とする。(図 - 6.6.6 参照)

#### 7.5.2 鉄筋の種類及び配筋

- (1) 床版に用いる鉄筋の種類及び配筋は、コンクリートの施工が十分に行え、かつ有害なひびわれが生じない鉄筋径及び間隔とするものとする。
- (2) (3)から(7)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 鉄筋には、異形棒鋼を用いるものとし、鉄筋の直径は 13、16、19 及び 22mm を標準とするものとする。
- (4) 鉄筋の中心間隔は、100mm 以上かつ 300mm 以下とするものとする。ただし、床版の支間方向の引張主鉄筋の中心間隔は床版の厚さをこえないようにするものとする。
- (5) 床版の支間に直角方向の鉄筋は、表 - 7.5.1 の低減係数を用いて床版の支間方向に鉄筋量を低減することができる。

表 - 7.5.1 床版の支間に直角な方向の鉄筋量の低減係数

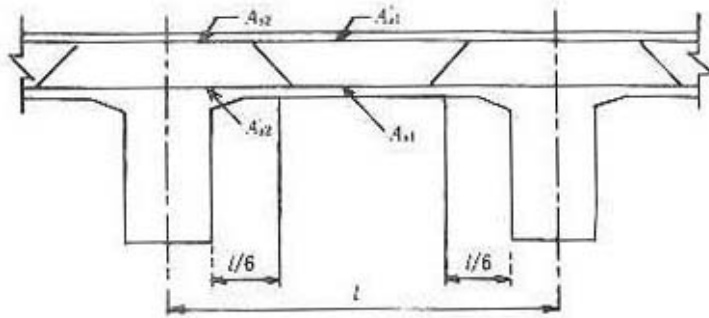


ここに、 $l$ : 7.4.3に規定するT荷重に対する支間 (m)

- (6) 鉄筋コンクリート床版の連続版において、床版の支間方向の鉄筋を曲げる場合は、図 - 7.5.2に示すように、ウェブ前面から  $l/6$  の断面位置で曲げるものとする。ただし、床版の支間中央部の引張鉄筋量の 80% 以上及びウェブ前面の引張鉄筋量の 50% 以上は、それぞれ曲げずに連続させて配置するものとする。ここに、 $l$  は支持げたの中心間隔とする。

$$A_{s2} = 0.8A_{s1}$$

$$A_{s1} = 0.5A_{s2}$$



ここに、  $l$  : 支持げたの中心間隔 (mm)

$A_{s1}$  : 床版の正鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

$A_{s2}$  : 床版の負鉄筋量 (mm<sup>2</sup>)

$A_{s1}$  : 床版の支間中央の圧縮鉄筋 (mm<sup>2</sup>)

$A_{s2}$  : 床版の支点上の圧縮鉄筋 (mm<sup>2</sup>)

図 - 7.5.2 床版の支間方向の鉄筋の折曲げ位置及び配置

- (7) 斜橋の支承部付近における床版の支間方向の鉄筋は、支承線方向に配置するものとする。

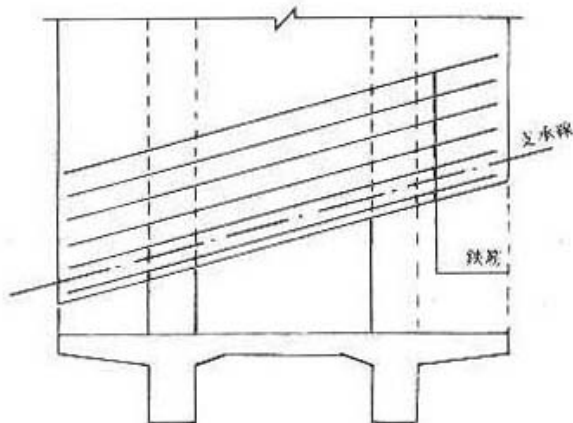


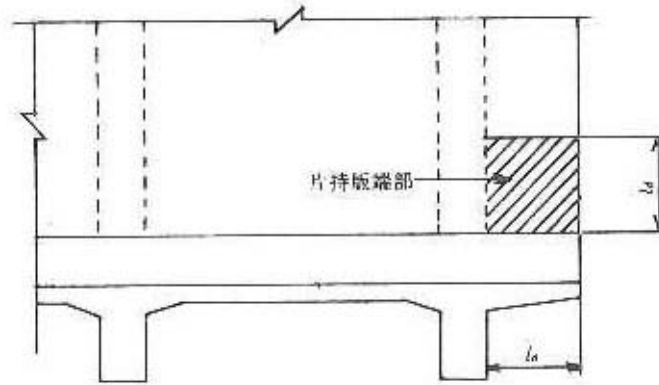
図 - 7.5.3 斜橋の支承部付近における鉄筋の配置

### 7.5.3 PC鋼材の配置

- (1) プレストレストコンクリート床版におけるPC鋼材は、床版に一様にプレストレスが導入されるように配置するものとする。
- (2) 斜橋の支承部付近における床版支間方向のPC鋼材は、支承線方向に配置するものとする。(図 - 7.5.3 参照)

### 7.5.4 片持版端部及び横げた上の床版

- (1) 片持版端部は、床版の連続性がなくなることを考慮して設計するものとする。
- (2) 横げたあるいは隔壁で支持される床版は、横げた及び隔壁の影響を考慮するものとする。
- (3) (4)項による場合は(1)項を、(5)項による場合は(2)項を満足するものとみなしてよい。
- (4) 片持版端部の設計曲げモーメントは、 $(M_d + 2M_l)$ とするものとする。ここに、 $M_d$ 及び $M_l$ は、それぞれ7.4.2に規定する死荷重及び片持版のT荷重(衝撃を含む)による設計曲げモーメントとする。なお、鉄筋コンクリート床版の場合、一般にけた端部以外の片持版の必要鉄筋量の2倍の鉄筋を配置すればよい。



ここに、 $l_d$ : 片持版の死荷重に対する支間

図 - 7.5.4 片持版端部

- (5) 床版の支間の方向が車両進行方向に直角で、横げたで支持される床版の設計は次のとおりとする。
  - 1) 横げた上の床版に対する床版の支間に直角な方向の設計曲げモーメントは、7.4.2に規定する床版支間に直角な方向の支間曲げモーメントと同じ大きさで符号が異なる曲げモーメントとする。
  - 2) 設計曲げモーメントに対して床版上側に配置する鋼材は、横げたの側面から床版の支間の1/6以上、かつ、500mm以上の範囲に配置し、定着するものとする。

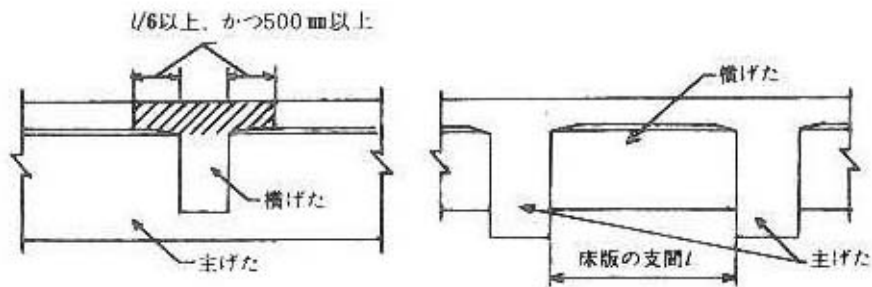


図 - 7.5.5 横げた上の床版の上側鋼材の配置範囲

## 8章 床版橋

### 8.1 適用の範囲

この章は、相対する2辺が自由で他の2辺が支持される床版橋の設計に適用する。

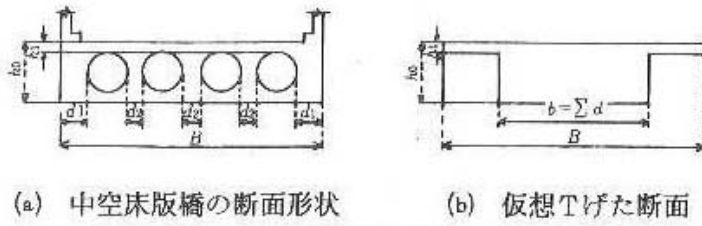
### 8.2 設計一般

床版橋の各部材寸法は、鉄筋配置やコンクリート打設等の施工が確実にできる寸法とするものとする。

### 8.3 構造解析

#### 8.3.1 一般

- (1) 床版橋の解析は、支持条件や構造形式等に応じた解析理論及び解析モデルを用いるものとする。
- (2) (3)から(8)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 床版橋の解析は、支承条件、斜角等を考慮して版理論により行うものとする。
- (4) 相対する2辺が線状あるいは線状に近い状態で単純支持され、等方性版と考えられる片持床版のない床版橋については、8.3.2の規定により曲げモーメントを算出してもよい。
- (5) 片持床版のある床版橋の構造解析は、片持床版の影響を考慮して行うものとする。
- (6) 支点反力及び支承線方向の断面力は、支承配置及び斜角の影響を考慮して算出するものとする。
- (7) 中空床版橋以外の床版橋で、線状あるいはそれに近い状態で支持される橋の設計では、せん断力に対する照査を省略することができる。
- (8) 中空床版橋のせん断力に対する照査にあたっては、充実部の幅の総和をウェブ厚とする仮想Tげた断面とみなしてよい。



(a) 中空床版橋の断面形状 (b) 仮想Tげた断面

ここに、 $h_1$ ：中空部上の最小厚さ（mm）

$h_0$ ：版厚（mm）

$d_1$ ：中空部と版側面の最小厚さ（mm）

$d_2$ ：中空部間の最小厚さ（mm）

$B$ ：版全幅（mm）

$b$ ：換算ウェブ厚（mm）

図 - 8.3.1 中空床版橋の仮想Tげた断面

### 8.3.2 片持床版のない単純床版橋の曲げモーメント

- (1) 死荷重による曲げモーメントは、荷重が版全体に均等に分布するものとして算出してよい。
- (2) 床版橋の支間は、直床版橋の場合は支承中心間隔  $l_n$  とし、斜角  $45^\circ$  以上の斜め床版橋の場合には式 (8.3.1) によるものとする。また、支間の方向は、図 - 8.3.2 のとおりとする。

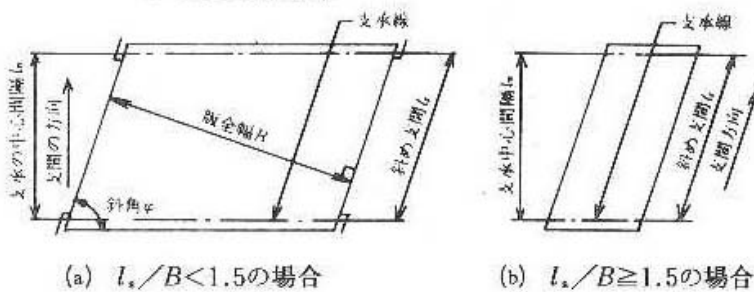
$$\left. \begin{aligned}
 l &= l_s && (l_s / B \geq 1.5 \text{ の場合}) \\
 l &= (l_s + l_n) / 2 && (l_s / B < 1.5 \text{ の場合})
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8.3.1)$$

ここに、 $l$ ：床版橋の支間（m）

$l_s$ ：斜め支間（m）

$l_n$ ：支承の中心間隔（m）

$B$ ：版全幅（m）



(a)  $l_s / B < 1.5$  の場合

(b)  $l_s / B \geq 1.5$  の場合

図 - 8.3.2 斜め床版橋の支間の方向

### 8.4 構造細目

- (1) 断面には、温度や乾燥収縮等によって有害なひび割れが生じないように鉄筋を配置するとともに、断面は施工の容易な構造とするものとする。
- (2) 斜め床版橋に対しては、作用する断面力に対して有効な鉄筋配置とするとともに、局部的に発生する応力に対して補強を行うものとする。
- (3) (4)から(8)項による場合は、(1)及び(2)項を満足するとみなしてよい。
- (4) 床版橋の最小版厚は 250mm とするものとする。
- (5) 場所打ちコンクリート中空床版橋の断面の最小寸法は、図 - 8.4.1 のとおりとする。

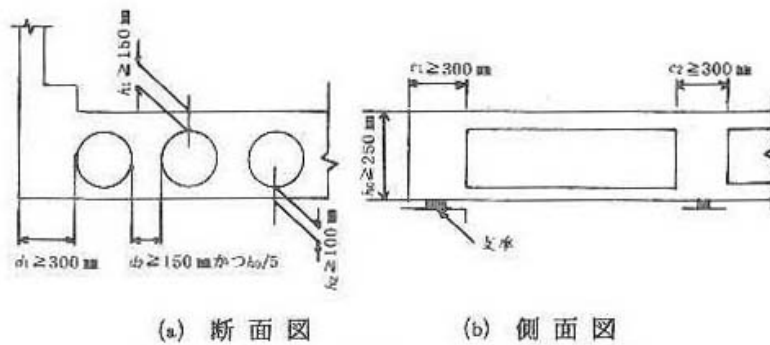


図 - 8.4.1 中空床版橋の断面最小寸法

- (6) 鉄筋の配置は以下の規定によるものとする。
  - 1) 支間方向に配置される引張主鉄筋の直径は 13mm 以上とし、その中心間隔は 200mm 以下とする。
  - 2) 版の上側及び下側には、支間方向及び支間直角方向に、直径 13mm 以上の鉄筋を、それぞれを 300mm 以下の中心間隔で配置するものとする。
  - 3) 斜め床版橋については、図 - 8.4.2(a)、図 - 8.4.2(b)に示すように鉄筋を配置するものとする。

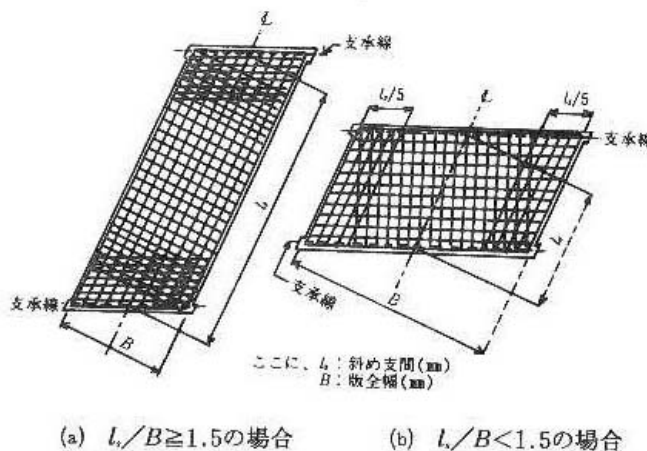


図 - 8.4.2 斜め床版橋の鉄筋配置

- 4) 片持床版を有する床版橋は、片持床版の上側及び下側の軸方向に用心鉄筋を配置するものとする。
- (7) PC鋼材の配置は、次の規定によるものとする。
- 1) 支間方向のPC鋼材は、断面の単位幅あたりのプレストレス及びその偏心量が同一となるように配置するのが望ましい。
  - 2) 支間直角方向のPC鋼材は、プレストレスの合力の作用位置と支間直角方向の断面図心とが一致するように配置するのが望ましい。
  - 3) 斜め床版橋のPC鋼材の配置は、斜角に応じて図-8.4.3に示すように配置するのが望ましい。
- (8) 支点付近の補強鉄筋の配置
- 1) 版端部等の支承部の支承線方向には、温度変化やコンクリートの乾燥収縮によって生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置するか、あるいはPC鋼材を配置してプレストレスを導入するものとする。(図-8.4.2、図-8.4.3参照)。

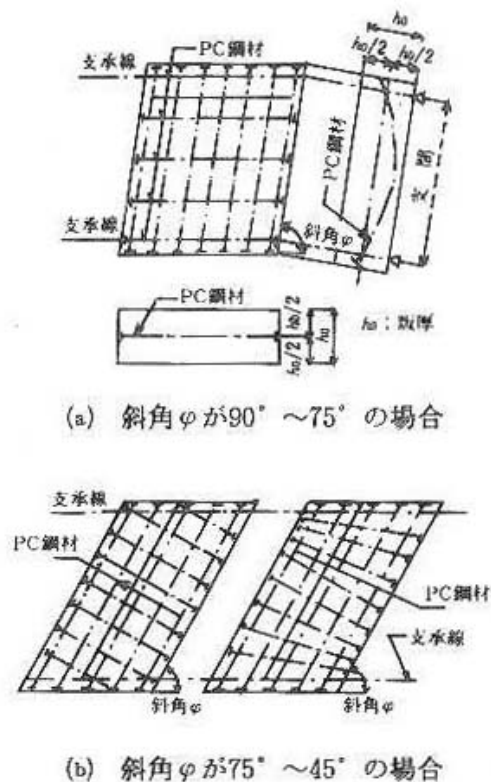


図-8.4.3 斜め床版橋のPC鋼材の配置

- 2) 支承線より背後の版端部には、輪荷重による支間方向の負の曲げモーメントに対して必要な鉄筋を配置するものとする。

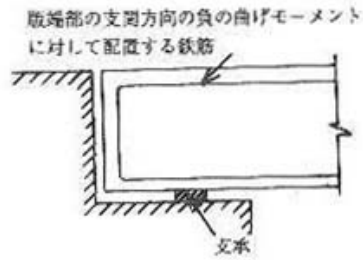
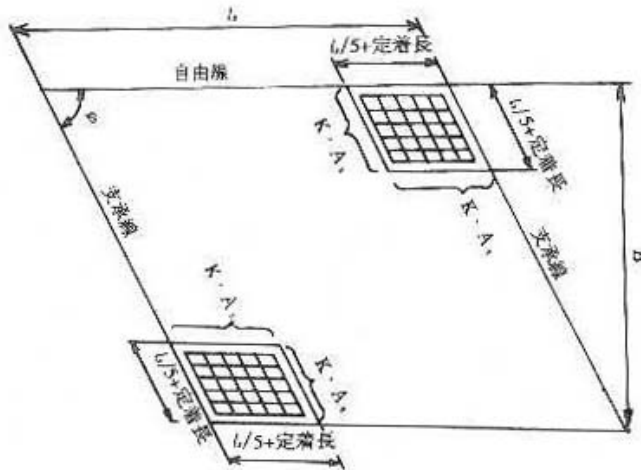


図 - 8 . 4 . 4 版端部における支間方向の鉄筋の配置

- 3) 斜め床版橋の鈍角部の版上側には、負の曲げモーメントに対して、図 - 8 . 4 . 5 に示すように斜め支間方向及び支承線方向に用心鉄筋を配置するものとする。ただし、プレストレストコンクリート床版橋の場合は、この部分に作用するプレストレスの効果を考慮して鉄筋量を減じることができる。



- ここに、  
 $A_s$  : 支間中央の斜め単位幅 (1m) あたりの正鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )  
 $K \cdot A_s$  : 支承部の鈍角部に配置する斜め単位幅 (1m) あたりの鉄筋量  
 で、係数  $K$  の値は、図 - 8 . 4 . 6 のとおりとする ( $\text{mm}^2$ )  
 $B$  : 版全幅 (m)  
 $l_s$  : 斜め支間 (m)  
 : 斜角

図 - 8 . 4 . 5 支承部の鈍角部の負の曲げモーメントに対する用心鉄筋量およびその配置範囲

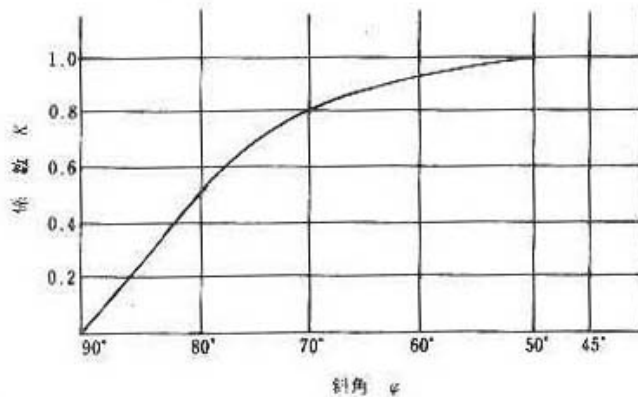


図 - 8.4.6 係数  $K$  の値

- 4) 斜め床版橋の鈍角部の版下側には、支承反力に対し、直径 13mm 以上の用心鉄筋を 200mm 以下の中心間隔で配置するものとする。

## 9章 T げた橋

### 9.1 適用の範囲

この章は、断面が T 形の主げたで構成される橋の設計に適用する。

### 9.2 設計一般

- (1) T げた橋は、横げたや床版によって複数の主げたに適切に荷重分配されるとともに、床版に有害なひび割れ等の影響を及ぼさないような構造とするものとする。
- (2) 支点部の構造は、主げたや支承等の変形により床版等が有害なひび割れ等を受けないような構造とするものとする。
- (3) (4) 及び (5) 項による場合は、(1) 及び (2) 項を満足するとみなしてよい。
- (4) 1 支間につき 1 箇所以上かつ 15m 以下の間隔で中間横げたを設けるものとする。
- (5) 主げたの支点上には横げたを設けるものとし、車両の直接載荷、主げたから伝達される力に対して設計するものとする。

### 9.3 構造解析

- (1) T げた橋の設計は、横げたや床版による荷重分配効果を適切に評価できる解析理論及び解析モデルにより行うものとする。
- (2) (3) 及び (4) 項による場合は、(1) 項を満足するとみなしてよい。
- (3) 9.2(4) により横げたを適切な間隔で設けた T げた橋のけたの断面力は、格子構造理論により算出するものとする。ただし、直橋で床版の支間が短く版構造とみなせる場合には、直交異方性版理論により断面力を算出することができ

る。

- (4) 格子構造理論により断面力を算出する場合には、一般に部材のねじり剛性を無視してもよい。

#### 9.4 構造細目

- (1) 主げた、横げた及び床版は、これら相互の一体性及び耐久性が確保される構造とするものとする。
- (2) (3)から(5)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) プレストレストコンクリートTげた橋の横げた及び床版には、PC鋼材を配置し、鉄筋コンクリートTげた橋の横げたには、軸方向鉄筋を配置するものとする。
- (4) プレストレストコンクリートTげた橋の主げたと横げたの打継目には、適切なかみ合わせを設けるものとする。
- (5) プレストレストコンクリートTげた橋の床版場所打ち部はテーパを設けるものとし、場所打ち部の幅は、750mm以下とするのが望ましい。

### 10章 箱げた橋

#### 10.1 適用の範囲

この章は、断面が箱形をなす橋の設計に適用する。

#### 10.2 設計一般

- (1) 箱げた橋は、けた相互のたわみ差によって床版に悪影響をおよぼさないような構造とするものとする。
- (2) (3)及び(4)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 主げたの支点上には、横げた及び隔壁を設けるものとする。
- (4) 主げたには、1支間に1箇所以上の中間横げた及び隔壁を設けるものとする。

#### 10.3 構造解析

- (1) 箱げた橋の解析は、断面形状や幅員と支間の比及び支承条件に応じて、横方向の荷重分配及びねじり剛性効果を適切に評価できる解析理論及び解析モデルにより行うものとする。
- (2) (3)及び(4)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 主方向の設計
  - 1) 単一箱けた橋や多重箱げた橋で幅員と支間の比が0.5未満の場合は、全断面を1つのはりとしたはり理論により断面力を算出することができる。
  - 2) 斜角を有する箱げた橋、多主げた箱げた橋及び幅員と支間の比が0.5以上の多重箱げた橋の場合は、格子構造理論により断面力を算出するものと

する。

3) せん断応力度の計算に用いるウェブ厚は、ウェブ軸線に直角の方向の厚さとする。

4) フランジ幅が、ウェブあるいはフランジの厚さに比べて大きい場合には、フランジに生じるせん断力に対する照査を行うのがよい。

#### (4) 横方向の設計

1) 下フランジ及びウェブの断面力は、箱げたをウェブ及び上下フランジにより構成されるラーメン構造とみなして算出してよい。

2) 傾斜ウェブ及び補強リブを有する箱げた橋における下フランジ及びウェブの断面力は、ウェブの傾斜及び補強リブの影響を考慮して求めてよい。

3) ウェブの曲げモーメントに対して配置された鉄筋量の1/2は、橋軸方向の設計における斜引張鉄筋とすることができる。

#### 10.4 支点横げた及び隔壁の設計

(1) 支点横げた及び隔壁の断面力は、支点や部材の結合条件等に応じた解析理論及び解析モデルを設定して算出するものとする。

(2) 支点横げた及び隔壁の断面力の算出は、はり理論によってよい。

#### 10.5 構造細目

(1) 開口部を設ける場合には、その周辺を補強するものとする。

(2) ウェブの橋軸方向と、下フランジ上下面の橋軸方向及び橋軸直角方向には、直径13mm以上の鉄筋を250mm以下の中心間隔で配置するものとする。

(3) 下フランジの最小厚さは、140mmとするものとする。

### 11章 合成げた橋

#### 11.1 適用の範囲

この章は、プレキャストコンクリートげたと場所打ち床版とがずれ止めによって結合され、けたと床版とが一体となった合成断面で荷重に抵抗する橋の設計に適用する。

#### 11.2 設計一般

(1) 合成げた橋の設計は、施工段階ごとの構造系の変化を考慮して設計するものとする。

(2) (3)から(5)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。

(3) 合成げた橋の設計にあたっては、施工工程を考慮し、各施工段階ごとの応力度及びそれらの合成応力度について照査するものとする。

(4) 応力度の照査にあたっては、プレキャストげたと場所打ち床版におけるコ

ンクリートのクリープ及び乾燥収縮の差を考慮するものとする。

- (5) プレキャストげたの断面形状は、架設時の安全性についても考慮して決定するものとする。

### 11.3 けたと床版の結合

- (1) けたと床版間のずれ止めは、結合面に生じるせん断力に対して安全となるようにするものとする。
- (2) (3)から(8)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) けたと床版の結合面におけるコンクリートのせん断応力度の照査は、それらの合成前に作用する荷重の 1/2 と合成後に作用する荷重の組合せのうち、結合面に生じるせん断力が最大となる荷重の組合せについて行うものとする。
- (4) (3)項の荷重状態におけるけたと床版の結合面のコンクリートのせん断応力度は、式(11.3.1)により求めた許容応力度以下とするものとする。

$$f_{ba} = 0.38 + 12 \cdot \rho \cdot f_{ck} \dots \dots \dots (11.3.1)$$

ここに、 $f_{ba}$ ：結合面におけるコンクリートの許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $\rho$ ：結合面の面積に対するずれ止め鉄筋比  
 $f_{ck}$ ：床版に使用するコンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)

- (5) けたと床版の結合面におけるコンクリートのせん断応力度は、式(11.3.2)により算出するものとする。なお、けたと床版の温度差の影響によるせん断応力度は、必要に応じて考慮するものとする。

$$f_b = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \dots \dots \dots (11.3.2)$$

ここに、 $f_b$ ：結合面におけるコンクリートのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)  
 $S$ ：けた断面に作用する設計せん断力 (N)  
 $Q$ ：合成断面の図心軸に関する床版の断面一次モーメント (mm<sup>3</sup>)  
 $b$ ：けたと床版の結合面における橋軸直角方向の幅 (mm)  
 $I$ ：合成断面の図心軸に関する床版の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

- (6) ずれ止め鉄筋の直径は、13mm 以上とするものとする。
- (7) ずれ止め鉄筋の中心間隔は 100mm 以上、かつ 500mm 以下とするものとする。
- (8) ずれ止め鉄筋の鉄筋量は、けたと床版の結合面の面積の 0.2% 以上とするものとする。なお、プレキャストげたのスターラップやフランジの鉄筋等をずれ止め鉄筋とみなしてもよい。

#### 11.4 構造細目

- (1) けたの上フランジの一部を床版に埋め込む場合、結合部は、中間支点としての断面力に対し安全であるとともに、けたと床版の結合構造、合成作用及び施工性に支障をきたさないようにするものとする。
- (2) プレキャスト PC 版を用いる場合には、PC 版は場所打ちコンクリートと一体化するようにするものとする。
- (3) (4)項による場合は(1)項を、(5)項による場合は(2)項を満足するとみなしてよい。
- (4) けたの上フランジの一部を床版に埋め込む場合、けたの上の床版の最小厚さは 150mm とするものとする。

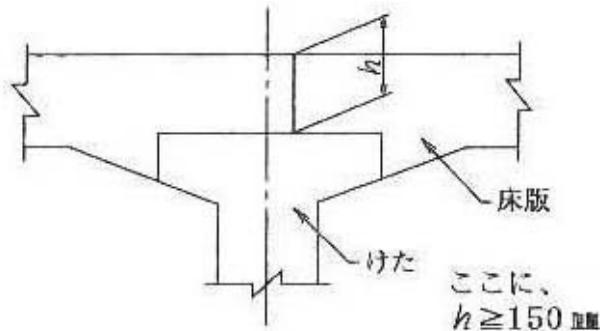


図 - 11.4.1 けたを床版に埋込む場合の床版の最小厚さ

- (5) 場所打ちコンクリートと接するプレキャスト PC 板の上面には、床版の支間方向に凹凸を設けることを標準とするものとする。

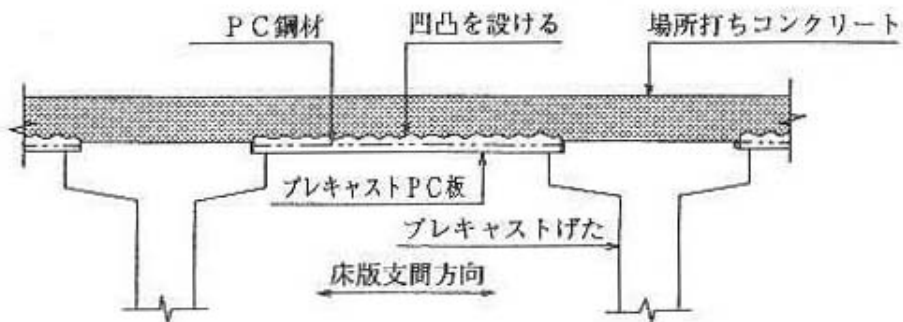


図-11.4.2 プレキャストPC板に設ける凹凸

図 - 11.4.2 プレキャスト PC 板に設ける凹凸

## 12章 連続げた橋

### 12.1 適用の範囲

この章は、支承により支持され2径間以上連続する橋の設計に適用する。

### 12.2 設計一般

連続げた橋は、施工方法によっては施工段階ごとの構造系が変化するので、これを考慮して設計するものとする。

### 12.3 構造解析

- (1) 連続げた橋は、プレストレス力、温度の影響、クリープ、乾燥収縮、支点移動による不静定力を考慮するものとする。
- (2) 複数の固定支承を有する連続げた橋は、橋脚を含めた構造モデルにより解析を行うものとする。
- (3) 連続げた橋の中間支点上の設計曲げモーメントは、支承幅、けたの高さ、横げた等の影響を考慮するものとする。
- (4) (5)項による場合は、(3)項を満足するとみなしてよい。
- (5) 連続げた橋の中間支点上の設計曲げモーメントは、式(12.3.1)により算出することができる。

$$M_1 = M - qa^2 / 8 \dots \dots \dots (12.3.1)$$

ただし、 $M_1 \geq 0.9M$

ここに、 $M_1$ ：中間支点上の設計曲げモーメント(N・mm)

$M$ ：中間支点上の曲げモーメント(N・mm)

$q = R / a$  (N・mm)

$R$ ：中間支点の反力(N)

$a$ ：断面の図心位置における反力の橋軸方向分布幅(mm)

### 12.4 構造細目

#### 12.4.1 中間支点部の補強

- (1) 連続げた橋の中間支点付近においては、せん断力、曲げモーメント、集中的な支点反力の影響を考慮するものとする。
- (2) (3)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 連続げた橋の中間支点付近には、ウエブ及びけた下縁側に用心鉄筋を配置するものとする。

#### 12.4.2 プレキャストげた架設方式連続げた橋の中間支点部

- (1) 中間支点部の主げたの連結部は、主げたを横げたと確実に結合し、耐久性が確保できる構造とするものとする。

- (2) (3)及び(4)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 中間支点部の主げたの連結を鉄筋コンクリート構造とする場合、連結鉄筋の重ね継手長は 6.6.5 に従って算出し、かつ鉄筋径の 25 倍以上とするものとする。
- (4) 中間支点部の主げたの連結をプレストレストコンクリート構造とする場合、主げたと床版コンクリートの結合面におけるせん断応力度は 11.3(5) 項によるほか、床版に作用しているプロストレス力によるせん断力を考慮して求めるものとする。

### 13 章 曲線げた橋

#### 13.1 適用の範囲

この章は、主げたの軸線及び主版の平面形状が曲線をなす橋の設計に適用する。

#### 13.2 設計一般

曲線げた橋の構造形式及び断面形状の選定にあたっては、ねじりモーメントの影響等を考慮するものとする。

#### 13.3 構造解析

- (1) 断面力の算出にあたっては、曲線げた橋の特性を考慮できる適切な解析理論及び解析モデルを設定するものとする。
- (2) 1 支間当りの交角が 30°以下の曲線げた橋における曲げモーメント及びせん断力の算出は、曲線長を支間とする直線橋とみなして行うことができる。

#### 13.4 横方向の設計

- (1) 横方向の設計においては、主げたの軸線が曲線をなす影響を考慮するものとする。
- (2) (3)及び(4)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 橋軸直角方向の鋼材量は、平面曲線による配置間隔の変化の影響を考慮して算出するものとする。
- (4) 横方向の設計にあたっては、平面曲線に起因するプレストレス力の水平分布を考慮するのが望ましい。

#### 13.5 構造細目

- (1) 鋼材の配置は、鋼材のかぶりが確保され、ウェブコンクリートのはく離、支承の破損等が生じないようにするものとする。
- (2) (3)から(5)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 橋軸方向の鉄筋は、原則として主げた及び主版の平面曲線に沿わせて配置

するものとする。

- (4) 橋軸方向の PC 鋼材は、断面の水平方向におけるプレストレスの合力の作用点を結んだ線と、主げた及び主版の軸線が一致するように配置するものとする。
- (5) 支承は、断面力の算出において仮定した支承条件に一致するような構造とするものとする。

## 14 章 ラーメン橋

### 14.1 適用の範囲

この章は、主げた及び主版と柱が剛結された橋の主として上部構造及び節点部の設計に適用する。

### 14.2 構造解析

- (1) ラーメン橋の解析は、プレストレス力、温度の影響、クリープ、乾燥収縮、支点移動による不静定力及び地震の影響を考慮するものとする。
- (2) 土圧が作用するラーメン橋は、この影響を考慮するものとする。
- (3) ラーメン橋の解析は、ラーメン橋の特性を考慮できる適切な解析理論及び解析モデルを設定するものとする。
- (4) (5)から(7)項による場合は(3)項を、(8)項による場合は(2)項を満足するとみなしてよい。
- (5) 断面力を算出する場合のラーメン軸線は、部材の図心に一致させるものとする。
- (6) 柱の軸線の下端は、柱が基礎構造と剛結されている場合には基礎構造の上面とし、ヒンジ構造で結合されている場合にはヒンジの中心とする。
- (7) 断面力の算出にあたっては、部材断面の曲げ剛性の変化及び剛域の影響を考慮して解析するものとする。
- (8) 土圧が作用するラーメン橋は、全設計土圧が作用する場合及び全設計土圧の1/2が作用する場合のうち、不利となる場合の断面力に対して設計するものとする。

### 14.3 ラーメン部材節点部

- (1) ラーメン部材節点部は、部材相互に断面力が確実に伝達されるようにするものとする。
- (2) (3)から(6)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) ラーメン部材節点部の隅角部には、ハンチを設けるものとする。
- (4) ラーメン部材節点部の応力度を照査する場合のハンチの有効成分は、図 -

14.3.1のとおりとする。

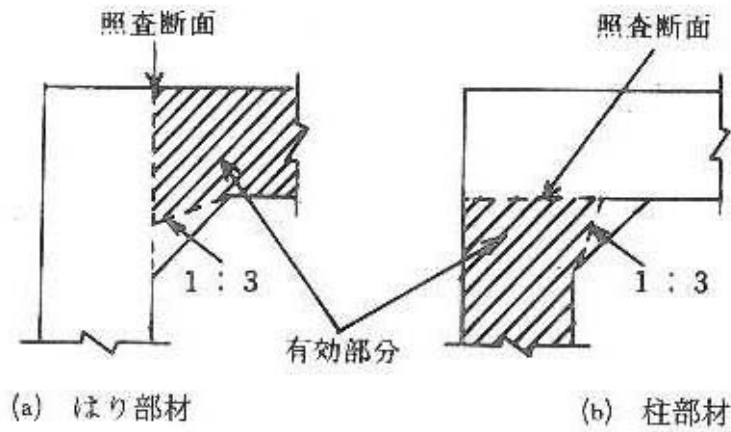


図 - 14.3.1 ハンチの有効部分

(5) ラーメン部材節点部の設計曲げモーメントは、図 - 14.3.2 のとおりとする。

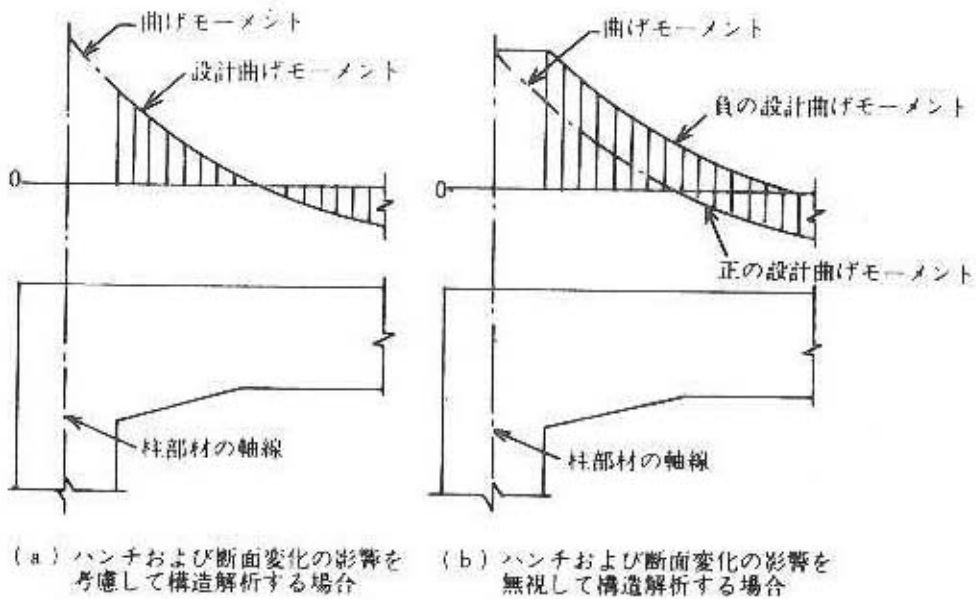
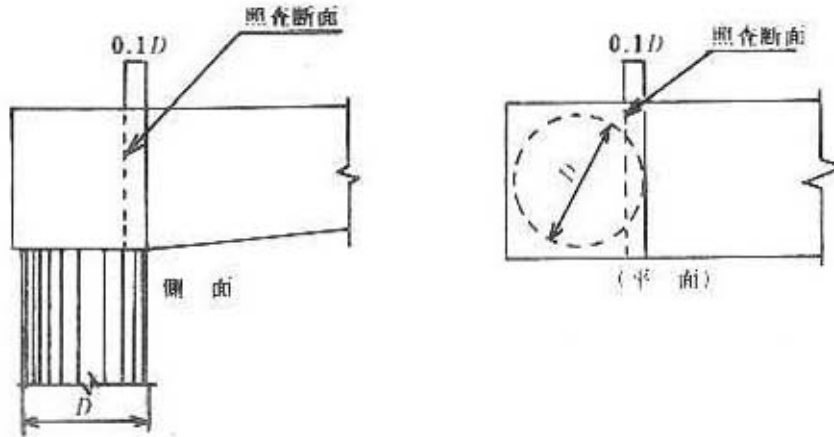


図 - 14.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

- (6) 柱の断面が円形の場合は、けた又は主版の応力度等の照査を行う断面を、  
図 - 14.3.3 に示す位置としてよい。



ここに、D：鉛直部材の直径

図 - 14.3.3 柱の断面が円形の場合の設計断面

#### 14.4 構造細目

- (1) ラーメン橋の節点部における鉄筋の配置は、断面力が確実に伝達されるようにするものとする。
- (2) (3)から(5)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 中間節点部における柱の主鉄筋は、隅角部から上げた及び主版の部材高さの1/2の距離をこえて定着長以上のばすものとする。
- (4) ハンチには、ハンチに沿う鉄筋を配置するものとする。(図 - 6.6.6 参照)。
- (5) 部材節点部及びその付近においては、主鉄筋の継手を設けないものとする。

### 15章 アーチ橋

#### 15.1 適用の範囲

この章は、鉄筋コンクリートアーチ橋の設計に適用する。

#### 15.2 設計一般

- (1) アーチリブの断面形状は、スパンライズ比、アーチ軸線、コンクリート強度、施工方法等を考慮して選定するものとする。
- (2) アーチの軸線は、荷重による圧力線に一致させることが望ましい。

#### 15.3 構造解析

- (1) アーチ橋の断面力の算出は、適切な解析モデル及び解析手法により行うものとする。
- (2) (3)から(5)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。

- (3) アーチの軸線は、アーチリブの断面図心を結ぶ線とする。
- (4) 不静定力の算出には、アーチリブ断面の変化の影響を考慮するものとする。
- (5) 断面力の算出は、微小変形理論に基づいて行うことができる。

#### 15.4 座屈に対する照査

アーチ橋の設計にあたっては、アーチリブがそれを含む面内での座屈及び面外への座屈に対して安全であることを確かめなければならない。

#### 15.5 構造細目

- (1) アーチリブは、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮によるアーチ軸線の移動の影響をできるだけ小さく抑える配慮を行うものとする。
- (2) アーチリブには、上下の軸方向鉄筋の位置の確保や座屈防止のために必要な対策を講じるものとする。
- (3) 閉腹式アーチ橋の場合は、アーチリブの移動を拘束しない構造とするものとする。
- (4) 箱形断面アーチリブの支柱取付け位置には、過大な応力が発生しないようにするものとする。
- (5) (6)及び(7)項による場合は(1)及び(2)項を、(8)項による場合は(3)項を、(9)項による場合は(4)項を満足するとみなしてよい。
- (6) アーチリブの最小軸方向鉄筋量は、アーチリブの幅 1m 当たり  $600\text{mm}^2$  以上とし、かつ上下面の鉄筋の合計はコンクリート断面積の 0.15%以上とするものとする。なお、軸方向鉄筋は、アーチリブの上下面に沿って対称に配置するのが望ましい。
- (7) アーチリブには軸方向主鉄筋を囲む横方向鉄筋を配置するものとする。鉄筋の直径は 13mm 以上、かつ軸方向主鉄筋の直径  $1/3$  以上とし、その中心間隔は、軸方向主鉄筋の直径の 15 倍以下、かつアーチリブ断面の最小寸法以下とする。
- (8) 閉腹式アーチ橋の側壁には、アーチリブの両端部及びそのほかの適当な場所に、伸縮目地を設けるものとする。
- (9) アーチリブが箱形断面の場合には、支柱の取付け部に隔壁を設けるものとする。

### 16 章 斜張橋

#### 16.1 適用の範囲

この章は、鉄筋コンクリート塔からプレストレストコンクリート主げたを斜材で吊った構造のプレストレストコンクリート斜張橋の設計に適用する。

## 16.2 設計一般

- (1) 構造形式及び主げたの断面形状は、耐風安定性、耐震性、斜材張力の主げたへの伝達等を考慮して決定するものとする。
- (2) 大きな軸方向圧縮力が作用する主げたや塔に対しては、座屈に対して安全となるようにするものとする。

## 16.3 構造解析

- (1) 塔と主げたの変形が大きい場合及び斜材のサグの影響がある場合は、これを考慮した解析を行うものとする。
- (2) 主げた、塔及び斜材の設計にあたっては、それらの温度差の影響を考慮するものとする。
- (3) 死荷重、斜材の調整力、主げたに導入されたプレストレス等の持続荷重による断面力の算出にあたっては、コンクリートのクリープの影響を考慮するものとする。
- (4) (5)から(7)項によって解析を行うことにより、(1)から(3)項を満足するとみなしてよい。
- (5) 断面力の算出は、微小変形理論に基づいて行ってもよい。
- (6) 斜材のサグの影響を考慮して構造解析を行う場合は、斜材の見かけのヤング係数を低減する方法によってよい。
- (7) 一般に、セメントグラウトされた斜材の場合、温度差は斜材がほかの部材に対して10%上昇するとしてよい。

## 16.4 斜材及び定着具

- (1) 斜材及び定着具は、静的な引張応力だけでなく、活荷重による変動応力に対しても安全となるようにするものとする。
- (2) 斜材定着具の構造は、風等による振動を十分吸収するものとする。
- (3) 斜材及び定着具は、所要の耐候性を有するものとする。
- (4) (5)項による場合は(1)項を、(6)項による場合は(2)項を満足するとみなしてよい。
- (5) 斜材の許容引張応力度は、引張強さを2.5の安全率で除した値とするものとする。
- (6) 定着具あるいは斜材等には、緩衝材あるいは防振、制御装置を設けるものとする。

## 16.5 斜材定着部

- (1) 斜材定着部は、斜材の張力を主げたに円滑に伝達する構造とするものとする。
- (2) 斜材定着部における横げた及び隔壁の断面力は、適切な解析理論及び解析モデルを設定して算出するものとする。
- (3) 斜材定着部は、斜材の張力による局部応力に対して安全な構造とするものとする。
- (4) (5)項による場合は(1)項を、(6)項による場合は(3)項を満足するとみなしてよい。
- (5) 斜材定着部の主げたに厚さ 300mm 以上の横げた及び隔壁を設け、応力の伝達が円滑になるよう構造細部に配慮するものとする。
- (6) 斜材定着部は、斜材の張力による局部応力に対して、PC 鋼材あるいは鉄筋によって補強するものとする。

## 16.6 構造細目

塔における鉄筋配置の細目は、下部構造編によることを原則とする。

### 17章 プレキャストセグメント橋

#### 17.1 適用の範囲

この章は、プレキャストセグメント工法により施工する橋の設計に適用する。

#### 17.2 設計一般

- (1) プレキャストセグメント橋は、継目部がない場合のけたとして安全であるとともに、継目部が断面力に対して安全となるようにするものとする。
- (2) プレキャストセグメントは、施工各段階において、安全性が確保されるようにするものとする。
- (3) (4)項による場合は(1)項を、(5)及び(6)項による場合は(2)項を満足するとみなしてよい。
- (4) プレキャストセグメント橋の設計にあたっては、継目部がないけたとしての設計を行うほか、継目部の応力度及び耐力について照査するものとする。
- (5) プレキャストセグメントは、吊上げ時、運搬時及び架設時に生じる応力度に対して照査を行うものとする。
- (6) プレキャストセグメント橋の主げたに用いるコンクリートの設計基準強度は、 $40\text{N/mm}^2$  以上とする。

#### 17.3 継目部の設計

##### 17.3.1 一般

- (1) 継目部は、相互のセグメントを確実に接合し、断面力を確実に伝達できる構造とするものとする。
- (2) 継目部は、耐久性上の弱点となることのないように配慮するものとする。
- (3) 1)から 3)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
  - 1) 17.3.2 から 17.3.4 の各項によって、曲げモーメント、せん断力、ねじりモーメントに対する照査を行うものとする。
  - 2) プレキャストセグメントの継目部に設ける接合キーは、17.3.3 から 17.3.7 の各項によって設計を行うものとする。
  - 3) プレキャストセグメントの接合面は、主げたの部材軸線に直角に設けるものとする。
- (4) 継目部にエポキシ樹脂系接着剤を塗布することにより、(2)項を満足するとみなしてよい。

#### 17.3.2 曲げ応力度の照査

- (1) プレキャストセグメントの継目部には、設計荷重作用時及び架設時において引張応力が生じないようにするものとする。
- (2) プレキャストセグメントの継目部において、式(17.3.1)により算出されるコンクリートの引張応力度について照査するものとする。この場合の許容曲げ引張応力度は、コンクリートの設計基準強度  $40\text{N/mm}^2$  に対して  $2.5\text{N/mm}^2$  とする。

$$\left. \begin{array}{l}
 1) \text{ けた} \quad \sigma_o + 1.7 \sigma_L \\
 2) \text{ 床版} \quad \sigma_o + 1.7 \sigma_{Ls} + 0.5 \sigma_g
 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (17.3.1)$$

ここに、 $\sigma_o$  : 活荷重及び衝撃以外の主荷重によるコンクリートの曲げ引張応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\sigma_L$  : 活荷重及び衝撃によるコンクリートの曲げ引張応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\sigma_{Ls}$  : 活荷重及び衝撃による床版としてのコンクリートの曲げ引張応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$\sigma_g$  : 活荷重及び衝撃によるけたとしてのコンクリートの曲げ引張応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

#### 17.3.3 せん断力に対する照査

- (1) プレキャストセグメント橋の継目部におけるせん断力に対する照査は、架設時及び終局荷重作用時について行うものとし、各接合キーに作用するせん

断力は、接合キーが受け持つことができるせん断力以下とするものとする。

- (2) 終局荷重作用時にプレキャストセグメントの継目部に作用するせん断力は、プレストレス力によって生じる継目部の摩擦抵抗力を考慮して算出してもよい。

#### 17.3.4 ねじりモーメントに対する照査

- (1) ねじりモーメントが作用するプレキャストセグメント橋の設計にあたっては、ねじりモーメントにより接合キーに発生するせん断力を考慮するものとする。
- (2) ねじりモーメントが作用するプレキャストセグメントの継目部には、ねじりモーメントに対して付着のある PC 鋼材を軸方向に配置するものとする。

#### 17.3.5 鋼製接合キーの設計

- (1) 鋼製接合キーは、架設時及び終局荷重作用時について、それぞれ鋼製接合キーが受け持つことのできるせん断応力度を考慮して設計するものとする。
- (2) 鋼製接合キーは、埋込み部コンクリートに作用する支圧応力度について照査を行うものとする。

#### 17.3.6 コンクリート製接合キーの設計

- (1) 台形接合キーは、架設時及び終局荷重作用時のせん断力について照査し、補強鉄筋を配置するものとする。
- (2) 多段接合キー及び波形接合キーの接合面は、架設時及び終局荷重作用時のせん断応力度について照査するものとする。

#### 17.3.7 構造細目

- (1) プレキャストセグメント端部及び接合キーの周辺部は、鉄筋又は鉛直方向の PC 鋼材により補強するものとする。
- (2) 接合キーは、接合面に直角に、1 継目部あたり 2 箇所以上分散して配置するものとする。

### 18 章 その他の部材の設計

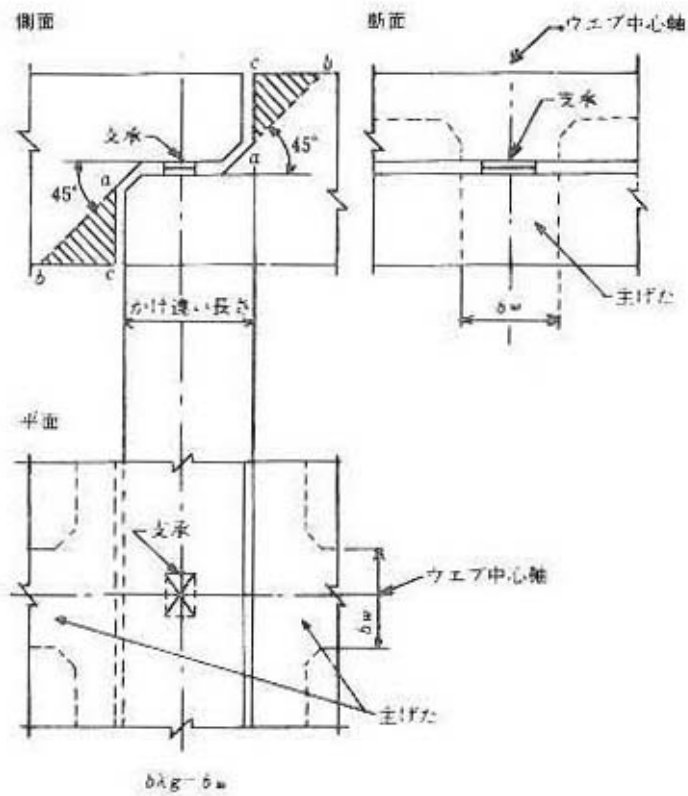
#### 18.1.1 適用の範囲

この節は、切欠いた形状のけたに支承を設けた構造のかけ違い部の設計に適用する。

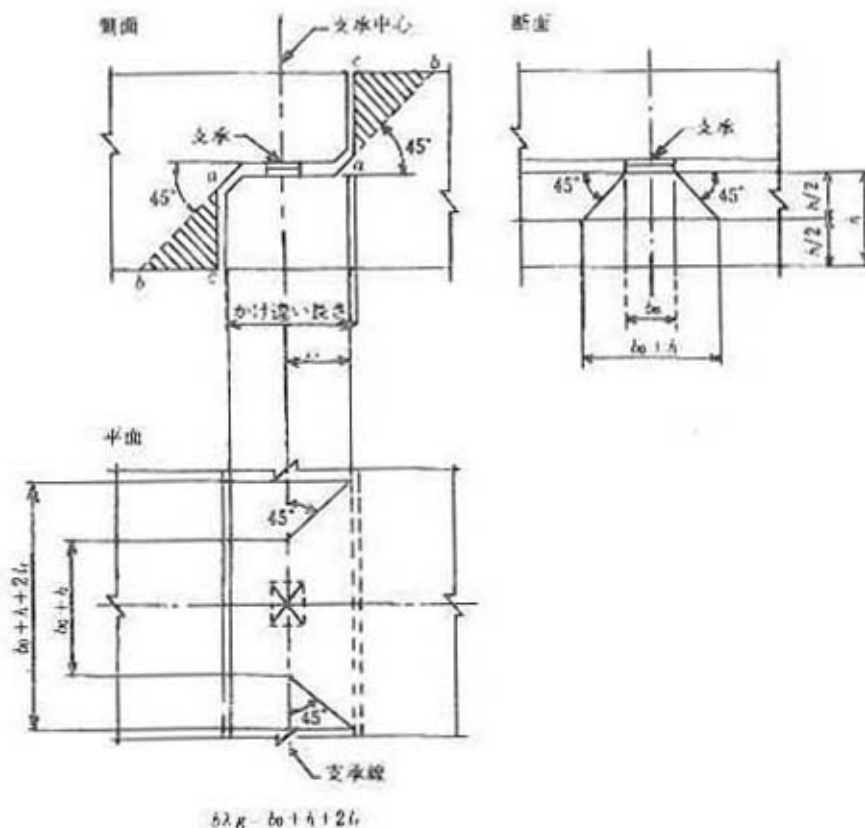
#### 18.1.2 設計一般

- (1) かけ違い部は、主げたの反力を円滑に伝えることのできる構造とするものとする。
- (2) (3)から(7)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。

- (3) かけ違い部には、横げた及び隔壁を設けるものとする。
- (4) かけ違い部の隅角部には、ハンチを設けるものとする。
- (5) かけ違い部の支承は、ウェブ中心線上に配置するものとする。
- (6) かけ違い部の長さは、耐震設計編 16.2 の規定によるけたかかり長より求めるものとする。
- (7) 応力度の算出に用いるかけ違い部の有効幅  $b_g$  は、図 - 18.1.1 の値としてよい。ただし、図中の abc で囲まれた部分は無視するものとする。



(a) Tけた橋



(b) 床版橋

ここに、 $b_g$  : かけ違い部の有効幅 (mm)

$b_w$  : 主げたのウェブの厚さ (mm)

$b_o$  : 支承の幅 (mm)

$h$  : かけ違い部の厚さ (mm)

$l_c$  : 支承中心からかけ違い部のつけねまでの距離 (mm)

図 - 18.1.1 かけ違い部の有効幅

### 18.1.3 断面力の算出

- (1) かけ違い部は、形状に応じて片持ちばりもしくはコーベルとして設計してよい。

### 18.1.4 構造細目

- (1) かけ違い部に配置される鉄筋は、十分に定着するものとする。
- (2) かけ違い部に PC 鋼材を配置及び定着する場合にプレストレス力により定着具付近に生じる局部応力に対して補強を行うものとする。

## 18.2 水平力を受ける支点部

### 18.2.1 適用の範囲

この節は、支承及び落橋防止構造等から水平力を受ける支点部の設計に適用する。

### 18.2.2 設計一般

- (1) 支点部の横げた及び隔壁は、地震時に支承及び落橋防止構造等から作用する水平力に対し、この力を主げたに円滑に伝達できる構造とするものとする。
- (2) 支点部の橋げた及び隔壁の安全性の照査は、支承及び落橋防止構造等から作用する水平力を考慮して行うものとする。
- (3) 地震時において、支承、落橋防止構造等から支点部の横げた及び隔壁に作用する水平力は、耐震設計編の規定によるものとする。

#### 18.2.3 構造細目

支承部は、橋軸方向及び橋軸直角方向に作用する水平力に対して、上部構造の端部がせん断破壊することのないように適切に補強するものとする。

### 18.3 ディープビーム

#### 18.3.1 適用の範囲

この節は、上載荷重を受けるディープビームの設計に適用する。ここで、ディープビームとは、次の値未満のはりとする。

- 1) 単純はり  $l/h = 2.0$
- 2) 2径間連続はり  $l/h = 2.5$
- 3) 3径間以上の連続はり  $l/h = 3.0$

ここに、 $l$ : はりの支間 (mm)

$h$ : はりの高さ (mm)

#### 18.3.2 設計一般

- (1) ディープビームは、タイドアーチ的な耐荷機構を考慮して設計を行うものとする。
- (2) (3)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) 曲げモーメントに対しては、はり理論によって最大曲げモーメントを算出し、4.2の規定により設計してよい。ただし、主鋼材は、断面引張縁からはり高の1/5の範囲に配置されたもののみを有効とする。

#### 18.3.3 構造細目

- (1) ディープビームの引張主鋼材は、はり全長にわたり配置し支点をこえて定着するものとする。
- (2) ディープビームの両側面には、鉛直方向及び水平方向それぞれに、片面あたりコンクリートの断面積の0.08%以上の用心鉄筋を、はり幅の2倍以下かつ300mm以下の間隔で配置するものとする。

### 18.4 コーベル

#### 18.4.1 適用の範囲

この節は、先端付近に荷重を受けるコーベルの設計に適用する。ここで、コーベルとは、はりの高さ  $h$  と張出し長さ  $l$  の比 ( $h/l$ ) が 1.0 以上の片持ちはりとする。

#### 18.4.2 設計一般

- (1) コーベルは、トラス状の耐荷機構を考慮して設計するものとする。
- (2) (3)から(5)項による場合は、(1)項を満足するとみなしてよい。
- (3) コーベルの主引張鋼材量は、引張弦材及び圧縮斜材からなるトラスとして算出してよい。
- (4) コーベルの載荷点直下の有効高さは、支持端での有効高の  $1/2$  以上とするものとする。
- (5) 引張主鋼材は、断面引張縁からコーベルの有効高さの  $1/4$  の範囲内に配置するものとする。

#### 18.4.3 構造細目

- (1) 引張主鋼材は、定着具を用いて定着するか、先端部で折り曲げて支持部材に定着するものとする。
- (2) コーベルの両側面には、引張主鋼材の 40% 以上の用心鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置するものとする。

### 18.5 外ケーブル構造

#### 18.5.1 適用の範囲

この節は、けた高の範囲内に PC 鋼材を配置した外ケーブル構造の設計に適用する。

#### 18.5.2 設計一般

- (1) 外ケーブル構造は、外ケーブルとコンクリートの平面保持の仮定が成立しないこと及び部材の変形に伴い外ケーブルの偏心が変化すること等、外ケーブル構造の特性を考慮して設計するものとする。
- (2) 外ケーブルの定着部及び偏向部は、ケーブル張力を主げたへ円滑に伝達できる構造とするものとする。

#### 18.5.3 構造細目

- (1) 外ケーブルの値着部及び偏向部は、ケーブルの張力及びケーブルが偏向することにより生じる局部応力に対して、鉄筋あるいは PC 鋼材によって補強するものとする。
- (2) 外ケーブルの定着部及び偏向部は、ケーブルに局所的な曲げが生じない構造とするものとする。
- (3) 外ケーブルの偏向部における PC 鋼材の曲げ半径は、PC 鋼材に生じる二次応力及び疲労の影響等を考慮して定めるものとする。
- (4) 外ケーブルは、防食に対して十分配慮するとともに、振動に対して配慮するものとする。

### 19章 施工

#### 19.1 適用の範囲

この章は、18 章までの規定に基づいて設計されたコンクリート橋について適

用する。

施工がこの章の規定によりがたいときは、設計における安全度等について別途検討しなければならない。

## 19.2 施工一般

- (1) コンクリート橋の施工は、設計において前提とされた諸条件等が満足されるように行わなければならない。
- (2) 施工が確実になされていることを確認するために、品質管理及び検査を適切に行わなければならない。

## 19.3 施工要領書

施工にあたっては、設計において前提とした諸条件等が満足される施工が行われることを確認できるよう、施工要領書を作成しなければならない。

## 19.4 材料

### 19.4.1 一般

- (1) 材料は、設計図等にて指示されたものを使用しなければならない。
- (2) 材料は、所定の特性や品質を確保しているものでなければならない。

### 19.4.2 コンクリート

- (1) コンクリートは、強度、耐久性、水密性、作業に適するワーカビリティ等の所定の特性を有し、かつ、品質のばらつきの少ないものでなければならない。
- (2) 使用材料は、共通編 3.2 に示す材料を用いることを原則とし、標準的には、1)から 9)の条件を満たした配合とすればよい。
  - 1) コンクリートの配合強度は、供試体のどの試験値も設計基準強度の 85%以上、かつ、引き続き採取した供試体の試験値のどの 3 回の平均値も設計基準強度以上となるように、品質のばらつきを考慮して定めるものとする。なお、試験値は同一バッチからとった供試体 3 個の圧縮強度の平均値とする。
  - 2) スランプは 80mm を標準とする。
  - 3) 水セメント比は、1)に規定するコンクリートの配合強度及び耐久性を考慮して定めるものとする。
  - 4) コンクリートの配合は、コンクリートが所要の強度、耐久性、水密性及び作業に適するワーカビリティを持つ範囲内で、単位水量ができるだけ少なくなるように定めるものとする。
  - 5) 単位セメント量は、単位水量と水セメント比から定めるものとする。ただし、最小単位セメント量は、表 - 19.4.1 の値を標準とする。

表 - 19.4.1 最小単位セメント量 (kg / m<sup>3</sup>)

部 材 の 種 類		最小単位セメント量
鉄筋コンクリート部材		230
プレストレストコンクリート部材	プレテンション方式	350
	ポストテンション方式	300

6) コンクリートは、AE コンクリートとすることを原則とし、空気量は 4.5% を標準とする。

7) 細骨材率は、作業が容易にできる範囲内で単位水量が最小となるように定めるものとする。

8) 粗骨材の最大寸法は、40mm 以下とし、部材最小寸法の 1/5 以下、かつ、鉄筋の最小あきの 3/4 以下とするものとする。

9) フレッシュコンクリート中の塩化物イオン量は  $0.30\text{kg} / \text{m}^3$  以下とする。

#### 19.4.3 鋼材

(1) 鋼材は、強度、じん性等の所定の特性や品質を有するものでなければならない。

(2) 鋼材は、耐久性を害する腐食、よごれ、傷、変形等のないものでなければならない。

#### 19.4.4 シース

(1) シースは、コンクリートの打込みの際に変形しにくく、その合せ目や継目等からセメントペーストが流入しないものでなければならない。

(2) シースは、施工上及び耐久性上有害な腐食、よごれ、傷、変形等があらはならない。

(3) シースに用いる材料は所定の強度、変形性、耐久性を有していなければならない。

#### 19.4.5 PC 鋼材の定着具及び接続具

PC 鋼材の定着具及び接続具は、PC 鋼材が設計図等に記載された引張強度に到達する前に安全性上有害な変形を生じたり破壊することのないものでなければならない。

#### 19.4.6 グラウト

(1) グラウトは、ダクト内を完全に充てんし、PC 鋼材が錆びないように保護するものでなければならない。また、部材コンクリートと一体とする場合には、十分な付着を有するものでなければならない。

(2) 標準的には、1)から 7)の規定によればよい。

1) グラウトはノンブリーディング型を使用することを標準とする。

2) グラウトに用いるセメントは、JIS R 5210 に適合する普通ポルトランドセメントを用いることを原則とする。

- 3) グラウトの水セメント比は、45%以下を標準とする。また、グラウトの材令 28 日における圧縮強度は、 $20\text{N/mm}^2$  以上であることを標準とする。
- 4) グラウト用混和剤は、PC 鋼材等に悪い影響を与えるようなものを用いないものとする。
- 5) グラウトの膨張率は、0.5%以下とする。
- 6) グラウトのブリーディング率は、0.0%とする。
- 7) グラウト中の塩化物イオン量は、 $0.30\text{kg/m}^3$  以下とする。

#### 19.4.7 プレグラウト PC 鋼材

- (1) PC 鋼材は、JIS G 3536 に適合するもの又はこれと同等以上の特性や品質を有するものでなければならない。
- (2) 使用する樹脂は、所定の緊張可能期間を有し、PC 鋼材を防食するとともに、部材コンクリートと PC 鋼材とを付着により一体化するものでなければならない。
- (3) 被覆材は、所定の強度、耐久性を有し部材コンクリートと一体化が図れるものでなければならない。
- (4) プレグラウト PC 鋼材として加工された製品は、所要の耐久性を有していなければならない。

#### 19.4.8 接着剤

- (1) プレキャスト部材の接合に用いる接着剤は、所要の強度、耐久性及び水密性をもち、接合部の施工の条件に適合するものでなければならない。
- (2) プレキャスト部材の接合に用いる接着剤の性能は、所定の品質管理項目により確認されたものでなければならない。

#### 19.4.9 貯蔵

材料は、品質が変化しないように貯蔵しなければならない。

#### 19.5 レディーミクストコンクリート

- (1) レディーミクストコンクリートは、設計及び施工計画でコンクリートに要求された性能を満足する品質でなければならない。
- (2) 標準的には、(3)から(6)項に従って選定、指示、品質確認を行うとよい。
- (3) レディーミクストコンクリートを用いる場合は、日本工業規格表示許可を受けた工場又はこれに準じる工場から選定し、かつ、使用材料及び配合が適切であることを事前に確認する。なお、品質管理については、十分な知識を有する技術者が常駐して管理を行っていることを確認するものとする。
- (4) レディーミクストコンクリートの品質については、JIS A 5308 に規定の事項によることを原則とする。
- (5) レディーミクストコンクリートの受入れにあたっては、日時、コンクリートの種類や数量、荷おろし場所、配車の間隔等を検討し、コンクリートの打

込みが円滑に行われるようにするものとする。

- (6) 受入れ時のコンクリートの品質試験及び検査は、JIS A 5308 に規定する強度、スランプ、空気量、塩化物量より行うものとする。また、試験頻度は JIS A 5308 によるほか、当事者間で協議して定めるものとする。なお、検査の結果、コンクリートの品質に問題があることが疑われる場合には、適切な処置を行うものとする。

#### 19.6 コンクリート工

- (1) コンクリートの施工に当たっては、所定の品質を確保できるように、コンクリートの運搬方法、運搬路、打込み場所、打込み方法、打込み順序、1回の打込み量、養生方法、打継目の処理方法について、あらかじめ計画を立てておかなければならない。また、所定の品質が得られるように、施工時期の気象条件にじ応じた適切な処置を行わなければならない。

- (2) 標準的には、(3)から(8)項の方法によって施工するのがよい。

##### (3) 運搬

- 1) コンクリートは、材料の分離が生じないように適切な方法で運搬し、打込むものとする。
- 2) コンクリートポンプを用いる場合は、コンクリートの打設方法を考慮して、適切なコンクリートポンプの機種を選定するものとする。また、輸送管の配置にあたっては、鉄筋、型わく及び支保工に有害な振動、変形を与えないようにするものとする。

##### (4) 打込み

- 1) コンクリートの打込みは、雨天又は強風時に行わないことを原則とする。
- 2) コンクリートの打込み前には、打込み設備及び型わく内を清掃して、コンクリート中への雑物の混入を防ぐものとする。コンクリートの水分を吸水する恐れのある部分は、あらかじめ湿潤状態にしておくものとする。
- 3) 暑中コンクリートを施工する場合は、打込み時のコンクリート温度は、原則として 30 以下とするものとする。
- 4) 寒中コンクリートを施工する場合は、打込み時のコンクリート温度は、原則として 5~20 の範囲とする。

##### (5) 締固め

- 1) コンクリートの締固めは、内部振動機を用いることを原則とし、薄い壁等内部振動機の使用が困難な部分には、型わく振動機を併用するものとする。
- 2) コンクリートの締固めにあたっては、コンクリートが鉄筋の周囲及び型わくのすみずみに行きわたるようにするものとする。

##### (6) 養生

- 1) コンクリートは、打込み後に、乾燥、低温、急激な温度変化による有害な

影響を受けないように養生するものとする。

- 2) コンクリートの硬化中は、有害な振動、衝撃等の影響を受けないように養生するものとする。
- 3) 養生方法は、湿潤養生とすることを原則とする。普通セメントを用いる場合は、少なくともコンクリートの打込み後 5 日間、早強セメントを用いる場合は、少なくともコンクリートの打込み後 3 日間養生するものとする。なお、養生水に海水を用いないこととする。なお、気温が低い時期に床版のコンクリート等を施工する場合は、コンクリートの圧縮強度が  $15\text{N/mm}^2$  程度に達するまでは適当な保温設備のもとに養生を行うものとする。
- 4) 寒中コンクリートの場合は、養生中にコンクリートが凍結しないようにするものとする。
- 5) 蒸気養生を行う場合は、コンクリートの打込み後 2 時間以上経過してから加熱を始めることを原則とする。養生室の温度上昇は、原則として 1 時間あたり  $15$  以下とし、養生中の温度は、 $65$  以下とするものとする。

#### (7) 打継目

- 1) 設計で定められた打継目の位置及び構造は原則として変更しないものとする。
- 2) 打継目は、せん断力の小さい位置に設け、部材の圧縮力の作用する方向と直角に設けることを原則とする。
- 3) 打継目については、温度応力及び乾燥収縮によるひびわれが発生しないように考慮するものとする。
- 4) 打継目は、コンクリート表面のレイタンス、ゆるんだ骨材等を完全に取り除き、十分吸水させて、コンクリートを打継ぐものとする。
- 5) 塩害の影響を受けることが予想される構造物においては、打継目をできるだけ少なくし鉛直打継目はできるだけ避けるものとする。
- 6) コンクリートを多層に分けて打込むときは、打重ね部において上層のコンクリートと下層のコンクリートの一体性を確保し、耐久性に悪影響を及ぼすようなひび割れ、コールドジョイントを生じさせないものとする。

#### (8) マスコンクリート

セメントの水和熱に起因する温度応力によるひび割れが懸念される場合は、材料、打込み方法、養生方法等について検討を行い、構造物の機能上有害となるひび割れの発生を防止するものとする。

### 19.7 鉄筋の加工及び配筋

- (1) 鉄筋は、所定の強度、耐久性を確保するように、設計図で示された形状及び寸法に一致するとともに、材質を害さない方法で加工、配置しなければならない。

(2) 標準的には、1)から 8)の方法によってよい。

- 1) 鉄筋は、コンクリート打込み中に動かさないように、本体コンクリートと同等以上の品質を有するコンクリート製又はモルタル製スペーサを用いて堅固に組立てるものとする。
- 2) 鉄筋は常温で加工し、曲げ加工は材質の変化が生じないように曲げ機械を用いて行うこととする。
- 3) 鉄筋の組立てにあたっては、浮きさび等、コンクリートの付着を害するおそれのあるものを除くものとする。
- 4) 設計図に示されていない鉄筋の継手は、原則として設けない。また、施工上の理由により、やむを得ず継手を設けなければならない場合は、6.6.5の規定によるものとする。
- 5) 重ね継手を用いる場合は、所定の長さを重ね合わせて、直径 0.9mm 以上の焼きなまし鉄線で緊結するものとする。
- 6) ガス圧接継手は、圧接工の資格を有する技術者が行い、適切な方法で検査を行うものとする。
- 7) 鉄筋の継手に重ね継手及びガス圧接継手以外の継手を用いる場合は、鉄筋の種類、直径、施工箇所等を考慮して適切な施工方法を選定するものとする。
- 8) 継足しのために構造物から露出しておく鉄筋は、損傷や腐食等を受けないように保護するものとする。

#### 19.8 PC 鋼材工及び緊張工

- (1) PC 鋼材は、所定のプレストレスが得られるように、適切に加工、配置し、正確にまた安全に緊張しなければならない。
- (2) 標準的には、1)から 15)の方法によって施工するのがよい。
  - 1) PC 鋼材は、材質を損なわないように加工し、組立てるものとする。
  - 2) プレテンション方式の場合の PC 鋼材ならびにポストテンション方式の場合のシース及び定着具は、所定の施工精度を満足するように配置し、コンクリートの打込み等によって動かないように堅固に保持するものとする。
  - 3) ポストテンション方式の場合には、PC 鋼材は、もつれないようにダクトの中へ配置するものとする。
  - 4) プレストレッシング時のコンクリートの圧縮強度は、プレストレス直後にコンクリートに生じる最大圧縮応力度の 1.7 倍以上とする。ただし、プレテンション方式の場合は  $30\text{N/mm}^2$  以上とする。なお、圧縮強度の確認は、構造物と同様な養生条件におかれた供試体を用いて行うものとする。
  - 5) プレストレッシング時の定着部付近のコンクリートは、定着により生じる支圧応力に耐える強度以上とする。

- 6) PC 鋼材は、緊張後に生じる損失を考慮して初期の引張力を定めるものとする。
- 7) PC 鋼材を、順次に緊張する場合は、各段階において、コンクリートに設計で想定しない応力が生じないようにするものとする。
- 8) 型わく及び支保工は、プレストレッシングにより、設計で想定しない変形、沈下等が生じないものとする。
- 9) 定着具及び部材端面は、プレストレッシング後、破損又は腐食しないように保護することとする。
- 10) プレストレッシング中の安全対策については、特に留意するものとする。
- 11) プレストレッシング装置のキャリブレーションは、装置を使用する前及び必要に応じて使用中に行うこととする。
- 12) PC 鋼材のプレストレッシングの管理に用いる摩擦係数及び PC 鋼材の見かけのヤング係数は、現場において試験緊張により求めることを原則とする。
- 13) プレストレッシングの管理は、所定のプレストレス力が得られるように管理するものとする。
- 14) プレストレッシングの管理は、荷重計の示度及び PC 鋼材の伸び量により行なうものを原則とする。
- 15) PC 鋼材定着部、施工用金具撤去跡等の後埋め部は、膨張コンクリート又はセメント系無収縮モルタルを用いて行うものとする。

## 19.9 プレキャスト部材を用いた構造物の施工

### 19.9.1 一般

プレキャスト部材を用いた構造物の施工にあたっては、所定の品質、精度を確保できるようプレキャスト部材の製作、運搬、保管、接合について、あらかじめ計画を立て、安全に施工しなければならない。

### 19.9.2 部材の製作

- (1) プレキャスト部材は、所定の施工精度を満足するように製作しなければならない。
- (2) プレキャストセグメント工法におけるプレキャストセグメントの形状寸法、継目部におけるシーす、接合キー等の位置と寸法は、セグメントの接合が正確に行えるものでなければならない。

### 19.9.3 運搬・保管

プレキャスト部材の運搬、保管にあたっては、部材に過大な応力が生じないように支持するとともに、衝撃及びねじりを与えないように行わなければならない。

### 19.9.4 接合

- (1) プレキャスト部材の接合は、使用する接合材料に最も適する施工方法を検

討し、強度、耐久性、水密性等所定の品質が得られるように入念に行わなければならない。

- (2) 支保工は、部材の死荷重、架設機械の重量、据付時の衝撃等の作業中の荷重、プレストレスングによる部材の弾性変形等の変位による影響等に対して、十分な強度と安全性を有する構造としなければならない。

## 19.10 グラウトの施工

### 19.10.1 グラウト

- (1) グラウトは、シース内にグラウトが完全に充てんされる方法で施工しなければならない。
- (2) 標準的には、1)から 10)の方法によって施工するのがよい。
  - 1) 材料はノンブリーディング型のグラウト又は現場でのグラウト作業がないプレグラウト PC 鋼材を使用することとする。プレグラウト PC 鋼材を使用する場合は 19.10.2 の規定によるものとする。
  - 2) グラウトの練り混ぜはグラウトミキサで行うものとする。グラウトミキサは、グラウトを十分練り混ぜることができるものを使用する。
  - 3) グラウトは、注入が終了するまでゆるやかに攪拌できるアジテーター等により攪拌するものとする。
  - 4) グラウトの注入に用いるホースは、グラウトの注入に対して所要の材質、断面積のものを使用する。
  - 5) グラウトを確実に充てんするため、ダクト形状、ダクト長さ、グラウトの種類に応じた、注入、排気、排出口を設けるものとする。
  - 6) グラウト注入にあたっては、あらかじめダクト内に水を通して洗浄し、十分に湿潤状態にしておく。
  - 7) グラウト注入は、練り混ぜ直後に、グラウトポンプを用いて徐々に行うこととする。グラウトポンプは、空気が混入しないように注入できるものを使用する。
  - 8) グラウトは、グラウトポンプに入れる前に、適当なふるいに通すこととする。
  - 9) グラウト注入は、グラウト注入作業が完全に施工されたことを確認するために、注入データが記録できる機能を備えた流量計を使用するとともに、排出口から一様な品質のグラウトが流出するまで中断しない。
  - 10) 寒中における施工の場合は、ダクト周辺の温度を、注入前に 5 以上にしておくものとする。注入時のグラウト温度は、10～25 を標準とする。グラウト温度は、注入後少なくとも 5 日間、5 以上に保つことを原則とする。
  - 11) 暑中における施工の場合は、注入時のグラウトの温度をなるべく低く抑

え、グラウトの急激な硬化等が生じないようにする。

#### 19.10.2 プレグラウト PC 鋼材

- (1) プレグラウト PC 鋼材の施工にあたっては、所定の性能を確保するように、運搬、保管、緊張作業を行わなければならない。
- (2) 標準的には、1)から 7)の方法で施工するのがよい。
  - 1) プレグラウト PC 鋼材の運搬にあたっては、ダクト内の樹脂の漏れや、被覆材の損傷が生じないようにする。
  - 2) 緊張作業までの期間が使用期限を超えたプレグラウト PC 鋼材は、原則として使用しない。
  - 3) プレグラウト PC 鋼材を現場にて保管する場合には、樹脂の硬化、被覆材の損傷が生じないようにする。
  - 4) 樹脂の硬化状態は、温度の影響を大きく受けるので、運搬から緊張作業までの温度管理には十分注意を払う。
  - 5) プレグラウト PC 鋼材の配置及び部材コンクリートの打込み時においては、被覆材が損傷して樹脂漏れを起こすことのないよう、十分に注意して施工する。
  - 6) 樹脂の漏れ止めキャップの撤去及び被覆材の切除は、緊張を行う当日に行い、PC 鋼材を傷つけないよう慎重に作業を行うものとする。
  - 7) プレグラウト PC 鋼材の緊張は、樹脂の硬化により作業に支障が生じないように、コンクリートが所定の強度に達した段階で、速やかに行う。

#### 19.11 型わく及び支保工

##### 19.11.1 一般

- (1) 型わく及び支保工は、コンクリートの打込みから硬化にいたるまでの起こり得る最も不利な組合せの荷重に対して、十分な強度と安全性を有するものでなければならない。
- (2) 型わく及び支保工は、完成した構造物が所定の性能を確保できるように、その形状及び位置を正確に保たなければならない。
- (3) 型わく及び支保工は、コンクリートの耐久性及び表面の出来形を損なわないように配慮しなければならない。

##### 19.11.2 設計及び施工

- (1) コンクリート打設に伴う型わく及び支保工のたわみの影響について、これをあらかじめ予測し、部材に悪影響をおよぼさないような措置を講じなければならない。
- (2) 型わくの設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型わく、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設等の荷重及び衝撃等を考慮するものとする。また、水平方向荷重として、フレッシュコンクリートの側圧を考慮しな

ければならない。

- (3) 支保工の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型わく、コンクリート、鉄筋、支保工、作業員、施工機械器具、仮設備等の重量及び衝撃、プレストレスの影響等を考慮する。また水平方向荷重として、施工中の衝撃、振動、傾斜の影響、プレストレスの影響のほかに、必要に応じて風圧、流水圧、地震の影響等を考慮しなければならない。
- (4) 型わくは、モルタルのもれない構造としなければならない。
- (5) 型わく内面には、はく離剤を塗布しなければならない。
- (6) 型わくを組み立てる場合の部材のかどは、面取りを行うことを原則とする。
- (7) 型わくの締めつけ材は、型わくを取りはずした後、コンクリート表面に残らないものを使用しなければならない。また、塩害の影響を受ける地域では、型わく、セパレータ及び型わく組立てに用いた補助鋼材は、かぶり内から除去しなければならない。
- (8) 支保工は、プレストレス時のプレストレス力による変形及び反力の移動を阻害しないものを使用しなければならない。
- (9) 型わく及び支保工は、コンクリートに設計で想定しない応力等を与えないように取りはずさなければならない。
- (10) 型わく及び支保工は、所定の出来形を満足するように施工しなければならない。

## 19.12 架設

### 19.12.1 一般

- (1) 架設にあたっては、構造物の所定の品質、精度を確保できるよう部材及び構造の特性や施工条件を十分考慮し、架設設備及び架設作業についてその計画をたて、安全に施工しなければならない。
- (2) 設計時に考慮した架設方法と異なる方法により架設する場合は、架設時及び完成後の応力と変形について検討しなければならない。

### 19.12.2 安全性の確認

架設にあたっては、必要に応じて各部材に生じる応力及び変形について検討し、安全性を確かめなければならない。なお、架設時における部材の許容応力度は、3章の規定によるものとする。

## 19.13 検査

完成した構造物が所定の品質、精度を有することが確認できるように、検査体系を定め、工事の各段階で必要な検査を行わなければならない。

## IV 下部構造編

### 1章 総 則

#### 1.1 適用の範囲

この編は、主として下部構造に適用する。

#### 1.2 用語の定義

この編に用いる用語の意味は次のとおりとする。

(1) 駆体

下部構造の一部で、橋台、橋脚等上部構造からの荷重を基礎に伝える構造部分

(2) 基礎

下部構造の一部で、駆体からの荷重を地盤に伝える構造部分

(3) 常時

荷重の組合せにおいて、地震の影響又は風荷重を考慮しない状態

(4) 地震時

荷重の組合せにおいて、地震の影響を考慮する状態

(5) レベル1地震時

地震時のうち、地震の影響として橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（レベル1地震動）を考慮する状態

(6) レベル2地震時

地震時のうち、地震の影響として橋の供用期間中に発生する確率が低いが大きな強度をもつ地震動（レベル2地震動）を考慮する状態

(7) 暴風時

荷重の組合せにおいて、風荷重を考慮する状態

(8) フーチング

基礎の一部で、駆体の柱又は壁を支え、地盤あるいは基礎へ荷重を伝える版状の構造物。ケーソン基礎、鋼管矢板基礎あるいは地中連続壁基礎の場合には、頂版と呼ぶこともある

(9) 極限支持力

構造物を支持し得る地盤の最大抵抗力

(10) 許容支持力

極限支持力を所要の安全率で除した支持力と変位置から決まる支持力のうちで小さい方の値

(11) 設計上の地盤面

現地盤面に対し、将来の地盤の変状等を考慮して設計上水平抵抗が期待できるものとして定めた地盤面

(12) 根入れ深さ

現地盤面から基礎底面あるいは先端までの深さ

(13) 有効根入れ深さ

設計上の地盤面から基礎底面あるいは先端までの深さ

1.3 設計計算の基本

- (1) 設計計算の精度は、設計条件等の精度を十分把握したうえで、適切に定めなければならない。設計計算は、最終段階で有効数字3けたが得られるように行うのがよい。
- (2) 設計計算にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性、構造の幾何学的特性、地盤の抵抗特性等を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを用いなければならない。

1.4 設計の前提となる施工の条件

- (1) 下部構造の設計にあたっては、施工の条件を適切に考慮しなければならない。
- (2) 4章から14章までの規定の適用にあたっては、15章から20章までの規定が満足されることを前提とする。したがって、実際の施工の条件が15章から20章までの規定によりがたい場合には、それを設計において考慮しなければならない。

1.5 設計図等に記載すべき事項

設計図等には、施工及び維持管理の便を考慮し、必要な事項を記載しなければならない。

2章 調査

2.1 調査一般

2.1.1 調査の基本

下部構造の設計及び施工に必要な情報を得るために調査を実施するものとする。

2.1.2 調査の種類

- (1) 下部構造の設計及び施工に当たり、次の調査を行うものとする。
  - 1) 地盤の調査
  - 2) 河相、利水状況等の調査
  - 3) 施工条件の調査
- (2) 次に示すような特殊な条件にあつては、既存資料、地形、地質、周辺環境等について、特に留意して調査を行うものとする。
  - 1) 軟弱地盤
  - 2) 地震時に不安定となる地盤
  - 3) 山地部
  - 4) 地すべり地
  - 5) 近接施工の場合

## 2.2 地盤の調査

### 2.2.1 一般

- (1) 地盤の調査は、下部構造の設計に適切かつ十分な情報が得られるように計画的に行うものとする。
- (2) 地盤の調査は、現地の状況を系統的かつ効率的に知るために、設計の進捗に合わせて予備調査と本調査に分けて行うのがよい。

### 2.2.2 予備調査

予備調査は、架橋地点の地盤を構成する地層の性状の概要を把握し、基礎形式の選定、予備設計、本調査の計画等に必要な資料を得るために、次の事項について行うことを原則とする。

- (1) 資料調査
- (2) 現地踏査
- (3) 物理探査
- (4) ボーリング、試掘等による調査

### 2.2.3 本調査

本調査は、基礎の詳細設計を行うために必要な地盤条件や施工条件、設計に用いる地盤定数等を明らかにするために、次の事項について行うことを原則とする。

- (1) ボーリング
- (2) サンプリング
- (3) サウンディング
- (4) 土質試験
- (5) 岩石試験
- (6) 地下水調査
- (7) 載荷試験
- (8) 物理探査及び物理検層
- (9) 有害ガス、酸素欠乏空気等の調査

### 2.2.4 設計に用いる地盤定数の評価

設計に用いる地盤定数は、地盤調査の結果を総合的に判断して設定するものとする。

## 2.3 河相、利水状況等の調査

河相、利水状況等の調査は、河川の形態や将来計画、利水、舟運等について行うものとする。

## 2.4 施工条件の調査

施工条件の調査は、次の事項について行うことを原則とする。

- (1) 既存資料の調査

(2) 周辺環境の調査

(3) 作業環境の調査

### 3章 設計の基本

#### 3.1 設計一般

(1) 使用目的との適合性及び構造物の安全性の照査は、3.2に規定する荷重の組合せを用いて、3.3の規定により行うものとする。地震の影響の照査は、本編及び耐震設計編により行うものとする。

(2) 耐久性の検討は、6章の規定により行うものとする。

#### 3.2 設計計算に用いる荷重の組合せ

下部構造の設計は、表 - 3.2.1に示す荷重の組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して行うものとする。

表 - 3.2.1 荷重の組合せ

荷重の組合せ
1. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP)
2. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T)
3. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 風荷重 (W)
4. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 温度変化の影響 (T) + 風荷重 (W)
5. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 制動荷重 (BK)
6. 主荷重 (P) + 主荷重に相当する特殊荷重 (PP) + 衝突荷重 (CO)
7. 活荷重及び衝撃以外の主荷重 + 地震の影響 (EQ)
8. 施工時荷重 (ER)

#### 3.3 荷重に対する安全性等の照査

(1) 構造物の安全性等を確保するために強度、変形及び安定を照査しなければならない。

(2) (1)を照査するにあたっては、部材に発生する応力度が4章に規定する許容応力度以下であることを照査しなければならない。

(3) (2)で規定する照査によるほか、5章以降の規定に従って安全性等の照査を行う場合には、基本的事項については(1)を満足するとみなしてよい。

### 4章 許容応力度

#### 4.1 一般

(1) 許容応力度は、4.2から4.5までに規定する値とする。

(2) 4.2から4.5までに規定しない材料の許容応力度は、材料の力学的性質や強度のばらつき等を踏まえ、(1)に規定する材料の許容応力度と同等以上の安全度を持つように設定しなければならない。

- (3) 下部構造の設計に用いる許容応力度は、荷重の組合せに応じて、表 - 4.1.1.1に示す割増し係数を乗じた値とする。

表 - 4.1.1 許容応力度の割増し係数

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

- (4) 施工時荷重として施工時の風荷重又は地震の影響を考慮する場合の割増し係数は、表 - 4.1.1.1の値にかかわらず、架橋地点の条件、施工中の構造系等を考慮して、適切に定めなければならない。

#### 4.2 コンクリートの許容応力度

- (1) 大気中で施工する鉄筋コンクリート部材

- 1) 大気中で施工する鉄筋コンクリート部材におけるコンクリートの許容圧縮応力度及び許容せん断応力度は、表 - 4.2.1の値とする。

表 - 4.2.1 コンクリートの許容圧縮応力度及び許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度 ( $c_k$ )		21	24	27	30
		応力度の種類			
圧縮応力度	曲げ圧縮応力度	7.0	8.0	9.0	10.0
	軸圧縮応力度	5.5	6.5	7.5	8.5
せん断 応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 ( $a_1$ )	0.22	0.23	0.24	0.24
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 ( $a_2$ )	1.6	1.7	1.8	1.9
	押抜きせん断応力度 ( $a_3$ )	0.85	0.90	0.95	1.00

ただし、コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度  $a_1$  は、次の影響を考慮して補正を行う。

) 部材断面の有効高dの影響

表 - 4.2.2に示す部材断面の有効高dに関する補正係数 $c_e$ を  $a_1$  に乗じる。

表 - 4.2.2 部材断面の有効高dに関する補正係数 $c_e$

有効高d (mm)	300以下	1000	3000	5000	10000以上
$c_e$	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

) 軸方向引張鉄筋比 $p_t$ の影響

表 - 4.2.3に示す軸方向引張鉄筋比 $p_t$ に関する補正係数 $c_{p_t}$ を  $a_1$  に乗じる。ここで、 $p_t$ は中立軸よりも引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和をbdで除して求める。

表 - 4.2.3 軸方向引張鉄筋比 $P_t$ に関する補正係数 $c_{p_t}$

軸方向引張鉄筋比 $P_t$ (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上
$c_{p_t}$	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

) 軸方向圧縮力の影響

軸方向圧縮力が大きな部材の場合、式 (4.2.1) により算出される軸方向圧縮力による補正係数 $c_N$ を  $a_1$  に乗じる。

$$c_N = 1 + M_o / M \dots\dots\dots (4.2.1)$$

ただし、 $c_N \geq 2$

ここに、

$c_N$ ：軸方向圧縮による補正係数で、橋脚及びフーチングについては  
 $c_N = 1$ とする。

$M_0$ ：軸方向圧縮力によりコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント (N・mm)

$$M_0 = \frac{N}{A_c} \frac{I_c}{y}$$

$M$ ：部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

$N$ ：部材断面に作用する軸方向圧縮力 (N)

$I_c$ ：部材断面の図心軸に関する断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$A_c$ ：部材断面積 (mm<sup>2</sup>)

$y$ ：部材断面の図心より部材引張縁までの距離 (mm)

押抜きせん断応力度  $a_3$  は、4.1に規定する荷重の組合せを考慮した許容応力度の割増しをしてはならない。

- 2) コンクリートの許容付着応力度は、直径51mm以下の鉄筋に対して表 - 4.2.4の値とする。

表 - 4.2.4 コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度 ( $c_k$ )	21	24	27	30
鉄筋の種類				
丸 鋼	0.70	0.80	0.85	0.90
異形棒鋼	1.4	1.6	1.7	1.8

- 3) コンクリートの許容支圧応力度は、式(4.2.2)により算出するものとする。

$$b_a = (0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b}) c_k \dots \dots \dots (4.2.2)$$

ただし、 $b_a \geq 0.5 c_k$

ここに、

$b_a$ ：コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$ ：局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_b$ ：局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (mm<sup>2</sup>)

$c_k$  : コンクリートの設計強度 (N/mm<sup>2</sup>)

4) 大気中で施工する場所打ち杭に用いるコンクリートの許容応力度は、表 - 4.2.1及び表 - 4.2.4の値の90%とする。

(2) 水中で施工する鉄筋コンクリート部材

水中で施工する鉄筋コンクリート部材のうち場所打ち杭及び地中連続壁のコンクリートの許容応力度は、表 - 4.2.5の値とする。ただし、コンクリートの配合は、単位セメント量350kg/m<sup>3</sup>以上、水セメント比55%以下、スランブ150~210mmを原則とする。

表 - 4.2.5 水中で施工する場所打ち杭及び地中連続壁の  
コンクリート許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの呼び強度		30	36	40
水中コンクリートの設計基準強度 ( $c_k$ )		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せん断力を負担する場合 ( $a_1$ )	0.23	0.24	0.25
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 ( $a_2$ )	1.7	1.8	1.9
付着応力度 (異形棒鋼)		1.2	1.3	1.4

(3) 無筋コンクリート部材

無筋コンクリート部材におけるコンクリートの許容応力度は、表 - 4.2.6の値とする。

表 - 4.2.6 無筋コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

応力度の種類	許容応力度	備考
圧縮応力度	$\frac{c_k}{4}$ 5.5	$c_k$ : コンクリートの設計基準強度 $t_k$ : コンクリートの設計基準引張強度 (JIS A 1113の規定による)
曲げ引張応力度	$\frac{t_k}{4}$ 0.3	
支圧応力度	0.3 $c_k$ 6.0	

ただし、支圧を設置する橋座面を鉄筋で補強した場合の許容支圧応力度は、7N/mm<sup>2</sup>まで高めてよい。さらに、局部載荷の場合の許容支圧応力度は式(4.2.2)を用いて算出し、その値は12N/mm<sup>2</sup>をこえないものとする。

(4) プレストレストコンクリート部材

プレストレストコンクリート部材におけるコンクリートの許容応力度は、コンクリート橋編3.1及び3.2の規定によるものとする。

(5) 既成コンクリート杭

RC杭、PHC杭及びSC杭のコンクリートの許容応力度は、表 - 4.2.7の値とする。

表 - 4.2.7 RC杭、PHC杭及びSC杭のコンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

杭種 応力度の種類	RC杭	PHC杭	SC杭
設計基準強度	40.0	80.0	80.0
曲げ圧縮応力度	13.5	27.0	27.0
軸圧縮応力度	11.5	23.0	23.0
曲げ引張応力度	-	0	-
せん断応力度	0.36	0.85	0.85

なお、地震の影響 (EQ) を考慮するときのPHC杭のコンクリート許容曲げ引張応力度は、表 - 4.2.8の値とする。

表 - 4.2.8 地震の影響 (EQ) を考慮するときのPHC杭の  
コンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

有効プレストレス $c_e$	3.9 $c_e < 6.9$	6.9 $c_e$
曲げ引張応力度	3.0	5.0

4.3 鉄筋の許容応力度

(1) 鉄筋の許容応力度は、直径51mm以下の鉄筋に対して表 - 4.3.1の値とする。

表 - 4.3.1 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋の種類		SR235	SD295 A SD295 B	SD345	
引張り 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)	80	100	100	
	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合の基本値	2)一般の部材	140	180	180
		3)水中あるいは地下水位以下に設ける部材	140	160	160

4) 荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の基本値	140	180	200
5) 鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合の基本値	140	180	200
6) 圧縮応力度	140	180	200

(2) ガス圧接継手の許容応力度は、十分な試験及び管理を行う場合、母材の許容応力度と同等としてよい。

(3) 溶接継手、機械的継手、スリーブ継手等の継手強度は、使用条件を考慮した試験を行って定めるものとする。

(4) 鉄筋と他の鋼材とのアーク溶接によるすみ肉溶接部の許容せん断応力度は、表 - 4.3.2の値とする。

表 - 4.3.2 アーク溶接によるすみ肉溶接部の許容せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鉄筋の種類 溶接の種類	SD295 B	SD345
	工場溶接	105
現場溶接	上記の90%	

ただし、鉄筋よりも強度の劣る鋼材と接合する場合の許容せん断応力度は、鋼材の許容せん断応力度を用いるものとする。

#### 4.4 構造用鋼材の許容応力度

構造用鋼材の母材部及び溶接部の許容応力度は、表 - 4.4.1の値とする。ただし、これらは板厚が40mm以下の場合の値であり、また、圧縮及び鋼管のせん断については、座屈を考慮しない場合の値である。強度の異なる鋼材を接合する場合は、強度の低い鋼材に対する値を用いるものとする。

なお、鋼管矢板基礎のコネクター溶接部に対しては、工場溶接の80%の値を許容応力度とする。

表 - 4.4.1 構造用鋼材の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

区分	鋼材記号 応力度の種類	SS400	SM490	SM490Y	SM570
		SM400 SMA400W SKK400 SKY400	SKK490 SKY490	SM520 SMA490W	SMA570W
母材部	引張	140	185	210	255
	圧縮	140	185	210	255
	せん断	80	105	120	145

溶 接 部	工 場 溶 接	全断面溶込み グループ溶接	引 張 圧 縮 せん断	140 140 80	185 185 105	210 210 120	255 255 145
		すみ肉溶接、 部分溶込み グループ溶接	せん断	80	105	120	145
	現 場 溶 接	引 張 圧 縮 せん断	各応力度について工場溶接の90%とする。				

注)ただし、SS400は溶接構造に用いてはならない。

#### 4.5 PC鋼材の許容応力度

PC鋼材の許容応力度は、コンクリート橋編3.1及び3.4の規定によるものとする。

#### 5章 部材の照査

#### 5.1 常時、暴風時及びレベル1地震時における部材の照査

##### 5.1.1 一般

- (1) 常時、暴風時及びレベル1地震時における部材の照査にあたっては、部材断面に生じる断面力は、弾性理論により算出するものとする。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、5.1.2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、5.1.3の規定により行うものとする。

##### 5.1.2 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照査

鉄筋コンクリート部材断面に生じるコンクリート及び鉄筋の応力度を次の仮定により算出し、これが4章に規定する許容応力度以下であることを照査するものとする。

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
- 2) コンクリートの引張強度は無視する。
- 3) 鉄筋とコンクリートのヤング係数比は15とする。

##### 5.1.3 せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の照査

###### (1) せん断力に対する照査

- 1) コンクリートのみでせん断力を負担する場合、(3)により平均せん断応力度  $\sigma_m$  を算出し、これが4.2に規定する許容せん断応力度  $\sigma_{a1}$  以下であることを照査するものとする。

2) 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  $f_m$  が 4.2に規定する許容せん断応力度  $f_{a2}$  以下であることを照査するものとする。

(2) 照査断面

T形橋脚、ラーメン橋脚等において、柱付近におけるはりのせん断力に対する照査は、図 - 5.1.1に示す部材断面に対して行うものとする。

隅角部にハンチを有する場合には、ハンチの始点及び終点での各部材高を用いてそれぞれ求まる照査断面のうち、柱に近い側の断面に対して照査を行う。また、柱付近（図 - 5.1.1の斜線部）の斜引張鉄筋は照査断面で算出される鉄筋量以上を配置することを原則とする。

柱、壁等の下端部におけるコンクリートのせん断力に対する照査は、図 - 5.1.2に示す断面に対して行うものとする。

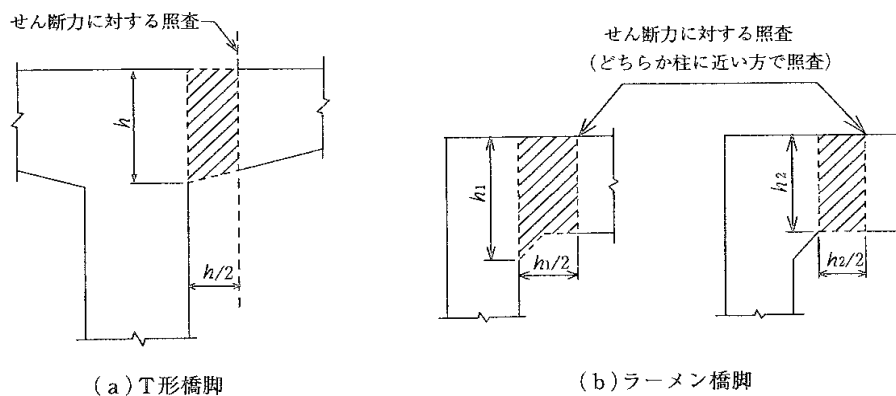


図 - 5.1.1 柱付近におけるはりのせん断力に対する照査断面

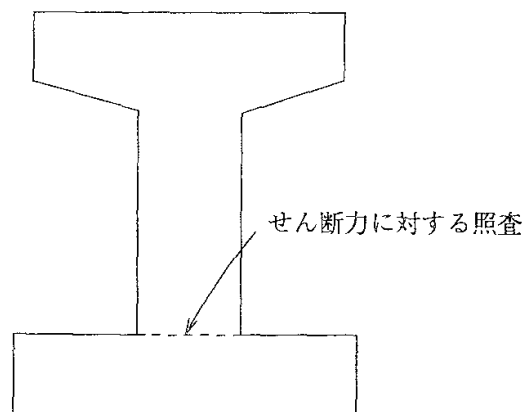


図 - 5.1.2 柱のせん断力に対する照査断面

(3) 平均せん断応力度

鉄筋コンクリート部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度は、式(5.1.1)により算出するものとする。

$$m = \frac{S_h}{bd} \dots\dots\dots (5.1.1)$$

ここに、

$m$  : 部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_h$  : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N) で、式(5.1.2)により算出する。ただし、せん断スパン比により許容せん断応力度の割増しを行う場合や、地震時に交番繰返し荷重を受ける橋脚柱等の場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮してはならない。

$$S_h = S - \frac{M}{d} (\tan \gamma + \tan \beta) \dots\dots\dots (5.1.2)$$

$S$  : 部材断面に作用するせん断力 (N)

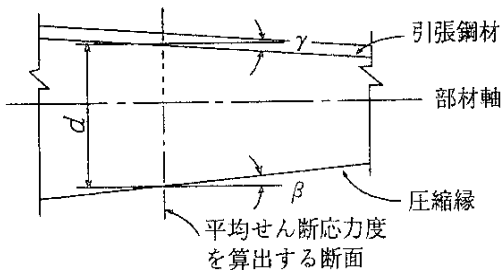
$M$  : 部材断面に作用する曲げモーメント (N・mm)

$d$  : 部材断面の有効高 (mm) (図-5.1.3参照)

$b$  : 部材断面幅 (mm)

$\gamma$  : 部材圧縮縁が部材軸方向となす角度 (図-5.1.3参照)

$\beta$  : 引張鋼材が部材軸方向となす角度 (図-5.1.3参照)



(注) および  $\beta$  は、曲げモーメントの絶対値が増すに従って有効高が増す場合には正、減じる場合には負とする。

図-5.1.3  $\gamma$ 、 $\beta$ 及びdのとり方

(4) 斜引張鉄筋

コンクリートの平均せん断応力度が4.2に規定する許容せん断応力度  $\sigma_{a1}$  をこえる場合には、式(5.1.3)により算出される断面積以上の斜引張鉄筋を配置するものとする。

なお、はりにおいては斜引張鉄筋が負担するせん断力の合計のうち、1/2以上をスターラップで負担させるのを原則とする。

$$A_w = \frac{1.15 S_h s}{s_a d (\sin \theta + \cos \theta)} \dots \dots \dots (5.1.3)$$

$$S_h' = S_h - S_{c_a}$$

ここに、

$A_w$  : 間隔  $s$  及び角度  $\theta$  で配置される斜引張鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$S_h'$  : 間隔  $s$  及び角度  $\theta$  で配置される斜引張鉄筋が負担するせん断力 (N)

$S_{h_i}'$  : 角度  $\theta_i$  が異なる斜引張鉄筋が負担するせん断力  $S_{h_i}'$  の合計 (N)

$S_h$  : 部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力 (N) で、式 (5.1.2) による。ただし、せん断スパン比により  $a_1$  の割増しを行う場合や、地震時に交番繰返し荷重を受ける橋脚柱等の場合には、部材の有効高の変化の影響を考慮してはならない。

$S_{c_a}$  : コンクリートが負担するせん断力 (N) で、式 (5.1.4) により算出する。

$$S_{c_a} = a_1 b d \dots \dots \dots (5.1.4)$$

$a_1$  : コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度 (N /  $\text{mm}^2$ )

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$b$  : 部材断面幅 (mm)

$s$  : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)

$\theta$  : 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度

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

## 5.2 レベル2地震時における部材の照査

### 5.2.1 一般

- (1) レベル2地震時における部材の照査にあたっては、部材に生じる断面力及び変形は、部材の塑性化を考慮した解析により算出することを原則とする。
- (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レベル2地震時に対する照査は、5.2.2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、5.2.3の規定により行うものとする。

### 5.2.2 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照査

- (1) 塑性化を考慮しない部材においては、原則として、部材に生じる曲げモーメントが、当該部材の最大抵抗曲げモーメント以下であることを照査するものとする。ただし、フーチングは、部材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。

- (2) 塑性化を考慮する部材においては、地震設計編 5.3 又は耐震設計編 5.4 に規定する部材の限界状態をこえないことを耐震設計編 5.5 の規定により照査するものとする。

### 5.2.3 せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の照査

- (1) 部材に生じるせん断力は、式(5.2.1)により算出する断面のせん断耐力  $P_s$  以下であることを照査するものとする。

$$\left. \begin{aligned} P_s &= S_c + S_s \\ S_c &= c_c c_e c_{p t} c_N c b d \\ S_s &= \frac{A_w s_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15s} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.2.1)$$

ここに、

$P_s$  : せん断耐力 (N)

$S_c$  : コンクリートの負担するせん断耐力 (N)

$S_s$  : 斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 (N)

$c_c$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>) で、表 - 5.2.1 の値とする。

$c_e$  : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚については、耐震設計編 10.5 による。橋台、フーチング及び基礎については  $c_e = 1$  としてよい。

$c_N$  : 軸方向圧縮力による補正係数で、式(4.2.1)より算出する。橋脚及びフーチングについては  $c_N = 1$  とする。

$c_{p t}$  : 軸方向引張鉄筋比  $p_t$  に関する補正係数で表 - 4.2.3 の値とする。

$d$  : 部材断面の有効高 (mm)

$b$  : 部材断面幅 (mm)

$A_w$  : 間隔  $s$  及び角度  $\theta$  で配置される斜引張鉄筋の断面積 (mm<sup>2</sup>)

$s_y$  : 斜引張鉄筋の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

$s$  : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm<sup>2</sup>)

$\theta$  : 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度

表 - 5.2.1 コンクリートが負担できる平均せん断応力度  $c$  (N/mm<sup>2</sup>)

コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30	40
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 $c$	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

また、コンクリートの斜め圧縮破壊を防ぐため、部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度は、コンクリート橋編4.3.4の表 - 4.3.2に示す値以下とするものとする。

(2) 照査断面

5.1.3(2)の規定によるものとする。

6章 耐久性の検討

6.1 一般

下部構造の設計にあたっては、経年的な劣化による影響を考慮するものとする。

6.2 塩害に対する検討

(1) 下部構造の鉄筋コンクリート部材は、塩害により所要の耐久性が損なわれてはならない。

(2) 表 - 6.2.2 に示す地域における下部構造の鉄筋コンクリート部材においては、かぶりの最小値を表 - 6.2.1 に示す値とする等の対策を行うことにより、(1)を満足するとみなしてよい。ただし、水中又は土中にある部材は、7.4の規定によるものとする。

表 - 6.2.1 塩害の影響による最小かぶり (mm)

塩害の影響度合い	部材の種類	はり、柱
	対策区分	
影響が激しい	S	90
影響を受ける	I	90
	II	70
	III	50

)塗装鉄筋、コンクリート塗装、埋設型枠等を併用

表 - 6.2.2 塩害の対策区分

地域区分	地域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
			対策区分	影響度合い
A	沖縄県	海上部及び海岸線から100mまで	S	影響が激しい
		100mをこえて300mまで		影響を受ける
		上記以外の範囲		
B	図 -6.2.1 及び表 -6.2.3 に示す地域	海上部及び海岸線から100mまで	S	影響が激しい
		100mをこえて300mまで		影響を受ける
		300mをこえて500mまで		
		500mをこえて700mまで		
C	上記以外の地域	海上部及び海岸線から20mまで	S	影響が激しい
		20mをこえて50mまで		影響を受ける
		50mをこえて100mまで		
		100mをこえて200mまで		

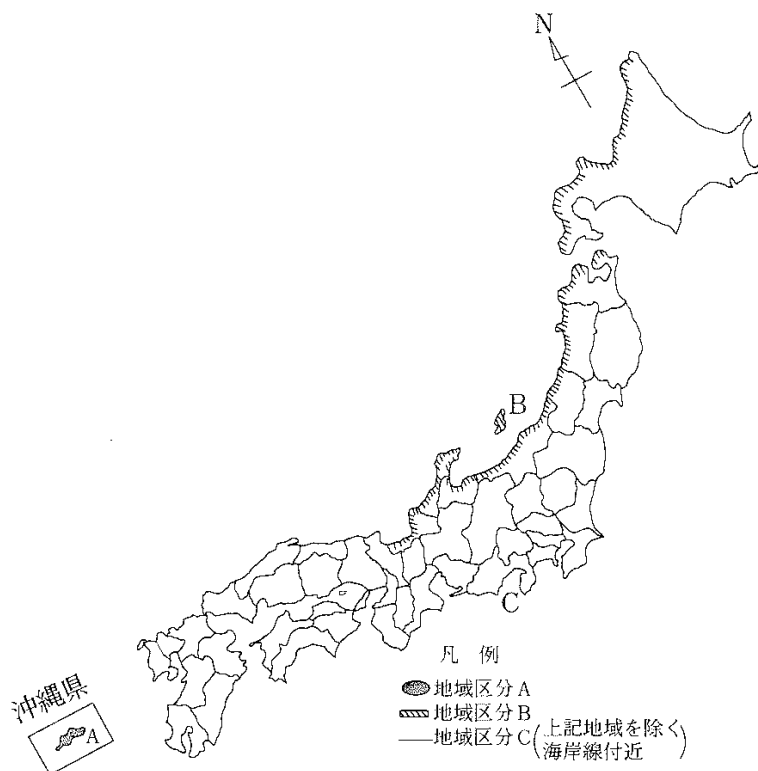


図 - 6.2.1 塩害の影響の地域区分

表 - 6.2.3 地域区分Bとする地域

北海道のうち、宗谷支庁の礼文町・利尻富士町・利尻町・稚内町・猿払村・豊富町、留萌支庁、石狩支庁、後志支庁、檜山支庁、渡島支庁の松前町  
 青森県のうち、蟹田町、今別町、平館村、三厩村（東津軽郡）、北津軽郡、西津軽郡、大間町、佐井村、脇野沢村（下北郡）  
 秋田県、山形県、新潟県、富山県、石川県、福井県

## 7章 鉄筋コンクリート部材の構造細目

### 7.1 適用の範囲

本章の規定は、下部構造を構成する鉄筋コンクリート部材に適用する。

### 7.2 一般

下部構造の鉄筋コンクリート部材の設計にあたっては、構造物に損傷が生じないための措置、構造上の弱点を作らない配慮、弱点と考えられる部分の補強方法、施工方法等を考慮し、設計に反映させるものとする。

### 7.3 最小鉄筋量、最大鉄筋量

#### (1) 最小鉄筋量

- 1) ) 曲げを受ける部材では、コンクリートのひびわれとともに耐力が減じ急激に破壊することのないように軸方向引張鉄筋を配置するものとする。
  - ) 部材の最大抵抗曲げモーメントがひびわれ曲げモーメント以上となるように軸方向引張鉄筋を配置した場合は、 ) を満足するとみなしてよい。ただし、部材に発生する曲げモーメントの1.7倍が、ひびわれ曲げモーメント以下の場合には、この規定によらなくてよい。
- 2) ) 柱や壁のように軸方向力が支配的な部材においては、設計で想定した以上の偏心荷重が作用した場合にも、部材がぜい性的に破壊しないように軸方向鉄筋を配置するものとする。
  - ) コンクリートに局所的な弱点があってもその部の応力を分散できるように必要な量の軸方向鉄筋を配置するものとする。
  - ) 柱や壁等のように軸方向力を受ける部材の軸方向鉄筋量を、軸方向力に対して計算上必要なコンクリート断面積の0.8%以上とした場合には、 ) 及び ) を満足するとみなしてよい。
- 3) ) 乾燥圧縮や温度勾配等により有害なひびわれが発生しないように、鉄筋を配置するものとする。
  - ) 部材表面に沿った長さ1m当たり500mm<sup>2</sup>以上の断面積の鉄筋を、中心間隔300mm以下の間隔で配置した場合には、 ) を満足するとみなしてよい。

#### (2) 最大鉄筋量

曲げを受ける部材では、鉄筋の降伏よりもコンクリートの破壊が先行するぜい性的な破壊が生じないように、軸方向引張鉄筋を配置するものとする。

### 7.4 鉄筋のかぶり

- (1) コンクリートと鉄筋との付着を確保し、鉄筋の腐食を防ぎ、水流や火災に対して鉄筋を保護する等のために必要なかぶりを確保するものとする。
- (2) 水中又は土中にある部材については、維持管理の困難さも考慮し、必要なかぶりを確保するものとする。
- (3) 水中で施工するコンクリート部材については、コンクリートの品質、締固めの困難さ、施工精度等も考慮し、必要なかぶりを確保するものとする。
- (4) 鉄筋のかぶりを鉄筋の直径以上、かつ、表-7.4.1に示す値以上とする場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。

表 - 7.4.1 鉄筋のかぶり (mm)

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

7.5 鉄筋のあき

- (1) 鉄筋の周囲にコンクリートが十分に行きわたり、かつ、確実にコンクリートを締固められるように鉄筋のあきを設けるものとする。
- (2) コンクリートと鉄筋とが十分に付着し、両者が一体となって働くために必要な鉄筋のあきを確保するものとする。

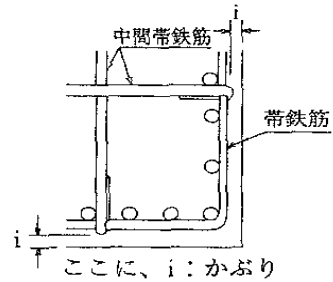


図 - 7.4.1 鉄筋のかぶり

- (3) 次による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
  - 1) 図 - 7.5.1に示す鉄筋のあきは、40mm以上かつ粗骨材の最大寸法の4/3倍以上とする。
  - 2) 鉄筋のあきは、1)の規定によるほか、鉄筋の直径の1.5倍以上とする。

7.6 鉄筋の定着

- (1) 鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くように、確実に定着するものとする。
- (2) 次による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
  - 1) 鉄筋の端部は、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。

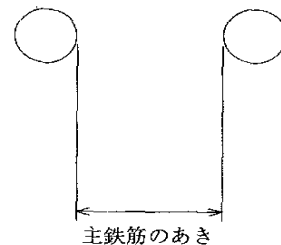


図 - 7.5.1 鉄筋のあき

- ただし、引張鉄筋に丸鋼を用いる場合は、フックをつけて定着するものとする。
  - ) 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。
  - ) コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。
  - ) 定着板等を取り付けて機械的に定着する。
- 2) 鉄筋とコンクリートの付着により定着する場合の定着長は、7.8(2)2)及び3)に規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とする。
- 3) フックをつけて引張鉄筋に定着する場合の定着長は、2)に規定する定着長の2/3倍以上とする。また、フックをつけて圧縮鉄筋を定着する場合の定着

長は2)の規定による。

- 4) はりの正鉄筋は、計算上必要としなくなった断面位置から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲げ上げるか、又は、そのままのばして圧縮部のコンクリートに定着する。ただし、正鉄筋の本数の $1/3$ 以上は、曲げ上げずに支点をこえて圧縮部のコンクリートに定着するものとする。
- 5) はりの負鉄筋は、計算上必要としなくなった断面位置から部材の有効高に等しい長さだけのばして曲げ下げるか、又は、そのままのばして圧縮部のコンクリートに定着する。ただし、負鉄筋の本数の $1/3$ 以上は、曲げ下げずに反曲点をこえて支間の $1/16$ 以上、かつ、部材の有効高に等しい長さ以上のばして定着するものとする。
- 6) はりの折曲げ鉄筋の端部は、所定のかぶりを確保したうえで、部材の上面又は下面にできる限り接近させ、さらにそれに平行に折曲げ、圧縮部のコンクリートに定着する。この場合には、フックをつけた異形棒鋼及びフックをつけない異形棒鋼の定着長は、それぞれ鉄筋の直径の10倍及び15倍以上とするものとする。
- 7) 片持ばり等の固定部における鉄筋は、断面力が十分に伝達される長さだけのばし、フックをつける等により定着する。

#### 7.7 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状

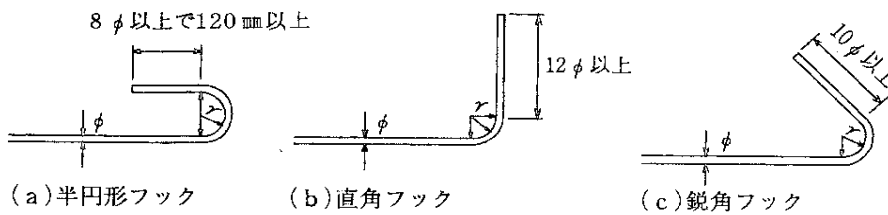
- (1) 鉄筋の曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ、鉄筋の材質が傷まないような形状とするものとする。
- (2) 鉄筋の曲げ形状は、コンクリートに大きな支圧応力を発生させないような形状とするものとする。
- (3) 次による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。

##### 1) 鉄筋のフック

鉄筋のフックには、次の規定によるものとする。

- ) 丸鋼のフックには、半円形フックを用いる。
- ) 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。
- ) 鉄筋のフックは、図 - 7.7.1に基づき、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐにのばす。また、フックの曲げ内半径は、2)の規定による。
  - (a) 半円形フック：鉄筋の直径の8倍又は120mmのうち大きい値
  - (b) 鋭角フック：鉄筋の直径の10倍

(c) 直角フック：鉄筋の直径の12倍



ここに、 $\phi$ ：鉄筋の直径 (mm)

$r$ ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図 - 7.7.1 鉄筋のフックの曲げ形状

2) 鉄筋の曲げ形状

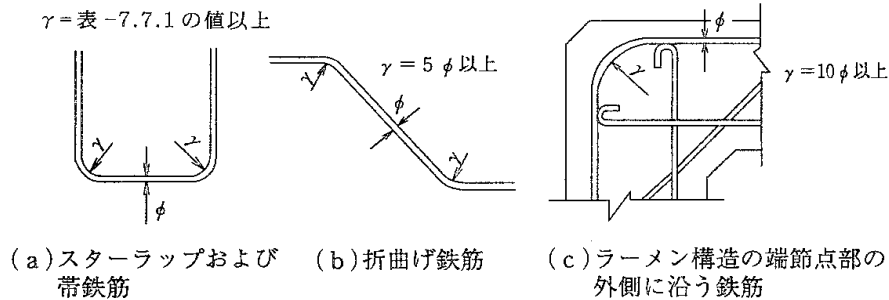
鉄筋の曲げ内半径は、図 - 7.7.1及び図 - 7.7.2に基づき、次の規定によるものとする。なお、曲げ内半径は、曲げ加工される鉄筋の内側の半径とする。

- ) 鉄筋のフックの曲げ内半径は、表 - 7.7.1の値以上とする。
- ) スターラップ及び帯鉄筋の曲げ内半径は、表 - 7.7.1の値以上とする。
- ) 折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の5倍以上とする。ただし、コンクリート部材の側面から鉄筋の直径の2倍に20mmを加えた距離 (鉄筋の直径  $\times 2 + 20\text{mm}$ ) 以内にある鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合には、その曲げ内半径は、鉄筋の直径の7.5倍以上とするものとする。
- ) ラーメン構造の端節点部の外側に沿う鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋の直径の10倍以上とする。

表 - 7.7.1 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

種類	記号	曲げ内半径	
		フック	スターラップ及び帯鉄筋
丸鋼	SR235	2	1
異形棒鋼	SD295A、B	2.5	2
	SD345	2.5	2

ここに  $\phi$ ：鉄筋の直径 (mm)



ここに、  $\phi$  : 鉄筋の直径 (mm)

$r$  : 鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図 - 7.7.2 鉄筋の曲げ半径

### 7.8 鉄筋の継手

- (1) 鉄筋を継ぐ場合は、部材の弱点とならないようにするものとする。
- (2) 次による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
  - 1) 鉄筋の継手位置は、1断面に集中させないものとする。また、応力が大きい位置では、手の継手を設けないのが望ましい。
  - 2) 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合は、式(7.8.1)により算出する重ね継手長 $1_a$ 以上、かつ、鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせる。また、重ね継手部には、継ぐ鉄筋1本の断面積の1/3以上の断面積を持つ横方向鉄筋を配置して補強する。

$$1_a = \frac{s_a}{4 o_a} \dots\dots\dots (7.8.1)$$

ここに、

- $1_a$  : 付着応力度より算出する重ね継手長 (mm)
- $s_a$  : 鉄筋の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $o_a$  : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\phi$  : 鉄筋の直径 (mm)

- 3) 圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合は、式(7.8.1)により算出する長さ $1_a$ の80%以上、かつ、鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせる。
- 4) 丸鋼に重ね継手を用いる場合は、その端部に半円形フックを設ける。
- 5) 引張鉄筋に、機械式継手、スリーブ継手、溶接継手、ガス圧縮継手等を用いる場合は、鉄筋の種類、直径、応力状態、継手位置等を考慮して試験を行い、継手部の強度を定める。

### 7.9 軸方向鉄筋

- (1) 軸方向鉄筋は直径16mm以上の異形棒鋼とする。
- (2) 軸方向鉄筋は2段以下に配置するのが望ましい。

#### 7.10 スターラップ

- (1) はりやフーチングにスターラップを配置する場合は、せん断補強鉄筋として有効に働くように配置するものとする。
- (2) 次による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
  - 1) スターラップは直径13mm以上の異形棒鋼とする。
  - 2) スターラップは、部材全体にわたって配置する。
  - 3) はりのスターラップは、引張鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。また、圧縮鉄筋がある場合は、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取り囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。
  - 4) はりに計算上スターラップを配置する必要がある場合、スターラップの間隔は、はりの有効高の1/2以下かつ300mm以下とする。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップをはりの有効高以下の間隔に配置する。
  - 5) フーチングに計算上スターラップを配置する必要がある場合、スターラップの間隔は、フーチングの有効高の1/2以下とする。また、計算上スターラップを必要としない場合においても、スターラップをフーチングの有効高以下の間隔に配置する。

#### 7.11 帯鉄筋

- (1) 柱状の部材には、帯鉄筋を、応力の分散及びせん断補強を目的として有効に働くように配置するものとする。
- (2) 次による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
  - 1) 帯鉄筋は直径13mm以上の異形棒鋼とする。
  - 2) 帯鉄筋は、柱状部材の全長にわたって配置し、その間隔は300mm以下とする。
  - 3) 帯鉄筋は、軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部は7.7(3)に規定するフックをつけて断面内部のコンクリートに定着することを標準とし、フックのない重ね継手は原則として用いてはならない。なお、帯鉄筋を継いで配置する場合は、その継手部は高さ方向に千鳥状に配置するものとする。
  - 4) 高さ方向に対して帯鉄筋の間隔を変化させる場合には、その間隔は徐々に変化させるものとし、急変させてはならない。
  - 5) 橋脚柱の軸方向鉄筋の段落しする場合、段落し位置においては、これより

上下それぞれに橋脚断面の短辺長あるいは直径の1.5倍に相当する断面領域では、帯鉄筋間隔を150mm以下とする。

- (3) 橋脚柱において、軸方向鉄筋の座屈抑制効果と内部コンクリートの拘束効果を保持することを目的として帯鉄筋を配置する場合には、耐震設計編 10.6(2)の規定によるものとする。

#### 7.12 中間帯鉄筋

- (1) 柱状の部材にせん断補強を目的として中間帯鉄筋を位置する場合には、その効果が有効に働くように配置するものとする。
- (2) 次による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- 1) 中間帯鉄筋は、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とする。
  - 2) 中間帯鉄筋は、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。
  - 3) 中間帯鉄筋の配置間隔は、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。
  - 4) 中間帯鉄筋は、原則として断面周長方向に配筋される帯鉄筋にフックをかける。なお、軸方向鉄筋が2段配筋の場合には、最も外側に配筋される帯鉄筋にフックをかければよい。
  - 5) 中間帯鉄筋は、1本の連続した鉄筋、あるいは部材断面内部に継手を有する2組の鉄筋により部材断面を姦通させることを標準とする。ただし、部材断面内部において継手を設ける場合には、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手構造を選定する。
- (3) 橋脚柱において、軸方向鉄筋の座屈抑制効果と内部コンクリートの拘束効果を保持することを目的として中間帯鉄筋を配置する場合には、耐震設計編 10.6(2)の規定によるものとする。

### 8章 橋脚、橋台及びフーチングの設計

#### 8.1 適用の範囲

本章の規定は、主として鉄筋コンクリート構造の橋脚、橋台及びフーチングの設計に適用する。

#### 8.2 一般

##### 8.2.1 躯体形状

橋脚又は橋台の形状は、架橋地点の状況、上部構造の設計条件、施工性、景観等を考慮して決定するものとする。

##### 8.2.2 幅の大きい躯体の設計

幅の大きい躯体は、温度変化、乾燥収縮及び鉛直荷重による鉛直亀裂、横方向における不同沈下等を考慮して設計するものとする。

### 8.2.3 衝突物に対する防護

橋脚及び橋台は、衝突物に対して適切な防護をするものとする。

## 8.3 橋脚の設計

### 8.3.1 T形橋脚

(1) T形橋脚の柱は、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み合わせを用いて行うものとする。

(2) T形橋脚の張出しばりは、次により設計してよい。

1) 張出しばりは、片持ばりとして設計する。

2) 片持ばりの張出し長は、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。また、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し長を求める。

3) 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。

### 8.3.2 ラーメン橋脚

(1) ラーメン部材節点部は、それに接続する部材相互に断面力が確実に伝達されるようにするものとする。

(2) 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。

(3) 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。

(4) 次による場合には、(1)及び(3)を満足するとみなしてよい。

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-8.3.1のとおりとする。

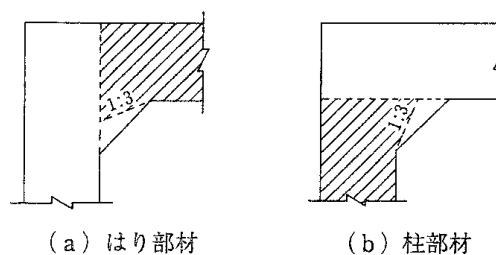


図-8.3.1 ハンの有効部分

- 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 - 8.3.2のとおりとする。

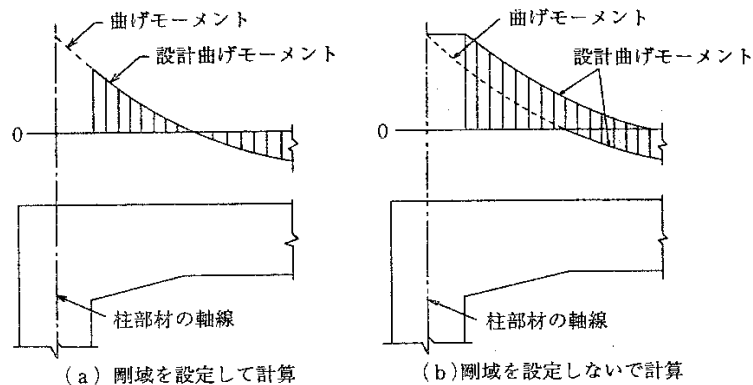


図 - 8.3.2 ラーメン部材節点部の設計曲げモーメント

- 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るが、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) 張出しばり及び柱は、8.3.1の規定により設計する。

## 8.4 橋台の設計

### 8.4.1 逆T式橋台

- (1) 逆T式橋台の壁は、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) 橋台壁の鉄筋の配置は、次の規定によるものとする。
  - 1) 橋台壁の鉛直方向鉄筋の段落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以上配置する。ただし、常時に側方移動を起こすおそれのある橋台及び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においては、背面側の鉛直方向鉄筋と同程度を配筋する。
  - 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の鉛直方向鉄筋の1/3以上の鉄筋を、鉛直方向鉄筋の外側に中心間隔300mm以下で水平方向に配置する。また、その端部は、7.7(3)に規定する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) 次の規定に従って中間帯鉄筋を配置するものとする。
- ) 中間帯鉄筋は、配力鉄筋と同材質、同径の鉄筋とする。
  - ) 中間帯鉄筋の配置間隔は、鉛直方向600mm以内、水平方向1m以内とする。
  - ) 中間帯鉄筋は、7.7(3)に規定するフックをつけ、配力鉄筋にかけて定着する。ただし、配力鉄筋にかけるフックのうち少なくとも一方は半円形フック又は鋭角フックとするものとし、一方のフックを直角フックとする場合は、直角フックの位置が千鳥状になるように中間帯鉄筋を配置するものとする。
  - ) 2組の中間帯鉄筋を橋台断面内部で重ねて継ぐ場合には、中間帯鉄筋の直径の40倍以上重ね、重ね継手部には7.7(3)に規定するフックを設ける。

#### 8.4.2 斜め橋台

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。

#### 8.4.3 パラペットの設計

- (1) 橋台のパラペットは、土圧、橋台背面に作用する活荷重及び踏掛版からの荷重に対して安全であるように設計するものとする。
- (2) 橋台のパラペットに落橋防止構造を取り付ける場合は、落橋防止構造がその機能を発揮できるようにパラペットを設計するものとする。

#### 8.4.4 ウィングの設計

- (1) ウィングは、活荷重と土圧に対して安全であるように設計するものとする。
- (2) ウィングは、壁に固定された片持版又は壁とフーチングに固定された2辺固定版として設計してよい。

#### 8.4.5 橋台背面

橋台の背後の裏込めは、特に良質で十分締固められる材料を用いて設計施工するものとする。また、橋台背面には踏掛版を設置することが望ましい。

#### 8.5 柱又は壁とフーチングの接合部

柱又は壁とフーチングの接合部においては、柱又は壁の軸方向鉄筋は、柱又は壁に生じる断面力がフーチングに十分に伝達される長さだけのばし、7.7(3)に規定するフックにより定着するものとする。

#### 8.6 橋座部の設計

- (1) 橋座部は、支承からの鉛直力や水平力に対して、十分な耐力を有するように設計するものとする。
- (2) 橋座部は、支承やけたの腐食を生じさせないように適切な配慮を行うのがよ

い。

(3) 次による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

- 1) 橋座部は、橋軸方向において、耐震設計編15.2に規定する支承部の設計水平地震力に対して十分な耐力を有するようにする。
- 2) 橋軸方向の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、次に示す値以上とする。

$$S = 0.2 + 0.005 \quad 1 \dots \dots \dots (8.6.1)$$

ここに、

1：支間長（m）

- 3) 橋座部に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。

## 8.7 フーチングの設計

### 8.7.1 一般

- (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、片持ばり、単純ばり、連続ばり、固定ばり等はり部材として設計してよい。また、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。

### 8.7.2 フーチングの厚さ

- (1) フーチングは、部材として必要な厚さを確保するものとする。
- (2) フーチングは、基礎の安定計算の前提として剛体と仮定する場合は、剛体とみなせる厚さを有するものとする。

### 8.7.3 曲げモーメントに対する設計

- (1) 曲げモーメントに対するフーチングの照査は、有効幅を考慮したうえで、5.1.2及び5.2.2の規定によるものとする。

#### (2) 照査断面

長方形断面の柱又は壁の場合はその前面、円形断面の場合は柱外面より柱直径の1/10内側へ入った位置における鉛直断面を照査断面とする。

#### (3) 作用荷重

- 1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査の場合には、柱又は壁の前面のフーチング全面積に作用する荷重を考慮して、照査断面に生じる曲げモーメントを計算する。ただし、直接基礎フーチングの場合には底面せん断力、

杭基礎フーチングの場合には杭前水平反力及び杭頭曲げモーメントを除いて計算する。

- 2) レベル2地震時に対する照査の場合には、柱又は壁の前面のフーチング全面積に作用するすべての荷重を考慮して、照査断面に生じる曲げモーメントを計算する。

(4) 軸線

断面に生じる曲げモーメントは、原則として断面の図心位置を部材の軸線として計算する。

(5) 有効幅

- 1) 常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査の場合には、式(8.7.1)により算出してよい。

フーチング下面側が主鉄筋になる場合  $b = t_c + 2d$   $B \dots (8.7.1)$

フーチング上面側が主鉄筋になる場合  $b = t_c + d$   $B$

ここに、

$b$  : 有効幅 (mm)

$B$  : フーチング全幅 (mm)

$t_c$  : 橋脚又は橋台の躯体幅 (mm)

$d$  : フーチングの有効高 (mm)

- 2) レベル2地震時に対する照査の場合には、式(8.7.2)により算出してよい。

フーチング下面側が主鉄筋になる場合  $b = B \dots (8.7.2)$

フーチング上面側が主鉄筋になる場合  $b = t_c + 1.5d$   $B$

ここに、

$b$  : 有効幅 (mm)

$B$  : フーチング全幅 (mm)

$t_c$  : 橋脚又は橋台の躯体幅 (mm)

$d$  : フーチングの有効高 (mm)

ただし、断面内でモーメントの再配分が確実に行われるように、軸方向鉄筋量は釣合鉄筋量の1/2以下とする。

#### 8.7.4 せん断力に対する設計

(1) 設計の基本

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うえで、5.1.3及び5.2.3の規定によるものとする。

(2) 照査断面と主鉄筋の位置

1) 柱あるいは壁付近におけるせん断力に対する照査は、図 - 8.7.1に示す部材断面A - Aにおいて行うものとする。

斜引張鉄筋を用いる場合、フーチング下面側が主鉄筋になる場合には、図 - 8.7.1(a)の斜線部分の斜引張鉄筋は、A - A断面について算出される鉄筋量以上を配置するものとする。また、フーチング上面側が主鉄筋になる場合には、図 - 8.7.1(b)の柱前面の斜線部分にはA - A断面について算出される鉄筋量以上を、また、柱側面の斜線部分の単位幅あたりには、A - A断面について算出される単位幅あたりの鉄筋量以上を配置するものとする。

なお、せん断の照査におけるフーチングの主鉄筋は、柱あるいは壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重による柱又は壁前面位置における曲げモーメントの向きにより決定するものとする。

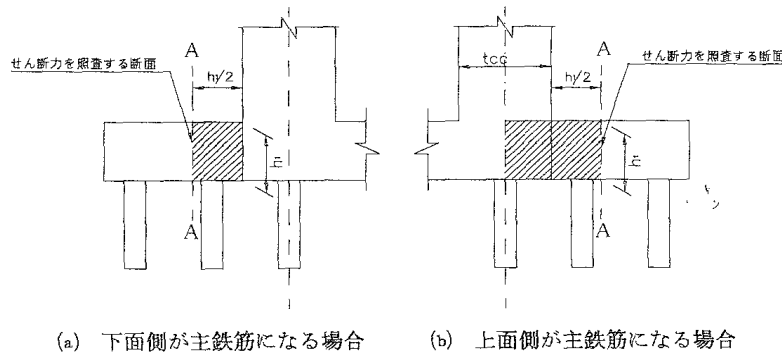


図 - 8.7.1 柱あるいは壁付近におけるフーチングのせん断力を照査する断面

2) 杭基礎フーチングにおけるせん断力に対する照査では、図 - 8.7.2(a)、(b)に示すように、部材断面A - Aに加えて、杭中心位置においても行うものとする。

斜引張鉄筋を用いる場合には、1と同様に配置するものとする。

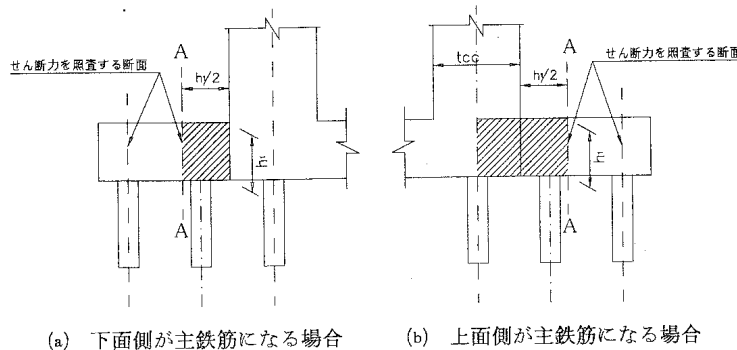


図 - 8.7.2 杭基礎フーチングのせん断力を照査する断面

(3) せん断スパン比の影響

- 1) せん断スパン $a$ がフーチングの有効高 $d$ の2.5倍以下の場合、コンクリートの許容せん断応力度  $a_1$ 及びコンクリートの負担するせん断耐力 $S_c$ は、それぞれ、4.2(1)及び5.2.3の規定により求まる値に表-8.7.1に示す割増し係数 $c_{dc}$ を乗じた値とする。

表-8.7.1 せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数 $C_{dc}$

$a/b$	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
$C_{dc}$	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

$C_{dc}$  : せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数

$a$  : せん断スパン (mm) で3)に示す。

$d$  : フーチングの有効高 (mm) で、柱あるいは壁前面の位置で求める。

- 2) せん断スパン $a$ がフーチングの有効高 $d$ の2.5倍以下の場合には、斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 $S_s$ は5.2.3の規定により求まる値に式(8.7.3)により算出される低減係数 $c_{ds}$ を乗じた値とする。常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査において、式(5.1.3)により斜引張鉄筋の断面積 $A_w$ を算出する場合には、式(5.1.3)中の  $s_a$ に式(8.7.3)により算出される低減係数を乗じるものとする。

$$c_{ds} = a / 2.5d \dots\dots\dots (8.7.3)$$

ここに、

$c_{ds}$  : せん断スパン比による斜引張鉄筋の負担するせん断耐力の低減係数

$a$  : せん断スパン (mm) で3)に示す。

$d$  : フーチングの有効高 (mm) で、柱あるいは壁前面の位置で求める。

- 3) せん断スパン $a$ は、次のように定める。

) 直接基礎フーチングの場合

フーチング下面側が主鉄筋になる場合には、柱あるいは壁前面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重の合力作用位置から柱あるいは壁前面までの距離としてよい。橋台直接基礎の背面側フーチング等フーチング上面側が主鉄筋になる場合には、式(8.7.4)により算出してよい。

$$a = L + L' \dots\dots\dots (8.7.4)$$

ここに、

a : せん断スパン (mm)

L : 柱あるいは壁前面のフーチング全面積に作用する全ての鉛直荷重の合力作用位置から柱あるいは壁前面までの距離 (mm)

L' : せん断スパンの補正長さで  $L' = \min(t_{cc} / 2, d)$  (mm)

$t_{cc}$  : 照査断面直角方向の柱あるいは壁の幅 (mm)

d : 柱あるいは壁前面位置におけるフーチングの有効高 (mm)

) 杭基礎フーチングの場合

フーチング下面側が主鉄筋になる場合には、最外縁の杭中心位置から柱あるいは壁前面までの距離としてよい。フーチング上面側が主鉄筋になる場合には、式(8.7.5)により算出してよい。

$$a = L + L' \dots\dots\dots (8.7.5)$$

ここに、

a : せん断スパン (mm)

L : 柱あるいは壁前面から最外縁の杭中心位置までの距離 (mm)

L' : せん断スパンの補正長さで  $L' = \min(t_{cc} / 2, d)$  (mm)

$t_{cc}$  : 照査断面直角方向の柱あるいは壁の幅 (mm) で図 - 8.7.1 に示す。

d : 柱あるいは壁前面位置におけるフーチングの有効高 (mm)

(4) 有効幅

せん断力に対するフーチングの有効幅は、全幅とするのを原則とする。ただし、杭間隔が著しく大きい場合には、せん断の照査における主鉄筋の位置に応じて、8.7.3の規定に準じるものとする。

(5) 版としてのせん断の照査

杭基礎フーチングは、レベル2地震時において、必要に応じて版としてのせん断について照査するものとする。

8.7.5 鉄筋の配置

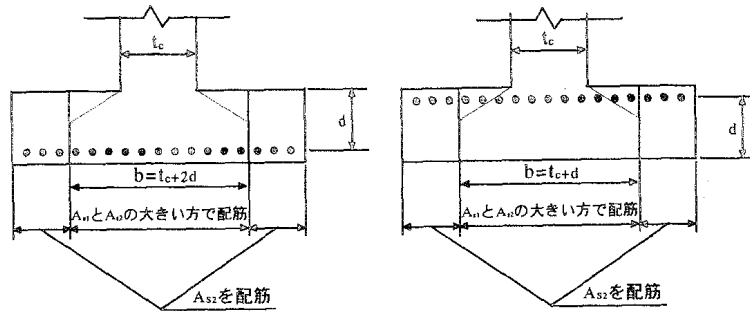
8.7.3及び8.7.4の規定により設計を行った場合、鉄筋の配置は、次の規定によるのを原則とする。

(1) 単独フーチング

1) 常時、暴風時及びレベル1地震時の照査及びレベル2地震時の照査の結果に対して、それぞれ8.7.3に規定する有効幅を用いて鉄筋量 $A_{s1}$ 及び $A_{s2}$ を計算する。

2) 式(8.7.1)で算出される有効幅dの範囲には、 $A_{s1}$ と $A_{s2}$ のうち、いずれか大きい方の鉄筋量を等間隔に配置する。それ以外の範囲には、 $A_{s2}$ の鉄

筋量を等間隔に配置する。



(a) フーチング下面側が主鉄筋  
になる場合

(b) フーチング上面側が主鉄筋  
になる場合

図 - 8.7.3 鉄筋の配置

- 3) 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背筋を原則とし、配筋方向は杭配置を考慮するものとする。
- 4) 設計上、フーチング上面側に引張り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ぜい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ものとする。橋台フーチングの場合には、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ものとする。
- 5) 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。

(2) 連続フーチング

- 1) 連続フーチングの片持ばりとして働く部分の鉄筋の配置は、単独フーチングに準じる。
- 2) 連続フーチング部は連続ばりとして、(1)の1)に準じて求めて鉄筋量 $A_{s3}$ （常時、暴風時及びレベル1震時）、 $A_{s4}$ （レベル2地震時）(1)の2)に基づいて配置する。
- 3) 主鉄筋の配筋方向、上面鉄筋及び下面鉄筋の配置は、それぞれ(1)の3)から5)までに準じる。

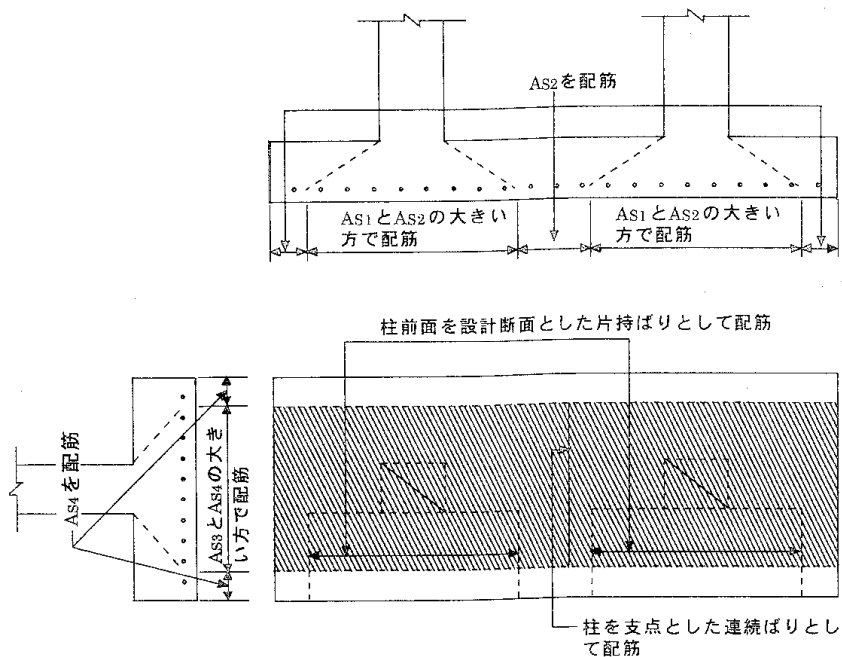


図 - 8.7.4 連続フーチングの鉄筋の配置

(フーチング下面側が主鉄筋になる場合)

(3) 橋台壁との接合部

橋台フーチングの引張主鉄筋は、7.6(2)2)に規定する定着長を確保し、かつ、前フーチングにおいては壁背面側の、また、後フーチングにおいては壁前面側の鉛直方向鉄筋の位置をこえて定着する。

9章 基礎の安定に関する基本事項

9.1 基礎形式の選定

基礎形式は、次の事項を考慮して選定するものとする。

- (1) 地形及び地質条件
- (2) 構造物の特性
- (3) 施工条件
- (4) 環境条件
- (5) その他

9.2 設計の基本

(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、転倒及び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以下とするものとする。このとき、許容変位は、橋の健全性を保持するように、上部構造及び下部構造から決まる変位を考慮して定めるものとする。

- 2) 橋脚基礎は、レベル2地震時に対し、耐震設計編6章及び耐震設計編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。
- 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、耐震設計編第6章及び耐震設計編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。

(2) 基礎の設計法の区分

基礎はその形式に応じ、直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢基礎及び地中連続壁基礎に区分して設計するものとする。

9.3 支持層の選定と根入れ深さ

- (1) 直接基礎及びケーソン基礎は、良質な支持層に支持させるものとする。
- (2) 杭基礎は、上部構造の形式と機能、地質条件、施工性、杭の支持機構を考慮して適切な根入れ深さを決めるものとする。
- (3) 鋼管矢板基礎の鋼管矢板先端及び地中連続壁基礎の地中連続壁先端は、良質な支持層に根入れさせるものとする。

9.4 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、水平抵抗が期待できることを考慮して測定するものとする。一般に、次の事項を考慮して定めるものとする。
  - 1) 洗掘による地盤面の低下
  - 2) 圧密沈下
  - 3) 凍結融解の影響
  - 4) 施工による地盤の乱れ

- (2) 耐震設計上の地盤面は、耐震設計編4.6の規定によるものとする。

9.5 地盤反力係数

9.5.1 一般

地盤反力係数は、式(9.5.1)により定義する。

$$k = \frac{P}{\delta} \dots\dots\dots (9.5.1)$$

ここに、

- k : 地盤反力係数 (kN / m<sup>3</sup>)
- p : 地盤反力度 (kN / m<sup>2</sup>)
- δ : 変位 (m)

### 9.5.2 地盤反力係数

地盤反力係数は、各種の調査、試験結果により得られた変形係数を用いて、基礎の載荷幅等の影響を考慮して定めるのを原則とする。

## 9.6 地盤反力度及び変位の計算

### 9.6.1 一般

地盤反力度及び変位の計算は、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して行うものとする。この場合、変位については砂質土では即時変位量を、粘性土では即時変位量と圧密沈下量を求めるものとする。

### 9.6.2 地盤反力度及び即時変位量

地盤反力度及び即時変位量は、地盤反力係数及び地盤反力度の上限値を用いて算出する。

### 9.6.3 圧密沈下量

- (1) 圧密沈下量は、基礎底面から基礎最小値幅の3倍の深さの間に圧密を生じる粘性土層が存在する場合に算出するものとする。
- (2) 粘性土の圧密沈下量は、基礎に作用する荷重による地盤内の垂直応力の増分に対して、圧密降伏応力の大きさを考慮して求めるものとする。

## 9.7 圧密沈下を生じる地盤中の深い基礎

圧密沈下を生じる地盤中に深い基礎を設ける場合には、負の摩擦力等地盤の沈下が基礎に及ぼす影響について検討するものとする。

## 9.8 偏荷重を受ける基礎

常時偏荷重を受ける基礎で側方移動のおそれのある場合は、その影響について検討するものとする。

## 9.9 斜め橋台基礎の安定性の照査

斜め橋台基礎の安定性の照査は、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。

## 10章 直接基礎の設計

### 10.1 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、次によるものとする。
  - 1) 直接基礎底面における鉛直地盤反力は、10.3.1に規定する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、常時には底面の中心より底面幅の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、10.3.2に規定する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、10.3.3に規定する基礎底面地盤の許容せん断抵抗力以下とする。
  - 5) 直接基礎の変位は、9.2に規定する許容変位以下とする。
  - 6) フーチングに生じる応力度は、4章に規定する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。

## 10.2 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力のみ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せん断地盤反力のみで抵抗させるものとする。ただし、水平荷重を基礎底面を根入れ部分との共同で分担させる場合には、両者の分担割合について十分検討するものとする。

## 10.3 地盤の許容支持力

### 10.3.1 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

#### (1) 基礎底面地盤の許容鉛直支持力

基礎底面地盤の許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力及び基礎の沈下量を考慮して求めるものとする。この場合、許容鉛直支持力は、基礎底面地盤の極限支持力に対し、表-10.3.1に示す安全率を確保するものとする。

表 - 10.3.1 安全率

常時	暴風時、レベル1地震時
3	2

#### (2) 基礎底面地盤の極限支持力

- 1) 基礎底面地盤の極限支持力は、適切な地盤調査を行い、荷重の偏心傾斜、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して求めるものとする。
- 2) 静力学公式で求められる荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した基礎底面地盤の極限支持力は、式(10.3.1)により求めてよい。この式を適用した場合には、1)を満足するとみなしてよい。

$$Q_u = A_e \{ c N_c S_c + q N_q S_q + 1/2 \gamma B_e N_s \} \dots (10.3.1)$$

ここに、

$Q_u$  : 荷重の偏心傾斜、支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力 (kN)

$c$  : 地盤の粘着力 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$q$  : 上載荷重 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )、 $q = \gamma_2 D_f$

$A_e$  : 有効載荷面積 ( $\text{m}^2$ )

$\gamma_1$ 、 $\gamma_2$  : 支持地盤及び根入れ地盤の単位重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )。

ただし、地下水位以下では水中単位重量を用いる。

$B_e$  : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅 ( $\text{m}$ )

$$B_e = B - 2e_B$$

$B$  : 基礎幅 ( $\text{m}$ )

$e_B$  : 荷重の偏心量 ( $\text{m}$ )

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ ( $\text{m}$ )

$\lambda$  : 基礎の形状係数

$\lambda_1$  : 根入れ効果に対する割増し係数

$N_c$ 、 $N_q$ 、 $N$  : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

$S_c$ 、 $S_q$ 、 $S$  : 支持力係数の寸法効果に関する補正係数

- 3) 荷重の偏心傾斜及び支持力係数の寸法効果を考慮した地盤の極限支持力を平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の効果により確認した地盤の粘着力 $c$ 、せん断抵抗角  $\phi$  を用いて式 (10.3.1) に従って算出するものとする。

### 10.3.2 地盤の許容水平支持力

- (1) 直接基礎の根入れ部分で水平荷重を分担させる場合には、許容水平支持力は、土質試験の結果等を考慮したうえで、表 - 10.3.2 に示す安全率を確保して求めるものとする。

表 - 10.3.2 安全率

常時	暴風時、レベル1地震時
1.5	1.1

- (2) 根入れ部分の許容水平支持力として、共通編 2.2.6 の規定により算出した地盤の受働土圧に対し、表 - 10.3.2 に示す安全率を確保した場合には、(1) を満足するとみなしてよい。

### 10.3.3 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力

- (1) 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、表 - 10.3.3 に示す安全率を確保して求めるものとする。

表 - 10.3.3 安全率

常 時	暴風時、レベル1地震時
1.5	1.2

- (2) 基礎底面地盤のせん断抵抗力は、地盤条件を十分考慮して求めるものとする。  
式(10.3.2)により基礎底面地盤のせん断抵抗力を求めた場合には、これを満足するとみなしてよい。

$$H_u = C_B A_e + V \tan \delta_B \dots \dots \dots (10.3.2)$$

ここに、

$H_u$  : 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/m<sup>2</sup>)

$\delta_B$  : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (度)

$A_e$  : 有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$V$  : 基礎底面に作用する鉛直荷重 (kN)。ただし、浮力を差し引いた値とする。

- (3) せん断抵抗力を増加させるために基礎底面に突起を設けることができる。突起は水平力を地盤に伝えるよう、支持地盤に十分貫入させるものとする。

#### 10.4 地盤反力係数

- (1) 直接基礎の設計に用いる地盤反力係数は、10.2に規定する荷重分担を考慮するとともに、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して定めるものとする。
- (2) 直接基礎の設計に用いる地盤反力係数は、底面の鉛直方向地盤反力係数、根入れ部前面の水平方向地盤反力係数及び底面の水平方向せん断地盤反力係数とし、地盤調査、土質試験の結果を十分検討したうえでそれらを定めた場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 10.5 地盤反力度及び変位の計算

- (1) 直接基礎底面における地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出するものとする。
- (2) 次による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- 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。

#### 10.6 フーチングの照査

フーチングは、常時、暴風時、レベル1地震時及びレベル2地震時の各荷重が作用したときの自重、上載荷重、土圧、地盤反力度等から決まる断面力に対して、8.7の規定により設計するものとする。

## 10.7 基礎底面の処理及び埋戻し材料

### 10.7.1 基礎底面の処理

基礎底面は支持地盤に密着し、十分なせん断抵抗を有するよう処理するものとする。

### 10.7.2 埋戻し材料

基礎の根入れ部分に水平力を分担させる場合には、埋戻し材料、施工条件等を設計図等に明示するものとする。

## 11章 ケーソン基礎の設計

### 11.1 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、次によるものとする。

- 1) ケーソン基礎底面における鉛直地盤反力度は、11.4.1に規定する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、11.4.2に規定する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、9.2に規定す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、4章に規定する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、11.8の規定によるものとする。

### 11.2 荷重分担

(1) 鉛直荷重は、原則として基礎底面地盤の鉛直地盤反力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。

### 11.3 形状寸法

ケーソン基礎の形状寸法は、ケーソン基礎上の橋台又は橋脚の形状や寸法、基礎の安定、ケーソン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。

## 11.4 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

#### (1) 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度

基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度及び基礎の沈下量を考慮して求めるものとする。この場合、許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度に対し、表 - 11.4.1 に示す安全率を確保するものとする。

表 - 11.4.1 安全率

常 時	暴風時、レベル1地震時
3	2

#### (2) 基礎底面地盤の極限支持力度

- 1) 基礎底面地盤の極限支持力度は、適切な地盤調査を行い、基礎の形状や寸法、根入れ深さ等を考慮して求めるものとする。
- 2) 静力学公式で求められる基礎底面地盤の極限支持力度は、式(11.4.1)により求めてよい。この式を適用した場合には、1)を満足するとみなしてよい。

$$q_d = cN_c + \frac{1}{2}B \gamma_1 N_q + \gamma_2 D_f N_q \dots\dots\dots (11.4.1)$$

ここに、

$q_d$  : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)

$c$  : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma_1$  : 基礎底面より下にある地盤の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。

$\gamma_2$  : 基礎底面より上にある地盤の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

ただし、地下水位以下では水中単位重量とする。

$\lambda$  : 基礎底面の形状係数

$B$  : 基礎幅 (m)

$D_f$  : 基礎の有効根入れ深さ (m)

$N_c, N_q, N_r$  : 支持力係数

- 3) 基礎底面地盤の極限支持力度を平板載荷試験により求める場合には、載荷試験の結果により確認した地盤の粘着力 $c$ 、せん断抵抗角  $\phi$  を用いて式(11.4.1)に従って算出するものとする。

#### 11.4.2 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力

- (1) 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、表 - 11.4.2 に示す安全率を確保して求めるものとする。

表 - 14.4.2 安全率

常 時	暴風時、レベル1地震時
1.5	1.2

- (2) 基礎底面地盤のせん断抵抗力は、地盤条件を十分考慮して求めるものとする。  
式(11.4.2)により基礎底面地盤のせん断抵抗力を求めた場合には、これを満足するとみなしてよい。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \beta \quad (11.4.2)$$

ここに、

$H_u$  : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)

$V$  : 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とする。

$A_e$  : 基礎底面の有効載荷面積 ( $m^2$ )

$C_B$  : 基礎底面と地盤との間の付着力 ( $kN/m^2$ )

$\beta$  : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (度)

#### 11.4.3 負の周囲摩擦力

圧密沈下が生じるおそれのある地盤を貫いて支持層に到達しているケーソン基礎では、周面に働く負の摩擦力について検討するものとする。

### 11.5 地盤反力係数及び地盤反力度の上限値

#### 11.5.1 地盤反力係数

- (1) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数は、11.2に規定する荷重分担を考慮するとともに、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して定めるものとする。
- (2) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数と水平方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数、側面の水平方向せん断地盤反力係数及び周囲の鉛直方向せん断地盤反力係数とし、地盤調査、土質試験の結果を十分検討したうえでそれらを定めた場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 11.5.2 地盤反力度の上限値

基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周囲の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は、それぞれの位置での受働土圧強度又は最大周

面摩擦力度を表 - 11.5.1に示す補正係数で徐した値とする。

表 - 11.5.1 補正係数

	常 時	暴風時、レベル1地震時
基礎前面の 水平地盤反力度	1.5	1.1
基礎側面の水平方向 せん断地盤反力度	1.5	1.1
基礎周面の鉛直方向 せん断地盤反力度	3.0	1.1

#### 11.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算

(1) ケーソン基礎の断面力、地盤反力ど及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出するものとする。

(2) 次による場合は、(1)を満足うるとみなしてよい。

ケーソン基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床上の有限長ばりとして計算する。ここで、基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周囲の鉛直方向せん断地盤反力度は、それぞれ上限値をこえないものとする。

#### 11.7 基礎各部材の設計

##### 11.7.1 側壁及び隔壁

ケーソン基礎の側壁及び隔壁は、施工時と完成後における各種荷重の組合せに対して設計する。

##### 11.7.2 頂版

ケーソン基礎の頂版は、側壁及び隔壁との結合状態を考慮して設計する。一般には、はりとして設計してよい。

##### 11.7.3 頂版支持部

頂版支持部を単純支持として設計する場合は、次の規定による。

(1) 頂版支持部は、頂版下面に作用する外力を受けるものとして設計する。

(2) 頂版支持部は、頂版の浮上り、支持部の支圧及び滑動に対して検討を行う。

なお、浮上りに対する頂版と支持部の最小定着鉄筋量は頂版支持面積の0.2%とし、直径16mm以上の鉄筋を配置するものとする。

(3) 滑動に対し、支持面はチップングして十分密着させることにより摩擦で抵抗させる。なお、摩擦のみで抵抗できない場合には、突起を設ける等の方法を講じるものとする。

##### 11.7.4 オープンケーソンの底版

オープンケーソンの底版は荷重を地盤に確実に伝達できるように設計する。

#### 11.7.5 刃口

刃口はケーソンの沈下が容易にできるような形状とし、沈下中において安全なように設計する。

#### 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げた

- (1) ニューマチックケーソン作業室天井スラブは、施工時及び完成後の荷重状態の最も不利な組合せに対し安全なように設計する。
- (2) 隔壁を有するケーソン作業室天井スラブ吊げたは、隔壁下部を利用し、作業室天井スラブに作用する荷重を分担するはりとして設計する。

#### 11.7.7 パラペット

パラペットはその上部に構築される止水壁の構造形式を考慮して設計する。

#### 11.7.8 施工時の検討

ケーソン基礎の設計計算においては、11.1(1)に規定する照査に加えて、施工時におけるケーソン各部の応力度を照査するものとする。

### 11.8 レベル2地震時に対する照査

#### 11.8.1 照査の基本

- (1) 橋脚のケーソン基礎に耐震設計編 6.4.7(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、地盤反力度及び変位を 11.8.4 の規定により算出し、11.8.2 に規定する基礎の降伏に達しないことを照査するのを原則とする。ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、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、これらがそれぞれ 11.8.3 に規定する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。
- (2) 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、耐震設計編 13.1 の規定により照査するものとする。
- (3) ケーソン基礎は、各部材に生じる断面力に対して、11.8.5 の規定により耐力の照査を行うものとする。

#### 11.8.2 基礎の降伏

ケーソン基礎の降伏は、基礎の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮上りのいずれかの状態により、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とする。

#### 11.8.3 基礎の許容塑性率及び許容変位

ケーソン基礎の許容塑性率及び許容変位は、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度にとどまるように定めるものとする。

#### 11.8.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算

- (1) ケーソン基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出するものとする。
- (2) 次による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

ケーソン基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床上の有限長ばりとして計算する。ここで、基礎底面の鉛直地盤反力度とせん断地盤反力度、前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周囲の鉛直方向せん断地盤反力度は、それぞれの上限值をこえないものとする。ただし、基礎が降伏をこえる場合には、基礎の曲げ剛性の低下を評価して計算を行う。

#### 11.8.5 部材の照査

ケーソン基礎の各部材は、11.8.4の規定により算出する部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査するものとする。

### 11.9 構造細目

#### 11.9.1 打継目

ケーソンが沈下中に中吊り状態となることが考えられる場合は、各リフト間及び吊げたと作業室天井スラブとの打継目部分は鉛直方向の補強を十分に行うものとする。

#### 11.9.2 ニューマチックケーソンのシャフト孔周辺

シャフト孔により作業室天井スラブの主鉄筋が不連続となる場合には、環状鉄筋や斜鉄筋によってシャフト孔周辺を補強するものとする。

#### 11.9.3 側壁の配筋

側壁のぜい性的な破壊を防ぐため、側壁には十分な横拘束筋を配置するものとする。

## 12章 杭基礎の設計

### 12.1 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、次によるものとする。
  - 1) 各杭頭部の軸方向反力は、12.4に規定する杭の許容支持力以下とする。
  - 2) 杭基礎の変位は、9.2に規定する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、4章に規定する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、12.10の規定によるものとする。

12.2 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は、杭のみで支持させるのを原則とする。
- (2) 水平荷重は、杭のみで支持させるのを原則とする。ただし、杭とフーチング根入れ部分と共同で分担させる場合には、両者の分担割合について十分検討するものとする。

12.3 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、群杭の影響、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とように定めるものとする。

12.4 杭の許容支持力

12.4.1 1本の杭の軸方向許容押込み支持力

- (1) 1本の杭の軸方向許容押込み支持力は、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、表 - 12.4.1に示す安全率を確保して、式(12.4.1)により算出するものとする。

$$R_a = \frac{1}{n} (R_u - W_s) + W_s - W \dots\dots\dots (12.4.1)$$

ここに、

$R_a$  : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力 (kN)

$n$  : 表 - 12.4.1に示す安全率

: 表 - 12.4.2に示す極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数

$R_u$  : 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)

なお、杭の自重が小さい場合には、式(12.4.2)を用いてもよい

$$R_a = \frac{1}{n} R_u \dots\dots\dots (12.4.2)$$

表 - 12.4.1 安全率

杭の種類 過重状態	支持杭	摩擦杭 *
	常時	3
暴風時、レベル1地震時	2	3

\*：支持杭と同等の安全性を有する摩擦杭は、支持杭の安全率を適用する。

表 - 12.4.2 極限支持力推定法の相違による安全率の補正係数

極限支持力推定法	安全率の補正係数
支持力推定式	1.0
鉛直載荷試験	1.2

(2) 地盤から決まる杭の極限支持力は、適切な地盤調査を行ったうえで、支持力推定式により算出するか、あるいは鉛直載荷試験を行って求めるものとする。

#### 12.4.2 1本の杭の軸方向許容引抜き力

(1) 1本の杭の軸方向許容引抜き力は、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抜き力に対し、表 - 12.4.3に示す安全率を確保して、式(12.4.3)により算出するものとする。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \dots\dots\dots (12.4.3)$$

ここに、

$P_a$ ：杭頭における杭の軸方向許容引抜き力 (kN)

$n$ ：表 - 12.4.3に示す安全率

$P_u$ ：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 - 12.4.3 安全率

常時	暴風時、レベル1地震時
6	3

(2) 地盤から決まる杭の極限引抜き力は、地盤調査結果に基づいて推定した各層の最大周面摩擦力度の和として算出するか、あるいは引抜き試験を行って求めるものとする。

#### 12.4.3 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。

#### 12.4.4 群杭の考慮

(1) 軸方向押込み力に対する群杭の支持力は、杭中心間隔に応じた群杭の影響

を考慮して検討するものとする。また、軸方向押込み力に対する沈下量についても、群杭の影響を検討するものとする。

- (2) 群杭の軸直角方向支持力は、杭中心間隔に応じた群杭の影響を考慮して検討するものとする。

#### 12.5 水平方向地盤反力係数

杭基礎の設計に用いる水平方向地盤反力係数は、地盤調査、土質試験の結果を十分検討したうえで求めるか、あるいは杭の水平載荷試験による荷重 変位曲線から逆算して求めるものとする。

#### 12.6 杭のバネ定数

##### 12.6.1 杭の軸方向バネ定数

1本の杭の軸方向バネ定数は、既往の鉛直載荷試験に基づく推定式や土質試験の結果によるか、鉛直載荷試験による荷重 沈下量曲線から求めるものとする。

##### 12.6.2 杭の軸直角方向バネ定数

1本の杭の軸直角方向バネ定数は、水平方向地盤応力係数を用いて弾性床の上のりの理論に基づき算出するものとする。

#### 12.7 杭反力及び変位の計算

- (1) 杭基礎における杭反力及び変位は、杭体及び地盤の特性を適切に考慮して算出するものとする。
- (2) 次による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

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バネ定数及び杭の軸直角方向バネ定数で評価した線形弾性体として計算する。

#### 12.8 特殊な条件における杭基礎の設計

次に示すような特殊な条件における杭基礎の設計にあたっては、地盤の性質、荷重条件、杭基礎全体の安全性等について、総合的に検討するものとする。

- (1) フーチング根入れ部の水平抵抗を考慮する杭基礎
- (2) 杭体に水平荷重を受ける杭基礎
- (3) 同一フーチングに著しく異なった長さの杭を有する杭基礎
- (4) 斜面上に設けられる杭基礎
- (5) 水平変位の制限を緩和する杭基礎

#### 12.9 杭体の設計

##### 12.9.1 完成後の荷重に対する設計

- (1) 軸方向押込み力又は軸方向引抜き力による杭体各部の軸力は、地盤の性質

を考慮して算出する。

- (2) 軸直角方向及び杭頭モーメントによる杭対各部の曲げモーメント及びせん断力は、杭体を弾性床上のはりとして計算する。
- (3) 杭体各部は、軸力、曲げモーメント及びせん断力に対して安全なように設計する。

#### 12.9.2 継手

- (1) 杭の継手は、完成後に作用する荷重に対して安全なように、また、施工時に対しても安全なように設計する。
- (2) 継手の位置は、断面の余裕、地盤の剛性変化、腐食等を考慮し、その影響が少ないところに設ける。

#### 12.9.3 杭とフーチングの結合部

杭とフーチングの結合部は原則として杭頭剛結合として設計するものとし、結合部に生じる応力に対して安全なように設計する。

#### 12.9.4 施工時の検討

杭は運搬、建込み及び打込み時における応力に対して検討するものとする。

### 12.10 レベル2地震時に対する照査

#### 12.10.1 照査の基本

- (1) 橋脚の杭基礎に耐震設計編6.4.7(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12.10.4の規定により算出し、12.10.2に規定する基礎の降伏に達しないことを照査するのを原則とする。ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、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、これらがそれぞれ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なることを照査するものとする。
- (2) 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、耐震設計編13.1の規定により照査するものとする。
- (3) 杭基礎は、各部材に生じる断面力に対して、12.10.5の規定により耐力の照査を行うものとする。

#### 12.10.2 基礎の降伏

杭基礎の降伏は、杭体の塑性化あるいは杭頭反力が上限値に達したことにより、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とする。

#### 12.10.3 基礎の許容塑性率及び許容変位

杭基礎の許容塑性率及び許容変位は、基礎に生じる損傷が橋としての機能の

回復が容易に行い得る程度にとどまるように定めるものとする。

#### 12.10.4 断面力、杭頭反力及び変位の計算

(1) 杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力及び変位は、杭体及び地盤の特性を適切に考慮して算出するものとする。

(2) 次による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

杭基礎の各部材の断面力、杭頭反力及び変位は、杭基礎を非線形性を考慮した地盤バネによって支持されたラーメン構造に書き換えて計算する。ここで、杭体に生じる軸力及び曲げモーメントに応じて、杭体の曲げ剛性を低下させるものとする。

#### 12.10.5 部材の照査

杭基礎の各部材は、12.10.4の規定により算出する部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査するものとする。

### 12.11 構造細目

#### 12.11.1 PHC杭

(1) PHC杭は、JIS A 5373 (プレキャストプレストレストコンクリート製品) 付属書5の規格に適合するものを標準とする。

(2) PHC杭の先端は、打込みに対して十分安全であるとともに地盤に適合した構造とするものとする。

(3) PHC杭の頭部は、打撃に対して十分な強度を有するものとする。

(4) PHC杭の継手は、所要の強度を有し、施工性を考慮した構造とするものとする。一般には継手金具を用いたアーク溶接継手としてよい。

(5) PHC杭の杭頭部を切断する場合には、必要に応じてあらかじめ杭頭部に杭体内補強鉄筋を配置するものとする。

(6) PHC杭において地震時に杭体が塑性化するおそれのある範囲には、適切な補強を行うものとする。一般には式(12.11.1)を満たすスパイラル鉄筋を中心間隔100mm以下で配置すればよい。

$$s_y \geq 2.45 \dots \dots \dots (12.11.1)$$

ここに、

$s_y$  : スパイラル鉄筋の体積比で、中実断面として耐震設計編式(10.4.7)により算出する。

$y$  : 鉄筋の降伏点 ( $N/mm^2$ )

#### 12.11.2 RC杭

(1) RC杭は、JIS A 5372 (プレキャスト鉄筋コンクリート製品) 付属書6の規格

に適合するものを標準とする。

- (2) RC杭の先端は、打込みに対して十分安全であるとともに地盤に適合した構造とするものとする。
- (3) RC杭の杭頭は、打撃に対して十分な強度を有するものとする。
- (4) RC杭の継手は、所要の強度を有し、施工性を考慮した構造とするものとする。一般には継手金具を用いたアーク溶接継手としてよい。
- (5) RC杭において地震時に杭体が塑性化するおそれのある範囲には、適切な補強を行うものとする。一般には式(12.11.1)を満たすスパイラル鉄筋を中心間隔100mm以下で配置すればよい。

### 12.11.3 場所打ち杭

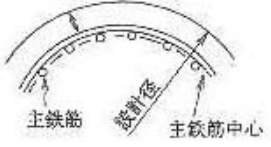
- (1) 場所打ち杭の設計径は、工法及び使用機械を考慮して設定するものとする。表-12.11.に基づいて設定した場合は、これを満足するとみなしてよい。

表 - 12.11.1 設計径

工 法	設 計 径
オールケシング工法 リバース工法 アースドリル工法	0.8m以上とし、0.1m段階とする。ただし、アースドリル工法において安定液を使用する場合には、設計径は公称径から0.05m減じた値とする
深礎工法	1.4m以上とし、0.1m段階とする。

- (2) 鉄筋の最小かぶり厚は、工法、使用機械、地山の凹凸、鉄筋かごの建込み、耐久性等を考慮して決定するものとする。表-12.11.2に基づいて設定した場合は、これを満足するとみなしてよい。

表 - 12.11.2 鉄筋の最小かぶり

工 法	図に示すdの最小寸法	
オールケシング工法 リバース工法 アースドリル工法	120mm	
深礎工法	70mm	

- (3) 軸方向鉄筋及び帯鉄筋は、施工性に配慮したうえで有効に機能するように配置するものとする。次による場合は、これを満足するとみなしてよい。

- 1) 軸方向鉄筋は異形鉄筋を使用する。その寸法及び間隔は表-12.11.3に

よる。なお、軸方向鉄筋にはフックをつけなくてよい。軸方向鉄筋の配筋は一重配筋とする。

表 - 12.11.3 軸方向鉄筋

項 目	最 大	最 小	摘 要
鉄 筋 量	6 %	0.4%	深礎工法による場合は除外する
直 径		22mm	
純 間 隔		鉄筋径の2倍又は粗骨材 最大寸法2倍の大きい方	
本 数		6本	

2) 帯鉄筋は異形鉄筋を使用するものとし、その直径は13mm以上、中心間隔は300mm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150mm以下、かつ、鉄筋量は側断面積の0.2%以上とする。なお、帯鉄筋を重ね継手により継ぐ場合には、帯鉄筋の直径の40倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、7.7(3)に規定する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。

#### 12.11.4 鋼管杭

- (1) 鋼管杭はJIS A 5525の規格に適合するものを標準とする。
- (2) 鋼管杭の各部の厚さは、腐食による減厚を生じても安全なように決定するものとする。次による場合は、これを満足するとみなしてよい。
  - 1) 鋼管杭の各部の厚さは設計計算上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとし、最小肉厚は9mmとする。施工時に杭に生じる応力に対しては全断面を有効としてよい。
  - 2) 鋼管杭の腐食減厚は杭が土又は水に接する面について考慮する。ただし、鋼管の内面については考慮しなくてもよい。
- (3) 杭頭を打撃することによって、安全性を損なうような損傷が生じるおそれのある場合には、必要に応じて補強を行うものとする。
- (4) 杭先端が、障害物等により安全性を損なうような損傷を受けるおそれのある場合、あるいは硬質地盤への打込みを容易にする場合には、必要に応じて補強を行うものとする。
- (5) 鋼管杭の現場継手は、所要の強度を有し、施工性を考慮した構造とするも

のとする。一般には継手金具を用いたアーク溶接継手とし、全周全厚突合せ溶接としてよい。

#### 12.11.5 鋼管ソイルセメント杭

- (1) 鋼管ソイルセメント杭に使用する鋼管はJIS A 5525の規格に適合するとともに、ソイルセメントとの付着を確保するための外面突起を有するものを標準とする。
- (2) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管各部の厚さは、腐食による減厚を生じても安全なように決定するものとする。次による場合は、これを満足するとみなしてよい。
  - 1) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管各部の厚さは、設計計算上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとし、最小肉厚は9mmとする。施工時に杭に生じる応力に対しては全断面を有効としてよい。
  - 2) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の腐食減厚は、鋼管がソイルセメントに接する面について考慮する。ただし、鋼管の内面については考慮しなくてもよい。
- (3) 鋼管ソイルセメント杭に用いるソイルセメントは、所要の強度を有するものとする。
- (4) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の現場継手は、所要の強度を有し、施工性を考慮した構造とするものとする。一般には継手金具を用いたアーク溶接継手とし、全周全厚突合せ溶接としてよい。

#### 12.11.6 SC杭

- (1) SC杭に使用する鋼管はJIS A 5525の規格に適合するものを標準とする。
- (2) SC杭に用いる鋼管の厚さは、設計計算上必要な厚さに腐食による減厚を考慮して決定するものとする。
- (3) SC杭に使用するコンクリートはPHC杭に使用するコンクリートに準じるものとする。
- (4) SC杭の杭頭は、打撃に対して十分な強度を有するものとする。
- (5) SC杭の継手は、所要の強度を有し、施工性を考慮した構造とするものとする。一般には継手金具を用いたアーク溶接継手としてよい。

## 13章 鋼管矢板基礎の設計

### 13.1 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、次によるものとする。
  - 1) 鋼管矢板基礎底面における鋼管矢板の鉛直反力は、13.4に規定する鋼管矢板の許容支持力以下とする。
  - 2) 鋼管矢板基礎の変位は、9.2に規定す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、4章に規定する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、13.9の規定によるものとする。

### 13.2 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は、原則として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、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。

### 13.3 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台又は橋脚の形状や寸法、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。

### 13.4 鋼管矢板の許容支持力

#### 13.4.1 鋼管矢板1本当たりの許容押込み支持力

- (1) 鋼管矢板1本当たりの許容押込み支持力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる極限支持力に対し、表 - 13.4.1に示す安全率を確保して、式(13.4.1)により算出するものとする。

$$R_a = \frac{1}{n} R_u \dots\dots\dots (13.4.1)$$

ここに、

$R_a$  : 鋼管矢板1本当たりの許容押込み支持力 (kN / 本)

$n$  : 表 - 13.4.1に示す安全率

$R_u$  : 基礎先端及び周面摩擦力を含めた鋼管矢板1本当たりの極限支持力 (kN / 本)

表 - 13.4.1 安全率

常 時	暴風時、レベル1地震時
3	2

(2) 地盤から決まる鋼管矢板の極限支持力は、適切な地盤調査を行ったうえで、支持力算定式によって算出するか、あるいは鉛直載荷試験を行って求めるものとする。

#### 13.4.2 鋼管矢板1本当たりの許容引抜き力

(1) 鋼管矢板1本当たりの許容引抜き力は、地盤条件、施工方法等を考慮した地盤から決まる極限引抜き力に対し、表 - 13.4.2に示す安全率を確保して、式(13.4.2)により算出するものとする。

$$P_a = \frac{1}{n} P_u + W \quad \dots\dots\dots (13.4.2)$$

ここに、

$P_a$  : 鋼管矢板1本当たりの許容引抜き力 (kN / 本)

$n$  : 表 - 13.4.2に示す安全率

$P_u$  : 地盤から決まる鋼管矢板1本当たりの極限引抜き力 (kN / 本)

$W$  : 鋼管矢板1本の有効重量 (kN / 本)

表 - 13.4.2 安全率

常 時	暴風時、レベル1地震時
6	3

(2) 地盤から決まる鋼管矢板の極限引抜き力は、支持力推定式によって算出するか、あるいは引抜き試験を行って求めるものとする。

#### 13.4.3 負の円面摩擦力

圧密沈下が生じる恐れのある地盤中に鋼管矢板基礎を施工する場合には、鋼管矢板の損傷を防ぎ、構造物の機能を確保するために、鋼管矢板の鉛直支持力及び鋼管矢板の応力度について、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。

#### 13.5 地盤反力係数

(1) 鋼管矢板基礎の設計に用いる地盤反力係数は、13.2に規定する荷重分担を考慮するとともに、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して定めるものとする。

- (2) 鋼管矢板基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数と水平方向せん断地盤反力係数及び前面の水平方向地盤反力係数とし、地盤調査、土質調査の結果を十分検討したうえでそれらを定めた場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 13.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算

- (1) 鋼管矢板基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出するものとする。
- (2) 次による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

鋼管矢板基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、地盤抵抗を地盤反力係数により評価し、継手部における鋼管矢板相互のせん断ずれ変形を考慮して基礎全体の曲げ剛性を算定した弾性床上の有限長ばりとして計算する。ただし、鋼管矢板相互のせん断ずれ変形が大きくなる場合には、これを考慮した他の解析法によるものとする。

#### 13.7 基礎各部材の設計

##### 13.7.1 鋼管矢板

鋼管矢板は、施工時と完成後における各種荷重の組合せにより生じる軸力及び曲げモーメントに対して安全なように設計する。

##### 13.7.2 頂版

鋼管矢板基礎の頂版は、鋼管矢板に支持されたはりとして設計してよい。

##### 13.7.3 頂版と鋼管矢板との結合部

頂版と鋼管矢板との結合部は、頂版に作用する荷重を円滑かつ安全に鋼管矢板に伝える構造とする。

#### 13.8 仮締切り

- (1) 仮締切り兼用方式の鋼管矢板基礎における仮締切り壁は、仮説時に作用する荷重に対して安全なように設計する。
- (2) 仮締切り兼用方式の鋼管矢板基礎の設計においては、仮締切り時の残留応力を考慮する。

#### 13.9 レベル2地震時に対する照査

##### 13.9.1 照査の基本

- (1) 橋脚の鋼管矢板基礎に耐震設計編6.4.7(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、地盤反力度及び変位を13.9.4の規定により算出し、13.9.2に規定する基礎の降伏に達しないことを照査するのを原則とする。ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、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、これらがそれぞれ13.9.3に規定する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。

- (2) 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、耐震設計編13.1の規定により照査するものとする。
- (3) 鋼管矢板基礎は、各部材に生じる断面力に対して、13.9.5の規定により耐力の照査を行うものとする。

#### 13.9.2 基礎の降伏

鋼管矢板基礎の降伏は、鋼管矢板の塑性化あるいは鋼管矢板の鉛直反力が上限値に達したことにより、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時とする。

#### 13.9.3 基礎の許容塑性率及び許容変位

鋼管矢板基礎の許容塑性率及び許容変位は、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度にとどまるように定めるものとする。

#### 13.9.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算

- (1) 鋼管矢板基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出するものとする。
- (2) 次による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

鋼管矢板基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、地盤抵抗を地盤反力係数により評価し、継手部における鋼管矢板相互のせん断ずれ変形を考慮した弾性床の上のはりとして計算する。ここで、基礎底面の鉛直地盤反力度、前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度、外周面及び内周面の鉛直方向せん断地盤反力度はそれぞれの上限値をこえないものとする。ただし、基礎が降伏をこえる場合には、基礎の曲げ剛性の低下を評価して計算を行う。

#### 13.9.5 部材の照査

鋼管矢板基礎の各部材は、13.9.4の規定により算出する部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査するものとする。

#### 13.10 構造細目

- (1) 鋼管矢板は、JIS A 5530の規格に適合するものを標準とする。
- (2) 鋼管矢板の各部の厚さは、腐食による減厚を生じても安全なように決定するものとする。次による場合は、これを満足するとみなしてよい。

鋼管矢板各部の厚さは設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとし、最小肉厚は9mmとする。このとき、鋼管矢板の腐食減厚は鋼管矢板が土又

は水に接する面について考慮する。ただし、鋼管矢板の内面については考慮しなくてもよい。

- (3) 施工時に鋼管矢板に生じる応力に対しては全断面を有効としてよい。鋼管矢板の現場継手は、所要の強度を有し、施工性を考慮した構造とするものとする。一般には継手金具を用いたアーク溶接継手とし、全周全厚突合せ溶接としてよい。
- (4) 鋼管矢板の打設時や連結時に鋼管矢板に変形を生じるおそれがあると判断される場合には補強するものとする。
- (5) 仮締切り兼用方式の鋼管矢板基礎では、頂版との結合部付近の内に中詰めコンクリートを打設し補強するものとする。
- (6) 鋼管矢板基礎の継手管部は、基礎の剛性を高めるために継手管の内部の土砂を排土した後、モルタルを充てんするのを原則とする。

#### 14章 地中連続壁基礎の設計

##### 14.1 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、次によるものとする。
  - 1) 地中連続壁基礎底面における鉛直地盤反力度は、14.4.1に規定する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鉛直地盤反力度は、14.4.2に規定する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、9.2に規定す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、4章に規定する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、14.8の規定によるものとする。

##### 14.2 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。

##### 14.3 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台又は橋脚の

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ほか、施工条件も考慮して定めるものとする。

#### 14.4 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

基礎底面地盤の許容鉛直支持力度は、基礎底面地盤の極限支持力度に対し、表 - 14.4.1に示す安全率を確保して、式(14.4.1)により算出するものとする。

$$q_a = \frac{1}{n} \left( q_d - \frac{W_s}{A} \right) + \frac{W_s}{A} \dots\dots\dots (14.4.1)$$

ここに、

- $q_a$  : 基礎底面地盤の許容鉛直支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $n$  : 表 - 14.4.1に示す安全率
- $q_d$  : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- $A$  : 基礎の底面積 (内部土は含まない) (m<sup>2</sup>)
- $W_s$  : 地中連続壁に置換えられる部分の土の有効重量 (kN)

表 - 14.4.1 安全率

常 時	暴風時、レベル1地震時
3	3

##### 14.4.2 基礎底面地盤の許容せん断抵抗力

- (1) 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、表 - 14.4.2に示す安全率を確保して求めるものとする。
- (2) 基礎底面地盤のせん断抵抗力は、地盤条件を十分考慮して求めるものとする。式(14.4.2)により基礎底面地盤のせん断抵抗力を求めた場合には、これを満足するとみなしてよい。

$$H_a = A_1 c + W_s \tan \phi + A_e c_B + V \tan \phi_B \dots\dots\dots (14.4.2)$$

ここに、

- $H_a$  : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力 (kN)
- $A_1$  : 基礎内部土の底面積 (m<sup>2</sup>)
- $c$  : 基礎底面地盤の粘着力 (kN/m<sup>2</sup>)
- $W_s'$  : 基礎底面より上の内部土の有効重量 (kN)
- $\phi$  : 基礎底面地盤の土のせん断抵抗角 (度)
- $A_e$  : 基礎底面の有効載荷面積 (内部土は含まない) (m<sup>2</sup>)

$c_B$  : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m<sup>2</sup>)

$V$  : 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とする。

$\delta_B$  : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (度)

表 - 14.4.2 安全率

常 時	暴風時、レベル1地震時
1.5	1.2

#### 14.4.3 負の周面摩擦力

圧密沈下が生じるおそれのある地盤を貫いて支持層に到達している地中連続壁基礎では、周面に働く負の周面摩擦力について検討するものとする。

#### 14.5 地盤反力係数及び地盤反力度の上限値

##### 14.5.1 地盤反力係数

- (1) 地中連続壁基礎の設計に用いる地盤反力係数は、14.2に規定する荷重分担を考慮するとともに、地盤調査、土質試験の結果を十分検討して定めるものとする。
- (2) 地中連続壁基礎の設計に用いる地盤反力係数は、基礎底面の鉛直方向地盤反力係数と水平方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数、側面の水平方向せん断地盤反力係数及び周囲の鉛直方向せん断地盤反力係数とし、地盤調査、土質試験の結果を十分検討したうえでそれらを定めた場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

##### 14.5.2 地盤反力度の上限値

基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は、それぞれの位置での受働土圧強度又は最大周面摩擦力度を表 - 14.5.1に示す補正係数で除した値とする。

表 - 14.5.1 補正係数

	常 時	暴風時、レベル1地震時
基礎前面の 水平地盤反力度	1.5	1.1
基礎側面の水平方向 せん断地盤反力度	1.5	1.1
基礎周面の鉛直方向 せん断地盤反力度	3.0	1.1

#### 14.6 断面力、地盤反力度及び変位の計算

- (1) 地中連続壁基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を適切に考慮して算出するものとする。
- (2) 次による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

地中連続壁基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床上の有限長ばりとして計算する。ここで、基礎前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周囲の鉛直方向せん断地盤反力度は、それぞれの上限值をこえないものとする。

#### 14.7 基礎各部材の設計

- (1) 地中連続壁基礎の側壁及び隔壁は、完成後の荷重に対し、鉛直方向及び水平方向について設計する。
- (2) 地中連続壁基礎の頂版は、原則として地中連続壁に支持されたはり又はスラブとして設計する。

#### 14.8 レベル2地震時に対する照査

##### 14.8.1 照査の基本

- (1) 橋脚の地中連続壁基礎に耐震設計編6.4.7(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、地盤反力度及び変位を14.8.4の規定により算出し、14.8.2に規定する基礎の降伏に達しないことを照査するのを原則とする。ただし、基礎に塑性化が生じることを考慮する場合には、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、これらがそれぞれ14.8.3に規定する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。
- (2) 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、耐震設計編13.1の規定により照査するものとする。
- (3) 地中連続壁基礎は、各部材に生じる断面力に対して、14.8.5の規定により耐力の照査を行うものとする。

##### 14.8.2 基礎の降伏

地中連続壁基礎の降伏は、基礎の塑性化等により、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とする。

##### 14.8.3 基礎の許容塑性率及び許容変位

地中連続壁基礎の許容塑性率及び許容変位は、基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度にとどまるように定めるものとする。

##### 14.8.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算

- (1) 地中連続壁基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、基礎及び地盤の特性を

適切に考慮して算出するものとする。

- (2) 次による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

地中連続壁基礎の断面力、地盤反力度及び変位は、地盤抵抗を地盤反力係数により評価した弾性床上の有限長ばりとして計算する。ここで、基礎の曲げ剛性は、断面力の応じて低下させるとともに、基礎底面の鉛直地盤反力度とせん断地盤反力度、前面の水平地盤反力度、側面の水平方向せん断地盤反力度及び周面の鉛直方向せん断地盤反力度は、それぞれの上限值をこえないものとする。

#### 14.8.5 部材の照査

地中連続壁基礎の各部材は、14.8.4の規定により算出する部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査するものとする。

### 14.9 構造細目

#### 14.9.1 エレメント間の継手

- (1) 地中連続壁基礎のエレメント間の継手は、曲げモーメント、せん断力及び軸力を伝達できる剛結継手とすることを標準とする。
- (2) 剛結継手の水平鉄筋は、重ね継手により継いでよい。
- (3) 水平鉄筋は接合鋼板を貫通して定着させるものとする。
- (4) エレメント間のコンクリートは、接合鋼板を介して打継ぐものとする。
- (5) 継手部には、シアコネクタを配置するものとする。

#### 14.9.2 地中連続壁と頂版との結合部

地中連続壁の鉛直鉄筋は、その端部を頂版コンクリート中に十分埋め込んで定着するものとする。

#### 14.9.3 壁厚

- (1) 地中連続壁の壁厚は、構造部材としての部材厚さだけでなく、施工条件、地盤条件、継手構造や位置等を考慮して決定するものとする。
- (2) 地中連続壁基礎の安定計算においては、設計壁厚を用いるものとする。
- (3) 地中連続壁の断面計算においては、設計壁厚から地中連続壁表面のコンクリート劣化部分を減じた有効壁厚を用いるものとする。

#### 14.9.4 鉄筋の配置

- (1) 主鉄筋の配置及びかぶりは、溝壁の凹凸、鉄筋かごの建込み、コンクリート打設等の施工性及び耐久性を考慮して決定するものとする。水平鉄筋の最小かぶりを設計壁厚の外縁から130mmとした場合には、これを満足するとみなしてよい。

- (2) 鉄筋かごは、建込み等施工時に変形しないよう適切な補強材を取り付けるとともに、コンクリート打設等を考慮した形状とするものとする。
- (3) 側壁のぜい性的な破壊を防ぐため、側壁には十分な横拘束筋を配置するものとする。

#### 14.9.5 鉛直鉄筋の継手

- (1) 鉛直鉄筋の継手方法は、施工性を考慮して選定するものとする。
- (2) 鉛直鉄筋の継手位置は、設計上の断面力分布と施工性を考慮して決定するものとする。

### 15章 施工に関する一般事項

#### 15.1 適用の範囲

この章以下は、14章までの規定に基づいて設計された下部構造の施工について適用する。

施工がこの章以下の規定によりがたい場合には、設計における安全度等について別途検討するものとする。

#### 15.2 施工一般

- (1) 下部構造の施工は、設計において前提とした諸条件等が満足されるように行うものとする。
- (2) 下部構造が所要の耐久性を有するように、下部構造の施工において十分な品質の確保に努めるものとする。
- (3) 下部構造の施工にあたっては、工事の安全性を確保するとともに、環境に及ぼす影響に配慮するものとする。

#### 15.3 施工のための調査

施工にあたっては、施工要領書作成上あるいは施工管理上必要な調査を行うものとする。

#### 15.4 施工要領書

下部構造の施工にあたっては、設計において前提とした諸条件が満足される施工が行われることを確認できるよう、施工要領書を作成しなければならない。

#### 15.5 工事記録

下部構造の施工に関する全般的な記録は、上部構造の施工及び維持管理において重要な資料となるので、次の事項について記載し、工事記録として保管するものとする。

- (1) 工事名、工事箇所、事業主体、施工者、実施工程
- (2) 下部構造の諸元、配置図、構造図、地盤の概要

- (3) 仮設備の配置とその能力、施工方法、使用した機械器具
- (4) 施工管理
- (5) 環境対策及び安全対策
- (6) 施工中に生じた特殊な状況とその対策
- (7) 各工程の施工記録
- (8) 工事において行われた調査、試験の記録
- (9) その他後続の工事及び維持管理に引き継ぐべき事項

## 16章 ケーソン基礎の施工

### 16.1 適用する工法

本章の規定は、オープンケーソン工法あるいはニューマチックケーソン工法によりケーソン基礎の施工を行う場合に適用する。

### 16.2 施工機械器具の選定

施工機械器具は、ケーソンの諸元、作業地点の環境、地盤の状態、作業の安全性等について十分な検討を加え、所要の寸法と機能を満足するように選定するものとする。

### 16.3 仮設備

ケーソン施工のための仮設備は、工事実施前に確実に設置するものとし、工事施行中は常に保守点検を行い安全施工に努めるものとする。

### 16.4 刃口

ケーソンの刃口は、ケーソンを安全に沈設できるように施工するものとする。

### 16.5 ケーソン据付け

ケーソンの据付けは、本体、型枠、セントル用材料等の重量を十分に支持できるとともに、安全に初期の沈設ができる地盤で行うものとする。

### 16.6 本体

ケーソン本体は、施工上の諸条件を勘案して、その寸法、機能を満足するように施工するものとする。

### 16.7 掘削及び沈設

- (1) 掘削は、施工条件、地質の状態等により沈下関係図を適宜修正しながら行い、ケーソンの傾斜、移動及び回転に注意するとともに、急激な沈下を避けるものとする。
- (2) 沈設は、ケーソン自重、載荷荷重、摩擦抵抗の低減等により行うのを原則とする。

### 16.8 支持地盤の確認

ケーソンが所定の深さに達したならば、設計で考慮した地盤の支持力及び変形特性が発揮されていることを確認するものとする。

#### 16.9 頂版

ケーソンの頂版は、作用する荷重がケーソン本体に確実に伝達されるよう施工するものとする。

#### 16.10 止水壁股は土留め仮壁

止水壁又は土留め仮壁は、所要の止水性を有するとともに、ケーソン沈設中における土圧、水圧等の外力に対して耐え得る構造とし、工事完了後には撤去できるものとする。

#### 16.11 セントル

- (1) セントルの構造は、刃口及び作業室天井スラブを構築するに際しての全荷重に対して十分堅固なものとする。
- (2) セントルを築造する地盤は、セントル、作業室等の全重量を安全に支持できるものとする。
- (3) セントルの解体にあたっては、打設後のコンクリート強度を確認し、構造物に悪影響を与えないよう注意して行うものとする。

#### 16.12 艀装

- (1) ロック、シャフト、送気管、排気管、配線管等の諸設備は、確実に設置するものとし、日常の整備点検を行うものとする。
- (2) シャフトは安全施工上、マテリアルロック用とマンロック用とに分けて設置するのを標準とする。
- (3) 作業室のコンクリート打込み時は、シャフトが鉛直に取付くように、アンカーボルト等を設置するものとする。
- (4) ロック、シャフト及び送、排気管の設備は、ボルト、パッキング等を使用して、漏気のないように確実に接続するものとする。また、作業中横振れしないように必ず振止めを設けるものとする。
- (5) 艀装の撤去は、ケーソンの安全性に十分配慮し確実に行うものとする。

#### 16.13 ニューマチックケーソンの中埋めコンクリート

中埋めコンクリートの施工にあたっては、あらかじめ底面地盤を整正し、作業室内を清掃した後、室内の気圧を管理しながら作業に適するワーカビリティのコンクリートを用いて室内を充てんするものとする。

#### 16.14 オープンケーソンの底版

- (1) 水中コンクリートは、ケーソン内の水位の変動がないことを確認したうえ、

トレミー又はコンクリートポンプを用いて打込むのを原則とする。

- (2) 底版コンクリート打設後、ケーソン内の湛水を排除する場合は地下水の揚圧力の影響を慎重に検討するものとする。

## 17章 既成杭基礎の施工

### 17.1 適用する工法

本章の規定は、打込み杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法あるいは鋼管ソイルセメント杭工法により既製杭基礎の施工を行う場合に適用する。

### 17.2 施工機械器具の選定

施工機械器具は、杭の諸元、作業地点の環境、地盤の状態、作業の安定性等について十分な検討を加え、所要の寸法と機能を満足するように選定するものとする。

### 17.3 試験杭

杭の施工に際しては、あらかじめ試験杭の施工を行うのを原則とする。ただし、施工地点における杭の施工性が十分把握されている場合は、試験杭を省略することができる。

### 17.4 施工準備

杭の施工に先立ち、安全かつ確実に施工が行えるように準備作業を行うものとする。

### 17.5 運搬、貯蔵、検査

- (1) コンクリート杭の運搬、積卸し、貯蔵等は、JIS A 7201（遠心力コンクリートくい施工標準）に従って行うものとする。

また、現場搬入時には杭の外観、形状、寸法等について、JIS A 5372及び5373に従って検査するものとする。

- (2) 鋼管杭の運搬、積卸し、貯蔵等杭の取扱いにあたっては損傷防止に留意するものとする。

また、現場搬入時には杭の外観、形状、寸法等について、JIS A 5525に従って検査するものとする。

### 17.6 建込み

杭は、正確かつ安全に建込むものとする。

### 17.7 現場溶接継手

- (1) 既製杭の現場溶接継手は、アーク溶接継手を原則とする。
- (2) 現場溶接に際しては、知識経験のある溶接施工管理技術者を常置させるも

のとする。溶接施工管理技術者は溶接工の選定及び溶接の管理、指導、検査を行うものとする。

- (3) 溶接工は、JIS Z 3801及びJIS Z 3841に定められた試験の種類のうち、杭の現場溶接に必要な試験、又は、これと同等以上の検定試験に合格した者のうち、6か月以上溶接工事に従事した者とする。
- (4) コンクリート杭の現場溶接は、JIS A 7201に従って慎重に行うものとする。また、鋼管杭の現場溶接についても、これに準じて行うものとする。
- (5) 溶接完了後、指定された方法、個数及び箇所について検査を行うものとする。検査の結果発見された欠陥のうち、手直しを要するものについては、適切な補修方法により補修するものとする。
- (6) 杭の現場溶接継手にあたっては、溶接条件、溶接差牛、検査結果等を記録するものとする。

#### 17.8 杭頭の仕上げ

杭頭の仕上げは、杭体を損傷させないように行うものとする。

#### 17.9 掘削土砂の処理

掘削により排出された土砂は、適切な方法で処理するものとする。

#### 17.10 打込み杭の打込み及び打止め

- (1) 杭の打込み順序は、杭の諸元、杭の配置、周辺部への影響、杭打ち機の種類等を勘案して決めるものとする。
- (2) 打込みに際しては、常に杭のずれと傾斜に注意し、また、杭体に損傷のないよう打込むものとする。
- (3) 1本の杭の打込みは原則として連続して行うものとする。
- (4) 杭は、設計で考慮した支持力を確保するために、打止め条件を十分検討して打止めるものとする。

#### 17.11 中掘り杭工法

##### 17.11.1 掘削及び沈設

- (1) 掘削及び沈設中は、土質性状の変化や杭の沈設状況等を十分に観察し、杭先端部及び杭周辺地盤を乱さないようにするものとする。
- (2) 杭は、設計で考慮した支持力を確保するために、所定の深さまで沈設するものとする。

##### 17.11.2 先端処理

杭先端が所定の深さに達した後、施工方法に応じ、次に示す方法により確実に先端処理を行うものとする。

- (1) 最終打撃方式による場合は、17.10の規定に準じて管理するものとする。
- (2) セメントミルク噴出攪拌方式による場合は、セメントミルクを所定の圧力で噴出しながら杭先端部周辺の砂質系地盤と十分攪拌して根固めするものとする。
- (3) コンクリート打設方式による場合は、18章の規定に準じて管理するものとする。

## 17.12 プレボーリング杭工法

### 17.12.1 掘削及び支持層の確認

- (1) 掘削中は土質性状の変化や掘削抵抗に留意し、掘削孔に傾斜や曲がりが生じないように掘削するものとする。また、掘削孔が崩壊しないように十分注意するものとする。
- (2) 設計図等に示された深さ、あるいは試験杭の施工において確認された深さまで掘削するものとする。

### 17.12.2 根固め液及び杭周固定液の注入

- (1) 根固め液は、所定の支持力を発現するために確実に注入するものとする。
- (2) 杭周固定液は、掘削孔壁と杭体との隙間を充てんするために確実に注入するものとする。

### 17.12.3 杭の建込み及び沈設

杭は、正確かつ安全に建込み、設計で考慮した支持力を確保するために、所定の深さまで沈設するものとする。

## 17.13 鋼管ソイルセメント杭工法

### 17.13.1 ソイルセメント柱の造成

- (1) ソイルセメント柱の造成は、ソイルセメントが所定の強度を発現するように、セメントミルクの配当及び掘削攪拌方法を十分検討して行うものとする。
- (2) ソイルセメント柱は、設計図等に示された深さ、あるいは試験杭の施工において確認された深さまで造成するものとする。

### 17.13.2 鋼管の沈設

鋼管は、正確かつ安全に所定の深さまで沈設するものとする。

## 18章 場所打ち杭基礎の施工

### 18.1 適用する工法

本章の規定は、機械掘削による場所打ち杭工法（オールケーシング工法、リバース工法、アースドリル工法）あるいは深礎工法により場所打ち杭基礎の施工を行う場合に適用する。

## 18.2 施工機械器具の選定

施工機械器具は、杭の諸元、作業地点の環境、地盤の状態、作業の安全性等について十分な検討を加え、所要の寸法と機能を満足するように選定するものとする。

## 18.3 試験杭

杭の施工に際しては、あらかじめ試験杭の施工を行うのを原則とする。ただし、施工地点における杭の施工性が十分把握されている場合は試験杭の施工を省略することができる。

## 18.4 施工準備

杭の施工に先立って、安全かつ確実に施工が行えるように準備作業を行うものとする。

## 18.5 機械掘削による場所打ち杭工法

### 18.5.1 掘削

- (1) 掘削にあたっては、常に鉛直を保持するものとする。
- (2) 地質に適した深さで掘削するものとする。
- (3) 設計で考慮した支持力を確保するために、支持地盤まで確実に掘削するとともに、孔底は支持層に根入れするものとする。
- (4) 隣接する構造物やすでに施工の完了した杭への悪影響を防止するものとする。

### 18.5.2 孔壁の崩壊防止

- (1) 掘削機種、地盤の状況及び施工内容に適したケーシングチューブやスタンドパイプを使用するものとする。
- (2) 掘削中は孔内水位を外水位より低下させないものとする。

### 18.5.3 掘削土砂の処理

掘削土砂は適切な方法で処理するものとする。

### 18.5.4 孔底処理

コンクリートの品質を確保し、設計で考慮した荷重を支持地盤に確実に伝達するために、孔底沈澱物の処理を十分に行うものとする。

### 18.5.5 鉄筋

- (1) 鉄筋の加工及び組立ては、鉄筋かごが堅固となるように行うものとする。
- (2) 鉄筋の建込み中は、鉛直度と位置を正確に保ち、孔壁に接触して土砂の崩壊を生じさせてはならない。
- (3) 鉄筋の建込み中及び建込み後、ねじれ、曲り、座屈、脱落等が生じないよ

う注意するものとする。

- (4) 鉄筋かごには所要のかぶりが確保できるように、スペーサーを取付けるものとする。

#### 18.5.6 コンクリート

- (1) コンクリートの打込みはトレミーを用いるのを標準とし、連続的に行うものとする。
- (2) 打込み量及び打込み高を常に正確に計測するものとしている。
- (3) トレミー下端はレイタンスやスライム等を巻込まないように、打込んだコンクリート中に常に貫入しておくものとする。
- (4) 打込み中にケーシングチューブの引抜きを行う場合は、鉄筋かごの共上りを防止するとともに、孔壁土砂を混入しないようにケーシングチューブ下端を打込んだコンクリート上面より常に下にしておくものとする。
- (5) 場所打ち杭は、所定の高さまで品質のよいコンクリートを施工するものとする。
- (6) 打込んだコンクリートに有害な影響を与えないように養生を行うものとする。

#### 18.6 深礎工法

##### 18.6.1 湧水及び地下水の処理

湧水及び地下水は適切に処理するものとする。

##### 18.6.2 掘削

- (1) 掘削にあたっては、常に鉛直を保持し設計杭径を確保するものとする。
- (2) 掘削は支持地盤まで連続して行うのがよい。
- (3) 設計で考慮した支持力を確保するために、支持地盤まで確実に掘削するとともに、孔底は支持層に根入れするものとする。
- (4) 余掘りは適切に行うものとする。
- (5) 常に孔内の排水を行うものとする。
- (6) 軟弱地盤では、ボイリングあるいはヒービングを防止するものとする。
- (7) 互いに近接した2本以上の杭を掘削する場合には、施工順序に十分配慮するものとする。
- (8) 掘削した土砂は所定の場所にすみやかに搬出するものとする。
- (9) 発破作業は原則として避けるものとする。

##### 18.6.3 孔壁の崩壊防止

- (1) 山留め材は掘削孔の全長にわたって行き、撤去しないことを原則とする。

- (2) 山留め材は脱落、変形及びゆるみのないように組立てるものとする。
- (3) モルタルライニング及び吹付けコンクリートは、自立性の高い地山において適用するものとする。

#### 18.6.4 孔底処理

設計で考慮した荷重を支持地盤に確実に伝達するために、孔底は掘削完了後、すみやかに処理するものとする。

#### 18.6.5 鉄筋

鉄筋は設計図等に従って加工し、所定の位置に堅固に組立てるものとする。

#### 18.6.6 コンクリート

所定の高さまで品質のよいコンクリートを施工するために、コンクリートの打込みは材料の分離を生じないように適切な方法で行うものとする。

#### 18.6.7 裏込め

山留め材と地山との間に生じる空げきには、確実に荷重を伝達するために全長にわたって裏込め注入を行うものとする。

### 19章 鋼管矢板基礎の施工

#### 19.1 適用する工法

本章の規定は、打込み工法（打撃工法、パイプロハンマ工法）あるいは中掘り工法により鋼管矢板基礎の施工を行う場合に適用する。

#### 19.2 試験杭

鋼管矢板の施工に際しては、あらかじめ試験杭の施工を行うのを原則とする。ただし、施工地点における鋼管矢板の施工性が十分把握されている場合には試験杭を省略することができる。

#### 19.3 導材の設置

鋼管矢板の打込みは、導材を設置して行うものとする。

#### 19.4 打込み及び打止め

- (1) 鋼管矢板の打込み順序は、基礎の形状、打込み方法、杭打ち機の種類と配置、打込み精度への影響等を考慮して決定するものとする。
- (2) 打込みに際しては、常に打込み精度と貫入状況に注意し、また、鋼管矢板に損傷を与えないように打込むものとする。
- (3) 中掘り工法においては、土質性状の変化や杭の沈設状況等を十分に観察し、鋼管矢板先端部及び周辺地盤を乱さないように掘削及び沈殿を行うものとする。
- (4) 鋼管矢板は、設計で考慮した支持力を確保するために、設計図等に表示され

た深さ、あるいは試験杭の結果確認された深さまで根入れするのを原則とする。

#### 19.5 中詰めコンクリート及び先端処理管理

- (1) 仮締切り兼用方式の場合、頂版結合部付近の鋼管矢板内に中詰めコンクリートを打設することを原則とする。
- (2) 鋼管矢板の継手管内には、土砂を排除した後、モルタルを充てんすることを原則とする。

#### 19.6 仮締切り及び頂版

##### 19.6.1 仮締切り部の施工

仮締切り兼用方式における仮締切り部の施工においては、所定の施工方法及び施工順序に従って、仮締切り内の掘削、支保工の設置及び底板コンクリートの打設を行うものとする。

##### 19.6.2 頂版結合部及び頂版

頂版と鋼管矢板との結合部及び頂版は、頂版に作用する荷重が鋼管矢板に確実に伝達されるように施工するものとする。

##### 19.6.3 支保工及び仮締切り部鋼管矢板の撤去

仮締切り兼用方式の場合、頂版及び躯体完成後、支保工及び仮締切り部鋼管矢板は、所定の施工方法及び施工順序に従って撤去するものとする。

### 20章 地中連続壁基礎の施工

#### 20.1 適用する工法

本章の規定は、場所打ち鉄筋コンクリート壁式工法により地中連続壁基礎の施工を行う場合に適用する。

#### 20.2 試験施工

地中連続壁の施工に際しては、試験掘りを行うことを原則とする。

#### 20.3 施工準備及び仮設備

##### 20.3.1 施工準備

地中連続壁の施工に先立って、安全かつ確実に施工が行えるように準備作業を行うものとする。

##### 20.3.2 仮設備

地中連続壁施工のための仮設備は、工事施行前に確実に設置するものとし、工事施工中は常に保守点検を行い安全施工に努めるものとする。

#### 20.4 掘削

##### 20.4.1 エレメント割付

エレメント割付けは継手の位置、溝壁の安定、掘削機械、掘削方法及び鉄筋かご建込みの施工性を考慮して決定するものとする。

#### 20.4.2 溝壁の安定

地中連続壁の掘削に先立ち、溝壁の安定性に影響を及ぼす種々の要因を考慮して、溝壁の安定性を慎重に検討するものとする。

#### 20.4.3 安定液

地中連続壁の施工に際しては、所定の品質や機能を有する安定液を適切な管理基準に従って使用するものとする。

#### 20.4.4 掘削

- (1) 掘削機は掘削深度、対象土層、施工条件等を考慮して選定するものとする。
- (2) 掘削溝の幅は、所要の寸法及び精度を確保して掘削するものとする。
- (3) 掘削精度及び掘削能率を確保するために、土質に適した掘削速度で施工するものとする。
- (4) 設計で考慮した支持力を確保するために、支持地盤まで確実に掘削するとともに、溝底は支持層に根入れするものとする。

#### 20.4.5 スライム処理

コンクリートの品質を確保し、設計で考慮した荷重を支持地盤に確実に伝達するため、スライム処理を十分に行うものとする。

### 20.5 鉄筋及びエレメント間の継手

#### 20.5.1 鉄筋かごの製作、建込み

- (1) 鉄筋かごは、必要な精度を確保し、堅固となるように組立てるものとする。
- (2) 鉄筋かごの建込みには、適切なクレーンを選定し、吊り金具等を使用して所定の精度となるように施工するものとする。
- (3) 鉄筋かごの建込み中及び建込み後、ねじれ、曲がり、座屈、脱落等鉄筋かごが変形しないよう注意するものとする。

#### 20.5.2 エレメント間継手

地中連続壁のエレメント間継手は、所定の機能を確保するような確実な方法で施工するものとする。

### 20.6 コンクリート

- (1) コンクリートの打込みに先立ち、連続打設に支障のないよう、準備作業を確実に行うものとする。
- (2) コンクリートの打込みは、材料の分離等を起こさないような方法で行うものとする。

- (3) 地中連続壁は、所定の高さまで品質のよいコンクリートを施工するものとする。
- (4) 打込んだコンクリートに有害な影響を与えないように養生を行うものとする。

## V 耐震設計編

### 1章 総則

#### 1.1 適用の範囲

この編は、橋の耐震設計に適用する。

#### 1.2 用語の定義

この編に用いる用語の意味は次のとおりとする。

(1) 耐震性能

地震の影響を受けた橋の性能

(2) 限界状態

耐震性能を満足し得る橋全体系ならびに各部材の限界の状態

(3) 液状化

地震動による間げき水圧の急激な上昇により、飽和した砂質土層がせん断強度を失い、土の構造に破壊が生じること

(4) 流動化

液状化に伴い、地盤が水平方向に移動すること

(5) 耐震設計上の地盤種別

地震時における地盤の振動特性に応じて、工学的に分類する地盤の種別

(6) 耐震設計上の地盤面

耐震設計において地表面と仮定する地盤面

(7) 耐震設計上の基板面

対象地点に共通する広がりを持ち、耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面

(8) 震度法

地震の影響によって構造物及び地盤に生じる作用を震度を用いた劇的な荷重に置き換えて耐震性能の照査を行う方法

(9) 地震時保有水平耐力法

構造物の塑性域の地震時保有水平耐力や変形性能、エネルギー吸収を考慮して静的に耐震性能の照査を行う方法

(10) 静的照査法

静的解析を用いて耐震性能の照査を行う方法

(11) 動的照査法

動的解析を用いて耐震性能の照査を行う方法

(12) 設計振動単位

地震時に同一の振動をすると見なし得る構造系

(13) 塑性化

地震力によって部材に生じる変形が、部材としての弾性限界を超えること

(14) 地震時保有水平耐力

塑性域において地震力を繰返し受けた場合に構造部材が発揮しうる水平耐力

(15) 塑性変形性能

塑性域において地震力を繰返し受けた場合に、構造部材が安定して地震時保有水平耐力を保持して変形できる性能

(16) 塑性ヒンジ

鉄筋コンクリート部材において、正負交番の繰返し変形を受けた場合に塑性変形性能を発揮する限定された部位。終局水平変位を算出するために設定する塑性ヒンジの部材軸方向の長さを塑性ヒンジ長、塑性ヒンジ長の区間の断面領域を塑性ヒンジ領域という。

(17) 地震時水平力分散構造

地震時の上部構造の慣性力を複数の下部構造に分担させるために、上部構造と複数の下部構造を結合する構造。上部構造と下部構造の結合方法としては、ゴム支承や免震支承等の弾性固定方式を用いる場合、固定支承を用いた多点固定方式を用いる場合等がある。

(18) 免震橋

免震支承を用いて固有周期適度に長くするとともに、減衰性能の増大を図って地震時の慣性力の低減を期待する構造を有する橋

(19) 落橋防止システム

地震により上部構造が落下するのを防ぐことを目的として設ける構造システムで、けたかかり長、落橋防止構造、変位制限構造及び段差防止構造から構成する。

## 2章 耐震設計の基本方針

### 2.1 耐震設計の基本

(1) 橋の耐震設計は、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、必要とされる耐震性能を確保することを目的として行う。

(2) 耐震設計にあたっては、地形・地質・地盤条件、立地条件等を考慮し、耐震性の高い構造形式を選定するとともに、橋を構成する各部材及び橋全体系が必要な耐震性を有するように配慮しなければならない。

## 2.2 耐震設計の原則

- (1) 橋の耐震設計においては、橋の供用期間中に発生する確率が高い地震動（以下「レベル1地震動」という。）と橋の供用期間中に発生する確率は低いが大きな強度をもつ地震動（以下「レベル2地震動」という。）の2段階のレベルの設計地震動を考慮するものとする。ここで、レベル2地震動としては、プレート境界型の大規模な地震を想定したタイプ1の地震動及び内陸直下型地震を想定したタイプ2の地震動の2種類を考慮するものとする。
- (2) 橋の重要度は、道路種別及び橋の機能・構造に応じて、重要度が標準的な橋と特に重要度が高い橋（以下、それぞれ、「A種の橋」及び「B種の橋」という。）の2つに区分するものとし、その区分は2.3に規定する。
- (3) 橋の耐震性能は、橋全体系の挙動を踏まえ、以下の通りとする。
  - 1) 耐震性能1  
地震によって橋としての健全性を損なわない性能
  - 2) 耐震性能2  
地震による損傷が限定的なものにとどまり、橋としての機能の回復が速やかに行い得る性能
  - 3) 耐震性能3  
地震による損傷が橋として致命的とならない性能
- (4) 橋の耐震設計においては、設計地震動のレベルと橋の重要度に応じて、以下のように設計するものとする。
  - 1) レベル1地震動に対しては、A種の橋、B種の橋ともに、耐震性能1を確保するように耐震設計を行う。
  - 2) レベル2地震動に対しては、A種の橋は耐震性能3を、また、B種の橋は耐震性能2を確保するように耐震設計を行う。
- (5) 耐震設計で想定していない挙動や地盤の破壊等により構造系の破壊が生じても、上部構造の落下を防止できるように配慮するものとする。

## 2.3 橋の重要度の区分

A種の橋ならびにB種の橋は、表 - 2.3.1に示すように区分するものとする。

表 - 2.3.1 橋の重要度の区分

橋の重要度の区分	対象となる橋
A種の橋	下記以外の橋
B種の橋	<ul style="list-style-type: none"> <li>・高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡道路、一般国道の橋</li> <li>・都道府県道、市町村道のうち、複断面、跨線橋、跨道橋及び地域の防災計画上の位置付けや当該道路の利用状況等から特に重要な橋</li> </ul>

### 3章 耐震設計上考慮すべき荷重

#### 3.1 耐震設計上考慮すべき荷重とその組合せ

(1) 耐震設計にあたっては、次の荷重を考慮するものとする。

##### 1) 主荷重

共通編2.1に示す主荷重のうち活荷重及び衝撃を除いた荷重

- a 死荷重 (D)
- b プレストレス力 (PS)
- c コンクリートのクリープの影響 (CR)
- d コンクリートの乾燥収縮の影響 (SH)
- e 土圧 (E)
- f 水圧 (HP)
- g 浮力又は揚圧力 (U)

##### 2) 従荷重

地震の影響 (EQ)

(2) 荷重の組合せは次のとおりとする。

(1)に示す主荷重 + 地震の影響 (EQ)

(3) 荷重は最も不利な応力、変位、その他の影響が生じるように作用させるものとする。

#### 3.2 地震の影響

地震の影響として、次のものを考慮するものとする。

- (1) 建造物の重量に起因する慣性力 (以下「慣性力」という。)
- (2) 地震時土圧
- (3) 地震時動水圧
- (4) 地盤の液状化及び流動化の影響
- (5) 地震時地盤変位

## 4章 設計地震動

### 4.1 一般

レベル1地震動及びレベル2地震動は、それぞれ、4.2及び4.3の規定により設定するものとする。ただし、建設地点周辺における過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震の情報、地下構造に関する情報、建設地点の地盤条件に関する情報、既往の強震記録等を考慮して建設地点における設計地振動を適切に推定できる場合には、これに基づいて設計地震動を設定するものとする。

### 4.2 レベル1地震動

- (1) レベル1地震動は、(2)に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定するものとする。
- (2) レベル1地震動の加速度応答スペクトルは、原則として、4.6に規定する耐震設計上の地盤面において与えるものとし、式(4.2.1)により算出するものとする。

$$S = c_z \quad c_0 S_0 \dots\dots\dots (4.2.1)$$

ここに、

S : レベル1地震動の加速度応答スペクトル (1gal単位に丸める)

$c_z$  : 4.4に規定する地域別補正係数

$c_0$  : 減衰定数別補正係数であり、減衰定数hに応じて式(4.2.2)により算出するものとする。

$$c_0 = \frac{1.5}{40h + 1} + 0.5 \dots\dots\dots (4.2.2)$$

$S_0$  : レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル (gal) であり、4.5に規定する地盤種別及び固有周期Tに応じて表-4.2.1の値とする。

表 - 4.2.1 レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル $S_0$

地盤種別	固有周期T (s) に対する $S_0$ (gal)		
種	T < 0.1 $S_0 = 431T^{1/3}$ ただし、 $S_0$ 160	0.1 T 1.1 $S_0 = 200$	1.1 < T $S_0 = 220 / T$
種	T < 0.2 $S_0 = 427T^{1/3}$ ただし、 $S_0$ 200	0.2 T 1.3 $S_0 = 250$	1.3 < T $S_0 = 325 / T$
種	T < 0.34 $S_0 = 430T^{1/3}$ ただし、 $S_0$ 240	0.34 T 1.5 $S_0 = 300$	1.5 < T $S_0 = 450 / T$

#### 4.3 レベル2地震動

(1) レベル2地震動は、(2)に規定する加速度応答スペクトルに基づいて設定するものとする。

(2) レベル2地震動の加速度応答スペクトルは、原則として、4.6に規定する耐震設計上の地盤面において与えるものとし、2.2に規定する地震動のタイプに応じて、それぞれ式(4.3.1)及び(4.3.2)により算出するものとする。

$$S_1 = c_z \cdot c_D \cdot S_0 \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$S_2 = c_z \cdot c_D \cdot S_0 \dots\dots\dots (4.3.2)$$

ここに、

$S_1$  : タイプ 1 の地震動の加速度応答スペクトル (1gal単位に丸める)

$S_2$  : タイプ 2 の地震動の加速度応答スペクトル (1gal単位に丸める)

$c_z$  : 4.4に規定する地域別補正係数

$c_D$  : 減衰定数別補正係数であり、減衰定数hに応じて式(4.2.2)により算出するものとする。

$S_0$  : タイプ 1 の地震動の標準加速度応答スペクトル (gal) であり、4.5に規定する地盤種別及び固有周期Tに応じて表-4.3.1の値とする。

$s_0$  : タイプ 2 の地震動の標準加速度応答スペクトル (gal) であり、4.5に規定する地盤種別及び固有周期Tに応じて表-4.3.2の値とする。

表 - 4.3.1 タイプ 1 の地震動の標準加速度応答スペクトル $S_0$

地盤種別	固有周期T (s) に対する $S_{10}$ (gal)		
	T < 1.4 $S_{10} = 700$	1.4 < T	
種		$S_{10} = 980 / T$	
種	T < 0.18 $S_{10} = 1,505T^{1/3}$ ただし、 $S_{10} \geq 700$	0.18 < T < 1.6 $S_{10} = 850$	1.6 < T $S_{10} = 1,360 / T$
種	T < 0.29 $S_{10} = 1,511T^{1/3}$ ただし、 $S_{10} \geq 700$	0.29 < T < 2.0 $S_{10} = 1,000$	2.0 < T $S_{10} = 2,000 / T$

表 - 4.3.2 タイプ の地震動の標準加速度応答スペクトル $S_0$

地盤種別	固有周期 $T$ (s) に対する $S_0$ (gal)		
種	$T < 0.3$ $S_0 = 4,463T^{2/3}$	$0.3 \leq T < 0.7$ $S_0 = 2,000$	$0.7 < T$ $S_0 = 1,104 / T^{5/3}$
種	$T < 0.4$ $S_0 = 3,224T^{2/3}$	$0.4 \leq T < 1.2$ $S_0 = 1,750$	$1.2 < T$ $S_0 = 2,371 / T^{5/3}$
種	$T < 0.5$ $S_0 = 2,381T^{2/3}$	$0.5 \leq T < 1.5$ $S_0 = 1,500$	$1.5 < T$ $S_0 = 2,948 / T^{5/3}$

4.4 地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて表 - 4.4.1の値とする。ただし、架橋地点が地域区分の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとるものとする。

表 - 4.4.1 地域別補正係数 $C_z$

地域区分	補正係数 $C_z$	対象地域
A	1.0	下記2地域以外の地域
B	0.85	「Zの数値、 $R_i$ 及び $A_i$ を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号)第1項(Zの数値)表中(二)に掲げる区域
C	0.7	「Zの数値、 $R_i$ 及び $A_i$ を算出する方法並びに地盤が著しく軟弱な区域として特定行政庁が指定する基準」(昭和55年11月27日建設省告示第1793号)第1項(Zの数値)表中(三)及び(四)に掲げる区域

4.5 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、原則として式(4.5.1)により算出する地盤の特性値 $T_G$ をもとに、表 - 4.5.1により区別するものとする。地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合は 種地盤とする。

$$T_G = 4 \frac{\sum_{i=1}^n H_i}{\sum_{i=1}^n V_{si}} \dots\dots\dots (4.5.1)$$

ここに、

$T_G$  : 地盤の特性値 (s)

$H_i$  :  $i$  番目の地層の厚さ (m)

$V_{si}$  :  $i$  番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)

表 - 4.5.1 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 $T_G$ (s)
種	$T_G < 0.2$
種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
種	$T_G \geq 0.6$

#### 4.6 耐震設計上の地盤面

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、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。

### 5章 耐震性能の照査

#### 5.1 一般

- (1) 耐震性能の照査にあたっては、5.2から5.4までに規定する橋の限界状態に基づき、各部材の限界状態を適切に設定するものとする。
- (2) 耐震性能の照査は、設計地震動によって生じる各部材の状態が、(1)の規定により設定した当該部材の限界状態を超えないことを照査することにより行うものとする。ここで、耐震性能の照査手法は5.5の規定によるものとする。
- (3) 耐震設計で想定していない挙動や地盤の破壊等により構造系の破壊が生じても上部構造の落下を防止できるように、5.6の規定により検討を行うものとする。

#### 5.2 耐震性能1に対する橋の限界状態

耐震性能1に対する橋の限界状態は、地震によって橋全体系としての力学特性が弾性域を超えない範囲内で適切に定めるものとする。

#### 5.3 耐震性能2に対する橋の限界状態

- (1) 耐震性能2に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の修復が容易に行い得る範囲内で適切に定めるものとする。
- (2) 塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることができ、かつ速やかに修復を行うことが可能な部材を選定するものとする。
- (3) 橋の構造特性を踏まえ、塑性化を考慮する部材を適切に組み合わせるとともに、その組み合わせに応じて、各部材の限界状態を適切に設定するものとする。

#### 5.4 耐震性能3に対する橋の限界状態

- (1) 耐震性能3に対する橋の限界状態は、塑性化を考慮した部材にのみ塑性変形が生じ、その塑性変形が当該部材の保有する塑性変形性能を超えない範囲内で

適切に定めるものとする。

- (2) 塑性化を考慮する部材としては、確実にエネルギー吸収を図ることができる部材を選定するものとする。
- (3) 橋の構造特性を踏まえ、塑性化を考慮する部材を適切に組み合わせるとともに、その組み合わせに応じて、各部材の限界状態を適切に設定するものとする。

#### 5.5 耐震性能の照査方法

- (1) 耐震性能の照査は、設計地震動、橋の構造形式とその限界状態に応じて、適切な方法に基づいて行うものとする。
- (2) 地震時の挙動が複雑ではない橋に対しては、6章に規定する静的照査法により耐震性能の照査を行えば、(1)を満足するとみなしてよい。地震時の挙動が複雑な橋に対しては、7章に規定する動的照査法により照査を行えば、(1)を満足するとみなしてよい。

#### 5.6 上部構造の落下防止対策

- (1) 上部構造と下部構造が構造的に分離し、これらの間に大きな相対変位が生じようような状態に対して、上部構造の落下を防止できるように、適切な対策を講じるものとする。
- (2) 16章に規定する落橋防止システムを設ければ、(1)を満足するとみなしてよい。

### 6章 静的照査法による耐震性能の照査方法

#### 6.1 一般

- (1) 静的照査法による耐震性能の照査は、震度法に基づいて行うものとする。
- (2) レベル1地震動に対する耐震性能の照査を静的照査法により行う場合には、6.2の規定により荷重を算定し、6.3に規定する弾性域の振動特性を考慮した震度法により耐震性能1の照査を行うものとする。
- (3) レベル2地震動に対する耐震性能の照査を静的照査法により行う場合には、6.2の規定により荷重を算定し、6.4に規定する地震時保有水平耐力法により耐震性能2又は耐震性能3の照査を行うものとする。

#### 6.2 静的照査法を適用する場合の荷重の算定方法

##### 6.2.1 一般

- (1) 静的照査法により耐震性能の照査を行う場合には、3.2に規定する地震の影響として、慣性力、地震時土圧、地震時動水圧、地盤の液状化及び流動化の影響を、それぞれ適切に考慮するものとする。
- (2) 慣性力、地震時土圧及び地震時動水圧は、それぞれ、6.2.2、6.2.4及

び6.2.5により算出してよい。また、地盤の液状化及び流動化の影響は、8.1の規定に基づいて考慮してよい。

- (3) 4.6に規定する耐震設計上の地盤面より下方の構造部分には、慣性力、地震時土圧及び地震時動水圧を作用させなくてもよい。

#### 6.2.2 慣性力

- (1) 慣性力は、設計振動単位ごとに、6.2.3に規定する固有周期に応じて算出するものとし、レベル1地震動に対しては6.3.2の規定により、レベル2地震動に対しては6.4.2の規定によるものとする。
- (2) 慣性力としては、直交する水平2方向の作用力を考慮するものとし、一般に橋軸方向及び橋軸直角方向に別々に作用させるものとしてよい。ただし、下部構造の設計における土圧の水平成分の作用方向が橋軸方向と異なる場合には、慣性力の作用方向は土圧の水平成分の作用方向ならびにそれに直角方向とする。
- (3) 支承部の設計においては、(2)に規定する水平2方向の慣性力とともに、鉛直方向の慣性力も考慮する。
- (4) 上部構造の慣性力の作用位置は、その重心位置とする。ただし、直橋の場合には、橋軸方向に作用させる慣性力については、上部構造の慣性力の作用位置は支承の底面としてよい。

#### 6.2.3 固有周期の算定方法

- (1) 固有周期は、構造部材及び基礎の変形の影響を考慮して適切に算出するものとする。ただし、地震時に不安定となる地盤がある場合には、8.2.4に規定する土質定数の低減は見込まないで固有周期を算出するものとする。
- (2) 設計振動単位が、1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、固有周期は式(6.2.1)により算出してよい。

$$T=2.01\sqrt{\quad} \dots\dots\dots (6.2.1)$$

ここに、

T : 設計振動単位の固有周期 (s)

: 耐震設計上の地盤面より上にある下部構造の重量の80%と、それが支持している上部構造部分の全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の上部構造の慣性力の作用位置における変位 (m)

- (3) 設計振動単位が、複数の下部構造とそれが支持している上部構造部分からなる場合には、固有周期は式(6.2.2)により算出してよい。

$$T=2.01\sqrt{\quad} \dots\dots\dots (6.2.2)$$

$$= \frac{\int w(s) u(s) ds}{\int w(s) ds} \dots\dots\dots (6.2.3)$$

ここに、

T : 設計振動単位の固有周期 (s)

w (s) : 上部構造及び下部構造の位置sにおける重量 (kN/m)

u (s) : 上部構造及び耐震設計上の地盤面より上の下部構造の重量に相当する水平力を慣性力の作用方向に作用させた場合にその方向に生じる位置sにおける変位 (m)

なお、 $\int$  は設計振動単位全体に関する積分を示す

#### 6.2.4 地震時土圧

- (1) 地震時土圧は、構造物の種類、土質条件、設計地震動のレベル、地盤の動的挙動等を考慮して、適切に設定するものとする。
- (2) 地震時土圧は分布荷重とし、その主働状態における土圧強度は、式(6.2.4)により算出してよい。

$$P_{Ea} = xK_{EA} + q \quad K_{EA} \dots\dots\dots (6.2.4)$$

ここに、

$P_{Ea}$  : 深さx (m) における地震時主働土圧強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$K_{EA}$  : 地震時主働土圧係数で、式(6.2.5)により算出してよい。

- |                                  |   |               |
|----------------------------------|---|---------------|
| 1) 背面が土とコンクリートの場合                | } | ..... (6.2.5) |
| 砂及び砂れき $K_{EA} = 0.21 + 0.90k_h$ |   |               |
| 砂質土 $K_{EA} = 0.24 + 1.08k_h$    |   |               |
| 2) 背面が土と土の場合                     | } | ..... (6.2.5) |
| 砂及び砂れき $K_{EA} = 0.22 + 0.81k_h$ |   |               |
| 砂質土 $K_{EA} = 0.26 + 0.97k_h$    |   |               |

$k_h$  : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度

      : 土の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

q : 地震時の地表載荷荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

また、q は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は含まないものとする。

### 6.2.5 地震時動水圧

- (1) 地震時動水圧は、水位、下部構造の形状・寸法、設計地震動のレベル等を考慮して、適切に設定するものとする。
- (2) レベル1地震動により下部構造に作用する地震時動水圧は、以下により算出してよい。ただし、地震時動水圧の作用方向は、6.3.2に規定する上部構造の慣性力の作用方向と一致させるものとする。

#### 1) 片面にのみ水が存在する壁状構造物に作用する地震時動水圧

片面にのみ水が存在する壁状構造物に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、式(6.2.6)及び式(6.2.7)により算出するものとする(図-6.2.1参照)。

$$P = \frac{7}{12} k_h w_0 b h^2 \dots\dots\dots (6.2.6)$$

$$h_g = \frac{2}{5} h \dots\dots\dots (6.2.7)$$

ここに、

P : 構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN)

$k_h$  : 6.3.3に規定するレベル1地震動に対する設計水平震度

$w_0$  : 水の単位体積重量 (kN / m<sup>3</sup>)

h : 水深 (m)

$h_g$  : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)

b : 地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅 (m)

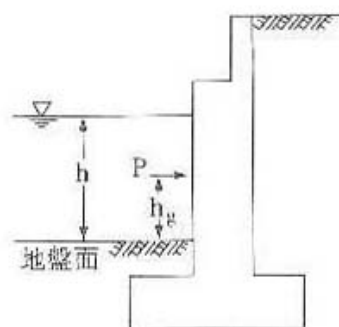


図 - 6.2.1 壁状構造物に作用する地震時動水圧

#### 2) 周辺を完全に水で取り囲まれた柱状構造物に作用する地震時動水圧

周辺を完全に水で取り囲まれた柱状構造物に作用する地震時動水圧の合力及びその作用位置は、式(6.2.8)及び式(6.2.9)により算出するものとする(図-6.2.2参照)。

$$\frac{b}{h} \quad 2.0 \text{ の場合}$$

$$P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4h}\right)$$

$$2.0 < \frac{b}{h} \quad 4.0 \text{ の場合}$$

$$P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10h}\right) \dots\dots\dots (6.2.8)$$

$$4.0 < \frac{b}{h} \quad \text{の場合}$$

$$P = \frac{9}{40} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a}$$

$$h_g = \frac{3}{7} h \dots\dots\dots (6.2.9)$$

ここに、

- P : 構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN)
- $k_h$  : 6.3.3に規定するレベル1地震動に対する設計水平震度
- $w_0$  : 水の単位体積重量 (kN / m<sup>3</sup>)
- h : 水深 (m)
- $h_g$  : 地盤面から地震時動水圧の合力作用点までの距離 (m)
- b : 地震時動水圧の作用方向に直角方向の躯体幅 (m)
- a : 地震時動水圧の作用方向の躯体幅 (m)
- $A_0$  : 構造物の断面積 (m<sup>2</sup>)

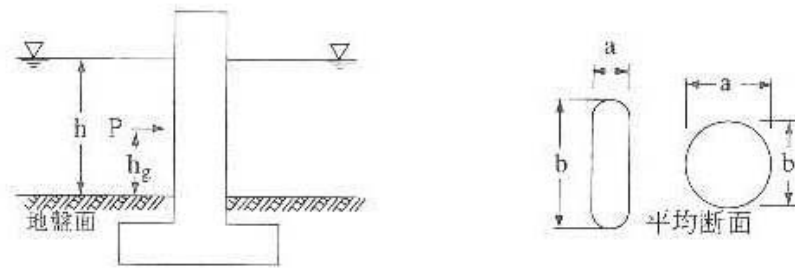


図 - 6.2.2 柱状構造物に作用する地震時動水圧

### 6.3 レベル1地震動に対する耐震性能の照査

#### 6.3.1 一般

弾性域の振動特性を考慮した震度法による耐震性能1の照査は、6.2に規定する荷重ならびに6.3.2の規定により算定する慣性力を作用させた時に各部材に生じる断面力、変位等を算出し、6.3.4の規定に基づいて行うものとする。

#### 6.3.2 慣性力の算定方法

慣性力は、構造物の重量に6.3.3に規定する設計水平震度を乗じた水平力とし、これを設計振動単位の慣性力の作用方向に作用させるものとする。ただし、上部構造と下部構造の連結部分が慣性力の作用方向に対して可動の場合には、上部構造の慣性力として連結部分に支承の静摩擦力を作用させるものとする。

#### 6.3.3 設計水平震度

(1) レベル1地震動の設計水平震度は式(6.3.1)により算出するものとする。

ただし、式(6.3.1)による値が0.1を下回る場合には0.1とする。

$$k_h = c_z k_{h0} \dots\dots\dots (6.3.1)$$

ここに、

$k_h$  : レベル1地震動の設計水平震度 (小数点以下2けたに丸める)

$k_{h0}$  : レベル1地震動の設計水平震度の標準値で、表-6.3.1による。

$c_z$  : 4.4に規定する地域別補正係数

ただし、レベル1地震動に対する耐震性能の照査において、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に際しては、式(6.3.2)により算出する地盤面における設計水平震度を用いるものとする。

$$k_{hg} = c_z k_{hg0} \dots\dots\dots (6.3.2)$$

ここに、

$k_{hg}$  : レベル1地震動の地盤面における設計水平震度 (小数点以下2けたに丸める)

$k_{hg0}$ ：レベル1地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別が種、種、種に対して、それぞれ、0.16、0.2、0.24とする。

表 - 6.3.1 レベル1地震動の設計水平震度の標準値 $k_{h0}$

地盤種別	固有周期 $T$ (s) に対する $K_{h0}$ の値		
種	$T < 0.1$ $K_{h0} = 0.431T^{1/3}$ ただし、 $K_{h0} = 0.16$	$0.1 \leq T < 1.1$ $K_{h0} = 0.2$	$1.1 < T$ $K_{h0} = 0.213T^{-2/3}$
種	$T < 0.2$ $K_{h0} = 0.427T^{1/3}$ ただし、 $K_{h0} = 0.20$	$0.2 \leq T < 1.3$ $K_{h0} = 0.25$	$1.3 < T$ $K_{h0} = 0.298T^{-2/3}$
種	$T < 0.34$ $K_{h0} = 0.430T^{1/3}$ ただし、 $K_{h0} = 0.24$	$0.34 \leq T < 1.5$ $K_{h0} = 0.3$	$1.5 < T$ $K_{h0} = 0.393T^{-2/3}$

(2) 同一の設計振動単位においては、同一の設計水平震度を用いることを原則とする。

#### 6.3.4 耐震性能1の照査

鉄筋コンクリート橋脚ならびに橋台の照査は下部構造編5.1、基礎の照査は下部構造編5.1及び下部構造編9.2、鋼製橋脚ならびに鋼上部構造の照査は鋼橋編、コンクリート上部構造の照査はコンクリート橋編4章の設計荷重作用時の照査、免震橋の照査は9章、支承部の照査は15.1の規定に基づいて行うものとする。

### 6.4 レベル2地震動に対する耐震性能の照査

#### 6.4.1 一般

(1) 地震時保有水平耐力法による耐震性能2又は耐震性能3の照査は、6.2に規定する荷重ならびに6.4.2の規定により算定する慣性力を作用させた時に各部材に生じる断面力、変位等を算出し、6.4.5の規定に基づいて行うものとする。

(2) 地震時保有水平耐力法による耐震性能の照査では、原則として、6.4.2の規定により慣性力を算出した後、設計振動単位を1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とする構造系に分割して行う。

#### 6.4.2 慣性力の算定方法

慣性力は、構造物の重量に6.4.3に規定する設計水平震度を乗じた水平力とし、これを設計振動単位の慣性力の作用方向に作用させるものとする。ただし、上部構造と下部構造の連結部分が慣性力の作用方向に対して可動の場合には、上部構造の慣性力として、上部構造の死荷重反力の1/2に6.4.3に規定する設

計水平震度を乗じた力を作用させるものとする。

### 6.4.3 設計水平震度

(1) レベル2地震動の設計水平震度は以下により算出するものとする。

1) レベル2地震動(タイプ )の設計水平震度

レベル2地震動(タイプ )の設計水平震度は、式(6.4.1)により算出するものとする。ただし、設計水平震度の標準値 $k_{hc0}$ に地域別補正係数 $c_z$ を乗じた値が0.3を下回る場合には、設計水平震度は0.3に構造物特性補正係数 $c_s$ を乗じた値とする。また、設計水平震度が0.4に地域別補正係数 $c_z$ を乗じた値を下回る場合には、設計水平震度は0.4に地域別補正係数 $c_z$ を乗じた値とする。

$$k_{hc} = c_s c_z k_{hc0} \dots\dots\dots (6.4.1)$$

ここに、

$k_{hc}$  : レベル2地震動(タイプ )の設計水平震度(小数点以下2けたに丸める)

$k_{hc0}$  : レベル2地震動(タイプ )の設計水平震度の標準値で、表-6.4.1による。

$c_s$  : 6.4.4に規定する構造物特性補正係数

$c_z$  : 4.4に規定する地域別補正係数

なお、レベル2地震動(タイプ )に対する耐震性能の照査における砂質土層の液状化の判定においては、式(6.4.2)により算出する地盤面における設計水平震度を用いるものとする。また、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に用いる設計水平震度は13.2の規定によるものとする。

$$k_{hg} = c_z k_{hg0} \dots\dots\dots (6.4.2)$$

ここに、

$k_{hg}$  : レベル2地震動(タイプ )の地盤面における設計水平震度(小数点以下2けたに丸める)

$k_{hg0}$  : レベル2地震動(タイプ )の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別が 種、 種、 種に対して、それぞれ、0.30、0.35、0.40とする。

表 - 6 . 4 . 1 レベル2地震動 (タイプI) の設計水平震度の標準値 $K_{hc0}$

地盤種別	固有周期 $T$ (s) に対する $K_{hc0}$ の値		
I種	$T < 1.4$ $K_{hc0} = 0.7$		$1.4 < T$ $K_{hc0} = 0.876T^{-2/3}$
II種	$T < 0.18$ $K_{hc0} = 1.51T^{1/3}$ ただし、 $K_{hc0} > 0.7$	$0.18 < T < 1.6$ $K_{hc0} = 0.85$	$1.6 < T$ $K_{hc0} = 1.16T^{-2/3}$
III種	$T < 0.29$ $K_{hc0} = 1.51T^{1/3}$ ただし、 $K_{hc0} > 0.7$	$0.29 < T < 2.0$ $K_{hc0} = 1.0$	$2.0 < T$ $K_{hc0} = 1.59T^{-2/3}$

2) レベル2地震動 (タイプII) の設計水平震度

レベル2地震動 (タイプII) の設計水平震度は、式 (6.4.3) により算出するものとする。ただし、設計水平震度の標準値 $k_{hc0}$ に地域別補正係数 $c_z$ を乗じた値が0.6を下回る場合には、設計水平震度は0.6に構造物特性補正係数 $c_s$ を乗じた値とする。また、設計水平震度が0.4に地域別補正係数 $c_z$ を乗じた値を下回る場合には、設計水平震度は0.4に地域別補正係数 $c_z$ を乗じた値とする。

$$k_{hc} = c_s c_z k_{hc0} \dots\dots\dots (6.4.3)$$

ここに、

$k_{hc}$  : レベル2地震動 (タイプII) の設計水平震度 (小数点以下2けたに丸める)

$k_{hc0}$  : レベル2地震動 (タイプII) の設計水平震度の標準値で、表 - 6.4.2 による。

$c_s$  : 6.4.4に規定する構造物特性補正係数

$c_z$  : 4.4に規定する地域別補正係数

なお、レベル2地震動 (タイプII) に対する耐震性能の照査における砂質土層の液状化の判定においては、式 (6.4.4) により算出する地盤面における設計水平震度を用いるものとする。また、土の重量に起因する慣性力及び地震時土圧の算出に用いる設計水平震度は13.2の規定によるものとする。

$$k_{hg} = c_z k_{hg0} \dots\dots\dots (6.4.4)$$

ここに、

$k_{hg}$  : レベル2地震動 (タイプII) の地盤面における設計水平震度 (小数点以下2けたに丸める)

$k_{hg0}$ : レベル2地震動(タイプII)の地盤面における設計水平震度の標準値で、地盤種別がI種、II種、III種に対して、それぞれ、0.80、0.70、0.60とする。

表 - 6.4.2 レベル2地震動(タイプII)の設計水平震度の標準値 $K_{hc0}$

地盤種別	固有周期 $T$ (s)に対する $K_{hc0}$ の値		
I種	$T < 0.3$ $K_{hc0} = 4.46T^{2/3}$	$0.3 \leq T < 0.7$ $K_{hc0} = 2.0$	$0.7 < T$ $K_{hc0} = 1.24T^{-4/3}$
II種	$T < 0.4$ $K_{hc0} = 3.22T^{2/3}$	$0.4 \leq T < 1.2$ $K_{hc0} = 1.75$	$1.2 < T$ $K_{hc0} = 2.23T^{-4/3}$
III種	$T < 0.5$ $K_{hc0} = 2.38T^{2/3}$	$0.5 \leq T < 1.5$ $K_{hc0} = 1.50$	$1.5 < T$ $K_{hc0} = 2.57T^{-4/3}$

(2) 同一の設計振動単位においては、同一の設計水平震度を用いることを原則とする。

#### 6.4.4 構造物特性補正係数

- (1) 構造物特性補正係数 $c_s$ は、構造部材の塑性化の程度等の力学的特性を考慮して適切に定めるものとする。
- (2) 完全弾塑性型の復元力特性を有する1自由度振動系にモデル化できる構造系に対する構造物特性補正係数 $c_s$ は、式(6.4.5)により算出するものとする。

$$c_s = \frac{1}{\sqrt{2\mu_a - 1}} \dots\dots\dots (6.4.5)$$

ここに、

$\mu_a$ : 完全弾塑性型の復元力特性を有する構造系の許容塑性率で、鉄筋コンクリート橋脚の場合には式(10.2.3)により算出する。

#### 6.4.5 耐震性能2又は耐震性能3の照査

鉄筋コンクリート橋脚の照査は6.4.6、橋脚基礎の照査は6.4.7、橋台基礎の照査は6.4.8、上部構造の照査は6.4.9、支承部の照査は6.4.10の規定に基づいて行うものとする。

#### 6.4.6 鉄筋コンクリート橋脚の照査

- (1) 耐震性能2の照査

単柱式鉄筋コンクリート橋脚ならびに一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚は、式(6.4.6)及び式(6.4.7)により照査を行うものとする。

$$k_{hc}W \quad P_a \dots\dots\dots (6.4.6)$$

$$R \quad R_a \dots\dots\dots (6.4.7)$$

ここに、

$k_{hc}$  : 6.4.3に規定するレベル2地震動の設計水平震度

$W$  : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量 (N) で、式 (6.4.8) により算出する。

$$W = W_U + c_p W_p \dots\dots\dots (6.4.8)$$

$c_p$  : 等価重量算出係数で、表 - 6.4.3による。

$W_U$  : 当該橋脚が支持している上部構造部分の重量 (N)

$W_p$  : 橋脚の重量 (N)

$P_a$  : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (N) で、10.2の規定により算出する。

$R$  : 橋脚の残留変位 (mm) で、式 (6.4.9) により算出する。

$$R = c_R (\mu_r - 1) (1 - r) \quad r \dots\dots\dots (6.4.9)$$

$c_R$  : 残留変位補正係数で、鉄筋コンクリート橋脚では0.6とする。

$r$  : 橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、鉄筋コンクリート橋脚では0とする。

$y$  : 橋脚の降伏変位 (mm) で、鉄筋コンクリート橋脚に対しては10.3の規定により算出する。

$\mu_r$  : 橋脚の最大応答塑性率で、式 (6.4.10) により算出する。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left( \frac{c_z k_{hc0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \dots\dots\dots (6.4.10)$$

$k_{hc0}$  : 6.4.3に規定するレベル2地震動の設計水平震度の標準値

$c_z$  : 4.4に規定する地域別補正係数

$R_a$  : 橋脚の許容残留変位 (mm) で、原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの1/100とする。

表 - 6.4.3 等価重量算出係数 $c_p$

曲げ破壊型又は 曲げ損傷からせん断破壊移行型	せん断破壊型
0.5	1.0

(2) 耐震性能3の照査

単柱式鉄筋コンクリート橋脚ならびに一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚は、式(6.4.6)により照査を行うものとする。

6.4.7 橋脚基礎の照査

(1) 橋脚基礎は、基礎形式に応じて、(2)に規定する荷重が作用した時の橋脚基礎の応答値を求め、これが(3)の規定を満足することを照査するものとする。

(2) 橋脚基礎の照査においては、橋脚に生じる応答が塑性域に達する場合には、死荷重及び式(6.4.11)により算出する設計水平震度に相当する慣性力を荷重として考慮するものとする。また、橋脚に生じる応答が弾性域にとどまる場合には、橋脚基部に生じる断面力を荷重として考慮するものとする。

$$k_{hP} = c_{dF} P_U / W \dots\dots\dots (6.4.11)$$

ここに、

$k_{hP}$  : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度(小数点以下2けたに丸める)

$c_{dF}$  : 地震時保有水平耐力法による橋脚基礎の照査に用いる設計水平震度の算出のための補正係数で1.1とする。

$P_U$  : 橋脚基礎が支持する橋脚の終局水平耐力(kN)。鉄筋コンクリート橋脚の場合には12.3の規定により算出する。ただし、10.2の規定により橋脚の破壊形態がせん断破壊型と判定される場合は、10.5の規定により算出するせん断耐力を用いる。鋼製橋脚の場合には11.2の規定により設定する非線形履歴モデルから求まる最大水平力を用いるものとする。

$W$  : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量(kN)で、式(6.4.8)により算出する。

さらに、4.6に規定する耐震設計上の地盤面より上方にある地中の構造部分、ならびに耐震設計上の地盤面より下方であっても杭基礎のフーチングのように基礎の耐震時挙動に及ぼす影響が大きい構造部分に対しては、6.4.3に規定する地盤面における設計水平震度に相当する慣性力を考慮するものとする。

(3) 橋脚基礎は、(2)に規定する荷重を作用させた時に、12.3に規定する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、橋脚が設計水平震度に対して十分大きな地震時保有水平耐力を有している場合、又は、液状化の影響がある場合等のやむを得ない場合には、橋脚

基礎に塑性化が生じることを考慮してもよい。この場合には、12.4の規定により算出する橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位が、12.5に規定する橋脚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。

#### 6.4.8 橋台基礎の照査

橋台基礎に対する照査は、原則として8.2.3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤上にある場合を対象として行うものとする。この場合の橋台基礎の照査は、13章の規定に基づいて行うものとする。

#### 6.4.9 上部構造の照査

上部構造に対する照査は、地震の影響を支配的に受ける上部構造を対象として行うものとする。この場合、上部構造を構成する部材に生じる応答値が、その許容値以下となることを照査するものとする。ここで、上部構造を構成する部材に対して許容値は、上部構造の構造形式やその部材特性に応じて14章の規定により設定するものとする。

#### 6.4.10 支承部の照査

支承部は、支承部に生じる応答値が、その許容値以下となることを照査するものとし、支承部の構造特性に応じて15章の規定によるものとする。

### 7章 動的照査法による耐震性能の照査方法

#### 7.1 一般

- (1) 動的照査法による耐震性能の照査は、7.2に規定する地震動を作用させた時に各部材に生じる断面力、変位等を動的解析により算出し、7.4の規定に基づいて行うものとする。
- (2) 動的解析では、解析目的及び設計地震動のレベルに応じて、7.3の規定により適切な解析モデルを設定するとともに、適切な解析方法を選定するものとする。

#### 7.2 動的解析に用いる地震動

動的解析に用いる地震動は、次によるものとする。

- (1) 応答スペクトル法を用いる場合  
レベル1地震動に対しては式(4.2.1)、レベル2地震動に対しては式(4.3.1)及び式(4.3.2)により算出する加速度応答スペクトルを用いるものとする。
- (2) 時刻歴応答解析法を用いる場合  
既往の代表的な強震記録を、レベル1地震動に対しては式(4.2.1)、レベ

ル 2 地震動に対しては式 (4.3.1) 及び式 (4.3.2) により算出する加速度応答スペクトルに近い特性を有するように振幅調整した加速度波形を用いることを原則とする。

### 7.3 解析モデル及び解析方法

#### 7.3.1 解析モデル及び解析方法

動的解析に際しては、次に示す解析目的及び設計地震動のレベルに応じて、適切な解析モデル及び解析方法を用いるものとする。

- (1) レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査では、弾性域における橋の動的特性を表現できる解析モデル及び解析方法を用いるものとする。
- (2) レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査では、必要に応じて塑性化を考慮する部材の非線形の効果を含めた橋の動的特性を表現できる解析モデル及び解析方法を用いるものとする。

#### 7.3.2 部材のモデル化

- (1) 部材のモデル化は、当該部材の非線形履歴特性に応じて適切に行うものとする。
- (2) 基礎地盤の変形の影響は、バネとしてモデル化してよい。
- (3) 支承部のモデル化は、支承部の構造及び非線形履歴特性や減衰特性に応じて適切に行うものとする。
- (4) 非線形挙動する部材に対して等価線形化法により等価な線形部材にモデル化する場合は、等価剛性と等価減衰定数を適切に設定するものとする。

### 7.4 耐震性能の照査

#### (1) 耐震性能 1 の照査

- 1) 鉄筋コンクリート橋脚ならびに橋台は、動的解析により算出される断面に生じる応力度が下部構造編 4 章に規定する許容応力度以下となることを照査するものとする。
- 2) 鋼製橋脚ならびに鋼上部構造の照査は、動的解析により算出される断面力を用いて鋼橋編の規定に基づいて行うものとする。
- 3) 橋脚基礎の照査は、動的解析により算出される橋脚基部の断面力を橋脚基礎に作用する地震力とし、下部構造編 5.1 及び下部構造編 9.2 の規定に基づいて行うものとする。
- 4) コンクリート上部構造は、動的解析により算出される断面に生じる応力度が、コンクリート橋編 3 章に規定する許容応力度以下となることを照査するものとする。

- 5) 支承部は、動的解析により算出される応答値が、15.3に規定する許容値以下となることを照査するものとする。
- (2) 耐震性能2の照査
    - 1) 鉄筋コンクリート橋脚は、動的解析により算出される応答塑性率が10.2に規定する許容塑性率以下となるとともに、動的解析により算出される上部構造の慣性力作用位置における最大応答変位を用いて式(6.4.9)により算出する残留変位が6.4.6に規定する許容残留変位以下となることを照査するものとする。
    - 2) 鋼製橋脚の照査は、11章の規定に基づいて行うものとする。
    - 3) 橋脚基礎の照査は、6.4.7の規定に基づいて行うものとする。
    - 4) 鋼上部構造及びコンクリート上部構造は、動的解析により算出される応答値が、それぞれ、14.2.1及び14.3.1に規定する塑性域での耐力及び許容変形量以下となることを照査するものとする。
    - 5) 支承部は、動的解析により算出される応答値が15.3に規定する許容値以下となることを照査するものとする。
  - (3) 耐震性能3の照査
    - 1) 鉄筋コンクリート橋脚は、動的解析により算出される応答塑性率が10.2に規定する許容塑性率以下となることを照査するものとする。
    - 2) 鋼製橋脚の照査は、11章の規定に基づいて行うものとする。
    - 3) 橋脚基礎の照査は、6.4.7の規定に基づいて行うものとする。
    - 4) 鋼上部構造及びコンクリート上部構造は、動的解析により算出される応答値が、それぞれ、14.2.1及び14.3.1に規定する塑性域での耐力及び許容変形量以下となることを照査するものとする。
    - 5) 支承部の照査は、動的解析により算出される応答値が、15.3に規定する許容値以下となるように行うものとする。
  - (4) 免震橋の耐震性能の照査は、9章の規定に基づいて行うものとする。
  - (5) 動的照査法により耐震性能の照査を行う場合には、橋全体としての耐震性が確保されていることに十分に留意するものとする。

## 8章 地震時に不安定となる地盤の影響

### 8.1 一般

- (1) 基礎周辺地盤が地震時に不安定となる場合には、8.2及び8.3の規定により、その影響を橋の耐震性能の照査に考慮するものとする。ここで、地震時に

不安定となる地盤とは、耐震設計上ごく軟弱な土層、橋に影響を与える液状化又は流動化が生じると判定される砂質土層とする。

(2) 橋の耐震性能の照査においては、土層の不安定化が生じないとした場合の耐震性能の照査も行い、両者の耐震性能の照査を満足させるものとする。

## 8.2 耐震設計上ごく軟弱な土層又は橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層の土質定数

### 8.2.1 一般

8.2.2の規定により耐震設計上ごく軟弱な土層と判定された土層、又は、8.2.3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層については、8.2.4の規定により耐震設計上土質定数を低減させるものとする。

### 8.2.2 耐震設計上ごく軟弱な土層の判定

現地盤面から 3m 以内にある粘性土層及びシルト質土層で、一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮強度が  $20\text{kN/m}^2$  以下の土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層とみなすものとする。

### 8.2.3 砂質土層の液状化の判定

#### (1) 液状化の判定を行う必要がある砂質土層

沖積層の砂質土層で以下の 3 つの条件すべてに該当する場合には、地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため、(2)によって液状化の判定を行わなければならない。

- 1) 地下水位が現地盤面から 10m 以内にあり、かつ、現地盤面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層
- 2) 細粒分含有率 FC が 35% 以下の土層、又は、FC が 35% を超えても塑性指数  $I_p$  が 15 以下の土層
- 3) 平均粒径  $D_{50}$  が 10 mm 以下で、かつ、10% 粒径  $D_{10}$  が 1 mm 以下である土層

#### (2) 液状化の判定

(1)の判定により液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、液状化に対する抵抗率  $F_L$  を式(8.2.1)により算出し、この値が 1.0 以下の土層については液状化するとみなすものとする。

$$F_L = R / L \dots\dots\dots (8.2.1)$$

$$R = C_w R_L \dots\dots\dots (8.2.2)$$

$$L = R_d k_{hg} \sqrt{v} / \sqrt{v} \dots\dots\dots (8.2.3)$$

$$R_d = 1.0 - 0.015x \dots\dots\dots (8.2.4)$$

$$v = t_1 h_w + t_2 (x - h_w) \dots\dots\dots (8.2.5)$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2} (x - h_w) \dots\dots\dots (8.2.6)$$

(タイプⅠの地震動の場合)

$$c_w = 1.0 \dots\dots\dots (8.2.7)$$

(タイプⅡの地震動の場合)

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \dots\dots\dots (8.2.8)$$

ここに、

$F_L$  : 液状化に対する抵抗率

$R$  : 動的せん断強度比

$L$  : 地震時せん断応力比

$c_w$  : 地震動特性による補正係数

$R_L$  : 繰返し三軸強度比で、(3)の規定により求める。

$r_d$  : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

$k_{hg}$  : 6.4.3に規定するレベル2地震動の地盤面における設計水平震度

$\sigma_v$  : 全上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma'_v$  : 有効上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$x$  : 地表面からの深さ (m)

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

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

$\gamma'_{t2}$  : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_w$  : 地下水粒の深さ (m)

(3) 繰返し三軸強度比

繰返し三軸強度比  $R_L$  は式 (8.2.9) により算出するものとする。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882 \sqrt{N_a / 1.7} + 1.6 \times 10^{-8} (N_a - 14)^{1.5} & (14 \leq N_a) \end{cases} \dots\dots\dots (8.2.9)$$

ここで、

< 砂質土の場合 >

$$N_a = c_1 \cdot N_1 + c_2 \dots\dots\dots (8.2.10)$$

$$N_1 = 170 \cdot N / (\sigma'_v + 70) \dots\dots\dots (8.2.11)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40) / 50 & (10\% \leq FC < 60\%) \dots\dots\dots (8.2.12) \\ FC / 20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases}$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10) / 18 & (10\% \leq FC) \dots\dots\dots (8.2.13) \end{cases}$$

< 礫質土の場合 >

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10} (D_{50} / 2)\} N_3 \dots\dots\dots (8.2.14)$$

ここに、

$R_L$  : 繰返し三軸強度比

$N$  : 標準貫入試験から得られる  $N$  値

$N_1$  : 有効上載圧  $100\text{kN} / \text{m}^2$  相当に換算した  $N$  値

$N_a$  : 粒度の影響を考慮した補正  $N$  値

$c_1$ 、 $c_2$  : 細粒分含有率による  $N$  値の補正係数

$FC$  : 細粒分含有率 (%) (粒径  $75 \mu\text{m}$  以下の土粒子の通過質量百分率)

$D_{50}$  : 平均粒径 (mm)

#### 8.2.4 耐震設計上土質定数を低減させる土層とその取扱い

- (1) 8.2.2の規定によりごく軟弱な土層と判定された土層は、耐震設計上その土質定数を零とする。
- (2) 8.2.3の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された砂質土層は、液状化に対する抵抗率  $F_L$  の値に応じて耐震設計上土質定数を低減させるものとする。橋に影響を与える液状化が生じると判定された場合の土質定数は、その土層が液状化しないものとして求めた土質定数に表 8.2.1の係数  $D_E$  を乗じて算出するものとする。なお、 $D_E = 0$  の場合の土層は耐震設計上土質定数を零とする土層とする。

表 8.2.1 土質定数の低減  $D_E$

$F_L$ の範囲	現地盤面からの深度 $X$ (m)	動的せん断強度比 $R$			
		$R \leq 0.3$		$0.3 < R$	
		レベル1 地振動 に対する 照査	レベル2 地振動 に対する 照査	レベル1 地振動 に対する 照査	レベル2 地振動 に対する 照査
$F_L \leq 1/3$	0 x 10	1/6	0	1/3	1/6
	10 x 20	2/3	1/3	2/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	0 x 10	2/3	1/3	1	2/3
	10 x 20	1	2/3	1	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	0 x 10	1	2/3	1	1
	10 x 20	1	1	1	1

(3) 土質定数を耐震設計上零あるいは低減させる土層の重量は、それ以下の地盤に対して負載重量として働くものとする。

### 8.3 橋に影響を与える流動化が生じると判定された地盤がある場合の耐震性能の照査

#### 8.3.1 一般

##### (1) 橋に影響を与える流動化が生じる地盤

次の2つの条件のいずれにも該当する地盤は、橋に影響を与える流動化が生じる地盤とみなすものとする。

- 1) 臨海部において、背後地盤と前面の水底との高低差が5m以上ある護岸によって形成された水際線から100m以内の範囲にある地盤
- 2) 8.2.3の規定により液状化すると判定される層厚5m以上の砂質土層があり、かつ、当該土層が水際線から水平方向に連続的に存在する地盤

##### (2) 流動化に対する橋の耐震性能の照査方法

流動化の影響を考慮して照査を行うのは、原則として、(1)の規定に該当する地盤中にある橋脚基礎とする。流動化を考慮した橋脚基礎の照査は、8.3.2に規定する流動力を橋脚基礎に作用させ、基礎天端における水平変位が12.3に規定する基礎の降伏に達する時の水平変位の2倍を上回らないようにすることにより行うものとする。ただし、流動力と慣性力は同時に考慮しなくて

もよい。

### 8.3.2 流動力の算定方法

流動化の影響を考慮する場合、橋脚基礎に作用させる流動力は、以下により算出するものとする。

図 8.3.1 に示す状態で流動化が生じた場合には、流動化の影響を考慮する範囲内の非液状化層及び液状化層中に位置する構造部位に、それぞれ、式(8.3.1)及び式(8.3.2)による単位面積当りの流動力を作用させるものとする。この場合には、流動化の影響を考慮する必要のある範囲内の土層の水平抵抗は考慮しないものとする。

$$q_{NL} = c_s c_{NL} K_p \quad (0 \text{ 以上 } x \leq H_{NL}) \dots\dots\dots (8.3.1)$$

$$q_L = c_s c_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \} \quad (H_{NL} < x \leq H_{NL} + H_L) \dots\dots\dots (8.3.2)$$

ここに、

$q_{NL}$  : 非液状化層中にある構造部材に作用する深さ  $x$  (m) の位置の単位面積当りの流動力 (kN / m<sup>2</sup>)

$q_L$  : 液状化層中にある構造部材に作用する深さ  $x$  (m) の位置の単位面積当りの流動力 (kN / m<sup>2</sup>)

$c_s$  : 水際線からの距離による補正係数であり、表 8.3.1 の値とする。

$c_{NL}$  : 非液状化層中の流動力の補正係数であり、式(8.3.3)による液状化指数  $P_L$  (m<sup>2</sup>) に応じて、表 8.3.2 の値とする。

$$P_L = \int_0^x (1 - F_L)(10 - 0.5x) dx \dots\dots\dots (8.3.3)$$

$c_L$  : 液状化層中の流動力の補正係数 (0.3 とする)

$K_p$  : 受働土圧係数 (常時)

$\gamma_{NL}$  : 非液状化層の平均単位体積重量 (kN / m<sup>3</sup>)

$\gamma_L$  : 液状化層の平均単位体積重量 (kN / m<sup>3</sup>)

$x$  : 地表面からの深さ (m)

$H_{NL}$  : 非液状化層厚 (m)

$H_L$  : 液状化層厚 (m)

$F_L$  : 式(8.2.1)により算出する液状化に対する抵抗率であり、 $F_L = 1$  の場合には  $F_L = 1$  とする。

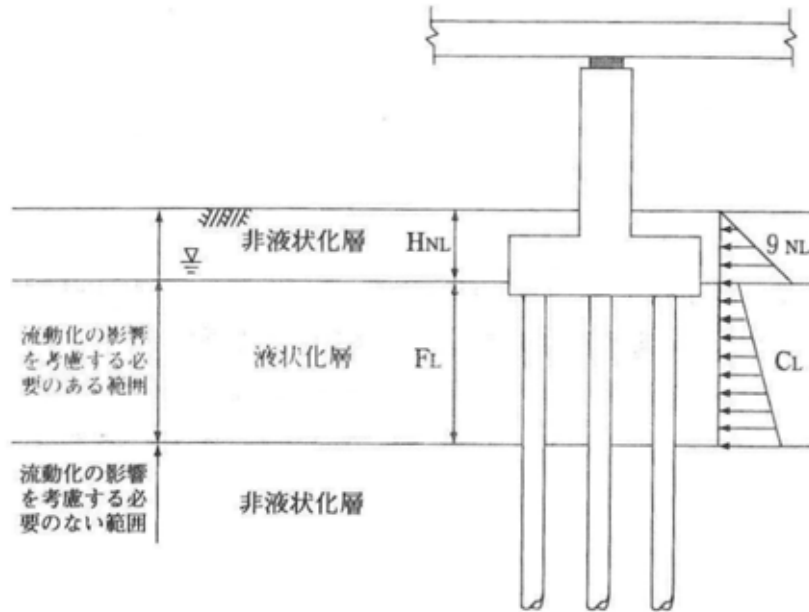


図 8.3.1 流動力の算定モデル

表 8.3.1 水際線からの距離による補正係数  $C_s$

水際線からの距離 $s$ (m)	補正係数 $C_s$
$s \leq 50$	1.0
$50 < s \leq 100$	0.5
$100 < s$	0

表 8.3.2 非液化化層中の流動力の補正係数  $C_{NL}$

液化化指数 $P_L$ ( $m^2$ )	補正係数 $C_{NL}$
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2P_L - 1) / 3$
$20 < P_L$	1

## 9章 免震橋の耐震性能の照査

### 9.1 一般

- (1) 免震橋の採用は、橋の固有周期及びエネルギー吸収性能を増大させる効果を常時、地震時の両面から検討した上で判断するものとする。特に、以下の条件では、原則として免震橋を採用してはならない。

- 1) 基礎周辺の土層が、8.2.4に規定する耐震設計上土質定数を零にする土

層に相当する場合

- 2) 下部構造のたわみ性が大きく、もともと固有周期の長い橋
- 3) 基礎周辺の地盤が軟らかく、橋を長周期化することにより、地盤と橋の共振を引き起こす可能性がある場合
- 4) 支承に負反力が生ずる場合

- (2) 免震橋の採用に際しては、エネルギー吸収性能の向上による減衰性の向上と地震力の分散に重点を置き、過度な長周期化を図ってはならない。
- (3) 免震橋の固有周期は、免震支承において確実にエネルギー吸収を図るとともに、上部構造の地震時変位の増大が橋の機能に悪影響を与えないように定めるものとする。
- (4) 免震支承としては、簡単な機構で機能するものを選定すると同時に、力学的な挙動が明確な範囲で使用するものとする。免震支承は、アンカーボルト等によって、確実に上下部構造に取り付けると同時に、取り替えが可能な構造とするものとする。
- (5) 免震橋を採用する場合には、設計で想定する変位が許容できるように、橋台、橋脚等主要構造物とけた間に遊間を設けるものとする。
- (6) 免震支承をエネルギー吸収による地震力の低減を期待しない地震時水平力分散構造に用いる場合には、免震橋の減衰定数に基づく設計地震動の低減を行ってはならない。

## 9.2 免震橋の耐震性能の照査

- (1) 免震橋の耐震性能の照査は、免震橋の特性を適切に考慮し、5.5の規定に基づいて行うものとする。免震橋の応答値の算出に際しては、免震支承は9.3の規定に従ってモデル化してよい。
- (2) 免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率は、式(9.2.1)により算出するものとする。

$$\mu_m = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha_m \delta_y} \dots \dots \dots (9.2.1)$$

ここに、

$\mu_m$  : 免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

$\alpha_m$  : 免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出するための安全係数で、式(9.2.2)により算出する。

$$\alpha_m = 2 \dots \dots \dots (9.2.2)$$

：免震橋における鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率を算出する場合

の安全係数で、表 10.2.1 による

、 $u_p$ ：鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位ならびに終局変位で、10.3 の規定により算出する。

- (3) 免震支承の照査は、15章の規定に基づいて行うものとする。なお、原則として、9.4 に規定する基本性能を有する免震支承を採用するものとする。
- (4) 免震橋の上部構造端部の構造は、14.4 の規定によるものとする。

### 9.3 免震支承のモデル化

#### 9.3.1 一般

免震支承は非線形履歴特性を有する非線形部材、あるいは、等価な剛性と減衰定数を有する等価線形部材としてモデル化してよい。免震支承を非線形部材としてモデル化する場合は9.3.2の規定により、また、等価線形部材としてモデル化する場合は免震支承の設計変位、免震支承の等価剛性及び等価減衰定数は9.3.2の規定により、また、等価線形部材としてモデル化する場合は免震支承の設計変位、免震支承の等価剛性及び等価減衰定数は9.3.3の規定により算出するものとする。

#### 9.3.2 免震支承の非線形履歴モデル

免震支承を非線形部材としてモデル化する場合には、図 9.3.1 に示すバイリニア型にモデル化してよい。ただし、この場合、用いる免震支承の特性に基づいて一次剛性及び二次剛性を適切に定めるものとする。

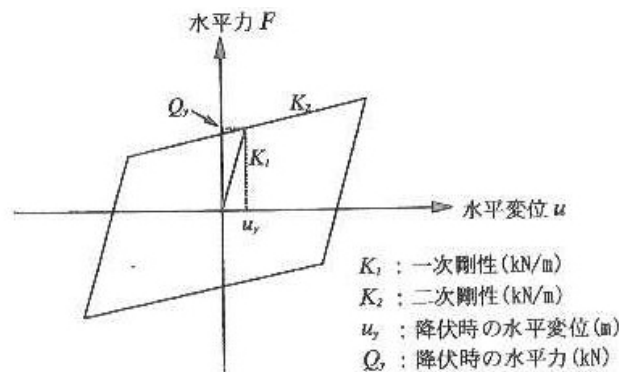


図 9.3.1 免震支承の非線形履歴モデル

#### 9.3.3 免震支承の等価線形モデル

免震支承を等価線形部材としてモデル化する場合には、免震支承の設計変位、等価剛性及び等価減衰定数は、以下により算出してよい。

##### (1) 免震支承の設計変位

免震支承の等価剛性及び等価減衰定数を算出するための免震支承の設計変位  $u_B$  及び有効設計変位  $u_{Ba}$  は、それぞれ式 (9.3.1) 及び式 (9.3.2) によ

り算出してよい。

$$u_B = \begin{cases} \frac{k_h W_u}{K_E} & \text{〔レベル 1 地震動に対する照査の場合〕} \\ \frac{c_m P_u}{K_E} & \text{〔レベル 2 地震動に対する照査の場合〕} \end{cases} \dots\dots\dots (9.3.1)$$

$$u_{Ba} = C_B u_B \dots\dots\dots (9.3.2)$$

ここに、

$u_B$  : 免震支承の設計変位 (m)

$u_{Ba}$  : 免震支承の有効設計変位 (m)

$K_E$  : 6.3.3 に規定するレベル 1 地振動に対する設計水平深度

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

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

$K_B$  :  $u_B$  を求めるための免震支承の等価剛性 (kN/m)

$W_u$  : 免震支承が水平力を分担する上部構造部分の重量 (kN)

$C_B$  : 慣性力の非定常性を表わす補正係数で 0.7 とする。

(2) 免震支承の等価剛性及び等価減衰定数

免震支承の等価剛性及び等価減衰定数は、式 (9.3.3) 及び式 (9.3.4) により算出してよい。

$$K_B = \frac{F(u_{BO}) - F(-u_{BO})}{2u_{BO}} \dots\dots\dots (9.3.3)$$

$$h_B = \frac{\Delta W}{2\pi W} \dots\dots\dots (9.3.4)$$

ここに、

$K_B$  : 免震支承の等価剛性 (kN/m)

$h_B$  : 免震支承の等価減衰定数

$f(u)$  : 免震支承に水平変位  $u$  を与えるのに必要な水平力 (kN)

$W$  : 免震支承の弾性エネルギーで、図 9.3.2 に示す三角形の面積 (kN・m)

$W$  : 免震支承が吸収するエネルギーの合計で、図 9.3.2 に示す水平変位と水平荷重の履歴曲線の面積 (kN・m)

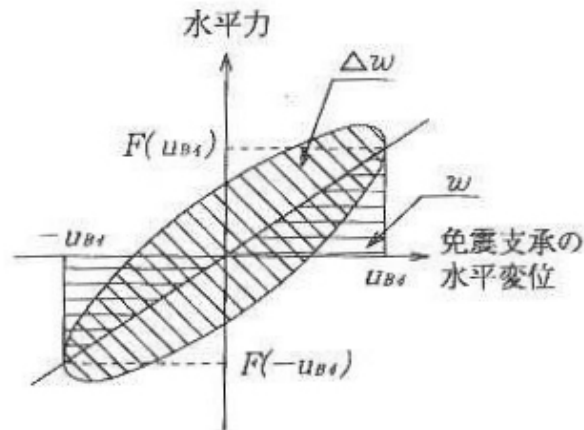


図 9.3.2 免震支承の等価剛性及び等価減衰定数

#### 9.4 免震支承の基本性能

- (1) 免震支承の等価剛性のばらつきは、9.3.3の規定により算出値の $\pm 10\%$ 以内とするものとする。また、免震支承の等価減衰定数は、9.3.3の規定により算出する値以上にするものとする。
- (2) 免震支承は、9.3.3に規定するレベル2地震動に対する照査において算出される免震支承の設計変位  $u_B$  による正負交番繰返し载荷に対しても安定なものをを用いるものとする。
- (3) 免震支承は、9.3.3に規定するレベル2地震動に対する照査において算出される免震支承の設計変位  $u_B$  の範囲では正の接線剛性を持つものを用いるものとする。
- (4) 免震支承は、原則として地震後に橋の機能に悪影響を及ぼす残留変位が生じないものを用いるものとする。
- (5) 免震支承は、等価剛性及び等価減衰定数が常時荷重の変動、温度変化等の環境条件に対して安定なものをを用いるものとする。

#### 9.5 地震の影響の低減を期待する他の構造

免震橋以外の構造又は装置を用いて地震の影響の低減を期待する場合は、橋の振動特性等、地震時の挙動について検討し、落橋等に対する安全性を十分確保するものとする。

### 10章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

#### 10.1 一般

- (1) 耐震性の2又は耐震性能3の照査に用いる鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、10.2の規定により算出するものとする。ただ

し、一層ラーメン形式の鉄筋コンクリート橋脚ならびに上部構造の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、それぞれ、10.8ならびに10.9の規定により算出するものとする。

- (2) 鉄筋コンクリート橋脚の塑性化を考慮した設計を行う場合は、塑性変形性能が確実に得られるように、10.6及び10.7に規定する構造細目によるものとする。

## 10.2 破壊形態の判定ならびに地震時保有水平耐力及び許容塑性率

- (1) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態は、式(10.2.1)により判定するものとする。

$$\left. \begin{array}{l} P_t \leq P_s : \text{曲げ破壊型} \\ P_s < P_u \quad P_{s0} : \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0} < P_s : \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (10.2.1)$$

ここに、

$P_t$  : 10.3に規定する鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力(N)

$P_s$  : 10.5に規定する鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力(N)

$P_{s0}$  : 10.5に規定する正負交番作用の影響に関する補正係数を1.0として算出される鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力(N)

- (2) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力  $P_a$  は、破壊形態に応じて式(10.2.2)により算出されるものとする。

$$P_t = \begin{cases} P_u & (\text{曲げ破壊型})(\text{ただし、} P_c < P_u) \\ P_s & (\text{曲げ損傷からせん断破壊移行型}) \dots\dots\dots (10.2.2) \\ P_{s0} & (\text{せん断破壊型}) \end{cases}$$

ここに、

$P_t$  : 鉄筋コンクリート橋脚の地震保有水平耐力(N)

$P_c$  : 10.3に規定する鉄筋コンクリート橋脚のひびわれ水平耐力(N)

- (3) 鉄筋コンクリート橋脚許容塑性率  $\mu_B$  は、破壊形態に応じて以下により算出するものとする。

- 1) 曲げ破壊型と判定された場合の許容塑性率は、式(10.2.3)により算出するものとする。

$$\mu_B = 1 + \frac{\delta_u - \delta_y}{\alpha \delta_y} \dots\dots\dots (10.2.3)$$

ここに、

$\mu_B$  : 鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

$u$  : 10.3 に規定する鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 (mm)

$u_y$  : 10.3 に規定する鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (mm)

$\gamma$  : 安全係数で表 10.2.1 による。

- 2) 曲げ損傷からせん断破壊移行型と判定された場合及びせん断破壊型と判定された場合は、許容塑性率は 1.0 とする。

表 10.2.1 曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性を算出する場合の安全係数

照査する耐震性能	タイプ I の地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数	タイプ II の地震動に対する許容塑性率の算出に用いる安全係数
耐震性能 2	3.0	1.5
耐震性能 3	2.4	1.2

### 10.3 水平耐力及び水平変位の算出

単柱式鉄筋コンクリート橋脚のひびわれ水平耐力  $P_c$ 、降伏水平耐力  $P$  及び終局水平耐力  $P_o$  ならびに降伏変位  $u_y$  及び終局変位  $u$  は、2.2 に規定するタイプ I 及びタイプ II の地震動それぞれに対して、以下の条件により算出するものとする。

- (1) 維ひずみは、中立軸からの距離に比例する。
- (2) 水平力 水平変位の骨格曲線は図 10.3.1 に示す完全弾塑性型とする。
- (3) コンクリートの応力度 ひずみ曲線及び終局ひずみは 10.4 の規定による。
- (4) 鉄筋の応力度 ひずみ曲線は図 10.3.2 のとおりとする。
- (5) 降伏限界は、完全弾塑性型骨格曲線における弾性限界とする。また、降伏水平耐力ならびに降伏変位は、それぞれ、式 (10.3.1) ならびに式 (10.3.2) により算出する。

$$P_v = M_z / h \dots\dots\dots (10.3.1)$$

$$= (M_u / M_o) \cdot u_o \dots\dots\dots (10.3.2)$$

ここに、

$u_o$  : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の水平変位 (以下「初降伏変位」という。)(mm)

$M_u$  : 橋脚基部断面の終局曲げモーメント (N・mm)

$M$  : 橋脚基部断面の最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏する時の曲げ

モーメント (N・mm)

$h$  : 橋脚基部から上部構造慣性力の作用位置までの距離 (mm)

(6) 終局限界は、軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時とする。また、終局水平耐力ならびに終局変位は損傷断面に生じる塑性ヒンジを考慮して、それぞれ、式 (10.3.3) ならびに式 (10.3.4) により算出する。

$$P_U = M_U / h \dots\dots\dots (10.3.3)$$

$$U = \dots + (U - \dots) L_p (h - L_p / 2) \dots\dots\dots (10.3.4)$$

ここに、

$L_p$  : 塑性ヒンジ長 (mm) で、式 (10.3.5) により算出する。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \dots\dots\dots (10.3.5)$$

ただし、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$

$D$  : 断面高さ (mm) (円形断面の時は直径、矩形断面の時は解析方向に対する断面寸法)

$\dots$  : 橋脚基部断面における降伏曲率 (1/mm)

$U$  : 橋脚基部断面における終局曲率 (1/mm)

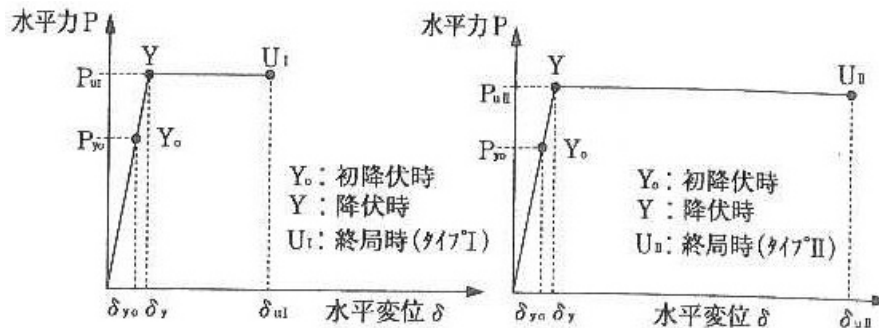


図 10.3.1 単柱式鉄筋コンクリート橋脚の水平力 水平変位関係のモデル化

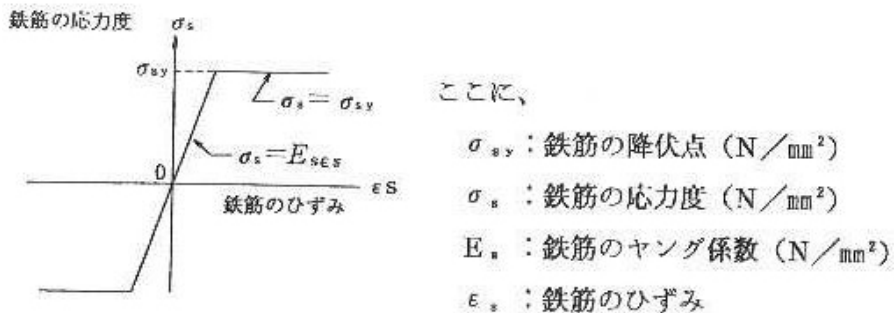


図 10.3.2 鉄筋の応力度 ひずみ曲線

#### 10.4 コンクリートの応力度 ひずみ曲線

コンクリートの応力度 ひずみ曲線は、図 10.4.1 に基づき式 (10.4.1) によって算出するものとする。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_{es} \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \sigma_c \leq \sigma_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\sigma_c - \sigma_{cc}) & (\sigma_{cc} < \sigma_c \leq \sigma_{cu}) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (10.4.1)$$

$$n = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad \dots\dots\dots (10.4.2)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8 \rho_s \sigma_{sy} \quad \dots\dots\dots (10.4.3)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 + 0.033 \beta \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad \dots\dots\dots (10.4.4)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{ny}} \quad \dots\dots\dots (10.4.5)$$

$$\sigma_{cu} = \begin{cases} \sigma_{cc} & (\text{タイプ I の地震動}) \\ \epsilon_{cc} = \frac{0.2 \sigma_{cc}}{E_{des}} & (\text{タイプ II の地震動}) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (10.4.6)$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{s d} \leq 0.018 \quad \dots\dots\dots (10.4.7)$$

ここに、

- $\sigma_c$  : コンクリート応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{cc}$  : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{ck}$  : コンクリートの設計基準強度 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\epsilon_c$  : コンクリートのひずみ
- $\epsilon_{cc}$  : コンクリートが最大圧縮応力に達する時のひずみ
- $\epsilon_{cu}$  : 横拘束筋で拘束されたコンクリートの終局ひずみ
- $E_c$  : コンクリートのヤング係数 (N/mm<sup>2</sup>) で、共通編表 3.3.3 による。
- $E_{des}$  : 下降勾配 (N/mm<sup>2</sup>)
- $\rho_s$  : 横拘束の体積比
- $A_h$  : 横拘束筋 1 本あたりの断面積 (mm<sup>2</sup>)
- $s$  : 横拘束筋の間隔 (mm)
- $d$  : 横拘束筋の有効長 (mm) で、帯鉄筋や中間帯鉄筋により分割拘束され

る内部コンクリートの辺長のうち最も長い値とする。

$\sigma_{sy}$  : 横拘束の降伏点 (N/mm<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 断面補正係数で、円形断面の場合には  $\alpha = 1.0$ 、 $\beta = 1.0$ 、矩形断面、中空円形断面及び中空矩形断面では  $\alpha = 0.2$ 、 $\beta = 0.4$  とする。

$n$  : 式 (10.4.2) で定義される定数

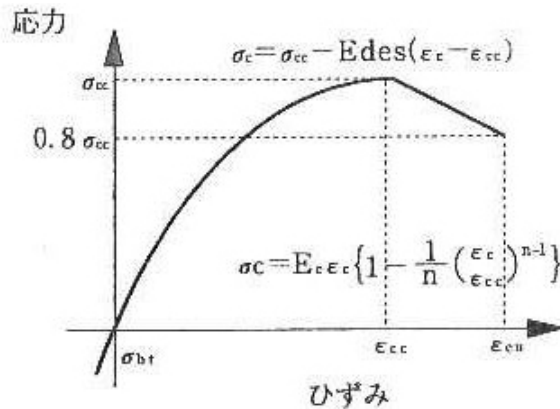


図 10.4.1 コンクリートの応力度～ひずみ曲線

### 10.5 せん断耐力

せん断耐力は式 (10.5.1) により算出されるものとする。

$$P_s = S_c + S_a \quad \dots \dots \dots (10.5.1)$$

$$S_c = C_c C_e C_{pt} c_c b d \quad \dots \dots \dots (10.5.2)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 a} \quad \dots \dots \dots (10.5.3)$$

ここに、

$P_s$  : せん断耐力 (N)

$S_c$  : コンクリートが負担するせん断耐力 (N)

$c_c$  : コンクリートが負担できる平均せん断力応力度 (N/mm<sup>2</sup>) で、表 10.5.1 の値とする。

$C_c$  : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数でタイプ Ⅰ の地震動に対する照査では 0.6、タイプ Ⅱ の地震動に対する照査では 0.8 とする。

$C_e$  : 橋脚断面の有効高  $d$  に関する補正係数で表 10.5.2 の値とする。

$C_{pt}$  : 軸方向引張鉄筋比  $p_t$  に関する補正係数で表 10.5.3 の値とする。

$b$  : せん断耐力を算定する方向に直角な方向の橋脚断面の幅 (mm)

$d$  : せん断耐力を算定する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高 (mm)

$p_t$  : 軸方向引張鉄筋比で、中立軸よりも引張側にある主鉄筋の断面積の総和を  $bd$  で除した値 (%)

$S_s$  : 帯鉄筋が負担するせん断耐力 (N)

$A_w$  : 間隔  $a$  及び角度  $\theta$  で配筋される帯鉄筋の断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$s_y$  : 帯鉄筋の降伏点 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

$\theta$  : 帯鉄筋と鉛直軸とのなす角度 (度)

$a$  : 帯鉄筋の間隔 (mm)

表 10.5.1 コンクリートの負担できる平均せん断応力度  $f_c$  ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )

コンクリートの設計基準強度 $f_{ck}$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	21	24	27	30	40
コンクリートの負担できる平均せん断応力度 $f_c$ ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	0.33	0.35	0.36	0.37	0.41

表 10.5.2 橋脚断面の有効高  $d$  に関する補正係数  $C_o$

有効高 (mm)	1000 以下	3000	5000	10000 以上
$C_o$	1.0	0.7	0.6	0.5

表 10.5.3 軸方向引張鉄筋比  $P_t$  に関する補正係数  $C_{pt}$

軸方向引張鉄筋比 (%)	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
$C_{pt}$	0.9	1.0	1.2	1.5

## 10.6 鉄筋コンクリート橋脚のじん性を向上するための構造細目

### (1) 軸方向鉄筋の継手

耐震性能の照査で想定している橋脚の塑性変形時においても、10.2 に規定する地震時保有水平耐力が確実に保持できるように、塑性化を考慮する領域では、原則として軸方向鉄筋の継手を設けてはならない。

### (2) 帯鉄筋及び中間帯鉄筋の配置

1) 帯鉄筋及び中間帯鉄筋は、耐震性能の照査で想定している橋脚の塑性変形時においても、塑性化を考慮する領域では、軸方向鉄筋の座屈抑制効果と内部コンクリートの拘束効果を確実に保持できるような形式及び間隔で配置するものとする。

2) 帯鉄筋は、直径 13 mm 以上の異形棒鋼とし、塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は 150 mm 以下とすることを標準とする。ただし、高さ方向に対

して途中で帯鉄筋の間隔を変化させる場合には、その間隔を徐々に変化させるものとし、急変させてはならない。

- 3) 帯鉄筋は、軸方向の鉄筋を取り囲むように配置し、端部は以下に示すフックをつけて橋脚内部のコンクリートに定着することを標準とし、フックのない重ね継手は原則として用いてはならない。また、フックとして直角フックを用いる場合には、かぶりコンクリートが剥離してもフックがはずれないように配慮するものとする。なお、帯鉄筋の継手部は高さ方向に千鳥状に配置する。フックは、曲げ加工する部分の端部から以下に示す値以上まっすぐにのばすものとする。また、フックの曲げ内半径は帯鉄筋の直径の2.5倍以上とする。ここに、曲げ内半径とは、曲げ加工される鉄筋の内側の半径である。
  - ) 半円形フック：帯鉄筋の直径の8倍又は120mmのうち大きい値
  - ) 鋭角フック：帯鉄筋の直径の10倍
  - ) 直角フック：帯鉄筋の直径の12倍
- 4) 矩形断面の隅角部以外で帯鉄筋を継ぐ場合には、原則として帯鉄筋の鉄筋径の40倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、さらに3)に規定するフックを設けることを標準とする。
- 5) 橋脚断面内部には、中間帯鉄筋を配置することを標準とする。内部コンクリートの拘束効果を高めるために配置する中間帯鉄筋は、以下の条件を満足するものとする。
  - ) 中間帯鉄筋は、原則として帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いる。
  - ) 中間帯鉄筋は、原則として長辺方向及び短辺方向に配置する。
  - ) 中間帯鉄筋の断面内配置間隔は、原則として1m以内とする。
  - ) 中間帯鉄筋は、帯鉄筋の配置される全ての断面で配筋する。
  - ) 中間帯鉄筋は、原則として断面周長方向に配筋される帯鉄筋にフックをかけるものとする。なお、軸方向鉄筋が2段配筋の場合には、最も外側に配筋される帯鉄筋にフックをかければよい。
  - ) 帯鉄筋にかける側の中間帯鉄筋の端部は、3)に規定する半円形フックもしくは鋭角フックにより、橋脚内部のコンクリートに定着することを原則とする。
  - ) 中間帯鉄筋は、1本の連続した鉄筋、あるいは、橋脚断面内部に継手を有する2組の鉄筋により橋脚断面を貫通させることを標準とする。ただし、橋脚断面内部において継手を設ける場合には、中間帯

鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手構造を選定するものとする。

#### 10.7 軸方向鉄筋の段落し

- (1) 橋脚のねばりを増加させ、終局水平耐力の向上を図るため、原則として軸方向鉄筋の段落しは行わないものとする。
- (2) やむを得ず軸方向鉄筋を段落しする場合には、段落し部に塑性化が生じないように段落し位置を決定するものとする。一般には、式(10.7.1)により段落し位置を決定してよい。

$$h_s = h \left( 1 - \frac{M_{\gamma i}}{2M_{\gamma B}} \right) + D \dots\dots\dots (10.7.1)$$

ここに、

$h_i$  : 橋脚基部から  $i$  番目の軸方向鉄筋の段落し位置までの高さ (mm)

$h$  : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの高さ (mm)

$M_i$  : 橋脚基部から  $i$  番目の段落し位置の断面の降伏曲げモーメント (N・mm)

$M_B$  : 橋脚基部断面の降伏曲げモーメント (N・mm)

$D$  : 橋脚の橋軸方向及び端軸直角方向の幅 (mm) のうち、いずれか小さい方の値。円形断面の場合には直径とする。

- (3) 軸方向鉄筋の段落しを行う場合には、以下の構造細目に配慮するものとする。
  - 1) 塑性ヒンジ長の 4 倍の区間では、軸方向鉄筋の段落しを行ってはならない。
  - 2) 1 つの段落し位置において軸方向鉄筋量の低減をする割合は原則として 1/3 以下とする。ただし、橋軸方向及び橋軸直角方向に異なった高さで段落しする場合には、それぞれの面において低減をする割合を定めるものとする。
  - 3) 段落し位置においては、これより上下それぞれに橋脚断面の短辺長あるいは直径の 1.5 倍に相当する断面領域では、帯鉄筋間隔を 150 mm 以下とする。また、10.6(2)に従い帯鉄筋間隔は急変させてはならない。

#### 10.8 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率

一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、面外方向及び面内方向に対して、以下のように算出するものとする。

- (1) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対しては各柱部材が分担する慣

性力を算出し、各柱部材を単柱式の鉄筋コンクリート橋脚とみなして 10.2 から 10.5 の規定により地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出するものとする。

- (2) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に対しては、以下の 1) で判定する破壊形態に応じて、2) の規定により地震時保有水平耐力及び許容塑性率を算出するものとする。なお、はり部材に塑性ヒンジが生じる場合には、地震後において共通編 2.1.1 に規定する主荷重の作用によりはりに脆性的な破壊を生じないように、3) の規定を満足させるものとする。

- 1) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の破壊形態は、終局水平耐力に相当する慣性力を作用させた場合に、各塑性ヒンジ位置において生じるせん断力  $S_i$  と各塑性ヒンジ位置のせん断耐力  $P_{ti}$  及び  $P_{tci}$  から式 (10.8.1) により判定するものとする。

$$\left. \begin{array}{l} S_i < P_{si} : \text{曲げ破壊型} \\ P_{ai} < S_i < P_{s0i} : \text{曲げ損傷からせん断破壊への移行型} \\ P_{s0i} < S_i : \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \dots\dots (10.8.1)$$

ここに、

$S_i$  : 終局水平耐力に相当する慣性力を作用させた場合に  $i$  番目の塑性ヒンジ位置に生じるせん断力 (N)

$P_{si}$  : 10.5 の規定により求める  $i$  番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

$P_{a0i}$  : 10.5 の規定により求める正負交番作用の影響に関する補正係数を 1.0 として算出する  $i$  番目の塑性ヒンジ位置のせん断力 (N)

- 2) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、破壊形態に応じて以下により求めるものとする。

) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力  $P_e$  は、式 (10.8.2) により算出するものとする。

$$P_a = \begin{cases} P_u & (\text{曲げ破壊型})(\text{ただし、} P_c < P_b) \\ P_u & (\text{曲げ損傷からせん断破壊移行型}) \dots\dots (10.8.2) \\ P_i & (\text{せん断破壊型}) \end{cases}$$

ここに、

$P_t$  : 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局水平耐力 (N)

$P_i$  : 塑性ヒンジ位置に生じるせん断力がせん断耐力を上回る時の水平力 (N)

$P_e$ : 10.3 に規定する鉄筋コンクリート橋脚のひびわれ水平耐力  
(N)

) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の許容塑性率  $\mu_a$  は、式(10.8.3)により算出するものとする。

$$\mu_a = \begin{cases} 1 + \frac{\delta_s - \delta}{\delta} \text{ (曲げ破壊型) } \dots\dots\dots (10.8.3) \\ 1.0 \text{ (曲げ損傷からせん断破壊移行型、せん断破壊型) } \end{cases}$$

ここに、

$\mu_a$ : 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の許容塑性率

$y$ : 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の降伏変位 (mm)

$s$ : 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局変位 (mm)

: 安全係数で表 10.2.1 による。

) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の降伏変位  $y$ 、終局水平耐力  $P_u$  及び終局変位  $s$  は、10.3 の規定によるほか、以下の条件により算出するものとする。

解析にあたっては、各柱部材に作用する軸力の変化及び複数箇所での塑性ヒンジの形成を考慮できる解析モデルを使用するものとする。

曲げ破壊型と判定された鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局限界は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが全て 10.3(6)に規定する終局限界に達する状態もしくは塑性ヒンジの断面に生じる曲率が当該断面の終局曲率の2倍に達する状態のうちいずれか早い状態とする。

3) はりに塑性ヒンジが生じる場合には、式(10.8.4)によりはりに生じるせん断力に対する照査を行うものとする。

$$V_b / P_{si} \leq 1 \dots\dots\dots (10.8.4)$$

ここに、

$V_b$ : 共通編 2.1.1 に規定する主荷重のうち衝撃を除いた荷重作用時においてはりに作用するせん断力 (N)

$P_{si}$ : 10.5 の規定により算出する  $i$  番目の塑性ヒンジ位置のせん断耐力 (N)

(3) 鉄筋コンクリートラーメン橋脚の各部材のうち、塑性ヒンジが形成される柱上端部、柱下端部及びはり両端部では、式(10.3.5)で算出される塑性ヒンジ長の4倍の区間において 10.6 に規定する鉄筋コンクリート橋脚のじん性を

向上するための構造細目によるものとする。

### 10.9 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚

- (1) 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び許容塑性率は、偏心モーメントが作用する方向に対しては、(2)の規定により破壊形態を判定し、破壊形態に応じて(3)の規定により算出するものとする。偏心モーメントが作用する方向とは反対の方向に対しては、偏心モーメントの影響を無視して地震時保有水平耐力ならびに許容塑性率を算出してよい。なお、固有周期を算出する際に用いる鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性は(4)により算出するものとする。
- (2) 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態は、10.2.(1)の規定によるものとする。ただし、破壊形態の判定に用いる鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力は、式(10.9.1)により算出するものとする。

$$P_{aE} = P_u - \frac{M_o}{h} \dots\dots\dots (10.9.1)$$

$$M_o = D_e \dots\dots\dots (10.9.2)$$

ここに、

$P_u$  : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N)

$M_o$  : 上部構造等の死荷重による偏心モーメント (N・mm)

$P_u$  : 鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N) で、10.3の規定による。

$h$  : 橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離 (mm)

$D$  : 上部構造等の死荷重 (N)

$e$  : 橋脚断面の図心位置から上部構造等の重心位置までの偏心距離 (mm)

- (3) 曲げ破壊型と判定された場合の地震時保有水平力及び許容塑性率は、式(10.9.3)及び式(10.9.4)により算出するものとする。

$$P_{aE} = P_{uE} \dots\dots\dots (10.9.3)$$

$$\mu_E = 1 + \frac{\delta_{uE} - \delta_{yE}}{\alpha (\delta_{yE} - \delta_{oE})} \dots\dots\dots (10.9.4)$$

ここに、

$P_{aE}$  : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (N)

$\mu_E$  : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の許容塑性率

: 安全係数で、10.2の規定による。

$u_E$  : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の終局変位 (mm)

$y_E$  : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の降伏変位 (mm)

$\delta_{oE}$  : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントによって上部構造の慣性力の作用位置に生じる初期変位 (mm)

せん断破壊型ならびに曲げ損傷からせん断破壊型と判定される場合には、偏心モーメントの影響を考慮しなくてよい。

- (4) 固有周期を算出する際に用いる鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性  $K_E$  は、式(10.9.5)により算出するものとする。

$$K_{yE} = \frac{P_{uE}}{\delta_{yE} - \delta_{oE}} \dots\dots\dots (10.9.5)$$

ここに、

$K_{yE}$  : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性 (N/mm)

## 11章 鋼製橋脚の応答値と許容値

### 11.1 一般

- (1) 耐震性能2又は耐震性能3の照査に用いる鋼製橋脚の許容変位等の許容値と動的解析に用いる非線形履歴モデルは、11.2の規定に基づいて設定するものとする。
- (2) 鋼製橋脚は、ぜい性的な破壊を防ぐとともに、所要のじん性を確保できる構造としなければならない。なお、11.3に規定する構造細目による場合は、ぜい性的な破壊を防ぎ、所要のじん性を確保できる構造とみなしてよい。
- (3) アンカー部はレベル2地震動に対して塑性変形が生じないようにすることを原則とする。なお、11.4の規定による場合にはアンカー部に塑性変形が生じないとみなしてよい。

### 11.2 動的照査法による照査

- (1) 耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査は、以下により行うものとする。
- 1) 耐震性能 2 の照査は、動的解析により算出される鋼製橋脚の最大応答値が許容値以下となるとともに、動的解析により算出される上部構造の慣性力作用位置における最大応答変位を用いて、式 (6.4.9) により算出する残留変位が許容残留変位以下となるように行うものとする。ここで、式 (6.4.9) による残留変位の算出に用いる降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比  $r$  及び残留変位補正係数  $c_R$  は表 11.2.1 の値とする。

表 11.2.1 剛性橋脚の残留変位の算出に用いる降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比  $r$  及び残留変位補正係数  $c_R$

鋼製橋脚の種別	$r$	$c_R$
コンクリートを充填しない鋼製橋脚	0.2	0.45
コンクリートを充填した鋼製橋脚	0.05	0.35

- 2) 耐震性能 3 の照査は、動的解析より算出される鋼製橋脚の最大応答値が許容値以下となるように行うものとする。
- (2) 耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査に用いる鋼製橋脚の許容変位等の許容値は、同等の構造細目を有する供試体を用いた繰返しの影響を考慮した載荷実験データに基づいて定めることを原則とする。ここで、載荷実験データに基づいて設定する許容変位は、最大水平力となる時の変位を目安に設定するものとする。また、許容残留変位は、原則として橋脚下端から上部構造の慣性力の作用位置までの高さの  $1/100$  とする。
- (3) 動的解析に用いる非線形履歴モデルは、(2) に規定する実験データ等に基づいて設定する許容変位等の許容値ならびに鋼製橋脚の弾塑性挙動を適切に表現できるものとする。

### 11.3 構造細目

- (1) コンクリートを充填した鋼製橋脚の内部に充填するコンクリートには、低強度のコンクリートを用いるのがよい。また、コンクリートの充填高さは、充填したコンクリートの直上の鋼断面部に座屈が生じないように定めるものとする。
- (2) コンクリートを充填しない鋼製橋脚の構造細目は、鋼橋編 4.2 及び鋼橋編 14.3 の規定によるとともに、ぜい性的な破壊を防ぎ、じん性の向上を図れる構造とするものとする。

### 11.4 アンカー部の照査

アンカー部は、鋼製橋脚の水平耐力と同等以上の耐力を有するものとする。ここで橋脚基部にコンクリートを充填する場合にはその影響を考慮して鋼製橋脚

の耐力を算出するものとする。

## 12 章 橋脚基礎の応答値と許容値

### 12.1 一般

- (1) 耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査において、橋脚基礎に塑性化を考慮しない場合には、橋脚基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位は、12.2 の規定により算出するものとする。また、基礎の降伏は、12.3 の規定に基づいて設定するものとする。
- (2) 耐震性能 2 又は耐震性能 3 の照査において、橋脚基礎に塑性化を考慮する場合には、橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位は、12.4 の規定により算出するものとする。また、橋脚基礎の許容塑性率及び許容変位は 12.5 の規定に基づいて設定するものとする。
- (3) 橋脚基礎の部材に生じる断面力に対する照査は、12.6 の規定に基づいて行うものとする。

### 12.2 橋脚基礎に生じる断面力、地盤反力度及び変位の算出

6.4.7(2)に規定する荷重が作用したときに橋脚基礎の各部材に生じる断面力、基礎周辺地盤の地盤反力度及び橋脚基礎の変位は、基礎形式に応じて地盤抵抗ならびに基礎の非線形性又は基礎の浮上りを考慮して算出するものとする。

### 12.3 基礎の降伏

基礎の降伏は、基礎の部材の塑性化、地盤抵抗の塑性化、基礎の浮上りのいずれかにより、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とする。

### 12.4 橋脚基礎の塑性化を考慮する場合の橋脚基礎の応答値の算出

- (1) 橋脚基礎の塑性化を考慮する場合の橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位は、
- (2)に規定する橋脚基礎の設計水平震度を用いて式(12.4.1)及び式(12.4.2)により算出するものとする。

$$\left. \begin{aligned} \mu_{Pr} &= \frac{1}{r} \left\{ - (1-r) + \sqrt{1-r+r(k_{bcP}/k_{brP})} \right\} \\ & \qquad \qquad \qquad (r \neq 0) \\ \mu_{Pr} &= \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{acP}/k_{hrP}) \right\} \qquad (r=0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (12.4.1)$$

$$P_r = \mu_{Pr} \cdot P_r \dots\dots\dots (12.4.2)$$

ここに、

$\mu_{Pr}$  : 橋脚基礎の応答塑性率

$r_{Pr}$  : 橋脚基礎の変形による上部構造の慣性力の作用位置における応答変位 (m)

$r_{Pr}$  : 橋脚基礎が降伏に達するときの上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)

$r$  : 橋脚基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比

$k_{brP}$  : 基礎の降伏に達するときの水平震度

$k_{bcP}$  : (2)に規定する地震時保有水平耐力法による照査に用いる橋脚基礎の設計水平震度

- (2) 橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を算出するための設計水平震度は、式(12.4.3)により算出するものとする。

$$K_{hcP} = C_D C_Z k_{beu} \dots \dots \dots (12.4.3)$$

ここに、

$k_{hcP}$  : 橋脚基礎の塑性化を考慮する場合の橋脚基礎の設計水平震度(小数点以下2けたに丸める)

$C_D$  : 減衰定数別補正係数

$C_Z$  : 4.4に規定する地域別補正係数

$k_{hcD}$  : 6.4.3に規定するレベル2地震動の設計水平震度の標準値

## 12.5 橋脚基礎の許容塑性率及び許容変位

- (1) 橋脚基礎の許容塑性率は、橋脚基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度にとどまるように定めるものとする。
- (2) 橋脚基礎の許容変位は、橋脚基礎に生じる損傷が橋としての機能の回復が容易に行い得る程度にとどまるように定めるものとする。

## 12.6 橋脚基礎の部材の照査

橋脚基礎の部材は、12.2により算出する橋脚基礎の部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査するものとする。

## 13章 液状化が生じる地盤にある橋台基礎の応答値と許容値

### 13.1 一般

- (1) 耐震性能2又は耐震性能3の照査において、橋に影響を与える液状化が生じると判定される地盤にある橋台基礎の照査に用いる設計水平震度及び橋台基礎の応答塑性率は、それぞれ、13.2及び13.3の規定に基づいて算出するものとする。また、橋台基礎の許容塑性率は13.4の規定に基づいて設定するものとする。

(2) 橋台基礎の部材に生じる断面力に対する照査は、13.5の規定に基づいて行うものとする。

#### 13.2 橋台基礎の照査に用いる水平震度

耐震設計上の地盤面より上方にある橋台、フーチング上載土及びフーチングのように基礎全体における重量の影響が大きい構造部分の慣性力ならびに地震時土圧の算出に用いる設計水平震度は、6.4.3に規定する地盤面の設計水平震度に基づいて適切に設定するものとする。

#### 13.3 橋台基礎の応答塑性率の算出

橋台基礎の応答塑性率は、基礎の非線形挙動や土圧の影響を適切に評価して算出するものとする。

#### 13.4 橋台基礎の許容塑性率

橋台基礎の許容塑性率は、橋台基準に生じる損傷が橋としての機能回復が容易に行い得る程度にとどまるように定めるものとする。

#### 13.5 橋台基礎の部材の照査

橋台基礎の部材は、橋台基礎の部材に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査するものとする。

### 14章 地震の影響を受ける上部構造の許容値と上部構造端部構造

#### 14.1 一般

- (1) 耐震性能2又は耐震性能3の照査において、上部構造に塑性化を考慮する場合には、鋼上部構造及びコンクリート上部構造の耐力と許容変形量は、それぞれ、14.2及び14.3の規定に基づいて照査するものとする。
- (2) 耐震性能2又は耐震性能3の照査において、上部構造に塑性化を考慮しない場合には、鋼上部構造及びコンクリート上部構造の照査は、それぞれ、鋼橋編の規定及びコンクリート橋編4章に規定する設計荷重作用時の照査に準じて行うものとする。
- (3) 遊間及び伸縮装置等の上部構造端部構造に関する照査は、14.4の規定により行うものとする。

#### 14.2 鋼上部構造

##### 14.2.1 耐力と許容変形量

鋼上部構造の塑性域での耐力及び許容変形量は、5.3及び5.4の規定に基づいて設定した上部構造の限界状態に応じて、実験又は適切な手法による解析に基づいて設定するものとする。

##### 14.2.2 構造細目

支承端部直上等の集中荷重を受け局部変形を生じる可能性のある部分には、補剛材を設けて局部変形を防ぐとともに、けたが橋軸直角方向の地震力によって面外変形を生じないように、横げたあるいはダイヤフラム等により補強するものとする。

### 14.3 コンクリート上部構造

#### 14.3.1 耐力と許容変形量

コンクリート上部構造の塑性域での耐力及び許容変形量は、5.3及び5.4の規定に基づいて設定した上部構造の限界状態に応じて、実験又は適切な手法による解析に基づいて設定するものとする。

#### 14.3.2 構造細目

- (1) コンクリート上部構造の鉄筋は、部材に想定する塑性化の程度に応じて適切な継手構造や横方向鉄筋の形状及び配置を選定するものとする。
- (2) 支承及び落橋防止構造等から水平力の作用を受けるコンクリート上部構造の支点部は、コンクリート橋編 18.2の想定により設計するものとする。

### 14.4 上部構造端部構造

#### 14.4.1 上部構造端部の遊間

- (1) 上部構造端部においては、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動に対して、隣接する上部構造どうし、上部構造と橋台又は上部構造と橋脚の段違い部が衝突しないように必要な遊間を設けることを標準とする。とくに、免震橋の場合には、想定する免震効果が確実に得られるように、必要な上部構造端部の遊間を設けるものとする。ただし、免震橋以外で、レベル 2 を地震動に対してこれらの中で生じる衝突が橋の耐震性能を損なわないことを照査する場合には、レベル 1 地震動に対して衝突が生じないように上部構造端部の遊間を確保すればよい。
- (2) 隣接する上部構造どうし、上部構造と橋台又は上部構造と橋脚の段違い部が衝突しないように上部構造端部に遊間を設ける場合には、遊間は式(14.4.1)により算出する値以上とするものとする。なお、地震時の挙動が複雑で 7 章に規定する動的照査法により照査を行う橋については、式(14.4.1)の  $u_s$  として動的解析により求められる相対変位を用いるものとする。

$$S_B = \begin{cases} U_s + L_A & \text{(上部構造と橋台又は橋脚の段違い部の間)} \\ \dots\dots\dots & \text{(14.4.1)} \\ C_B U_s + L_A & \text{(隣接する上部構造の間)} \end{cases}$$

ここに、

$S_B$  : 図 14.4.1 に示す上部構造端部の遊間の長さ (m)

$U_S$  : レベル 2 地震動が作用した場合に遊間を算出する位置において生じる上部構造と下部構造との間の最大相対変位 (m)

$L_A$  : 遊間の余裕量 (mm)

$C_B$  : 遊間量の固有周期差補正係数で、隣接する 2 連の上部構造の固有周期差  $T$  に基づいて表 14.4.1 の値とする。

表 14.4.1 遊間量の固有周期差別補正係数  $C_B$

固有周期差比 $T/T_1$	$C_B$
0 $T/T_1 < 0.1$	1
0.1 $T/T_1 < 0.8$	2
0.8 $T/T_1 < 1.0$	1

注) ここで、 $T = T_1 - T_2$  で、 $T_1$ 、 $T_2$  は、それぞれ、隣接する 2 連のけたの固有周期を行わす。ただし、 $T_1$   $T_2$  とする。

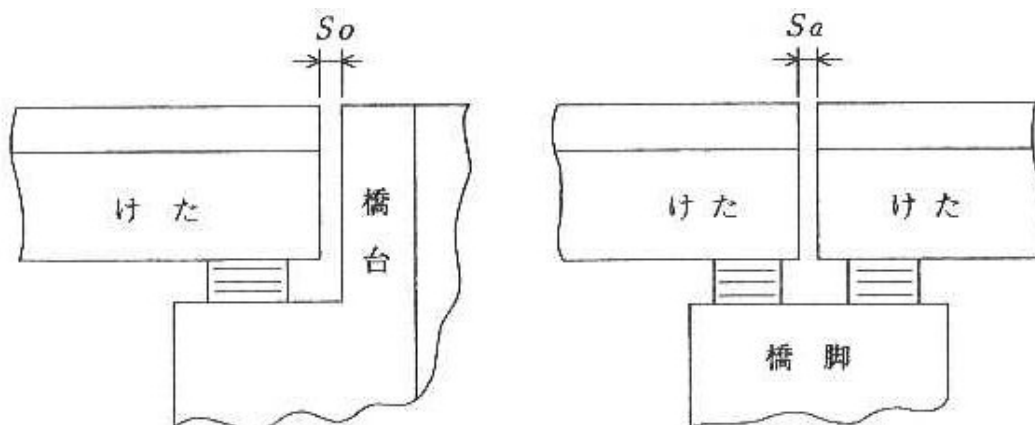


図 14.4.1 けた端部の遊間

#### 14.4.2 伸縮装置

- (1) 伸縮装置の伸縮量は、(2)に規定するレベル 1 地震動に対する地震時設計伸縮量以上とすることを標準とする。ただし、レベル 1 地震動に対して必要な伸縮装置の水平耐力を確保する場合又は 14.4.3 に規定するジョイントプロテクターにより伸縮装置を保護する場合には、(2)に規定する地震時設計伸縮量以上の伸縮量を確保しなくてもよい。

- (2) 伸縮装置の地震時設計伸縮量は、原則として式(14.4.2)により算出するものとする。ただし、共通編 4.2.2 に規定する設計伸縮量の方が大きい場合には、その値を下回ってはならない。

$$L_E = \begin{cases} R + L_A & \text{(上部構造と橋台間)} \\ \dots\dots\dots & \text{(14.4.2)} \\ C_B R + L_A & \text{(隣接する上部構造の間)} \end{cases}$$

ここに、

$L_E$  : 伸縮装置の地震時設計伸縮量 (mm)

$L_A$  : 伸縮量の余裕量 (mm)

$R$  : レベル 1 地震動が作用した場合に伸縮装置の位置における上部構造と下部構造の相対変位 (mm)

$C_B$  : 遊間量の固有周期差補正係数で、隣接する 2 連の上部構造の固有周期差  $T$  に基づいて表 14.4.1 の値とする。

#### 14.4.3 ジョイントプロテクター

- (1) ジョイントプロテクターは、レベル 1 地震動に対して、伸縮装置を保護できるような構造とするものとする。また、ジョイントプロテクターは、支承及び伸縮装置の機能を阻害しないように設置するものとする。
- (2) ジョイントプロテクターの設計地震力は、式(14.4.3)により求めることを標準とする。この設計地震力によりジョイントプロテクターに生じる応力度は、割増し係数 1.5 を考慮した許容応力度以下となるようにするものとする。

$$H_J = k_h R_d \dots\dots\dots (14.4.3)$$

ここに、

$H_J$  : ジョイントプロテクターの設計地震力 (kN)

$k_h$  : 6.3.3 に規定するレベル 1 地震動に対する設計水平震度

$R_d$  : 死荷重反力 (kN)

- (3) ジョイントプロテクターの橋軸方向の遊間量は、共通編 4.2.2 に規定する設計伸縮量以上かつ伸縮装置の許容伸縮量以下とする。

### 15 章 支承部の照査

#### 15.1 一般

- (1) 支承部は、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動により生じる水平力及び鉛直力に対して、共通編 4.1.1 に規定する支承部の性能を満足する構造(以下「タイプ B の支承部」という。)とすることを基本とする。とくに、免震橋、地震

時水平力分散構造の橋の場合の支承部はこれを満足させるものとする。

ただし、橋台の拘束によりけたに大きな振動が生じにくい場合や支承部の構造上やむを得ない場合には、レベル1地震動により生じる水平力及び鉛直力に対しては支承部の機能を確保できるが、レベル2地震動により生じる水平力に対しては、15.5に規定する変位制限構造と補完し合って抵抗する構造（以下「タイプAの支承部」という。）を用いてもよい。

- (2) タイプB及びタイプAの支承部の照査は、それぞれ、15.2に規定する設計地震力を用いて、15.3の規定により行うものとする。
- (3) 支承部は、その性能を確実に確保するために、15.4に規定する支承部の構造と14.2.2及び14.3.2に規定する上部構造の構造細目に配慮するものとする。

#### 15.2 支承部の照査に用いる設計地震力

- (1) タイプBの支承部を用いる場合には、レベル2地震動に対する支承部の設計水平地震力は、橋脚に塑性化を考慮する場合には橋脚の終局水平耐力に相当する水平力、また、基礎に塑性化を考慮する場合には基礎の最大応答変位に相当する水平力とする。
- (2) タイプAの支承部を用いる場合には、レベル1地震動に対する支承部の設計水平地震力は、6.3.3に規定する設計水平震度を用いて算出される慣性力に相当する水平力とする。
- (3) タイプB、タイプAのいずれの支承部においても、支承部の設計鉛直地震力は、式(15.2.1)及び式(15.2.2)により算出するものとする。ただし、タイプBの支承部を用いる場合で、式(15.2.2)により算出する $R_u$ が $-0.3R_h$ をこえない場合には、 $R_v$ を $-0.3R_D$ とするものとする。ここで、支承部の照査に用いる地震力及び反力はいずれも下向きを正とする。

$$R_L = R_D + \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \dots\dots\dots (15.2.1)$$

$$R_V = R_D - \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \dots\dots\dots (15.2.2)$$

ここに、

$R_L$  : 支承部の照査に用いる下向きの設計鉛直地震力 (kN)

$R_U$  : 支承部の照査に用いる上向きの設計鉛直地震力 (kN)

$R_D$  : 上部構造の死荷重により支承に生じる反力 (kN)

$R_{HEQ}$ : (1)及び(2)に規定する支承部の設計水平地震力が支承線方向に作用したときに支承部に生じる鉛直方向の反力 (kN)。

$R_{VEQ}$  : 設計鉛直震度  $k_v$  によって生じる鉛直方向の地震力 (kN) で、式 (15.2.3) により算出する。

$$R_{VEQ} = \pm k_v \cdot R_D \dots \dots \dots (15.2.3)$$

$K_v$  : 設計鉛直震度で、タイプ B の支承部を用いる場合には、6.4.3 に規定する地盤面における設計水平震度に、表 15.2.1 に規定する係数を乗じた値とする。タイプ A の支承部を用いる場合には、6.3.3 に規定する設計水平震度に表 15.2.1 に規定する係数を乗じた値とする。

表 15.2.1 設計水平震度に乗じる係数

	レベル 1 の地震動 (タイプ A の支承部)	レベル 2 地震動 (タイプ B の支承部)	
		タイプ	タイプ
係 数	0.5	0.5	0.67

### 15.3 支承部の照査

#### (1) タイプ B の支承部の照査

タイプ B の支承部は、15.2(1)に規定する設計水平地震力及び 15.2(3)に規定する設計鉛直地震力が作用した場合に、支承本体、取り付け部材及び支承に取り付く上下部構造部分に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査するものとする。ここで、支承本体、取り付け部材及び支承に取り付く上下部構造部分の耐力は、割増し係数 1.7 を考慮した許容応力度から算出するものとする。

ただし、タイプ B のゴム支承あるいは免震支承を用いる場合は、上記に加えて、支承本体に生じるせん断ひずみが許容せん断ひずみを超えないこと、ならびに、支承本体の座屈に対して安全であることを照査するものとする。ここで、ゴム支承本体あるいは免震支承本体の許容せん断ひずみは、せん断破壊に対して安全性を確保できるように、使用するゴム支承あるいは免震支承の特性に応じて適切に定めるものとする。また、支承の剛性は設計値に対して ±10% 以内に収めるものとする。

#### (2) タイプ A の支承部の照査

タイプ A の支承部は、15.2(2)に規定する設計水平地震力及び 15.2(3)に規定する設計鉛直地震力が作用した場合に、支承本体、取り付け部材及び支承に取り付く上下部構造部分に生じる断面力が、当該部材の耐力以下となることを照査するものとする。ここで、支承本体、取り付け部材及び支承に取り付く上

下部構造部分の耐力は、割増し係数 1.5 を考慮した許容応力度から算出するものとする。

ただし、タイプ A のゴム支承を用いる場合は、上記に加えて、ゴム支承本体に生じるせん断ひずみが許容せん断ひずみを超えないこと、ならびに、支承本体の座屈に対して安全であることを照査するものとする。ここで、ゴム支承本体の許容せん断ひずみは、せん断破壊に対して必要な安全性を確保するものとし、使用するゴム支承の特性に応じて適切に定めるものとする。

#### 15.4 支承部の構造

- (1) タイプ B の支承部を用いる場合には、支承本体と上下部構造の接合構造は支承部の機能を確実に確保できる構造とするものとする。
- (2) 支承に取り付く上下部構造は、地震力に抵抗できるように十分に補強するものとする。
- (3) 支承部はねばりのない破壊を防止するためにじん性の高い材料を使用し、応力集中が生じにくい構造とするものとする。

#### 15.5 変位制限構造

- (1) 変位制限構造は、式 (15.5.1) により算出する設計地震力が作用した場合に変位制限構造に生じる断面力が、変位制限構造の耐力以下となることを照査するものとする。ここで、変位制限構造の耐力は、割増し係数 1.5 を考慮した許容応力度から算出するものとする。

$$H_s = 3k_h R_d \dots\dots\dots (15.5.1)$$

ここで、

$H_s$  : 変位制限構造の設計に用いる設計地震力 (kN)

$K_h$  : レベル 1 地震動に相当する設計水平震度で、6.3.3 の規定による。

$R_d$  : 死荷重反力 (kN)

- (2) 変位制限構造には、設計遊間量以上の遊間量を確保するものとする。ここで、設計遊間量は、橋軸方向に対しては支承の変形能力と同程度とする。

なお、変位制限構造はジョイントプロテクターの機能を兼ねて用いてもよい。この場合、設計遊間量は共通編 4.1.3 に規定する支承の移動量と同じとしてよい。ただし、変位制限構造の遊間量は、伸縮装置の許容伸縮量を上回ってはならない。

- (3) 変位制限構造は、支承の移動や回転等の機能を損なわないような構造とするものとする。

- (4) 変位制限構造は、支承部の維持管理の障害とならないような構造とするものとする。
- (5) 変位制限構造は、16章に規定する落橋防止システムの機能を阻害するような位置に設けてはならない。

## 16章 落橋防止システム

### 16.1 一般

- (1) 落橋防止システムを構成する要素は、橋の形式、支承のタイプ、地盤条件等に応じて、けたかかり長、落橋防止構造、変位制限構造及び段差防止構造から適切に選定するものとする。
- (2) 橋軸方向の落橋防止システムとしては、端支点及びかけ違い部において 16.2 に規定するけたかかり長及び 16.3 に規定する落橋防止構造を設けるものとする。なお、構造特性により橋軸方向の変位が生じにくい橋については落橋防止構造を省略してもよいが、16.5(1)の 1)及び 2)の規定に該当する橋、ならびに、8章に規定する地震時に不安定となる地盤がある場合については省略してはならない。
- (3) 端軸直角方向の落橋防止システムとしては、端支点及びかけ違い部では 16.5(1)の規定に該当する橋、連続けた中間支点では 16.5(2)の規定に該当する橋において、橋軸直角方向に 16.5 に規定する変位制限構造を設けるものとする。
- (4) 2.3に規定するB種の橋において支承高さが高い支承を用いる場合には、16.4に規定する段差防止構造を設ける等、構造的な配慮をするものとする。

### 16.2 けたかかり長

- (1) けたかかり長は、式(16.2.1)により算出する値以上とする。ただし、この値が式(16.2.2)による値を下回る場合には、けたかかり長は式(16.2.2)により算出する値以上とする。なお、斜橋や曲線橋のように橋軸方向と下部構造に働く土圧の作用方向が一致しない場合には、けたかかり長は支承線に直角な方向にとるものとする。

$$S_E = u_a + u_Q \cdot S_{EM} \dots \dots \dots (16.2.1)$$

$$S_{EM} = 0.7 + 0.0051 \dots \dots \dots (16.2.2)$$

$$u_Q = \dots \dots \dots (16.2.3)$$

ここに、

$S_E$  : けたかかり長 (m)。図 16.2.1 に示すけた端部から下部構造頂部縁端までの上部構造の長さ及びかけ違い部のけたの長さをいう。

$u_a$  : レベル2地震動により生じる上部構造と下部構造天端間の最大相対変

位 (m)。ただし、 $u_R$  の算出に際して落橋防止構造及び変位制限構造の効果は見込まないものとする。また、8 章に規定する橋に影響を与える地盤の液状化及び流動化が生じると判定される場合には、この影響を見込むものとする。

$u_Q$  : 地震時の地盤ひずみによって生じる地盤の相対変位 (m)

$S_{EM}$  : けたかかり長の最小値 (m)

$Q$  : 地震時地盤ひずみで、地盤種別が 種、 種、 種に対して、それぞれ、0.0025、0.00375、0.005 とする。

$L$  : けたかかり長に影響を及ぼす下部構造間の距離 (m)

$L$  : 支間長 (m)。1 橋脚上に 2 つの上部構造の端部が支持され両側のけたの支間長が異なる場合には、大きい方の支間長を用いる。

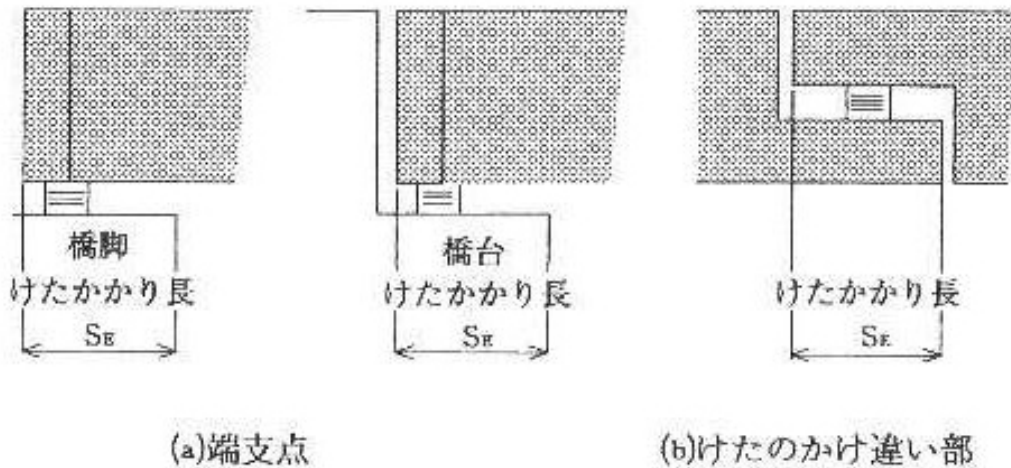


図 16.2.1 けたかかり長

- (2) 地震時の挙動が複雑で 7 章に記愛知する動的照査法により耐震性能の照査を行う橋では、式 (16.2.1) の  $u_R$  として動的解析により求められる最大相対変位を用いてけたかかり長を照査するものとする。
- (3) 上部構造が式 (16.5.1) を満たす形状を有する斜橋の場合には、けたかかり長は、(1) の規定及び式 (16.2.4) を満足するものとする。なお、上部構造両端の支承線が平行でなく非対称の斜橋では、両端いずれか小さい方の斜角を用いて  $S_E$  を算出するものとする。

$$S_E = (L / 2) (\sin \theta - \sin (\theta - \theta_E)) \dots \dots \dots (16.2.4)$$

ここに、

$S_E$  : 斜橋に用いるけたかかり長 (m)

$L$  : 上部構造一連の長さ (m)

：斜角（度）

$\theta_E$ ：限界脱落回転角（度）で、一般に、5度としてよい。

- (4) 上部構造が式(16.5.2)を満たす形状を有する曲線橋の場合には、(1)の規定及び式(16.2.5)を満足するけたかかり長とするものとする。

$$S_E = \frac{L_E \cdot \sin \theta}{\cos(\theta/2)} + 0.3 \dots\dots\dots (16.2.5)$$

$$L_E = 0.005 \frac{S_E}{\sin \theta} + 0.7 \dots\dots\dots (16.2.6)$$

ここに、

$S_E$ ：曲線橋にかかるけたかかり長（m）

$L_E$ ：上部構造の曲線外側方向への移動量（m）

：曲線橋の連続する一連の上部構造のけた両端部がなす交角（度）

### 16.3 落橋防止構造

- (1) 落橋防止構造の耐力は、式(16.3.1)により算出する設計地震力を下回ってはならない。ここで、落橋防止構造の耐力は、割増し係数1.5を考慮した許容応力度から算出してよい。また、落橋防止構造の設計遊間量は、式(16.3.2)による値を超えない範囲で可能な限り大きい値とするのがよい。

$$H_F = 1.5R_d \dots\dots\dots (16.3.1)$$

$$S_F = c_F S_E \dots\dots\dots (16.3.2)$$

ここに、

$H_F$ ：落橋防止構造の設計地震力（kN）

$R_d$ ：死荷重反力（kN）。ただし、2連のけたを相互に連結する構造を用いる場合には、いずれか大きい方の鉛直反力の値をとるものとする。

$S_F$ ：落橋防止構造の設計最大遊間量（m）

$S_E$ ：けたかかり長（m）で、16.2の規定による。

$c_F$ ：落橋防止構造の設計変位係数で、0.75を標準とする。

- (2) 落橋防止構造は、支承の移動、回転等の機能を損なわない構造とするものとする。
- (3) 落橋防止構造は、橋軸直角方向への移動にも追従し、また、衝撃的な地震力を緩和できる構造とするものとする。
- (4) 落橋防止構造の取付け部は、落橋防止構造の設計地震力を確実に上下部構造に伝達できる構造とするものとする。
- (5) 落橋防止構造は、支承部の維持管理の障害とならない構造とするものとする。

### 16.4 段差防止構造

段差防止構造は、支承部が破損した場合でも上部構造を適切な高さに支持できる構造とするものとする。

#### 16.5 橋軸直角方向の落橋防止システム

(1) 以下に示す条件に該当する橋では、その端支点到端軸方向の落橋防止システムに加えて、橋軸直角方向に変位制限構造を設けるものとする。

1) 式(16.5.1)を満たす斜角の小さい斜橋

$$\sin^2 \theta / 2 > h / L \dots \dots \dots (16.5.1)$$

ここに、

L : 一連の上部構造の長さ (m)

b : 上部構造の全幅員 (m)

$\theta$  : 斜角 (度)

2) 式(16.5.2)を満たす曲線橋

$$(115 / \theta) \cdot (1 - \cos \theta) / (1 + \cos \theta) > b / L \dots \dots \dots (16.5.2)$$

ここに、

L : 一連の上部構造の長さ (m)

b : 上部構造の全幅員 (m)

$\theta$  : 交角 (度)

3) 下部構造の頂部幅が狭い橋

4) 1 支承線上の支承の数が少ない橋

5) 8.3 に規定する地盤の流動化により端軸直角方向に橋脚の移動が生じる可能性のある橋

(2) (1)に規定する橋のうち、3)から 5)までに該当する場合には、中間支点においても変位制限構造を設けるものとする。

(3) 橋軸直角方向の変位制限構造の設計は、15.5 の規定に従うものとする。