

国都街第45号
国道企第23号
平成29年7月21日

各地方整備局長 殿
北海道開発局長 殿
内閣府沖縄総合事務局長 殿
高速道路会社代表取締役社長 殿

国土交通省都市局長

国土交通省道路局長

橋、高架の道路等の技術基準の改定について

橋、高架の道路等の技術基準のうち道路橋示方書Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編、Ⅲコンクリート橋編、Ⅳ下部構造編およびⅤ耐震設計編については、平成24年2月16日付国都街第98号、国道企第87号により通知したところであるが、今般これを別添のとおり改定したので、通知する。

なお、この基準は平成30年1月1日以降、新たに着手する設計に適用する。ただし、必要に応じて平成29年12月31日以前の設計に適用することができるものとする。

(各都道府県知事あて)
(各指定市長あて)
(各市町村長あて)

橋、高架の道路等の技術基準のうち道路橋示方書Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋編、Ⅲコンクリート橋編、Ⅳ下部構造編およびⅤ耐震設計編については、平成24年2月16日付国都街第98号、国道企第87号により通知したところですが、今般これを別添のとおり改定しましたので、通知します。

なお、この基準は平成30年1月1日以降、新たに着手する設計に適用します。ただし、必要に応じて平成29年12月31日以前の設計に適用することができるものとします。

都道府県知事及び指定市長におかれましては、貴管下地方道路公社に対して、本件の内容について周知いただきますようお願い致します。

別添

道路橋示方書

ページ

I 共通編	2
II 鋼橋・鋼部材編	49
III コンクリート橋・コンクリート部材編	264
IV 下部構造編	387
V 耐震設計編	504

I 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 を超える橋についても、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、Ⅰ共通編、Ⅱ鋼橋・鋼部材編、Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編、Ⅳ下部構造編、Ⅴ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
橋の性能等、共通的な事項及び支承部、伸縮装置、付属物等
 - 2) Ⅱ鋼橋・鋼部材編
主として鋼上部構造、鋼部材
 - 3) Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編
主としてコンクリート上部構造、コンクリート部材
 - 4) Ⅳ下部構造編
主として下部構造
 - 5) Ⅴ耐震設計編
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、橋脚に支持される橋桁その他の構造部分をいう。
- (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) 上下部接続部
上部構造と下部構造を接続するための構造部位をいう。
- (4) 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。

- (5) 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。
- (6) 車道部分
車道部（車道，中央帯，路肩等）のうち自動車が行き通れる部分をいう。
- (7) 歩道等
道路構造令第2条で定義する歩道，自転車道及び自転車歩行者道をいう。
- (8) 部材等
着目する単独の部材又は複数の部材の集合，部材の一部又は接合部，安定に関わる周辺地盤をいう。
- (9) 設計供用期間
適切な維持管理が行われることを前提に，設計の前提として橋が所要の性能を発揮することを期待する期間をいう。
- (10) 橋の性能
橋の耐荷性能や耐久性能，その他使用目的との適合性を満足するために必要な性能から構成される一連の性能をいう。
- (11) 橋の耐荷性能
設計状況に対して，橋としての荷重を支持する能力の観点及び橋の構造安全性の観点から，橋の状態が想定される区分にあることを所要の信頼性で実現する性能をいう。
- (12) 橋の耐久性能
設計供用期間に対して，材料の経年的な劣化が橋の耐荷性能に影響を及ぼさない状態を，所要の信頼性で実現する性能をいう。
- (13) 設計状況
橋の耐荷性能を照査するにあたって，地形，地質，気象，自動車の通行の状況等，橋が置かれる外的環境について，外的環境に関わる作用の組合せで代表させたものをいう。
- (14) 限界状態
橋の耐荷性能を照査するにあたって，応答値に対応する橋や部材等の状態を区分するために用いる状態の代表点をいう。
- (15) 作用
部材等に発生する断面力や変形等の状態変化を部材等に生じさせる全ての働きをいう。
- (16) 荷重
部材等に働く作用を力に変換したものをいう。
- (17) 永続作用
設計供用期間内において，その大きさが大きく変動することなく継続的に，又は，

非常に高い頻度で部材等に影響を及ぼす作用をいう。

(18) 変動作用

設計供用期間内において、絶えず大きさが変動し、その作用の最大値又は最小値が部材等に及ぼす影響が無視できない作用をいう。

(19) 偶発作用

設計供用期間内に生じる可能性が極めて小さい、又は、その規模や頻度について確率統計的に扱うことが困難であるが、部材等に及ぼす影響が甚大である作用をいう。

(20) 応答値

断面力や変形等、作用により変化する部材等の状態を表す指標の値をいう。

(21) 特性値

設計計算において、作用や材料の性質、部材等の応答の性質を最も適切に代表できるものとした指標の値をいう。

(22) 二次部材

橋の耐荷性能の着目している照査にあたって、その存在の影響を見込まない部材をいう。

(23) 部材等の設計耐久期間

適切な維持管理が行われることを前提に、経年の影響に対し、部材等ごとに材料の機械的性質や力学的特性等が部材等の耐荷性能の設計における前提に適合する範囲に留まることを期待する期間をいう。

1.2.2 字句の意味

規定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。 ……とする。 ……による。 ……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扱いを統一する必要性から設けた規定。 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に従わなければならない。</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、規格や取扱いを統一する必要性から設けた規定。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ものの、設計を簡単にする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。 (2) 規定が全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、原則や標準とする規定が安全側にすぎることが明らかな場合には、必ずしも当該規定に従う必要はない。</p>

1.3 設計の基本理念

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、維持管理の確実性及び容易さ、施工品質の確保、環境との調和、経済性を考慮しなければならない。

1.4 橋の重要度

- (1) 橋の設計において実現すべき橋の性能は、物流等の社会・経済活動上の位置付けや、防災計画上の位置付け等の道路ネットワークにおける路線の位置付けや代替性を考慮して決定する。
- (2) 耐震設計上の橋の重要度は、V編 2.1(2)によるものとする。

1.5 設計供用期間

橋の設計にあたっては、適切な維持管理が行われることを前提に橋が性能を発揮することを期待する期間として設計供用期間を定めることとし、100年を標準とする。

1.6 調 査

橋の適切な設計、施工、維持管理を行うために、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。なお、調査については、本編によるほか、II編からV編の関連する規定によらなければならない。

1.7 計 画

1.7.1 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、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、維持管理の確実性及び容易さ、施工品質の確保、環境との調和、経済性を考慮し、加えて地域の防災計画や関連する道路網の計画とも整合するように、架橋位置及び橋の形式の選定を行わなければならない。

1.7.2 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、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、維持管理の確実性及び容易さ、施工品質の確保、環境との調和、経済性を考慮し、また、交差物件の管理者と十分協議して定めなければならない。

1.8 設 計

1.8.1 設計の基本方針

- (1) 設計にあたっては、橋の耐荷性能、橋の耐久性能、その他使用目的との適合性の観点から橋の性能を適切に設定し、これらを満足させなければならない。
- (2) 橋の耐荷性能を満足するために、設計供用期間中の交通の状況、地形、地質、気象その他の状況に対して、橋が落橋等の致命的な状態に対して安全な状態であること、及び、状況に応じて必要な橋の機能を満足する適切な状態にあることを、それぞれ所要の信頼性で実現できるように設計する。
- (3) 橋の耐久性能を満足するために、経年的な劣化を考慮し、所要の橋の耐荷性能が設計供用期間末まで確保されていることが所要の信頼性で実現できるように設計する。
- (4) 橋の設計にあたっては、橋の使用目的との適合性を満足するために、通行者が安全かつ快適に使用できるように必要な性能、道路橋の損傷経験等も踏まえて付与しておくのがよい性能等のその他必要な性能について検討し、適切に設計に反映させるものとする。
- (5) 2章以降に従って設計する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (6) 橋の設計にあたっては、橋の性能の前提とする維持管理の条件を定めなければならない。
- (7) 橋の設計にあたっては、橋の性能の前提とする施工の条件を定めなければならない。

1.8.2 設計の手法

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基づいて行わなければならない。

1.8.3 構造設計上の配慮事項

- (1) 橋の設計にあたっては、1)から5)の観点等について構造設計上配慮できる事項と構造設計への反映方法を総合的に検討し、必要に応じて、設計上配慮できる事項を橋の構造設計に反映する。
 - 1) 施工品質の確認の確実性及び容易さの観点
 - 2) 橋の一部の部材や接合部の損傷等が原因となって崩壊等の橋の致命的な状態となる可能性及び橋の機能の回復が困難になる可能性の観点
 - 3) 地域の防災計画や関連する道路網の計画との整合性の観点
 - 4) 維持管理の実施の確実性及び容易さの観点

- 5) 経済性の観点
- (2) 少なくとも、1)から5)について構造設計上配慮できる事項を検討することを標準とする。
- 1) 設計で前提とする施工品質が満足されていることを、确实かつ容易に確認することができる構造とするための配慮。
 - 2) 橋の一部の部材や接合部の損傷等が原因となって崩壊等の橋の致命的な状態となる可能性に対して、補完性又は代替性を考慮した部材の配置を行うこと、一旦発生すると制御困難な現象の防止策を設けること、又は一部の損傷が橋の安全性に与える影響を拡大させない別途の部材等を設置すること等の致命的な状態を回避するための配慮。
 - 3) 橋の一部の部材や接合部の損傷等が原因となって橋の機能の回復が困難になる可能性に対する部材等の修繕や更新の実現性への配慮。特に設計供用期間中に更新することを想定する部材については、更新が确实かつできるだけ容易に行うことができる構造とするための配慮。
 - 4) 設計供用期間中の点検及び事故や災害時における橋の状態を評価するために行う調査及び計画的な維持管理を適切に行うことができる構造とするための配慮。なお、維持管理設備、点検施設等を設置する場合には、11.4の規定による。
 - 5) 耐久性能を満足するための設計の前提条件と部材各部における局所的な応力性状や暴露環境との乖離を小さくすることができる細部構造とするための配慮。

1.9 設計図等に記載すべき事項

設計図等には少なくとも、(1)から(5)の事項を記載する。

- (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
 - 1) 橋の種別
 - 2) 設計概要
 - 3) 荷重の条件
 - 4) 地形・地質・地盤条件
 - 5) 材料の条件
 - 6) 製作・施工の条件
 - 7) 維持管理の条件
 - 8) その他必要な事項

1.10 施 工

- (1) 橋の施工にあたっては、少なくとも 1) から 3) を考慮しなければならない。
 - 1) 設計において前提とした諸条件が満足されること
 - 2) 工事の安全性を確保すること
 - 3) 周辺環境、交通等に及ぼす影響をあらかじめ計画する範囲内とすること
- (2) 橋の施工にあたっては、必要な調査を行うとともに、施工の各段階で適切に施工が行われていることを確認することができる方法についてあらかじめ検討し、これを定めなければならない。
- (3) 適切な施工方法で進められたことが確認できる施工に関する記録を保存しなければならない。
- (4) 維持管理に引き継ぐべき事項のうち、施工に関する記録は施工完了後に保存しなければならない。

2 章 橋の耐荷性能に関する基本事項

2.1 橋の耐荷性能の設計において考慮する状況の区分

設計にあたっては、1) から 3) の異なる 3 種類の状況を考慮する。

- 1) 永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況）
- 2) 変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況）
- 3) 偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況）

2.2 橋の耐荷性能の設計において考慮する橋の状態の区分

設計にあたっては、設計供用期間中に生じることを考慮する橋の状態を 1) 及び 2) に区分して設定する。

- 1) 橋としての荷重を支持する能力に関わる観点
 - i) 橋としての荷重を支持する能力が損なわれない状態
 - ii) 部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としてあらかじめ想定する荷重を支持する能力の範囲である状態
- 2) 橋の構造安全性に関わる観点
 - i) 橋としての荷重を支持する能力の低下が生じ進展しているものの、落橋等の致命的ではない状態

2.3 橋の耐荷性能

- (1) 橋の耐荷性能は、道路ネットワークにおける路線の位置付けや代替性、架橋位置や交差物件との関係等を勘案し、1)及び2)に規定する橋の耐荷性能1又は2とする。
- 1) 橋の耐荷性能1は、橋としての荷重を支持する能力の観点からi)について、また、橋の構造安全性の観点からii)及びiii)について、それぞれ所要の信頼性を満足する性能とする。
- i) 永続作用支配状況や変動作用支配状況において、部分的にも損傷が生じておらず橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態を実現すること。
- ii) 永続作用支配状況や変動作用支配状況において、i)に加えて、落橋等の致命的な状態に至らないだけの十分な終局強さを有している状態を実現すること。
- iii) 偶発作用支配状況において、橋としての荷重を支持する能力の低下が生じているものの橋として落橋等の致命的ではない状態を実現すること。
- 2) 橋の耐荷性能2は、橋としての荷重を支持する能力の観点からi)及びiii)について、また、橋の構造安全性の観点からii)及びiv)について、それぞれ所要の信頼性を満足する性能とする。
- i) 永続作用支配状況や変動作用支配状況において、部分的にも損傷が生じておらず橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない状態を実現すること。
- ii) 永続作用支配状況や変動作用支配状況において、i)に加えて、落橋等の致命的な状態に至らないだけの十分な終局強さを有している状態を実現すること。
- iii) 偶発作用支配状況において、直後に橋に求められる荷重を支持する能力を速やかに確保できる状態を実現すること。
- iv) 偶発作用支配状況において、iii)に加えて、橋としての荷重を支持する能力の低下が生じているものの、橋として落橋等の致命的ではない状態を実現すること。
- (2) 橋の耐荷性能は、耐震設計上の橋の重要度を考慮して、V編2.1(2)にて設定する耐震設計上の重要度がA種の橋では橋の耐荷性能1を、耐震設計上の重要度がB種の橋では橋の耐荷性能2とすることを標準とする。

3章 設計状況

3.1 作用の種類

- (1) 設計で考慮する状況を設定するための作用として、以下に示す荷重又は影響を考慮する。
- 1) 死荷重 (D)

- 2) 活荷重 (L)
 - 3) 衝撃の影響 (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)
 - 10) 温度変化の影響 (TH)
 - 11) 温度差の影響 (TF)
 - 12) 雪荷重 (SW)
 - 13) 地盤変動の影響 (GD)
 - 14) 支点移動の影響 (SD)
 - 15) 遠心荷重 (CF)
 - 16) 制動荷重 (BK)
 - 17) 橋桁に作用する風荷重 (WS)
 - 18) 活荷重に対する風荷重 (WL)
 - 19) 波圧 (WP)
 - 20) 地震の影響 (EQ)
 - 21) 衝突荷重 (CO)
 - 22) その他
- (2) 作用の特性値を，8章の規定に従い設定する。
- (3) 施工の過程に対して，橋の完成時に所要の性能が得られるよう(1)及び(2)に関わらず以下に従い，施工時に対して設計で考慮する状況を適切な荷重又は影響により考慮しなければならない。
- 1) 橋の施工時の安全性を確保するため，施工方法，施工途中の各段階における構造等の条件を適切に考慮して，自重，施工に用いる資機材，風，地震の影響等に対して必要な検討を行い，施工時荷重 (ER) を設定する。
 - 2) 施工時荷重 (ER) の特性値は，施工期間等に応じて適切に設定する。
 - 3) 橋の完成時に所要の性能が得られるための設計における前提条件を満足するため，施工方法や施工途中の各段階における構造等の条件を適切に考慮して，施工時荷重 (ER) を設定しなければならない。あわせて，施工方法や施工途中の各段階における構造等の条件を完成系の設計にて適切に考慮する。

3.2 設計状況の設定

- (1) 設計にあたっては，2.1 の規定に示す設計状況を，3.1 に規定する作用を用いて適

切に設定しなければならない。また、設定にあたっては、それぞれの設計状況の区分において橋にとって最も不利となる作用の組合せを考慮することを原則とする。

- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 作用の組合せを、3.3の規定に従い設定する。
- (4) 施工時の設計状況は、(3)に関わらず、施工条件を考慮して所要の橋の性能が得られるよう適切に設定する。

3.3 作用の組合せ

- (1) 2.1に規定する設計状況は、3.1に規定する作用を(2)から(5)のとおり組み合わせて代表させた場合には、3.2(1)の規定を満足するとみなしてよい。
- (2) 少なくとも、1)から3)の作用の組合せを考慮する。このとき、各組合せにおいて、括弧書きの作用については橋にとって最も不利な状況になる条件を考慮して組み合わせなければならない。

1) 永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況）

$$\textcircled{1}D + PS+CR+SH+E+HP+(U) + (TF) + GD+SD + WP + (ER)$$

2) 変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況）

$$\textcircled{2}D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U) + (TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK) + WP + (ER)$$

$$\textcircled{3}D + PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF) + GD+SD + WP + (ER)$$

$$\textcircled{4}D + PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF) + GD+SD + WS + WP + (ER)$$

$$\textcircled{5}D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD+(CF)+(BK) + WP + (ER)$$

$$\textcircled{6}D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U) + (TF) + GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP + (ER)$$

$$\textcircled{7}D+L+I+PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF) + GD+SD+(CF)+(BK)+WS+WL+WP + (ER)$$

$$\textcircled{8}D + PS+CR+SH+E+HP+(U) + (TF) + GD+SD + WS + WP + (ER)$$

$$\textcircled{9}D + PS+CR+SH+E+HP+(U)+TH+(TF)+(SW)+GD+SD + WP+EQ + (ER)$$

$$\textcircled{10}D + PS+CR+SH+E+HP+(U) + (TF) + GD+SD + WP+EQ + (ER)$$

3) 偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況）

$$\textcircled{11}D + PS+CR+SH+E+HP+(U) + GD+SD + EQ$$

$$\textcircled{12}D + PS+CR+SH+E+HP+(U) + GD+SD + CO$$

- (3) (2)1)から3)に規定する作用の組合せに対して、表-3.3.1の荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮する。

ここに、 γ_p : 荷重組合せ係数であり、異なる作用の同時載荷状況に応じて、設計で考慮する作用の規模の補正を行うための係数。

γ_q : 荷重係数であり、作用の特性値に対するばらつきに応じて、設計で考慮する作用の規模の補正を行うための係数。

なお、活荷重に対する衝撃の影響(I)を考慮するにあたって、衝撃の影響(I)には荷重組合せ係数 γ_p 及び荷重係数 γ_q を乗じる必要はない。

表-3.3.1 作用の組合せに対する荷重組合せ係数及び荷重係数

作用の組合せ		荷重組合せ係数 γ_p と荷重係数 γ_q の値																												
①	D	設計状況 の区分	D		L		PS, CR, SH		E, HP, U		TH		TF		SW		GD SD		CF BK		WS		WL		WP		EQ		CO	
			γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q	γ_p	γ_q
			①	D	永続作用 支配状況	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00	—
②	D+L	変動作用 支配状況	1.00	1.05	1.00	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	
③	D+TH		1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	
④	D+TH+WS		1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	0.75	1.25	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—
⑤	D+L+TH		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	0.75	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—
⑥	D+L+WS+ WL		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.25	0.50	1.25	1.00	1.00	—	—	—	—
⑦	D+L+TH +WS+WL		1.00	1.05	0.95	1.25	1.00	1.05	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	1.25	0.50	1.25	1.00	1.00	—	—	—	—
⑧	D+WS		1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.25	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—
⑨	D+TH+EQ		1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00	0.50	1.00	—	—
⑩	D+EQ		1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	1.00	1.00	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00	—	—
⑪	D+EQ		偶発作用 支配状況	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00	—
⑫	D+CO	1.00	1.05	—	—	1.00	1.05	1.00	1.05	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1.00	1.00	

(4) 風荷重については必要に応じて他の作用を考慮しない場合等、(2)1)2)以外の条件を適切に設定する。

(5) 衝突荷重及び制動荷重については死荷重及び活荷重のみと組み合わせる場合等、(2)1)2)以外の条件を適切に設定する。

4章 橋の限界状態

4.1 橋の限界状態

(1) 橋が所要の耐荷性能を満足するために求める状態に留まることを照査するにあたっては、橋の状態を区分するための橋の限界状態を適切に設定することを標準とする。

(2) (3)から(5)による場合には、橋の限界状態を適切に設定したものとみなしてよい。

(3) 橋の限界状態として、橋としての荷重を支持する能力に関わる観点及び橋の構造安全性の観点から橋の限界状態1から3を設定する。

1) 橋の限界状態1

橋としての荷重を支持する能力が損なわれていない限界の状態

2) 橋の限界状態2

部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているが、橋としての荷重を支持する能力に及ぼす影響は限定的であり、荷重を支持する能力があらかじめ想定する範囲にある限界の状態

3) 橋の限界状態3

これを超えると構造安全性が失われる限界の状態

- (4) 橋の耐荷性能の照査に用いる橋の限界状態は、橋を構成する部材等及び橋の安定に関わる周辺地盤の安定等の限界状態によって代表させることができる。
- (5) 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態によって橋の限界状態を代表させる場合には、4.2の規定に従って適切に上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態を設定する。
- (6) 設計で考慮する橋の限界状態を関係付ける特性値や部分係数は、5章並びにⅡ編、Ⅲ編、Ⅳ編及びⅤ編の規定による。

4.2 上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態

- (1) 4.1に規定する橋の限界状態を上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態で代表させる場合には、それぞれの限界状態を適切に設定し、橋の限界状態に応じてそれらを適切に組み合わせることで橋の限界状態を代表させなければならない。
- (2) (3)から(8)の規定により上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態を設定し、これを組み合わせた場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態1から3を、表-4.2.1により適切に設定する。

表-4.2.1 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態

上部構造、下部構造、 上下部接続部の限界状態1	部分的にも荷重を支持する能力の低下が生じておらず、耐荷力の観点からは特別の注意無く使用できる限界の状態
上部構造、下部構造、 上下部接続部の限界状態2	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているものの限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲にあり、かつ特別な注意のもとで使用できる限界の状態
上部構造、下部構造、 上下部接続部の限界状態3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態

- (4) 橋の限界状態1は、上部構造、下部構造又は上下部接続部の状態が、表-4.2.1の上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態1に達した状態とする。
- (5) 橋の限界状態2は、上部構造、下部構造又は上下部接続部の中から塑性化を考慮するものを適切に定めたとうえで、塑性化を考慮するものが上部構造、下部構造又は上下部接続部の限界状態2に達した状態、又は、塑性化を考慮しないものが上部構造、下部構造又は上下部接続部の限界状態1に達した状態とする。
- (6) 橋の限界状態3は、上部構造、下部構造又は上下部接続部の状態が、表-4.2.1の上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態3に達した状態とする。
- (7) 表-4.2.1に対応する上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態をⅡ編からⅤ編の規定に従って適切に設定し、それを組み合わせた場合には、(4)から(6)を満足するとみなしてよい。

- (8) 上部構造が支間の途中で支承等で接続されて一連とされている場合、下部構造躯体と基礎が一連で連結されておらず支承等で接続されている場合には、それぞれの接続部の限界状態は、上下部接続部の限界状態を踏まえて適切に定めなければならない。
- (9) 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態を部材等の限界状態で代表させる場合には、4.3の規定に従って適切に部材等の限界状態とその組合せを設定する。

4.3 部材等の限界状態

- (1) 4.2 に規定する上部構造、下部構造又は上下部接続部の限界状態をそれらの部材等の限界状態で代表させる場合には、部材等の限界状態を適切に設定し、上部構造、下部構造又は上下部接続部の限界状態に応じて適切に組み合わせることで、上部構造、下部構造又は上下部接続部の限界状態を代表させなければならない。
- (2) (3)から(7)の規定により部材等の限界状態を設定し、これを組み合わせた場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 部材等の限界状態1から3を、表-4.3.1により適切に設定する。

表-4.3.1 部材等の限界状態

部材等の限界状態1	部材等としての荷重を支持する能力が確保されている限界の状態
部材等の限界状態2	部材等としての荷重を支持する能力は低下しているもののあらかじめ想定する能力の範囲にある限界の状態
部材等の限界状態3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態

- (4) 上部構造、下部構造又は上下部接続部の限界状態1は、上部構造、下部構造又は上下部接続部を構成する部材等の状態が、部材等の限界状態1に達した状態とする。
- (5) 上部構造の限界状態2は、二次部材を除く上部構造を構成する主要な部材等に着目し、それらが部材等の限界状態1を超えない限界の状態とする。下部構造又は上下部接続部の限界状態2は、下部構造又は上下部接続部を構成する部材等が部材等の限界状態2に達した状態とする。
- (6) 上部構造、下部構造又は上下部接続部の限界状態3は、上部構造、下部構造又は上下部接続部を構成する部材等が、部材等の限界状態3に達した状態とする。ただし、上部構造、下部構造又は上下部接続部の構造の特性によっては、その挙動における幾何学的非線形性の影響が理由で、それぞれの限界状態を部材等の限界状態で必ずしも代表できない場合があるため、その場合には、部材等の限界状態で代表させることに加えて、4.2の規定に従って上部構造、下部構造又は上下部接続部の全体系としての限界状態3を別途適切に定めなければならない。
- (7) 表-4.3.1に対応する部材等の限界状態をⅡ編からⅤ編の規定に従って適切に設定

し、組み合わせた場合には、(4)から(6)を満足するとみなしてよい。

4.4 構造細目

4.3に規定される部材等の限界状態を用いて橋の耐荷性能の照査を行う場合には、前提条件として、橋の構造は、少なくとも、1)及び2)を満たさなければならない。

- 1) 橋は、構造全体系及び各部で一定の剛性を有し、様々な作用に対して、一定程度、橋の断面形状が保持される構造であること。
- 2) 橋の耐荷性能の設計で考慮する状況において、鉛直方向及び水平方向に作用する荷重を、支承部や下部構造に円滑に伝達できる上部構造であること。

5章 橋の耐荷性能の照査

5.1 一般

- (1) 橋の耐荷性能の照査は、2.3の規定により選択した橋に対する要求性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。
- (2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 橋の耐荷性能1又は2を満足する橋は、3.3に規定する永続作用支配状況及び変動作用支配状況においてその状態が橋の限界状態1及び3を超えないことを、設計状況と限界状態の各組合せにおいて所要の信頼性を有して満足することを照査する。
- (4) 橋の耐荷性能1又は2を満足する橋は、3.3に規定する偶発作用支配状況においてその状態が橋の限界状態3を超えないことを、所要の信頼性を有して満足することを照査する。
- (5) 橋の耐荷性能2を満足する橋は、3.3に規定する偶発作用支配状況において、その状態が橋の限界状態2を超えないことを、所要の信頼性を有して満足することを照査する。
- (6) (3)から(5)の照査を行うにあたっては、橋の主方向及び横方向のそれぞれについて橋の状態を評価しなければならない。

5.2 照査の方法

- (1) 橋の耐荷性能の照査は、部材等の耐荷性能の照査で代表させてよい。
- (2) 橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させる場合には、永続作用支配状況や変動作用支配状況においては部材等の状態がその限界状態1及び限界状態3を超えないこと、偶発作用支配状況においては部材等の状態がその限界状態1又は2を超えないこと並びに限界状態3を超えないことを照査することを標準とし、表-3.3.1

に規定する作用の組合せに対する部材等の状態が各限界状態を超えないことをそれぞれ所要の信頼性を有して満足することを照査する。

(3) 部材等の耐荷性能は、式(5.2.1)により確かめることを標準とする。

$$\Sigma S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \xi_1\xi_2\Phi_R R(f_c, \Delta_c) \dots\dots\dots (5.2.1)$$

ここに、 P_i : 作用の特性値

S_i : 作用効果であり、作用の組合せに対する橋の状態

R : 部材等の抵抗に係る特性値で、材料の特性値 f_c や寸法の特性値 Δ_c を用いて算出される値

f_c : 材料の特性値

Δ_c : 寸法の特性値

γ_{pi} : 荷重組合せ係数

γ_{qi} : 荷重係数

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_R : 抵抗係数

(4) 式(5.2.1)の作用の特性値 P_i は8章の規定による。また、橋の主方向及び横方向の両者について、作用の組合せは3.3の規定による。式(5.2.1)の作用効果 S_i は、各編の関連する規定に従って適切に算出する。作用効果を算出するにあたって、作用は、着目する部材等に最も不利な状態が生じるように載荷する。

(5) 式(5.2.1)の抵抗に係る特性値 R は、照査の目的に応じて着目する部材等の限界状態を代表する工学的指標で表すものとする。各編に関連する規定がある場合にはそれに従って適切に算出する。

(6) 式(5.2.1)の荷重組合せ係数 γ_{pi} 及び荷重係数 γ_{qi} は、それぞれ、設計供用期間中の荷重の同時載荷状況を考慮するための係数と8章で規定する作用の特性値が設計供用期間中に橋に与える影響の極値を考慮するための係数であり、3.3の規定による。

(7) 式(5.2.1)の抵抗係数 Φ_R は、抵抗値 R の評価に直接関係する確率統計的な信頼性の程度を考慮するための係数であり、その値は、II編からV編に規定がある場合にはそれによることができる。

(8) 式(5.2.1)の調査・解析係数 ξ_1 は、橋の構造をモデル化し、作用効果を算出する過程に含まれる不確実性を考慮して抵抗係数 Φ_R を補正するための係数である。その値は、0.90を標準とし、十分な検討を行ったときには0.95を上回らない範囲で設定することができる。ただし、II編からV編に別途の規定がある場合にはその規定が優先する。

(9) 式(5.2.1)の部材・構造係数 ξ_2 は、橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させることも踏まえ、部材等の非弾性域における強度増加又は減少の特性の違いに応じて抵抗係数 Φ_R を補正するための係数であり、その値はII編からV編に規定がある場合にはそれによることができる。

- (10) 上部構造又は下部構造の設計から決まる許容変位に対して設計する等の必要に応じて目的に適する照査項目，作用の組合せ，照査方法等を検討し，適切に照査する。
- (11) 鋼部材やコンクリート部材の耐荷性能の照査は，10章並びにⅡ編からⅤ編の関連する規定による。
- (12) 橋全体系において特定の条件に対して安全性の検討を特に行う場合には，(1)に加えて，3.3に規定されるとおり作用の組合せを適切に設定するとともに，検討の目的や構造の特性に応じた部分係数の種類や値を適切に設定する。

6章 橋の耐久性能に関する基本的事項と照査

6.1 一般

- (1) 橋の設計にあたっては，各部材等については，道路ネットワークにおける路線の位置付けや代替性，性能の低下が橋の性能に及ぼす影響の程度，修繕が生じたときに橋や道路の通行に及ぼす影響の程度，異常の発見や修繕の容易さの程度を考慮して，各部材等に必要な耐久性を確保しなければならない。
- (2) (3)から(5)及び6.2の規定による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 材料の機械的性質や力学的特性等が部材等の耐荷性能の設計における前提に適合する範囲に留まることを期待する期間である設計耐久期間を，架橋条件等に関連した維持管理に関わる制約事項，部材等の機能，異常の発見と措置の容易さの程度，経済性等を勘案して，部材等ごとに適切に設定する。
- (4) 経年の影響を評価し，材料の機械的性質や力学的特性等が部材等の耐荷性能の設計における前提に適合する範囲に留まる期間が，当該部材等の設計耐久期間以上となるように，部材ごとに耐久性を確保する。
- (5) 経年の影響として，少なくとも次の事象については考慮する。
 - 1) 鋼部材及びコンクリート部材の疲労
 - 2) 鋼材の腐食
 - 3) ゴム材料の疲労及び熱，紫外線等の環境作用による劣化
- (6) 部材等の設計耐久期間を表-6.1.1により設定する場合に(3)を満足する。

表-6.1.1 部材等の種別と設計耐久期間の組合せの標準

部材等の種別	部材等の設計耐久期間
橋の設計供用期間中の更新を前提としない部材等	橋の設計供用期間とする。
橋の設計供用期間中の更新を前提とする部材等	橋の設計供用期間を超えない範囲で適切に定める。

6.2 耐久性確保の方法と照査

- (1) 部材等の設計耐久期間に対して所要の耐久性を確保するための方法は、以下の方法 1 から 3 のいずれかに区分し、補修、更新等の想定される維持管理を適切に設計に反映しなければならない。

方法 1：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし、これを定量的に評価した断面とすることで、その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法

方法 2：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし、当該部材等の断面には影響を及ぼさない対策の追加等の別途の手段を付加的に講じることで、その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法

方法 3：設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等に及ぼす経年の影響が現れる可能性がないか、無視できるほど小さいものとするすることで、当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法

- (2) 鋼部材やコンクリート部材における耐久性の照査は、Ⅱ編の 6 章、Ⅲ編の 6 章、Ⅳ編の 6 章の関連する規定による。

7 章 橋の使用目的との適合性を満足するために必要なその他検討

7.1 一般

- (1) 橋の耐荷性能や耐久性能と必ずしも直接関係付けられないものの橋の使用目的との適合性の観点から必要な性能を満足させるにあたっては、少なくとも 1) 及び 2) について検討が必要な事項を適切に設定する。
 - 1) 橋の損傷の発生が第三者に被害を及ぼす可能性の程度
 - 2) 振動や騒音等が発生する可能性、又は、発生した際に橋の通行者や周辺環境に及ぼす影響の程度
- (2) (1)を受けて検討を行うときには、検討の目的や構造の特性を考慮し、適切に設計に反映させるものとする。

8 章 作用の特性値

8.1 死荷重

- (1) 死荷重は、材料の単位体積重量を適切に評価して定めなければならない。

- (2) 表-8.1.1 に示す単位体積重量を用いて死荷重を算出した場合には(1)を満足するとみなしてよい。

表-8.1.1 材料の単位体積重量 (kN/m³)

材料	単位体積重量
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
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² 以下)	24.5
プレストレスを導入するコンクリート (設計基準強度 60N/mm ² を超え 80N/mm ² まで)	25.0
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

- (3) 材料の単位体積重量を(2)によらず定める場合には、(4)から(6)に従わなければならない。
- (4) 材料の単位体積重量のばらつきを適切に評価する。
- (5) JIS 等の公的規格に従って材料の単位体積重量や部材寸法等の変動の上限値や下限値が制御された材料を用いる場合には、規格を満足するもののみを母集団とする場合のばらつきで評価する。
- (6) 材料の単位体積重量の特性値は、その母集団を正規分布としたときの非超過確率 50%に相当する値とすることを標準とする。

8.2 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 活荷重に区分しなければならない。
- (2) 活荷重は、着目する部材等の応答が最も不利となる方法で路面部分に載荷しなければならない。
- (3) 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 活荷重を適用しなければならない。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 活荷重を適用しなければならない。
- (4) 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-8.2.1に示す集中荷重（T 荷重）を載荷する。T 荷重は、橋軸方向に 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。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 活荷重を適用する橋の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-8.2.1 に示す係数を乗じたものを用いるものとするが、この係数は 1.5 を超えてはならない。

支間長が特に長い縦桁等は、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しなければならない。

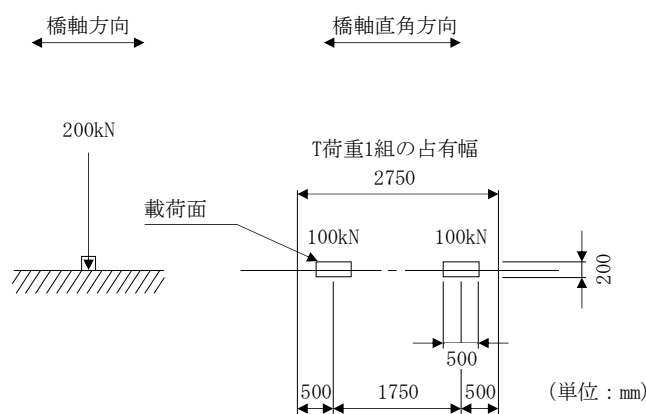


図-8.2.1 T 荷重

表-8.2.1 床組を設計する場合に乘じる係数

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

- 2) 歩道等には、群集荷重として 5.0kN/m^2 の等分布荷重を載荷する。
- 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。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。占有幅及び荷重は当該軌道の規定に従わなければならない。

(5) 主桁を設計する場合の活荷重

主桁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 活荷重の区分に応じて、図-8.2.2 及び表-8.2.2 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。 p_1 は 1 橋につき 1 組とし、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各々の 1/2（従

載荷荷重) を載荷する。

ただし、支間長が特に短い主桁や床版橋は、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しなければならない。T 荷重を用いて設計する場合には、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。なお、B 活荷重を適用する橋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-8.2.1 に示す係数を乗じることとするが、この係数は 1.5 を超えてはならない。

ゲルバー桁の吊桁及び片持部に対しては、表-8.2.2 における支間長 L としてそれぞれ図-8.2.3 に示す L_1 及び L_2 をとる。

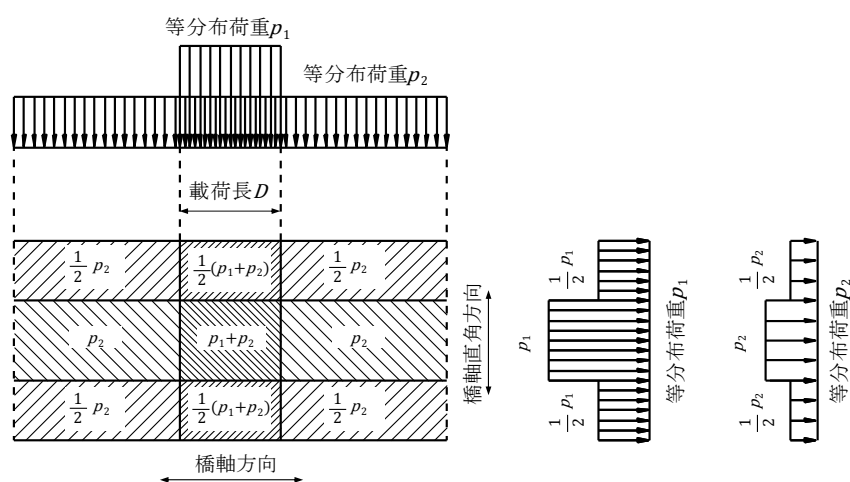


図-8.2.2 L 荷重

表-8.2.2 L 荷重

荷重	主載荷荷重(幅 5.5m)						従載荷荷重
	載荷長 $D(m)$	等分布荷重 p_1		等分布荷重 p_2			
		荷重 (kN/m^2)		荷重 (kN/m^2)			
		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	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$130 < L$	
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						

ここに、 L : 支間長 (m)

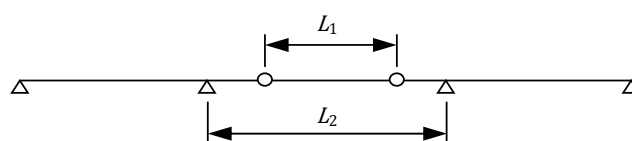


図-8.2.3 ゲルバー桁における支間長 $L(m)$ のとり方

- 2) 歩道等には、群集荷重として表-8.2.3に示す等分布荷重を載荷する。

表-8.2.3 歩道等に載荷する等分布荷重

支間長 L (m)	$L \leq 80$	$80 < L \leq 130$	$130 < L$
等分布荷重 (kN/m ²)	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。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。自動車の通行を許さない軌道敷がある場合には、 L 荷重の載荷幅はこの部分を除いてもよい。
- (6) 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(5)に規定する荷重とする。

8.3 衝撃の影響

- (1) 活荷重の載荷に際しては、(4)及び(5)の規定による場合を除き、動的な影響による応答の増幅分を衝撃の影響として考慮しなければならない。
- (2) 衝撃の影響の特性値は、橋の支間長、構造特性、死荷重と活荷重の比、交通特性、車両軸重とその変動の影響を考慮して適切に定めなければならない。
- (3) 衝撃の影響は、活荷重にその影響分に相当する係数を乗じてこれを考慮しなければならない。
- (4) 歩道等に載荷する等分布荷重、吊橋の主ケーブル及び補剛桁を設計する際には衝撃の影響は考慮しない。
- (5) 下部構造の設計に用いる上部構造反力には、活荷重による衝撃の影響を考慮しない。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、ラーメン橋脚若しくはこれに類似の軽量の躯体には活荷重による衝撃の影響を考慮する。
- (6) 表-8.3.1の支間長を用いて、表-8.3.2により上部構造の衝撃係数を算出し、衝撃の影響を考慮した場合には、(1)から(3)を満足するとみなしてよい。

表-8.3.1 衝撃係数を求めるときの支間長

形式	部材	L(m)
単純桁	桁及び支承	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 床桁の支間長 床桁の支間長 床桁の支間長 支間長の 75%
連続桁		荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては L_2 荷重③に対しては $(L_1 + L_2)/2$
ゲルバー桁		荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては $L_2 + L_3$ 荷重③に対しては 吊桁に対して L_3 片持部及び定着桁に 対して $L_2 + L_3$ 荷重④に対しては $(L_1 + L_2 + L_3)/2$
ラーメン		荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては $(L_1 + L_2)/2$
		荷重①に対しては L_1 荷重②に対しては 吊桁に対して L_2 片持部及びラーメンに 対して $L_2 + L_3$ 荷重③に対しては ラーメンに対して L_1 片持部に対して $L_2 + L_3$
アーチ及び補剛桁を有するアーチ	アーチリブ, アーチの弦材, 補剛桁, 補剛トラスの弦材, 支承及びタイドアーチのタイ アーチ及び補剛トラスの腹材 上路アーチの支柱 下路アーチの吊材	支間長 支間長の 75% 床桁の支間長 床桁の支間長
吊橋	ハンガー	床桁の支間長
斜張橋	主桁 ケーブル	連続桁に準じる 連続桁の支点に準じる

表-8.3.2 衝撃の影響の標準

橋種	衝撃係数 <i>i</i>	備考
鋼橋	$i = \frac{20}{50 + L}$	T 荷重, L 荷重の使用の別に関わらない
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

8.4 プレストレスカ

- (1) 構造物にプレストレスカを導入する場合には、これを適切に考慮しなければならない。
- (2) プレストレスカは、プレストレッシング直後のプレストレスカ及び有効プレストレスカに区分して、それぞれ適切に考慮しなければならない。
- (3) プレストレスカにより不静定力が生じる場合には、これを適切に考慮しなければならない。
- (4) (5)及び(6)による場合には(1)及び(2)を、(7)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カの特性値は、PC 鋼材の引張端に与えた引張力に、次の影響を考慮して適切に定めなければならない。
 - 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) 有効プレストレスカの特性値は、(5)のプレストレッシング直後のプレストレスカの特性値に考慮される影響以外に、次の影響を考慮して適切に定めなければならない。
 - 1) コンクリートのクリープ
 - 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) 有効プレストレスカによる不静定力は、プレストレッシング直後のプレストレスカによる不静定力に 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。

8.5 コンクリートのクリープの影響

- (1) コンクリートのクリープによる影響は、クリープひずみとして考慮するものとする。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリートのクリープひずみを、Ⅲ編 4.2.3 に従い算出する。
- (4) コンクリートのクリープ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。
 - 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(3)によ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。

8.6 コンクリートの乾燥収縮の影響

- (1) コンクリートの乾燥収縮の影響は、乾燥収縮によるひずみ（コンクリートの乾燥収縮度）として考慮するものとする。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 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をⅢ編 4.2.3 に従い設定する。
- (4) コンクリートの乾燥収縮の影響により生じる不静定力は、1)又は 2)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、コンクリートの乾燥収縮度を 15×10^{-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 20×10^{-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、Ⅲ編 4.2.3 の規定によらず、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料や材齢等を考慮して別途にコンクリートの乾燥収縮度を定め、不静定力を算出する。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。

8.7 土 圧

- (1) 土圧は、構造物の種類、土質条件、構造物の変位や土に生じるひずみの大きさ、土の力学特性の推定における不確実性等を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) 地震時土圧は、V編の規定による。
- (3) 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、躯体コンクリート背面とする。
 - 2) 逆 T 式橋台の場合は、壁の断面計算においては躯体コンクリート背面、安定計算においては、後フーチング縁端での鉛直な仮想背面とする。
- (4) (5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (5) 土圧は、壁面に働く分布荷重とし、荷重強度の特性値を以下とする。
 - 1) 主働土圧及び受働土圧

i) 砂質土

$$p_A = K_A \cdot \gamma \cdot x + K_A \cdot q \quad \dots \dots \dots (8.7.1)$$

$$p_P = K_P \cdot \gamma \cdot x + K_P \cdot q \quad \dots \dots \dots (8.7.2)$$

ii) 粘性土

$$p_A = K_A \cdot \gamma \cdot x - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A} + K_A \cdot q \quad \dots \dots \dots (8.7.3)$$

ただし、 $p_A \geq 0$

$$p_P = K_P \cdot \gamma \cdot x + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_P} + K_P \cdot q \quad \dots \dots \dots (8.7.4)$$

ただし、

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2} \quad \dots \dots \dots (8.7.5)$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2\theta \cos(\theta + \delta) \left\{ 1 - \frac{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cos(\theta - \alpha)} \right\}^2} \quad \dots \dots \dots (8.7.6)$$

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

2) 静止土圧

$$p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot x + K_0 \cdot q \quad \dots \dots \dots (8.7.7)$$

ここに、 γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

p_A : 深さ x における主働土圧強度 (kN/m²)

p_P : 深さ x における受働土圧強度 (kN/m²)

p_0 : 深さ x における静止土圧強度 (kN/m²)

K_A : クーロン土圧による主働土圧係数

K_P : クーロン土圧による受働土圧係数

K_0 : 静止土圧係数

- 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 (kN/m²)
- q : 地表載荷荷重 (kN/m²)
- ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)
- α : 地表面と水平面とのなす角 (度)
- θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (度)
- δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度)

ここで用いる角度は反時計回りを正とする。

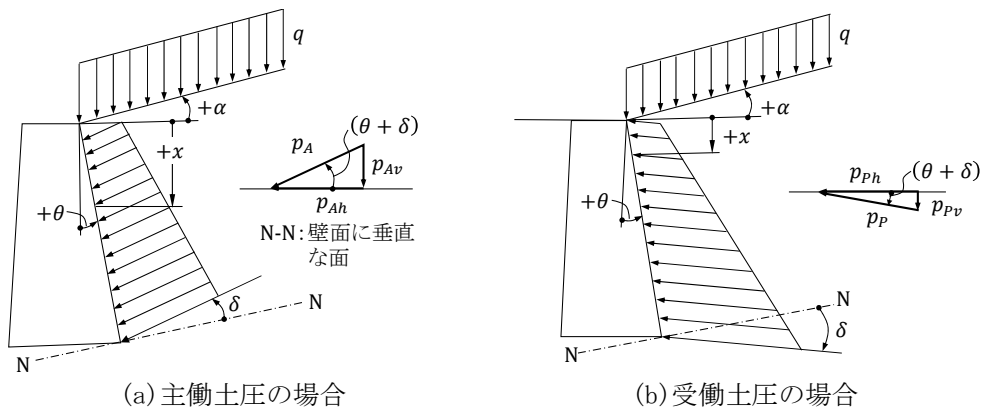


図-8.7.1 土圧

8.8 水 圧

- (1) 水圧は、水位の変動、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しなければならない。
- (2) 地震時動水圧は、V編の規定による。
- (3) (4)及び(5)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 (8.8.1) 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することができる。

$$p_h = w_0 \cdot h \quad \dots \dots \dots (8.8.1)$$

ここに、 p_h : 水面より深さ h のところの静水圧 (kN/m²)

h : 水面よりの深さ (m)

w_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

- (5) 流水圧を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 (8.8.2) により算出する。作用位置は河床より $0.6H$ とする。

$$P = K \cdot v^2 \cdot A \quad \dots \dots \dots (8.8.2)$$

ここに、 P : 流水圧 (kN)

K : 表-8.8.1 に示す橋脚の形状によって定まる係数


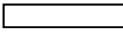

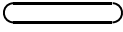
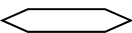

v : 最大流速 (m/s)

A : 橋脚の鉛直投影面積 (m²)

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-8.8.1 橋脚の形状に応じた係数

橋脚の流水方向端部の形状	係数
→  → 	0.7
→  →  → 	0.4
→ 	0.2

8.9 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考慮して適切に定めなければならない。
- (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。

8.10 温度変化の影響

- (1) 温度変化の影響は、構造物の種類、構造条件、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しなければならない。
- (2) (3)から(6)による場合は、(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。

2) 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 700mm 以上の場合には、上記の標準を 10 度とすることができる。

3) 支承及び伸縮装置

支承の移動量及び伸縮装置の伸縮量の算定に用いる温度変化の範囲は、1) 及び 2) に関わらず表-8. 10. 1 を用いる。

表-8. 10. 1 支承の移動量並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°C~+35°C	-15°C~+35°C
鋼橋（上路橋）	-10°C~+40°C	-20°C~+40°C
鋼橋（下路橋及び鋼床版橋）	-10°C~+50°C	-20°C~+40°C

4) 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 12×10^{-6} 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 10×10^{-6} とする。
- 3) 鋼桁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 12×10^{-6} とする。

(6) 温度変化の影響を(3)から(5)によらず定める場合には、構造物の種類、構造条件及び部材の材質・寸法を考慮したうえで、温度変化の範囲の特性値については、設計供用期間に対して、架橋地点が該当する地域の年最高気温と年最低気温の統計的性質を考慮し、最大級の値となるように定めなければならない。

8. 11 温度差の影響

(1) 構造部材間の温度差の影響は、構造条件、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しなければならない。

(2) 鋼構造、コンクリート床版を有する鋼桁橋及びコンクリート構造において(3)及び(4)による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 構造部材間の温度差の影響を評価するときの温度差は次のとおりとし、かつ、設計部材に最も不利な応力が生じるようにその影響を考慮する。

- 1) 鋼構造

部材間又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桁橋

コンクリート床版と鋼桁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、温度分布は鋼桁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

床版とその他の部材の相対的な温度差を 5 度とし、温度分布は床版とその他の部材においてそれぞれ一様とする。

(4) 設計に用いる線膨張係数は、8.10(5)の規定による。

8.12 雪荷重

(1) 雪荷重を考慮する必要のある地域においては、雪荷重の設定にあたって、架橋地点の積雪状態や設計の前提となる除雪等の維持管理の条件を適切に考慮しなければならない。

(2) (3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 十分圧縮された雪の上を自由に車両が通行する場合に対して、活荷重に加えて橋の全面に 1kN/m^2 を考慮する。

(4) 積雪が特に多く自動車交通が積雪と同時に載荷されない場合には、式(8.12.1)を考慮する。

$$SW = P \cdot Z_S \dots\dots\dots (8.12.1)$$

ここに、 SW : 雪荷重 (kN/m^2)

P : 雪の平均単位体積重量 (kN/m^3)

Z_S : 設計積雪深 (m) で、通常の場合は架橋地点における再現期間 10 年に相当する年最大積雪深を考慮し、これに既往の記録や橋上での積雪状態を勘案し適切に定める。

(5) 雪荷重を(3)又は(4)によらず定める場合には、設計の前提となる除雪等の維持管理の条件を適切に考慮するとともに、自動車の通行を見込まない場合の雪荷重の特性値には、通常の場合は架橋地点における再現期間 10 年に相当する年最大積雪深を考慮すればよい。

8.13 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場所ではこの影響を適切に考慮しなければならない。

8.14 支点移動の影響

- (1) 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しなければならない。
- (2) (3)による場合には(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 支点移動の影響による断面力の算出にあたっては、コンクリート橋については弾性計算で求めた最終移動量の推定値による断面力の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最終移動量の推定値による断面力をそのまま設計計算に用いる。
- (4) 本編による以外の地震の支点移動の影響については、V編の規定による。

8.15 遠心荷重

- (1) 遠心荷重は、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しなければならない。
- (2) (3)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%をレール面上1.8mの高さにおいて横方向に作用させる。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。

8.16 制動荷重

- (1) 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しなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 制動荷重は、軌道のある場合に限り軌道車両の輪荷重総和の10%をレール面上1.8mの高さにおいて車両の進行方向に作用させる。極端に軽い橋等特別な場合には自動車の制動荷重は25kN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させる。

8.17 風荷重

- (1) 風の影響は、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しなければならない。
- (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の設計では、風による動的な影響を考慮しなければならない。
- (3) (4)及び(5)による場合は(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、設計基準風速を40m/sとして求めた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その有効投影面積に

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することができる。

1) 鋼桁

鋼桁に作用する風荷重 WS は、1 橋の橋軸方向の長さ 1m につき表-8.17.1 に示す値とする。

表-8.17.1 鋼桁の風荷重 (kN/m)

断面形状	風荷重
$1 \leq B/D < 8$	$(V/40)^2 \cdot [4.0 - 0.2(B/D)] \cdot D \geq 6.0$
$8 \leq B/D$	$(V/40)^2 \cdot 2.4D \geq 6.0$

ここに、 B : 橋の総幅 (m) (図-8.17.1 参照)

D : 橋の総高 (m) (表-8.17.2 参照)

V : 設計基準風速 (m/s)

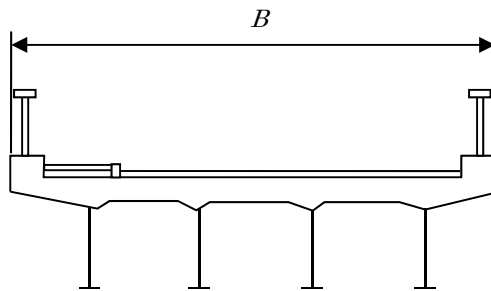


図-8.17.1 B のとり方

表-8.17.2 鋼桁の D のとり方

橋梁用防護柵	壁型剛性防護柵	壁型剛性防護柵以外
D のとり方	<p>The diagram shows a cross-section of a bridge pier with a wall-type rigid guardrail. A vertical dimension line indicates the total height from the base to the top of the guardrail, labeled as D.</p>	<p>The diagram shows a cross-section of a bridge pier with a guardrail that is not wall-type rigid. A vertical dimension line indicates the total height from the base to the top of the guardrail, labeled as D. A specific height of 0.4m is also indicated for the guardrail structure.</p>

2) 2 主構トラス

2 主構トラスに作用する風荷重 WS は、風上側の有効鉛直投影面積 1m^2 につき、表-8.17.3 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、表-8.17.4 に基づいて風上側弦材の橋軸方向の長さ 1m あたりの風荷重を求めてよい。なお、このときの長さ 1m あたりの風荷重は、載荷弦において 6.0kN/m 以上、無載荷弦においては 3.0kN/m 以上とする。

表-8.17.3 2主構トラスに作用する風荷重 (kN/m²)

トラス	活荷重無載荷時	$2.5(V/40)^2/\phi^{0.5}$
橋床	活荷重無載荷時	$3.0(V/40)^2$

ただし、 $0.1 \leq \phi \leq 0.6$

ここに、 ϕ : 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)

V : 設計基準風速(m/s)

表-8.17.4 標準的な2主構トラスの充実率と有効鉛直投影高 (m)

トラスの充実率 ϕ	有効鉛直投影高さ (m)
$4h/\lambda$	載荷弦と無載荷弦 : $2h$
	橋床 : D

ただし、 $7 \leq \lambda/h \leq 40$

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-8.17.2 参照)

h : 弦材の高さ (m)

λ : 下弦材中心から上弦材中心までの主構高さ (m)

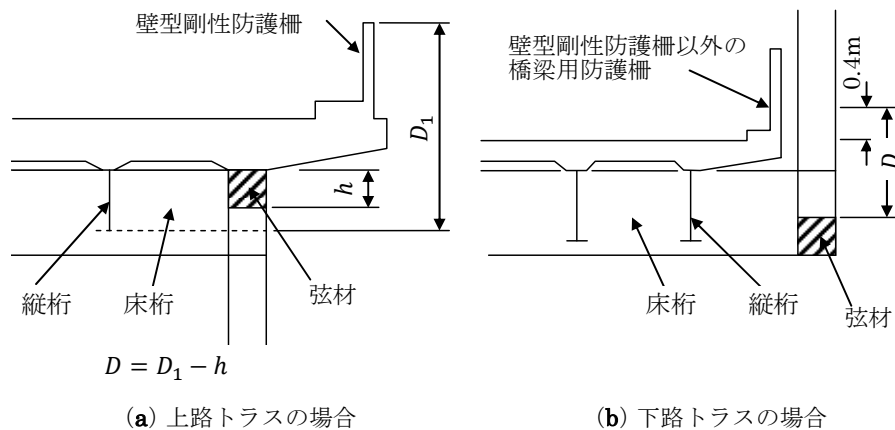


図-8.17.2 2主構トラスのDのとり方

3) その他の形式の橋の風荷重

その他の形式の橋の橋桁部分に作用する風荷重 WS は、桁形状に応じ 1) 又は 2) を適用する。

1) 又は 2) に規定されていないような部材に作用する風荷重は、断面形状に応じ表-8.17.5 に示す値とする。

表-8. 17. 5 鋼桁又は2主構トラス以外の橋の部材に作用する風荷重 (kN/m²)

部材の断面形状		風荷重	
		風上側部材	風下側部材
円形	活荷重無載荷時	$1.5(V/40)^2$	$1.5(V/40)^2$
角形	活荷重無載荷時	$3.0(V/40)^2$	$1.5(V/40)^2$

ここに、 V ：設計基準風速(m/s)

4) 並列橋

鋼桁橋が並列する場合には、その影響を考慮して表-8. 17. 1 の風荷重を適切に補正する。

5) 活荷重に対する風荷重 W_L

活荷重載荷時には、活荷重に対して橋面上 1.5m の位置に $3.0(V/40)^2$ kN/m の風荷重 W_L を作用させる。

ここに、 V ：設計基準風速(m/s)

- (5) 下部構造に直接作用する風荷重 W_S 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 W_S の大きさは、風向方向の有効鉛直投影面積に対して表-8. 17. 6 に示す値とする。

表-8. 17. 6 下部構造に作用する風荷重 (kN/m²)

躯体の断面形状		風荷重
円形 小判形	活荷重無載荷時	$1.5(V/40)^2$
角形	活荷重無載荷時	$3.0(V/40)^2$

ここに、 V ：設計基準風速(m/s)

- (6) 設計基準風速を(4)によらず定める場合には、架橋地点における風の変動の影響や統計的性質を考慮して設計供用期間中に生じ得る最大級の値となるように定めなければならない。

8.18 波 圧

- (1) 波圧は、構造物が設置される水深及び波の条件を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) (3)及び(4)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を静水面上 $1.25H_0$ の高さから海底まで一様に分布するものとして式(8. 18. 1)により算出する。

$$p = 1.5 \cdot w \cdot H_0 \cdots \cdots \cdots (8.18.1)$$

ここに、 p : 砕波の波力 (kN/m²)

w : 海水の単位体積重量 (kN/m³)

H_0 : 沖波の波高 (m) で、最大波圧の年最大値分布に従い、設計供用期間における再現期待値に相当する値を設定する。

- (4) 河中等の橋脚に作用する波圧は一般に無視してよい。

8.19 地震の影響

- (1) 地震の影響は、2.1 に規定する変動作用として定義する、橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動による影響と、偶発的作用として定義する、橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動による影響を適切に設定しなければならない。
- (2) 橋に作用する地震動の特性値は、橋の建設地点の地震環境条件、橋の建設地点の地形・地質・地盤条件等の影響を適切に考慮して設定しなければならない。
- (3) (1)及び(2)に対応する地震の影響をV編 2.3 に従って扱う場合には、橋に地震の影響を適切に考慮したものとみなしてよい。

8.20 衝突荷重

- (1) 橋に自動車、流木又は船舶等が衝突するおそれのある場合には、これらの衝突の影響を適切に設定しなければならない。

- (2) (3)から(5)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躯体には、コンクリート壁等の十分な防護施設を設ける。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には、式(8.20.1)により算出される衝突力を水面位置に作用させる。

$$P = 0.1 \cdot W \cdot v \cdots \cdots \cdots (8.20.1)$$

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

橋に船舶の衝突の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。

8.21 施工時荷重

橋の施工時の安全性及び完成後の橋の性能を確保するため、また、3.1(3)を満足するように、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、施工時荷重を設定しなければならない。

9 章 使用材料

9.1 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-9.1.1 に示す鋼材は、(1)を満足するとみなしてよい。

表-9.1.1 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 SMA570W
	JIS G 3140	橋梁用高降伏点鋼板	SBHS400, SBHS400W SBHS500, SBHS500W
2) 鋼管	JIS G 3444	一般構造用炭素鋼鋼管	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	強度区分4, 6, 8, 8, 10, 9
	JIS B 1181	六角ナット	強度区分5, 8, 10
4) 溶接材料	JIS Z 3211	軟鋼, 高張力鋼及び低温用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, 高張力鋼及び低温用鋼用のマグ溶接及びミグ溶接ソリッドワイヤ	
	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	耐候性鋼用のマグ溶接及びミグ溶接用ソリッドワイヤ	

	JIS Z 3320	耐候性鋼用アーク溶接フラックス入りワイヤ	
	JIS Z 3351	炭素鋼及び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	サブマージアーク溶接及びエレクトロスラグ溶接用フラックス	
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鋼鋳鋼品	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 線材二次製品	JIS G 3502	ピアノ線材	SWRS
	JIS G 3506	硬鋼線材	SWRH
	JIS G 3536	PC鋼線及びPC鋼より線	SWPR1, SWPD1, SWPR2 SWPD3, 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 SD390, SD490
	JIS G 3109	PC鋼棒	SBPR785/1030 SBPR930/1080 SBPR930/1180
8) その他	JIS B 1198	頭付きスタッド	呼び名19, 22

(3) (2)に示す以外に、表-9.1.2 に示す鋼材について必要な特性や品質を有することが確認されたものは、(1)を満足するとみなしてよい。

表-9.1.2 鋼材 (JIS 以外)

鋼材の種類	名称	鋼材記号
接合用鋼材	摩擦接合用トルシア形高力ボルト (S10T) ・六角ナット・平座金のセット	S10T
	摩擦接合用トルシア形超高力ボルト (S14T) ・六角ナット・平座金のセット	S14T
	支圧接合用打込み式高力ボルト (B8T, B10T) ・六角ナット・平座金のセット	B8T, B10T
線材二次製品	平行線ストランド	
	被覆平行線ストランド	

9.2 コンクリート

9.2.1 一般

コンクリートは、強度、変形能、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。

9.2.2 コンクリート材料

- (1) コンクリートに用いる材料は、次に示すものを使用しなければならない。
 - 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でなければならない。
 - 2) 水には油，酸，塩類，有機物等の有害物が含まれてはならない。
 - 3) 細骨材は，清浄，強硬で耐久性と適度な粒度を有するとともに，ごみ，泥，有機不純物，塩化物等を有害量含まれてはならない。
 - 4) 粗骨材は，清浄，強硬で耐久性と適度な粒度を有するとともに，薄い石片，細長い石片，有機不純物，塩化物等を有害量含まれてはならない。
 - 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-9.2.1 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-9.2.1 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C	レディーミクストコンクリートの練混ぜに用いる水	
3)骨材	JIS A 5308 附属書A	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	
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、0.3kg/m³以下とする。

9.2.3 コンクリートの強度

コンクリートは原則として、表-9.2.2 に示す最低設計基準強度以上のものを用いる。

表-9.2.2 コンクリートの最低設計基準強度 (N/mm²)

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

9.3 設計計算に用いる定数

設計計算に用いる定数は、使用する材料の特性や品質を考慮したうえで適切に設定しなければならない。

10章 上下部接続部

10.1 支 承 部

10.1.1 一 般

- (1) 支承部は、次の性能を確保するよう、適切な形式、構造及び材料を選定しなければならない。
 - 1) 支承部は、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こと。
 - 2) 支承部は、活荷重、温度変化等による上部構造の伸縮や回転に追随し、上部構造と下部構造の相対的な変位を吸収すること。
- (2) 支承部の耐震設計は、V編の規定による。
- (3) 支承部の設計にあたっては、経年の影響を考慮する。
- (4) 塵埃、滞水等の劣化要因をできる限り減らすこと、並びに、耐久性、維持管理の確実性或容易さに配慮しなければならない。
- (5) 支承部の設計にあたっては、施工品質の確保に配慮しなければならない。
- (6) 支承やその他支承部を構成する部材等を設計するにあたっては、10.1.9(2)の規定に基づき設定する設計耐久期間によらず、橋の設計供用期間中の支承部の点検や交換、支承部の損傷時の措置方法について検討を行い、支承部及びこれが取り付けられる上下部構造の設計に反映することを原則とする。

10.1.2 支承部の耐荷性能に関する設計

支承部の耐荷性能に関する設計は、10.1.3から10.1.8の規定による。

10.1.3 支承部に作用する力

- (1) 支承部の耐荷性能に関する設計にあたっては、3.3 に規定する作用の組合せに基づき、また、橋の構造形式、支承の形式等を適切に考慮して、支承部に作用する力を算出する。
- (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、3.3 に規定する作用の組合せのうち、最も不利となる条件を考慮して算出する。このうち負の力が生じるおそれがある作用の組合せにおいては、式(10.1.1)及び式(10.1.2)によって算出した負の力のうち不利な値を支承に作用する鉛直力として考慮する。

$$R_U = \alpha R_{L+I} + R_D \cdots \cdots \cdots (10.1.1)$$

$$R_U = R_D + R_W \cdots \cdots \cdots (10.1.2)$$

ここに、 R_U : 支点到に生じる負の力(kN)

R_{L+I} : 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)

α : 衝撃の影響を含む活荷重による最大の負の力に対する割増係数で1.65とする。

- (4) 支承部に作用する水平力は次により算出する。
 - 1) 可動支承部を設計する際は、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。

10.1.4 支承部の限界状態

- (1) 支承部の限界状態1は、以下のいずれかを満足しなくなる限界の状態とする。
 - 1) 挙動が可逆性を有する状態
 - 2) 支承部の機能や橋の機能から制限される変位や振動に至っていない状態
- (2) 支承部の限界状態2は、支承部の部位によっては損傷が生じたり、材料に塑性化が生じたりすることにより支承部の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力が想定する範囲内で確保できる限界の状態とする。
- (3) 支承部の限界状態3は、支承部の部位によっては損傷が生じたり、材料に塑性化が生じたりすることにより支承部の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態とする。

10.1.5 抵抗の特性値

支承部を構成する部材等の抵抗の特性値の設定は次によるものとする。

- 1) 限界状態における抵抗の特性を適切に考慮する。
- 2) 照査の目的及び方法を勘案し、制限値を適切に評価できる理論的な妥当性を有する手法や実験等による検証のなされた手法等の適切な知見に基づいた方法による。

10.1.6 支承部の耐荷性能の照査

- (1) 以下の 1) 及び 2) による場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して、支承部の限界状態 1 を超えないことについて所要の信頼性を有するとみなしてよい。
 - 1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して、10.1.3 で算出した力が支承部に作用したときの支承部各部の応答が鋼部材又はコンクリート部材としての限界状態 1 を超えないことを、Ⅱ編 5 章及び 9 章又はⅢ編 5 章及び 7 章の規定により照査する。
 - 2) ゴム部材を含む支承部についても、10.1.4 及び 10.1.5 の規定に基づき支承部としての限界状態 1 とそれを代表する制限値を設定し、永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して 10.1.3 で算出した力が支承部に作用したときの応答がその制限値を超えないことを 1) と同等の信頼性で満足することを照査する。
- (2) 以下の 1) 及び 2) により設計した場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して、支承部の限界状態 3 を超えないことについて所要の信頼性を有するとみなしてよい。
 - 1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して、10.1.3 で算出した力が支承部に作用したときの支承部各部の応答が鋼部材又はコンクリート部材としての限界状態 3 を超えないことを、Ⅱ編 5 章及び 9 章又はⅢ編 5 章及び 7 章の規定により照査する。
 - 2) ゴム部材を含む支承部についても、10.1.4 及び 10.1.5 の規定に基づき支承部としての限界状態 3 とそれを代表する制限値を設定し、永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対して 10.1.3 で算出した力が支承部に作用したときの応答がその制限値を超えないことを 1) と同等の信頼性で満足することを照査する。

10.1.7 支承と上下部構造の取付部の設計

- (1) 支承と上下部構造との取付部は、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) による場合には、(1) を満足するとみなしてよい。
- (3) 支承と上下部構造との取付部材（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、22mm 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には、以下の 1) から 3) を満足する。
- 1) 支承から作用する力がアンカーボルトにできる限り均等に分散される配置にする。
 - 2) コンクリート部材からなる下部構造へのアンカーボルトによる接合部の設計は、Ⅲ編 7.5 の規定を満足する。
 - 3) 最小径を 25mm とし、上向きの力に対して抵抗できる十分な付着強度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) 支承部が取り付けられる上部構造及び下部構造は、集中荷重により局所的に変形や損傷が生じないように補強しなければならない。

10.1.8 支承の移動量

- (1) 支承の設計移動量は、桁の温度変化、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及び施工時の余裕量を考慮して設定しなければならない。
- (2) (3) から (6) 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(10.1.3)による。

$$\Delta l_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot l \quad \dots\dots\dots (10.1.3)$$

ここに、 Δl_t : 温度変化による移動量(mm)
 ΔT : 表-8.10.1 に示す温度変化の範囲
 α : 8.10(5)に規定する線膨張係数
 l : 伸縮桁長(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(10.1.4)、式(10.1.5)を標準とする。

$$\Delta l_s = \varepsilon_{cs} \cdot l \quad \dots\dots\dots (10.1.4)$$

$$\Delta l_c = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot \varphi \cdot l \quad \dots\dots\dots (10.1.5)$$

ここに、 Δl_s : コンクリートの乾燥収縮による移動量(mm)
 Δl_c : コンクリートのクリープによる移動量(mm)
 ε_{cs} : Ⅲ編 4.2.3 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 (mm²)
 E_c : Ⅲ編 4.2.3 に示すコンクリートのヤング係数(N/mm²)
 φ : Ⅲ編 4.2.3 に示すコンクリートのクリープ係数
 l : 伸縮桁長 (mm)

- (5) 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は式(10.1.6)による。

$$\Delta l_p = \frac{P_t}{E_c \cdot A_c} \cdot l \quad \dots\dots\dots (10.1.6)$$

ここに、 Δl_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(mm²)
 E_c : III編 4.2.3に示すコンクリートのヤング係数(N/mm²)
 l : 伸縮桁長(mm)

- (6) 活荷重によって生じる桁の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。

10.1.9 支承部の耐久性能に関する設計

- (1) 支承部の耐久性に関する設計の基本的事項は、6章の規定による。
- (2) (1)のほかに支承部の材料及び構造は、鋼材の腐食やゴムの劣化等、それを構成する材料の経年劣化による機能の低下ができるだけ生じないように配慮しなければならない。
- (3) (2)を満足するために、少なくとも(4)から(7)によらなければならない。
- (4) 鋼製支承本体及びその他の鋼部材には適切な防せい防食の機能を有するものとする。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能を有する厚さ5mm以上の被覆ゴムを設ける。
- (5) 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し、両者には相対変位が生じないようにする。
- (6) 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。
- (7) 鋼製支承の主要部の厚さは25mm以上とする。

10.1.10 支承部の施工

- (1) 支承部の製作、据付けにあたっては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われることを確認できるよう、製作の方法や手順、検査の方法等に関する要領を定める。
- (2) 施工の難易、材料の種類等を勘案して適切に検査項目を設定し検査を実施するとともに、所定の方法で施工が進められていること及び所要の施工品質が保たれていることを確認できるようにする。
- (3) II編からV編における該当する施工に関する規定を満足する。

10.1.11 メナーゼヒンジ支承

メナーゼヒンジ支承を用いる場合には、Ⅲ編 7 章の規定を満足する構造とするとともに、少なくとも以下の 1) から 4) を満足する構造としなければならない。

- 1) 作用力に対して、せん断力及び軸力のみを伝達し、曲げモーメントが生じないとみなせる構造とする。
- 2) 部材から伝達される軸力及びせん断力が確実に伝達されるように、交差鉄筋を適切に配置し、また十分な定着長を確保する。また、交差鉄筋からの支圧応力に対して、交差鉄筋埋め込み部コンクリートはⅢ編 5.7 の規定を満足する構造とする。
- 3) 支承の応答の繰返しに応じて交差鉄筋の定着部にてコンクリートのひび割れが進展し続けることがないように、交差鉄筋の定着部を横方向鉄筋で補強する。
- 4) 交差鉄筋に防食を行う場合には、鉄筋の機械的性質及び力学的特性が変化しないように行う。また、防食を行った鉄筋を曲げ加工する場合には、鉄筋の機械的性質、力学的特性及び防食機能が低下しない範囲で曲げ加工する。

10.2 遊 間

- (1) 上部構造端部と、これに橋軸方向に隣接する上部構造端部又は下部構造の部材との遊間は、相対水平変位によりこれらの構造間が衝突しないように設けることを原則とする。
- (2) 地震の影響を考慮しない設計状況に対して、遊間量を 10.1.8 の規定により算出する値以上確保する場合は(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 地震の影響を考慮する場合の遊間は、Ⅴ編 13.2.1 の規定による。

10.3 伸縮装置

10.3.1 一 般

- (1) 伸縮装置は、橋の使用目的との適合性を満足するために、次の性能を満足するよう、適切な構造及び材料を選定しなければならない。
 - 1) 2.1 2) の変動作用支配状況において、車両が支障なく走行できる路面の平坦性、連続性及び強さを確保できること。
 - 2) 車両の通行に対して必要な耐久性を有すること。
 - 3) 雨水等の浸入に対して水密性を有すること。
 - 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であること。
 - 5) すべり抵抗が路面として求められる水準以上にあること。
- (2) 地震の影響を考慮する場合の伸縮装置の本編に規定する以外の性能は、Ⅴ編の規定による。

- (3) 伸縮装置に対して 10.3.4(1)の規定に基づき設定する設計耐久期間のいかんに関わらず、橋の設計供用期間中の点検や交換、損傷時の措置方法について検討を行い、伸縮装置及びこれが取り付けられる構造の設計に反映することを原則とする。

10.3.2 伸縮装置に作用する力

- (1) 伸縮装置に作用する力は、作用荷重、伸縮装置の形式等を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) 設計に用いる鉛直荷重を算出するにあたっては、8.2に規定するT荷重を考慮することを基本とし、その際、衝撃の影響を適切に考慮する。
- (3) 歩道等に対応する部分の伸縮装置には、使用条件に応じた鉛直荷重を考慮してよい。
- (4) 歩道等に対応する部分を除く伸縮装置の設計に用いる鉛直荷重について(5)及び(6)による場合には、(2)を満足するとみなしてよい。
- (5) 輪荷重を直接受ける部材には、それぞれ少なくとも100kNの鉛直荷重を考慮する。その際、(6)に従い衝撃の影響を考慮する。
- (6) 衝撃の影響として生じる応力は、ゴム材、鋼材からなる伸縮装置では活荷重応力の75%、表面に張出しを有する鋼部材を持つフィンガージョイント等では活荷重応力の150%を考慮する。

10.3.3 設計伸縮量

- (1) 伸縮装置の設計伸縮量は、桁の温度変化、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、並びに施工時の余裕量を考慮して設定しなければならない。
- (2) 設計伸縮量を10.1.8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。

10.3.4 伸縮装置の耐久性能に関する検討

- (1) 伸縮装置の耐久性能の検討は、6章の規定に準じるものとする。
- (2) 伸縮装置の耐久性能の検討にあたっては、車両の通行に伴う部材等の摩耗についても考慮する。

10.3.5 伸縮装置の施工

- (1) 伸縮装置の製作、据付けにあたっては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われることを確認できるよう、製作の方法や手順、検査の方法

等に関する要領を定めなければならない。

- (2) 施工の難易，材料の種類等を勘案して適切に検査項目を設定し検査を実施するとともに，所定の方法で施工が進められていることが確認できるようにしなければならない。
- (3) 1.10によるほか，Ⅱ編からⅤ編における該当する施工に関する規定を満足する。

10.4 フェールセーフ

- (1) 支承を用いた上下部接続部やこれに類する部位には，上部構造とこれを支持する構造との過大な相対変位の発生に伴う上部構造の落下が容易に生じないようにするための適切な対策を行うことを原則とする。
- (2) 対策を行うにあたっては，橋の構造特性や架橋条件等を考慮し，適切な方法による。
- (3) 少なくとも耐震設計の観点から，上下部接続部の不測の機能不全に対して，上部構造の落下等に対する致命的な事態をできる限り避けられるように対策を行うものとする。
- (4) Ⅴ編 2.7.1(2)2の規定により上部構造が容易に落下しないための対策を検討し，実施した場合は，(1)から(3)を満足するとみなしてよい。
- (5) フェールセーフの耐久性能の検討にあたっては，6章の規定に準じるものとする。

11章 付属物等

11.1 橋梁用防護柵

11.1.1 一般

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。

11.1.2 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，設計しなければならない。
- (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，設計しなければならない。
- (3) (4)及び(5)による場合は，(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) ガードレール等のように支柱式の車両用防護柵を地覆に設ける場合には，支柱最下端断面の支柱の抵抗モーメントを柱間隔で除し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。

なお、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) 鋼上部構造についてはⅡ編 11.12，コンクリート上部構造についてはⅢ編 9.6 の照査を満足する。

11.2 排水

- (1) 車両の走行安全性等に配慮して、橋面の水を速やかに排除できる構造としなければならない。
- (2) 橋の耐久性に配慮して、構造各部は排水が確実にできる構造としなければならない。また、床版上面に浸入した雨水等が速やかに排除できる構造としなければならない。
- (3) 排水設備は、橋の設計供用期間にわたって確実に機能が維持されるよう、維持管理計画と整合した構造や耐久性能を有するものとしなければならない。

11.3 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・地域整備局長，道路局長通達）による。
- (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しなければならない。
- (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なければならない。

11.4 点検施設等

点検施設等を設置する場合には、できる限り橋本体の耐荷性能や耐久性能に与える影響が少なくなるように配慮しなければならない。

11.5 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、必要な措置を講じなければならない。

付属施設の設置位置の選定にあたっては、できる限り橋本体の耐荷性能や耐久性能に与える影響が少なくなるように、また、付属施設の維持管理の確実性や容易さに配慮しなければならない。

11.6 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、必要な措置を講じなければならない。

添架位置の選定や添架構造の設計にあたっては、できる限り橋本体の性能に与える影響が少なくなるように、また、添架物の維持管理の確実性や容易さにも配慮しなければならない。

11.7 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しなければならない。

12章 記 録

12.1 橋梁台帳

橋梁台帳には、橋長、幅員、設計荷重、道路橋示方書（年度）、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しなければならない。

12.2 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、道路橋示方書（年度）、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しなければならない。

12.3 設計・施工に関する事項

橋の完成後には、設計や施工に関する少なくとも次の事項について、供用期間中の維持管理に用いることができるよう記録を残さなければならない。

- (1) 1.6 に規定する調査に関する記録
- (2) 1.7 に規定する計画に関する記録
- (3) 1.8.2 に規定する設計の手法に関する記録
- (4) 1.8.3 に規定する構造設計上の配慮事項に関する記録
- (5) 1.9 に規定する設計図等
- (6) 1.10 に規定する施工に関する記録

Ⅱ 鋼橋・鋼部材編

1 章 総 則

1.1 適用の範囲

この編は、鋼部材及び主たる部材が鋼部材からなる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定義は次のとおりとする。

(1) 制限値

橋及び部材等の限界状態を超えないとみなせるための適当な安全余裕を考慮した値

(2) 規格値

日本工業規格(JIS)等の公的規格に定められた材料強度などの物性値

(3) 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号が異なる場合のその応力

(4) 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その応力

(5) 二次応力

通常の構造解析の仮定に従って得られる主要な応力(一次)に対して、構造解析上の仮定と実際の相違によって、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

1.3 設計計算の精度

(1) 設計計算の精度は、設計条件に応じて、適切に定めなければならない。

(2) 設計計算は、最終段階で有効数字3桁が得られるように行うことを標準とする。

1.4 設計の前提となる材料の条件

1.4.1 一 般

(1) 使用する材料は、その材料が置かれる環境、施工、維持管理等の条件との関係におい

て、設計の前提として求められる機械的特性及び化学的特性が明らかであるとともに、必要とされる品質が確保できるものでなければならない。

(2) 使用する材料の特性は、測定可能な物理量により表されなければならない。

1.4.2 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、施工方法等に応じて、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しなければならない。

(2) 次の場合には、鋼種の選定を特に注意して行わなければならない。

- 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主として板厚方向に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加工を行う場合
- 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
- 6) 塑性化を考慮する場合

(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なければならない。

(4) JIS G 3106(溶接構造用圧延鋼材)、JIS G 3114(溶接構造用耐候性熱間圧延鋼材)及びJIS G 3140(橋梁用高降伏点鋼板)のうちSBHS400、SBHS400W、SBHS500及びSBHS500W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、JIS G 3114、及びJIS G 3140のうちSBHS400、SBHS400W、SBHS500及びSBHS500W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-1.4.1に基づいて選定するのを標準とする。

表-1.4.1 板厚による鋼種選定標準

鋼種		板厚(mm)							
		6	8	16	25	32	40	50	100
非 溶 接 構 造 用 鋼	SS400		●	●	●	●	●	●	●
溶 接 構 造 用 鋼	SM400A		●	●	●	●	●	●	●
	SM400B		●	●	●	●	●	●	●
	SM400C		●	●	●	●	●	●	●
	SM490A		●	●	●	●	●	●	●
	SM490B		●	●	●	●	●	●	●
	SM490C		●	●	●	●	●	●	●
	SM490YA		●	●	●	●	●	●	●
	SM490YB		●	●	●	●	●	●	●
	SM520C		●	●	●	●	●	●	●
	SBHS400		●	●	●	●	●	●	●
	SM570		●	●	●	●	●	●	●
	SBHS500		●	●	●	●	●	●	●
	SMA400AW		●	●	●	●	●	●	●
	SMA400BW		●	●	●	●	●	●	●
	SMA400CW		●	●	●	●	●	●	●
	SMA490AW		●	●	●	●	●	●	●
SMA490BW		●	●	●	●	●	●	●	
SMA490CW		●	●	●	●	●	●	●	
SBHS400W		●	●	●	●	●	●	●	
SMA570W		●	●	●	●	●	●	●	
SBHS500W		●	●	●	●	●	●	●	

注：板厚が 8mm 未満の鋼材については 5.2.1 及び 11.8.4 による。

1.5 設計の前提となる施工の条件

- (1) 設計にあたっては、設計の前提となる施工の条件を適切に考慮しなければならない。
- (2) 19 章までの規定は、20 章の規定が満足されることを前提とする。したがって、20 章の規定により難しい場合には、施工の条件を適切に定めるとともに、設計においてそれを考慮しなければならない。

1.6 設計の前提となる維持管理の条件

設計にあたっては、設計の前提となる維持管理の条件を適切に考慮しなければならない。

1.7 設計図等に記載すべき事項

- (1) 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。
- (2) 設計図等には、I編1.9に規定する事項のほか、少なくとも1)から5)の項目を記載することを標準とする。
 - 1) 使用材料に関する事項
 - 2) 設計の前提とした施工方法及び手順
 - 3) 設計の前提とした施工品質（施工精度，検査基準）
 - 4) 設計の前提とした維持管理に関する事項
 - 5) 設計において適用した技術基準等

2章 調 査

2.1 一 般

設計にあたっては、鋼橋の鋼部材等の耐荷性能，耐久性能及びその他必要な事項の設計を行うため，並びに設計の前提となる材料，施工及び維持管理の条件を適切に考慮するために必要な事項について，必要な情報が得られるように計画的に調査を実施しなければならない。

2.2 調査の種類

設計にあたっては，少なくとも1)から4)の調査を行わなければならない。

- 1) 架橋環境条件の調査
- 2) 使用材料の特性及び製造に関する調査
- 3) 施工条件の調査
- 4) 維持管理条件の調査

3章 設計の基本

3.1 総 則

- (1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の設計は，I編1.8に規定する橋の性能を満足するようにしなければならない。
- (2) 鋼橋の上部構造は，少なくともI編2.3に規定する橋の耐荷性能を満足するために

必要な耐荷性能を有するほか、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。

- (3) 鋼橋の上部構造の耐荷性能を部材等の耐荷性能で代表させる場合の鋼部材等は、少なくとも I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有するほか、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。
- (4) 鋼部材等は、I 編 6 章に規定する部材等の耐久性能を有しなければならない。
- (5) 鋼部材等の設計にあたっては、部材等を主要部材と二次部材に適切に区分して扱う。
- (6) I 編 1.8.2 に規定する設計の手法のうち、鋼橋における構造解析については、3.7 によることを標準とする。

3.2 耐荷性能に関する基本事項

3.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況

鋼橋の上部構造及び鋼部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I 編 2.1 に規定する、橋の耐荷性能の設計において考慮する以下の異なる 3 種類の設計状況を考慮する。

- 1) 永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況）
- 2) 変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況）
- 3) 偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況）

3.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態

- (1) 鋼橋の上部構造の耐荷性能の照査にあたっては、I 編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する上部構造の状態を、1) から 3) の区分に従って設定する。
 - 1) 上部構造として荷重を支持する能力が低下しておらず、耐荷力の観点からは特段の注意なく使用できる状態
 - 2) 上部構造として荷重を支持する能力の低下があるもののその程度は限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲の特別な注意のもとで使用できる状態
 - 3) 上部構造として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態
- (2) 鋼部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I 編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する部材等の状態を、1) から 3) の区分に従って設定する。
 - 1) 部材等として荷重を支持する能力が低下していない状態
 - 2) 部材等として荷重を支持する能力が低下しているものの、その程度は限定的であり、あらかじめ想定する範囲にある状態
 - 3) 部材等として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態

3.2.3 耐荷性能

- (1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等は、I編2.3に規定する橋の耐荷性能を満足するよう、3.2.1で設定する耐荷性能の照査において考慮する状況に対して、3.2.2で設定する耐荷性能の照査において考慮する状態に、設計供用期間中において所要の信頼性をもって留まるようにしなければならない。
- (2) 3.3から3.5による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

3.3 作用の組合せ及び荷重係数

- (1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の耐荷性能の照査にあたっては、3.2.1に規定する耐荷性能の照査において考慮する状況を、少なくともI編3.2に従い、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定しなければならない。
- (2) I編3.2に従い、施工時の状況は、(1)によらず、施工期間、施工方法等の施工条件を考慮して完成時に所要の耐荷性能及び耐久性能が得られるよう、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定する。

3.4 限界状態

3.4.1 一般

- (1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の耐荷性能の照査にあたっては、3.2.2に規定する耐荷性能の照査において考慮する状態の限界を、鋼橋の上部構造及び鋼部材等の限界状態として適切に設定しなければならない。
- (2) 鋼橋の上部構造の限界状態は、3.4.2の規定による。
- (3) 鋼部材等の限界状態は、3.4.3の規定による。
- (4) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の限界状態は、その状態を表す工学的指標によって適切に関連付けることを標準とする。
- (5) 工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、1)及び2)又は3)を満足しなければならない。
 - 1) 限界状態を適切に評価できる理論的な妥当性を有する手法、実験等により検証のなされた手法等の適切な知見に基づいた方法により、限界状態に対応する特性値を設定する。
 - 2) 限界状態に対応する特性値及び適切な部分係数を用いて限界状態を超えないとみなせる制限値を設定する。
 - 3) 限界状態を超えないとみなせる制限値を適切に設定する。
- (6) 地震の影響を考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)によるほか、V編2.4の規定を満足しなければならない。

- (7) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等について、5章及び9章から19章の規定、並びに地震時の影響を考慮する場合にV編6章及びV編8章以降の規定に従い工学的指標の特性値又は制限値を定める場合には、(5)及び(6)を満足するとみなしてよい。
- (8) 施工時の限界状態は、施工途中の各段階における材料強度、構造等の条件及び完成形での限界状態を満足できることを考慮して適切に設定しなければならない。

3.4.2 鋼橋の上部構造の限界状態

- (1) I編4.2に規定する鋼橋の上部構造の限界状態1は、1)及び2)とする。
 - 1) 上部構造の挙動が可逆性を有する限界の状態
 - 2) 橋が有する荷重を支持する能力を低下させる変位及び振動に至らない限界の状態
- (2) I編4.2に規定する鋼橋の上部構造の限界状態2は、上部構造に損傷等が生じているものの、耐荷力が想定する範囲で確保できる限界の状態とする。
- (3) I編4.2に規定する鋼橋の上部構造の限界状態3は、鋼橋の上部構造に損傷等が生じているものの、それが原因で落橋等の致命的な状態には至ることがない限界の状態とする。

3.4.3 鋼部材等の限界状態

- (1) I編4.3に規定する鋼部材等の限界状態1は、1)から3)とする。
 - 1) 部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態
 - 2) 部材等の能力を低下させる変位及び振動に部材等が至らない限界の状態
 - 3) 部材等の設計で前提とする耐荷機構が成立している限界の状態
- (2) I編4.3に規定する鋼部材等の限界状態2は、V編2.4の規定による。
- (3) I編4.3に規定する鋼部材等の限界状態3は、部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態とする。

3.5 耐荷性能の照査

- (1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の耐荷性能の照査は、3.2.3に規定する耐荷性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。
- (2) I編5章の規定に従い橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させる場合の、鋼部材等の耐荷性能の照査は、1)から3)に従い行うことを標準とする。
 - 1) 3.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の耐荷性能に応じて定める3.4.3に規定する部材等の限界状態1及び限界状態3又は限界状態2及び限界状態3を、各々に必要な信頼性をもって超えないことを式(3.5.1)及び式(3.5.2)を満足することにより確認する。

$$\sum S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \xi_1 \Phi_{RS} R_S \dots \dots \dots (3.5.1)$$

$$\sum S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \xi_1 \xi_2 \Phi_{RU} R_U \dots \dots \dots (3.5.2)$$

ここに、

- P_i : 作用の特性値
- S_i : 作用効果であり、作用の特性値に対して算出される部材等の応答値
- R_S : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る特性値
- R_U : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る特性値
- γ_{pi} : 荷重組合せ係数
- γ_{qi} : 荷重係数
- ξ_1 : 調査・解析係数
- ξ_2 : 部材・構造係数
- Φ_{RS} : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数
- Φ_{RU} : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数

2) 部材等の限界状態を代表させる事象を、部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 と限界状態 3 のいずれかに区別し難い場合には、当該事象を部材等の限界状態 3 として代表させ、3.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の限界状態 3 を必要な信頼性をもって超えないことを式(3.5.2)で満足することにより確認する。

3) I 編 3.3 に規定する以下の作用の組合せを考慮する場合の鋼部材等の耐荷性能の照査は、1)及び2)によらず、V 編 2.5 の規定による。

$$\textcircled{10}D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+(TF)+GD+SD+WP+EQ+(ER)$$

$$\textcircled{11}D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+GD+SD+EQ$$

(3) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用効果は、3.7, 5 章及び9 章から 19 章までの規定に従い算出する。

(4) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用の特性値、荷重組合せ係数及び荷重係数は、3.3 の規定に従い設定する。

(5) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の抵抗係数及び抵抗の特性値は、5 章及び9 章から 19 章までの規定に従い設定する。

(6) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の調査・解析係数は、0.90 を標準とし、十分な検討を行ったときには、0.95 を上回らない範囲で設定することができる。

(7) 式(3.5.2)の部材・構造係数は、5 章及び9 章から 19 章までの規定に従い設定する。

- (8) 衝突荷重を含む作用の組合せを考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)によらず、適切に工学的指標の特性値又は制限値を設定する。
- (9) 鋼橋の上部構造において特定される条件に対して安全性の検討を行う場合には、I編 5.2(12)の規定に準じて上部構造の耐荷性能の照査を行う。

3.6 耐久性能の照査

鋼橋の上部構造及び鋼部材等の耐久性能の照査は、6章の規定によらなければならない。

3.7 構造解析

- (1) 橋の主方向及び断面方向を構成する部材等の断面力、応力及び変位の算出にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性や破壊過程、構造形式に応じた幾何学的特性、応力状態の複雑さ、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。
- (2) 1)から3)を満足する場合には、部材等の耐荷性能の照査において5章以降に規定する制限値を用いてよい。
 - 1) 部材をはり理論、版理論等に従い棒部材又は版部材としてモデル化する。
 - 2) 橋及びそれを構成する部材等を骨組、格子及び版としてモデル化する。
 - 3) 線形解析により部材の断面力、変位及びその断面力に基づく応力を算出する。
- (3) 応力性状が複雑な場合には、適切な設計理論及び解析手法を用いて断面力又は応力度を算出しなければならない。

3.8 その他の必要事項

3.8.1 一般

- (1) 鋼橋の上部構造及び鋼部材等の設計においては、3.5及び3.6に規定する耐荷性能及び耐久性能の照査のほか、耐荷性能及び耐久性能の照査の前提となる事項や、上部構造又は下部構造に求められる変位の制限値等、橋の性能を満足するために必要な事項を検討し、適切に設計に反映させなければならない。
- (2) 風の動的な影響に対する照査を、部材等に発現するおそれのある現象を適切に考慮して行わなければならない。
- (3) 活荷重に対するたわみの照査を、3.8.2の規定により行わなければならない。

3.8.2 たわみの照査

- (1) 鋼橋の設計では、橋全体として必要な剛性を確保しなければならない。

- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (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桁、床桁及び縦桁のたわみは、表-3.8.1 に示す値以下とする。ただし、照査に用いるたわみの応答値の算出は、I編8.2に規定する活荷重の特性値としてよい。なお、ラーメン構造のたわみの照査は17.2.5及び17.2.6の規定による。

表-3.8.1 たわみの値(m)

橋の形式		桁の形式	単純桁及び連続桁	ゲルバー桁の片持部
鋼桁形式	コンクリート系床版を有する鋼桁	$L \leq 10$	$L/2,000$	$L/1,200$
		$10 < L \leq 40$	$\frac{L}{20,000/L}$	$\frac{L}{12,000/L}$
		$40 < L$	$L/500$	$L/300$
	その他の床版を有する鋼桁		$L/500$	$L/300$
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)

3.8.3 構造設計上の配慮事項

設計では、経済性、地域の防災計画及び関連する道路網の計画との整合性も考慮したうえで、少なくとも1)から5)の観点について構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映させなければならない。

- 1) 設計で前提とする施工品質の確認方法の観点。少なくとも、溶接継手に対しては、板組、溶接継手の配置、施工順序及び非破壊検査等について検討することを標準とする。
- 2) 橋の一部の部材及び接続部の損傷、地盤変動等の可能性に対する、構造上の補完性又は代替性の観点。
- 3) 点検及び修繕が困難となる箇所をできるだけ少なくすることの観点。少なくとも、部材の端部等の狭隘な空間となる箇所については、検討すべき箇所とすることを標準とする。
- 4) 設計供用期間中の更新及び修繕の実施方法について検討しておくことが望ましい部材の選定とそれを確実にできる橋の構造とすることの観点。少なくとも、床版及びケーブル部材については検討すべき部材とすることを標準とする。また、支点部についても、支承等の更新や修繕が確実にできる構造であるよう、検討すべき箇所とすることを標準とする。
- 5) 局所的な応力集中、複雑な挙動、滞水等が生じにくい細部構造とする観点。少なく

とも、支点部付近及びケーブル定着構造については検討すべき箇所とすることを標準とする。

4 章 材料の特性値

4.1 材料の強度の特性値

4.1.1 一般

- (1) 材料の強度の特性値は、適切に定められた材料強度試験法による試験値のばらつきを考慮したうえで、試験値がその強度を下回る確率がある一定の値以下となることが保証された値としなければならない。
- (2) 4.1.2 及び 4.1.3 の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリートを使用する場合には、この編及びⅢ編に規定する材料の強度の特性値を用いることにより、(1)を満足するとみなしてよい。

4.1.2 鋼材の強度の特性値

- (1) 構造用鋼材の強度の特性値は、表-4.1.1 に示す値とする。

表-4.1.1 構造用鋼材の強度の特性値(N/mm²)

		鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W	
		鋼材の板厚(mm)							
引張降伏 圧縮降伏	40以下		235	315	355	400	450	500	
	40を超え75以下		215	295	335		430		
	75を超え100以下				325		420		
引張強度	—		400	490	490 (520) ¹⁾	490	570	570	
せん断降伏	40以下		135	180	205	230	260	285	
	40を超え75以下		125	170	195		250		
	75を超え100以下				185		240		
支 圧	鋼板と 鋼板と の間の 支圧強 度 ²⁾	40以下	235	315	355	400	450	500	
		40を超え75以下		215	295		335		430
		75を超え100以下					325		420
	ヘルツ 公式で 算出す る場合 の支圧 強度 ²⁾	40以下		1,250	1,450	—	—	—	—
		40を超え75以下							
		75を超え100以下							

注：1) ()はSM520材の引張強度の特性値を示す。

2) 曲面接触において、図-4.1.1に示す r_1 と r_2 との比 r_1/r_2 が、円柱面と円柱面は1.02未満、球面と球面は1.01未満となる場合は、平面接触として取り扱う。この場合の支圧強度は、投影面積について算出した強度に対する値である。

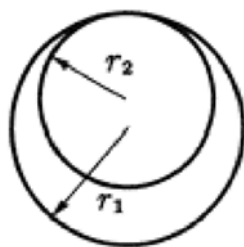


図-4.1.1 曲面接触

(2) 鑄鍛造品の強度の特性値は、表-4.1.2に示す値とする。

表-4.1.2 鋳鍛造品の強度の特性値(N/mm²)

強度の種類 鋳鍛造品の種類		引張降伏 圧縮降伏	引張強度	せん断降伏	支圧		
					鋼板と鋼板との間の支圧強度 ¹⁾	ヘルツ公式を用いる場合	
						支圧強度	硬さ必要値 HB ²⁾
鍛鋼品	SF490A	245	490	140	245	1, 250	125 以上
	SF540A	275	540	160	275	1, 450	145 以上
鋳鋼品	SC450	225	450	130	225	1, 250 ⁵⁾	125 以上 ³⁾
	SCW410	235	410	135	235	1, 250 ⁵⁾	125 以上 ³⁾
	SCW480	275	480	160	275	1, 450 ⁵⁾	145 以上 ³⁾
	SCMn1A	275	540	160	275	1, 430	143 以上
	SCMn2A	345	590	200	345	1, 630	163 以上
機械構造用鋼	S35CN ⁴⁾	305	510	175	305	1, 490	149 以上
	S45CN ⁴⁾	345	570	200	345	1, 670	167 以上
鋳鉄品	FCD400	250	400	145	250	1, 300 ⁵⁾	130 以上 ³⁾
	FCD450	280	450	160	280	1, 400 ⁵⁾	140 以上 ³⁾

注：1) 曲面接触において、図-4.1.1 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。この場合の支圧強度は、投影面積について算出した強度に対する値である。

2) HB は JIS Z 2243 (ブリネル硬さ試験—試験方法) に規定するブリネル硬さを表す。

3) JIS に規定がない鋼種について、支圧応力度の特性値の算出に用いたブリネル硬さの下限值を表す。

4) 機械構造用鋼 S35CN, S45CN は JIS G 4051 に規定される材質 S35C, S45C に熱処理として焼ならしを施し、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) SC450, SCW410, SCW480, FCD400, FCD450 を支圧部材に使用する場合は、右欄の硬さ必要値を満足することを確認しなければならない。

(3) 鋼管の強度の特性値は、表-4.1.3 に示す値とする。

表-4.1.3 鋼管の強度の特性値(N/mm²)

	鋼種	SS400	SM490	SM490Y	SM570
	鋼管の板厚(mm)	SM400 SMA400W STK400	STK490	SM520 SMA490W	SMA570W
引張降伏 圧縮降伏	40 以下	235	315	355	450
	40 を超え 75 以下	215	295	335	430
	75 を超え 100 以下			325	420
引張強度	—	400	490	490 (520) ¹⁾	570

注：1) () は SM520 材の引張強度の特性値を示す。

(4) 棒鋼及びPC鋼棒の強度の特性値は、表-4.1.4及び表-4.1.5に示す値とする。

表-4.1.4 鉄筋コンクリート用棒鋼の強度の特性値(N/mm²)

特性値	棒鋼の種類
	SD345
引張降伏・圧縮降伏	345
引張強度	490
せん断降伏	200

表-4.1.5 PC鋼棒の強度の特性値(N/mm²)

特性値	鋼棒の種類	丸棒A種		丸棒B種	
		2号		1号	2号
		SBPR785/1030	SBPR930/1080	SBPR930/1180	
引張降伏		785	930	930	930
引張強度		1,030	1,080	1,180	1,180

(5) PC鋼線及びPC鋼より線，平行線ストランド及び被覆平行線ストランド及び構造用ロープの強度の特性値は，表-4.1.6から表-4.1.8に示す値とする。

表-4.1.6 PC鋼線及びPC鋼より線の強度の特性値(N/mm²)

鋼線材の種類		特性値	降伏強度	引張強度
SWPR1AN	5mm		1,420	1,620
SWPR1AL	7mm		1,320	1,510
SWPD1N	8mm		1,270	1,470
SWPD1L	9mm		1,220	1,410
SWPR1BN	5mm		1,520	1,720
SWPR1BL	7mm		1,420	1,610
	8mm		1,370	1,560
SWPR2N	2.9mm, 2本より		1,710	1,930
SWPR2L				
SWPD3N	2.9mm, 3本より		1,700	1,920
SWPD3L				
SWPR7AN	9.3mm, 7本より		1,460	1,720
	10.8mm, 7本より		1,460	1,720
	12.4mm, 7本より		1,460	1,720
	15.2mm, 7本より		1,470	1,730
SWPR7BN	9.5mm, 7本より		1,580	1,850
	11.1mm, 7本より		1,590	1,860
	12.7mm, 7本より		1,580	1,850
	15.2mm, 7本より		1,600	1,880
SWPR19N	17.8mm, 19本より		1,580	1,850
	19.3mm, 19本より		1,580	1,850
	20.3mm, 19本より		1,550	1,820
	21.8mm, 19本より		1,580	1,830
	28.6mm, 19本より		1,510	1,780

表-4.1.7 平行線ストランド及び被覆平行線ストランド用亜鉛めっき鋼線の強度の特性値
(N/mm²)

種 別	降伏強度		引張強度
	0.7%全伸び耐力	0.8%全伸び耐力	
ST1570	1,160 以上	—	1,570 以上 1,770 以下
ST1770	—	1,370 以上	1,770 以上 1,960 以下

注：耐力は、降伏点の代用特性で、引張試験において全伸びが所定の量に達するときの値

表-4.1.8 構造用ワイヤロープ用素線の強度の特性値 (N/mm²)

区分	種 別	降伏強度	引張強度
丸線	ST1470	1,080	1,470
	ST1570	1,160	1,570
	ST1670	1,220	1,670
T線	—	—	1,370
Z線	—	—	1,270

4.1.3 接合部に用いる鋼材の強度の特性値

- (1) 溶接部の強度の特性値は I 編の表-9.1.1 に示す溶接材料を使用し、20 章の規定に従って溶接を行うことを前提として、表-4.1.9 に示す値とする。なお、溶接継手の現場溶接では、原則として 20 章に規定する工場溶接と同等の管理を行わなければならない。
- (2) 強度の異なる鋼材を接合する場合の特性値には、強度の低い鋼材に対する値をとる。

表-4.1.9 溶接部の強度の特性値 (N/mm²)

鋼 種			SM400 SMA400W		SM490		SM490Y SM520 SMA490W			SBHS400 SBHS400W		SM570 SMA570W		SBHS500 SBHS500W	
鋼材の板厚 (mm)			40 以下	40 を超え 100 以下	40 以下	40 を超え 100 以下	40 以下	40 を超え 75 以下	75 を超え 100 以下	100 以下	40 以下	40 を超え 75 以下	75 を超え 100 以下	100 以下	
工場 溶 接	完全 溶 込み 開 先 溶 接	圧縮 降 伏	235	215	315	295	355	335	325	400	450	430	420	500	
		引張 降 伏	235	215	315	295	355	335	325	400	450	430	420	500	

	せん断降伏	135	125	180	170	205	195	185	230	260	250	240	285
すみ肉溶接及び部分溶込み開先溶接	せん断降伏	135	125	180	170	205	195	185	230	260	250	240	285
引張強度		400		490		490 (520) ¹⁾		490		570		570	
現場溶接	原則として工場溶接と同じ値とする												

注：1) ()内は SM520 材の引張強度の特性値を示す。

(3) 高力ボルトの強度の特性値は、1)から 3)に示す値とする。

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強度の特性値は、表-4.1.10 に示す値とする。

表-4.1.10 摩擦接合用高力ボルトの強度の特性値(N/mm²)

ボルトの等級 応力の種類	F8T	F10T	S10T	S14T ¹⁾
引張降伏	640	900	900	1,260
せん断破断	460	580	580	810
引張強度	800	1,000	1,000	1,400

注：1)防せい処理されたボルトとする。

2) 支圧接合用高力ボルトの強度の特性値は、表-4.1.11 及び表-4.1.12 に示す値とする。

表-4.1.11 支圧接合用高力ボルトのせん断強度の特性値(N/mm²)

ボルトの等級	B8T	B10T
せん断降伏	370	520
せん断破断	460	580
引張強度	800	1,000

表-4.1.12 支圧接合用高力ボルトの支圧強度の特性値(N/mm²)

母材及び連結板の鋼種 鋼材の板厚(mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
40 以下	400	535	605	680	765	850
40 を超え 75 以下	365	500	570		730	
75 を超え 100 以下			555		715	

3) 引張接合用高力ボルトの強度の特性値は、表-4.1.13 に示す値とする。

表-4.1.13 引張接合用高力ボルトの引張強度の特性値(N/mm²)

応力の種類	ボルトの等級	
	F10T	S10T
引張降伏	900	900
引張強度	1,000	1,000

(4) 仕上げボルトの強度の特性値は、表-4.1.14 に示す値とする。

表-4.1.14 仕上げボルトの強度の特性値(N/mm²)

応力の種類	JIS B 1051 による 強度区分		
	4.6	8.8	10.9
引張・圧縮降伏	240	660	940
せん断降伏	135	380	540
引張強度	400	830	1,040
支圧	240	660	940

(5) 頭付きスタッドの強度の特性値は、表-4.1.15 に示す値とする。

表-4.1.15 頭付きスタッドの強度の特性値(N/mm²)

降伏強度	引張強度
235	400

4.2 設計に用いる定数

4.2.1 一般

- (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うえで適切に設定しなければならない。
- (2) 4.2.2 及び 4.2.3 による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

4.2.2 鋼材の物理定数

(1) I編の表-9.1.1に示す鋼材に関する定数の特性値は表-4.2.1の値とする。

表-4.2.1 鋼材に関する定数

鋼種	定数
鋼及び鋳鋼のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
PC鋼線のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
PC鋼より線のヤング係数	$1.95 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
PC鋼棒のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
鋳鉄のヤング係数	$1.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
鋼のせん断弾性係数	$7.70 \times 10^4 \text{N/mm}^2$
鋼及び鋳鋼のポアソン比	0.30
鋳鉄のポアソン比	0.25

(2) 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ゼーション率は、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等の影響を考慮し、その値の信頼性が確保される範囲において適切に定める。ただし、PC鋼材の見かけのリラクゼーション率とは、PC鋼材が一定のひずみを保持した状態で、PC鋼材の応力が時間の経過とともに減少する影響と、コンクリートが乾燥収縮、クリープ等により収縮する影響とを考慮して定める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とする。

(3) PC鋼材の見かけのリラクゼーション率は、表-4.2.2の値を標準とする。ただし、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50mm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-4.2.2 PC鋼材の見かけのリラクゼーション率 (%)

PC鋼材の種類	規格		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

4.2.3 ケーブルのヤング係数

ケーブルのヤング係数は、表-4.2.3に示す値とする。

表-4.2.3 ケーブルのヤング係数 (N/mm²)

構 造	ヤング係数
ストランドロープ	1.35×10 ⁵
スパイラルロープ, ロックドコイルロープ	1.55×10 ⁵
平行線ストランド, 被覆平行線ストランド	1.95×10 ⁵
PC 鋼材	1.95×10 ⁵

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

5 章 耐荷性能に関する部材の設計

5.1 一 般

5.1.1 設計の基本

- (1) 鋼部材の設計にあたっては, 1)から 7)を満足しなければならない。
 - 1) 部材の主方向の照査及び部材の横方向の照査は, 着目する方向の断面内に生じる曲げモーメント, 軸方向力, せん断力, ねじりモーメント及びその組合せ並びに支圧応力に対して行うことを原則とする。
 - 2) 部材の応答及び限界状態の特性値は, 照査に用いる指標の算出や抵抗係数の前提条件に適合した方法で算出する。
 - 3) 鋼部材の設計にあたっては, 部材への作用力及び作用力に対する部材の耐荷機構を明確にし, 適切に部材の限界状態, 照査項目, 制限値, 構造解析法及び施工方法を定める。
 - 4) 着目する作用に対しては, 上部構造の耐荷機構の前提として考慮された鋼部材により抵抗させる。
 - 5) 鋼部材は, 作用の伝達や抵抗が一方とみなせる棒部材又は作用の伝達や抵抗が二方向とみなせる版部材として扱う。
 - 6) 部材の偏心, 格点の剛性, 断面の急変, 桁のたわみ差, 部材の長さの変化に伴う変形, 死荷重による部材のたわみの影響等により生じる二次応力ができる限り小さくなるようにする。
 - 7) 施工中の各段階において生じる残留応力が, 部材の限界状態に対する照査に用いる発生応力の算出に及ぼす影響が, できるだけ小さくなるようにする。
- (2) 橋の立体的機能を確保するために, 部材等における耐荷性能の確保だけでなく, 少なくとも次の事項を満足しなければならない。
 - 1) 橋の断面形の保持, 橋の剛性の確保及び横荷重の支承部への円滑な伝達を図ること

ができること。

2) 上部構造が全体として必要な剛性を有していること。

3) 上部構造，下部構造及び上下部接続部のそれぞれが，橋に影響を及ぼす作用の効果を相互に伝達することで，それぞれが適切に所要の機能を発揮すること。

5.1.2 二次応力に対する配慮

構造の各部材には，部材の偏心，格点の剛性，断面の急変，床桁のたわみ，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より生じる二次応力がなるべく生じないようにしなければならない。

5.1.3 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となるよう配慮しなければならない。

(2) (3)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 死荷重の荷重係数を 1.0 とし，活荷重（衝撃を含む）の荷重係数を 1.3 として，制限値に補正係数 0.75 を乗じて設計する。

(4) 死荷重による応力が活荷重による応力の 30%より小さい場合には，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（衝撃を含む）は荷重係数を 1.0 とする。

5.2 部材設計における一般事項

5.2.1 鋼材の最小板厚

(1) 鋼材の板厚は，少なくとも腐食環境，製作及び輸送中の取扱いを考慮して必要な値以上としなければならない。

(2) (3)及び(4)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 8mm 以上とする。ただし，I 形鋼及び溝形鋼の腹板においては 7.5mm 以上とする。また，鋼床版や箱桁等の補剛材に用いる閉断面縦リブについて，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に，6mm 以上とする。

(4) 主要部材に区分した鋼管の板厚は 7.9mm 以上とし，二次部材に区分した鋼管の板厚は 6.9mm 以上とする。

5.2.2 部材の細長比

(1) 部材の細長比は，橋全体の剛性を確保するために，必要な部材の剛度が確保できる値以下としなければならない。

(2) (3)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-5.2.1 に示す値以下とする。

表-5.2.1 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 : 引張部材の場合は骨組長, 圧縮部材の場合は有効座屈長 (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。

5.2.3 孔あき板

- (1) 孔あき板を有する部材は、孔による断面欠損の影響について適切に考慮しなければならない。
- (2) (3)から(6)による場合には、(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-5.2.2 に示す値とする。

表-5.2.2 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	$\frac{d}{40}$	$11t$
SBHS400 SBHS400W	$\frac{d}{35}$	$10t$
SM570 SMA570W	$\frac{d}{35}$	$10t$
SBHS500 SBHS500W	$\frac{d}{35}$	$10t$

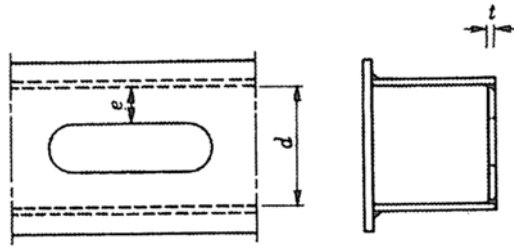


図-5.2.1 孔あき板

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距離(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 40mm 以上とする。

5.2.4 引張力を受ける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しなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 1本の山形鋼できている引張材、又は1枚のガセットの同じ側に背中合わせに取り付けられた2本の山形鋼から構成されている引張材の有効断面積は、ガセ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を加える。
- (4) 2本の山形鋼から構成されている引張材がガセ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。

5.3 鋼部材の限界状態1

5.3.1 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板

軸方向圧縮力を受ける両縁支持板が、5.4.1の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

5.3.2 軸方向圧縮力を受ける自由突出板

軸方向圧縮力を受ける自由突出板が、5.4.2の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

5.3.3 軸方向圧縮力を受ける補剛板

軸方向圧縮力を受ける補剛板が、5.4.3の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

5.3.4 軸方向圧縮力を受ける部材

軸方向圧縮力を受ける部材が、5.4.4の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

5.3.5 軸方向引張力を受ける部材

軸方向引張力を受ける部材に生じる軸方向引張応力度が、式(5.3.1)による軸方向引張応力度の制限値を超えない場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

$$\sigma_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_{Yt} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.3.1)$$

ここに、

- σ_{yd} : 軸方向引張応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_{Yt} : 抵抗係数で、表-5.3.1に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.1に示す値とする。

表-5.3.1 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_{Yt}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	1.00

5.3.6 曲げモーメントを受ける部材

曲げモーメントを受ける部材が、5.3.5の規定、5.4.6の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

5.3.7 せん断力を受ける部材

せん断力を受ける部材が、5.4.7の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

5.3.8 軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材

軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材が、5.4.8の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

5.3.9 曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを受ける部材

(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それぞれ曲げ引張応力度の制限値、せん断応力度の制限値の45%を超える場合に、垂直応力度及び曲げに伴うせん断応力度がそれぞれ最大となる荷重状態に対して、式(5.3.2)から式(5.3.4)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

$$\left(\frac{\sigma_{bd}}{\sigma_{tyd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{bd}}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (5.3.2)$$

$$\sigma_{bd} \leq \sigma_{tyd} \dots\dots\dots (5.3.3)$$

$$\tau_{bd} \leq \tau_{yd} \dots\dots\dots (5.3.4)$$

(2) ねじりモーメントを考慮する場合に、垂直応力度及び曲げに伴うせん断応力度がそれぞれ最大となる荷重状態に対して、式(5.3.5)から式(5.3.7)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

$$\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{tyd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1.2 \dots\dots\dots (5.3.5)$$

$$\sigma_d \leq \sigma_{tyd} \dots\dots\dots (5.3.6)$$

$$\tau_d \leq \tau_{yd} \dots\dots\dots (5.3.7)$$

ここに、

- σ_d : $\sigma_{bd} + \sigma_{wd}$ (N/mm²)
- τ_d : $\tau_{bd} + \tau_{sd} + \tau_{wd}$ (N/mm²)
- σ_{bd} : 照査断面に作用する曲げモーメントにより生じる垂直応力度(N/mm²)
- τ_{bd} : 照査断面に作用する曲げモーメントに伴うせん断応力度(N/mm²)
- τ_{sd} : 照査断面に作用する純ねじりにより生じるせん断応力度(N/mm²)
- σ_{wd} : 照査断面に作用するそりねじりにより生じる垂直応力度(N/mm²)
- τ_{wd} : 照査断面に作用するそりねじりにより生じるせん断応力度(N/mm²)
- σ_{tyd} : 5.3.6 及び 5.4.6 に規定する曲げ引張応力度の制限値の小さい方(N/mm²)
- τ_{yd} : 5.3.7 及び 5.4.7 に規定するせん断応力度の制限値の小さい方(N/mm²)

5.3.10 二方向の応力が生じる部分のある部材

照査断面で互いに直交する二方向の応力が生じる部分のある部材では、式(5.3.8)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

$$\left(\frac{\sigma_{xd}}{\sigma_{tyxd}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{xd}}{\sigma_{tyxd}}\right)\left(\frac{\sigma_{yd}}{\sigma_{tyyd}}\right) + \left(\frac{\sigma_{yd}}{\sigma_{tyyd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1.2 \cdots \cdots (5.3.8)$$

ここに、

σ_{xd}, σ_{yd} : 照査断面で互いに直交する方向に生じる垂直応力度(N/mm²)。ただし引張応力度を正、圧縮応力度を負とする。

τ_d : 照査断面に生じるせん断応力度(N/mm²)

$\sigma_{tyxd}, \sigma_{tyyd}$: 5.3.6 及び 5.4.6 に規定する曲げ引張応力度の制限値の小さい方(N/mm²)

τ_{yd} : 5.3.7 及び 5.4.7 に規定するせん断応力度の制限値の小さい方(N/mm²)

5.3.11 支圧力を受ける部材

鋼材と鋼材の接触による支圧力を受ける部材に生じる支圧応力度が、式(5.3.9)による支圧応力度の制限値を超えない場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

$$\sigma_{byd} = \xi_1 \cdot \Phi_B \cdot \alpha \cdot \sigma_{bk} \quad \cdots \cdots (5.3.9)$$

ここに、

σ_{byd} : 支圧応力度の制限値(N/mm²)

σ_{bk} : 表-4.1.1 に示す構造用鋼材及び表-4.1.2 に示す鋳鍛造品の支圧強度の特性値(N/mm²)

α : 支圧力を受ける部材の支圧強度の特性値の補正係数で、表-5.3.2 に示す値とする。

Φ_B : 抵抗係数で、表-5.3.3 に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.3 に示す値とする。

表-5.3.2 支圧強度の特性値の補正係数

鋼材	鋼種	鋼板と鋼板との間の支圧		ヘルツ理論を用いる場合
		すべりのない平面接触	すべりのある平面接触	
構造用鋼材	SS400 SM400 SMA400W SM490	1.5	0.75	$1.0/\alpha^{1)}$
	SM490Y SM520 SMA490W SBHS400 SBHS400W SM570 SMA570W SBHS500 SBHS500W			—
鍛鋼品	SF490A SF540A	1.5	0.75	$1.0/\alpha^{1)}$
鋳鋼品	SC450 SCW410 SCW480 SCMn1A SCMn2A	1.5	0.75	$1.0/\alpha^{1)}$
機械構造用鋼	S35CN S45CN	1.5	0.75	$1.0/\alpha^{1)}$
鋳鉄品	FCD400 FCD450	1.0	0.50	$1.0/\alpha^{1)}$

注：1) $\alpha=(HB^2/900,000+1)$
 HB：4章に示すブリネル硬さ

表-5.3.3 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_B
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	鋼板と鋼板との間の支圧： 0.85 0.80 ¹⁾ ヘルツ理論を用いる場合： 0.70
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		鋼板と鋼板との間の支圧： 1.00 0.95 ¹⁾
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	ヘルツ理論を用いる場合： 0.85

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

5.3.12 接合用部材

(1) アンカーボルトに生じる応力度が、式(5.3.10)による制限値を超えない場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

1)せん断応力度

$$\tau_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_S \cdot \tau_{yk} \quad \dots (5.3.10)$$

ここに、

- τ_{yd} : せん断応力度の制限値(N/mm²)
- τ_{yk} : 表-4.1.1に示す構造用鋼材、及び表-4.1.2に示す鋳鍛造品のせん断降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_S : 抵抗係数で、表-5.3.4に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.4に示す値とする。

表-5.3.4 調査・解析係数，抵抗係数

	ξ_1	Φ_S
i) ii)及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85 (SS400)
		0.85 (S35CN)
		0.75 (S45CN)
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合	1.00	1.00 (SS400)
		1.00 (S35CN)
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	0.90 (S45CN)

(2) ピンに生じる応力度が、式(5.3.11)から式(5.3.13)による制限値を超えない場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

1)せん断応力度

$$\tau_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_S \cdot \alpha \cdot \tau_{yk} \quad \dots (5.3.11)$$

ここに、

- τ_{yd} : せん断応力度の制限値 (N/mm²)
- τ_{yk} : 表-4.1.1に示す構造用鋼材、及び表-4.1.2に示す鋳鍛造品のせん断降伏強度の特性値(N/mm²)
- α : せん断力を受ける接合用部材のせん断降伏強度の補正係数で、1.25とする。
- Φ_S : 抵抗係数で、表-5.3.5に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.5に示す値とする。

表-5.3.5 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_s
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

2) 曲げ引張応力度

$$\sigma_{byd} = \xi_1 \cdot \Phi_b \cdot \alpha \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.3.12)$$

ここに,

- σ_{byd} : 曲げ引張応力度の制限値 (N/mm²)
- σ_{yk} : 表-4.1.1 に示す構造用鋼材, 及び表-4.1.2 に示す鋳鍛造品の引張・圧縮降伏強度の特性値 (N/mm²)
- α : 曲げモーメントを受ける接合用部材の引張・圧縮降伏強度の特性値の補正係数で, 1.4 とする。
- Φ_b : 抵抗係数で, 表-5.3.6 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で, 表-5.3.6 に示す値とする。

表-5.3.6 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_b
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

3) 支圧応力度

$$\sigma_{bd} = \xi_1 \cdot \Phi_B \cdot \alpha \cdot \sigma_{bk} \quad \dots (5.3.13)$$

ここに,

- σ_{bd} : 支圧応力度の制限値 (N/mm²)
- σ_{bk} : 表-4.1.1 に示す構造用鋼材, 及び表-4.1.2 に示す鋳鍛造品の鋼板と鋼板との間の支圧強度の特性値 (N/mm²)
- α : 支圧力を受ける接合用部材の支圧強度の特性値の補正係数で, 表-5.3.7 に示す値とする。
- Φ_B : 抵抗係数で, 表-5.3.8 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で, 表-5.3.8 に示す値とする。

表-5.3.7 支圧強度の特性値の補正係数

回転を伴わない場合	1.50
回転を伴う場合	0.75

表-5.3.8 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_B
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

(3) 仕上げボルトに生じる応力度が、式(5.3.14)から式(5.3.16)による制限値を超えない場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

1) 引張応力度

$$\sigma_{ydl} = \xi_1 \cdot \Phi_{Yl} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.3.14)$$

ここに、

- σ_{ydl} : 引張応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{yk} : 表-4.1.14に示す仕上げボルトの降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_{Yl} : 抵抗係数で、表-5.3.9に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.9に示す値とする。

表-5.3.9 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_{Yl}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85 (強度区分 4.6) 0.80 (強度区分 8.8) 0.75 (強度区分 10.9)
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00 (強度区分 4.6) 0.95 (強度区分 8.8) 0.90 (強度区分 10.9)
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

2) せん断応力度

$$\tau_{ydl} = \xi_1 \cdot \Phi_S \cdot \tau_{yk} \quad \dots (5.3.15)$$

ここに、

- τ_{ydl} : せん断応力度の制限値(N/mm²)
- τ_{yk} : 表-4.1.14に示す仕上げボルトのせん断降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_S : 抵抗係数で、表-5.3.10に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.3.10に示す値とする。

表-5.3.10 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_s
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85 (強度区分 4.6) 0.80 (強度区分 8.8) 0.75 (強度区分 10.9)
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00 (強度区分 4.6) 0.95 (強度区分 8.8)
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	0.90 (強度区分 10.9)

3) 支圧応力度

$$\sigma_{bud} = \xi_1 \cdot \Phi_B \cdot \alpha \cdot \sigma_{bk} \quad \dots (5.3.16)$$

ここに,

- σ_{bud} : 支圧応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{bk} : 表-4.1.14 に示す仕上げボルトの支圧強度の特性値(N/mm²)
- α : 支圧力を受ける仕上げボルトの支圧強度の特性値の補正係数で 1.5 とする。
- Φ_B : 抵抗係数で, 表-5.3.11 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で, 表-5.3.11 に示す値とする。

表-5.3.11 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_B
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85 (強度区分 4.6) 0.80 (強度区分 8.8) 0.75 (強度区分 10.9)
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00 (強度区分 4.6) 0.95 (強度区分 8.8)
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	0.90 (強度区分 10.9)

5.3.13 圧縮力を受ける山形及び T 形断面を有する部材

フランジがガセットに連結された山形及び T 形断面を有する部材が, 5.4.13 の規定を満足する場合には, 限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

5.4 鋼部材の限界状態 3

5.4.1 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板

- (1) 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板は, (2) 及び (3) を満足する場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし, 鋼桁の腹板には適用しない。
- (2) 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板の板厚 t は, 表-5.4.1 による。

表-5.4.1 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板の最小板厚(mm)

鋼種 鋼材の 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
40 以下	$\frac{b}{56f}$	$\frac{b}{48f}$	$\frac{b}{46f}$	$\frac{b}{43f}$	$\frac{b}{41f}$	$\frac{b}{38f}$
40 を超え 75 以下	$\frac{b}{58f}$	$\frac{b}{50f}$			$\frac{b}{42f}$	
75 を超え 100 以下			$\frac{b}{48f}$			

ただし、架設時のみに一時的に軸方向圧縮力を受ける場合の板厚 t は、式(5.4.1)を満足すればよい。

$$\left. \begin{array}{l} t \geq \frac{b}{80f} \\ \text{かつ} \\ t \geq \frac{b}{220} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5.4.1)$$

ここに、

t : 板厚(mm)

b : 板の固定縁間距離(mm) (図-5.4.1)

f : 応力勾配による係数, $f=0.65\varphi^2+0.13\varphi+1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

σ_1, σ_2 : それぞれ板の両縁での縁応力度(N/mm²)。ただし、 $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし、圧縮応力を正とする (図-5.4.2)。

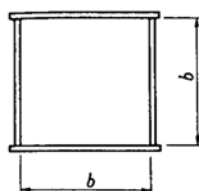


図-5.4.1 板の固定縁間距離

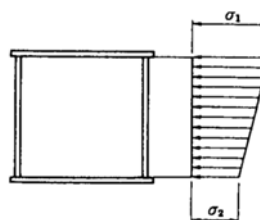
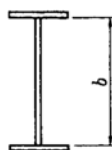


図-5.4.2 板の縁応力度

(3) 軸方向圧縮力を受ける両縁支持板に生じる圧縮応力度が、式(5.4.2)による局部座屈に対する圧縮応力度の制限値を超えない。

$$\sigma_{crl} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crl} \cdot \sigma_{yk} \dots\dots (5.4.2)$$

ここに,

- σ_{crl} : 局部座屈に対する圧縮応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値(N/mm²)
- ξ_1 : 調査・解析係数で, 表-5.4.2に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で, 表-5.4.2に示す値とする。
- Φ_U : 抵抗係数で, 表-5.4.2に示す値とする。
- ρ_{crl} : 局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数で式(5.4.3)による。式(5.4.3)に用いる幅厚比パラメータ R は式(5.4.4)による。

表-5.4.2 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数
(a) SBHS500 及び SBHS500W 以外の場合

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

(b) SBHS500 及び SBHS500W の場合

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.95 ($R/f \leq 0.7$)	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		$2.5R/f - 0.8$ ($0.7 < R/f \leq 0.72$)	1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	1.00 ($0.72 < R/f$)	

$$\rho_{crl} = \begin{cases} 1.00 & (R/f \leq 0.7) \\ \left(\frac{0.7f}{R}\right)^{1.83} & (0.7 < R/f) \end{cases} \dots\dots\dots (5.4.3)$$

R : 幅厚比パラメータ

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \dots\dots (5.4.4)$$

f : 応力勾配による係数, $f=0.65\varphi^2+0.13\varphi+1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

b : 板の固定縁間距離(mm)

t : 板厚(mm)

E : ヤング係数(N/mm²)

μ : ポアソン比

k : 座屈係数 (両縁支持板の場合, 4.0)

5.4.2 軸方向圧縮力を受ける自由突出板

- (1) 軸方向圧縮力を受ける自由突出板は, (2) 及び(3)を満足する場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 軸方向圧縮力を受ける自由突出板の板厚 t は, 自由突出幅 b の 1/16 以上とする。
- (3) 軸方向圧縮力を受ける自由突出板に生じる圧縮応力度が, 式(5.4.5)による局部座屈に対する圧縮応力度の制限値を超えない。

$$\sigma_{crl d} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crl} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.4.5)$$

ここに,

- $\sigma_{crl d}$: 局部座屈に対する圧縮応力度の制限値 (N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)
- ξ_1 : 調査・解析係数で, 表-5.4.3 に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で, 表-5.4.3 に示す値とする。
- Φ_U : 抵抗係数で, 表-5.4.3 に示す値とする。
- ρ_{crl} : 局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数で式(5.4.6)による。式(5.4.6)に用いる幅厚比パラメータ R は式(5.4.7)による。

表-5.4.3 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数
(a) SBHS500 及び SBHS500W 以外の場合

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

(b) SBHS500 及び SBHS500W の場合

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.95 ($R \leq 0.7$)	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.24R+0.08 ($0.7 < R \leq 0.73$)	1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	1.00 ($0.73 < R$)	

$$\rho_{crl} = \begin{cases} 1.00 & (R \leq 0.7) \\ \left(\frac{0.7}{R}\right)^{1.19} & (0.7 < R) \end{cases} \dots\dots\dots (5.4.6)$$

R : 幅厚比パラメータ

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k}} \dots\dots\dots (5.4.7)$$

b : 板の固定縁間距離 (mm)

t : 板厚 (mm)

E : ヤング係数 (N/mm²)

μ : ポアソン比

k : 座屈係数 (自由突出板の場合, 0.43)

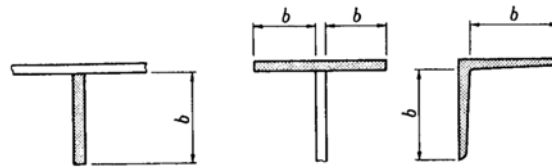


図-5.4.3 自由突出幅

5.4.3 軸方向圧縮力を受ける補剛板

- (1) 軸方向圧縮力を受ける両縁を支持された補剛板は、(4)から(7)の規定を満足する補剛材が等間隔に配置され、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。ただし、鋼桁の腹板及び鋼床版には適用しない。
- (2) 軸方向圧縮力を受ける補剛板の板厚 t は、表-5.4.4による。

表-5.4.4 軸方向圧縮力を受ける補剛板の最小板厚 (mm)

鋼種 鋼材の 板厚 (mm)	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
40 以下	$\frac{b}{56fn}$	$\frac{b}{48fn}$	$\frac{b}{46fn}$	$\frac{b}{43fn}$	$\frac{b}{41fn}$	$\frac{b}{38fn}$
40 を超え 75 以下	$\frac{b}{58fn}$	$\frac{b}{50fn}$			$\frac{b}{42fn}$	
75 を超え 100 以下			$\frac{b}{48fn}$			

ただし、架設時のみに一時的な軸方向圧縮力を受ける補剛板の板厚 t は、式(5.4.8)を満たせばよい。

$$t \geq \frac{b}{80fn} \dots\dots\dots (5.4.8)$$

ここに,

t : 板厚 (mm)

b : 補剛板の全幅 (mm) (図-5.4.4)

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数 ($n \geq 2$)

f : 応力勾配による係数, $f = 0.65 \left(\frac{\varphi}{n} \right)^2 + 0.13 \left(\frac{\varphi}{n} \right) + 1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

σ_1, σ_2 : それぞれ補剛板の両縁での縁応力度 (N/mm²)。ただし, $\sigma_1 \geq \sigma_2$ とし, 圧縮応力を正とする (図-5.4.5)。

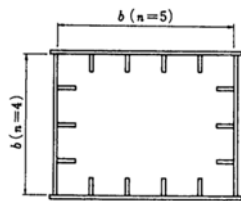


図-5.4.4 補剛板の全幅

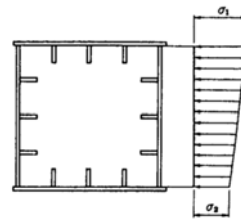


図-5.4.5 補剛板の縁応力度

(3) 軸方向圧縮力を受ける両縁を支持された補剛板に生じる圧縮応力度が, 式(5.4.9)による局部座屈に対する圧縮応力度の制限値を超えない。

$$\sigma_{crlid} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{crl} \cdot \sigma_{yk} \dots\dots\dots (5.4.9)$$

ここに,

σ_{crlid} : 局部座屈に対する圧縮応力度の制限値 (N/mm²)

σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)

ξ_1 : 調査・解析係数で, 表-5.4.5に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で, 表-5.4.5に示す値とする。

Φ_U : 抵抗係数で, 表-5.4.5に示す値とする。

ρ_{crl} : 局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数で式(5.4.10)による。式(5.4.10)に用いる幅厚比パラメータ R_R は式(5.4.11)による。

表-5.4.5 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

(a) SBHS500 及び SBHS500W 以外の場合

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		

(b) SBHS500 及び SBHS500W の場合

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.95 ($R_R/f \leq 0.5$)	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		$R_R/f + 0.45$ ($0.5 < R_R/f \leq 0.55$)	
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	1.00 ($0.55 < R_R/f$)	1.00

$$\rho_{crl} = \begin{cases} 1.00 & (R_R/f \leq 0.5) \\ 1.50 - R_R/f & (0.5 < R_R/f \leq 1.0) \\ 0.5(f/R_R)^2 & (1.0 < R_R/f) \end{cases} \quad \dots (5.4.10)$$

R_R : 幅厚比パラメータ

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad \dots (5.4.11)$$

f : 応力勾配による係数, $f = 0.65 \left(\frac{\varphi}{n}\right)^2 + 0.13 \left(\frac{\varphi}{n}\right) + 1.0$

φ : 応力勾配, $\varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$

b : 板の固定縁間距離 (mm)

t : 板厚 (mm)

E : ヤング係数 (N/mm²)

μ : ポアソン比

k_R : 座屈係数 (=4n²)

n : 補剛材で区切られたパネル数

(4) 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。

(5) (7)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_l (mm⁴)及び断面積 A_l (mm²)は, それぞれ式(5.4.12)及び式(5.4.13)を満足しなければならない。

$$I_l \geq \frac{bt^3}{11} \cdot \gamma_{l \cdot req} \dots\dots\dots (5.4.12)$$

$$A_l \geq \frac{bt}{10n} \dots\dots\dots (5.4.13)$$

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
- $\gamma_{l \cdot req}$: (6)により算出した縦方向補剛材の必要剛比

(6) 縦方向補剛材の必要剛比 $\gamma_{l \cdot req}$ が, 1)及び2)を満足する。

1) $\alpha \leq \alpha_0$ かつ(7)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 (mm⁴)が式(5.4.15)を満足する場合

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{l \cdot req} &= 4\alpha^2 n \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1+n\delta_l) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \quad (t \geq t_0) \\ &= 4\alpha^2 n (1+n\delta_l) - \frac{(\alpha^2+1)^2}{n} \quad (t < t_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.4.14)$$

$$I_t \geq \frac{bt^3}{11} \cdot \frac{1+n\gamma_{l \cdot req}}{4\alpha^3} \dots\dots\dots (5.4.15)$$

2) 1)に規定する以外の場合

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{l \cdot req} &= \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2 \left(\frac{t_0}{t} \right)^2 (1+n\delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] \quad (t \geq t_0) \\ &= \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2 (1+n\delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] \quad (t < t_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots (5.4.16)$$

ここに,

α : 補剛板の縦横寸法比,

$$\alpha = \frac{a}{b} \quad (\text{図-5.4.6})$$

α_0 : 限界縦横寸法比, $\alpha_0 = \sqrt[3]{1+n\gamma_l}$

a : 横方向補剛材間隔 (mm)

δ_l : 縦方向補剛材1個の断面積比, $\delta_l = \frac{A_l}{bt}$

γ_l : 縦方向補剛材の剛比, $\gamma_l = \frac{I_l}{bt^3}$

t_0 : 表-5.4.6に示す板厚 (mm)

表-5.4.6 板厚 t_0 (mm)

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
t_0	$\frac{b}{28fn}$	$\frac{b}{24fn}$	$\frac{b}{22fn}$	$\frac{b}{22fn}$	$\frac{b}{20fn}$	$\frac{b}{19fn}$

ここに、

f : (2)に示す応力勾配による係数

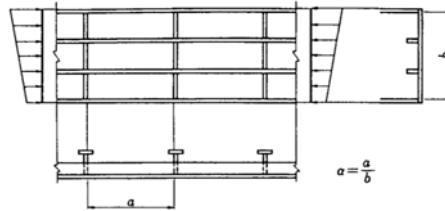


図-5.4.6 補剛板の縦横寸法比 α

(7) 補剛材の断面二次モーメントは、1)又は2)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。

5.4.4 軸方向圧縮力を受ける部材

(1) 軸方向圧縮力を受ける部材に生じる圧縮応力度が、式(5.4.17)による軸方向圧縮応力度の制限値を超えない場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

$$\sigma_{cud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{erg} \cdot \rho_{crl} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.4.17)$$

ここに、

- σ_{cud} : 軸方向圧縮応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値(N/mm²)
- ρ_{erg} : 柱としての全体座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数で式(5.4.18)及び式(5.4.19)により算出する。式(5.4.18)及び式(5.4.19)に用いる細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は式(5.4.20)による。

(溶接箱形断面以外の場合)

$$\rho_{crg} = \begin{cases} 1.00 & (\bar{\lambda} \leq 0.2, 0.29^{1)}) \\ 1.109 - 0.545\bar{\lambda} & (0.2, 0.29^{1)} < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ \frac{1}{0.773 + \bar{\lambda}^2} & (1.0 < \bar{\lambda}) \end{cases} \quad \dots (5.4.18)$$

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

(溶接箱形断面の場合)

$$\rho_{crg} = \begin{cases} 1.00 & (\bar{\lambda} \leq 0.2, 0.34^{1)}) \\ 1.059 - 0.258\bar{\lambda} - 0.19\bar{\lambda}^2 & (0.2, 0.34^{1)} < \bar{\lambda} \leq 1.0) \\ 1.427 - 1.039\bar{\lambda} + 0.223\bar{\lambda}^2 & (1.0 < \bar{\lambda}) \end{cases} \quad \dots (5.4.19)$$

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

$\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E}} \cdot \frac{l}{r} \quad \dots (5.4.20)$$

l : 部材の有効座屈長 (mm)

r : 部材の断面二次半径 (mm)

$$r = \sqrt{I/A_{nk}}$$

I : 断面二次モーメント (mm⁴)

E : ヤング係数 (N/mm²)

A_{nk} : 照査断面の有効断面積 (mm²)

ρ_{crl} : 5.4.1 から 5.4.3 及び 19.8.1 に規定する局部座屈に対する特性値に関する補正係数で、部材を構成する全ての板部材又は鋼管部材のうち、最も小さい値を用いる。

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.4.7 に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で、表-5.4.7 に示す値とする。ただし、局部座屈に関しては、部材を構成する全ての板部材のうち、 ρ_{crl} が最も小さい局部座屈に対する係数を用いる。

Φ_U : 抵抗係数で、表-5.4.7 に示す値とする。

表-5.4.7 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

(a) 両縁支持板及び自由突出板の場合

i) 幅厚比パラメータ $R \leq 0.7$ かつ細長比パラメータ $\bar{\lambda} \leq 0.2, 0.29^{1)}, 0.34^{2)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00 0.95 ¹⁾²⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		

注: 1) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外

2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

ii) 幅厚比パラメータ $R \leq 0.7$ かつ細長比パラメータ $\bar{\lambda} > 0.2, 0.29^{1)}, 0.34^{2)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		

注: 1) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外

2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

iii) 幅厚比パラメータ $R > 0.7$ かつ細長比パラメータ $\bar{\lambda} \leq 0.2, 0.29^{2)}, 0.34^{3)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	局部座屈の 部材・構造 係数 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		

注: 1) 5.4.1 及び 5.4.2 に規定する ξ_2

2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外

3) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

iv) 幅厚比パラメータ $R > 0.7$ かつ細長比パラメータ $\bar{\lambda} > 0.2, 0.29^{2)}, 0.34^{3)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	局部座屈の 部材・構造 係数 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		

注: 1) 5.4.1 及び 5.4.2 に規定する ξ_2

2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外

3) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

(b) 補剛板の場合

i) 幅厚比パラメータ $R \leq 0.5$ かつ細長比パラメータ $\bar{\lambda} \leq 0.2, 0.29^{1)}, 0.34^{2)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00 0.95 ¹⁾²⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

注: 1) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外

2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

ii) 幅厚比パラメータ $R \leq 0.5$ かつ細長比パラメータ $\bar{\lambda} > 0.2, 0.29^{1)}, 0.34^{2)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

注: 1) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外

2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

iii) 幅厚比パラメータ $R > 0.5$ かつ細長比パラメータ $\bar{\lambda} \leq 0.2, 0.29^{2)}, 0.34^{3)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	局部座屈の 部材・構造 係数 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

注: 1) 5.4.3 に規定する ξ_2

2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外

3) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

iv) 幅厚比パラメータ $R > 0.5$ かつ細長比パラメータ $\bar{\lambda} > 0.2, 0.29^{2)}, 0.34^{3)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	局部座屈の 部材・構造 係数 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

注: 1) 5.4.3 に規定する ξ_2

2) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面以外

3) SBHS500 及び SBHS500W の溶接箱形断面

5.4.5 軸方向引張力を受ける部材

軸方向引張力を受ける部材に生じる軸方向引張応力度が、式(5.4.21)による軸方向引張応力度の制限値を超えない場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

$$\sigma_{tud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Ut} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.4.21)$$

ここに、

- σ_{tud} : 軸方向引張応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_{Ut} : 抵抗係数で、表-5.4.8に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.4.8に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で、表-5.4.8に示す値とする。

表-5.4.8 調査・解析係数，部材・構造係数，抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{Ut}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で ⑩ を考慮する場合		0.95 ¹⁾	1.00
iii) 3.5(2)3) で ⑪ を考慮する場合	1.00		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

5.4.6 曲げモーメントを受ける部材

(1) 曲げモーメントを受ける部材の断面に生じる応力度が、式(5.4.22)による曲げ引張応力度の制限値、式(5.4.23)による曲げ圧縮応力度の制限値を超えない場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

引張側：

$$\sigma_{tud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Ut} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.4.22)$$

圧縮側：

$$\sigma_{cud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_U \cdot \rho_{brg} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (5.4.23)$$

ここに、

- σ_{tud} : 曲げ引張応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{cud} : 曲げ圧縮応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示す鋼材の降伏強度の特性値(N/mm²)
- ρ_{brg} : 曲げ圧縮による横倒れ座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数で式(5.4.24)により算出する。ただし、圧縮フランジがコンクリート系床版で直接固定されている場合及び箱形断面、 π 形断面の場合は1.0としてよい。式(5.4.24)に用いる座屈パラメータ α は式(5.4.25)による。

$$\rho_{brg} = \begin{cases} 1.0 & (\alpha \leq 0.2, 0.32^{1)}) \\ 1.0 - 0.412(\alpha - 0.2) & (0.2, 0.32^{1}) < \alpha \end{cases} \dots \dots \dots (5.4.24)$$

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

α : 座屈パラメータ

$$\alpha = \frac{2}{\pi} K \sqrt{\frac{\sigma_{yk}}{E}} \cdot \frac{l}{b} \dots \dots \dots (5.4.25)$$

$$K = \begin{cases} 2 & (A_w/A_c \leq 2) \\ \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_c}} & (A_w/A_c > 2) \end{cases}$$

l : 圧縮フランジ固定点間距離 (mm)

b : 圧縮フランジ幅 (mm)

E : ヤング係数 (N/mm²)

A_w : 腹板の総断面積 (mm²)

A_c : 圧縮フランジの総断面積 (mm²)

ただし、 l/b は鋼種に応じて表-5.4.9 に示す値以下としなければならない。

表-5.4.9 l/b の最大値

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
l/b の最大値	30	30	27	25	25	23

Φ_{Ut} : 抵抗係数で、表-5.4.10 に示す値とする。

Φ_U : 抵抗係数で、表-5.4.11 に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.4.10 及び表-5.4.11 に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で、表-5.4.10 及び表-5.4.11 に示す値とする。

表-5.4.10 調査・解析係数，部材・構造係数，抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{Ut}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00 0.95 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

表-5.4.11 調査・解析係数，部材・構造係数，抵抗係数

(a) 座屈パラメータ $\alpha \leq 0.2, 0.32^{1)}$

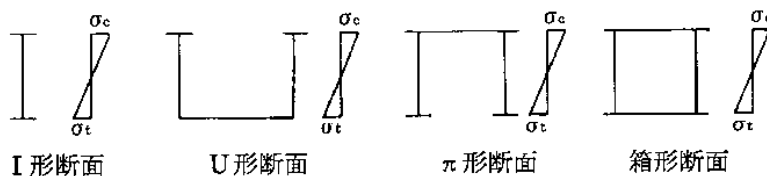
	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00 0.95 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

(b) 座屈パラメータ $\alpha > 0.2, 0.32^{1)}$

	ξ_1	ξ_2	Φ_U
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W



ここに， σ_c ：圧縮縁応力度 σ_t ：引張縁応力度

図-5.4.7 断面の種類

- (2) 5.4.1 から 5.4.3 及び 19.8.1 に規定する局部座屈に対する圧縮応力度の制限値が，曲げ圧縮応力度の制限値より小さい場合には，(1)に関わらず，5.4.1 から 5.4.3 及び 19.8.1 に規定する局部座屈に対する圧縮応力度の制限値を曲げ圧縮応力度の制限値とする。
- (3) 設計断面を含む圧縮フランジの固定点間の部材において，部材両端の設計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には，(1)で算出される曲げ圧縮応力度の制限値に (M_d/M_{eq}) を乗じてよい。ただし，その値は，曲げ圧縮応力度の制限値の上限値，又は，5.4.1 から 5.4.3 及び 19.8.1 に規定する局部座屈に対する圧縮応力度の制限値を超えてはならない。

ここに、

- M_d : 照査断面に作用する曲げモーメント (N・mm)
 M_{eq} : 等価換算曲げモーメント (N・mm)。式(5.4.26)及び式(5.4.27)のうち大きい方とする。

$$M_{eq}=0.6M_1+0.4M_2 \dots \dots \dots (5.4.26)$$

$$M_{eq}=0.4M_1 \dots \dots \dots (5.4.27)$$

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

5.4.7 せん断力を受ける部材

せん断力を受ける部材に生じるせん断応力度が、式(5.4.28)によるせん断応力度の制限値を超えない場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

$$\tau_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Us} \cdot \tau_{yk} \dots \dots \dots (5.4.28)$$

ここに、

- τ_{ud} : せん断応力度の制限値 (N/mm²)
 τ_{yk} : 4章に示す鋼材のせん断降伏強度の特性値 (N/mm²)
 Φ_{Us} : 抵抗係数で、表-5.4.12に示す値とする。
 ξ_1 : 調査・解析係数で、表-5.4.12に示す値とする。
 ξ_2 : 部材・構造係数で、表-5.4.12に示す値とする。

表-5.4.12 調査・解析係数、部材・構造係数、抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{Us}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00 0.95 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

5.4.8 軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材

- (1) 軸方向力及び曲げモーメントを同時に受ける部材が、軸方向力及び曲げモーメントの組合せに対して、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
(2) 軸方向力が引張の場合に、式(5.4.29)から式(5.4.31)を満足する。

$$\frac{\sigma_{td}}{\sigma_{tud}} + \frac{\sigma_{tyd}}{\sigma_{tuyd}} + \frac{\sigma_{tzd}}{\sigma_{tuzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.29)$$

$$-\frac{\sigma_{td}}{\sigma_{tud}} + \frac{\sigma_{cyd}}{\sigma_{cuyd}} + \frac{\sigma_{czd}}{\sigma_{cuzdo}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.30)$$

$$-\frac{\sigma_{td}}{\sigma_{tud}} + \frac{\sigma_{cyd}}{\sigma_{crlyd}} + \frac{\sigma_{czd}}{\sigma_{crlzd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.31)$$

(3) 軸方向力が圧縮の場合に、式(5.4.32)及び式(5.4.33)を満足する。

$$\frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{cud}} + \frac{\sigma_{cyd}}{\sigma_{cuyd} \cdot \alpha_y} + \frac{\sigma_{czd}}{\sigma_{cuzdo} \cdot \alpha_z} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.32)$$

$$\frac{\sigma_{cd}}{\sigma_{crlzd}} + \frac{\sigma_{cyd}}{\sigma_{crlyd} \cdot \alpha_y} + \frac{\sigma_{czd}}{\sigma_{crlzd} \cdot \alpha_z} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (5.4.33)$$

ここに、

- σ_{td} : 照査断面に生じる軸方向引張応力度 (N/mm²)
- σ_{cd} : 照査断面に生じる軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- $\sigma_{tyd}, \sigma_{tzd}$: それぞれ照査断面の強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントにより生じる曲げ引張応力度 (N/mm²)
- $\sigma_{cyd}, \sigma_{czd}$: それぞれ照査断面の強軸及び弱軸まわりに作用する曲げモーメントにより生じる曲げ圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{tud} : 5.3.5 及び 5.4.5 に規定する軸方向引張応力度の制限値のうち小さい方 (N/mm²)
- σ_{cud} : 5.4.4 に規定する軸方向圧縮応力度の制限値 (N/mm²)
- $\sigma_{tuyd}, \sigma_{tuzd}$: 式(5.4.21)により算出した、それぞれ照査断面の強軸及び弱軸まわりの曲げ引張応力度の制限値 (N/mm²)
- σ_{cuyd} : 5.4.6 に規定する局部座屈を考慮しない強軸まわりの曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm²)
- σ_{cuzdo} : 5.4.6 に規定する局部座屈を考慮しない弱軸まわりの曲げ圧縮応力度の制限値の上限値 (N/mm²)
- $\sigma_{crlzd}, \sigma_{crlyd}, \sigma_{crlzd}$: 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 5.4.1 から 5.4.3 及び 19.8.1 に規定する局部座屈に対する軸方向圧縮応力度の制限値、並びに強軸及び弱軸まわりの曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm²)
- α_y, α_z : それぞれ強軸及び弱軸まわりの付加曲げモーメントの影響を考慮するための係数。ただし、有限変位理論によって断面力を算出する場合には 1.0 とする。

$$\alpha_y = 1 - \frac{\sigma_{cd}}{0.8\sigma_{ey}} \quad \dots\dots\dots (5.4.34)$$

$$\alpha_z = 1 - \frac{\sigma_{cd}}{0.8\sigma_{ez}} \quad \dots\dots\dots (5.4.35)$$

σ_{ey} : 強軸まわりのオイラー座屈強度で式(5.4.36)により算出する。

$$\sigma_{ey} = \frac{\pi^2 E \cdot I_y}{l^2 \cdot A} = \pi^2 E / (l/r_y)^2 \cdots \cdots \cdots (5.4.36)$$

σ_{ez} : 弱軸まわりのオイラー座屈強度で式(5.4.37)により算出する。

$$\sigma_{ez} = \frac{\pi^2 E \cdot I_z}{l^2 \cdot A} = \pi^2 E / (l/r_z)^2 \cdots \cdots \cdots (5.4.37)$$

l : 各章に規定する有効座屈長(mm)

r_y, r_z : それぞれ強軸及び弱軸まわりの断面二次半径(mm)

E : 鋼材のヤング係数(N/mm²)で、表-4.2.1による。

5.4.9 曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを受ける部材

曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを受ける部材が、5.3.9の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

5.4.10 二方向の応力が生じる部分のある部材

二方向の応力が生じる部分のある部材が、5.3.10の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

5.4.11 支圧力を受ける部材

支圧力を受ける部材が、5.3.11の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

5.4.12 接合用部材

アンカーボルト、ピン及び仕上げボルトが、5.3.12の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

5.4.13 圧縮力を受ける山形及びT形断面を有する部材

(1) フランジがガセットに連結された山形又はT形断面の圧縮力を受ける部材の設計にあたっては、部材図心軸とガセット位置との偏心による曲げモーメントの影響を考慮しなければならない。

(2) (3)又は(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 図-5.4.8のようにフランジがガセットに連結された山形又はT形断面圧縮部材が式(5.4.38)を満足する。

$$\sigma_{cd} \leq \sigma_{cud} \cdot \left(0.5 + \frac{l/r_x}{1000} \right) \dots\dots\dots (5.4.38)$$

ここに、

- σ_{cd} : 照査断面に生じる軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
- σ_{cud} : 5.4.4 に規定する軸方向圧縮応力度の制限値 (N/mm²)
- l : 部材の有効座屈長 (mm)
- r_x : 部材の図心を通り、ガセット面に平行な軸 (図-5.4.8 の x 軸) のまわりの断面二次半径 (mm)

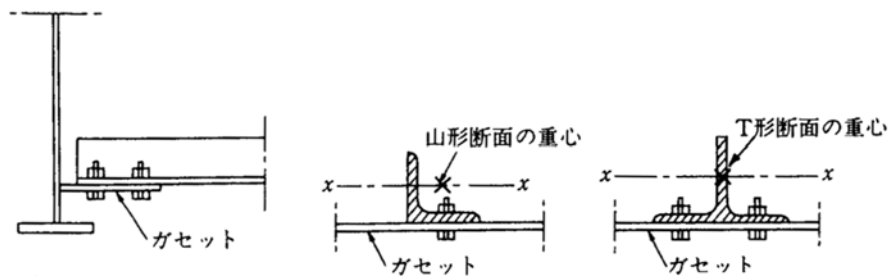


図-5.4.8 山形及びT形断面を有する圧縮部材

(4) (3)によらない場合は、その部材断面の図心を通るガセット面に平行な軸の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 5.4.8 を満足する。ただし、 $\rho_{crg}=1.0$ とし、柱としての全体座屈の影響は考慮しなくてよい。この場合、偏心圧縮力はガセッ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。

6 章 耐久性能に関する部材の設計

6.1 一般

- (1) 鋼部材は、経年的な劣化による影響に対し、必要な耐久性能を確保しなければならない。
- (2) 経年的な劣化の影響として、少なくとも鋼材の腐食及び疲労を考慮しなければならない。
- (3) 鋼部材の耐久性能の確保にあたっては、3.8.3の規定に従い構造設計上の配慮を行うとともに、I編 6.1の規定に従い部材の耐久性能を保持するための設計耐久期間を定め、I編 6.2の規定に従わなければならない。
- (4) 鋼材の腐食に関しては7章の規定による。鋼橋の疲労の影響のうち、鋼部材の疲労の影響は8章、床版の疲労の影響は11章の規定による。

7章 防せい防食

7.1 一般

- (1) 鋼橋の部材等には、腐食による機能の低下を防ぐため、防せい防食を施さなければならない。このとき、鋼部材の耐荷性能に腐食による影響が生じるまでの期間が、維持管理の前提条件に応じて定める当該部材の設計耐久期間よりも長くなるようにしなければならない。また、防せい防食の点検及び補修や更新等の想定する維持管理を確実にできるように配慮しなければならない。
- (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、部材の形状及び経済性を考慮しなければならない。
- (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しなければならない。

7.2 防せい防食での構造配慮

鋼橋の防せい防食では、3.8.3の規定に従い、少なくとも1)及び2)に配慮した構造としなければならない。

- 1) 防せい防食の所定の機能が発揮されることの確実性
- 2) 防せい防食の維持管理の確実性と容易さ

8章 疲労設計

8.1 一般

- (1) 鋼部材の設計にあたっては、原則として、疲労強度が著しく低い継手及び溶接の品質確保が難しい構造の採用を避けるとともに、活荷重等によって部材に生じる応力変動の影響を評価して必要な疲労耐久性を確保しなければならない。

このとき、少なくとも自動車の通行に起因する発生応力については、その繰返しによる影響を適切に評価できるように、照査に用いる荷重とその載荷回数を定めなければならない。

- (2) 設計計算によって算出した応力度の公称値と部材に発生する実応力との関係が明らかである場合には、8.2の規定により応力による疲労耐久性の照査を行わなければならない。
- (3) 設計計算によって算出した応力度の公称値と部材に発生する実応力との関係が明らか

かでない場合には、二次応力に対する疲労耐久性が確保できるよう細部構造に配慮しなければならない。

8.2 応力による疲労照査

8.2.1 照査の基本

- (1) 応力による疲労照査では、継手部に作用する応力範囲とその繰返し数による影響を適切に評価しなければならない。
- (2) 大型の自動車の繰返し载荷の影響に対しては、8.2.2 から 8.5 までの規定を満足すれば、疲労に対する安全性が確保されるとみなしてよい。

なお、表-8.2.1 の条件を全て満足する場合には、8.2.3 の規定によらず疲労に対する安全性が確保されているものとみなしてよい。

表-8.2.1 疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい条件

橋梁形式	コンクリート床版を有する鋼桁橋
使用継手	8.3.2 の規定において疲労強度等級 A から F 等級に分類される継手
使用鋼種	SS400, SM400, SM490, SM490Y, SM520, SMA400, SMA490, SBHS400
支間長	最小支間長が 50m 以上
ADTT _{SLi}	1000 台/(日・車線)以下

8.2.2 疲労設計荷重と応力範囲の算出

- (1) 変動応力の算出

自動車の通行に起因する発生応力の影響を考慮する場合、変動応力の算出には図-8.2.1 に規定する疲労設計荷重 (F 荷重) を用いる。

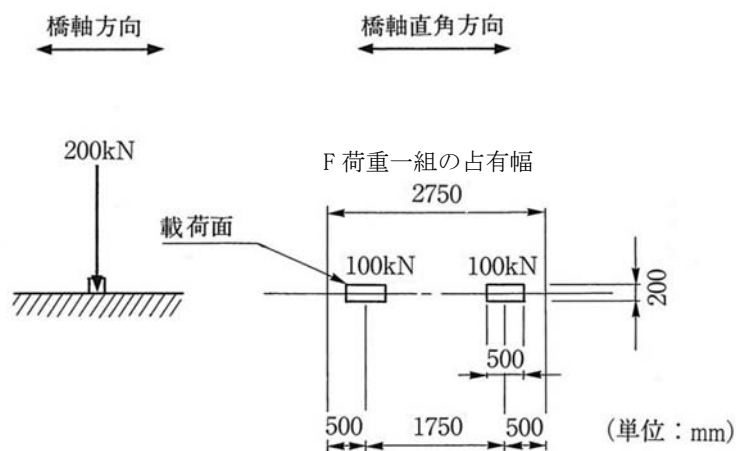


図-8.2.1 疲労設計荷重 (F 荷重) の標準

F 荷重は、図-8.2.1 に示す一組の鉛直荷重を標準とし、これを車線中央位置に載荷し、進行方向に移動させる。車線が複数ある場合には、それぞれ車線ごとに移動載荷を行って応力を算出する。

(2) 変動応力の補正

疲労設計荷重 (F 荷重) の移動載荷により求めた変動応力には、以下の変動応力補正係数 γ_F を考慮する。

$$\gamma_F = \gamma_{F1} \times \gamma_{F2} \times \gamma_{F3} \times i_f \times \gamma_a \cdots \cdots \cdots (8.2.1)$$

ここに、

γ_F : 変動応力補正係数

γ_{F1} : 同時載荷等補正係数 1 (複数の車軸が同時に載荷される影響を考慮するための係数)。3.0 としてよい。

γ_{F2} : 同時載荷等補正係数 2 (影響線の基線長の違いが変動応力に与える影響を考慮するための係数)。

$$(\log L_{B1} + 1.50) / 3.0 \quad (\text{ただし, } 2/3 \leq \gamma_{F2} \leq 1.00)$$

L_{B1} : 対象とする断面力の影響線の基線長のうち影響線縦距が最大となる位置を含む範囲のもの (m)

ここに、影響線の基線長とは、影響線が 0 となる位置で影響線を分割した場合のそれぞれの範囲の長さとする。

γ_{F3} : 同時載荷等補正係数 3 (隣接する車線に同時に載荷される軸重の影響を考慮するための係数)。

対象とする断面力の影響線が正負に交番する場合は $\gamma_{F3}=1.00$

対象とする断面力の影響線が常に 0 以上又は 0 以下というように同一符号となる場合は表-8.2.2 に与える値

表-8.2.2 正負交番しない影響線形状を有する部材の同時載荷等補正係数 γ_{F3}

$ADTT_{SLi}$	L_{B2}	
	$L_{B2} \leq 50\text{m}$	$50\text{m} < L_{B2}$
$ADTT_{SLi} \leq 2000$	1.00	1.00
$2000 < ADTT_{SLi}$	1.00	1.10

ここに、

L_{B2} : 対象とする断面力の影響線の基線長の和 (m)

$ADTT_{SLi}$: 一方向一車線当たり日大型車交通量 (台/ (日・車線))

i_f : 動的作用の影響を補正するための係数

車両の動揺に伴う軸重の変化等，動的作用の影響を考慮するための係数で，原則として式 (8.2.2) により算出する。

$$i_f = 10 / (50 + L) \dots\dots\dots (8.2.2)$$

ここに，

L ：衝撃係数（I 編）を求めるときの支間長（m）

γ_a ：計算応力補正係数

疲労設計荷重（F 荷重）の移動載荷に用いた構造解析モデルの相違の影響を考慮するための補正係数で，原則として表-8.2.3 によってよい。

表-8.2.3 各種解析手法と主構造に対する計算応力補正係数 γ_a

構造形式	解析手法	計算応力補正係数 γ_a
コンクリート床版を有する鋼桁のうち I 形又は箱形断面のもの（ただし，少数主桁橋を除く）	三次元 FEM 解析	1.0
	骨組解析又は格子解析	0.8
鋼床版を有する鋼桁のうち I 形又は箱形断面のもの	三次元 FEM 解析	1.0
	その他 ¹⁾	1.0

注：1) 実応力と計算応力の相違に関して十分に検討した場合には別途設定してよい。

(3) 応力範囲の算出

応力範囲の算出は，(2) の規定に基づき補正された変動応力の波形に対して適切な波形処理の方法を用いて行うものとする。

(4) 疲労設計にあたって考慮する疲労設計荷重の載荷頻度は，式 (8.2.3) に基づいて算出するものとする。

$$nt_i = ADTT_{SLi} \cdot \gamma_n \cdot 365 \cdot Y \dots\dots\dots (8.2.3)$$

ここに，

nt_i ：設計で考慮する疲労設計荷重の載荷回数

$ADTT_{SLi}$ ：一方向一車線（車線 i）当たりの日大型車交通量

$$ADTT_{SLi} = ADTT / n_L \times \gamma_L$$

γ_n ：頻度補正係数（標準的には 0.03 としてよい）

Y ：設計耐久期間（年）

$ADTT$ ：一方向当りの日大型車交通量

- n_L : 車線数
- γ_L : 車線交通量の偏りを考慮するための係数 (偏りがない場合には 1.0)

8.2.3 応力による照査の方法

(1) 8.2.2の規定により算出される応力範囲の最大値と 8.3.1に規定する一定振幅応力に対する打ち切り限界が式(8.2.4)の関係を満足する場合、その継手は疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい。

$$\left. \begin{array}{l} \text{直応力に対して} \\ \Delta\sigma_{max} \leq \Delta\sigma_{ce} \cdot C_R \cdot C_t \\ \text{せん断応力に対して} \\ \Delta\tau_{max} \leq \Delta\tau_{ce} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (8.2.4)$$

ここに、

- $\Delta\sigma_{max}, \Delta\tau_{max}$: 8.2.2で算出される対象継手部の最大応力範囲(N/mm²)
- $\Delta\sigma_{ce}, \Delta\tau_{ce}$: 一定振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界(N/mm²)
- C_R : 8.3.3に規定する平均応力の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打ち切り限界を補正するための係数
- C_t : 8.3.4に規定する板厚の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打ち切り限界を補正するための係数

(2) 式(8.2.4)を満足しない場合においても、式(8.2.5)を満足する場合には、その継手は疲労に対する安全性が確保されているとみなしてよい。このとき、変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界 $\Delta\sigma_{ve}, \Delta\tau_{ve}$ 以下の応力範囲については、その影響を無視してよい。

$$D \leq 1.00 \dots\dots\dots (8.2.5)$$

ここに、

- D : 累積損傷比
- $$D = \sum_i D_i$$
- D_i : 車線 i に対する疲労設計荷重の移動載荷による累積損傷比
- $$D_i = \sum_j (nt_i / N_{i,j})$$
- nt_i : 8.2.2に従って求められる疲労設計荷重の載荷回数
(=応力範囲 $\Delta\sigma_{i,j}$ 又は $\Delta\tau_{i,j}$ の頻度)

- $N_{i,j}$: 疲労設計曲線より求められる $\Delta\sigma_{i,j}$ 又は $\Delta\tau_{i,j}$ に対応する疲労寿命
 $N_{i,j} = C_0 \cdot (C_R \cdot C_t)^m / \Delta\sigma_{i,j}^m$ 又は $N_{i,j} = D_0 / \Delta\tau_{i,j}^m$
- $\Delta\sigma_{i,j}, \Delta\tau_{i,j}$: 車線 i に対する疲労設計荷重一組の移動载荷によって得られる j 番目の応力範囲
- C_0, D_0 : 8.3.1 に示す疲労設計曲線を表すための定数
- C_R : 8.3.3 に規定する平均応力の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打切り限界を補正するための係数
- C_t : 8.3.4 に規定する板厚の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打切り限界を補正するための係数
- m : 疲労設計曲線の傾きを表すための係数
直応力を受ける継手 ($m=3$)
せん断応力を受ける継手 ($m=5$)
直応力を受けるケーブル及び高力ボルト ($m=5$)

8.3 継手の疲労強度

8.3.1 継手の疲労設計曲線

(1) 継手の疲労強度は、8.3.2 に規定する強度等級に応じた式(8.3.1)、又は式(8.3.2)による疲労設計曲線で表す。

$$\left. \begin{array}{l} \Delta\sigma^m \cdot N = C_0 \quad (\Delta\sigma > \Delta\sigma_{ce}, \Delta\sigma_{ve}) \\ N = \infty \quad (\Delta\sigma \leq \Delta\sigma_{ce}, \Delta\sigma_{ve}) \end{array} \right\} \dots \dots \dots (8.3.1)$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta\tau^m \cdot N = D_0 \quad (\Delta\tau > \Delta\tau_{ce}, \Delta\tau_{ve}) \\ N = \infty \quad (\Delta\tau \leq \Delta\tau_{ce}, \Delta\tau_{ve}) \end{array} \right\} \dots \dots \dots (8.3.2)$$

ここに、

- N : 疲労耐久性が確保されない状態に至るまでの応力の繰返し回数
- C_0 : $2 \times 10^6 \cdot \Delta\sigma_f^m$
- D_0 : $2 \times 10^6 \cdot \Delta\tau_f^m$
- $\Delta\sigma$: 直応力範囲 (N/mm²)
- $\Delta\tau$: せん断応力範囲 (N/mm²)
- $\Delta\sigma_f$: 直応力に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲 (N/mm²)
- $\Delta\tau_f$: せん断応力に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲 (N/mm²)
- $\Delta\sigma_{ce}$: 一定振幅応力に対する打切り限界としての直応力範囲 (N/mm²)
- $\Delta\sigma_{ve}$: 変動振幅応力に対する打切り限界としての直応力範囲 (N/mm²)
- $\Delta\tau_{ce}$: 一定振幅応力に対する打切り限界としてのせん断応力範囲 (N/mm²)
- $\Delta\tau_{ve}$: 変動振幅応力に対する打切り限界としてのせん断応力範囲 (N/mm²)
- m : 疲労設計曲線の傾きを表すための係数で、8.2.3(2)に規定する値とする。

(2) 継手の強度等級に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲は、表-8.3.1 から表-8.3.3 までに示す値とする。

表-8.3.1 直応力を受ける継手の強度等級 ($m=3$)

強度等級 区分	2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (N/mm ²)
A	190
B	155
C	125
D	100
E	80
F	65
G	50
H	40
H'	30

表-8.3.2 せん断応力を受ける継手の強度等級 ($m=5$)

強度等級 区分	2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (N/mm ²)
S	80

表-8.3.3 直応力を受けるケーブル及び高力ボルトの強度等級 ($m=5$)

強度等級 区分	2×10^6 回基本許容応力範囲 $\Delta\sigma_f$ (N/mm ²)
K1	270
K2	200
K3	150
K4	65
K5	50

(3) 継手の一定振幅応力及び変動振幅応力に対する、それぞれの打切り限界としての応力範囲は、表-8.3.4 から表-8.3.6 までに示す値とする。

表-8.3.4 直応力を受ける継手の打切り限界としての応力範囲 ($m=3$)

強度等級 区分	一定振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ce}$ (N/mm ²)	変動振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ve}$ (N/mm ²)
A	190	88
B	155	72
C	115	53
D	84	39
E	62	29
F	46	21
G	32	15
H	23	11
H'	16	7

表-8.3.5 せん断応力を受ける継手の打切り限界としての応力範囲 ($m=5$)

強度等級 区分	一定振幅応力の場合 $\Delta\tau_{ce}$ (N/mm ²)	変動振幅応力の場合 $\Delta\tau_{ve}$ (N/mm ²)
S	67	42

表-8.3.6 直応力を受けるケーブル及び高力ボルトの打切り限界としての応力範囲 ($m=5$)


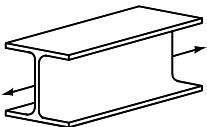
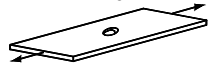
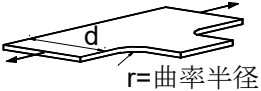
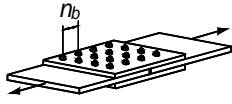
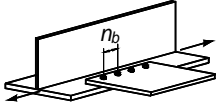
強度等級 区分	一定振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ce}$ (N/mm ²)	変動振幅応力の場合 $\Delta\sigma_{ve}$ (N/mm ²)
K1	270	170
K2	200	126
K3	148	68
K4	46	21
K5	32	15

8.3.2 継手の強度等級

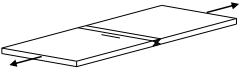
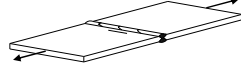
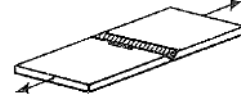
- (1) 部材の接合に用いる継手の強度等級は、継手の種類に応じて適切に定めなければならない。
- (2) (3)及び(4)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 部材の接合に用いる継手のうち、設計に用いる強度等級は、表-8.3.7 から表-8.3.9 までに示すものによることを原則とする。
- (4) 表-8.3.7 から表-8.3.9 までに示す以外の継手を使用する場合には、のど厚、開先、姿勢、電流、電圧、溶接材料等の溶接条件、残留応力、板厚等の実構造で用いる場合の溶接条件や継手の拘束条件及び荷重の条件を適切に評価した疲労試験によって疲労強度を確認する。

表-8.3.7 直応力を受ける継手の種類と強度等級

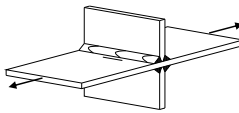
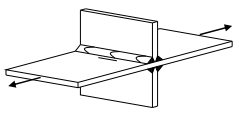
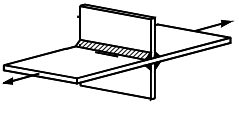
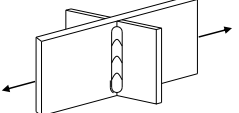

(a) 非溶接継手

継手の形式	構造の細部形式	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
1. 帯板	(1) 表面及び側面, 機械仕上げ (表面粗さ 50 μ m 以下)	A (190)		n_b : 1 ボルト線上の ボルト本数(最大) 注) 3., 5., 6., 7. に おいて孔を押抜き せん断で加工した 場合は, 強度等級 を 1 等級低減しな ければならない。
	(2) 黒皮付き, ガス切断縁 (表面粗さ 100 μ m 以下)	B (155)		
	(3) 黒皮付き, ガス切断縁 (著しい条痕は除去)	C (125)		
2. 形鋼	(1) 黒皮付き	B (155)		注) 表面粗さとは, JIS B 0601 (2013) に規定する最大高 さ粗さ R_z とする。
	(2) 黒皮付き, ガス切断縁 (表面粗さ 100 μ m 以下)	B (155)		
	(3) 黒皮付き, ガス切断縁 (著しい条痕は除去)	C (125)		
3. 円孔を有する母材(純断面応力, 実断面応力)		C (125)		
4. フィレット 付きの切抜き ガセットを有 する母材	(1) $1/5 \leq r/d$ (切断面の表面粗さ 50 μ m 以下)	B (155)		
	(2) $1/10 \leq r/d < 1/5$ (切断面の表面粗さ 50 μ m 以下)	C (125)		
	(3) $1/5 \leq r/d$ (切断面の表面粗さ 100 μ m 以下)	C (125)		
	(4) $1/10 \leq r/d < 1/5$ (切断面の表面粗さ 100 μ m 以下)	D (100)		
5. 高力ボルト 摩擦接合継手 の母材(総断面 応力)	(1) $1 \leq n_b \leq 4$	B (155)		
	(2) $5 \leq n_b \leq 15$	C (125)		
6. 高力ボルト 支圧接合継手 の母材(純断面 応力)	$n_b \leq 4$	B (155)		
7. 応力方向に力を伝えない高力ボルト締め孔を 有する母材(純断面応力)		B (155)		

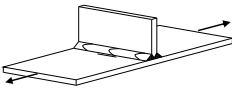

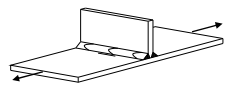


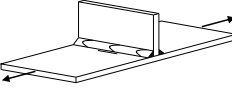
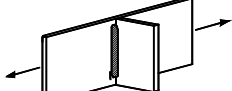
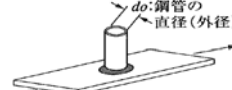

(b) 横方向突合せ溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考						
横方向	突合せ溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 両面溶接 (裏はつりあり)	1) 余盛 削除	—	D(100)		注) 1. (1)1), 1. (1)2), 1. (1)3), 2. の強度等級は, 溶接内部のきず寸法が次のものを対象とする。 <table border="1" data-bbox="1153 633 1361 797"> <tr> <td>板厚 t</td> <td>きず寸法</td> </tr> <tr> <td>$t \leq 18\text{mm}$</td> <td>3mm 以下</td> </tr> <tr> <td>$t > 18\text{mm}$</td> <td>板厚の 1/6 以下</td> </tr> </table>	板厚 t	きず寸法	$t \leq 18\text{mm}$	3mm 以下	$t > 18\text{mm}$	板厚の 1/6 以下
				板厚 t	きず寸法									
				$t \leq 18\text{mm}$	3mm 以下									
		$t > 18\text{mm}$	板厚の 1/6 以下											
		2) 止端 仕上げ	止端 破壊	D(100)										
		3) 非仕 上げ	D(100)											
2. 片面溶接	(1) 裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	1) 非仕 上げ	止端 破壊	D(100)		注) 1. (1)1)において, 余盛の削除に際してはアンダーカットを残してはならない。 注) 1. (1)2)において, 仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に行わなければならない。止端仕上げの曲率半径は 3mm 以上とする。 注) 1. (1)3), 2. の強度等級は, アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。これらの継手において, アンダーカットが 0.3mm を超え, 0.5mm 以下とした場合は, 強度等級を 1 等級低減しなければならない。								

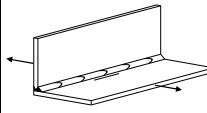
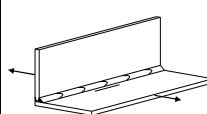
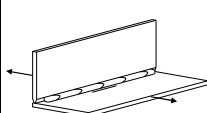
(c) 横方向荷重非伝達型十字溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
横方向	荷重非伝達型十字溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 両面溶接 (裏はつりあり)	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 1. (1)1), 2. (1)1), 3. (1)1)において, アンダーカットは除去する。このとき, 仕上げは応力方向と平行に確実に行わなければならない。
				2) 止端仕上げ		D(100)		
				3) 非仕上げ		E(80)		
		2. 部分溶込み開先溶接	(1) 連続	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 1. (1)2), 2. (1)2), 3. (1)2)において, 仕上げはアンダーカットが残らないように応力方向と平行に確実に行わなければならない。 止端仕上げの曲率半径は3mm以上とする。
				2) 止端仕上げ		D(100)		
				3) 非仕上げ		E(80)		
		(2) 始末端を含む	—	E(80)				
		3. すみ肉溶接	(1) 連続	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 1. (1)3), 2. (1)3), 3. (1)3), 3. (2), 3. (3), 3. (4)の強度等級は, アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において, アンダーカットが0.3mmを超え0.5mm以下とした場合は, 強度等級を1等級低減しなければならない。
				2) 止端仕上げ		D(100)		
				3) 非仕上げ		E(80)		
			(2) 溶接の始末端を含む	—	E(80)			
			(3) 中空断面部材を含む ($d_0 \leq 100\text{mm}$)	—	F(65)			
(4) 中空断面部材を含む ($d_0 > 100\text{mm}$)	—	G(50)						

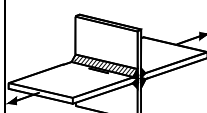
(d) 横方向荷重非伝達型 T 溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考	
横方向	荷重非伝達型 T 溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 両面溶接 (裏はつりあり)	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 1. (1)1), 2. (1)1), 3. (1)1)において, アンダーカットは除去する。このとき, 仕上げは応力の方向と平行に確実に行わなければならない。	
				2) 止端仕上げ		D(100)			
				3) 非仕上げ		E(80)			
			(2) スカラップを含む ($\Delta\tau_{max}/\Delta\sigma_{max} < 0.4$)	—	まわし溶接部止端破壊	G(50)			注) 1. (1)2), 2. (1)2), 3. (1)2)において, 仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に行わなければならない。 止端仕上げの曲率半径は 3 mm 以上とする。
			(1) 連続	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)			
				2) 止端仕上げ		D(100)			
		3) 非仕上げ		E(80)					
		(2) 始終端を含む	—	—	E(80)				
		(3) スカラップを含む ($\Delta\tau_{max}/\Delta\sigma_{max} < 0.4$)	—	まわし溶接部止端破壊	G(50)				
		3. すみ肉溶接	(1) 連続	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 1. (2), 2(3), 3(5)の $\Delta\tau_{max}$ はウェブの最大せん断応力範囲, $\Delta\sigma_{max}$ はフランジの曲げによる最大直応力範囲とする。	
				2) 止端仕上げ		D(100)			
				3) 非仕上げ		E(80)			
			(2) 溶接の始終端を含む	—	—	E(80)			
			(3) 中空断面部材を含む ($d_0 \leq 100\text{mm}$)	—	—	F(65)			
(4) 中空断面部材を含む ($d_0 > 100\text{mm}$)	—		—	G(50)					
(5) スカラップを含む ($\Delta\tau_{max}/\Delta\sigma_{max} < 0.4$)	—		まわし溶接部止端破壊	G(50)					

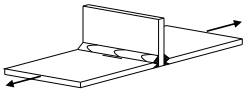
(e) 横方向荷重非伝達型角溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$) (N/mm ²)	継手形状図	備考
横方向	荷重非伝達型角溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 両面溶接 (裏はつりあり)	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 板曲げ応力が作用する場合には適用してはならない。 注) 1. (1)1), 2. (1)1)において、アンダーカットは除去する。このとき、仕上げは応力の方向と平行に確実に行わなければならない。 注) 1. (1)2), 2. (1)2)において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に行わなければならない。 止端仕上げの曲率半径 3 mm 以上とする。 注) 1. (1)3), 2. (1)3), 2. (2)の強度等級は、アンダーカットが 0.3 mm 以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが 0.3 mm を超え 0.5 mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。
				2) 止端仕上げ		D(100)		
				3) 非仕上げ		E(80)		
		2. 部分溶込み開先溶接	(1) 連続	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		
				2) 止端仕上げ		D(100)		
				3) 非仕上げ		E(80)		
(2) 始終端を含む	—	E(80)						

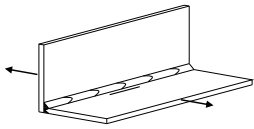
(f) 横方向荷重伝達型十字溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$) (N/mm ²)	継手形状図	備考						
横方向	荷重伝達型十字溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 連続	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 1. の強度等級は、溶接内部のきず寸法が次のものを対象とする。 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <tr> <td>板厚 t</td> <td>きず寸法</td> </tr> <tr> <td>$t \leq 18\text{mm}$</td> <td>3mm 以下</td> </tr> <tr> <td>$t > 18\text{mm}$</td> <td>板厚の 1/6 以下</td> </tr> </table> これらの継手において、溶接内部のきず寸法が板厚の 1/6 を超え板厚の 1/3 以下とした場合は、強度等級を F 等級としなければならない。 注) 1. (1)1)において、アンダーカットは除去する。このとき、仕上げは応力の方向と平行に確実に行わなければならない。 注) 1. (1)2)において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に行わなければならない。止端仕上げの曲率半径は 3mm 以上とする。 注) 1. (1)3)の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが 0.3mm を超え 0.5mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。	板厚 t	きず寸法	$t \leq 18\text{mm}$	3mm 以下	$t > 18\text{mm}$	板厚の 1/6 以下
				板厚 t		きず寸法								
				$t \leq 18\text{mm}$		3mm 以下								
$t > 18\text{mm}$	板厚の 1/6 以下													
2) 止端仕上げ	D(100)													
3) 非仕上げ	E(80)													

(g) 横方向荷重伝達型 T 溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考						
横方向	荷重伝達型 T 溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 連続	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		<p>注) 1. の強度等級は、溶接内部のきず寸法が次のものを対象とする。</p> <table border="1"> <tr> <td>板厚 t</td> <td>きず寸法</td> </tr> <tr> <td>$t \leq 18\text{mm}$</td> <td>3mm 以下</td> </tr> <tr> <td>$t > 18\text{mm}$</td> <td>板厚の 1/6 以下</td> </tr> </table> <p>これらの継手において、溶接内部のきず寸法が板厚の 1/6 を超え板厚の 1/3 以下とした場合は、強度等級を F 等級としなければならない。</p> <p>注) 1. (1)1) において、アンダーカットは除去する。このとき、仕上げは応力の方向と平行に確実に行わなければならない。</p> <p>注) 1. (1)2) において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に行わなければならない。止端仕上げの曲率半径は 3mm 以上とする。</p> <p>注) 1. (1)3) の強度等級は、アンダーカットが 0.3mm 以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが 0.3mm を超え 0.5mm 以下とした場合は、強度等級を 1 等級低減しなければならない。</p>	板厚 t	きず寸法	$t \leq 18\text{mm}$	3mm 以下	$t > 18\text{mm}$	板厚の 1/6 以下
				板厚 t		きず寸法								
				$t \leq 18\text{mm}$		3mm 以下								
$t > 18\text{mm}$	板厚の 1/6 以下													
2) 止端仕上げ	D(100)													
3) 非仕上げ	E(80)													

(h) 横方向荷重伝達型角溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
横方向	荷重伝達型角溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1)連続	1) 滑らかな止端	止端破壊	D(100)		注) 板曲げ応力が作用する場合には適用してはならない。
				2) 止端仕上げ		D(100)		注) 1. (1)1)において、アンダーカットは除去する。このとき、仕上げは応力の方向と平行に確実に行わなければならない。
				3) 非仕上げ		E(80)		注) 1. (1)2)において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に行わなければならない。止端仕上げの曲率半径3 mm以上とする。 注)1. (1)3)の強度等級は、アンダーカットが0.3 mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3 mmを超え0.5 mm以下とした場合は、強度等級を1等級低減しなければならない。

(i) 横方向面外ガセット溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
横方向	面外ガセット溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) フィレットなし ($l \leq 100\text{mm}$)	1) 止端仕上げ	まわし溶接部 止端破壊	E (80)		注) 1. (1)1), 1. (2)1), 1. (5), 2. (1)1), 2. (2)1)において, 仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に行わなければならない。止端仕上げの曲率半径は3mm以上とする。
				2) 非仕上げ		F (65)		
			(2) フィレットなし ($l > 100\text{mm}$)	1) 止端仕上げ		F (65)		
				2) 非仕上げ		G (50)		
			(3) フィレットあり (フィレット部仕上げなし) ($l \leq 100\text{mm}$)	—		F (65)		
			(4) フィレットあり (フィレット部仕上げなし) ($l > 100\text{mm}$)	—		G (50)		
		(5) フィレットあり (フィレット部仕上げあり)	—	フィレット部	E (80)		注) 1. (1)2), 1. (2)2), 1. (3), 1. (4), 2. (1)2), 2. (2)2)の強度等級は, アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において, アンダーカットが0.3mmを超え0.5mm以下とした場合は, 強度等級を1等級低減しなければならない。	
		(6) 主板貫通 (埋め戻し)	1) 非仕上げ	まわし溶接部 止端破壊	G (50)			
		2. すみ肉溶接	(1) フィレットなし ($l \leq 100\text{mm}$)	1) 止端仕上げ	まわし溶接部 止端破壊	E (80)		
				2) 非仕上げ		F (65)		
			(2) フィレットなし ($l > 100\text{mm}$)	1) 止端仕上げ	ルート破壊	等級なし		
				2) 非仕上げ	まわし溶接部 止端破壊	G (50)		




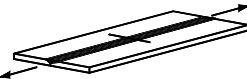
(j) 横方向面内ガセット溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$) (N/mm ²)	継手形状図	備考
横方向	面内ガセット溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) フィレットなし	1) 止端仕上げ	フィレット部	G(50)		注) 1. (1)1), 1. (3), 1. (4), 1. (5)において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に進むなければならない。止端仕上げの曲率半径は3mm以上とする。 注) 1. (2)の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。
			(2) フィレットあり (フィレット部仕上げなし)	—		等級なし		
			(3) フィレットあり (フィレット部仕上げあり, $1/3 \leq r/d$ 又は $r \geq 200\text{mm}$)	—		D(100)		
			(4) フィレットあり (フィレット部仕上げあり, $1/5 \leq r/d < 1/3$)	—		E(80)		
			(5) フィレットあり (フィレット部仕上げあり, $1/10 \leq r/d < 1/5$)	—		F(65)		

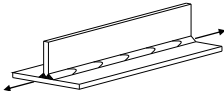
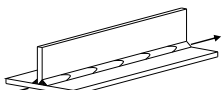
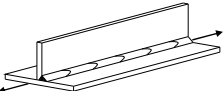
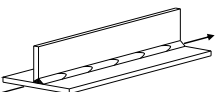

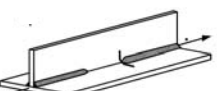
(k) その他の横方向溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$) (N/mm ²)	継手形状図	備考
横方向	カバープレートの溶接継手	1. すみ肉溶接	(1) $l \leq 300\text{mm}$	1) 溶接部仕上げ	止端破壊	D(100)		注) 1. (1)1), 1. (1)2), 1. (2)1)において、仕上げはアンダーカットが残らないように応力の方向と平行に確実に進むなければならない。止端仕上げの曲率半径は3mm以上とする。 注) 1. (1)3), 1. (2).2)の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。これらの継手において、アンダーカットが0.3mmを超え0.5mm以下とした場合は、強度等級を1等級低減しなければならない。
				2) 止端仕上げ		E(80)		
				3) 非仕上げ		F(65)		
			(2) $l > 300\text{mm}$	1) 溶接部仕上げ		D(100)		
	2) 非仕上げ	G(50)						
	スタッド溶接継手	2. スタッド溶接	—	—	—	1) 主板側止端破壊	E(80)	

(1) 縦方向突合せ溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
縦方向	突合せ溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 両面溶接 (裏はつりあり)	1) 余盛 削除	—	D(100)		注) 1. (1)1)において、余盛りの削除に際してはアンダーカットを残してはならない。 注) 1. (1)2), 2., 3.の強度等級は、アンダーカットが0.5 mm以下の継手を対象とする。
				2) 非仕上げ		D(100)		
		2. 部分溶込み開先溶接	—	—	—	D(100)		
		3. 片面溶接	(1) 裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	—	—	D(100)		

(m) 縦方向 T 溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
縦方向	T 溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 両面溶接 (裏はつりあり)	—	—	D(100)		注) 4. (2)の強度等級は、アンダーカットが0.3mm以下の継手を対象とする。この継手において、アンダーカットが0.3mmを超え0.5mm以下とした場合は、強度等級を1等級低減しなければならない。 注) 1, 2, 3, 4. (1)の強度等級は、アンダーカットが0.5mm以下の継手を対象とする。
		2. 部分溶込み開先溶接	(1) 両面溶接	—	—	D(100)		
			(2) 片面溶接	—		D(100)		
		3. 片面溶接	(1) 裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	—	—	等級なし		
		4. すみ肉溶接	(1) 連続	—	—	D(100)		
			(2) 断続	—		E(80)		

(n) 縦方向角溶接継手

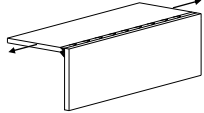
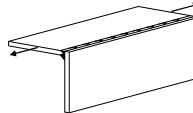
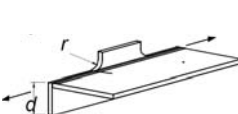
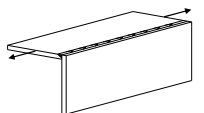
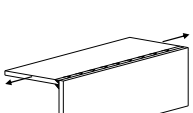
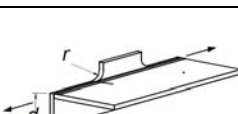
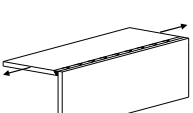
方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
縦方向	角溶接継手	1. 完全溶込み開先溶接	(1) 両面溶接 (裏はつりあり)	1) 余盛 削除	—	D(100)		注) 1. (1)1)において、余盛りの削除に際してはアンダーカットを残してはならない。 注) 1. (1)2), 1. (2), 1. (3), 2., 3. の強度等級は、アンダーカットが 0.5 mm 以下の継手を対象とする。
				2) 非仕上げ	—	D(100)		
			(2) 切抜きガセット ($1/5 \leq r/d$)	—	フィレット部	D(100)		
			(3) 切抜きガセット ($1/10 \leq r/d < 1/5$)	—	E(80)			
		2. 部分溶込み開先溶接	(1) 外側溶接のみ	—	—	D(100)		
			(2) 内側すみ肉溶接あり	—	—	D(100)		
			(3) 切抜きガセット ($1/5 \leq r/d$)	—	フィレット部	D(100)		
			(4) 切抜きガセット ($1/10 \leq r/d < 1/5$)	—	E(80)			
		3. 片面溶接	(1) 裏当て金がなく良好な裏波形状を有する	—	—	D(100)		

表-8.3.8 直応力を受けるケーブル及び高力ボルトの種類と強度等級



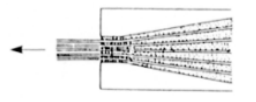
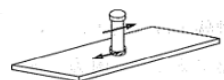
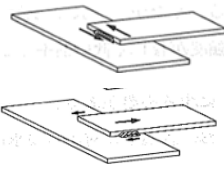
方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
-	1. ケーブル本体	-	(1) 平行線	-	-	K1 (270)		注) 2. (1) 新定着法とはケーブル本体と同程度の疲労強度を有する定着部構造とする.
		-	(2) ロープ	-	-	K2 (200)		
	2. ケーブル定着部	-	(1) 平行線新定着法	-	-	K1 (270)		
		-	(2) 平行線亜鉛鍍込み	-	-	K2 (200)		
		-	(3) ロープ亜鉛鍍込み	-	-	K3 (150)		
	3. 高力ボルト	-	(1) 転造	-	-	-	K4 (65)	
-		(2) 切削	-	-	-	K5 (50)		

表-8.3.9 せん断応力を受ける継手の種類と強度等級

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式	溶接部の状態	着目	強度等級 ($\Delta\sigma_f$ (N/mm ²))	継手形状図	備考
-	せん断応力を受ける継手	-	1. スタッドを溶接した継手のスタッド断面	-	-	S (80)		
		-	2. 重ね継手の側面すみ肉溶接のど断面	-	-	S (80)		
		-	3. 鋼管の割込み継手の側面すみ肉溶接のど断面	-	-	S (80)		
		-	4. 上記以外	-	-	S (80)		

8.3.3 平均応力（応力比）の影響

直応力を受ける継手に対して、平均応力の影響を考慮する場合の 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲は、表-8.3.1 及び表-8.3.4 に規定する値に、式 (8.3.3) により算出した平均応力に関する補正係数 C_R を乗じた値とする。

$$\left. \begin{array}{ll} C_R = 1.00 & (-1.00 < R < 1.00) \\ C_R = 1.30(1.00-R)/(1.60-R) & (R \leq -1.00) \\ C_R = 1.30 & (R > 1.00) \end{array} \right\} \dots \dots \dots (8.3.3)$$

ここに、

R : 応力比 $R = \sigma_{min} / \sigma_{max}$

σ_{min} : 最小応力度 (N/mm²)

σ_{max} : 最大応力度 (N/mm²)

8.3.4 板厚の影響

板厚が 25mm を超えかつ非仕上げの溶接継手のうち、横方向突合せ溶接継手、横方向荷重非伝達型十字溶接継手、横方向荷重伝達型十字溶接継手、横方向面外ガセット溶接継手、カバープレートの溶接継手においては、直応力に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲は、表-8.3.1 及び表-8.3.4 に示す値に、式 (8.3.4) により算出した補正係数 C_t を乗じた値とする。

ただし、横方向荷重非伝達型十字溶接継手及び完全溶込み開先溶接による横方向荷重伝達型十字溶接継手において付加板の厚さが 12mm 以下の場合には、直応力に対する 2×10^6 回基本許容応力範囲及び打切り限界としての応力範囲は補正しなくてもよい。

$$C_t = \sqrt[4]{25/t} \dots \dots \dots (8.3.4)$$

ここに、

t : 板厚 (mm)

8.4 疲労設計における配慮事項

鋼橋の疲労設計では、3.8.3 の規定に従い、少なくとも以下の事項に配慮した構造としなければならない。

- 1) 二次応力及び応力集中
- 2) 部材の振動

8.5 構造詳細による鋼床版の疲労設計

8.5.1 一般

11.8の規定を満足する鋼床版の疲労に対して、設計耐久期間を100年とする場合、1)から3)までの条件を満足する鋼床版が、8.5.2の規定を満足する場合には、疲労耐久性が確保されるとみなしてよい。

- 1) 縦リブ支間 L が、 $L \leq 2.5\text{m}$ である。
- 2) 縦リブが、バルブプレートリブ、平板リブ又は以下に示す閉断面リブである。
 - ① U-320×240×6, ② U-320×260×6, ③ U-320×240×8, ④ U-320×260×8
- 3) デッキプレートの板厚 t_d が、12mm 以上である。ただし、2)に示す閉断面リブの場合、大型の自動車の輪荷重が常時載荷される位置直下のデッキプレートの板厚は16mm 以上である。

8.5.2 構造細目

- (1) 閉断面リブとデッキプレートの縦方向溶接継手は、必要など厚を確保するとともに、リブ板厚の75%以上の溶込み量を確保するものとする。
- (2) デッキプレートの橋軸方向継手位置は、なるべく輪荷重の直下となる位置と一致しないよう配慮するとともに、横リブ及び横桁の継手部では(5)の規定を満足する。
- (3) 縦リブの継手
 - 1) 縦リブの継手は、縦リブの支間中央部の $L/2$ (L : 縦リブ支間長)の範囲に設けない。
 - 2) 縦リブの継手は、原則として高力ボルト摩擦接合継手を標準とする。
やむを得ず閉断面リブで溶接継手とする場合には、裏当て金を用いた完全溶込み突合せ溶接継手とする。
 - 3) 縦リブの高力ボルト摩擦接合継手は、次の規定による。
 - i) 輪荷重の載荷位置直下に位置する縦リブ継手部のスカラップの長手方向の大きさは80mm 以下とする。
 - ii) 連結板の設計にあたっては、縦リブ母材の断面欠損の影響を考慮する。
 - 4) 高力ボルト摩擦接合継手部の縦リブの増厚は行わなくてもよい。
 - 5) 閉断面リブの継手部では、閉断面リブ内部の防せい防食を確保する。
- (4) 閉断面リブ内部には、防せい防食のために密閉構造とする場合を除き、原則としてダイアフラムを設けない。
- (5) 横リブの継手
 - 1) 横リブ及び横桁の継手部において、デッキプレートの溶接のために設けられるスカラップの長手方向の大きさは80mm 以下とする。
 - 2) 輪荷重の直下となる位置には、原則として横リブ又は横桁の継手部を設けないも

のとする。

(6) 縦リブと中間横リブ又は横桁の交差部

- 1) 縦リブと横リブ又は横桁交差部では、原則として縦リブ、及び縦リブとデッキプレートとの縦方向溶接を連続させる。
- 2) 交差部は、図-8.5.1、図-8.5.2に示す構造を標準とし、縦リブとデッキプレートとの縦方向溶接を連続させるために設けられる横リブ又は横桁のコーナーカット部には埋戻し溶接を行うものとする。
- 3) 縦リブが貫通する中間横リブ又は横桁では、開口部の影響による剛性の低下に配慮しなければならない。

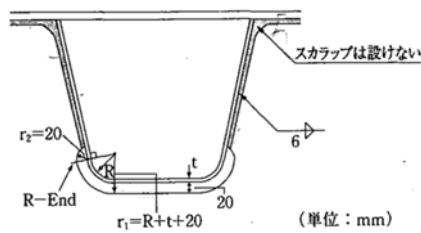


図-8.5.1 閉断面リブと中間横リブ又は横桁との交差部構造の標準

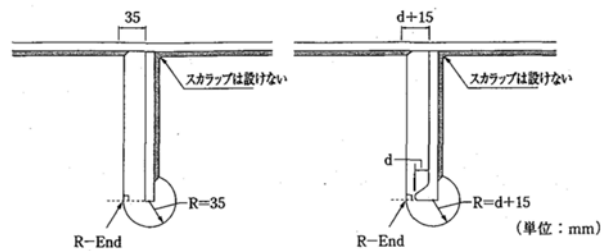


図-8.5.2 平板リブ又はバルブプレートリブと中間横リブ又は横桁との交差部構造の標準

(7) 縦リブと端横リブ又は端横桁の交差部

- 1) 交差部は、図-8.5.3、図-8.5.4に示す構造を標準とする。
- 2) 以下の条件を満たす場合には、閉断面の縦リブと端横リブ又は端横桁との接合を裏当て金を用いた完全溶込み開先溶接としてよい。
 - i) 閉断面リブと裏当て金は密着している。
 - ii) 閉断面リブと端横リブ又は端横桁の腹板とのギャップ間隔は 4~5mm を保持している。

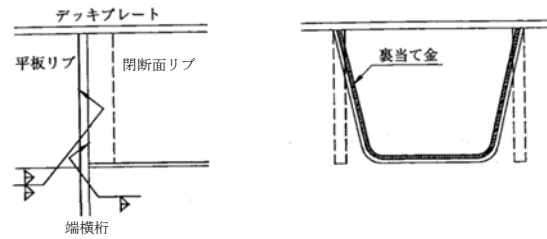


図-8.5.3 閉断面リブと端横リブ又は端横桁の交差部構造の標準

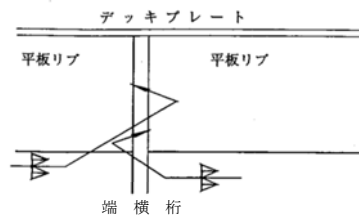


図-8.5.4 平板リブ又はバルブプレートリブと端横リブ又は端横桁の交差部構造の標準

- (8) 横リブ又は横桁の垂直補剛材の取付は、図-8.5.5 に示す構造を標準とし、デッキプレートに溶接しない。

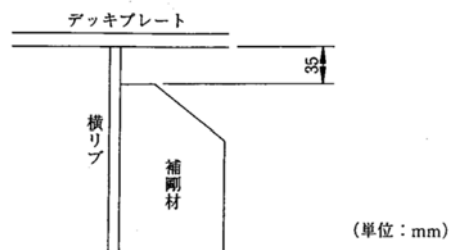


図-8.5.5 横リブ又は横桁の垂直補剛材の取付構造の標準

- (9) 大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下には、原則として縦桁を配置しない。やむを得ず、輪荷重載荷位置直下又はその近傍に縦桁を配置する場合にも、縦桁の垂直補剛材上部のデッキプレートとの溶接部端の近傍が輪荷重の常時載荷位置とならないようにする。
- (10) 大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下には、コーナープレートを配置しないことを標準とする。やむを得ず配置する場合には、コーナープレートとデッキプレートの縦方向溶接において75%以上の溶込み量を確保する。

9章 接合部

9.1 一般

9.1.1 設計の基本

- (1) 接合部の耐荷性能の照査は、作用力に対して行わなければならない。
- (2) 接合部の限界状態を適切に定めなければならない。
- (3) 接合部の設計にあたっては、部材どうしが連結され一体となる部材の限界状態と、接合部の限界状態との関係を明確にしたうえで、部材どうしが連結され一体となる部材が所要の機能を発揮するようにしなければならない。
- (4) 接合部は、部材相互の応力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (5) (4)において接合部が所要の接合の機能を発揮するよう、接合部及び連結される各部材に求められる条件を明らかにし、これを満足するようにしなければならない。
- (6) 主要部材の接合部は、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。ただし、せん断力については作用力を用いてよい。
- (7) 接合部の構造詳細は、少なくとも1)から4)の事項を満足する。
 - 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) 有害な応力集中を生じさせないこと。
 - 4) 有害な残留応力や二次応力を生じさせないこと。

9.1.2 溶接と高力ボルトを併用する継手

- (1) 溶接と高力ボルトを併用する継手は、それぞれが適切に応力を分担するよう設計しなければならない。
- (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。

9.2 溶接継手

9.2.1 一般

- (1) 溶接継手の設計にあたっては、部材の接合部として所要の性能が得られるために必要な溶接品質が確保できるように、適用箇所、施工性及び継手の形式等について検討を行わなければならない。
- (2) 溶接継手の設計にあたっては、少なくとも曲げモーメント、軸方向力及びせん断力並

びにそれらの組合せに対して安全となるようにしなければならない。

9.2.2 溶接継手の種類と適用

- (1) 応力を伝える溶接継手には、完全溶込み開先溶接による溶接継手、部分溶込み開先溶接による溶接継手又は連続すみ肉溶接による溶接継手を用いなければならない。完全溶込み開先溶接による溶接継手では裏はつりを行うことを原則とする。
- (2) 溶接線に直角な方向に引張力を受ける継手には、完全溶込み開先溶接による溶接継手を用いるのを原則とし、部分溶込み開先溶接による溶接継手やすみ肉溶接による溶接継手を用いてはならない。
- (3) プラグ溶接による溶接継手及びスロット溶接による溶接継手は用いてはならない。やむを得ず用いる場合は、耐荷性能の照査にあたっては、応力の伝達を考慮してはならない。

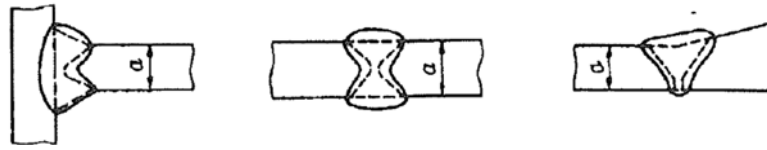
9.2.3 継手形式の選定

鋼板を用いた溶接継手の形式は以下のいずれか、又は、その組合せによることを原則とする。

- 1) 突合せ継手
母材がほぼ同じ面内で互いに突き合わされて溶接された継手
- 2) 十字継手
T 継手の一つの板の裏側の面にも同様に直角にもう一つの板が溶接されて十字形になる継手
- 3) T 継手
一つの板の端面を他の板の表面に載せて溶接されて T 形となる継手
- 4) 角継手
母材をほぼ直角に L 字形に保ちそれぞれの端を溶接された継手
- 5) 重ね継手
母材の一部を重ねて溶接された継手

9.2.4 溶接部の有効厚

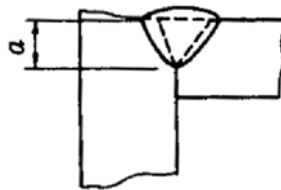
- (1) 応力を伝える溶接部の有効厚は、その溶接の理論のど厚とする。
- (2) 溶接継手の種類ごとの理論のど厚は、1)から3)による。
 - 1) 完全溶込み開先溶接による溶接継手の理論のど厚は、図-9.2.1 に示すとおりとし、部材の厚さが異なる場合は薄い方の部材の厚さとする。



a : 理論のど厚

図-9.2.1 完全溶込み開先溶接による溶接継手の理論のど厚

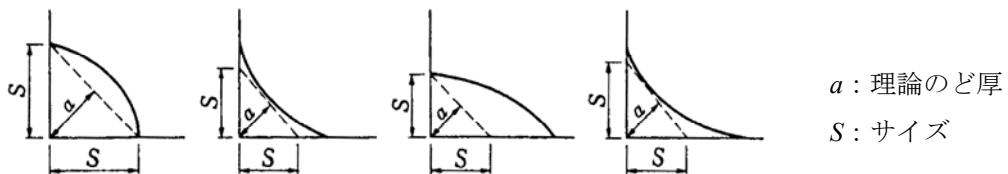
2) 部分溶込み開先溶接による溶接継手の理論のど厚は, 図-9.2.2 に示す溶込み深さとする。



a : 理論のど厚

図-9.2.2 部分溶込み開先溶接による溶接継手の理論のど厚

3) すみ肉溶接による溶接継手の理論のど厚は図-9.2.3 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。



(a) 等脚の場合

(b) 不等脚の場合

図-9.2.3 すみ肉溶接による溶接継手の理論のど厚

9.2.5 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。
- (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。

9.2.6 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確保するとともに、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。
- (3) 主要部材の応力を伝えるすみ肉溶接のサイズは6mm以上とし、式(9.2.1)を満たす大きさとするのを標準とする。

$$t_1 > S \quad \text{かつ} \quad S \geq \sqrt{2t_2} \cdots \cdots \cdots (9.2.1)$$

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)

9.2.7 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しなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 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80mm以上を確保する。

9.2.8 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なければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 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。

9.2.9 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しなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(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 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、次の1)及び2)による。

- 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、薄い板の板厚の値を 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。

9.2.10 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しなければならない。
- (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° を超える 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。

9.2.11 角継手

- (1) 角継手の溶接は、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しなければならない。
- (2) 角継手において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。

9.3 溶接継手の限界状態 1

9.3.1 軸方向力又はせん断力を受ける溶接継手

軸方向力又はせん断力を受ける溶接継手が、式(9.3.1)又は式(9.3.2)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ただし、すみ肉溶接による溶接継手及び部分溶込み開先溶接による溶接継手は、作用する力の種類に関わらず式(9.3.2)による。

$$\sigma_{Nd} = \frac{P}{\sum(a \cdot l)} \leq \sigma_{Ny d} \quad \dots \dots \dots (9.3.1)$$

$$\tau_d = \frac{P}{\sum(a \cdot l)} \leq \tau_{y d} \quad \dots \dots \dots (9.3.2)$$

ここに、

- σ_{Nd} : 継手に生じる軸方向応力度 (N/mm²)
- τ_d : 継手に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- P : 継手に生じる力 (N)

- a : 溶接の有効厚 (mm)
- l : 溶接の有効長 (mm)
- σ_{Nyd} : 軸方向引張応力度の制限値 (N/mm²) で、式(9.3.3)により算出する。
- τ_{yd} : せん断応力度の制限値 (N/mm²) で、式(9.3.4)により算出する。

$$\sigma_{Nyd} = \xi_1 \cdot \Phi_{Mmn} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (9.3.3)$$

$$\tau_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_{Mmn} \cdot \tau_{yk} \quad \dots (9.3.4)$$

ここに、

- σ_{yk} : 表-4.1.9 に示す溶接部の降伏強度の特性値 (N/mm²)
- τ_{yk} : 表-4.1.9 に示す溶接部のせん断降伏強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{Mmn} : 抵抗係数で、表-9.3.1 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.3.1 に示す値とする。

表-9.3.1 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_{Mmn}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

9.3.2 曲げモーメントを受ける溶接継手

曲げモーメントを受ける溶接継手が、式(9.3.5)又は式(9.3.7)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

- 1) 完全溶込み開先溶接による溶接継手

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y \leq \sigma_{Myd} \quad \dots (9.3.5)$$

ここに、

- σ_{Md} : 溶接部に生じる垂直応力度 (N/mm²)
- M_d : 継手に生じる曲げモーメント (N・mm)
- I : 溶接部断面の断面二次モーメント (mm⁴)
- y : 展開図形の中立軸から照査位置までの距離 (mm)
- σ_{Myd} : 曲げ応力度の制限値 (N/mm²) で、式(9.3.6)により算出する

$$\sigma_{Myd} = \xi_1 \cdot \Phi_{Mmb} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (9.3.6)$$

- σ_{yk} : 表-4.1.9 に示す溶接部の降伏強度の特性値 (N/mm²)
 Φ_{Mmb} : 抵抗係数で、表-9.3.2 に示す値とする。
 ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.3.2 に示す値とする。

2) すみ肉溶接による溶接継手及び部分溶込み開先溶接による溶接継手

$$\tau_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y \leq \tau_{Myd} \quad \dots (9.3.7)$$

ここに、

- τ_{Md} : 溶接部に生じるせん断応力度 (N/mm²)
 M_d : 継手に生じる曲げモーメント (N・mm)
 I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸まわりの断面二次モーメント (mm⁴)
 y : 展開図形の中立軸から照査位置までの距離 (mm)
 τ_{Myd} : せん断応力度の制限値 (N/mm²) で、式(9.3.8)により算出する

$$\tau_{Myd} = \xi_1 \cdot \Phi_{Mmb} \cdot \tau_{yk} \quad \dots (9.3.8)$$

- τ_{yk} : 表-4.1.9 に示す溶接部のせん断降伏強度の特性値 (N/mm²)
 Φ_{Mmb} : 抵抗係数で、表-9.3.2 に示す値とする。
 ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.3.2 に示す値とする。

表-9.3.2 調査・解析係数，抵抗係数

	ξ_1	Φ_{Mmb}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

9.3.3 曲げモーメント及びせん断力を受ける溶接継手

曲げモーメント及びせん断力を同時に受ける溶接継手に生じる合成応力が、式(9.3.9)又は式(9.3.10)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

1) 完全溶込み開先溶接による溶接継手

$$\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_{yd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1.2 \dots \dots \dots (9.3.9)$$

2) すみ肉溶接による溶接継手及び部分溶込み開先溶接による溶接継手

$$\left(\frac{\tau_{bd}}{\tau_{yd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1.0 \dots \dots \dots (9.3.10)$$

ここに、

- σ_d : 溶接部に生じる軸方向力もしくは曲げモーメントによる垂直応力度又は両者の和(N/mm²)
- τ_d : 溶接部に生じるせん断力によるせん断応力度 (N/mm²)
- τ_{bd} : 溶接部に生じる軸方向力もしくは曲げモーメントによるせん断応力度又は両者の和(N/mm²)
- σ_{yd} : 9.3.2及び9.4.2に規定する曲げ応力度の制限値の小さい方(N/mm²)
- τ_{yd} : 9.3.2及び9.4.2に規定するせん断応力度の制限値の小さい方(N/mm²)

9.4 溶接継手の限界状態 3

9.4.1 軸方向力又はせん断力を受ける溶接継手

軸方向力又はせん断力が作用する場合の溶接継手が、式(9.4.1)又は式(9.4.2)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。ただし、すみ肉溶接による溶接継手及び部分溶込み開先溶接による溶接継手は、作用する力の種類に関わらず式(9.4.2)による。

$$\sigma_{Nd} = \frac{P}{\sum(a \cdot l)} \leq \sigma_{Nud} \dots \dots \dots (9.4.1)$$

$$\tau_d = \frac{P}{\sum(a \cdot l)} \leq \tau_{ud} \dots \dots \dots (9.4.2)$$

ここに、

- σ_{Nd} : 継手に生じる軸方向応力度(N/mm²)
- τ_d : 継手に生じるせん断応力度(N/mm²)
- P : 継手に生じる力(N)
- a : 溶接の有効厚(mm)
- l : 溶接の有効長(mm)
- σ_{Nud} : 軸方向引張応力度の制限値(N/mm²)で、式(9.4.3)により算出する
- τ_{ud} : せん断応力度の制限値(N/mm²)で、式(9.4.4)により算出する

$$\sigma_{Nud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Mmn} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (9.4.3)$$

$$\tau_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Mmn} \cdot \tau_{yk} \quad \dots (9.4.4)$$

- σ_{yk} : 表-4.1.9 に示す溶接部の降伏強度の特性値 (N/mm²)
- τ_{yk} : 表-4.1.9 に示す溶接部のせん断降伏強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{Mmn} : 抵抗係数で、表-9.4.1 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.4.1 に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で、表-9.4.1 に示す値とする。

表-9.4.1 調査・解析係数，部材・構造係数，抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{Mmn}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00 0.95 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

9.4.2 曲げモーメントを受ける溶接継手

曲げモーメントを受ける溶接継手が、式(9.4.5) 又は式(9.4.7)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

- 1) 完全溶込み開先溶接による溶接継手

$$\sigma_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y \leq \sigma_{Mud} \quad \dots (9.4.5)$$

ここに、

- σ_{Md} : 溶接部に生じる垂直応力度 (N/mm²)
- M_d : 継手に生じる曲げモーメント (N・mm)
- I : 溶接部断面の断面二次モーメント (mm⁴)
- y : 展開図形の中立軸から照査位置までの距離 (mm)
- σ_{Mud} : 曲げ応力度の制限値 (N/mm²) で、式(9.4.6)により算出する

$$\sigma_{Mud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Mmb} \cdot \sigma_{yk} \quad \dots (9.4.6)$$

- σ_{yk} : 表-4.1.9 に示す溶接部の降伏強度の特性値 (N/mm²)

- Φ_{Mmb} : 抵抗係数で、表-9.4.2 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.4.2 に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で、表-9.4.2 に示す値とする。

2) すみ肉溶接による溶接継手及び部分溶込み開先溶接による溶接継手

$$\tau_{Md} = \frac{M_d}{I} \cdot y \leq \tau_{Mud} \dots\dots\dots (9.4.7)$$

ここに、

- τ_{Md} : 溶接部に生じるせん断応力度 (N/mm²)
- M_d : 継手に生じる曲げモーメント (N・mm)
- I : のど厚を接合面に展開した断面のその中立軸まわりの断面二次モーメント (mm⁴)
- y : 展開図形の中立軸から照査位置までの距離 (mm)
- τ_{Mud} : せん断応力度の制限値 (N/mm²) で、式(9.4.8)により算出する

$$\tau_{Mud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Mmb} \cdot \tau_{yk} \dots\dots (9.4.8)$$

- τ_{yk} : 表-4.1.9 に示す溶接部の降伏強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{Mmb} : 抵抗係数で、表-9.4.2 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.4.2 に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で、表-9.4.2 に示す値とする。

表-9.4.2 調査・解析係数，部材・構造係数，抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{Mmb}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00 0.95 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で ⑩ を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で ⑪ を考慮する場合	1.00		

注：1) SBHS500 及び SBHS500W

9.4.3 曲げモーメント及びせん断力を受ける溶接継手

曲げモーメント及びせん断力を受ける溶接継手が、9.3.3の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

9.5 高力ボルト継手

9.5.1 一般

- (1) 高力ボルトを用いる継手の設計にあたっては、接合部としての所定の機能が満たされるよう、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わなければならない。
- (2) 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。
- (3) 高力ボルトを用いる継手は、継手としての限界状態に対して所要の安全性を有していなければならない。このため、継手を構成する各要素が作用力に対して安全となるように設計しなければならない。
- (4) 高力ボルトを用いる継手の設計では、9.5.2 から 9.5.12 の規定を満足しなければならない。
- (5) 高力ボルトを用いる継手は、ボルトに作用する力が不均等とならないよう、1 ボルト線上に並ぶ本数に配慮して設計しなければならない。

9.5.2 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たさなければならない。
- (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、接合方法に応じて、(3) から(5)による場合には、(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-9.5.1による。

表-9.5.1 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°C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は、4.1.3(3)に示す S10T 及び S14T とし、S10T の呼びは M20, M22 及び M24 を標準とする。S14T の呼びは M22 及び M24 を標準とし、耐遅れ破壊特性の明らかなものとする。ナット及び座金は、ボルトの締付け又は緩み等に有害な影響を与えないものとする。
 - 3) S14T のボルト、ナット及び座金は防錆皮膜を施したものを標準とし、i) から v) の全ての条件を満たす部位以外には用いない。なお、被接合材は SM570 又は SBHS500 とする。
 - i) 塩分環境が厳しくない
 - ii) 雨水等の影響を直接受けない
 - iii) 滞水などにより長期に湿潤環境が継続する可能性が少ない
 - iv) 点検・補修が可能である
 - v) 折損を生じても第三者被害を生じるおそれがない
 - 4) 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 (F10T) の呼び M20, M22 及び M24 を標準とし、耐遅れ破壊特性が明らかで、かつ良好なものとする。
- (4) 支圧接合
- 支圧接合に用いるボルトは、4.1.3(3)に示す B8T 及び B10T とし、ナット及び座金は、F8T 及び F10T に用いるものを使用することを標準とする。
- (5) 引張接合
- 引張接合に用いるボルトは、(3)1) に示す F10T、2) に示す 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。

9.5.3 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。

9.5.4 ボルトの制限値

- (1) 摩擦接合のボルトの制限値は 9.6.2 の規定による。また、9.9.2 に規定する限界状態 3 の制限値は、ねじ部有効径を直径とする断面積を用いて算出したせん断力の制限値及び支圧力の制限値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有効径と使用する鋼材の厚さとの積とする。
- (2) 支圧接合のボルトの制限値は、9.7.2 及び 9.10.2 の規定によるものとし、ねじ部外径を直径とする断面積を用いて算出したせん断力の制限値及び支圧力の制限値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使用する鋼材の

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引張強度の制限値は 9. 8. 2 及び 9. 11. 2 の規定による。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。

9. 5. 5 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しなければならない。
- (2) (3)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 1) から 4) 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、母材及び連結板の限界状態 1 における純断面応力度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、総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、総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(9. 5. 1)の w を各ボルト孔について控除したものとする。

$$w = d - \frac{p^2}{4g} \quad (\text{mm}) \quad \dots\dots\dots (9. 5. 1)$$

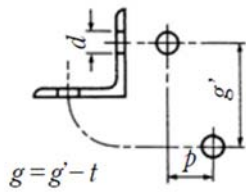
ここに、

d : ボルト孔の直径 (ボルトの呼び+3mm) (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、材片ごとに 1) から 4) 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。ただし、山形鋼、溝形鋼では、図-9. 5. 1 に示すように展開した形で純断面積の算出を行う。



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-9.5.1 山形鋼の展開方法

9.5.6 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しなければならない。
- (2) ボルトの最小中心間隔を表-9.5.2に示す値とする場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

表-9.5.2 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

9.5.7 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しなければならない。
- (2) (3)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-9.5.3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 300mm を超えてはならない。

表-9.5.3 ボルトの最大中心間隔 (mm)

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

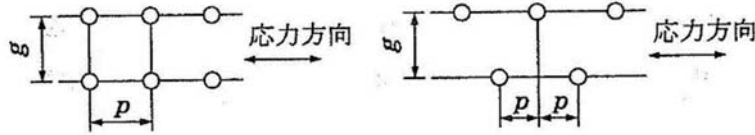


図-9.5.2 ボルトの配置と間隔のとり方

9.5.8 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制限値を下回らない寸法としなければならない。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しなければならない。
- (2) (3)及び(4)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-9.5.4 に示す値とする。

表-9.5.4 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、摩擦接合及び支圧接合においては、応力方向のボルト本数が1本の場合、応力方向の最小縁端距離は表-9.5.4によるほか、式(9.5.2)を満足しなければならない。

$$V_{sd} \leq V_{ud} \dots \dots \dots (9.5.2)$$

ここに、

- V_{sd} : ボルト1本あたりに生じる力(N)
 V_{ud} : はし抜け破壊に対するせん断力の制限値(N)で、式(9.5.3)により算出する

$$V_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Us} \cdot \tau_{yk} \cdot 2et \dots \dots (9.5.3)$$

ここに,

- τ_{yk} : 表-4.1.1 に示す母材（連結板）のせん断降伏強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{Us} : 抵抗係数で表-9.5.5 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で表-9.5.5 に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で表-9.5.5 に示す値とする。
- e : 応力方向に測った最小縁端距離 (mm)
- 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)

表-9.5.5 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{Us}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	1.00 0.95 ¹⁾	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合	1.00		

注: 1) SBHS500 及び SBHS500W

(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、150mm を超えてはならない。

9.5.9 ボルトの最少本数

高力ボルト継手は、1 群として 2 本以上のボルトを配置する。

9.5.10 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による応力が生じないようにしなければならない。
- (2) (3) 及び(4)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。

9.5.11 フィラー

- (1) フィラーを使用するにあたっては、肌隙が生じないようにするとともに、連結部の荷重伝達機構が確保されるように設計しなければならない。
- (2) (3)及び(4)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。
- (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は、1)及び2)による。
 - 1) フィラーの厚さが6mm以上の場合には、9.6.2の規定を満たす必要本数よりも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、母材の鋼種に関わらず、一般構造用圧延鋼材としてよい。

9.5.12 連結板

- (1) 摩擦接合及び支圧接合における連結板は、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しなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 連結板に用いる鋼材の鋼種及び断面積は、母材と同等以上とすることを原則とする。また、曲げモーメントが作用する板の連結板は、母材と同等以上の曲げ剛性とすることを原則とする。

9.6 高力ボルト摩擦接合の限界状態1

9.6.1 一般

高力ボルト摩擦接合において、9.6.2及び9.6.3の規定による場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

9.6.2 摩擦接合用高力ボルト

- (1) 直応力が生じる板を連結する場合に、式(9.6.1)を満足する。ただし、垂直応力が均等に分布している場合は、式(9.6.2)を満足する。

$$V_{sdi} = P_{sdi} / n_i \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfv} \cdot V_{fk} \cdot m \cdots \cdots (9.6.1)$$

$$V_{sd} = P_{sd} / n \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfv} \cdot V_{fk} \cdot m \cdots \cdots (9.6.2)$$

ここに,

- V_{sdi} : i 列目のボルト 1 本あたりに生じる力 (N)
 P_{sdi} : 図-9.6.1 に示す i 列目の接合線の片側にあるボルト群に生じる力 (N)

1 列目のボルト

$$b_1 = g_0 + \frac{g_1}{2}$$
$$P_{sdi} = \frac{\sigma_0 + \sigma_1}{2} \cdot b_1 \cdot t$$

i 列目のボルト

$$b_i = \frac{g_{i-1} + g_i}{2}$$
$$P_{sdi} = \frac{\sigma_{i-1} + \sigma_i}{2} \cdot b_i \cdot t$$

ここに,

- g_i : 作用力と直交方向のボルト間隔又はボルト縁端距離 (mm)
 σ_i : 照査位置に生じる垂直応力度 (N/mm²)
 b_i : i 列目のボルトの作用力分担幅 (mm)
 t : 母材の板厚 (mm)

- n_i : i 列目の接合線の片側にあるボルト群のボルト本数
 V_{sd} : ボルト 1 本あたりに生じる力 (N)
 P_{sd} : 図-9.6.2 に示す接合線の片側にある全ボルトに生じる力 (N)

$$P_{sd} = \sigma \cdot b \cdot t$$

- σ : 照査位置の垂直応力 (N/mm²)
 $b \cdot t$: 母材の断面積 (mm²), 母材の板幅 b (mm), 母材の板厚 t (mm)
 n : 接合線の片側にあるボルトの全本数
 m : 摩擦面数 (単せん断: $m=1$, 複せん断: $m=2$)
 V_{fk} : 1 ボルト 1 摩擦面あたりのすべり強度 (N) で, 表-9.6.1 に示す値とする。
 Φ_{Mfv} : 抵抗係数で表-9.6.2 に示す値とする。
 ξ_1 : 調査・解析係数で表-9.6.2 に示す値とする。

表-9.6.1 摩擦接合用高力ボルトのすべり強度の特性値 (kN)
(1 ボルト 1 摩擦面あたり)

(a) 接触面を塗装しない場合

ボルトの等級 ねじの呼び	F8T	F10T	S10T	S14T
M20	53	66	66	—
M22	66	82	82	120
M24	77	95	95	140

(b) 接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合

ボルトの等級 ねじの呼び	F8T	F10T	S10T	S14T
M20	60	74	74	—
M22	74	92	92	135
M24	87	107	107	157

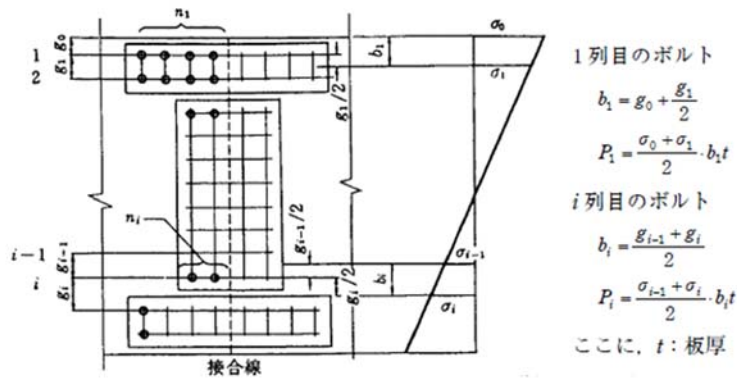


図-9.6.1 ボルトに作用する力 (垂直応力の分布が均等でない場合)

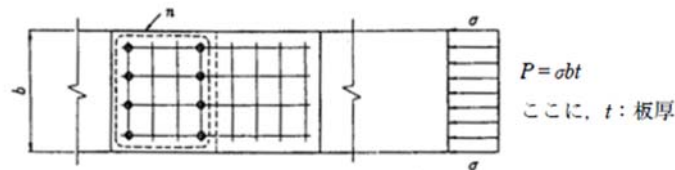


図-9.6.2 ボルトに作用する力 (垂直応力の分布が均等な場合)

(2) せん断力が作用する板を連結する場合に、式(9.6.3)を満足する。

$$V_{sds} = S_{sd} / n \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfs} \cdot V_{fk} \cdot m \quad \dots (9.6.3)$$

ここに、

- V_{sds} : ボルト 1 本あたりに生じるせん断力 (N)
- S_{sd} : 連結部に生じるせん断力 (N)
- n : 接合線の片側にあるボルトの全本数
- m : 摩擦面数 (単せん断: $m=1$, 複せん断: $m=2$)

- V_{fk} : 表-9.6.1 に示す 1 ボルト 1 摩擦面あたりのすべり強度の特性値(N)
- Φ_{Mfs} : 抵抗係数で、表-9.6.2 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.6.2 に示す値とする。

(3) 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に、式(9.6.4) を満足する。

$$\sqrt{V_{sdp}^2 + V_{sds}^2} \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfc} \cdot V_{fk} \cdot m \cdots \cdots (9.6.4)$$

ここに、

- V_{sdp} : 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 本に生じる力(N)
- V_{sds} : せん断力によってボルト 1 本に生じる力(N)
- m : 摩擦面数 (単せん断 : $m=1$, 複せん断 : $m=2$)
- V_{fk} : 表-9.6.1 に示す 1 ボルト 1 摩擦面あたりのすべり強度の特性値(N)
- Φ_{Mfc} : 抵抗係数で、表-9.6.2 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.6.2 に示す値とする。

(4) 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に、式(9.6.5) を満足する。

$$V_{sdh} = S_{sd} \cdot \frac{Q}{I} \cdot \frac{p}{n} \leq \xi_1 \cdot \Phi_{Mfm} \cdot V_{fk} \cdot m \cdots \cdots (9.6.5)$$

ここに、

- V_{sdh} : 水平方向に連結するボルト 1 本あたりに生じる力(N)
- S_{sd} : 計算する断面に生じるせん断力(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^3)
- I : 部材の総断面の中立軸回りの断面二次モーメント (mm^4)
- p : ボルトのピッチ (mm)
- n : 接合線直角方向のボルト数
- m : 摩擦面数 (単せん断 : $m=1$, 複せん断 : $m=2$)
- V_{fk} : 表-9.6.1 に示す 1 ボルト 1 摩擦面あたりのすべり強度の特性値(N)
- Φ_{Mfm} : 抵抗係数で、表-9.6.2 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.6.2 に示す値とする。

表-9.6.2 調査・解析係数，抵抗係数

	ξ_1	Φ
		$(\Phi_{Mfv}, \Phi_{Mfs}, \Phi_{Mfc}, \Phi_{Mfm})$
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

9.6.3 摩擦接合での母材及び連結板

- (1) 引張力が作用する母材が，9.5.5に規定する純断面に対して，5.3.5の規定を満足する場合には，限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) 圧縮力が作用する母材が，9.9.3の規定を満足する場合には，限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (3) 連結板は母材が，(1)及び(2)を満足し，かつ，9.5.12の規定による場合には，限界状態1を超えないとみなしてよい。

9.7 高力ボルト支圧接合の限界状態1

9.7.1 一般

高力ボルト支圧接合が，9.7.2及び9.7.3の規定による場合には，限界状態1を超えないとみなしてよい。

9.7.2 支圧接合用高力ボルト

- (1) 軸方向力又はせん断力が作用する板を連結する場合に，式(9.7.1)を満足する。

$$V_{sd} \leq V_{yd} \dots \dots \dots (9.7.1)$$

ここに，

- V_{sd} : ボルト1本あたりに生じる力(N)
- V_{yd} : ボルト1本あたりの制限値(N)で，式(9.7.2)による場合と式(9.7.3)のうち，いずれか小さい方とする

$$V_{syd} = \xi_1 \cdot \Phi_{MBs1} \cdot \tau_{vk} \cdot A_s \cdot m \dots \dots (9.7.2)$$

ここに,

- V_{syd} : ボルトのせん断降伏に対する軸方向力又はせん断力の制限値(N)
- A_s : ねじ部の有効断面積(mm²)
- m : 接合面数 (単せん断 : $m=1$, 複せん断 : $m=2$)
- τ_{vk} : 表-4.1.11 に示す支圧接合用高力ボルトのせん断降伏強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{MBs1} : 抵抗係数で, 表-9.7.1 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で, 表-9.7.1 に示す値とする。

$$V_{byd} = \xi_1 \cdot \Phi_{MBs2} \cdot \sigma_{Bk} \cdot A_b \quad \dots (9.7.3)$$

- V_{byd} : ボルトの支圧限界に対する軸方向力又はせん断力の制限値(N)
- A_b : 9.5.4(2)に規定するボルトの有効支圧面積(mm²)
- σ_{Bk} : 表-4.1.12 に示す支圧接合用高力ボルトの支圧強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{MBs2} : 抵抗係数で, 表-9.7.1 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で, 表-9.7.1 に示す値とする。

(2) 曲げモーメントが作用する板を連結する場合に, 式(9.7.4) を満足する。

$$V_{sd} = \frac{M_{sd}}{\sum y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} V_{yd} \quad \dots (9.7.4)$$

ここに,

- V_{sd} : ボルト 1 本あたりに生じる力 (N)
- M_{sd} : ボルト群に生じる曲げモーメント (N・mm)
- y_i : ボルトから中立軸までの距離 (mm)
- Σ : 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 (mm)。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)
- V_{yd} : 式(9.7.2), 式(9.7.3)に示すボルト 1 本あたりの制限値。ただし, 抵抗係数は, それぞれ, 表-9.7.1 に示す Φ_{MBm1} , Φ_{MBm2} とする。

(3) 曲げモーメント, 軸方向力及びせん断力が組み合わされて作用する板を連結する場合に, 式(9.7.5) を満足する。

$$\sqrt{(V_{sp} + V_{sM})^2 + V_{ss}^2} \leq V_{yd} \dots\dots\dots (9.7.5)$$

ここに,

- V_{sp} : 軸方向力によるボルト1本あたりに生じる力(N)
- V_{sM} : 曲げモーメントによるボルト1本あたりに生じる力(N)
- V_{ss} : せん断力によるボルト1本あたりに生じる力(N)
- V_{yd} : 式(9.7.2), 式(9.7.3)に示すボルト1本あたりの制限値。ただし, 抵抗係数は, それぞれ, 表-9.7.1に示す Φ_{MBc1} , Φ_{MBc2} とする。

(4) 曲げモーメントによるせん断力を受ける板を水平方向に連結する場合に, 式(9.7.6)を満足する。

$$V_{sdh} = S_{sd} \cdot \frac{Q}{I} \cdot \frac{p}{n} \leq V_{yd} \dots\dots\dots (9.7.6)$$

ここに,

- V_{sdh} : 水平方向に連結するボルト1本あたりに生じる力(N)
- S_{sd} : 計算する断面に生じるせん断力(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(mm³)
- I : 部材の総断面の中立軸回りの断面二次モーメント(mm⁴)
- p : ボルトのピッチ(mm)
- n : 接合線直角方向のボルト数
- V_{yd} : ボルト1本あたりの制限値(N)で, 式(9.7.2)による場合と式(9.7.3)のうち, いずれか小さい方とする。

表-9.7.1 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ (Φ_{MBs1} , Φ_{MBm1} , Φ_{MBc1} , Φ_{MBs2} , Φ_{MBm2} , Φ_{MBc2})
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	

9.7.3 支圧接合での母材及び連結板

- (1) 軸方向引張力が作用する母材が、9.5.5に規定する純断面に対して、5.3.5の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) 軸方向圧縮力が作用する母材が、9.10.3の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (3) 連結板は母材が(1)及び(2)を満足し、かつ、9.5.12の規定による場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

9.8 高力ボルト引張接合の限界状態1

9.8.1 一般

高力ボルト引張接合が、1)及び2)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

- 1)高力ボルトが9.8.2の規定を満足する。
- 2)被接合材が5章の関連規定により限界状態1を超えないとみなせる条件を満足する。

9.8.2 引張接合用高力ボルト

(1) 短締め形式

短締め形式では引張力によって生じるてこ反力を考慮しなければならない。

- 1)引張力が生じる接合部のボルトが、式(9.8.1)を満足する。

$$V_{sdp} = P_{sd}(1+p_y)/n \leq V_{tyd} \cdots \cdots \cdots (9.8.1)$$

ここに、

- V_{sdp} : てこ反力を考慮したボルト1本に生じる引張力(N)
- P_{sd} : 接合部に生じる引張力(N)
- p_y : てこ反力係数
- n : 接合部のボルト本数
- V_{tyd} : ボルト1本あたりに生じる引張力の制限値(N)で、式(9.8.2)により算出する。

$$V_{tyd} = \xi_1 \cdot \Phi_{MTt} \cdot \sigma_{yk} \cdot A_e \cdots \cdots \cdots (9.8.2)$$

- A_e : ねじ部の有効断面積(mm²)
- σ_{yk} : 表-4.1.13に示す引張接合用高力ボルトの引張降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_{MTt} : 抵抗係数で、表-9.8.1に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.8.1 に示す値とする。

表-9.8.1 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_{MTi}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

2) 引張力及びせん断力が同時に作用する接合部のボルトが、引張力に対しては式(9.8.1)を、せん断力に対して式(9.8.3)を満足する。ただし、せん断力を負担できる構造を別に設ける場合はこの限りでない。

$$V_{sds} = S_d / n \leq V_{fyd} \cdot (nN - T) / nN \dots \dots \dots (9.8.3)$$

ここに、

- V_{sds} : ボルト 1 本に生じるせん断力(N)
- S_d : 接合部に生じるせん断力(N)
- n : 接合部のボルト本数
- N : ボルトの初期導入軸力(N)
- T : 接合部に生じる引張力(N)
- V_{fyd} : ボルト 1 本あたりの摩擦接合としてのすべりに対するせん断力の制限値(N)

(2) 長締め形式

1) 引張力が作用する接合部のボルトが、式(9.8.4)を満足する。

$$V_{sdp} = P_d / n \leq V_{tyd} \dots \dots \dots (9.8.4)$$

- V_{sdp} : ボルト 1 本に生じる引張力(N)
- P_d : 接合部に生じる引張力(N)
- n : 接合部のボルト本数
- V_{tyd} : ボルト 1 本あたりの引張力の制限値(N)で、式(9.8.2)により算出する

2) 引張力及び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。引張力に対しては式(9.8.4)による。

9.9 高力ボルト摩擦接合の限界状態 3

9.9.1 一般

高力ボルト摩擦接合が、9.9.2 及び 9.9.3 の規定による場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

9.9.2 摩擦接合用高力ボルト

(1) 軸方向力又はせん断力が作用する板を連結する場合に、式(9.9.1) を満足する。

$$V_{sd} \leq V_{fud} \dots\dots\dots (9.9.1)$$

ここに、

- V_{sd} : ボルト 1 本あたりに生じる力(N)
- V_{fud} : ボルト 1 本あたりの制限値(N)で、式(9.9.2)によるボルトのせん断破断に対する軸方向力又はせん断力の制限値(N)

$$V_{fud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{MBs1} \cdot \tau_{uk} \cdot A_s \cdot m \dots\dots\dots (9.9.2)$$

- A_s : ねじ部の有効断面積(mm²)
- m : 接合面数 (単せん断 : $m=1$, 複せん断 : $m=2$)
- τ_{uk} : 表-4.1.10 に示す摩擦接合用高力ボルトのせん断破断強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{MBs1} : 抵抗係数で、表-9.9.1 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.9.1 に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で、表-9.9.1 に示す値とする。

(2) 曲げモーメントが作用する板を連結する場合に、式(9.9.3) を満足する。

$$V_{sd} = \frac{M_{sd}}{\sum y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} V_{fud} \dots\dots\dots (9.9.3)$$

ここに、

- V_{sd} : ボルト 1 本あたりに生じる力 (N)
- M_{sd} : ボルト群に生じる曲げモーメント (N・mm)
- y_i : ボルトから中立軸までの距離(mm)
- Σ : 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(mm)。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)
- V_{fud} : 式(9.9.2)に示すボルト1本あたりの制限値。ただし、抵抗係数は、表-9.9.1に示す Φ_{MBm1} とする。

(3) 曲げモーメント、軸方向力及びせん断力が組み合わされて作用する板を連結する場合に、式(9.9.4)を満足する。

$$\sqrt{(V_{sp} + V_{sM})^2 + V_{ss}^2} \leq V_{fud} \dots\dots\dots (9.9.4)$$

ここに、

- V_{sp} : 軸方向力によるボルト1本あたりに生じる力(N)
- V_{sM} : 曲げモーメントによるボルト1本あたりに生じる力(N)
- V_{ss} : せん断力によるボルト1本あたりに生じる力(N)
- V_{fud} : 式(9.9.2)に示すボルト1本あたりの制限値。ただし、抵抗係数は、表-9.9.1に示す Φ_{MBc1} とする。

(4) 曲げモーメントによるせん断力を受ける板を水平方向に連結する場合に、式(9.9.5)を満足する。

$$V_{sdh} = S_{sd} \cdot \frac{Q}{I} \cdot \frac{p}{n} \leq V_{fud} \dots\dots\dots (9.9.5)$$

ここに、

- V_{sdh} : 水平方向に連結するボルト1本あたりに生じる力(N)
- S_{sd} : 計算する断面に生じるせん断力(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(mm³)
- I : 部材の総断面の中立軸回りの断面二次モーメント(mm⁴)
- p : ボルトのピッチ(mm)
- n : 接合線直角方向のボルト数
- V_{fud} : 式(9.9.2)に示すボルト1本あたりの制限値(N)

表-9.9.1 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi (\Phi_{MBs1}, \Phi_{MBm1}, \Phi_{MBc1})$ (ξ_2 と Φ の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.50
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		0.60
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

9.9.3 摩擦接合での母材及び連結板

- (1) 軸方向引張力を受ける母材は 9.5.5 に規定する純断面に対して, 5.4.5 の規定を満足し, かつ, 9.5.6 及び 9.5.8 の規定を満足する場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 軸方向圧縮力が作用する母材は, 総断面に対して 5.4.4 の規定を満足し, かつ, 9.5.6 及び 9.5.8 の規定を満足する場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし, 式(5.4.17)における ρ_{crg} , ρ_{crl} の補正係数は考慮しなくてよい。
- (3) 連結板は母材が(1)及び(2)を満足し, かつ, 9.5.12 の規定による場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

9.10 高力ボルト支圧接合の限界状態 3

9.10.1 一般

高力ボルト支圧接合が, 9.10.2 及び 9.10.3 の規定による場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

9.10.2 支圧接合用高力ボルト

- (1) 軸方向力又はせん断力が作用する板を連結する場合に, 式(9.10.1) を満足する。

$$V_{sd} \leq V_{ud} \dots \dots \dots (9.10.1)$$

ここに,

- V_{sd} : ボルト 1 本あたりに生じる力(N)
- V_{ud} : ボルト 1 本あたりの制限値(N)で, 式(9.10.2)によるボルトのせん断破断に対する軸方向力又はせん断力の制限値。

$$V_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{MBs1} \cdot \tau_{uk} \cdot A_s \cdot m \quad \dots \quad (9.10.2)$$

- A_s : ねじ部の有効断面積(mm²)
- m : 接合面数 (単せん断： $m=1$ ，複せん断： $m=2$)
- τ_{uk} : 表-4.1.11 に示す支圧接合用高力ボルトのせん断破断強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{MBs1} : 抵抗係数で，表-9.10.1 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で，表-9.10.1 に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で，表-9.10.1 に示す値とする。

(2) 曲げモーメントが作用する板を連結する場合に，式(9.10.3) を満足する。

$$V_{sd} = \frac{M_{sd}}{\sum y_i^2} y_i \leq \frac{y_i}{y_n} V_{ud} \quad \dots \quad (9.10.3)$$

ここに，

- V_{sd} : ボルト1本あたりに生じる力 (N)
- M_{sd} : ボルト群に生じる曲げモーメント (N・mm)
- y_i : ボルトから中立軸までの距離 (mm)
- Σ : 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 (mm)。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)
- V_{ud} : 式(9.10.2)に示すボルト1本あたりの制限値。ただし，抵抗係数は，表-9.10.1 に示す Φ_{MBm1} とする。

(3) 曲げモーメント，軸方向力及びせん断力が組み合わされて作用する板を連結する場合に，式(9.10.4) を満足する。

$$\sqrt{(V_{sp} + V_{sM})^2 + V_{ss}^2} \leq V_{ud} \quad \dots \quad (9.10.4)$$

ここに，

- V_{sp} : 軸方向力によるボルト1本あたりに生じる力 (N)
- V_{sM} : 曲げモーメントによるボルト1本あたりに生じる力 (N)
- V_{ss} : せん断力によるボルト1本あたりに生じる力 (N)
- V_{ud} : 式(9.10.2)に示すボルト1本あたりの制限値。ただし，抵抗係数は，表

-9.10.1 に示す Φ_{MBc1} とする。

- (4) 曲げモーメントによるせん断力を受ける板を水平方向に連結する場合に、式(9.10.5)を満足する。

$$V_{sdh} = S_{sd} \cdot \frac{Q}{I} \cdot \frac{p}{n} \leq V_{ud} \dots\dots\dots (9.10.5)$$

ここに、

- V_{sdh} : 水平方向に連結するボルト1本あたりに生じる力(N)
- S_{sd} : 計算する断面に生じるせん断力(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(mm³)
- I : 部材の総断面の中立軸回りの断面二次モーメント(mm⁴)
- p : ボルトのピッチ(mm)
- n : 接合線直角方向のボルト数
- V_{ud} : ボルト1本あたりの制限値(N)で、式(9.10.2)による

表-9.10.1 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi(\Phi_{MBs1}, \Phi_{MBm1}, \Phi_{MBc1})$ (ξ_2 と Φ の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.50
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		0.60
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

9.10.3 支圧接合での母材及び連結板

- (1) 軸方向引張力が作用する母材が、9.5.5に規定する純断面に対して、5.4.5の規定を満足し、かつ、9.5.6及び9.5.8の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) 軸方向圧縮力が作用する母材が、総断面に対して5.4.4の規定を満足し、かつ、9.5.6及び9.5.8の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。ただし、式(5.4.17)における ρ_{crg} , ρ_{crl} の低減係数は考慮しなくてよい。
- (3) 連結板は母材が、(1)及び(2)を満足し、かつ、9.5.12の規定による場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

9.11 高力ボルト引張接合の限界状態 3

9.11.1 一般

高力ボルト引張接合が、1)及び2)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

- 1) 高力ボルトが 9.11.2 の規定を満足する。
- 2) 被接合材が 5 章の関連規定により限界状態 3 を超えないとみなせる条件を満足する。

9.11.2 引張接合用高力ボルト

(1) 短締め形式

短締め形式では引張力によって生じるてこ反力を考慮しなければならない。

- 1) 引張力が生じる接合部のボルトが、式(9.11.1)を満足する。

$$V_{sdp} = P_{sd} (1+p_y) / n \leq V_{tud} \dots \dots \dots (9.11.1)$$

ここに、

- V_{sdp} : てこ反力を考慮したボルト 1 本に生じる引張力(N)
- P_{sd} : 接合部に生じる引張力(N)
- p_y : てこ反力係数
- n : 接合部のボルト本数
- V_{tud} : ボルト 1 本あたりに生じる引張力の制限値(N)で、式(9.11.2)により算出する。

$$V_{tud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{MTI} \cdot \sigma_{uk} \cdot A_e \dots \dots (9.11.2)$$

- A_e : ねじ部の有効断面積(mm²)
- σ_{uk} : 表-4.1.13 に示す引張接合用高力ボルトの引張降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_{MTI} : 抵抗係数で、表-9.11.1 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.11.1 に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で、表-9.11.1 に示す値とする。

表-9.11.1 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{MTI}$ (ξ_2 と Φ_{MTI} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.75
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		0.90
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

(2) 長締め形式

引張力が作用する接合部のボルトが, 式(9.11.3)を満足する。

$$V_{sdp} = P_d / n \leq V_{tud} \dots\dots\dots (9.11.3)$$

ここに,

- V_{sdp} : ボルト 1 本に生じる引張力(N)
- P_d : 接合部に生じる引張力(N)
- n : 接合部のボルト本数
- V_{tud} : ボルト 1 本あたりの引張力の制限値(N)で, 式(9.11.2)により算出する。

9.12 ピンによる連結

9.12.1 一般

- (1) ピンによる連結では, ピンに働く作用力に対してピン自体が安全であるとともに, ピンにより連結される部材も安全でなければならない。
- (2) ピンによる連結では, ピン及び連結される部材が移動しないようにしなければならない。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なければならない。
- (3) (4)から(9)並びに, 9.12.2 及び9.12.3 の規定を満足する場合には, (1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) ピンによる連結では, 主にせん断と支圧により力を伝達し, ピン軸まわりに回転を可能とする構造とする。
- (5) ピンの直径は 75mm 以上とし, ボルト孔や切り欠きを設けない。
- (6) 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ナット又は座金付き普通ナットを使用する。
- (7) 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。

- (8) 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。
- (9) 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。

9.12.2 ピンによる連結の限界状態 1

ピンによる連結部が 5.3.12(2)の規定を満足し、かつ、被連結部が 5.3.11の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

9.12.3 ピンによる連結の限界状態 3

ピンによる連結部が 5.4.12の規定を満足し、かつ、被連結部が 5.4.11の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

9.13 鋼部材とコンクリート部材の接合

- (1) 鋼部材とコンクリート部材とを連結し一体の部材とする場合の接合部においては、少なくとも(2)から(4)を満足しなければならない。なお、この節に規定されていない事項については、関連する各編の規定によらなければならない。
- (2) 接合部における鋼材及びコンクリートの荷重分担が明確であり、部材相互の応力を確実に伝達できる構造とする。
- (3) 接合部付近では、鋼材部材及びコンクリート部材に発生する二次応力や応力集中の影響が生じない構造とする。
- (4) 施工工程を考慮し、各施工段階の応力度及びそれらの合成応力度に対し、所要の安全性を確保する。

10 章 対傾構及び横構

10.1 一 般

- (1) 5.1.1(2)の規定に従い、橋の立体的な機能を確保するために、対傾構及び横構を設けて、橋の断面形の保持、橋の剛性の確保、横荷重の支承部への円滑な伝達を図る場合には、(2)から(5)の規定及び 10.2 の規定によらなければならない。
- (2) 橋の支点部は、原則として対傾構、橋門構又は横桁を設けて床版又は上横構に作用する全横荷重を支承部に円滑に伝達できる構造とする。
- (3) 死荷重による主桁又は主構のたわみが大きい場合は、主桁又は主構の変形が対傾構

及び横構に及ぼす影響を考慮することを標準とする。

- (4) 対傾構及び横構について、その橋の主桁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。
- (5) 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たさなければならない。

10.2 対傾構及び横構の構造

- (1) 山形鋼を対傾構又は横構に用いる場合には、最小寸法は原則として 75mm×75mm とする。
- (2) 対傾構及び横構を二次部材として区分し、橋を主桁又は主構面に着目した平面構造物として扱う場合において、対傾構又は横構をトラス構造とする場合には、原則としてその細長比は 5.2.2 に規定する二次部材の規定を満足しなければならない。
- (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ことを原則とする。

11 章 床 版

11.1 一 般

11.1.1 適用の範囲

この章は、鋼桁で支持された床版の設計に適用する。

11.1.2 設計の基本

- (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耐荷性能を満足するようにしなければならない。
- (2) 床版は、活荷重に対して疲労耐久性を損なう有害な変形が生じないようにしなければならない。
- (3) 床版の設計にあたっては、施工に対する前提条件を適切に定めなければならない。
- (4) 鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及び PC 合成床版は 11.2 から 11.7 の規定、鋼床版は 11.8 から 11.11 の規定による場合には、(1)から(3)を満足するとみなしてよい。
- (5) 床版は必要に応じて次の 1) 及び 2) を満足しなければならない。
 - 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。

- 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おいては、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。

11.2 コンクリート系床版における一般事項

11.2.1 一般

- (1) この節は、2辺又は1辺で支持される床版で、その床版支間がなす短辺と長辺の辺長比が1:2以上の1方向版としてモデル化できる鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版の設計に適用する。
- (2) この節の規定は、20章の規定を満足することを前提として設計に適用することができる。
- (3) この節に規定されていない事項については、Ⅲ編の規定に準じる。
- (4) 床版を支持する主桁又はトラス橋等の縦桁は、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なければならない。
- (5) 鋼材とコンクリートのヤング係数比は、床版の構造と支持する桁との合成作用を考慮して適切に設定しなければならない。この節の規定に従う、鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版における鉄筋コンクリート構造の応力度の算出では、ヤング係数比を15としてよい。PC構造の応力度計算においては、抵抗断面（換算断面）や鉄筋拘束力をⅢ編5.4に従って算出する。また、鋼コンクリート合成床版に用いるヤング係数比は、適切に設定する。

11.2.2 床版の支間

- (1) 単純版並びに連続版のT荷重及び死荷重による曲げモーメントを算出する場合の支間は、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、かつ、桁のフランジ形状、床版と桁の連結構造並びに床版の材料及び構造に応じて、適切に設定する。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 鋼桁で支持された鉄筋コンクリート床版及びPC合成床版における床版の支間は、1)及び2)のとおりとする。
 - 1) 単純版及び連続版の支間は、主鉄筋の方向に測った支持桁の中心間隔とする。ただし、単純版において、主鉄筋の方向に測った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、これを支間としてよい。

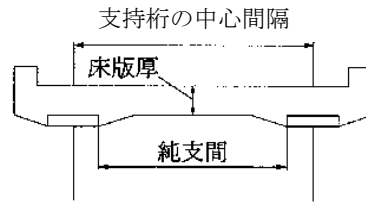
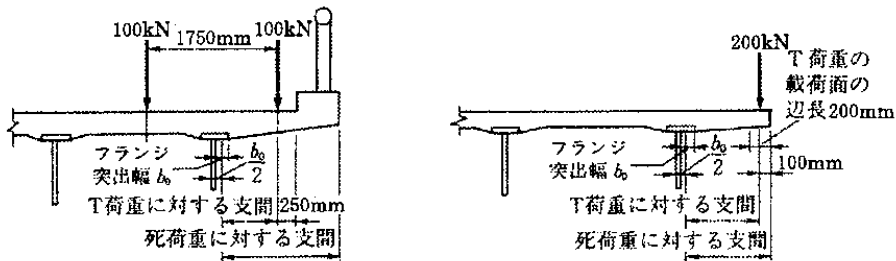


図-11.2.1 単純版の支間

- 2) 片持版の支間は、支点となる桁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-11.2.2 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-11.2.2 片持版の支間

- (4) 鋼桁で支持されたプレストレストコンクリート床版及び鋼コンクリート合成床版における床版の支間は、1)及び2)のとおりとする。

- 1) 単純版及び連続版の支間は、主鉄筋の方向に測った支持桁の中心間隔とする。
- 2) 片持版の支間は、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-11.2.2 に示すように測った値とする。

11.2.3 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、I編8.2に規定するT荷重（衝撃の影響を含む）による床版の単位幅（1m）あたりのT荷重による曲げモーメントは、表-11.2.1に示す式で算出する。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曲げモーメントは、表-11.2.1により算出した曲げモーメントに、表-11.2.2又は表-11.2.3の割増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、曲げモーメントは、表-11.2.1に示す式で算出した値を20%低減した値としてよい。

表-11.2.1 T 荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの曲げモーメント
(kN・m/m)

床版の区分	曲げモーメントの種類		構造	床版支間の方向		車両進行方向に直角		構造	床版支間の方向		車両進行方向に平行	
				曲げモーメントの方向	適用支間(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		曲げモーメントの方向	適用支間(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
単純版	支間曲げモーメント		RC (PC, 合成)	$0 < L \leq 4$ ($0 < L \leq 8$)		$+ (0.12 L + 0.07) P$	$+ (0.10 L + 0.04) P$	RC (PC)	$0 < L \leq 4$ ($0 < L \leq 6$)		$+ (0.22 L + 0.08) P$	$+ (0.06 L + 0.06) P$
連続版	支間曲げモーメント	中間支間	RC (PC, 合成)	$0 < L \leq 4$ ($0 < L \leq 8$)		$+ (\text{単純版の } 80\%)$	$+ (\text{単純版の } 80\%)$	RC (PC)	$0 < L \leq 4$ ($0 < L \leq 6$)		$+ (\text{単純版の } 80\%)$	$+ (\text{単純版と同じ})$
		端支間									$+ (\text{単純版の } 90\%)$	$+ (\text{単純版と同じ})$
	支点曲げモーメント	中間支点	RC, PC, 合成	$0 < L \leq 4$		$- (\text{単純版の } 80\%)$			RC (PC)	$0 < L \leq 4$ ($0 < L \leq 6$)	$- (\text{単純版の } 80\%)$	—
片持版	支点曲げモーメント		RC, PC, 合成	$0 < L \leq 1.5$		$\frac{-P \cdot L}{(1.30L + 0.25)}$			RC (PC)	$0 < L \leq 1.5$ ($0 < L \leq 3.0$)	$- (0.70 L + 0.22) P$	—
			PC, 合成	$1.5 < L \leq 3.0$		$- (0.60 L - 0.22) P$						
	先端付近曲げモーメント		RC (PC, 合成)	$0 < L \leq 1.5$ ($0 < L \leq 3.0$)		—	$+ (0.15 L + 0.13) P$	RC (PC)	$0 < L \leq 1.5$ ($0 < L \leq 3.0$)		—	$+ (0.16 L + 0.07) P$

ここに、

RC : 鉄筋コンクリート床版及びPC合成床版

PC : プレストレストコンクリート床版

合成 : 鋼コンクリート合成床版

注) コンクリート桁に支持された床版はⅢ編 9.2.3 の規定による

L : 11.2.2 に規定する T 荷重に対する床版の支間 (m)

P : I 編 8.2 に規定する T 荷重の片側荷重 (100kN)

表-11.2.2 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係数

支間 L (m)	$L \leq 2.5$	$2.5 < L \leq 4.0$	$4.0 < L \leq 8.0$
割増係数	1.0	$1.0 + (L - 2.5)/12$	$1.125 + (L - 4.0)/26$

ここに,

L : 11.2.2に規定するT荷重に対する床版の支間(m)

表-11.2.3 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係数

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

ここに,

L : 11.2.2に規定する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)あたりの曲げモーメントは、表-11.2.4に示す式で算出してよい。ただし、プレストレストコンクリート床版が鋼桁に支持される場合には、等分布死荷重による床版の単位幅(1m)あたりの曲げモーメントは、支持桁の拘束条件を考慮して算出しなければならない。

表-11.2.4 等分布死荷重による床版の単位幅(1m)あたりの曲げモーメント(kN・m/m)

床版の区分	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 : 11.2.2に規定する死荷重に対する床版の支間(m)

w : 等分布死荷重(kN/m²)

- (4) 床版を支持する桁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には、床版を支持する桁の剛性の相違を考慮して、曲げモーメントを算出しなければならない。付加曲げモーメントの算出にあたって、A活荷重で設計する橋については、付加曲げモーメントの値を20%低減してよい。

- (5) 床版にプレストレスを導入する場合には、プレストレス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には、この不静定曲げモーメントを無視することができる。

11.2.4 床版の最小全厚

- (1) 床版の厚さは、設計耐久期間における耐荷性能が確保されるように決定する。
- (2) (3)及び(4)に従い、かつ、11.5 (2)から11.5 (6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 鉄筋コンクリート床版、プレレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版の車道部分の床版の最小全厚は160mmとする。
- (4) 歩道部分の床版の最小全厚は140mmとする。

11.2.5 底鋼板及びPC板の最小板厚

- (1) 鋼コンクリート合成床版の底鋼板の最小板厚は、5.2.1によるとともに、コンクリート重量による鋼板のたわみ、疲労損傷、溶接時の変形、製作時の取扱い及び施工性を考慮して決定する。
- (2) PC合成床版におけるPC板の最小板厚は、コンクリート重量によるPC板のたわみ、PC鋼材の配置と緊張時の変形及び施工時を考慮して決定する。

11.2.6 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 σ_{ck} は、14.3.2の規定による。

11.2.7 鉄筋の種類及び配置

- (1) 鉄筋には異形棒鋼を用いるものとし、その直径は13, 16, 19mmを原則とする。ただし、プレレストコンクリート床版及び鋼コンクリート合成床版においては直径22, 25mmを用いてよい。
- (2) 鉄筋のかぶりは30mm以上とする。
- (3) 鉄筋の中心間隔は100mm以上でかつ300mm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超えてはならない。
- (4) 鉄筋コンクリート床版及びPC合成床版において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) 鉄筋コンクリート床版において連続版で主鉄筋を曲げる場合には、図-11.2.3 に示すように支点から $L/6$ の断面で曲げなければならない。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 は支持桁の中心間隔とする。

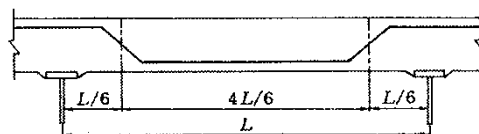


図-11.2.3 連続版の主鉄筋を曲げる位置

(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、11.2.3 に規定する曲げモーメントに対して算出した配力鉄筋量に、表-11.2.5 の係数を乗じた鉄筋量を配置する。

表-11.2.5 配力鉄筋量を算出する係数 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	
連続版及び単純版	歩道のない片持版	連続版及び単純版	片持版

(7) プレストレストコンクリート床版のプレストレス導入方向には、直径 13mm 以上の異形棒鋼を配置し、その中心間隔は、300mm 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。

11.2.8 PC 鋼材の配置

- (1) プレストレストコンクリート床版の 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の支間方向の PC 鋼材は、支承線方向に配置する。

11.2.9 鋼コンクリート合成床版のずれ止め並びに補強材の形状及び配置

鋼コンクリート合成床版の底鋼板とコンクリートのずれ止め、補強材の形状及び配置は 1) から 3) を満足しなければならない。

- 1) ずれ止め及び補強材は，製作性及び施工性を考慮した形状とする。
- 2) ずれ止め及び補強材は，曲げモーメントの算出及び輪荷重による繰返し载荷に対する応力の算出において平面保持が成立しているとみなせるとともに，床版が等方性版とみなせるように配置する。
- 3) ずれ止め及び補強材は，コンクリートが確実に充てんできる構造となるように配置する。

11.2.10 底鋼板の継手

鋼コンクリート合成床版の底鋼板どうしの継手部は，一般の床版部と同等の耐荷性能及び耐久性能を有していなければならない。

11.2.11 PC 合成床版のずれ止めの形状及び配置

PC 合成床版の PC 板と場所打ちコンクリートのずれ止めの形状及び配置は 1) から 3) を満足しなければならない。

- 1) ずれ止め及び補強材は，製作性及び施工性を考慮した形状とする。
- 2) ずれ止めは，曲げモーメントの算出及び輪荷重による繰返し载荷に対する応力の算出において平面保持が成立しているとみなせるとともに，床版が等方性版とみなせるように配置する。
- 3) 場所打ちコンクリートと接する PC 板の上面に設けるずれ止めは，図-11.2.4 に示すように床版の支間方向に所要のずれ止め効果が期待できる適当な凹凸を設けることを標準とする。

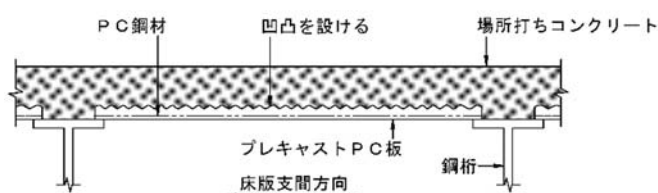


図-11.2.4 PC板に設ける凹凸

11.2.12 床版のハンチ

- (1) 床版と支持桁との結合部は，応力が円滑に伝わる構造としなければならない。
- (2) 床版には，支持桁上にハンチを設けるのを原則とする。
- (3) (4)から(5)による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。
- (4) 床版のハンチの傾斜を，1:3より緩やかにすることを標準とする。なお，1:3よりきつい場合は，図-11.2.5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。

す。

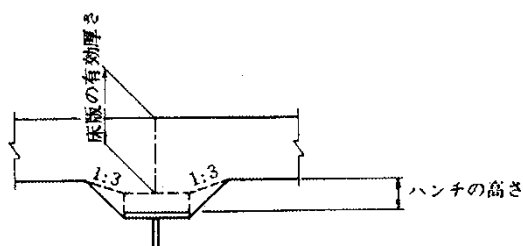


図-11.2.5 ハンチ部の床版の有効高さ

- (5) 図-11.2.5 に示すハンチの高さが 80mm 以上の場合には、ハンチ下面に沿って桁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 13mm 以上とし、その間隔はハンチの位置において支持桁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。

11.2.13 桁端部の床版

- (1) 桁端部の車道部分の床版は、十分な剛度を有する端床桁、端ブラケット等で支持することを標準とする。
- (2) 桁端部の中間支間の床版を端床桁等で支持しない場合は、桁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）による曲げモーメントとして、11.2.3 に規定する値の 2 倍を用いる。なお、一般には、桁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) 桁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、桁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）による曲げモーメントとして、11.2.3 に規定する値の 2 倍を用いる。なお、一般には、桁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) 桁端部の車道部分の床版は、床版の厚さをハンチ高だけ増し、斜橋の床版においては、更に補強鉄筋を配置するのが原則とする。

11.3 コンクリート系床版の限界状態 1

11.3.1 曲げモーメントを受ける床版

- (1) 曲げモーメントを受ける床版が、(2)から(4)による場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 床版に生じる曲げモーメントが、(3)又は(4)による制限値を超えない。
ただし、T 荷重及び死荷重による曲げモーメントの算出には、11.2.3 の規定による曲げモーメントを特性値として用いる。

- (3) 鉄筋コンクリート床版，鋼コンクリート合成床版及び PC 合成床版の鉄筋コンクリート断面に生じる曲げモーメントの制限値はⅢ編 5.5.1(3)の規定による。
- (4) プレストレストコンクリート床版及び PC 合成床版の PC 板に生じる応力度の制限値はⅢ編 5.6.1(3)の規定による。

11.3.2 せん断力を受ける床版

押抜きせん断力を受ける床版が，11.4.2の規定を満足する場合には，限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

11.3.3 せん断力を受けるずれ止め

- (1) せん断力を受ける底鋼板や PC 板とコンクリートのずれ止めが，(2)から(5)を満足する場合には，限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 底鋼板とコンクリートのずれ止めに用いる材料は I 編 9.1 の規定による。
- (3) 11.2.9 を満足する。このとき，頭付きスタッドをずれ止めとして用いる場合には，14.5.1 の規定による。PC 板とコンクリートのずれ止めの構造細目は 11.2.11 の規定による。
- (4) ずれ止めに生じる水平せん断力の算出においては，I 編 8.2 に規定する T 荷重（衝撃を含む）を用いる。
- (5) ずれ止めに生じる水平せん断力は式(11.3.1)により算出する。この水平せん断力が，(6)によるずれ止めの水平せん断力の制限値を超えない。

$$Q_d = \gamma_{pL} \cdot \gamma_{qL} \cdot Q_L \quad \dots\dots\dots (11.3.1)$$

ここに，

- Q_d : ずれ止めに生じる水平せん断力
- Q_L : T 荷重（衝撃を含む）による水平せん断力
- γ_{pL} : 活荷重に乗じる荷重組合せ係数 (=1.00)
- γ_{qL} : 活荷重に乗じる荷重係数 (=1.25)

- (6) (2)に規定する頭付きスタッドの場合の水平せん断力の制限値は，14.6.4 の規定により算出してよい。PC 板とコンクリートのずれ止めでは，ずれ止めのコンクリートのせん断伝達機構を考慮してずれ止めの水平せん断力の制限値を適切に設定する。

11.4 コンクリート系床版の限界状態 3

11.4.1 曲げモーメントを受ける床版

- (1) 曲げモーメントを受ける床版が、(2)から(4)による場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 床版に生じる曲げモーメントが、(3)又は(4)による制限値を超えない。
ただし、T 荷重及び死荷重による曲げモーメントの算出には、11.2.3 の規定による曲げモーメントを特性値として用いる。
- (3) 鉄筋コンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及び PC 合成床版の鉄筋コンクリート断面に生じる曲げモーメントの制限値はⅢ編 5.7.1(3)及び(4)の規定による。
- (4) プレストレストコンクリート床版及び PC 合成床版の PC 板に生じる曲げモーメントの制限値はⅢ編 5.8.1(3)及び(4)の規定による。

11.4.2 せん断力を受ける床版

押抜きせん断力を受ける床版が、11.2.4 の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

11.4.3 せん断力を受けるずれ止め

せん断力を受ける底鋼板や PC 板とコンクリートのずれ止めが、11.3.3 による場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

11.5 コンクリート系床版の疲労に対する耐久性能

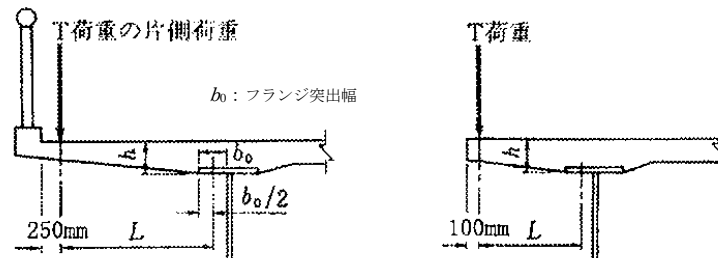
- (1) 11.2 の規定を満足する鉄筋コンクリート床版、プレストレストコンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及び PC 合成床版が、自動車の繰返し通行に伴う疲労に対して、設計耐久期間を 100 年とし、(2)から(11)を満足する場合には、所要の床版の耐久性能を満足するとみなしてよい。
- (2) 鉄筋コンクリート床版及び PC 合成床版の車道部並びに片持版における最小全厚は、11.2.4 の規定を満足するとともに、表-11.5.1 に示す値以上とする。なお、片持版における最小全厚は、図-11.5.1 に示す位置の値とする。

表-11.5.1 車道部分の床版の最小全厚(mm)

床版の区分	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	30L+110	50L+130	
片持版	0 < L ≤ 0.25	280L+160	240L+130
	L > 0.25	80L+210	

ここに,

L: 11.2.2に規定する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-11.5.1 片持版の最小全厚 h

(3) 鉄筋コンクリート床版及び PC 合成床版の床版厚は、式(11.5.1)により大型の自動車の交通量及び支持構造物の特性等を適切に考慮して算出しなければならない。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \quad \dots \dots \dots (11.5.1)$$

ここに,

- d : 床版厚 (mm) (小数第 1 位を四捨五入する。ただし、 d_0 を下回らないこと)
- d_0 : 表-11.5.1 に規定する床版の最小全厚 (mm) (小数第 1 位を四捨五入し、第 1 位まで求める。) ただし、160mm を下回ってはならない。
- k_1 : 大型の自動車の交通量による係数で、表-11.5.2 による。
- k_2 : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるため生じる付加曲げモーメントの係数で、 $k_2 = 0.9\sqrt{M/M_0} \geq 1.00$ として与えられる。なお、A 活荷重で設計する橋については、付加曲げモーメントの値を 11.2.3 と同様に 20%低減してよい。
- M_0 : 11.2.3(1)から(3)に規定する曲げモーメント
- M : M_0 に床版の支持桁の剛性の違い等の影響によって付加される曲げモーメント ΔM を加えた曲げモーメント

表-11.5.2 係数 k_1

1方向あたりの大型車の計画交通量 (台/日)	係数 k_1
500未満	1.10
500以上1,000未満	1.15
1,000以上2,000未満	1.20
2,000以上	1.25

- (4) プレストレストコンクリート床版の車道部の床版厚は、160mm を下回ってはならない。片持版の床版先端の厚さは、表-11.5.1 の最小全厚の 50%以上としてよい。ただし、160mm を下回ってはならない。
- (5) 1方向のみにプレストレスを導入する場合の床版の車道部の最小全厚は、(4)及び表-11.5.3 を満足する。

表-11.5.3 床版1方向のみにプレストレスを導入する場合の床版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	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-11.5.1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%
床版の支間方向に直角	表-11.5.1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-11.5.1の床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合の値

- (6) 鋼コンクリート合成床版の車道部及び片持版における最小全厚は、式(11.5.2)に示す値以上、かつ 11.2.4 に規定する値以上とする。

$$d=25L+110 \quad \dots\dots\dots (11.5.2)$$

ここに、

d : 底鋼板を含む床版の最小全厚(mm) (小数第1位を四捨五入し、第1位まで求める。)

L : 11.2.2 に規定する T 荷重に対する床版の支間(m)

(7) 式(11.5.3)による疲労に対する床版の曲げモーメントに対して、(8)による各制限値を超えない。

$$M_d = M_{TL} + M_{DL} \dots\dots\dots (11.5.3)$$

ここに、

- M_d : 疲労に対する床版の曲げモーメント
- M_{TL} : T荷重による曲げモーメントで、11.2.3の規定により算出する。
- M_{DL} : 死荷重による曲げモーメントで、11.2.3の規定により算出する。

(8) (7)により設計を行う場合の、床版各部に生じる応力度に関する応力度の制限値は以下の1)から5)による。

1) 鉄筋の応力度の制限値は、表-11.5.4及び表-11.5.5による。

表-11.5.4 鉄筋の引張応力度の制限値

荷重の組合せ	鉄筋の種類	応力度の制限値 (N/mm ²)
$M_{TL} + M_{DL}$	主鉄筋 SD345	120
	配力鉄筋 SD345	120

表-11.5.5 鉄筋の圧縮応力度の制限値

荷重の組合せ	鉄筋の種類	応力度の制限値 (N/mm ²)
$M_{TL} + M_{DL}$	主鉄筋 SD345	200
	配力鉄筋 SD345	

2) 鋼桁との合成作用を考慮しない鉄筋コンクリート床版、鋼コンクリート合成床版及びPC合成床版に対するコンクリートの曲げ圧縮応力度の制限値は表-11.5.6による。

表-11.5.6 コンクリートの曲げ圧縮応力度の制限値

(鋼桁との合成作用を考慮しない場合)

応力度の種類	コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)		
	24	27	30
曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	8.0	9.0	10.0

- 3) 鋼桁との合成作用を考慮する鉄筋コンクリート床版，鋼コンクリート合成床版及び PC 合成床版に対するコンクリートの曲げ圧縮応力度の制限値は表-11.5.7 による。

表-11.5.7 コンクリートの曲げ圧縮応力度の制限値
(鋼桁との合成作用を考慮する場合)

コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)	27	30
応力度の種類		
曲げ圧縮応力度の制限値 (N/mm ²)	7.7	8.6

- 4) 鋼コンクリート合成床版の底鋼板の引張応力度の制限値は表-11.5.8 による。

表-11.5.8 底鋼板の引張応力度の制限値

鋼材の種類	応力度の制限値 (N/mm ²)
SS400, SM400	140
SM490	185

- 5) プレストレストコンクリート床版及び PC 合成床版の PC 板は，Ⅲ編 9.5.1 の関連規定による。
- (9) 床版の継手部は，一般部と同等の性能を有していなければならない。
- (10) 鋼コンクリート合成床版の鋼材継手部の疲労の照査は，8章の規定による。
- (11) 移動荷重による応力変動の影響がある場合のコンクリートのずれ止めは，床版の設計耐久期間において，疲労に対して耐久性を有しなければならない。ここで，11.2.9 に従い頭付きスタッドを用いる場合は，式(11.5.4)による水平せん断力により頭付きスタッドに生じるせん断応力度が，表-11.5.9 に示す応力度の制限値を超えない。

$$Q_d = Q_L \quad \dots\dots\dots (11.5.4)$$

ここに，

Q_d : ずれ止めに生じる水平せん断力

Q_L : T 荷重 (衝撃を含む) による水平せん断力

表-11.5.9 ずれ止めの水平せん断力の応力度の制限値(N/mm²)

ずれ止めの種類 応力度の種類	頭付きスタッド
せん断応力度	50

11.6 コンクリート系床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性能

- (1) 鉄筋コンクリート床版，プレストレストコンクリート床版及び PC 合成床版における内部鋼材の腐食に対して，設計耐久期間を 100 年とし，(2)及び(3)を満足する場合には，所要の部材の耐久性能が確保されるとみなしてよい。
- (2) 式(11.6.1)による内部鋼材の腐食に対する床版の曲げモーメントに対して，(3)による制限値を超えない。

$$M_d = M_{DL} \dots\dots\dots (11.6.1)$$

ここに，

M_d : 内部鋼材の腐食に対する床版の曲げモーメント

M_{DL} : 死荷重による曲げモーメントで，11.2.3の規定により算出する。

- (3) (1)により設計を行う場合の，床版各部に発生する応力度に関する応力度制限値は以下の 1)及び2)による。
 - 1) 鉄筋の応力度制限値については表-11.6.1 による。

表-11.6.1 鉄筋の引張応力度の制限値

荷重の組合せ	鉄筋の種類	応力度の制限値 (N/mm ²)
M_{DL}	主鉄筋 SD345	100
	配力鉄筋 SD345	

- 2) プレストレストコンクリート床版及び PC 合成床版の PC 板については，Ⅲ編の関連規定による。

11.7 コンクリート系床版の施工時の前提条件

- (1) 床版は，コンクリート打設時に生じるたわみにより，硬化中のコンクリートのひび割れ，床版の疲労に対する耐久性を損なう有害な局部変形及び応力集中が生じないようにしなければならない。

- (2) プレキャスト部材を用いる場合には、運搬時及び設置時に作用する荷重に対して、局部変形や応力集中が生じないようにしなければならない。
- (3) 鋼コンクリート合成床版の施工時の前提条件として、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) コンクリートの打設時の安全性や必要なコンクリート版厚を確保できるように合成前死荷重に対して鋼板パネルの剛性を適切に設定しなければならない。
 - 2) 底鋼板とコンクリートの合成前の死荷重に対しては、鋼板が抵抗するものとして算出した応力度が5章に規定する制限値を超えない。
- (4) PC合成床版の施工時の前提条件として、(5)を満足しなければならない。
- (5) PC板と場所打ちコンクリートの合成前の死荷重に対して、PC板が抵抗するものとして算出した応力度がⅢ編5章の規定による制限値を超えない。

11.8 鋼床版における一般事項

11.8.1 一般

- (1) この節は、デッキプレートを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。
- (2) 鋼床版が主桁の一部として作用する場合は、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 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する。
 - i) 主桁の一部としての作用
 - ii) 床版及び床組としての作用
 - 2) 鋼床版の設計にあたって、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。この場合、それぞれの作用に対して、鋼床版が最も不利になる載荷状態について設計応答値を算出し、その合計に対して照査を行う。
ただし、i)及びii)に示した二つの作用を同時に考慮した照査を行う場合にあたっては、5章及び9章に規定する設計強度を40%割増した制限値を用いてよい。
- (3) 床版及び床組としての鋼床版の設計は、1)から4)までの規定により行う。
 - 1) 活荷重は、I編8.2に示されるL荷重及びT荷重とし、荷重係数 γ_{qL} (=1.25)及び荷重組合せ係数 γ_{pL} (=1.0)を考慮する。
 - 2) 衝撃係数*i*は次のとおりとする。
 - i) 縦リブ： $i=0.4$
 - ii) 横リブ： $i=20/(50+L)$
 ここに、 L : 横リブの支間 (m)
 - 3) B活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(11.8.1)により算出した割増係数を乗じた値とする。

$$\left. \begin{array}{l} k=k_0 \\ k=k_0-(k_0-1)\times(L-4)/6 \\ k=1.0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} (L\leq 4) \\ (4<L\leq 10) \\ (L>10) \end{array} \dots\dots\dots (11.8.1)$$

ただし,

$$\begin{array}{ll} k_0 = 1.0 & (B \leq 2) \\ k_0 = 1.0 + 0.2 \times (B - 2) & (2 < B \leq 3) \\ k_0 = 1.2 & (B > 3) \end{array}$$

ここに,

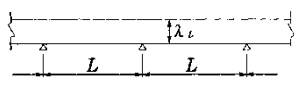
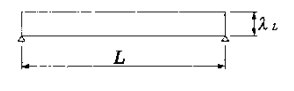
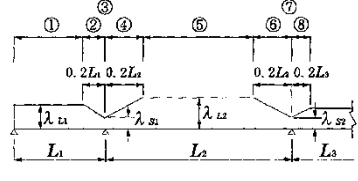
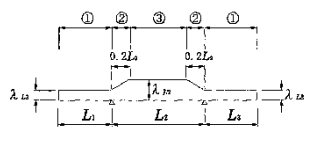
L : 横リブの支間 (m), B : 横リブ間隔 (縦リブの支間) (m)

- 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。
- (4) 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。

11.8.2 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(11.8.2)により算出し, その適用方法は表-11.8.1による。

表-11.8.1 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 (個所)	片側有効幅		摘要	
		記号	等価支間長 l		
縦リブ		λ_L	$0.6L$		
横リブ	単純支持	①	λ_L	L	
	連続支持	①	λ_{L1}	$0.8L_1$	
		⑤	λ_{L2}	$0.6L_2$	
		③	λ_{S1}	$0.2(L_1+L_2)$	
		⑦	λ_{S2}	$0.2(L_2+L_3)$	
		② ④ ⑥ ⑧	両側の有効幅を用いて 直線変化させる。		
	張出し部	①	λ_{L3}	$2L_3$	
		③	λ_{L2}	L_2	
		②	両側の有効幅を用いて 直線変化させる。		

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left(\frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ \lambda &= \left\{ 1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{l} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right\} b && \left(0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ \lambda &= 0.15l && \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots (11.8.2)$$

ここに、

λ : 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、閉断面縦リブでは図-11.8.1に示すとおりとする。

l : 等価支間長 (mm)

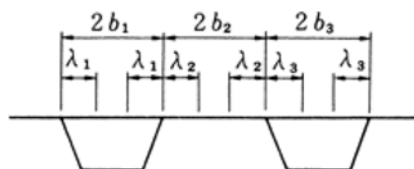


図-11.8.1 閉断面縦リブの間隔

11.8.3 デッキプレートの最小板厚

(1) デッキプレートの板厚 t (mm) は、式 (11.8.3) より算出される値以上としなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} \text{車道部分} \quad : t=0.037 \times b, \text{ (B活荷重)} \\ \quad \quad \quad : t=0.035 \times b, \text{ (A活荷重)} \\ \quad \quad \quad \text{ただし, } t \geq 12\text{mm} \\ \text{主桁の一部として作用する} \\ \text{歩道部分} \quad : t=0.025 \times b, \text{ ただし, } t \geq 10\text{mm} \end{array} \right\} \dots \text{ (11.8.3)}$$

ここに、

b : 縦リブ間隔 (mm)

(2) 閉断面縦リブを使用する場合には、8.5.1の規定を満足する。

11.8.4 縦リブの最小板厚

縦リブの最小板厚は8mm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6mmとしてもよい。

11.8.5 構造細目

- (1) 鋼床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ことを標準とする。
- (3) 車道部に主桁又は縦桁が配置される場合には、腹板上の舗装のひび割れの抑制に配慮する。
- (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、連結板やボ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。
- (6) 疲労に対する耐久性確保を目的とした構造細目は、8章の規定に従わなければならない。

11.9 鋼床版の限界状態 1

11.8による鋼床版が、5.3、9.3、9.6及び13.5の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

11.10 鋼床版の限界状態 3

11.8による鋼床版が、5.4、9.4、9.9及び13.6の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

11.11 鋼床版の疲労に対する耐久性能

鋼床版は、自動車の繰返し通行に伴う疲労に対して、設計耐久期間を100年とする場合、11.8から11.10及び8章の規定を満足することで、部材の耐久性能が確保されるとみなしてよい。

11.12 橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査

- (1) 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曲げモーメントに対して、床版部材が安全でなければならない。
- (2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 作用の組合せ及び荷重係数等は、式(11.12.1)による。

$$1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U+GD+SD+CO) \quad \cdot \cdot \cdot (11.12.1)$$

- (4) (3)に規定する作用のうち衝突荷重については、I編11.1の規定に従い定める。T荷重及び死荷重による曲げモーメントは、11.2.3の規定により算出する曲げモーメントを考慮する。
- (5) コンクリート系床版は、(3)及び(4)により算出する曲げモーメントが、1)及び2)を満足する。
 - 1) 鉄筋コンクリート構造に対して、III編9.6(6)1の規定に従い算出する抵抗曲げモーメントを超えない。
 - 2) プレストレスを導入する構造に対して、曲げモーメントが降伏曲げ耐力の0.9倍を超えない。ただし、部材断面の降伏曲げ耐力は、原則として引張縁側に緊張したPC鋼材が降伏ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとし、III編5.8.1(4)1)から5)に基づき算出する。ただし、引張縁側にPC鋼材が配置されない場合には、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメントを降伏曲げ耐力とする。

- (6) 鋼床版は、(3)及び(4)により算出する曲げモーメントが、5章及び9章の規定に従い定める部材等の特性値を超えないように設計する。

12章 床組

12.1 一般

- (1) 床組の設計にあたっては、床版を経て作用する荷重を適切に考慮するとともに、主桁又は主構に力を円滑に伝達できるようにしなければならない。
- (2) 12.2 から 12.6 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。

12.2 床組の支間

- (1) 縦桁の支間は、図-12.2.1 に示すように縦桁の方向に測った床桁の中心間隔とする。

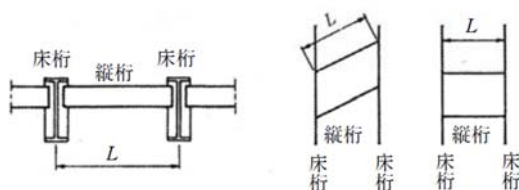


図-12.2.1 縦桁の支間

- (2) 床桁の支間は、図-12.2.2 に示すように床桁の方向に測った主桁取付腹板の中心間隔とする。

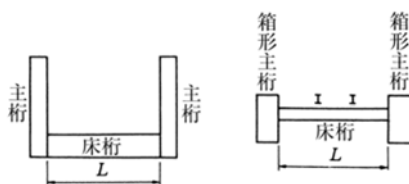


図-12.2.2 床桁の支間

12.3 縦桁の断面力の算出

- (1) 連続コンクリート床版を経て活荷重が作用する縦桁の曲げモーメント及びせん断力は、床版を単純桁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桁の活荷重による最大曲げモーメントは、表-12.3.1 に示す値を用いてよい。

表-12.3.1 連続縦桁の曲げモーメント (N・m)

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

ここに、 M_0 ：単純桁としての支間中央の曲げモーメント (N・m)

- (3) 連続縦桁のせん断力は単純桁と仮定して算出する。

12.4 連続コンクリート床版を有する床桁

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

12.5 床組の連結

- (1) 縦桁又は床桁の連結部における曲げモーメント及びせん断力を受ける部分では、合成応力度に対して 5.3.9 及び 5.4.9、多軸応力を受ける場合のフランジでは、合成応力度に対して 5.3.10 及び 5.4.10 の規定を満足しなければならない。
- (2) ブラケットの取付部は、曲げモーメントによる応力が縦桁、床桁、ダイアフラム等に円滑に伝わるような構造とする。
- (3) 縦桁を床桁のフランジ上に取り付ける場合は、縦桁の横方向の安定を保持できるような構造とする。

12.6 対傾構

縦桁間には必要に応じて対傾構を設け、その設計にあたっては 13 章の規定に準じる。

13 章 鋼 桁

13.1 適用の範囲

この章は、主として曲げモーメント及びせん断力を受ける充腹の I 形断面、 π 形断面及び箱形断面の鋼桁を主桁とする上部構造の設計に適用する。

なお、鋼桁を主桁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。

13.2 一 般

13.2.1 設計の基本

鋼桁は、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せに対して安全でなければならない。各断面力から求まる応力度は 13.2.2 から 13.2.4 の規定により求めてよい。

13.2.2 曲げモーメントによる垂直応力度

曲げモーメントによる垂直応力度は、式(13.2.1)で算出する。ただし、引張フランジにボルトの孔がある場合には、式(13.2.1)による引張フランジ応力度に(引張フランジ総断面積/引張フランジ純断面積)を乗じる。

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \cdot y \quad \dots\dots\dots (13.2.1)$$

ここに、

σ_b : 曲げモーメントによる垂直応力度 (N/mm²)

M : 曲げモーメント (N・mm)

I : 総断面の中立軸まわりの断面二次モーメント (mm⁴)

y : 中立軸から着目点までの距離 (mm)

13.2.3 曲げモーメントに伴うせん断応力度

曲げモーメントに伴うせん断応力度は、式(13.2.2)で算出してもよい。

$$\tau_b = \frac{S}{A_w} \quad \dots\dots\dots (13.2.2)$$

ここに、

τ_b : せん断力及び曲げモーメントに伴うせん断応力度 (N/mm²)

S : せん断力及び曲げモーメントに伴うせん断力 (N)

A_w : せん断力及び曲げモーメントに伴うせん断力を受ける腹板の断面積 (mm^2)

13.2.4 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には、純ねじりによるせん断応力度とそり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。

ただし、I形断面の鋼桁を用いた格子構造では、一般に桁の純ねじり及びそりねじりによる応力度を無視することができる。

また、箱形断面の鋼桁を用いる場合には、格子構造、単一主桁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。

13.3 フランジ

13.3.1 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しなければならない。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なければならない。

(2) 13.3.2 から 13.3.4 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。

13.3.2 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、鋼種に関わらず自由突出幅の 1/16 以上とする。

13.3.3 箱桁の引張フランジ

箱桁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。

13.3.4 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 λ は、式(13.3.1)及び式(13.3.2)により算出し、その適用方法は表-13.3.1による。

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left(\frac{b}{l} \leq 0.05 \right) \\ &= \left\{ 1.1 - 2 \left(\frac{b}{l} \right) \right\} b && \left(0.05 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} \dots (13.3.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \lambda &= b && \left(\frac{b}{l} \leq 0.02 \right) \\ &= \left\{ 1.06 - 3.2 \left(\frac{b}{l} \right) + 4.5 \left(\frac{b}{l} \right)^2 \right\} b && \left(0.02 < \frac{b}{l} < 0.30 \right) \\ &= 0.15l && \left(0.30 \leq \frac{b}{l} \right) \end{aligned} \right\} (13.3.2)$$

ここに,

λ : フランジの片側有効幅 (mm) (図-13.3.1)

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-13.3.1)

l : 等価支間長 (mm) (表-13.3.1)

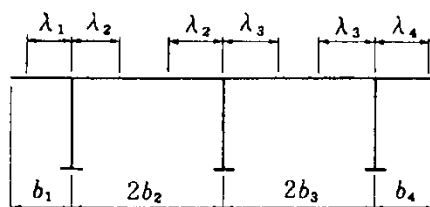
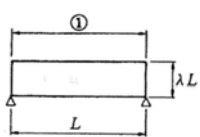
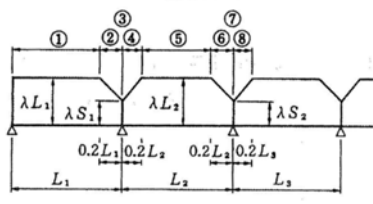
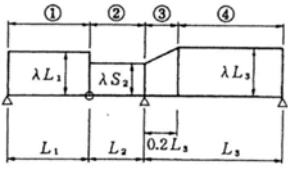


図-13.3.1 フランジの有効幅

表-13.3.1 フランジの片側有効幅

	区間 (箇所)	片側有効幅			摘 要
		記号	適用式	等価 支間長 l	
単純桁	①	λL	(13.3.1)	L	
	① ⑤ ③ ⑦	λL_1 λL_2 λS_1 λS_2	(13.3.1) (13.3.2)	$0.8L_1$ $0.6L_2$ $0.2(L_1+L_2)$ $0.2(L_2+L_3)$	
ゲルバー桁	②④ ⑥⑧	両端の有効幅を用いて、 直線変化させる。			
	①	λL_1	(13.3.1)	L_1	
	④	λL_3	(13.3.1)	$0.8L_3$	
	②	λS_2	(13.3.2)	$2L_2$	
③	両端の有効幅を用いて、 直線変化させる。				

13.4 腹板

13.4.1 一般

- (1) 腹板の設計においては、溶接ひずみの影響並びに製作、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しなければならない。
- (2) 13.4.2 から 13.4.7 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。

13.4.2 腹板の板厚

鋼桁の腹板厚は表-13.4.1 に示す値以上とする。

鋼桁に生じる計算応力度が曲げ圧縮応力度の制限値に比べて小さい場合は、曲げ圧縮応力度の制限値の上限値を曲げ圧縮応力度で除した値の平方根を、表-13.4.1 の値の分母に乗じることができる。ただし、1.2 を超える値を乗じてはならない。

表-13.4.1 鋼桁の最小腹板厚 (mm)

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
水平補剛材のないとき	$\frac{b}{152}$	$\frac{b}{131}$	$\frac{b}{124}$	$\frac{b}{117}$	$\frac{b}{110}$	$\frac{b}{107}$
水平補剛材を1段用いるとき	$\frac{b}{256}$	$\frac{b}{221}$	$\frac{b}{208}$	$\frac{b}{196}$	$\frac{b}{185}$	$\frac{b}{180}$
水平補剛材を2段用いるとき	$\frac{b}{311}$	$\frac{b}{311}$	$\frac{b}{293}$	$\frac{b}{276}$	$\frac{b}{260}$	$\frac{b}{253}$

ここに、 b : 上下両フランジの純間隔 (mm)

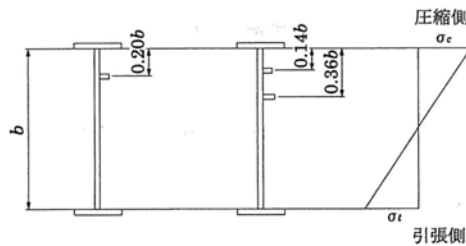


図-13.4.1 上下両フランジの純間隔

13.4.3 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-13.4.2 の値を超える場合は、腹板には垂直補剛材を設けなければならない。

計算せん断応力度がせん断応力度の制限値に比べて小さい場合は、表-13.4.2 の値にせん断応力度の制限値を計算せん断応力度で除した値の平方根を乗じることができる。ただし、1.2 を超える値を乗じてはならない。

表-13.4.2 垂直補剛材を省略しうるフランジ純間隔の最大値 (mm)

鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
上下両フランジ純間隔	$70t$	$60t$	$57t$	$54t$	$51t$	$49t$

ここに、 t : 腹板の板厚 (mm)

- (2) 垂直補剛材の間隔は、式(13.4.1)から式(13.4.6)を満足しなければならない。ただし、 $a/b \leq 1.5$ とする。

1) 水平補剛材を用いない場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{431}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{97 + 72(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 1\right) \cdots \cdots (13.4.1)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{431}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{72 + 97(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 1\right) \cdots \cdots (13.4.2)$$

2) 水平補剛材を1段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{1121}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{151 + 72(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.80\right) \cdots \cdots (13.4.3)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{1121}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{113 + 97(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.80\right) \cdots \cdots (13.4.4)$$

3) 水平補剛材を2段用いる場合

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3741}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{235 + 72(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} > 0.64\right) \cdots \cdots (13.4.5)$$

$$\left(\frac{b}{100t}\right)^4 \left[\left(\frac{\sigma}{3741}\right)^2 + \left\{ \frac{\tau}{176 + 97(b/a)^2} \right\}^2 \right] \leq 1 : \left(\frac{a}{b} \leq 0.64\right) \cdots \cdots (13.4.6)$$

ここに,

a : 垂直補剛材間隔 (mm)

b : 腹板の板幅 (mm)

t : 腹板の板厚 (mm)

σ : 腹板に生じる縁圧縮応力度 (N/mm²)

τ : 腹板に生じるせん断応力度 (N/mm²)

13.4.4 垂直補剛材の剛度, 鋼種及び板厚

(1) 5.4.3(5)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(13.4.7)を満足しなければならない。

$$I_v \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{v\text{-req}} \cdots \cdots (13.4.7)$$

ここに,

I_v : 垂直補剛材1個の断面二次モーメント (mm⁴)

t : 腹板の板厚 (mm)

- b : 腹板の板幅 (mm)
- $\gamma_{v\text{-req}}$: 垂直補剛材の必要剛比
- $$\gamma_{v\text{-req}} = 8.0 \left(\frac{b}{a} \right)^2$$
- 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、腹板の鋼種に関わらず 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。

13.4.5 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。
- (2) 支点部以外の垂直補剛材の取付け方は、以下のとおりとする。
 - 1) 垂直補剛材と圧縮フランジは溶接する。
 - 2) 鋼桁の主桁の支点並びに床桁、縦桁及び対傾構等の取付部等のような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。
 - 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り付ける。
 - 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) に関わらず溶接する。

13.4.6 水平補剛材の位置

水平補剛材の取付位置は、図-13.4.2 に示すとおり、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。

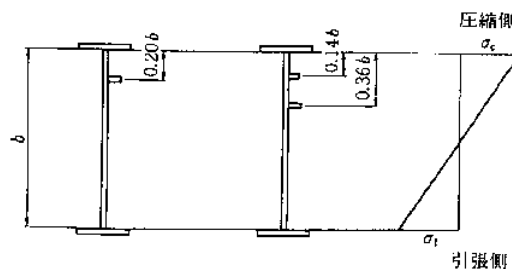


図-13.4.2 水平補剛材の位置

13.4.7 水平補剛材の剛度、鋼種及び板厚

- (1) 5.4.3(5)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(13.4.8)を満足しなければならない。

$$I_h \geq \frac{bt^3}{11} \gamma_{h\text{-req}} \dots\dots\dots (13.4.8)$$

ここに、

- I_h : 水平補剛材 1 個の断面二次モーメント (mm⁴)
- t : 腹板の板厚 (mm)
- b : 腹板の板幅 (mm)
- $\gamma_{h\cdot req}$: 水平補剛材の必要剛比

$$\gamma_{h\cdot req} = 30 \left(\frac{a}{b} \right)$$

- a : 垂直補剛材の間隔 (mm)

- (2) 水平補剛材にはその取付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。

13.5 鋼桁の限界状態 1

- (1) 鋼桁は、(2)を満足する場合には、鋼桁としての限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 鋼桁を構成する各部材等が、限界状態 1 を超えないとみなせる。

13.6 鋼桁の限界状態 3

- (1) 鋼桁の設計は、(2)を満足する場合には、鋼桁としての限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 鋼桁を構成する各部材等が、限界状態 3 を超えないとみなせる。

13.7 荷重集中点の構造

13.7.1 一般

- (1) 鋼桁の主桁の支点並びに床桁、縦桁及び対傾構等の取付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しなければならない。
- (2) 13.7.2 及び 13.7.3 の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

13.7.2 荷重集中点の補剛材

- (1) 鋼桁の主桁の支点並びに床桁、縦桁及び対傾構等の取付部等のような荷重集中点には垂直補剛材を設ける。
このとき、垂直補剛材の設計にあたっては、13.4.5(1)及び13.4.5(2) 2)の規定を満足しなければならない。

- (2) 荷重集中点の垂直補剛材は、1)及び2)により軸方向圧縮力を受ける柱として設計する。
- 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倍を超えてはならない。
 - 2) 設計軸方向圧縮応力度の制限値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、有効座屈長は桁高の1/2とする。

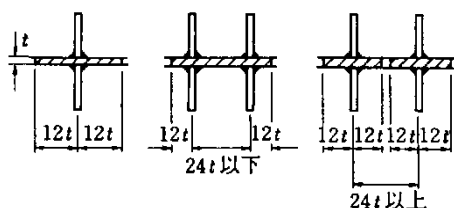


図-13.7.1 荷重集中点の腹板の有効幅

13.7.3 設計細目

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

13.8 対傾構及び横構

13.8.1 一般

- (1) 鋼桁を主桁とする橋の上部構造は、5.1.1に規定する橋の立体的な機能が確保できる構造としなければならない。
- (2) 10章並びに13.8.2及び13.8.3の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

13.8.2 対傾構

- (1) 鋼桁橋の支点では、各主桁間に端対傾構を設ける。
- (2) I形断面及びπ形断面の鋼桁橋では、6m以内で、かつフランジ幅の30倍を超えない間隔で中間対傾構を設ける。箱形断面の鋼桁橋でもこれに準じるのがよい。
- (3) 床版を3本以上の桁で支持し、かつ桁の支間が10mを超える場合は、それらの桁の間には剛な荷重分配横桁を設ける。荷重分配横桁の間隔は20mを超えてはならない。
- (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。
- (5) 下路式の鋼桁橋では、床桁取付部はニーブレース板等により床桁と主桁の垂直補剛材を連結し、横方向の変形に対して補剛する。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。この軸力は圧縮フランジ面内で各床桁取付点にフランジに直角に作用させる。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倍を超えてはならない。

この場合の圧縮フランジの応力度の制限値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。

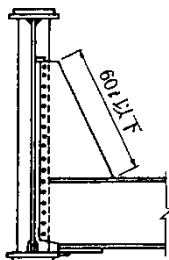


図-13.8.1 ニーブレースの自由辺

13.8.3 横 構

- (1) I形断面の鋼桁橋には、横荷重を支承部に円滑に伝達するように上横構及び下横構を設けるのを原則とする。
- (2) 上路式の鋼桁橋で鋼床版又はコンクリート系床版と桁とが結合されていて、桁の横ねじ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。

13.9 ダイアフラム等による補剛

箱形断面の鋼桁の設計にあたっては、ダイアフラム等の補剛により断面形状が保持できる構造とするとともに、集中力の作用点では力の伝達が確実となるようにする。

13.10 そ り

主桁又は主構には、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力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。

14章 コンクリート系床版を有する鋼桁

14.1 一般

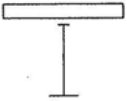
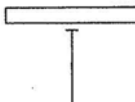
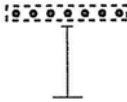
14.1.1 適用の範囲

この章は、コンクリート系床版を有する鋼桁の設計に適用する。なお、この章に規定しない鋼桁部分の設計は13章、床版部分の設計については11章の規定による。

14.1.2 床版の合成作用の取り扱い

- (1) コンクリート系床版を有する鋼桁の設計にあたっては、床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を適切に考慮しなければならない。
- (2) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、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の断面を適切に評価して桁断面の応力を算出しなければならない。
- (3) (4)及び(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (4) 桁断面の応力を算出する場合、コンクリート系床版と鋼桁との合成作用の取扱いは、表-14.1.1に示すとおりとする。
- (5) 桁断面の弾性変形及び不静定力を算出する場合は、表-14.1.1によらず、コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮する。

表-14.1.1 合成作用の取り扱い

曲げモーメントの種類	合成作用の取り扱い		摘要
正	コンクリート系床版を桁の断面に算入する		
負	引張応力が生じる床版において、コンクリートの断面を有効とする設計を行う場合	コンクリート系床版を桁の断面に算入する	
	引張応力が生じる床版において、コンクリートの断面を無視する設計を行う場合	コンクリート系床版の橋軸方向鉄筋のみ桁の断面に算入する	

14.2 設計に関する一般事項

14.2.1 床版のコンクリートと鋼材とのヤング係数比

- (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、桁の弾性変形、断面力及び不静定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。
- (2) 床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} が 27N/mm^2 から 35N/mm^2 までの範囲において、床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する設計を行う場合には、桁の弾性変形、断面力及び不静定力等の算出に用いる床版のコンクリートと鋼材とのヤング係数比 n は、7を標準としてよい。

14.2.2 床版のコンクリートのクリープ

- (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたって、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は、床版のコンクリートのクリープによる応力度の算出において、その影響を適切に評価しなければならない。
- (2) 合成断面としての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、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 φ_1 は2.0を標準としてよい。

14.2.3 床版のコンクリートと鋼桁との温度差

- (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、床版のコンクリートと鋼桁との温度差の影響を適切に考慮しなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮して設計する場合において、著しい温度差が生じる場合以外は、床版のコンクリートと鋼桁との温度差として10度を考慮し、温度分布は床版のコンクリート及び鋼桁においてそれぞれ一様とすることを標準とする。

14.2.4 床版のコンクリートの乾燥収縮

- (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、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しなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮して設計する場合に、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 ϵ_s は 20×10^{-5} を、クリープ係数 φ_2 は $\varphi_2 = 2\varphi_1 = 4.0$ をそれぞれ標準とする。

14.3 床 版

14.3.1 一 般

床版の設計は、この節の規定によるほか、11章の規定による。

14.3.2 床版のコンクリートの設計基準強度

- (1) 床版のコンクリートの設計基準強度は、所要の強度が確保できるようにするほか、床版の耐久性を考慮して定めなければならない。
- (2) 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割れが生じないことを確認する。
- (3) (4)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (4) 床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は、24N/mm²以上とする。ただし、床版にプレストレスを導入する場合はI編9.2.3の規定による。
- (5) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮して設計する床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は、床版にプレストレスを導入しない場合に27N/mm²以上、プレストレスを導入する場合に30N/mm²以上とする。
- (6) 鋼コンクリート合成床版のコンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は、床版のコンクリートと鋼桁との合成作用の考慮の有無に関わらず30N/mm²以上とする。

14.3.3 引張力を受ける床版の鉄筋量及び配筋

- (1) 引張応力が生じるコンクリート系床版においては、コンクリートにひび割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しなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 引張応力が生じるコンクリート系床版の最小鉄筋量は次による。
 - 1) 引張応力が生じるコンクリート系床版において、コンクリートの断面を有効とする設計を行う場合の床版の橋軸方向最小鉄筋量は式(14.3.1)による。

$$T_{td} \leq T_{tud} \dots\dots\dots (14.3.1)$$

ここに、

T_{td} : 床版に作用する全引張力(N)

T_{tud} : 引張強度の制限値(N)でⅢ編により算出する。

- 2) 引張応力が生じるコンクリート系床版において、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 $0.0045\text{mm}/\text{mm}^2$ 以上とすることを標準とする。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超えて床版のコンクリートの圧縮側に定着する。

14.3.4 床版の有効幅

- (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、応力分布を適切に考慮して床版の有効幅を設定しなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、床版の有効幅の算出は13.3.4の規定による。ただし、 λ 及び b は図-14.3.1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。

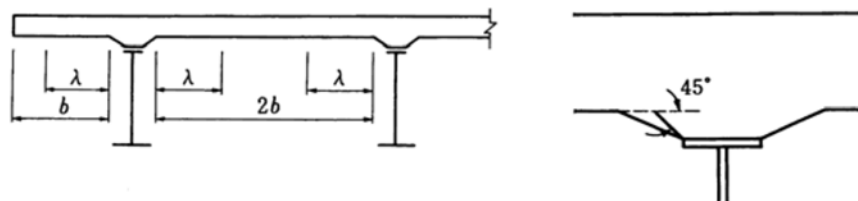


図-14.3.1 λ と b のとり方

14.3.5 主桁作用と床版作用との重ね合わせ

- (1) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、床版は次の二つの作用に対して、それぞれ安全なように設計しなければならない。
- 1) 床版としての作用
 - 2) 桁の断面の一部としての作用
- (2) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、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なければならない。
- (3) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、(1)に示す二つの作用のそれぞれに対して、床版が最も不利になる載荷状態における応力を算出し、その合計に対して安全である場合には、(2)を満足するとみなしてよい。ただし、桁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鉄筋の応力については、二つの作用の重ね合わせを考慮しなくてもよい。

14.3.6 せん断力が集中する部分の構造

- (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、死荷重や活荷重による応力、温度差や乾燥収縮による応力、風や地震の影響による応力等が集中的に作用する端支点付近及び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割れが生じないようにしなければならない。
- (2) (3)から(5)による場合には、(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置する。
- (4) 補強鉄筋の直径は16mm以上とし、床版の中立面付近に150mm以下の間隔で配置することを標準とする。
- (5) 補強鉄筋を配置する範囲は主桁方向、主桁直角方向ともに主桁間隔の1/2以上とする。

14.3.7 構造目地

コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するコンクリート系床版のコンクリートには構造目地を設けてはならない。

14.3.8 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) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮するコンクリート系床版のコンクリートでは、床版のコンクリート強度が、合成作用による応力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なければならない。
- (2) 床版のコンクリートに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を、設計基準強度の80%以上とする場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

14.4 鋼 桁

14.4.1 一 般

鋼桁の設計は、この節の規定によるほか、13章の規定による。

14.4.2 鋼桁のフランジ厚さ

- (1) ずれ止めを取り付ける鋼桁のフランジは、著しい変形が生じることがない板厚としなければならない。
- (2) ずれ止めに14.5.1(4)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

以上とする場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

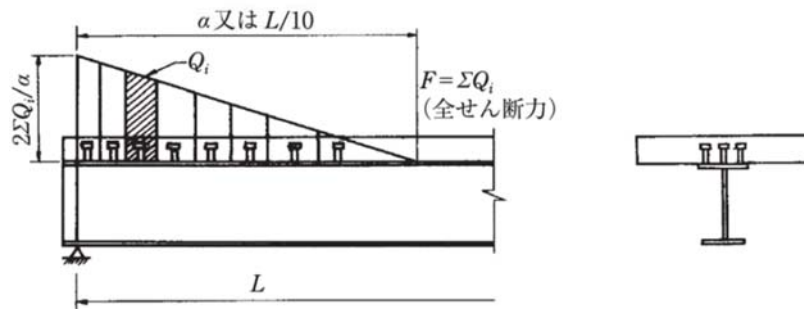
14.5 ずれ止め

14.5.1 一般

- (1) 床版のコンクリートと鋼桁は、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に接合しなければならない。
- (2) ずれ止めは、床版のコンクリートと鋼桁との間の作用力に対して安全となるように設計しなければならない。
- (3) ずれ止めとして(4)のスタッドを用い、床版のコンクリートと鋼桁との間のせん断力が最も大きくなる場合について14.6.4を満足する場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) 床版を桁断面に見込んで設計する場合のずれ止め使用するスタッドは、軸径が19mm及び22mmのものを標準とする。また、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。

14.5.2 床版のコンクリートの乾燥収縮及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差により生じるせん断力

- (1) コンクリート系床版と鋼桁との合成作用を考慮する床版のコンクリートと鋼桁とのずれ止めは、床版のコンクリートの乾燥収縮及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差により生じるせん断力を適切に考慮しなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 床版のコンクリートの乾燥収縮及び床版のコンクリートと鋼桁との温度差により生じるせん断力を、床版の自由端部において、主桁間隔（主桁間隔が $L/10$ 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。
このとき、ずれ止めの設計にあたっては、図-14.5.1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 ：主桁間隔
 L ：単純桁の場合 L ：支間長
 連続桁の場合 L ：支間長の合計

図-14.5.1 せん断力の分布

14.5.3 ずれ止めの最大間隔

- (1) ずれ止めの最大間隔は、床版と鋼桁とのずれ止めとしての機能を満足するように設定しなければならない。
- (2) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するための、ずれ止めに 14.5.1 に規定するスタッドを用いる場合に、その最大間隔が床版のコンクリート厚さの 3 倍かつ 600mm を超えない場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

14.5.4 ずれ止めの最小間隔

- (1) ずれ止めの最小間隔は、床版と鋼桁とのずれ止めとしての機能を満足するように設定しなければならない。このとき、施工性が確保できること、床版のコンクリートに有害なひび割れが生じないことに配慮しなければならない。
- (2) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたって、ずれ止めとして 14.5.1 に規定するスタッドを用いる場合に、(3)及び(4)による場合には、(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 100mm とし、橋軸直角方向の最小中心間隔は $d+30\text{mm}$ とする。ここに、 d はスタッドの軸径(mm)である。
- (4) スタッドの幹とフランジ縁との最小純間隔は 25mm とする。

14.5.5 中間支点付近のずれ止め

- (1) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたっては、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に対して設計しなければならない。
- (2) 中間支点付近のずれ止めの設計計算は、着目点の曲げモーメントの符号に関わらず床版のコンクリート断面を有効として行わなければならない。

14.6 コンクリート系床版を有する鋼桁の限界状態 1

14.6.1 一般

コンクリート系床版を有する鋼桁で、床版を桁断面に考慮する場合に、床版が 11 章の、鋼桁が 13 章の規定をそれぞれ満足し、かつ、14.6.2 から 14.6.4 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

14.6.2 床版

- (1) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する際の、コンクリート及び鉄筋の応力度の制限値は、(2)から(4)による。
- (2) 床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する際の、床版のコンクリートの圧縮応力度の制限値は表-14.6.1 に示す値とする。

表-14.6.1 コンクリートの圧縮応力度の制限値 (N/mm²)

作用の組合せ		コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)		
		27	30	
1	変動作用が支配的な状況	1) 床版としての作用	10.0	10.8
		2) 主桁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	14.2	15.8
2	プレストレッシング直後	12.9	14.3	

- (3) 引張力を受けるコンクリート系床版においてコンクリートの断面を有効とする場合、床版のコンクリートの引張応力度の制限値は表-14.6.2 に示す値とする。

表-14.6.2 コンクリートの引張応力度の制限値 (N/mm²)

作用の組合せ		コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)		
		27	30	
1	変動作用が支配的な状況	床版の上, 下縁	2.0	2.2
		床版厚中心	1.4	1.6
2	永続作用が支配的な状況	0.0	0.0	

- (4) 鉄筋の引張応力度の制限値は 180N/mm²、圧縮応力度の制限値は 260N/mm²とする。ただし、14.3.5 の規定により、桁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、応力度の制限値を 20%増ししてよい。

14.6.3 鋼 桁

床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮する際の、鋼桁の制限値の補正係数は、表-14.6.3 に示す値とする。

表-14.6.3 鋼桁の制限値の補正係数

設計で考慮する状況		補正係数	
		正の曲げモーメントを受ける部分	負の曲げモーメントを受ける部分
変動作用が支配的な状況	圧縮縁	1.15	1.00
	引張縁	1.00	1.00

14.6.4 セン断力を受けるスタッド

床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたって、せん断力を受けるスタッドに、14.5.1 に規定するスタッドを用いる場合に、式(14.6.1)を超えない場合には、せん断力を受けるスタッドの限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

なお、式(14.6.1)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、このとき床版のコンクリートと鋼桁のフランジ間との付着力は無視する。

$$\left. \begin{array}{l} Q_i \leq 12.2d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad H/d \geq 5.5 \\ Q_i \leq 2.23dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad H/d < 5.5 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (14.6.1)$$

ここに、

- Q_i : スタッドが受け持つ鋼桁と床版の間のせん断力の制限値 (N)
- d : スタッドの軸径 (mm)
- H : スタッドの全高 (mm), 150mm 程度を標準とする。
- σ_{ck} : 床版コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

14.7 コンクリート系床版を有する鋼桁の限界状態 3

14.7.1 一 般

コンクリート系床版を有する鋼桁で、床版を桁断面に考慮する場合に、床版が 11 章の、鋼桁が 13 章の規定をそれぞれ満足し、かつ、14.7.2 から 14.7.4 の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

14.7.2 床 版

鋼桁との合成作用を考慮するにあたって、床版のコンクリートが、14.6.2の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

14.7.3 鋼 桁

床版のコンクリートとの合成作用を考慮するにあたって、鋼桁が、14.6.3の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

14.7.4 せん断力を受けるスタッド

床版のコンクリートと鋼桁との合成作用を考慮するにあたって、せん断力を受けるスタッドが、14.6.4の規定を満足するスタッドを用いる場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

14.8 そ り

コンクリート系床版を有する鋼桁には、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力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、そりをつけるなければならない。

15 章 トラス構造

15.1 適用の範囲

この章は、トラス桁を主構造にもつ上部構造の設計に適用する。

なお、スパンドレルブレーストアーチ、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。

15.2 一 般

15.2.1 設計の基本

部材の設計については5章、接合の設計については9章の規定による。

15.2.2 トラスの二次応力に対する配慮

- (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、トラス面外の座屈の防止、格点での円滑な応力の伝達が図れるように配慮しなければならない。
- (2) (3)から(7)による場合には、(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、かつ骨組線と一致させる。
- (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する。
- (5) 軸方向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、原則として箱形又は π 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「腹板」という。）の断面積は部材総断面積の40%以上とする。
- (7) 格点剛結の影響による二次応力をできる限り小さくなるようにし、主トラス部材の部材高は、部材の長さの1/10より小さくするのがよい。

15.2.3 トラス圧縮部材の有効座屈長

- (1) トラス圧縮部材の有効座屈長は、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しなければならない。
- (2) 弦材に設けたガセットプレートに腹材を高力ボルトで接合する格点部の構造の場合、(3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) トラス面内の有効座屈長
 - 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倍を下回ってはならない。なお、横構や対傾構等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、例えば図-15.2.1のように斜材と支材との連結が十分であり、かつ支材が5.3.13及び5.4.13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。この場合斜材と支材との連結部の強さは、少なくとも斜材と弦材との連結部の強さの1/4以上とする。

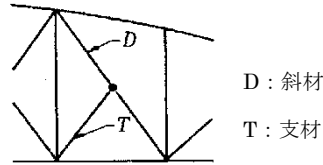


図-15.2.1 支材のある腹材

(4) トラス面外の有効座屈長

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、15.4 に規定する横構，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) 軸方向力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

図-15.2.2 に示す部材 \overline{aa} のように， \overline{ab} ， \overline{ba} で大きさの異なる軸方向圧縮力が作用し，トラス面外に支材がない場合，部材 \overline{aa} のトラス面外に対する有効座屈長 l は，式 (15.2.1) によって求めてよい。

$$l = \left(0.75 + 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L \dots\dots\dots (15.2.1)$$

ここに， P_1 ， P_2 は部材 \overline{aa} の各格間 \overline{ab} ， \overline{ba} に作用する軸方向圧縮力で $P_1 \geq P_2$ とする。

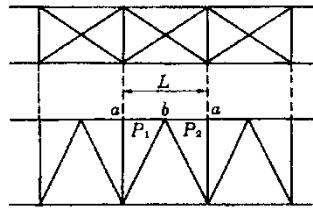


図-15.2.2 軸方向力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

また，図-15.2.3 に示す K トラスの垂直材 \overline{aa} のように \overline{ab} ， \overline{ba} で符号の異なる軸方向力が作用し，トラス面外に支材がない場合，部材 \overline{aa} のトラス面外に対する有効座屈長 l は式 (15.2.2) によって求めてよい。

$$\left. \begin{aligned} l &= \left(0.75 - 0.25 \frac{P_2}{P_1} \right) L & (P_1 \geq P_2) \\ l &= 0.5L & (P_1 < P_2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15.2.2)$$

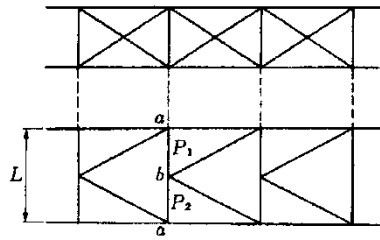


図-15.2.3 軸方向力の異なるトラス部材の面外有効座屈長

ただし、 P_1 は軸方向圧縮力の絶対値、 P_2 は軸方向引張力の絶対値とする。
なお、これらの式は部材 \overline{aa} で断面が一定の場合に適用することができる。

15.2.4 ダイア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応力の伝達が確実となるようにしなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(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アフラムを設ける。
- (4) トラス支承部、床桁の取付部等のように集中力の作用点の弦材及びガセットには、ダイアフラム等の補剛材を設けて応力の伝達が確実に行われるようにする。

15.3 格点

15.3.1 一般

- (1) 格点部は部材間の応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。
- (2) 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しなければならない。
- (3) 部材に鋼管を用いる構造の場合は、19章の規定による。

15.3.2 ガセット

- (1) ガセットは、部材間の応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しなければならない。
- (2) (3)から(7)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 部材をガセットに連結する高力ボルトの配置は、部材の軸にできる限り対称とし、かつ部材とガセットとの接触面全体に行きわたらせる。

(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で 15.2.2 の規定を満足する場合には、ガセットの板厚は鋼材の種類に関わらず、式 (15.3.1) により算出する。

$$t = 1.8 \times \frac{P}{b} \dots\dots\dots (15.3.1)$$

ここに、

t : ガセットの板厚 (mm)

P : 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 : 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 (15.3.1) で算出した値以上とする。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 (図-15.3.1)。

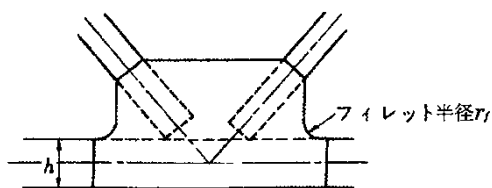


図-15.3.1 フィレット

(6) 斜材又は垂直材に圧縮力が作用する場合には、ガセットの局部座屈を防止するため、図-15.3.2 における弦材とボルトとの離れ l は、表-15.3.1 を超えないように設定する。

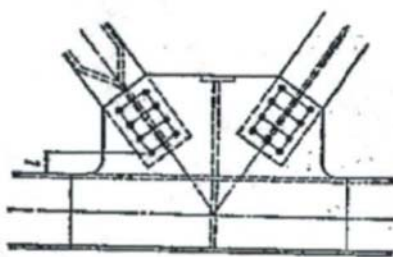


図-15.3.2 弦材とボルトとの離れ l

表-15.3.1 弦材とボルトとの離れ l

ガセットの鋼種	SS400 SM400 SMA400W	SM490	SM490Y SM520 SMA490W	SBHS400 SBHS400W	SM570 SMA570W	SBHS500 SBHS500W
l	$\leq 26t$	$\leq 22t$	$\leq 21t$	$\leq 20t$	$\leq 19t$	$\leq 18t$

ここに、 t : ガセットの板厚 (mm)

(7) ガセットの最小板厚は9mmとする。

15.4 横構，対傾構及び橋門構

15.4.1 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しなければならない。
- (2) 10章及び15.4.2から15.4.4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。

15.4.2 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ことを原則とする。
- (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。
- (4) 圧縮弦に取り付けられる横構及びストラットは，式(15.4.1)及び式(15.4.2)による断面力に対して，5章及び9章に規定する部材等の限界状態1及び限界状態3を超えないとみなせる条件を満足する。

$$\text{ストラットに対して} \quad \frac{P_1 + P_2}{100} \dots\dots\dots (15.4.1)$$

$$\text{横構に対して} \quad \frac{P_1 + P_2}{100} \sec\theta \dots\dots\dots (15.4.2)$$

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)

θ : 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。

15.4.3 対傾構

- (1) トラスの各格点には対傾構を設けることを原則とする。
- (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5.2.2の規定を満足しなければならない。
 - 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ものでなければならない。

15.4.4 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。I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が確実なものとなるようにしなければならない。

15.5 ポニートラス

- (1) ポニートラスの上弦材、垂直材、床桁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を確保しなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ポニートラスの垂直材、床桁及び垂直材と床桁との連結部は、式(15.5.1)によって算出した横力に対して、5章及び9章に規定する限界状態1及び限界状態3を超えないとみなせる条件を満足する。

$$H = \frac{P}{100} \dots\dots\dots (15.5.1)$$

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。

15.6 床版を直接支持する弦材

- (1) 主トラスの弦材がコンクリート床版を直接支持する構造とする場合には、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たさなければならない。
- (2) 主トラスの弦材がコンクリート床版を直接支持する構造で、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とが同時に作用する部材として設計する場合においては、(1)を満足するとみなしてよい。ただし、この場合の圧縮応力度の制限値はその上限値を用いる。

15.7 トラス構造の限界状態 1

15.7.1 格 点

トラス構造の格点部が 15.8.1 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

15.7.2 トラス構造

トラス構造は、トラス構造を構成する各部材等の限界状態 1 を超えないとみなせる場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

15.8 トラス構造の限界状態 3

15.8.1 格 点

トラス構造の格点部は、格点部を構成する各部材等の限界状態 3 を超えないとみなせる場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

15.8.2 トラス構造

- (1) トラス構造は、トラス構造を構成する各部材等の限界状態 3 を超えないとみなせる場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 主トラスの支間長に比べてその主構間隔が非常に狭いトラス橋では、3.5(9)の規定に従い、全体座屈について安全であるようにしなければならない。

15.9 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、そりをつけることを原則とする。

15.10 防せい防食

- (1) トラス構造の設計にあたっては、6 章及び 7 章の規定によるほか、格点及びコンクリート埋込み部等は、発錆や防食機能の低下が生じないように配慮しなければならない。

い。また、閉断面の場合は内部に滞水が生じないように、防せい防食処理の施工や排水に配慮しなければならない。

(2) 箱形断面の場合は、現場継手両側のダイアフラムは密閉形とする。

16 章 アーチ構造

16.1 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) アーチ系橋の横構、橋門構及び対傾構の設計には、10 章及び 15 章に定めるそれぞれの項の規定を準用してよい。

16.2 一 般

- (1) 部材の設計については 5 章、接合部の設計については 9 章の規定による。
- (2) アーチ部材の配置、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しなければならない。
- (3) アーチの部材軸線は、原則として骨組線と一致させなければならない。
- (4) アーチの設計にあたっては、アーチを構成する部材等が限界状態 1 又は 2 を超えたとしても、アーチとしての耐荷機構による耐荷性能が急激に失われることがないようにしなければならない。

16.3 変位の影響

アーチ系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しなければならない。

このとき、1 主構あたりの荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した死荷重強度が式 (16.3.1) により算出される w (kN/m) より大きいアーチ系橋では、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する。ただし、補剛桁に軸方向力が生じるアーチ系橋では、これを無視してよい。

$$w = \frac{8\alpha}{\gamma} \cdot \frac{EI}{L^3} \cdot \frac{f}{L} \dots\dots\dots (16.3.1)$$

ここに、

- E : ヤング係数 (kN/m²)
 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 (m⁴)。補剛アーチの場合には、アーチと補剛桁の和をとる。

- L : アーチの支間長 (m)
 f : アーチのライズ (m)
 α : 表-16.3.1 に示すアーチの面内座屈係数
 γ : 表-16.3.1 に示す補正係数

表-16.3.1 面内座屈係数 α 及び補正係数 γ

構造形式		f/L	α					γ		
			0	0.10	0.15	0.20	0.30	B活荷重	A活荷重	
無補剛 アーチ	2ヒンジアーチ		39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	10.5	9.5	
	固定アーチ		81.0	76.0	69.5	63.0	48.0			
補剛桁に軸方向力が生じない 2ヒンジ補剛アーチ 側径間がある場合	側径間がない場合			39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	14.0	12.5
	λ	0	81.0	76.0	69.5	63.0	48.0			
		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			

$$(a) \quad \lambda = \frac{a}{L} \left(1 + \frac{I_A}{I_G} \right) \dots\dots\dots (16.3.2)$$

ここに、

- a : 補剛桁の側径間の支間長 (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 (m⁴)
 I_G : 片側補剛桁の断面二次モーメントの平均値 (m⁴)

(b) f/L 及び λ が表-16.3.1 に示す値の中間の値となる場合は、 α は直線補間して算出してよい。

16.4 アーチリブの設計で考慮する断面力

- (1) アーチリブは、(2)による場合を除き、5.3.8及び5.4.8の規定により軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材として設計する。このとき、部材断面図心の骨組線からの偏心量として、互いに隣接する格点を結ぶ直線と部材軸線のへだたりを考慮する。
- (2) 1)から4)に示す条件を全て満足するアーチ系橋では、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) 16.3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(16.4.1)を満足する。

$$\beta \cdot \frac{\sigma_{cud}}{\sigma_{tud}} \cdot \frac{h^G}{h^A} > 1 \dots\dots\dots (16.4.1)$$

ここに、

- h^A : アーチリブの部材高さの平均値 (mm)
- h^G : 補剛桁の部材高さの平均値 (mm)
- σ_{cud} : アーチリブの軸方向圧縮応力度の制限値の平均値 (N/mm²)
- σ_{tud} : 補剛桁の下フランジの軸方向引張応力度の制限値の平均値 (N/mm²)
- β : 補剛桁に軸方向力が生じない場合
 $\beta=0.04+0.004 l/\gamma$
補剛桁に軸方向力が生じる場合
 $\beta=1.75(0.04+0.004 l/\gamma)$
- l/γ : アーチ部材の細長比

16.5 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) 吊材又は支柱と補剛桁又はアーチリブの連結部は、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。

16.6 アーチ構造の限界状態 1

アーチ構造は、アーチ構造を構成する各部材等の限界状態 1 を超えないとみなせる場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

16.7 アーチ構造の限界状態 3

16.7.1 アーチ構造

- (1) アーチ構造は、アーチ構造を構成する各部材等の限界状態 3 を超えないとみなせるとともに、16.7.2、並びに(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 16.3の規定により変位の影響を考慮するアーチ系橋では、荷重の増加に対して安全となるようにする。
- (3) 死荷重及び衝撃を含む活荷重の特性値に 1.7 を乗じた荷重により生じる応力度が、式 (16.7.1) を超えない。

$$\sigma_u = \left. \begin{array}{l} \sigma_{yk} \quad (\text{引張応力の場合}) \\ \rho_{crl} \sigma_{yk} \quad (\text{圧縮応力の場合}) \end{array} \right\} \dots (16.7.1)$$

ここに、

- σ_{yk} : 4.1.2 に示す鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm²)
 ρ_{crl} : 5.4.1, 5.4.2 及び 5.4.3 に示す局部座屈の影響を考慮した特性値の補正係数

16.7.2 アーチ構造の面外座屈

- (1) 主構間隔が支間に比べて小さいアーチ系橋は、面外座屈に対して安全であることを照査しなければならない。
- (2) (3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 3.5(9)の規定に従い、アーチ構造の面外座屈を設計するにあたっては、図-16.7.1 に示す載荷状態について荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮し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。

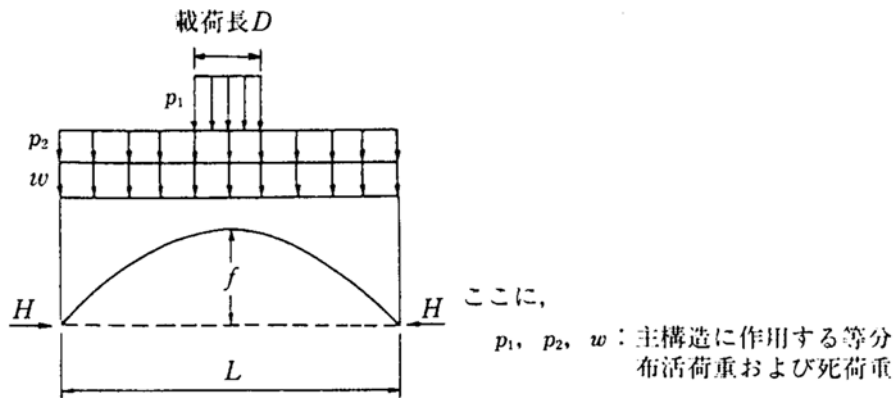


図-16.7.1 面外座屈の照査に用いる荷状態

(4) アーチ軸線が鉛直面内であっ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 15.4 の規定に準じて設けられている場合には、アーチの面外座屈の照査は、式 (16.7.2) によってよい。

$$\frac{H}{A_g} \leq \alpha \sigma_{cud} \quad \dots (16.7.2)$$

ここに、

- H : 図-16.7.1 に示す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 (m²)
- σ_{cud} : 片側アーチ部材の $L/4$ 点の 5.4.4 に規定する軸方向圧縮応力度の制限値 (kN/m²)。ただし、有効座屈長 (m) 及び断面二次半径 (m) は(5)による。
- α : アーチリブの面外座屈に対する補正係数 0.7 とする。

(5) (4)に規定する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(16.7.3)による。

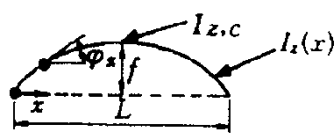
$$\left. \begin{aligned} l &= \varphi \beta_z L \\ r &= \sqrt{\left\{ I_z + A_g \left(\frac{b}{2} \right)^2 \right\} / A_g} \end{aligned} \right\} \dots (16.7.3)$$

ここに、

- I_z : 片側アーチ部材の鉛直軸のまわりの断面二次モーメントの平均値 (m⁴)
- A_g : 片側アーチ部材の総断面積の平均値 (m²)
- b : アーチ軸線の間隔 (m)

β : 表-16.7.1 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-16.7.1 β_z の値

断面	ライズ比 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
	$I_z(x) = I_{z,c} / \cos\phi_x$	0.50	0.52	0.59	0.71	0.86

φ : (i) から (iii) に規定する値
 (i) 下路補剛アーチ $\varphi = 1 - 0.35k$
 (ii) 上路補剛アーチ $\varphi = 1 + 0.45k$
 (iii) 中路補剛アーチ $\varphi = 1$

k : 図-16.7.1 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、アーチと補剛桁をアーチクラウンで剛結しない場合は、 $k=1$ とする。

(6) 3.5(9)の規定に従い、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)に関わらず、式(16.7.4)からアーチリブ各断面の有効座屈長を求めるとともに、この有効座屈長を基に5.4.4に規定する軸方向圧縮応力度の制限値を算出し、式(16.7.5)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。

$$l_{ei} = \pi \sqrt{\frac{EI_i}{\lambda_{out} N_i}} \dots\dots\dots (16.7.4)$$

$$N_i/A_i \leq \alpha \sigma_{cud} \dots\dots\dots (16.7.5)$$

ここに、

- λ_{out} : 固有値
- l_{ei} : 断面 i の有効座屈長 (m)
- E : ヤング率 (kN/m²)
- I_i : 断面 i の鉛直軸回りの断面二次モーメント (m⁴)
- N_i : 断面 i の作用軸力 (kN)
- A_i : 断面 i の断面積 (m²)
- α : アーチリブの面外座屈に対する補正係数で 0.7 とする。
- σ_{cud} : 式(16.7.4)の有効座屈長をもとに5.4.4によって算出した軸方向圧縮応

力度の制限値

このとき、線形固有値解析の荷重としては荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮した死荷重と活荷重を考慮し、活荷重はアーチリブ軸方向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-16.7.1に示す状態でよい。

16.8 防せい防食

アーチ構造の設計にあたっては、6章及び7章の規定によるほか、アーチ部材と吊材等の接合部、及び、やむを得ずコンクリート中に部材を埋め込む場合の埋込み部等に発錆や防食機能の低下が生じないように配慮しなければならない。また、閉断面の場合は内部に滞水が生じないように、防せい防食処理の施工や排水に配慮しなければならない。

17章 ラーメン構造

17.1 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。

17.2 一般

17.2.1 設計の基本

- (1) 部材の設計については5章、接合部の設計については9章の規定による。
- (2) 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、これらの組合せに対して安全となるようにしなければならない。
- (3) ラーメン構造は全体座屈に対して安全となるように設計しなければならない。

17.2.2 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しなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(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ことを原則とする。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
 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。

17.2.3 風荷重

(1) ラーメン構造の設計にあたっては、構造の特性に応じて適切に風荷重を考慮しな
 ければならない。

(2) (3)及び(4)による場合においては、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) ラーメン橋に作用する風荷重は、I編 8.17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、I編 8.17に規定する下部構造に作用する風荷重
 とする。

17.2.4 基礎構造の影響

鋼製のラーメン構造の設計において、基礎構造の回転及び相対移動が予想される場合
 は、その影響に留意しなければならない。

17.2.5 ラーメン橋のたわみの照査

ラーメン橋の衝撃を含まない活荷重による最大たわみは、式(17.2.1)を満足しなけれ
 ばならない。照査に用いるたわみの応答値の算出は、I編 8.2に規定する活荷重の特性値
 としてよい。

$$\delta \leq \frac{L}{500} \dots\dots\dots (17.2.1)$$

ここに、

δ : 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-17.2.1)

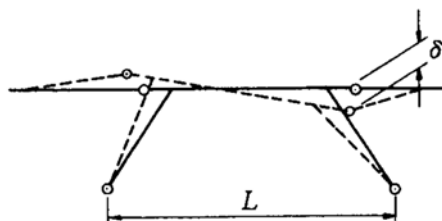


図-17.2.1 ラーメン橋のたわみ

17.2.6 ラーメン橋脚のたわみの照査

主桁をラーメン橋脚で支える場合には、衝撃を含まない活荷重による最大たわみは、式(17.2.2)から式(17.2.6)を満足しなければならない。照査に用いるたわみの応答値の算出は、I編8.2に規定する活荷重の特性値としてよい。

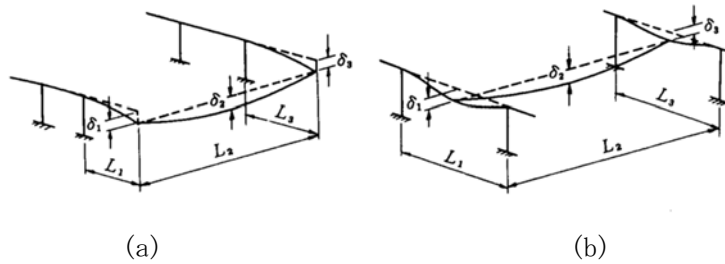
$$(\delta_1 + \delta_2) \text{ 又は } (\delta_2 + \delta_3) \text{ のうち大きい方} \leq \frac{L_1 + L_2 + L_3}{500} \quad (17.2.2)$$

$$\text{図-17.2.2(a)の場合 } \delta_1 \leq \frac{L_1}{300} \quad \dots\dots\dots (17.2.3)$$

$$\delta_3 \leq \frac{L_3}{300} \quad \dots\dots\dots (17.2.4)$$

$$\text{図-17.2.2(b)の場合 } \delta_1 \leq \frac{L_1}{500} \quad \dots\dots\dots (17.2.5)$$

$$\delta_3 \leq \frac{L_3}{500} \quad \dots\dots\dots (17.2.6)$$



δ_1, δ_3 : ラーメン横ばりの主桁の位置でのたわみ
 δ_2 : 主桁のたわみ

図-17.2.2 ラーメン橋脚のたわみ

なお、式(17.2.2)から式(17.2.6)を満足する場合でも、上部構造の応力が δ_1 又は δ_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、主桁を弾性支承上のはりとして扱う解析モデルによる等の配慮をする。

17.2.7 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。

17.3 ラーメンの有効座屈長

ラーメンの有効座屈長 l は、特に厳密な計算を行わない場合は、表-17.3.1 に示す値とする。

表-17.3.1 ラーメン柱の有効座屈長

座屈形式 部材(図-17.3.1)		面内座屈
1層の柱 (①~⑥)	下端固定	$l=1.5h$: $k \leq 5$ $=\{1.5+0.04(k-5)\}h$: $5 < k \leq 10$
	下端ヒンジ	$l=3.5h$: $k \leq 5$ $=\{3.5+0.2(k-5)\}h$: $5 < k \leq 10$
2層以上の柱 (⑦~⑩)		$l=1.9h$: $k \leq 5$ $=\{1.9+0.14(k-5)\}h$: $5 < k \leq 10$
1本足の柱 (⑨)		$l=2.0h$
2層以上の1本足の柱 (⑩)		$l=2.2h$

ここに、

$$k = \frac{I_C/h}{I_B/L}$$

I_C : 柱の断面二次モーメントの平均値 (mm^4)

I_B : はりの断面二次モーメントの平均値 (mm^4)

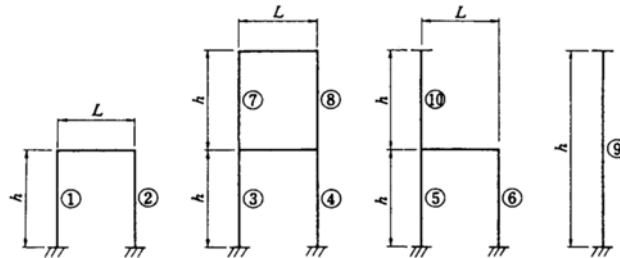


図-17.3.1 ラーメンの部材長

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。

17.4 荷重集中点及び屈折部の補剛

ラーメン構造の荷重集中点、フランジ又は腹板の屈折部等では、箱形断面の場合にダイアフラムを、I形断面の場合に補剛材をそれぞれ適切に設けて、応力を円滑に伝達できる構造にするとともに、断面の変形を防ぐことができる構造とする。

17.5 隅角部

- (1) 隅角部の設計にあたっては、横ばりの断面力を柱に円滑に伝達できるようにしなければならない。
- (2) 隅角部の設計では、良好な溶接品質が確保できる柱とはりを構成する板の組立方法としなければならない。
- (3) 隅角部の設計は、疲労耐久性にも留意するとともに、フランジの応力の伝達機構に留意し応力集中の影響を評価しなければならない。

17.6 支承部及びアンカー部

ラーメン構造の支承部及びアンカー部は、作用する力を基礎構造へ十分に伝達できる構造としなければならない。

17.7 鋼製橋脚

- (1) 鋼製橋脚は、上部構造を確実に支持し、鋼製橋脚に作用する荷重に対して安全であるために、少なくとも 1) から 3) を満足しなければならない。
 - 1) 鋼製橋脚に作用する力を基礎構造物へ確実に伝達できる構造
 - 2) 脆性的な破壊が生じず、過度のたわみの発生を抑える構造
 - 3) 耐久性の高い構造
- (2) 鋼製橋脚の設計にあたっては、基礎構造物の影響を適切に考慮しなければならない。
- (3) この章及び 19 章のほか、Ⅱ編、Ⅳ編、Ⅴ編の関連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。

17.8 ラーメン構造の限界状態 1

17.8.1 曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを受けるラーメン構造の部材

曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを同時に受けるラーメン構造の部材が、垂直応力度及びせん断応力度がともにそれぞれの制限値の 45% 以上の場合に、5.3.9 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

17.8.2 ラーメン構造

ラーメン構造が、17.9.2 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

17.8.3 隅角部

ラーメン構造が、17.9.3の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

17.9 ラーメン構造の限界状態3

17.9.1 曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを受けるラーメン構造の部材

曲げモーメント及びせん断力並びにねじりモーメントを同時に受けるラーメン構造の部材が、17.8.1の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

17.9.2 ラーメン構造

- (1) ラーメン構造が、ラーメン構造を構成する各部材等の限界状態3を満足するとともに、(2)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) 軸方向圧縮応力度の制限値について σ_{cud} を17.3に規定する有効座屈長を用いて式(5.4.17)により算出し、5.4.8の規定を満足する。

17.9.3 隅角部

ラーメン構造の隅角部が、17.5の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

17.10 防せい防食

ラーメン構造の設計にあたっては、6章及び7章の規定によるほか、ラーメン構造の柱部の土中又は水中にある部分について、腐食環境に応じて根巻コンクリート、防食板、防食塗装で防護する等、発錆や防食機能の低下が生じないように配慮しなければならない。また、閉断面の場合は内部に滞水が生じないように、防せい防食処理の施工や排水に配慮しなければならない。

18 章 ケーブル構造

18.1 適用の範囲

この章は、ケーブル部材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。

18.2 ケーブル部材

18.2.1 一般

- (1) ケーブル部材の設計にあたっては、作用力に対して安全となるように行わなければならない。
- (2) 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しなければならない。
- (3) I 編 9.1 に規定するケーブルを用いる場合には、(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) 設計計算に用いるケーブルのヤング係数は、使用するケーブルの特性及び品質を考慮して適切に設定しなければならない。
- (5) 表-4.2.3 に示すケーブルのヤング係数を用いる場合には、(4)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ロープの構造伸びを除去して使用する。
- (6) 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する。

18.2.2 曲線部

- (1) ケーブルを曲げて用いる場合には、曲げの影響を適切に考慮しなければならない。
- (2) (1)を満足するために、少なくとも(3)から(6)を満足しなければならない。
- (3) PC 鋼材を除くケーブルの折曲点にはサドルを設置するとともに、サドルの曲率半径はケーブル直径の 8 倍以上とする。
- (4) ハンガーには原則として曲線部を設けてはならない。
- (5) 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 倍以上とするとともに、曲げによるケーブル部材の強度低下として、設計強度を 0.87 倍する。
- (6) ストランドシューの半径はワイヤ直径の 50 倍以上を標準とする。

18.2.3 定着具

- (1) ケーブル部材の定着は定着具によることを原則とする。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。
- (2) ケーブル部材の定着具は、静的な強度、疲労耐久性及びクリープ等の特性が明らかでないものでなければならない。
- (3) 定着具の強度は、ケーブルの強度以上とすることを原則とする。ただし、定着具への作用力が小さい場合には、定着具に生じる応力度が制限値以下であることを確認したうえで、定着具に生じる応力度をケーブルの強度の75%まで低減してもよい。

18.2.4 ケーブル部材の区分

- (1) ケーブル部材は、疲労耐久性が明らかであるとともに、疲労による機能の低下が生じないことが確認されたものでなければならない。
- (2) (3)の規定を満足するケーブル部材を用いる場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) ケーブル部材は、表-18.2.1 に示す区分のいずれかの条件下における200万回の繰返し載荷試験により、1)及び2)を満足するものであることを確認する。
 - 1) 素線の破断数が2%以下とする。ただし、素線数が125本未満の場合は、素線の破断数が3本以下とする。
 - 2) ケーブル部材の引張強度の95%以上を有する、又はケーブル部材が実引張荷重の92%以上の引張強度を有する。

表-18.2.1 200万回繰返し載荷の条件とケーブル部材の区分

ケーブル部材の区分	200万回繰返し載荷における応力範囲(N/mm ²)	
	初期張力 $0.4Pu^{1)}$ 又は $0.45Pu^{1)}$ の場合	初期張力 $0.55Pu^{1)}$ 又は $0.6Pu^{1)}$ の場合
C1	194	160
C2	160	100
C3	130	80
C4	80	40

注：1) Pu はケーブルの引張強度とする。

18.3 ケーブル部材の限界状態 1

軸方向引張力を受けるケーブル部材に生じる軸方向引張応力度が、式(18.3.1)による軸方向引張応力度の制限値を超えない場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

$$\sigma_{yd} = \xi_1 \cdot \Phi_{Yl} \cdot \sigma_{yk} \cdots \cdots (18.3.1)$$

ここに,

- σ_{fyd} : 軸方向引張降伏応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{yk} : 4章に示すケーブルの降伏強度の特性値(N/mm²)
- Φ_{Yt} : 抵抗係数で表-18.3.1に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で表-18.3.1に示す値とする。

表-18.3.1 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_{Yt}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.95	0.90
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	

18.4 ケーブル部材の限界状態 3

軸方向引張力を受けるケーブル部材に生じる軸方向引張応力度が, 式(18.4.1)による軸方向引張応力度の制限値を超えない場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

$$\sigma_{tud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Ut} \cdot \sigma_{uk} \dots\dots\dots (18.4.1)$$

ここに,

- σ_{tud} : 軸方向引張応力度の制限値(N/mm²)
- σ_{uk} : 4章に示すケーブルの引張強度の特性値(N/mm²)
- Φ_{Ut} : 抵抗係数で表-18.4.1に示す値とする。
- $\xi_1 \cdot \xi_2$: 調査・解析係数と部材・構造係数との積で, 表-18.4.1 に示す値とする。

表-18.4.1 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	$\xi_1 \cdot \xi_2$ (ξ_1 と ξ_2 の積)	Φ_{Ut}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	図-18.4.1 及び 図-18.4.2 より定める値のうち小さい方	0.90
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	図-18.4.1 及び 図-18.4.2 より定める値のうち小さい方に 1.4 を乗じた値	

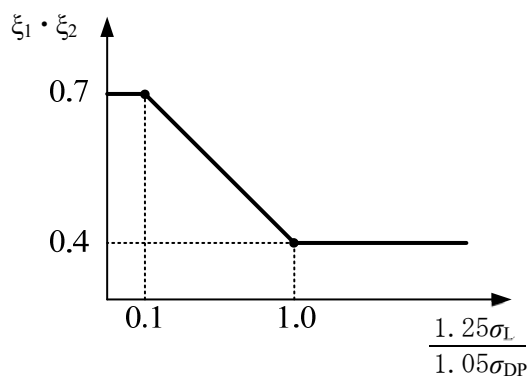


図-18.4.1 ξ_1 と ξ_2 の積と $1.25\sigma_L/1.05\sigma_{DP}$ の関係

ここに,

- σ_L : 活荷重(L)(衝撃を含む)によりケーブルに生じる応力度の最大値 (N/mm²)。ただし, σ_L の算出では荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。
- σ_{DP} : ケーブルに導入される死荷重及びプレストレスにより生じる応力度 (N/mm²)。ただし, σ_{DP} の算出では荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。

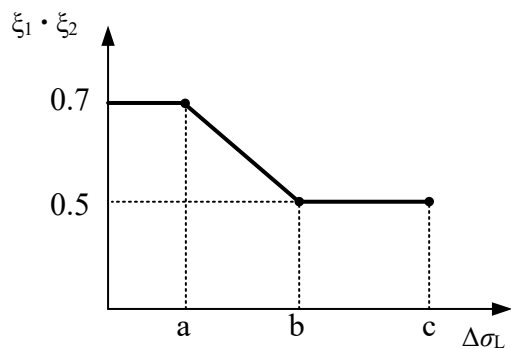


図-18.4.2 ξ_1 と ξ_2 の積と活荷重(L)(衝撃含む)によるケーブルの軸方向引張応力度の最大値と最小値の差の関係

表-18.4.2 図-18.4.2における abc の値(N/mm²)

ケーブル区分	a	b	c
C1	100	130	340
C2	70	120	240
C3	60	90	180
C4	30	60	120

ここに、

$\Delta\sigma_L$: 活荷重(L)(衝撃含む)によるケーブルの軸方向引張応力度の最大値と最小値の差 (N/mm²)。ただし、 $\Delta\sigma_L$ の算出では荷重組合せ係数及び荷重係数を考慮しない。

18.5 ケーブル構造

18.5.1 一般

- (1) ケーブル構造は、ケーブル部材から作用する力の影響を考慮したうえで、各部材が所要の耐荷性能を満足するとともに、ケーブル構造全体として求められる耐荷性能を満足するようにしなければならない。
- (2) ケーブル構造の設計にあたっては、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しなければならない。
- (3) ケーブル構造の応答算出にあたっては、ケーブルの剛性の影響、ケーブルの変形の影響、部材間の挙動の違いを適切に考慮できる解析モデル及び解析理論によらなければならない。

18.5.2 ケーブル定着構造

ケーブル定着構造の設計は、ケーブル部材からの作用力に対して行うことを原則とする。ただし、18.3及び18.4に規定するケーブル部材の制限値の75%以上の強度をもつようにする。

18.5.3 ケーブルバンド

- (1) ケーブルバンドは、作用力に対して安全となるように設計しなければならない。
- (2) ケーブルバンドは、ケーブルとの間ですべりが生じないようにしなければならない。
- (3) (4)及び(5)を満足する場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) 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。
- (5) ケーブルバンドのすべり抵抗力の制限値は、ケーブルバンドに生じるすべり力に対して、4.0以上の安全余裕を確保する。

18.6 ケーブル構造の限界状態 1

ケーブル構造は、ケーブル構造を構成する各部材等の限界状態 1 を超えないとみなせる場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

18.7 ケーブル構造の限界状態 3

ケーブル構造は、ケーブル構造を構成する各部材等の限界状態 3 を超えないとみなせる場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

18.8 防せい防食

ケーブル構造の設計にあたっては、6 章及び 7 章の規定によるほか、ケーブル、定着具、定着構造、バンド及びサドルでは、発錆や防食機能の低下が生じないように、また、ケーブル構造の各部に滞水が生じないように、防せい防食処理の施工や排水に配慮しなければならない。

19 章 鋼 管

19.1 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。

19.2 一 般

部材の設計についてはこの章及び 5 章によるほか、接合部については 9 章の規定による。

19.3 鋼 材

- (1) 鋼管部材に使用する鋼材は、1.4.2 の規定を満足しなければならない。
- (2) 鋼管部材に使用する鋼材について、(3) 及び(4) 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-19.3.1 による。

表-19.3.1 既製の鋼管の規格と種類

規格番号及び名称	鋼種
JIS G 3444	STK400
一般構造用炭素鋼鋼管	STK490 ¹⁾

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/mm²、鋼管から採取した場合は 640N/mm²とする。

2) 鋼管の選定は、表-19.3.2 による。

表-19.3.2 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 3122 : 2013 (突合せ溶接継手の曲げ試験方法) に規定する表曲げ試験を行い、わん曲部の外側に割れ、その他著しい欠陥が生じないことを確認する。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採取する。

(4) ローラー曲げ法又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-19.3.3 による。

表-19.3.3 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 溶接構造用耐候性熱 間圧延鋼材	SMA400AW・BW・CW SMA490AW・BW・CW SMA570W

ただし、表-19.3.3 は主として直径 300mm 以上、厚さ 6.9mm 以上の鋼管を対象とす

る。

- 2) 鋼管は鋼板を成形ローラー又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。
- 3) 鋼管の板厚による鋼種の選定は 1.4.2 の規定による。

19.4 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所的な変形が防止できる構造としなければならない。
- (2) 1)及び 2)の規定を満足する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ア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(19.4.1)を満足しなければならない。

$$\left. \begin{array}{l} b \geq \frac{d}{20} + 70 \\ t \geq \frac{b}{17} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (19.4.1)$$

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)

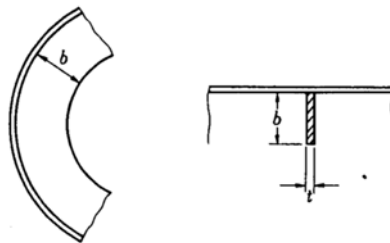


図-19.4.1 環補剛材

19.5 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でなければならない。
- (2) (3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 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。
- (4) 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。
- (5) 鋼管を連結する場合の継手の構造細目は19.6.1から19.6.4までの規定による。

19.6 構造細目

19.6.1 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。

19.6.2 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-19.6.1）。

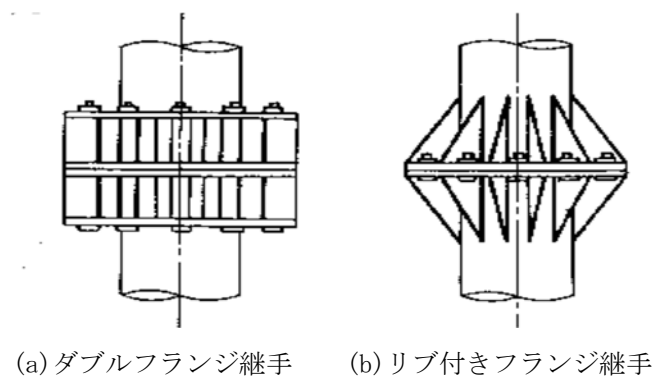


図-19.6.1 フランジ継手

19.6.3 ガセット継手

- (1) ガセットプレートを主管の管軸方向に取り付ける場合は、通しガセットとするかリブをつけて主管を補強する（図-19.6.2(a), (b)）。ただし、横構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セット及び補剛リブの取付幅は、鋼

管の中心角が 120° となるように定める (図-19.6.2(b), (c))。なお, 図-19.6.2(c)のような場合は, 必要に応じてガセットプレートはリブ等で補強する。また, ガセ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 (図-19.6.2(a))。

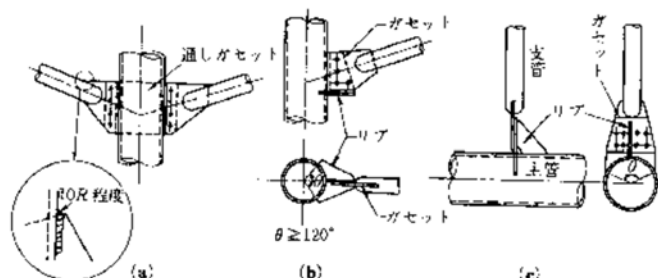


図-19.6.2 ガセット継手

19.6.4 分岐継手

鋼管の分岐継手においては, 1)から 5)の条件を満足しなければならない (図-19.6.3)。

- 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° 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-19.6.4)。
- 5) 支管管端の切断は鋼管自動切断機によること。

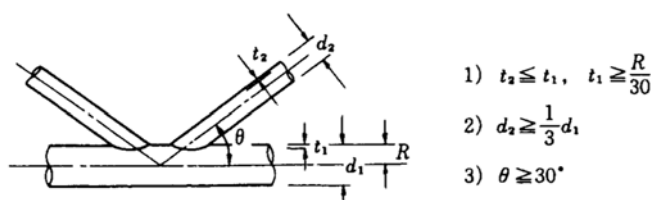


図-19.6.3 分岐継手

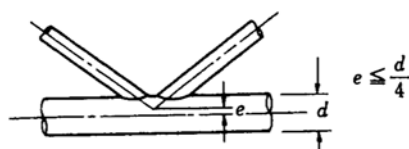


図-19.6.4 偏心のある分岐継手

19.6.5 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しなければならない。

特に、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を考慮し、その影響が小さくなるようにしなければならない。

- (2) (3)から(6)による場合には、(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、原則として環補剛材又はダイアフラムで補強する。
- (4) 格点部の変形量は式(19.6.1)を満足しなければならない。

$$\delta \leq \frac{R}{500} \dots\dots\dots (19.6.1)$$

ここに、

- δ : 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(19.6.2)により算出してよい。

支材と併用する場合

支材と併用する場合

$$\delta = 0.007 \frac{PR^3}{EI}$$

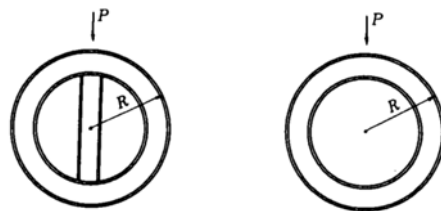
環補剛材のみの場合

$$\delta = 0.045 \frac{PR^3}{EI}$$

$$\dots\dots\dots (19.6.2)$$

ここに、

- P : 作用荷重 (N)
- I : 環補剛材の断面二次モーメント (mm⁴)
- E : ヤング係数 (N/mm²)
- δ : 格点部変形量 (mm)
- R : 鋼管の半径 (mm)



(a)支材と併用する場合 (b)環補剛材のみの場合

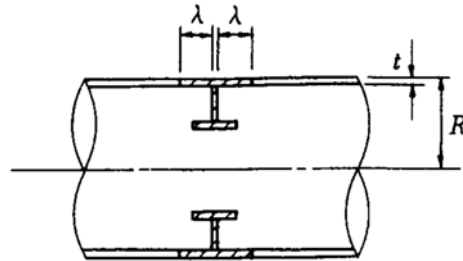
図-19.6.5 環補剛材の形式

- (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(19.6.3)による。

$$\lambda = 0.78\sqrt{Rt} \dots\dots\dots (19.6.3)$$

ここに,

- λ : 鋼管の有効幅 (mm)
- t : 鋼管の板厚 (mm)
- R : 鋼管の半径 (mm)



λ : 有効幅

図-19.6.6 鋼管の有効幅

19.6.6 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、特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しなければならない。
- (2) (3)から(5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 鋼管の外径は式(19.6.4)による。

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ない。

$$d \geq \frac{l}{30} \sqrt{\frac{8}{t}} \quad \text{ただし、} d \geq \frac{l}{40} \dots\dots\dots (19.6.4)$$

ここに,

- l : 部材長又は有効座屈長 (m)
- d : 鋼管の外径 (m)
- t : 鋼管の板厚 (mm)

- (4) (3)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。またその形状は、一般にすみ肉溶接による溶接継手とし、 d が $l/25$ 以下の場合には、図-19.6.7のようにレ型開先を用いた完全溶け込み溶接又は部分溶け込み溶接による溶接継手とする。
- (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、19.6.3の規定による。

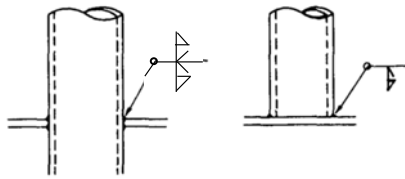


図-19.6.7 単一鋼管部材の端部の溶接方法 ($d \leq l/25$)

19.6.7 屈曲管の曲げ角度

屈曲管を用いる場合には、折曲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。

ただし、屈曲管を用いて部材を構成する場合、折曲角度が式(19.6.5)を満足する場合は、直線部材として設計してよい。

$$\theta \leq 0.04 \frac{d}{L} \dots\dots\dots (19.6.5)$$

ここに、

- θ : 折曲げ角 (rad) , 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_a : アーチの曲率半径 (m)

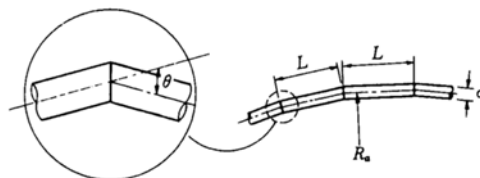


図-19.6.8 屈曲管

19.7 鋼管部材の限界状態 1

19.7.1 軸方向圧縮力を受ける鋼管部材

軸方向圧縮力を受ける鋼管部材が、19.8.1の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

19.7.2 軸方向引張力を受ける鋼管部材

軸方向引張力を受ける鋼管部材が、5.3.5の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。ただし、部分係数は表-19.7.1に示す値とする。

表-19.7.1 調査・解析係数，抵抗係数

	ξ_i	Φ_{Rt}
i) ii)及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	

19.7.3 曲げモーメントを受ける鋼管部材

曲げモーメントを受ける鋼管部材が、19.8.3の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

19.7.4 せん断力を受ける鋼管部材

せん断力を受ける鋼管部材が、19.8.4の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

19.7.5 軸方向力及び曲げモーメントを受ける鋼管部材

軸方向力及び曲げモーメントを同時に受ける鋼管部材が、19.8.5の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

19.7.6 軸方向圧縮力及びせん断力を受ける鋼管部材

軸方向圧縮力及びせん断力を受ける鋼管部材が、19.8.6の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

19.8 鋼管部材の限界状態3

19.8.1 軸方向圧縮力を受ける鋼管部材

軸方向圧縮力を受ける鋼管部材が、5.4.4の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。ただし、部分係数は表-19.8.1により、局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数は式(19.8.1)に示す値とする。

$$\rho_{crl} = \begin{cases} 1.0 & \left(\frac{R}{at} \leq x\right) \\ 1 - 0.003\left(\frac{R}{at} - x\right) & \left(x < \frac{R}{at} \leq 200\right) \end{cases} \dots\dots\dots (19.8.1)$$

ここに,

- ρ_{crl} : 局部座屈に対する圧縮応力度の特性値に関する補正係数
- 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)

$$\alpha = 1 + \frac{\phi}{10}$$

$$\phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}, \quad 0 \leq \phi \leq 2$$

- σ_1 : 曲げにより, 鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (N/mm²)。ただし, 符号は圧縮応力度を負とする。
- σ_2 : 曲げにより, 鋼管に引張が生じる側の合応力度 (N/mm²)。ただし, 符号は圧縮応力度を負とする。
- x : SS400 相当の場合 50 ($t \leq 40$)
55 ($t > 40$)
SM490 相当の場合 35 ($t \leq 40$)
40 ($t > 40$)
SM490Y 相当の場合 35
SM570 相当の場合 25

表-19.8.1 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{Rt}$ (ξ_2 と Φ_{Rt} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で ⑩ を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で ⑪ を考慮する場合	1.00	

19.8.2 軸方向引張力を受ける鋼管部材

軸方向引張力を受ける鋼管部材が, 5.4.5 の規定を満足する場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし, 部分係数は表-19.8.2 によるものとする。

表-19.8.2 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{Rt}$ (ξ_2 と Φ_{Rt} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

19.8.3 曲げモーメントを受ける鋼管部材

曲げモーメントを受ける鋼管部材が, 5.4.6 の規定を満足する場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。このとき, 横倒れ座屈に対しては曲げ圧縮応力度の制限値の上限値を用いて照査し, 局部座屈に対しては, 19.8.1 の規定を用いる。

19.8.4 せん断力を受ける鋼管部材

せん断力を受ける鋼管部材が, 式(19.8.2)を満足する場合には, 限界状態 3 を超えないとみなしてよい。このとき, 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, 環補剛材やダイアフラムの有無等を考慮する。ただし, 部分係数は表-19.8.4 によるものとする。

$$\tau_{ud} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_{Rs} \cdot \tau_{yk} \dots \dots \dots (19.8.2)$$

ここに,

- τ_{ud} : せん断応力度の制限値 (N/mm²)
- τ_{yk} : 表-19.8.3 に示す局部座屈に対するせん断降伏強度の特性値 (N/mm²)
- Φ_{Rs} : 抵抗係数で, 表-19.8.4 に示す値とする。
- ξ_1 : 調査・解析係数で, 表-19.8.4 に示す値とする。
- ξ_2 : 部材・構造係数で, 表-19.8.4 に示す値とする。

表-19.8.3 局部座屈に対するせん断降伏強度の特性値

鋼種	鋼管の板厚(mm)	局部座屈に対するせん断降伏強度 (N/mm ²)	
		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	$135 - 0.003\left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 120$ $12,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 15 : 120 < \frac{R}{t} \leq 200$	85
	40 を超え 100 以下	$125 - 0.003\left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 130$ $12,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 15 : 130 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM490 STK490	40 以下	$180 - 0.007\left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 95$ $12,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 15 : 95 < \frac{R}{t} \leq 200$	100
	40 を超え 100 以下	$170 - 0.006\left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 100$ $12,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 15 : 100 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM490Y SM520 SMA490W	40 以下	$205 - 0.010\left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 85$ $12,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 15 : 85 < \frac{R}{t} \leq 200$	—
	40 を超え 75 以下	$190 - 0.008\left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 90$ $12,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 15 : 90 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 を超え 100 以下	$185 - 0.007\left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 95$ $12,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 15 : 95 < \frac{R}{t} \leq 200$	
SM570 SMA570W	40 以下	$250 - 0.018\left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 70$ $12,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 15 : 70 < \frac{R}{t} \leq 200$	—
	40 を超え 75 以下	$235 - 0.016\left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 75$ $12,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 15 : 75 < \frac{R}{t} \leq 200$	
	75 を超え 100 以下	$230 - 0.015\left(\frac{R}{t}\right)^2 : \frac{R}{t} \leq 75$ $12,500/\left(\frac{R}{t}\right) - 15 : 75 < \frac{R}{t} \leq 200$	

表-19.8.4 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \cdot \Phi_{Rs}$ (ξ_2 と Φ_{Rs} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

19.8.5 軸方向力及び曲げモーメントを受ける鋼管部材

軸方向力及び曲げモーメントを同時に受ける鋼管部材が、5.4.8の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

19.8.6 軸方向圧縮力及びせん断力を受ける鋼管部材

軸方向圧縮応力度及び曲げに伴うせん断応力度が同時に作用する鋼管部材が、垂直応力度及び曲げに伴うせん断応力度がそれぞれ最大となる荷重状態に対して、式(19.8.3)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

$$\frac{\sigma_d}{\sigma_{cud}} + \left(\frac{\tau_d}{\tau_{ud}} \right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots (19.8.3)$$

ここに、

- σ_d : 鋼管断面に作用する垂直応力度(N/mm²)で、軸方向圧縮応力度と曲げ応力度の和をとる。
- τ_d : 鋼管断面に作用する曲げに伴うせん断応力度(N/mm²)
- σ_{cud} : 19.8.1に規定する圧縮応力度の制限値(N/mm²)
- τ_{ud} : せん断応力度の制限値(N/mm²)で式(19.8.2)により算出する。

20章 施 工

20.1 適用の範囲

この章は、19章までの規定に基づいて設計された鋼部材及び主たる部材が鋼部材からなる上部構造の施工に適用する。

20.2 一 般

- (1) 施工は、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足するように行わなければならない。ただし、施工条件等により、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足しない場合には、適用しようとする施工方法で橋の性能が確保されることを検証し、必要に応じて設計を見直したうえで施工方法を定める。
- (2) 施工にあたっては、施工管理上必要な調査等を行わなければならない。

20.3 施工要領書

施工にあたっては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われることを確認できるよう、施工の方法及び手順、検査の方法等に関する要領を定めなければならない。

20.4 検 査

- (1) 施工においては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足することを適切な方法で確認しなければならない。
- (2) (1) を満足するためには、1) から 10) 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適切に検査項目を設定して検査を実施するとともに、あらかじめ所要の施工品質が確保できることが確認された材料を用いて、所定の方法で施工が進められていることを確認しなければならない。
 - 1) 材料
 - 2) 製作（加工、部材精度、組立精度等）
 - 3) 溶接（溶接作業、溶接器材、溶接作業、材片の組合せ精度、溶接部、アークスタート等）
 - 4) 部材及び部品（支承、落橋防止構造、横変位拘束構造、伸縮装置、排水装置等）
 - 5) 架設（荷重支持点、架設設備、架設時寸法、応力調整等）
 - 6) 高力ボルト（締付け軸力、接合面、保管等）
 - 7) 床版（型枠、鉄筋、仕上り精度等）
 - 8) 防せい防食
 - 9) 完成
 - 10) その他必要な事項

20.5 施工に関する記録

施工に関する記録は、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が確実に行われたことの確認及び維持管理に用いることができるようにするため、1) から 7) の事項について、取得及び作成するとともに、保存しなければならない。

- 1) 完成時の諸元、配置図、構造図
- 2) 仮設備の配置とその能力、施工方法、使用した機械器具
- 3) 検査記録
- 4) 環境対策及び安全対策
- 5) 施工中に変更を伴った事項とその対応
- 6) 施工に際して実施された調査の記録
- 7) その他関連する施工及び維持管理に引き継ぐべき事項

20.6 材 料

20.6.1 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、その鋼材が保有すべき特性及び品質が維持、確保されるように配慮されなければならない。なお、保管期間中にその特性及び品質に影響を与えたと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た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「熱間圧延鋼板及び鋼帯の形状、寸法、質量及びその許容差」表 5、厚さの許容差を適用し、かつ備考により、(一)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) 鋼板の平たん度は、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。

20.7 製 作

20.7.1 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) 鋼材の加工にあたっては、少なくとも 1) から 10) を満たすようにしなければならない。
 - 1) 加工計画
設計で前提とした部材等に対して、施工及び検査が確実にできることを計画段階で確認する。
 - 2) 製作図
製作図において、板組、開先形状、溶接施工手順等が確認できる。
 - 3) 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たす場合にはその限りではない。
 - 4) けがき
けがきをする際は、完成後も残る場所には原則としてタガネ、ポンチきずをつけて

はならない。

5) 切断, 切削, 開先加工

- i) 主要部材の切断は, 原則として自動ガス切断法, プラズマアーク切断法又はレーザー切断法により行う。
- ii) 切断面, 切削面及び開先面の品質は, 表-20.7.1 に示す品質より良好でなければならない。

表-20.7.1 切断面, 切削面及び開先面の品質

部材の種類	主要部材	二次部材
最大表面粗さ ^{a)}	50 μm 以下	100 μm 以下 ^{c)}
ノッチ深さ ^{b)}	ノッチがあってはならない。	1mm 以下
スラグ	塊状のスラグが点在し, 付着しているが, 痕跡を残さず容易にはく離するもの。	
上縁の溶け	僅かに丸みをおびているが, 滑らかな状態のもの。	

注: a) 最大表面粗さとは, JIS B 0601:2001に規定する最大高さ粗さRzとする。

b) ノッチ深さは, ノッチ上縁から谷までの深さを示す。

c) 切削による場合には50 μm 以下とする。

- iii) フィラー, タイプレート, 平鋼, 板厚 10mm 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, 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-20.7.1 に示すものより良好でなければならない。

- iv) 塗装等の防せい防食を行う部材において, 組み立てた後に自由縁となる部材の角には面取りを行う。

6) 孔あけ

- i) ボルト孔の径

ボルト孔の径は, 表-20.7.2 に示すとおりとする。

表-20.7.2 ボルト孔の径

ボルトの呼び	ボルトの孔の径 (mm)	
	摩擦接合 引張接合	支圧接合
M20	22.5	21.5
M22	24.5	23.5
M24	26.5	25.5

ii) ボルト孔の径の許容差

ボルト孔の径の許容差は、表-20.7.3 に示すとおりとする。ただし、摩擦接合の場合には、1 ボルト群の 20% に対しては +1.0mm まで認めてもよい。

表-20.7.3 ボルト孔の径の許容差

ボルトの呼び	ボルトの孔の径の許容差 (mm)	
	摩擦接合 引張接合	支圧接合
M20	+0.5	±0.3
M22	+0.5	±0.3
M24	+0.5	±0.3

iii) 所定の径に孔あけする場合には、ドリル又はドリル及びリーマ通しの併用により行う。ただし、二次部材で板厚 16mm 以下の材片の孔あけは押抜きにより行ってよい。

iv) 組立前に、主要部材に所定の径で孔あけする場合には、原則として NC 穿孔機又は型板を使用する。

v) 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。

7) 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、1.4.2 の規定に従って、鋼材の特性及び品質が確保されなければならない。

8) 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。

9) ひずみとり

i) 溶接によって生じた部材の変形は、プレス、ガス炎加熱法等によって矯正する。

ii) ガス炎加熱法によって矯正する場合の鋼材表面温度及び冷却法は表-20.7.4 によるものとする。

表-20.7.4 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	空冷又は空冷後 600℃以下で水冷
熱加工制御鋼 (TMC)	$C_{eq} > 0.38$	空冷又は空冷後 500℃以下で水冷
	$C_{eq} \leq 0.38$	加熱直後水冷又は空冷
その他の鋼材	900℃以下	赤熱状態からの水冷を避ける

$$C_{eq} = C + Mn/6 + Si/24 + Ni/40 + Cr/5 + Mo/4 + V/14 + (Cu/13) \quad (\%)$$

ただし、()の項は、 $Cu \geq 0.5\%$ の場合に加えるものとする。

- 10) 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
- i) ボルト孔のずれ
支圧接合を行う材片を組み合わせた場合、孔のずれは0.5mm以下とする。
- ii) 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-20.7.5に示す値を満たさなければならない。

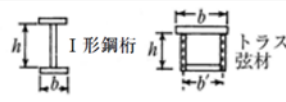
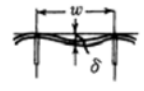

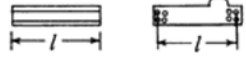



表-20.7.5 ボルト孔の貫通率及び停止率

	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

20.7.2 部材精度

- (1) 鋼橋を構成する部材の寸法精度は、19章までの規定の前提となる所定の精度が確保されなければならない。
- (2) 部材精度を表-20.7.6による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

表-20.7.6 部材の精度

番号	項目	許容誤差(mm)	備考	測定方法	
1	フランジ幅 b (m) 腹板高 h (m) 腹板間隔 b' (m)	$\pm 2 \cdots b \leq 0.5$ $\pm 3 \cdots 0.5 < b \leq 1.0$ $\pm 4 \cdots 1.0 < b \leq 2.0$ $\pm (3+b/2) \cdots 2.0 < b$	左欄の b は b , h 及び b' を代 表したもので ある。		
2	板の 平面度 δ (mm)	鋼桁及びトラス 等の部材の腹板	$h/250$	h : 腹板高 (mm)	
		箱桁及びトラス 等のフランジ, 鋼床版のデッキ プレート	$w/150$	w : 腹板又は リブの間隔 (mm)	
3	フランジの直角度 δ (mm)	$b/200$	b : フランジ幅 (mm)		
4	部材長 l (m)	鋼桁	$\pm 3 \cdots l \leq 10$ $\pm 4 \cdots l > 10$		
		トラス, アーチ 等	$\pm 2 \cdots l \leq 10$ $\pm 3 \cdots l > 10$		
		伸縮継手	0~30		
5	圧縮材の曲がり δ (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 δ (mm)	$b/500$	b : 部材幅 (mm)		
7	ベース プレート	孔の位置	± 2	b : 孔中心間 距離(mm)	
		孔の径	0~5	d : 孔の直径 (mm)	

20.7.3 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が満たされなければならない。
- (2) (3)による場合には、(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-20.7.7 の許容値を満たさなければならない。

表-20.7.7 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 は主桁又は主構それぞれの支間長(m)

20.7.4 輸 送

部材は、途中で損傷することのないよう、安全に輸送されなければならない。

20.8 溶 接

20.8.1 一 般

溶接は、各継手に要求される溶接品質を確保するため、少なくとも1)から8)に示す事項について十分に検討したうえで、適切に施工されなければならない。

- 1) 鋼材の種類及び特性
- 2) 溶接材料の種類及び特性
- 3) 溶接作業者の保有資格
- 4) 継手の形状及び精度
- 5) 溶接環境及び使用設備
- 6) 溶接施工条件及び留意事項
- 7) 溶接部の検査方法
- 8) 不適合品の取扱い

20.8.2 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しなければならない。
- (2) 1)から4)による場合には、(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-20.8.1 によるのを標準とする。

表-20.8.1 溶接材料区分

使用区分	使用する溶接材料
強度の同じ鋼材を溶接する場合	母材の規格値と同等又はそれ以上の機械的性質（じん性を除く）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又はそれ以上の機械的性質（じん性を除く）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又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又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	普通鋼の溶接材料
耐候性鋼と耐候性鋼を溶接する場合	母材の要求値と同等又はそれ以上の耐候性能を有する溶接材料

- 2) 以下の i) 及び ii) に該当する場合には、低水素系溶接材料を使用する。
- i) 耐候性鋼を溶接する場合
 - ii) SM490, SM490Y, SM520, SBHS400, SM570 及び SBHS500 を溶接する場合
- 3) 溶接材料の乾燥
- i) 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。
 - ii) 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-20.8.2 及び表-20.8.3 によるのを標準とする。

表-20.8.2 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-20.8.3 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

- 4) CO₂ ガスシールドアーク溶接に用いる CO₂ ガスは、JIS K 1106（液化二酸化炭素（液化炭酸ガス））に規定する 3 種とする。

20.8.3 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、かつ継手性能を満足するものでなければならない。
 - (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - (3) 材片の組合せ精度は 1) 及び 2) 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。
- 1) 開先溶接
 - i) ルート間隔の誤差：規定値±1.0mm 以下

- ii) 板厚方向の材片の偏心： $t \leq 50$ 薄い方の板厚の 10%以下
 $50 < t$ 5mm 以下
 t ：薄い方の板厚
- iii) 裏当金を用いる場合の密着度：0.5mm 以下
- iv) 開先角度：規定値 $\pm 10^\circ$

- 2) すみ肉溶接
材片の密着度：1.0mm 以下

20.8.4 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 6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

1) 溶接作業者の資格

- i) 組立溶接及び本溶接に従事する溶接作業者は、次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（手溶接技術検定における試験方法及び判定基準）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に従事する溶接作業者は、JIS Z 3841（半自動溶接技術検定における試験方法及び判定基準）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方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

- i) a)から f)のいずれかに該当する場合には、溶接施工試験を行う。
 - a) SM570, SMA570W, SM520 及び SMA490W において、1パスの入熱量が 7,000J/mm を超える場合
 - b) SBHS500, SBHS500W, SBHS400, SBHS400W, SM490Y 及び SM490 において、1パスの入熱量が 10,000J/mm を超える場合
 - 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（CO₂ガス又は Ar と CO₂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、過去に同等又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。

- ii) 溶接施工試験は、表-20.8.4に示す試験項目から該当する項目を選んで行うことを標準とし、供試鋼材の選定、溶接条件の選定その他は、a)からd)によることを原則とする。

表-20.8.4 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-20.8.1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、亀裂が生じてはならない
	衝撃試験		JIS Z 2242 Vノッチ	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要求値以上 (それぞれの3個の平均値)
	マクロ試験		—	1	JIS G 0553 に準じる	
	非破壊試験		—	試験片継手全長	20.8.6及び20.8.7の規定による	
すみ肉溶接試験	マクロ試験	図-20.8.3による	図-20.8.3による	1	JIS G 0553 に準じる	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235N/mm ² 以上、引張強さは400~550N/mm ² 、伸びは20%以上とする。ただし溶接で切れてはいけない。
	曲げ試験	JIS Z 3145	JIS Z 3145	3	JIS Z 3145	溶接部に亀裂が生じてはならない

- 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い、溶接姿勢は実際に行う姿勢のうち最も不利な姿勢で行う。

- 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。

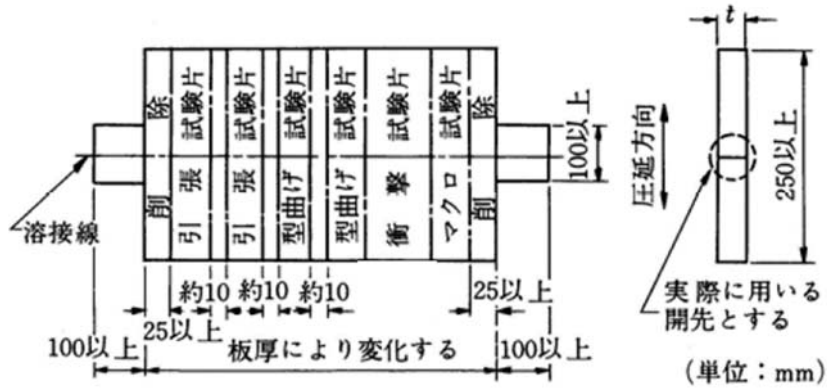


図-20.8.1 開先溶接試験溶接方法

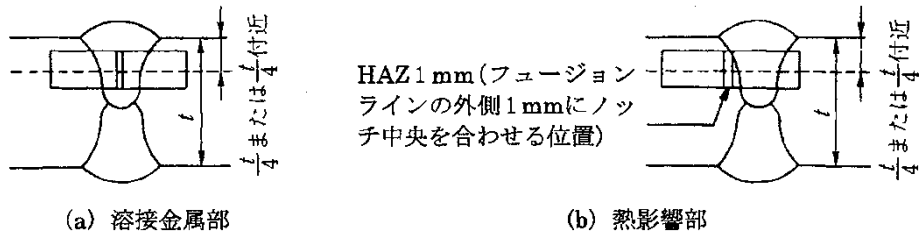


図-20.8.2 衝撃試験片（開先溶接試験片の採取位置）

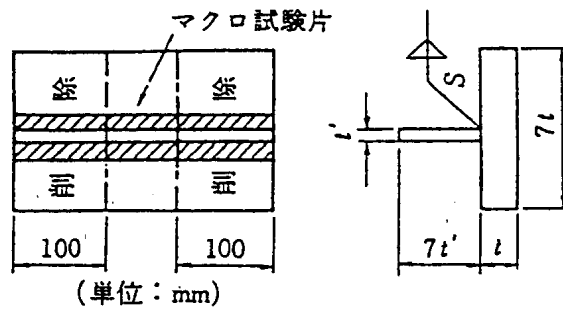


図-20.8.3 すみ肉溶接試験（マクロ試験）溶接方法及び試験片の形状

3) 組立溶接

- i) 組立溶接は、本溶接の場合と同様に管理して施工されなければならない。
- ii) 組立溶接のすみ肉（又は換算）脚長は4mm以上とし、長さは80mm以上とする。

ただし、厚い方の板厚が 12mm 以下の場合、又は次の式により計算した鋼材の溶接割れ感受性組成 P_{CM} が 0.22% 以下の場合には 50mm 以上とすることができる。

$$P_{CM} = C + \frac{Mn}{20} + \frac{Si}{30} + \frac{Ni}{60} + \frac{Cr}{20} + \frac{Mo}{15} + \frac{V}{10} + \frac{Cu}{20} + 5B \quad (\%)$$

- iii) 組立溶接は、組立終了時までにはスラグが除去され、溶接部表面に割れがないことが確認されなければならない。もし、割れが発見された場合は、その原因を究明し、適切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 100mm 及びアークの前方 100mm 範囲の母材を表-20.8.5 により予熱することを標準とする。

表-20.8.5 予熱温度の標準

鋼種	溶接方法	予熱温度(°C)			
		板厚区分(mm)			
		25以下	25を超え 40以下	40を超え 50以下	50を超え 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	50	—	—
	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
SM400W	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
SM490 SM490Y	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	50	80	80
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	50	50
SM520 SM570	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	80	80	100
	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	50	50	80

SMA490W	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	80	80	100
SMA570W	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	50	50	80
SBHS400	低水素系の溶接棒による被覆アーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし
SBHS500	ガスシールドアーク溶接 サブマージアーク溶接	予熱なし	予熱なし	予熱なし	予熱なし

注：“予熱なし”については、気温（室内の場合は室温）が 5℃以下の場合には、20℃程度に加熱する。

5) 入熱制限

- i) SM570, SMA570W, SM520 及び SMA490W の場合、1 パスの入熱量を 7,000J/mm 以下、SBHS500, SBHS500W, SBHS400, SBHS400W, SM490Y 及び SM490 の場合には、1 パスの入熱量を 10,000J/mm 以下に管理することを原則とする。
- ii) i) の入熱量を超える場合には、2) i) a) 又は b) に従って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

- i) 溶接部の部材清掃と乾燥
 - a) 溶接を行う部分には、溶接に有害な黒皮、さび、塗料、油等があってはならない。
 - b) 溶接を行う場合には、溶接線近傍を十分に乾燥させなければならない。
- ii) エンドタブ
 - a) 開先溶接及び主桁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な開先を有するエンドタブが取り付けられ、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されなければならない。
 - b) エンドタブは、溶接端部において所定の溶接品質が確保できる寸法形状の材片を使用する。
 - c) エンドタブは、溶接終了後、ガス切断法によって除去し、その跡をグラインダ仕上げする。
- iii) 裏はつり

完全溶込み開先溶接においては、原則として裏はつりを行う。
- iv) 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には、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。ただし、手溶接又は半自動溶接で、クレータの処理を行う場合はこの

限りでない。

v) 開先形状が変化する継手の施工

完全溶込み開先溶接からすみ肉溶接に変化する場合等、溶接線内で開先形状が変化する場合には、開先形状の遷移区間を設けなければならない。

vi) 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、原則として隅角部をまわして連続的に施工する。

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には、原則として、継手の途中でアークを切らずに溶接を行う。

vii) 吊金具、架設用治具等の取付及び除去

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には、十分な管理のもとで、慎重に施工されなければならない。

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れなければならないほか、部位等に応じて適切な施工が行われる必要がある。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が行われなければならない。

20.8.5 溶接部の仕上げ

8.3.2 に規定する継手の強度等級において、溶接部の余盛りの削除や止端仕上げを条件とする継手の場合には、その強度等級を確保できるように溶接部の仕上げを行わなければならない。

20.8.6 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たしていることが確認されなければならない。

(2) 1)から6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

1) 溶接割れの検査

溶接ビード及びその近傍には、いかなる場合も割れがあってはならない。割れの検査は、溶接線全線を対象として肉眼で行うのを原則とし、判定が困難な場合には、磁粉探傷試験又は浸透探傷試験を行う。

2) 溶接ビードの外観及び形状の検査

i)からv)に示す溶接ビードの外観及び形状の検査は、溶接線全線を対象として行う。

i) 溶接ビード表面のピット

断面に考慮する突合せ溶接継手，十字溶接継手，T 溶接継手，角溶接継手には，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。ただし，ピットの大きさが 1 mm 以下の場合には，3 個を 1 個として計算する。

ii) 溶接ビード表面の凹凸

ビード表面の凹凸は，ビード長さ 25 mm の範囲における高低差で表し，3 mm を超える凹凸があってはならない。

iii) アンダーカット

アンダーカットの深さは，設計上許容される値以下でなければならない。

iv) オーバーラップ

オーバーラップはあってはならない。

v) 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 50 mm 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 -1.0 mm の誤差を認める。

3) 開先溶接の余盛り及び仕上げ

設計において特に仕上げの指定のない開先溶接は，表-20.8.6 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-20.8.6 に示す値を超える場合には，ビード形状，特に止端部を滑らかに仕上げなければならない。

表-20.8.6 開先溶接の余盛り (mm)

ビード幅 (B)	余盛り高さ (h)
$B < 15$	$h \leq 3$
$15 \leq B < 25$	$h \leq 4$
$25 \leq B$	$h \leq \left(\frac{4}{25}\right) \cdot B$

4) 非破壊試験を行う者の資格

非破壊試験のうち，磁粉探傷試験又は浸透探傷試験を行う者は，それぞれの試験の種類に対応した JIS Z 2305 (非破壊試験—技術者の資格及び認証) に規定するレベル 2 以上の資格を有していなければならない。

5) アークスタッドの検査

i) 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-20.8.7 を満たさなければならない。

表-20.8.7 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	余盛りは全周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 1mm, 幅 0.5mm 以上のものをいう。
割れ及びスラグ巻込み	あってはならない。
アンダーカット	すどい切欠状のアンダーカット及び深さ 0.5mm を超える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 0.5mm 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げ高さ	(設計値±2mm) を超えてはならない。

ii) 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。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。

iii) ハンマー打撃検査の結果、割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。

iv) 抜き取り曲げ検査の結果が不合格の場合、更に 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。

6) 欠陥部の補修

欠陥部の補修は、補修によって母材及び溶接部の性能に与える影響を十分に検討し、注意深く行われなければならない。

欠陥の補修は、欠陥の種類に応じて、表-20.8.8 による。補修溶接のビードの長さは 40mm 以上とし、補修にあたっては予熱等の配慮を十分に行わなければならない。

表-20.8.8 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た部分は溶接肉盛りの後グラインダー仕上げする。僅かな痕跡のある程度のみ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	溶接割れ	割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ピット	アーケ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。

20.8.7 内部きず検査

- (1) 完全溶込み開先溶接継手は、内部きずに対する検査を、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たしていることを確認しなければならない。
- (2) 表-20.8.9 に示す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には、(1)を満足するとみなしてよい。

表-20.8.9 検査対象とする溶接継手

方向	継手の形式	溶接の種類	溶接及び構造の細部形式
横方向	突合せ溶接継手	完全溶込み開先溶接	両面溶接(裏はつりあり)
		片面溶接	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する
縦方向		完全溶込み開先溶接	両面溶接(裏はつりあり)
		片面溶接	裏当て金がなく良好な裏波形状を有する

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り行い，継手の板厚，形状等に応じて適切な方法を選定する。

2) 非破壊試験を行う者の資格

非破壊試験を行う者は，試験の種類に応じて，JIS Z 2305（非破壊試験－技術者の資格及び認証）に基づく a) から c) に示す資格を有していなければならない。

- a) 放射線透過試験を行う場合は，放射線透過試験におけるレベル 2 以上の資格とする。
- b) 超音波自動探傷試験を行う場合は，超音波探傷試験におけるレベル 3 の資格とする。
- c) 手探傷による超音波探傷試験を行う場合は，超音波探傷試験におけるレベル 2 以上の資格とする。

3) 抜取り検査率，判定基準，合否判定

i) 抜取り検査率

表-20.8.10 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、現場溶接を行う表-20.8.9 に示す溶接継手のうち、鋼製橋脚のはり及び柱、主桁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-20.8.11 に従い検査を行う。また、その他の部材において制限値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-20.8.10 各部材における検査対象の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	超音波探傷試験	
			撮影枚数	検査長さ	
引張部材		1	1枚（始端又は終端を含む）	継手全長を原則とする	
圧縮部材		5	1枚（始端又は終端を含む）		
曲げ部材	引張フランジ	1	1枚（始端又は終端を含む）		
	圧縮フランジ	5	1枚（始端又は終端を含む）		
	腹板	応力に直角方向の継手	1		1枚（引張側）
		応力に平行方向の継手	1		1枚（始端又は終端を含む）
鋼床版		1	1枚（始端又は終端を含む）		

表-20.8.11 現場溶接を行う検査対象の溶接継手の非破壊試験検査率

部 材	放射線透過試験	超音波探傷試験
	撮影箇所	検査長さ
鋼製鋼脚のはり及び柱	継手全長を原則とする	
主桁のフランジ（鋼床版を除く）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各50cm(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

ii) 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

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において、板厚が 25mm 以下の試験の結果については、a) 及び b) を満たす場合には合格としてよい。

- 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。

iii) 合否判定、不合格部の処置

① 表-20.8.10 による非破壊試験の結果が ii) を満たさない場合には、次の処置をとる。

- 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 2 つ以上の継手からなる場合には、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。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、不合格部は 20.8.6 (2) 6) に従い補修しなければならない。補修部は ii) の規定を満たさなければならない。

② 表-20.8.11 による現場溶接を行う検査対象の溶接継手の非破壊試験の結果が ii) の規定を満たさない場合には、次の処置をとる。

- a) 継手全長を検査した場合には、規定を満たさない試験箇所を不合格とし、不合格部は 20.8.6 (2) 6) に従い補修しなければならない。補修部は ii) の規定を満たさなければならない。
- b) 放射線透過試験により、抜取り検査をした場合には、規定を満たさ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 ii) を満たさない場合にはその 1 継手の残り部分の全てを検査する。不合格となった箇所はきずの範囲を確認し、20.8.6 (2) 6) に従い補修しなければならない。補修部は ii) の規定を満たさなければならない。なお、この場合において継手とは継手の端部から交差部又は交差部から交差部までを指す。

(3) (2) 以外の種類の完全溶込み開先溶接による溶接継手及び片面溶接による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には、(1) を満足するとみなしてよい。

1) 検査方法

非破壊試験は超音波探傷試験により行い、継手の板厚、形状等に応じて適切な方法を選定する。

2) 非破壊試験を行う者の資格

非破壊試験を行う者は、JIS Z 2305 (非破壊試験—技術者の資格及び認証) に基づ

- く a) 及び b) に示す資格を有していなければならない。
 - a) 超音波自動探傷試験を行う場合は，超音波探傷試験におけるレベル 3 の資格とする。
 - b) 手探傷による超音波探傷試験を行う場合は，超音波探傷試験におけるレベル 2 以上の資格とする。
- 3) 抜取り検査率，判定基準，合否判定
 - i) 抜取り検査率
継手全長にわたって検査を行うことを原則とする。
 - ii) 判定基準
(2)の判定基準に準じて行う。
 - iii) 合否判定，不合格部の処置
非破壊試験の結果が ii) を満たさない場合には，その継手を不合格とする。不合格となった継手は，欠陥の範囲を確認し，不合格部は 20.8.6 (2) 6) に従い補修しなければならない。補修部は ii) を満たさなければならない。

20.9 高力ボルト

20.9.1 高力ボルト施工一般

高力ボルトの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，1) から 5) 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) 継手の種類及び特性
- 2) 高力ボルトの種類及び特性
- 3) 締付け方法並びに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

20.9.2 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及び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，特性及び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，その包装及び現場保管に注意しなければならない。

20.9.3 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) 1)及び2)に示す処理を施した場合には、表-20.9.1に示すすべり係数が得られるものとみなしてよい。1)及び2)に示す以外の処理を施す場合には、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。
 - 1) 接触面を塗装しない場合には、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) 接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合、表-20.9.2に示す条件に従い、無機ジンクリッチペイントを使用する。

表-20.9.1 すべり係数

項 目	すべり係数
a) 接触面を塗装しない場合	0.40
b) 接触面に無機ジンクリッチペイントを塗装する場合	0.45

表-20.9.2 無機ジンクリッチペイントを塗装する場合の条件

項 目	条 件
接触面片面あたりの最小乾燥塗膜厚	50 μ m 以上
接触面の合計乾燥塗膜厚	100~200 μ 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 μ m 程度以上

20.9.4 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)による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
 - 1) ボルトの締付け
 - i) ボルト軸力の導入は、ナットを回して行うのを原則とする。やむを得ず頭回しを行う場合には、トルク係数値の変化を確認する。
 - ii) ボルトの締付けをトルク法によって行う場合には、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。
 - iii) トルシア形高力ボルトを使用する場合には、本締めには専用締付け機を使用す

る。

iv) ボルトの締付けを回転法によって行う場合には、接触面の肌隙がなくなる程度にトルクレンチで締めた状態又は組立用スパナで力いっぱい締めた状態から a)及び b) 示す回転角を与える。

ただし、回転法は F8T、B8T のみに用いる。

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 倍を超える場合 : 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。

v) ボルトの締付けを耐力点法によって行う場合には、9.5.2(3)4)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。

vi) 打込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。

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

i) 摩擦接合、支圧接合及び引張接合に用いるボルトは表-20.9.3 に示す設計ボルト軸力が得られるように締付ける。

表-20.9.3 設計ボルト軸力 (kN)

セット	ねじの呼び	設計ボルト軸力
F8T B8T	M20	133
	M22	165
	M24	192
F10T S10T B10T	M20	165
	M22	205
	M24	238
S14T	M22	299
	M24	349

ii) 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。

iii) トルシア形高力ボルトの常温時 (10°C~30°C) 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-20.9.4 に示すボルト軸力の範囲に入らなければならない。

表-20.9.4 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締付けボルト軸力の平均値 (kN)
S10T	M20	172～202
	M22	212～249
	M24	247～290
S14T	M22	311～373
	M24	363～435

iv) 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-20.9.5 に示すボルト軸力の範囲に入らなければならない。

表-20.9.5 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締付けボルト軸力の平均値 (kN)
F10T	M20	$0.196 \sigma_y \sim 0.221 \sigma_y$
	M22	$0.242 \sigma_y \sim 0.273 \sigma_y$
	M24	$0.282 \sigma_y \sim 0.318 \sigma_y$

σ_y : ボルト試験片の耐力 (N/mm²) (JIS Z 2241 の 4 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 (図-20.9.1)。

なお、予備締め後には締忘れや共回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。

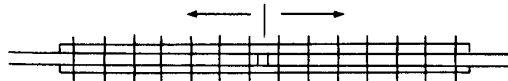


図-20.9.1 ボルト締付け順序

5) 継手の肌隙

部材と連結板又は接合する材片同士は、締付けにより密着させ肌隙が生じないようにする。

20.9.5 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)による場合には、(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、速やかに行う。
 - 2) 締付け軸力の検査及び不合格の場合の処置は i) から iv) により行う。
 - i) トルク法による場合には、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。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±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、更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。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す。
 - ii) トルシア形高力ボルトの場合には、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。

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す。
 - iii) 回転法による場合には、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 20.9.4 に規定する範囲内であることを確認する。

回転角が不足のものは所定回転角まで増し締めを実施する。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す。
 - iv) 耐力点法による場合には、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 本抜取りで計測し、その平均値に対して一群のボルト全数が±30 度の範囲にあることを確認する。±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す。

20.10 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)による場合には、(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桁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には、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。

20.11 架 設

20.11.1 一 般

- (1) 架設においては、原則として設計の前提とした施工法及び施工順序によって施工する。
- (2) 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、改めて架設時及び完成時の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。

20.11.2 架設位置の確認

主たる部材が鋼部材からなる上部構造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。

20.11.3 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)までによる場合には、(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) 弦材及び斜材の長い部材は、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は、汚損及び腐食を防止するための適切な措置を施す。
 - 4) 組立て中の部材は、損傷しないよう慎重に取り扱う。

20.11.4 組 立

- (1) 部材の連結は、20.8 から 20.10 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、各部材を正しく組み合わ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れなければならない。

20.11.5 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従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の計測を省略することができる。

20.12 コンクリート床版

20.12.1 一般

- (1) コンクリート系床版に用いる材料は、Ⅰ編9章の関連する規定によることを原則とする。
- (2) コンクリート系床版の施工については、この節によるほか、Ⅲ編の関連する規定による。

20.12.2 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) Ⅲ編の関連する規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

20.12.3 型枠及び支保工

型枠及び支保工については、Ⅲ編の関連する規定による。

20.12.4 鉄筋の加工及び配筋

- (1) 鉄筋は、所定の強度及び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しなければならない。
- (2) (3)によるほか、Ⅲ編の関連する規定による場合には、(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±10mm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±20mm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10mmを限度とする。

20.12.5 コンクリートの品質管理

- (1) 20.12.2 に規定するコンクリートの品質を確保するために、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は、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)によるほか、Ⅲ編の関連する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) 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 (レディーミクストコンクリート) による。
- (5) レディーミクストコンクリートを用いる場合には、原則として全運搬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 150m³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。
- (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)に準じて行う。

20.12.6 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) Ⅲ編の関連する規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

20.12.7 床版厚さの精度

- (1) コンクリート系床版は、所定の厚さが確保されるように施工されなければならない。
- (2) コンクリート系床版の厚さの設計値に対する誤差が+20mm から-10mm の範囲にある場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

20.13 鋼床版

20.13.1 閉断面リブの横方向突合せ溶接継手

- (1) 片面溶接による閉断面リブの横方向突合せ溶接継手のうち裏当て金付きのものは、裏当て金と閉断面リブ母材のギャップ部の割れを防ぐとともに、ルート部からの疲労亀裂の発生に対しても所定の疲労強度を有するように施工されなければならない。
- (2) 8.5の規定を満たす鋼床版の閉断面リブの溶接が、20.8の規定によるとともに、(3)から(5)による場合には、(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、組立溶接は横方向突合せ溶接継手の開先部のみに行い、その後、一層目の溶接を行う。
- (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。

20.13.2 デッキプレートに対する縦方向 T 溶接継手

- (1) 閉断面リブ又はコーナープレートとデッキプレートの縦方向 T 溶接継手については、所定のも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) 閉断面リブ又はコーナープレートとデッキプレートの溶接が、20.8の規定によるとともに、(3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 溶接施工試験を実施し、所定のも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) 20.8の規定に準じて溶接条件を満たす施工が行われていることを確認する。

20.13.3 デッキプレートの溶接継手の検査

デッキプレートの完全溶込み開先溶接による横方向突合せ溶接継手、完全溶込み開先溶接による縦方向溶接継手と交差する閉断面リブ、横リブ、横桁、縦桁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、20.8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。

20.13.4 コーナー溶接

- (1) 縦リブと横リブ又は横桁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桁との溶接及び閉断面リブと横リブ又は横桁との溶接の 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、20.8の規定によるとともに、(3)及び(4)による場合には、(1)

を満たすものとみなす。

- (3) 縦リブとデッキプレートの縦方向溶接，縦リ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。

20.14 防せい防食

防せい防食の施工にあたっては，1)から5)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されなければならない。

- 1) 防せい防食法の種類及び特性
- 2) 施工対象物の構造及び形状
- 3) 施工時期及び施工場所
- 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・コンクリート部材編

1章 総 則

1.1 適用の範囲

この編は、コンクリート部材及び主たる部材がコンクリート部材からなる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定義は次のとおりとする。

- (1) 制限値
橋及び部材等の限界状態を超えないとみなせるための適当な安全余裕を考慮した値
- (2) 規格値
日本工業規格(JIS)等の公的規格に定められた、材料強度等の物性値
- (3) 相反応力
死荷重による応力と活荷重(衝撃の影響含む)による応力のそれぞれの符号が異なる場合のその応力
- (4) 二次応力
通常の構造解析の仮定に従って得られる主要な応力(一次)に対して、構造解析上の仮定と実際との相違によって、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
- (5) 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
- (6) 横方向鉄筋
部材軸に対して直角方向に配置する鉄筋
- (7) せん断補強鉄筋
せん断力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

1.3 設計計算の精度

- (1) 設計計算の精度は、設計条件に応じて、適切に定めなければならない。
- (2) 設計計算は、最終段階で有効数字3桁が得られるように行うことを標準とする。

1.4 設計の前提となる材料の条件

- (1) 使用する材料は、その材料が置かれる環境、施工、維持管理等の条件との関係において、設計の前提として求められる機械的特性及び化学的特性が明らかであるとともに、必要とされる品質が確保できるものでなければならない。
- (2) 使用する材料の特性は、測定可能な物理量により表されなければならない。

1.5 設計の前提となる施工の条件

- (1) 設計にあたっては、設計の前提となる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章の規定が満足されることを前提とする。したがって、17章の規定により難しい場合には、施工の条件を適切に定めるとともに、設計においてそれを考慮しなければならない。

1.6 設計の前提となる維持管理の条件

設計にあたっては、設計の前提となる維持管理の条件を適切に考慮しなければならない。

1.7 設計図等に記載すべき事項

- (1) 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。
- (2) 設計図等には、I編1.9に規定する事項のほか、少なくとも1)から5)の項目を記載することを標準とする。
 - 1) 使用材料に関する事項
 - 2) 設計の前提とした施工方法及び手順
 - 3) 設計の前提とした施工品質（施工精度、検査基準）
 - 4) 設計の前提とした維持管理に関する事項
 - 5) 設計において適用した技術基準等

2章 調 査

2.1 一般

設計にあたっては、コンクリート橋のコンクリート部材等の耐荷性能、耐久性能及びその他必要な事項の設計を行うため、並びに設計の前提となる材料、施工及び維持管理の条件を適切に考慮するために必要な事項について、必要な情報が得られるように計画的に

調査を実施しなければならない。

2.2 調査の種類

設計にあたっては、少なくとも 1) から 4) の調査を行わなければならない。

- 1) 架橋環境条件の調査
- 2) 使用材料の特性及び製造に関する調査
- 3) 施工条件の調査
- 4) 維持管理条件の調査

3章 設計の基本

3.1 総則

- (1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の設計は、I 編 1.8 に規定する橋の性能を満足するようにしなければならない。
- (2) コンクリート橋の上部構造は、少なくとも I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有するほか、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。
- (3) コンクリート橋の上部構造の耐荷性能を部材等の耐荷性能で代表させる場合のコンクリート部材等は、少なくとも I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有するほか、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。
- (4) コンクリート部材等は、I 編 6 章に規定する部材等の耐久性能を有しなければならない。
- (5) コンクリート部材等の設計にあたっては、部材等を主要部材と二次部材に適切に区分して扱う。
- (6) I 編 1.8.2 に規定する設計の手法のうち、コンクリート橋における構造解析については、3.7 によることを標準とする。

3.2 耐荷性能に関する基本事項

3.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況

コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I 編 2.1 に規定する、橋の耐荷性能の設計において考慮する以下の異なる 3 種類の設計

状況を考慮する。

- 1) 永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況）
- 2) 変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況）
- 3) 偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況）

3.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態

- (1) コンクリート橋の上部構造の耐荷性能の照査にあたっては、I編2.2に規定する橋の状態を満足するために考慮する上部構造の状態を、1)から3)の区分に従って設定する。
 - 1) 上部構造として荷重を支持する能力が低下しておらず、耐荷力の観点からは特段の注意なく使用できる状態
 - 2) 上部構造として荷重を支持する能力の低下があるものの、その程度は限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲の特別な注意のもとで使用できる状態
 - 3) 上部構造として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態
- (2) コンクリート部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I編2.2に規定する橋の状態を満足するために考慮する部材等の状態を、1)から3)の区分に従って設定する。
 - 1) 部材等として荷重を支持する能力が低下していない状態
 - 2) 部材等として荷重を支持する能力が低下しているものの、その程度は限定的であり、あらかじめ想定する範囲にある状態
 - 3) 部材等として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態

3.2.3 耐荷性能

- (1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等は、I編2.3に規定する橋の耐荷性能を満足するよう、3.2.1で設定する耐荷性能の照査において考慮する状況に対して、3.2.2で設定する耐荷性能の照査において考慮する状態に、設計供用期間中において所要の信頼性をもって留まるようにしなければならない。
- (2) 3.3から3.5による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

3.3 作用の組合せ及び荷重係数

- (1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能の照査にあたっては、3.2.1に規定する耐荷性能の照査において考慮する状況を、少なくともI編3.2に従い、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定

しなければならない。

- (2) I編 3.2 に従い、施工時の状況は、(1)によらず、施工期間、施工方法等の施工条件を考慮して完成時に所要の耐荷性能及び耐久性能が得られるよう、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定する。

3.4 限界状態

3.4.1 一般

- (1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能の照査にあたっては、3.2.2 に規定する耐荷性能の照査において考慮する状態の限界を、コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の限界状態として適切に設定しなければならない。
- (2) コンクリート橋の上部構造の限界状態は、3.4.2 の規定による。
- (3) コンクリート部材等の限界状態は、3.4.3 の規定による。
- (4) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の限界状態は、その状態を表す工学的指標によって適切に関連付けることを標準とする。
- (5) 工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、1)及び2)又は3)を満足しなければならない。
 - 1) 限界状態を適切に評価できる理論的な妥当性を有する手法、実験等により検証のなされた手法等の適切な知見に基づいた方法により、限界状態に対応する特性値を設定する。
 - 2) 限界状態に対応する特性値及び適切な部分係数を用いて限界状態を超えないとみなせる制限値を設定する。
 - 3) 限界状態を超えないとみなせる制限値を適切に設定する。
- (6) 地震の影響を考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)によるほか、V編 2.4 の規定を満足しなければならない。
- (7) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等について、5章及び7章から16章の規定、並びに地震の影響を考慮する場合にV編 6章及びV編 8章以降の規定に従い工学的指標の特性値又は制限値を定める場合には、(5)及び(6)を満足するとみなしてよい。
- (8) 施工時の限界状態は、施工途中の各段階における材料強度、構造等の条件及び完成形での限界状態を満足できることを考慮して適切に設定しなければならない。

3.4.2 コンクリート橋の上部構造の限界状態

- (1) I編 4.2 に規定するコンクリート橋の上部構造の限界状態 1 は、1)及び2)とする。
 - 1) 上部構造の挙動が可逆性を有する限界の状態

- 2) 橋が有する荷重を支持する能力を低下させる変位及び振動に至らない限界の状態
- (2) I編 4.2 に規定するコンクリート橋の上部構造の限界状態 2 は，上部構造に損傷等が生じているものの，耐荷力が想定する範囲で確保できる限界の状態とする。
- (3) I編 4.2 に規定するコンクリート橋の上部構造の限界状態 3 は，コンクリート橋の上部構造に損傷等が生じているものの，それが原因で落橋等の致命的な状態には至ることがない限界の状態とする。

3.4.3 コンクリート部材等の限界状態

- (1) I編 4.3 に規定するコンクリート部材等の限界状態 1 は，1)から 3)とする。
 - 1) 部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態
 - 2) 部材等の能力を低下させる変位及び振動に部材等が至らない限界の状態
 - 3) 部材等の設計で前提とする耐荷機構が成立している限界の状態
- (2) I編 4.3 に規定するコンクリート部材等の限界状態 2 は，V編 2.4 の規定による。
- (3) I編 4.3 に規定するコンクリート部材等の限界状態 3 は，部材等の挙動が可逆性を失うものの，耐荷力を完全には失わない限界の状態とする。

3.5 耐荷性能の照査

- (1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐荷性能の照査は，3.2.3 に規定する耐荷性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。
- (2) I編 5章の規定に従い橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させる場合のコンクリート部材等の耐荷性能の照査は，1)から 3)に従い行うことを標準とする。
 - 1) 3.3(1)に規定する作用の組合せに対して，部材等の耐荷性能に応じて定める 3.4.3 に規定する部材等の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 を，各々に必要な信頼性をもって超えないことを式 (3.5.1) 及び式(3.5.2)を満足することにより確認する。

$$\Sigma S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \xi_1 \Phi_{RS} R_S \dots\dots\dots (3.5.1)$$

$$\Sigma S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \xi_1 \xi_2 \Phi_{RU} R_U \dots\dots\dots (3.5.2)$$

- ここに， P_i : 作用の特性値
 S_i : 作用効果であり，作用の特性値に対して算出される部材等の応答値
 R_S : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る特性値
 R_U : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る特性値
 γ_{pi} : 荷重組合せ係数

- γ_{qi} : 荷重係数
- ξ_1 : 調査・解析係数
- ξ_2 : 部材・構造係数
- Φ_{RS} : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数
- Φ_{RU} : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数

2) 部材等の限界状態を代表させる事象を、部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 と限界状態 3 のいずれかに区別し難い場合には、当該事象を部材等の限界状態 3 として代表させ、3.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の限界状態 3 を必要な信頼性をもって超えないことを式(3.5.2)で満足することにより確認する。

3) I編 3.3 に規定する以下の作用の組合せを考慮する場合のコンクリート部材等の耐荷性能の照査は、1)及び2)によらず、V編 2.5 の規定による。

$$\textcircled{10} \text{ D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+(TF)+GD+SD+WP+EQ+(ER)}$$

$$\textcircled{11} \text{ D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+GD+SD+EQ}$$

(3) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用効果は、3.7, 5章及び7章から16章までの規定に従い算出する。

(4) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用の特性値、荷重組合せ係数及び荷重係数は、3.3の規定に従い設定する。

(5) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の抵抗係数及び抵抗の特性値は、5章及び7章から16章までの規定に従い設定する。

(6) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の調査・解析係数は0.90を標準として、十分な検討を行った場合には0.95を上回らない範囲で設定することができる。

(7) 式(3.5.2)の部材・構造係数は5章及び7章から16章までの規定に従い設定する。

(8) 衝突荷重を含む作用の組合せを考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)によらず、適切に工学的指標の特性値又は制限値を設定する。

(9) コンクリート橋の上部構造において特定される条件に対して安全性の検討を行う場合には、I編 5.2(12)の規定に準じて上部構造の耐荷性能の照査を行う。

3.6 耐久性能の照査

コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の耐久性能の照査は、6章の規定によらなければならない。

3.7 構造解析

(1) 橋の主方向及び断面方向を構成する各部材等の断面力、応力及び変位の算出にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性、破壊過程、構造形式に応じた幾何学的特性、

応力状態の複雑さ、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。

- (2) 橋の主方向及び断面方向を構成する部材の断面力の算出にあたっては、鉛直又は水平方向の腹圧力、ねじりモーメントによる付加応力、及び部材相互の作用等の影響を適切に考慮しなければならない。
- (3) 1)から3)を満足する場合には、部材等の耐荷性能の照査において5章以降に規定する制限値を用いてよい。
 - 1) 部材をはり理論、版理論等に従い棒部材又は版部材としてモデル化する。
 - 2) 橋及びそれを構成する部材等を骨組、格子及び版としてモデル化する。
 - 3) 線形解析により部材の断面力、変位及びその断面力に基づく応力を算出する。
- (4) 部材の断面力は、コンクリートの全断面を有効とした弾性体として、鉄筋及びPC鋼材を無視して算出された部材の曲げ剛性、せん断剛性及びねじり剛性の値を用いて算出してよい。

3.8 その他の必要事項

3.8.1 一般

- (1) コンクリート橋の上部構造及びコンクリート部材等の設計においては、3.5及び3.6に規定する耐荷性能及び耐久性能の照査のほか、耐荷性能及び耐久性能の照査の前提となる事項、上部構造又は下部構造に求められる変位の制限値等、橋の性能を満足するために必要な事項を検討し、適切に設計に反映させなければならない。
- (2) 風の動的な影響に対する照査を、部材等に発現するおそれのある現象を適切に考慮して行わなければならない。

3.8.2 構造設計上の配慮事項

設計では、経済性、地域の防災計画及び関連する道路網の計画との整合性も考慮したうえで、少なくとも1)から5)の観点について構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映させなければならない。

- 1) 設計で前提とする施工品質の確認方法の観点
- 2) 橋の一部の部材及び接続部の損傷、地盤変動等の可能性に対する、構造上の補完性又は代替性の観点
- 3) 点検及び修繕が困難となる箇所をできるだけ少なくすることの観点。少なくとも部材の端部等の狭隘な空間となる箇所については、検討すべき箇所とすることを標準とする。
- 4) 設計供用期間中の更新及び修繕の実施方法について検討しておくことが望ましい部材の選定とそれを確実にできる橋の構造とすることの観点。少なくとも床版及び

ケーブル部材については検討すべき部材とすることを標準とする。また、支点部についても、支承等の更新及び修繕が確実にできる構造であるよう検討すべき箇所とすることを標準とする。

- 5) 局所的な応力集中，複雑な挙動，滞水等が生じにくい細部構造とすることの観点。少なくとも，支点部付近及びケーブル定着構造については検討すべき箇所とすることを標準とする。

4章 材料の特性値

4.1 材料の強度の特性値

4.1.1 一般

- (1) 材料の強度の特性値は，適切に定められた材料強度試験法による試験値のばらつきを考慮したうえで，試験値がそれを下回る確率がある一定の値以下となることが保証された強度の値としなければならない。
- (2) 4.1.2の規定による場合には，鋼材の強度は(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリートの圧縮強度は4.1.3の規定による。

4.1.2 鋼材の強度の特性値

鉄筋コンクリート用棒鋼，PC鋼線，PC鋼より線，PC鋼棒及びアンカーボルトの強度の特性値は，表-4.1.1から表-4.1.4に示す値とする。

表-4.1.1 鉄筋コンクリート用棒鋼の強度の特性値

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

表-4.1.2 PC 鋼線及び PC 鋼より線の強度の特性値

記号	呼び名	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
SWPR1AN SWPR1AL SWPD1N SWPD1L	5mm	1420	1620
	7mm	1320	1510
	8mm	1270	1470
	9mm	1220	1410
SWPR1BN SWPR1BL	5mm	1520	1720
	7mm	1420	1610
	8mm	1370	1560
SWPR2N SWPR2L	2.9mm, 2本より	1710	1930
SWPR7AN SWPR7AL	9.3mm, 7本より	1460	1720
	10.8mm, 7本より	1460	1720
	12.4mm, 7本より	1460	1720
	15.2mm, 7本より	1470	1730
SWPR7BN SWPR7BL	9.5mm, 7本より	1580	1850
	11.1mm, 7本より	1590	1860
	12.7mm, 7本より	1580	1850
	15.2mm, 7本より	1600	1880
SWPR19N SWPR19L	17.8mm, 19本より	1580	1850
	19.3mm, 19本より	1580	1850
	20.3mm, 19本より	1550	1820
	21.8mm, 19本より	1580	1830
	28.6mm, 19本より	1510	1780

表-4.1.3 PC 鋼棒の強度の特性値

種類		記号	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
丸鋼 A 種	2号	SBPR785/1030	785	1030
丸鋼 B 種	1号	SBPR930/1080	930	1080
	2号	SBPR930/1180	930	1180

表-4.1.4 アンカーボルトの強度の特性値(N/mm²)

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

4.1.3 コンクリートの圧縮強度の特性値

- (1) コンクリートの圧縮強度の特性値をもって設計基準強度とする。
- (2) コンクリートの圧縮強度の特性値は、材齢 28 日における試験強度に基づき、試験値がその値を下回る確率が 5%となるように定められた値とする。
- (3) JIS A 5308 に適合するレディーミクストコンクリートを用いる場合には、その呼び強度をコンクリートの圧縮強度の特性値としてよい。

4.2 設計に用いる定数

4.2.1 一般

- (1) 設計計算に用いる定数は、使用する材料の特性及び品質を考慮したうえで適切に設定しなければならない。
- (2) 4.2.2 及び 4.2.3 の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

4.2.2 鋼材に関する定数

- (1) I 編 9.1 に示す鋼材に関する定数は表-4.2.1 の値とする。

表-4.2.1 鋼材に関する定数

鋼種	定数
鋼及び鋳鋼のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
PC鋼線のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
PC鋼より線のヤング係数	$1.95 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
PC鋼棒のヤング係数	$2.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
鋳鉄のヤング係数	$1.00 \times 10^5 \text{N/mm}^2$
鋼のせん断弾性係数	$7.70 \times 10^4 \text{N/mm}^2$
鋼及び鋳鋼のポアソン比	0.30
鋳鉄のポアソン比	0.25

- (2) 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、コンクリートのクリープ、乾燥収縮等の影響を考慮して適切に定める。ただし、PC 鋼材の見かけのリラクセーション率とは、PC 鋼材が一定のひずみを保持した状態で、PC 鋼材の応力が時間の経過とともに減少する影響と、コンクリートが乾燥収縮、クリープ等により収縮する影響とを考慮して定める 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とする。
- (3) PC 鋼材の見かけのリラクセーション率は、表-4.2.2 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 50mm 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-4.2.2 PC鋼材の見かけのリラクゼーション率 (%)

PC鋼材の種類	規格		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

4.2.3 コンクリートに関する定数

(1) コンクリート部材の設計計算に用いるヤング係数は、表-4.2.3に示す値としてよい。

表-4.2.3 コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60	70	80
ヤング係数	2.35 ×10 ⁴	2.50 ×10 ⁴	2.65 ×10 ⁴	2.80 ×10 ⁴	3.10 ×10 ⁴	3.30 ×10 ⁴	3.50 ×10 ⁴	3.70 ×10 ⁴	3.80 ×10 ⁴

(2) コンクリートのせん断弾性係数は式(4.2.1)により算出してよい。

$$G_c = \frac{E_c}{2.3} \quad \dots \dots \dots (4.2.1)$$

ここに、 G_c : コンクリートのせん断弾性係数(N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

(3) コンクリートのクリープひずみ及び乾燥収縮度を算出する場合には、コンクリートに導入されるプレストレスの大きさ、コンクリートの材料、材齢、周辺環境、部材形状・寸法及びこれらの影響のばらつき等を適切に考慮しなければならない。

(4) コンクリートのクリープひずみ及び乾燥収縮度は、以下の1)及び2)に従い算出することを標準とする。

1) コンクリートのクリープひずみを式(4.2.2)により定める。

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_c} \varphi \quad \dots \dots \dots (4.2.2)$$

ここに、 ε_{cc} : コンクリートのクリープひずみ

σ_c : 持続荷重による応力度 (N/mm²)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

φ : コンクリートのクリープ係数で表-4.2.4の値とする。

表-4.2.4 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齢(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

2) コンクリートの乾燥収縮度を表-4.2.5により定める。

表-4.2.5 コンクリートの乾燥収縮度

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

5章 耐荷性能に関する部材の設計

5.1 一般

5.1.1 部材設計の基本

- (1) コンクリート部材の設計においては、1)から10)を満足しなければならない。
- 1) 部材の主方向の照査及び部材の横方向の照査は、着目する方向の断面内に生じる曲げモーメント、軸方向力、せん断力、ねじりモーメント及びそれらの組合せ並びに支圧応力に対して行うことを原則とする。
 - 2) 集中荷重の影響を適切に考慮する。
 - 3) 部材の応答は、照査に用いる指標の算出及び抵抗係数の前提条件に適合した方法で算出する。
 - 4) コンクリート部材の設計にあたっては、部材を構成する材料、部材断面への作用力及び作用力に対する部材の耐荷機構を明確にし、適切に限界状態、照査項目、制限値、解析法及び施工方法を定める。
 - 5) 4)を満足させるにあたっては、コンクリートのクリープ及び乾燥収縮を適切に考慮する。
 - 6) コンクリート部材は、耐荷機構の前提として考慮されたコンクリート、鉄筋及びPC鋼材のみにより作用力に対して抵抗させる。ただし、コンクリートに引張力は負担させないことを原則とする。
 - 7) コンクリート部材は、作用力の伝達が一方向の棒部材又は二方向の版部材として

扱い、応答値を算出することを原則とする。

- 8) 設計で想定されない、部材の偏心、断面の急変、桁のたわみ差、部材の長さの変化に伴う変形、死荷重による部材のたわみの影響等により生じる二次応力ができる限り小さくなるよう形状を定める。
 - 9) 部材の耐荷力を計算するうえで考慮しない鋼材を部材に存置する場合等、設計で想定しない材料が耐荷力に影響を及ぼすおそれがある場合には、その材料の周囲に局所的な応力集中等を生じさせず、部材に残留する応力をできる限り小さくする等、部材の限界状態に影響が生じない構造とする。
 - 10) 施工中の各段階において生じる残留応力が、部材の限界状態に対する照査に用いる発生応力の算出に及ぼす影響をできるだけ小さくする。
- (2) 集中荷重を受ける部材において 1) から 3) を満足する場合には、(1)(2) を満足するとみなしてよい。
- 1) 集中荷重の作用点付近においては、コンクリートの引張抵抗を無視し、鉄筋の引張抵抗とコンクリートの圧縮抵抗により、発生する応力に抵抗させる。
 - 2) 集中荷重の作用点付近における応力状態を 3.7 の規定に従い適切な解析手法によって評価する。
 - 3) 実験等により確認した方法を用いて、集中荷重による局所的な影響が部材に生じないように、鉄筋の配置及び集中荷重の作用点付近の形状を定める。
- (3) この示方書で規定される、鉄筋及び PC 鋼材における直径は、日本工業規格 (JIS) に示される鉄筋コンクリート用棒鋼、PC 鋼棒、PC 鋼線及び PC 鋼より線の呼び名で表される直径とする。
- (4) 60N/mm^2 を超える設計基準強度を有するコンクリートを用いた部材に対する制限値等は、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場所で製作するプレキャスト部材に適用することを原則とする。

5.1.2 コンクリート部材の種別

- (1) コンクリート部材を、プレストレスを導入する構造とする場合には、プレストレスの存在を前提とした耐荷機構を満足しなければならない。
- (2) プレストレスを導入する構造を、プレストレストコンクリート構造として設計する場合には、プレストレスの存在を前提として、コンクリートが全断面で抵抗するとみなせる耐荷機構を満足しなければならない。
- (3) コンクリート部材を、鉄筋コンクリート構造として設計する場合には、部材断面に発生する引張応力に対しコンクリートの引張抵抗を見込まず、鉄筋により抵抗する耐荷機構を満足しなければならない。
- (4) プレストレスを導入する構造の設計では、5.1.1(1)の 4) から 6) を満足するようプレストレスを導入し、5.2 及び 5.3 の規定に従い鉄筋及び PC 鋼材を配置しなければな

らない。

(5) 鉄筋コンクリート構造の設計では、5.1.1(1)の4)から6)を満足するよう、5.2の規定に従い鉄筋を配置しなければならない。

(6) 単純ばり又は連続ばりとなる棒部材に対し、はりの支間と高さの比率が次の値未満となる場合には、ディープビームとして扱わなければならない。

単純ばり $l/h = 2.0$

2 径間連続ばり $l/h = 2.5$

3 径間以上の連続ばり $l/h = 3.0$

ここに、 l ：はりの支間長 (mm)

h ：はりの高さ (mm)

(7) 片持ちばりとなる棒部材に対し、張出し長さ l とはりの高さ h の比 (l/h) が 1.0 未満となる場合には、コーベルとして扱わなければならない。ただし、図-5.1.1 に示すような作用荷重が主として集中荷重 P となる場合には、張出し部固定端より荷重作用位置までの距離 a を張出長さ l とする。

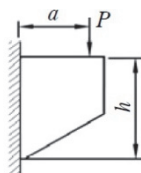


図-5.1.1 先端付近に荷重を受けるコーベル

5.1.3 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となるよう配慮しなければならない。

(2) (3)及び(4)の規定による場合には、(1)を満たすとみなしてよい。

(3) 死荷重の荷重係数を 1.0 とし、活荷重（衝撃を含む）の荷重係数を 1.3 として設計する。

(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（衝撃を含む）は荷重係数を 1.0 とする。

5.1.4 長期的なたわみに対する検討

(1) コンクリート部材については、橋の設計供用期間中に長期的なたわみが生じる影響に対して安全であるよう配慮しなければならない。

(2) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響を適切に評価したうえで、5.5 以降の規定により限界状態を定めた場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

5.1.5 設計計算におけるその他の前提条件の検討

- (1) コンクリート部材の設計計算においては、5.1.1の規定を満足するほか、(2)及び(3)の規定を満足しなければならない。
- (2) 4.2の規定に従いPC鋼材のリラクセーションの影響を評価する場合には、プレストレスリング直後のPC鋼材の引張応力度が表-5.1.1の制限値を超えない。

表-5.1.1 PC鋼材の引張応力度の制限値(N/mm²)

応力度の状態	応力度の制限値	備考
プレストレスリング直後	$0.70\sigma_{pu}$ 又は $0.85\sigma_{py}$ のうち 小さい方の値	σ_{pu} : PC鋼材の引張強度の特性値(N/mm ²) σ_{py} : PC鋼材の降伏強度の特性値(N/mm ²)

- (3) 4.2の規定及びI編8章の規定に従いコンクリートのクリープひずみ及び乾燥収縮度を算出する場合には、永続作用の影響が支配的な状況に対し、5.4の規定により算出されるコンクリートの応力度が1)及び2)を満足する。
- 1) コンクリートの圧縮応力度が表-5.1.2の制限値を超えない。
- 2) コンクリートの引張応力度が表-5.1.3の制限値を超えない。

表-5.1.2 コンクリートの圧縮応力度の制限値(N/mm²)

応力度の種類		コンクリート設計基準強度					
		30	40	50	60	70	80
曲げ圧縮 応力度の 制限値	1)長方形断面の場合	12.0	15.0	17.0	19.0	23.0	27.0
	2)T形及び箱桁断面の場合	11.0	14.0	16.0	18.0	22.0	26.0
3)軸圧縮応力度の制限値		8.5	11.0	13.5	15.0	18.5	22.0

表-5.1.3 コンクリートの引張応力度の制限値(N/mm²)

応力度の種類		コンクリート設計基準強度					
		30	40	50	60	70	80
1)曲げ引張応力度の制限値		0.0					
2)軸引張応力度の制限値		0.0					
斜引張応力 度の制限値	3)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	1.3	1.3
	4)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	1.6	1.6

5.2 部材設計における共通事項

5.2.1 最小部材厚

- (1) コンクリート上部構造に用いる棒部材及び版部材の部材の厚さは、鉄筋、PC 鋼材（シーラスを含む）及びPC 鋼材の定着具が機械的特性を低下させるほどの変形を生じさせないよう配置でき、またコンクリートの打込みが困難とはならず、所定のかぶりが確保できるものでなければならない。
- (2) 部材の最小厚さが表-5.2.1 の値以上の場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

表-5.2.1 部材の最小厚さ(mm)

部材の種類	最小厚さ
場所打ち鉄筋コンクリート構造のウェブ	250
場所打ちプレストレストコンクリート構造のウェブ	140
プレキャスト部材のウェブ	130
横桁及び隔壁	200

5.2.2 鉄筋の配置

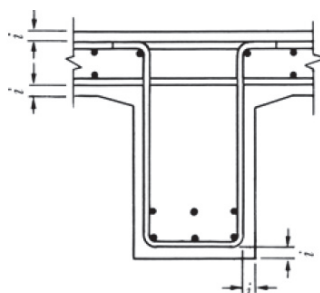
- (1) 鉄筋の直径と配置は、施工品質が確保できるよう定めなければならない。
- (2) (1)を満足するために、以下の 1)及び 2)を標準とする。
 - 1) 主鉄筋の直径は 13mm 以上とする。
 - 2) 主鉄筋は 2 段以下に配置する。
- (3) 乾燥収縮、温度勾配等により生じる可能性のあるひび割れが、部材設計における耐荷性能及び耐久性能の前提に与える影響をできるだけ小さくするよう、適切に鉄筋を配置しなければならない。
- (4) (3)を満足するために、以下の 1)及び 2)を標準とする。
 - 1) コンクリート部材表面に沿う鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置する。
 - 2) 上部構造においては、部材断面積の 0.15%以上の鉄筋を配置する。
- (5) 作用力によってひび割れが発生した場合でも、ひび割れが集中することなく分散するように、適切に鉄筋径を定めなければならない。
- (6) (5)を満足するために、主鉄筋の直径は 32mm 以下とすることを標準とする。
- (7) 打継目付近には、新旧コンクリート間の温度差、乾燥収縮等により生じる引張応力に対して用心鉄筋を配置する。

5.2.3 鉄筋, PC 鋼材, シース及び定着具のかぶり

- (1) コンクリートと鉄筋, PC 鋼材又は鋼製シースとの付着の確保, 鋼材の腐食の防護及び火災に対して鋼材を保護するために, 必要なかぶりを確保しなければならない。
- (2) 鉄筋, PC 鋼材, 鋼製シース及び定着具のかぶりを, 表-5.2.2 の値以上とする場合には, (1)を満足するとみなしてよい。ただし, 鉄筋, PC 鋼材及び鋼製シースにおいては, それぞれの直径以上のかぶりを確保する。

表-5.2.2 最小かぶり (mm)

部材の種類	版部材	棒部材	
	床版, 地覆, 高欄, 主版部材	桁	その他 (ディープビーム及びコーバル)
最小かぶり	30 35 (支間が 10m を超える主版部材)	35 25 (工場で製作されるプレストレストコンクリート部材)	35



ここに, i : 鉄筋等のかぶり

図-5.2.1 鉄筋等のかぶり

5.2.4 鉄筋, PC 鋼材及びシースのあき

- (1) 鉄筋, PC 鋼材及びシースのあきは, 以下の 1) 及び 2) を満足するようにしなければならない。
 - 1) 鉄筋, PC 鋼材及びシース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の締固めが行える。
 - 2) コンクリートと鉄筋及び PC 鋼材とが十分に付着し, 両者が一体となって働く。
- (2) 以下を満足する場合には, (1) を満足するとみなしてよい。
 - 1) プレキャスト部材以外の部材においては, 主鉄筋, PC 鋼材及びシースのそれぞれのあき, 並びに主鉄筋と PC 鋼材及びシースのあきは, 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。
 - 2) 1) によるほか, コンクリート打込み及び締固め用のあきを確保する。
 - 3) プレキャスト部材においては, 主鉄筋及び PC 鋼材及びシースのそれぞれのあき, 並

びに主鉄筋と PC 鋼材及びシースのあきは、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。

- 4) プレ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の端部における PC 鋼材のあきは、水平方向及び鉛直方向ともに PC 鋼材の直径の 3 倍以上とし、かつ、水平方向のあきは粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。
- 5) 4)によらず、プレストレス導入時の PC 鋼材の定着長及び最大耐力に悪影響が出ないことを試験で確認できた場合には、水平方向及び鉛直方向ともに PC 鋼材のあきをその直径の 2.5 倍以上とし、かつ、水平方向のあきは粗骨材の最大寸法の 4/3 倍以上とする。
- 6) 主鉄筋のあきは、1)から 3)の規定によるほか、鉄筋の直径の 1.5 倍以上とする。

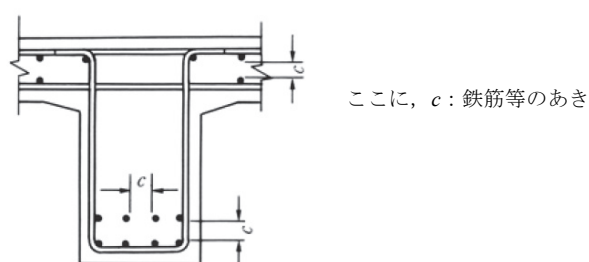


図-5.2.2 鉄筋等のあき

5.2.5 鉄筋の定着

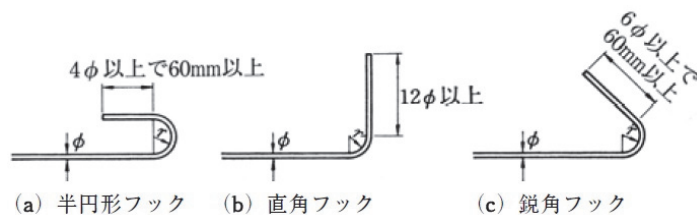
- (1) 鉄筋の端部は、鉄筋とコンクリートが一体となって働くよう定着しなければならない。
- (2) (3)から(11)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 鉄筋の端部は、次のいずれかの方法によりコンクリートに定着する。
 - 1) コンクリート中に埋込み、鉄筋とコンクリートとの付着により定着する。
 - 2) コンクリート中に埋込み、フックをつけて定着する。
 - 3) 定着板等を取り付けて機械的に定着する。
- (4) 鉄筋とコンクリートとの付着により定着する場合の定着長を、5.2.7(3)2)及び5.2.7(3)3)に規定する鉄筋の重ね継手長に等しい長さ以上とする。
- (5) フックをつけて引張鉄筋を定着する場合の定着長を、(4)に規定する定着長の 2/3 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(4)の規定によるものとし、フックの効果を考慮しない。なお、フックの形状は、5.2.6の規定による。
- (6) 定着板等の定着体を取り付けて機械的に定着する場合には、その定着長を、定着体の定着効果が確認された範囲において適切に確保する。
- (7) 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、曲上げずに支点を超えて圧縮部のコンクリートに定着する。

- (8) 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、曲下げずに反曲点を超えて、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。
- (9) 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り曲げ、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、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 倍以上としなければならない。
- (10) スターラップは、引張鉄筋を取囲み、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においては、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取囲み、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。なお、大きなねじりモーメントが発生する部材では、軸方向鉄筋全体を取囲み、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。
- (11) JIS に適合する材料以外の棒鋼を使用する場合には、(3) から (10) を満足するとともに、その機械的性質等の材料の品質を踏まえて定着長を設定する。

5.2.6 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状

- (1) 鉄筋のフック及び曲げ形状は、鉄筋に生じる引張力によって鉄筋の端部が滑らず、コンクリートに大きな支圧応力を発生させない形状としなければならない。
- (2) 鉄筋のフック及び曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ、加工により鉄筋の材質が傷まない形状としなければならない。
- (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) 異形棒鋼のフックに、半円形フック、直角フック、又は鋭角フックのいずれかを用いる。ただし、SD490 では直角フック以外用いてはならない。
 - 2) 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にのばす。
 - (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、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)
 r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

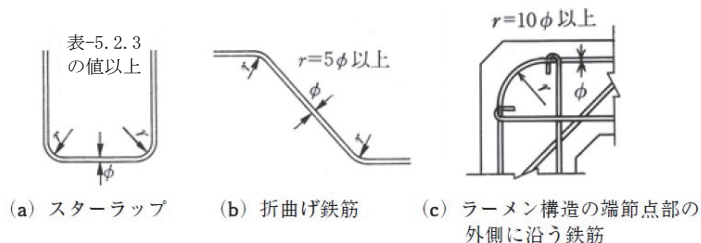
図-5.2.3 鉄筋のフックの曲げ形状

- 3) 鉄筋の曲げ内半径は次による。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。
- i) 鉄筋のフックの曲げ内半径は、表-5.2.3の値以上とする。
 - ii) スターラップの曲げ内半径は、表-5.2.3の値以上とする。
 - iii) 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を加えた距離以内の鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合においては、その曲げ内半径は、鉄筋の直径の7.5倍以上とする。
 - iv) 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。
- 4) JISに適合する材料以外の棒鋼を使用する場合は、1)から3)によるだけでなく、その機械的性質等の材料の品質を踏まえて曲げ内半径を設定しなければならない。

表-5.2.3 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
異形棒鋼	SD345	2.5 ϕ	2.0 ϕ
	SD390	3.0 ϕ	2.5 ϕ
	SD490	3.5 ϕ	3.0 ϕ

ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)



ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)
 r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図-5.2.4 鉄筋の曲げ形状

5.2.7 鉄筋の継手

- (1) 鉄筋の継手は、継手の存在により部材の荷重支持機能が低下しないよう配置しなければならない。
- (2) 鉄筋の継手は、継手周辺のコンクリートと鉄筋の荷重伝達機構が明確であり、継いだ鉄筋どうしで応力を確実に伝達でき、かつ、継手方向の剛性、伸び能力等が母材と著しく異ならず、施工品質が確保できる方法によらなければならない。
- (3) 次の1)及び2)による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 鉄筋の継手位置は、一断面に集中させない。
 - 2) 引張鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式(5.2.1)により算出する重ね継手長以上、かつ、鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせる。また、重ね継手部は、合計の断面積が継ぐ鉄筋1本の断面積の0.3倍以上となる鉄筋を継手に直角に配置して補強する。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \cdot \phi \dots \dots \dots (5.2.1)$$

ここに、 l_a : 付着応力度より算出する重ね継手長(mm)
 σ_{sa} : 鉄筋の引張応力度の基本値(N/mm²)で、表-5.2.4による。
 τ_{0a} : コンクリートの付着応力度の基本値(N/mm²)で、表-5.2.5による。
 ϕ : 鉄筋の直径(mm)

表-5.2.4 鉄筋の引張応力度の基本値(N/mm²)

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

表-5.2.5 コンクリートの付着応力度の基本値(N/mm²)

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

- 3) 圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合においては、式(5.2.1)により算出する長さの80%以上、かつ鉄筋の直径の20倍以上重ね合わせる。
- (4) 鉄筋の継手は、大きな引張応力を受ける位置に設けないことを標準とする。

5.2.8 軸方向力又は曲げモーメントに対する軸方向鉄筋及び PC 鋼材の配置

- (1) 棒部材及び版部材の断面に発生する軸方向力又は曲げモーメントに対し，引張側の軸方向鉄筋及び PC 鋼材並びに圧縮側のコンクリートによる耐荷機構により抵抗することを原則とする。
- (2) 部材には，急激な破壊を防ぐために鉄筋又は PC 鋼材を配置しなければならない。
- (3) 鉄筋コンクリート構造は，(2)を満足するよう 1)及び 2)を原則とする。
 - 1) 式(5.2.2)で求められる断面積以上となるように軸方向鉄筋が配置されている，又は必要断面積の 4/3 以上の軸方向鉄筋が配置されている。

$$A_{st} \geq 0.005b_w \cdot d \quad \dots \dots \dots (5.2.2)$$

ここに， A_{st} : 軸方向引張主鉄筋の断面積 (mm²)
 b_w : ウェブ厚 (mm)
 d : 有効高 (mm)

- 2) 引張側の軸方向鉄筋量が釣合い鋼材量以下となる。

5.2.9 せん断力に対する鉄筋の配置

- (1) 棒部材においては，せん断補強鉄筋を引張材，コンクリートを圧縮斜材とするトラース理論に基づく耐荷機構によりせん断力に抵抗できる構造としなければならない。
- (2) 次による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 棒部材には，部材有効高の 3/4 以下の間隔で部材全長にわたってスターラップを配置する。
 - 2) 計算上スターラップが必要な場合において，スターラップの間隔は，棒部材の有効高の 1/2 以下とする。
 - 3) 計算上スターラップが必要な場合の配置区間は，計算上必要な区間の両端に，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。
 - 4) 折曲げ鉄筋をせん断補強鉄筋として用いる場合において，その間隔は，式(5.2.3)により算出する値以下とする。

$$a = \frac{1+\cot\theta}{2}d \quad \dots \dots \dots (5.2.3)$$

ここに， a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
 θ : 折曲げ鉄筋が部材軸となす角度
 d : 有効高 (mm)

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

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

ここに、 A_w ：間隔 a 及び角度 θ で配置されるせん断補強鉄筋の断面積(mm²)

b_w ：部材のウェブ幅(mm)

a ：せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)

θ ：せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

- (3) 版部材においてせん断補強鉄筋を配置しない場合は、以下を満足しなければならない。
- 1) コンクリートのみでせん断力に抵抗する。
 - 2) 軸方向の引張主鉄筋をその面積がせん断に対する有効断面積の 1%以上となるように配置する。
- (4) ポストテンション方式による部材において、スターラップが PC 鋼材の保持材を兼ねる場合は、PC 鋼材の影響がスターラップに生じないようにスターラップを配置しなければならない。

5.2.10 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置

- (1) 棒部材においては、コンクリートを圧縮斜材、軸方向の鉄筋及び横方向鉄筋を引張斜材又は引張弦材とした立体的なトラス機構によってねじりモーメントに抵抗できる構造としなければならない。
- (2) 次による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 図-5.2.5 に示すように、ねじりモーメントに対する鉄筋は、軸方向の鉄筋とそれに直交する閉合した横方向鉄筋による構成とする。
 - 2) 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(桁の場合においては桁高)に等しい長さを加えた区間に配置する。
 - 3) 横方向鉄筋の間隔は、部材断面の長辺(桁の場合においては桁高)の 0.4 倍以下とする。
 - 4) 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。
 - 5) ねじりモーメントに対する軸方向の鉄筋は、原則として部材断面の上下左右に对称に配置する。

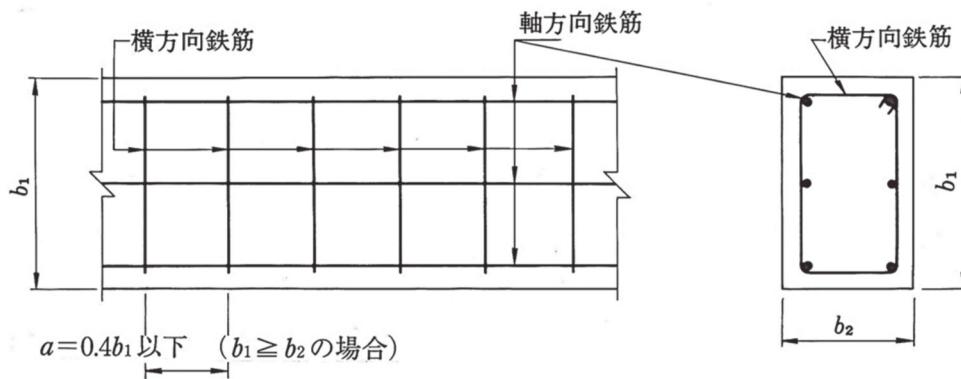


図-5.2.5 ねじりモーメントに対する鉄筋の配置

- (3) 版部材においては、ねじりモーメントの発生する位置を考慮し、適切に鉄筋を配置することによってねじりモーメントに抵抗する構造としなければならない。
- (4) 版部材に発生するねじりモーメントと等価な曲げモーメント及びせん断力に抵抗できるよう鉄筋を配置し、かつ、端部において卓越するねじりモーメントに抵抗できるよう鉄筋を配置した場合には、(3)を満足するとみなしてよい。

5.2.11 ディープビームの形状及び鉄筋の配置

- (1) 上載荷重を受けるディープビームにおいては、引張弦材に相当する鉄筋の引張力及びアーチリブに相当するコンクリートの圧縮力によるタイドアーチ的な耐荷機構が成立するよう適切に鉄筋を配置し形状を定めなければならない。
- (2) ディープビームが以下の1)から5)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 面外へのねじれが少なくなる荷重作用位置となるように配慮するとともに、必要な部材厚を確保できる形状とする。
 - 2) ディープビームの引張主鉄筋は、はり全長にわたり配置し、支点を超えて定着する。
 - 3) 主鉄筋は、断面引張縁から、はり高の1/5の範囲内に配置する。
 - 4) 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%以上の鉄筋を、はり幅の2倍以下の間隔で配置する。
 - 5) 最小厚さは250mmとする。
- (3) PC鋼材を引張主鉄筋とみなす場合には、5.3.3(2)2)の規定を満足する。

5.2.12 コーベルの形状及び鉄筋の配置

- (1) 先端付近に荷重を受けるコーベルにおいては、引張弦材に相当する鉄筋の引張力及

びアーチリブに相当するコンクリートの圧縮力によるタイドアーチ的な耐荷機構が成立するよう適切に鉄筋を配置し形状を定めなければならない。

- (2) コーベルが以下の 1) から 7) を満足する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。
 - 1) 面外へのねじれが少なくなる荷重作用位置となるように配慮するとともに、必要な部材厚が確保できる形状とする。
 - 2) コーベルの荷重作用点直下の有効高は、支持端での有効高の 1/2 以上とする。
 - 3) 引張主鉄筋は、断面引張縁からコーベルの有効高の 1/4 の範囲内に配置する。
 - 4) 引張主鉄筋は、支持端を超えて前方までのばして配置する。
 - 5) 引張主鉄筋は、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。
 - 6) コーベルの両側面には、引張主鉄筋の 40% 以上の用心鉄筋を 300mm 以下の間隔で配置する。
 - 7) 最小厚さは 250mm とする。
- (3) PC 鋼材を引張主鉄筋とみなす場合には、5.3.3(2)2) の規定を満足する。

5.3 プレストレスを導入する構造の設計における共通事項

5.3.1 PC 鋼材の配置

- (1) プレストレスを導入する構造の 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 鋼材の軸力をコンクリートに円滑に伝達できるよう配置しなければならない。
- (2) PC 鋼材が以下の 1) から 3) を満足するよう配置される場合には、(1) を満足するとみなしてよい。
 - 1) PC 鋼材を必要以上に偏向させない等、PC 鋼材の角変化による摩擦損失がなるべく小さくなるよう配置する。
 - 2) 1 本の PC 鋼材の配置で多くの S 字曲線を含まないように、部材の途中で定着する。ただし、途中定着する箇所は集中荷重の影響がないよう適切に形状及び鉄筋の配置を行うとともに、多数の定着具を一断面に集中させることは避ける。
 - 3) 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。
- (3) プレストレスを導入する構造の PC 鋼材により、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たりしないようにしなければならない。
- (4) 以下の 1) から 4) による場合には、(3) を満足するとみなしてよい。
 - 1) 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。
 - i) 鋼製シースを用いる場合：シースの直径の 100 倍
 - ii) シースを用いない場合：PC 鋼材の直径の 40 倍
 - iii) 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

- 2) PC 鋼材は、定着具の支圧面から 400mm 以上を直線状に配置する。ただし、PC 鋼材に軸方向以外の力が作用しないことが実験等により十分検証されている場合には、安全性が確認された範囲において直線状に配置する長さを 400mm 以下としてもよい。
- 3) 作用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、部材断面の上下縁近くに分散するように配置する。
- 4) PC 鋼材は、コンクリートに生じる腹圧力が少なくなるよう考慮して配置する。
- (5) 桁の端支点においては、付着のある PC 鋼材又は鉄筋の一部は下面に沿ってのばし、端部下縁部近くに定着することを標準とする。
- (6) PC 鋼材を 5.2.2(4)を満足する鉄筋とみなす場合には、PC 鋼材を付着のある PC 鋼材としなければならない。

5.3.2 PC 鋼材の定着具の配置と定着具付近の補強

- (1) プレストレスを導入する構造は、部材の各部に所定のプレストレスが導入されるように PC 鋼材定着具が配置されなければならない。
- (2) 以下の 1) 及び 2) を満足する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。
 - 1) 部材の中間に定着具を設ける場合においては、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ことを標準とする。
 - 2) 定着具は桁のウェブに設けることを原則とする。やむを得ない場合で定着具を上フランジ下面、下フランジ上面、ウェブ側面又は横桁に設けたときは、定着具付近のコンクリートに生じる局所的な応力が部材に与える影響を小さくするよう定着具付近の部材形状を適切に定めるとともに、コンクリートに生じる引張力に対して抵抗できるよう鉄筋を配置しなければならない。
- (3) プレストレスを導入する構造においては、持続的に作用する作用力に対して定着具付近のコンクリートに設計で想定しないひび割れを生じさせないように PC 鋼材定着具を配置しなければならない。
- (4) 数多くの定着具を同一面内に配置する場合において、最小定着具間隔並びに定着具の最小かぶり及びへりあき等を、個別の条件に応じた実験により適切に定めるか、事前に安全が確認された方法により定めた場合には、(3) を満足するとみなしてよい。
- (5) PC 鋼材定着具からの作用力により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しなければならない。
- (6) 以下の 1) から 3) を満足する場合には、(5) を満足するとみなしてよい。
 - 1) PC 鋼材と直角な方向に生じる引張応力に対して、コンクリートが安全となるよう、スターラップ、格子状の鉄筋又はらせん鉄筋を配置する。
 - 2) 部材中間に定着具を設ける場合においては、定着具付近のコンクリートが引張応

力に対して安全となるよう鉄筋を配置する。

- 3) 定着具背面に生じる引張応力に対して配置される鉄筋及び定着具付近の部材形状は、事前に安全が確認された形状とする。

5.3.3 引張鉄筋の配置

(1) プレストレスを導入する構造において断面に引張応力が発生する場合には、引張応力に抵抗するための鉄筋を適切に配置しなければならない。

(2) (1)において、設計計算の前提としてコンクリートの全断面が有効となる耐荷機構を求める場合には、以下の1)から3)を満足するよう鉄筋を配置することを原則とする。

- 1) 引張応力が生じる部材断面に引張鉄筋を配置し、その引張鉄筋の断面積は以下の i) 及び ii) で求められる値のいずれか大きい方以上とする。ただし、コンクリートの引張応力度が 3.5N/mm^2 を超えない場合に適用し、 3.5N/mm^2 を超える場合には、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定める。

$$i) \quad A_s = \frac{T_c}{\sigma_{smax}} \dots \dots \dots (5.3.1)$$

ここに、 A_s : 引張鉄筋の断面積 (mm^2)

T_c : コンクリートに生じる引張応力の合力 (N)

σ_{smax} : 引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値で 210N/mm^2 とする。

ii) 引張応力が生じる部分のコンクリート断面積の 0.5%

2) 以下に示す i) 及び ii) の条件をともに満足する場合には、PC 鋼材を引張鉄筋とみなしてよい。

i) PC 鋼材とコンクリートの付着がある。

ii) 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 鋼材に生じる引張応力度との和が、表-5.3.1 に規定される PC 鋼材の引張応力度の制限値を超えない。

表-5.3.1 PC 鋼材の引張応力度の制限値 (N/mm^2)

応力度の制限値	備考
$0.65\sigma_{pu}$ 又は $0.85\sigma_{py}$ のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC 鋼材の引張強度の特性値 (N/mm^2) σ_{py} : PC 鋼材の降伏強度の特性値 (N/mm^2)

3) PC 鋼材とコンクリートの付着がない場合には、曲げモーメント等によるひび割れが集中することがないように、1) を満足したうえで、必要に応じて適切な措置を講じる。

5.4 部材の照査に用いる応力度の算出

5.4.1 鉄筋コンクリート構造

- (1) 鉄筋コンクリート構造の部材では、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したうえで、前提とする耐荷機構に応じた抵抗断面について応力度を算出しなければならない。
- (2) (3)から(6)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材において、部材断面のコンクリートに生じる軸方向圧縮応力度及び軸方向鉄筋に生じる応力度は、以下の1)から3)により算出する。
- 1) 歪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、4.2.2及び4.2.3の規定に従い適切に定める。
- (4) コンクリートのクリープの影響を応力度算出における鉄筋とコンクリートのヤング係数比により考慮する場合には、(3)3)における鉄筋とコンクリートのヤング係数比を15とする。ただし、コンクリートのクリープの影響を応力度算出における鉄筋とコンクリートのヤング係数比により考慮しない場合には、適切な方法によりコンクリートのクリープの影響を考慮する。
- (5) せん断力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材において、せん断補強鉄筋に生じる応力度は、次により算出する。なお、支点等により直接支持された断面近傍(図-5.8.4の斜線部)に配置されるせん断補強鉄筋のせん断応力度は、図-5.8.4に示す照査断面における応力度とする。

$$\sigma_s = 1.15S_s \Sigma \frac{a}{A_w d (\sin\theta + \cos\theta)} \quad \dots \dots \dots (5.4.1)$$

$$S_s = S_h - S_{cd} \quad \dots \dots \dots (5.4.2)$$

- ここに、 σ_s : せん断補強鉄筋に生じる応力度 (N/mm²)
- S_s : せん断補強鉄筋が負担するせん断力の合計 (N)であり、0を下回るときには0とする。
- 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)で、式(5.8.9)により算出する。
- S_{cd} : コンクリートが負担できるせん断力 (N)で、式(5.4.3)により算出する。
- $$S_{cd} = \Phi_{uc} \tau_r b_w d \quad \dots \dots \dots (5.4.3)$$
- τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力 (N/mm²)で、式(5.8.4)による。
- Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数で表-5.8.3に示す値とする。

- b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)
- d : 部材断面の有効高 (mm)
- A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積 (mm²)
- a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔 (mm)
- θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

(6) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の部材において、横方向鉄筋又は軸方向鉄筋に生じる応力度は、次により算出する。なお、支点等により直接支持された断面近傍(図-5.8.4の斜線部)に配置される鉄筋に生じる応力度は、図-5.8.4に示す照査断面における応力度とする。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{st} &= \frac{M_t \cdot a}{1.6 b_t \cdot h_t \cdot A_{wt}} \\ \sigma_{sl} &= \frac{M_t \cdot (b_t + h_t)}{0.8 b_t \cdot h_t \cdot A_{lt}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5.4.4)$$

- ここに、 σ_{st} : ねじりモーメントに対する横方向鉄筋の応力度 (N/mm²)
- σ_{sl} : ねじりモーメントに対する軸方向鉄筋の応力度 (N/mm²)
- M_t : 部材断面に発生するねじりモーメント (N・mm)
- 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 (mm²)
- A_{lt} : 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 (mm²)
- a : 横方向鉄筋の間隔 (mm)
- b_t, h_t : 図-5.4.1に示す幅及び高さ (mm)

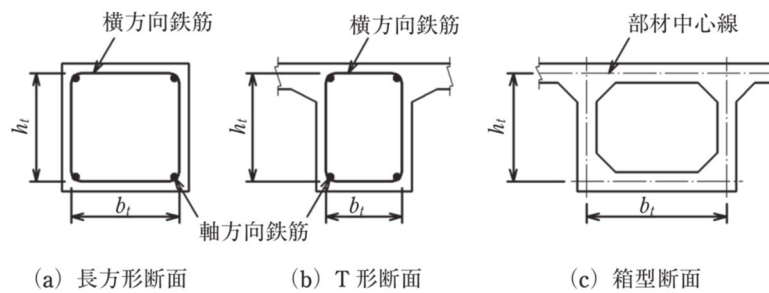


図-5.4.1 式(5.4.4)に用いる b_t 及び h_t

5.4.2 プレストレスを導入する構造

- (1) プレストレスを導入する構造の部材に生じる応力度は、以下の 1) 及び 2) に従い算出しなければならない。
 - 1) コンクリートのクリープ及び乾燥収縮の影響並びに鋼材のリラクゼーションの影響を適切に考慮し、かつ、鉄筋がプレストレス、クリープ及び乾燥収縮を拘束する影

響を適切に考慮して、プレストレス力を断面に作用させる。

2) 前提とする耐荷機構に応じたコンクリートの抵抗断面及び鋼材に生じる応力度を算出する。

(2) 全断面が有効となる耐荷機構が成立するよう適切にプレストレスを導入するとともに、引張鉄筋を配置したうえで、コンクリート、PC 鋼材並びに鉄筋の軸方向圧縮応力度を以下の 1) から 4) の仮定に従い算出した場合には、(1)2) を満足するとみなしてよい。ただし、外ケーブル構造では、平面保持の仮定が成立しないこと、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、13 章の規定に従い応力度を算出する。

- 1) 軸方向力と曲げモーメントに対して算出する。
- 2) 歪みは中立軸からの距離に比例する。
- 3) コンクリートの引張抵抗を考慮する。
- 4) PC 鋼材又は鉄筋とコンクリートのヤング係数比は、4.2.2 及び 4.2.3 の規定に従い適切に定める。

(3) コンクリートの全断面が有効となる耐荷機構が成立するよう適切にプレストレスを導入するとともに、引張鉄筋を配置したうえで、コンクリートに生じる斜引張応力度を式(5.4.5)に従い算出した場合には、(1)2) を満足するとみなしてよい。ただし、支点等により直接支持された断面近傍(図-5.8.4 の斜線部)のコンクリートのせん断応力度は、図-5.8.4 に示す照査断面における応力度としてよい。

$$\sigma_{Id} = \frac{1}{2} \left\{ (\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4(\tau_{td} + \tau)^2} \right\} \dots \dots \dots (5.4.5)$$

ここに、 σ_{Id} : 部材断面に生じるコンクリートの斜引張応力度(N/mm²)
 τ : 部材断面に生じるコンクリートのせん断応力度(N/mm²)で、式(5.4.6)による。

$$\tau = \frac{(S_d - S_p) \cdot Q}{b_w \cdot I} \dots \dots \dots (5.4.6)$$

σ_x : 部材軸方向圧縮応力度(N/mm²)
 σ_y : 部材軸直角方向圧縮応力度(N/mm²)
 S_d : 部材断面に発生するせん断力(N)
 S_p : PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力(N)

$$S_p = A_p \sigma_{pe} \sin \alpha \dots \dots \dots (5.4.7)$$

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(mm³)
 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(mm⁴)

A_p : 部材断面における PC 鋼材の断面積 (mm^2)
 σ_{pe} : 部材断面における PC 鋼材の有効引張応力度 (N/mm^2)
 α : PC 鋼材が部材軸となす角度
 τ_{td} : 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^2)

$$\tau_{td} = \frac{M_t}{K_t} \dots \dots \dots (5.4.8)$$

M_t : 部材断面に発生するねじりモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

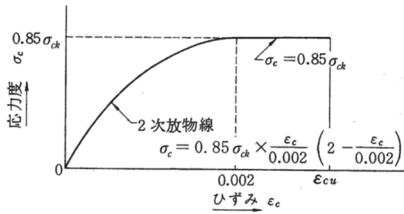
K_t : ねじりモーメントによるせん断応力に関する係数 (mm^3)

(4) コンクリートの全断面が有効とされない耐荷機構を想定し、4.2.2及び4.2.3の規定に従いコンクリートと鋼材のヤング係数を適切に設定したうえで、コンクリートのクリープの影響を適切に考慮し、想定した有効断面に応じて応力度を算出した場合には、(1)(2)を満足するとみなしてよい。

5.5 鉄筋コンクリート部材の限界状態 1

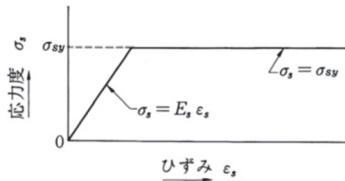
5.5.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材

- (1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、(3)から(7)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (3) 部材断面に生じる曲げモーメントが、軸方向力を考慮した式(5.5.1)に定める制限値を超えない。ただし、部材断面の降伏曲げモーメントの特性値は、部材の最外縁の引張側鉄筋が降伏強度に達するときの抵抗曲げモーメントとし、1)から 4)の規定に基づき算出する。
 - 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
 - 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、圧縮応力度がコンクリートの設計基準強度の 2/3 以下となる範囲で、図-5.5.1 に示したものをを用いる。このとき、コンクリートの終局ひずみは、設計基準強度が $50\text{N}/\text{mm}^2$ 以下のコンクリートに対して 0.0035 とする。
 - 4) 鉄筋の応力度－ひずみ曲線は、図-5.5.2 に示したものをを用いる。



ここに、
 σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
 σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)
 ϵ_c : コンクリートのひずみ
 ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

図-5.5.1 コンクリートの応力度-ひずみ曲線



ここに、
 σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)
 σ_s : 鋼材の応力度 (N/mm²)
 E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)
 ϵ_s : 鋼材のひずみ

図-5.5.2 鉄筋の応力度-ひずみ曲線

$$M_{yd} = \xi_1 \Phi_y M_{yc} \quad \dots \dots \dots (5.5.1)$$

ここに、 M_{yd} : 部材降伏に対する曲げモーメントの制限値 (N・mm)

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.5.1 に示す値とする。

Φ_y : 抵抗係数で表-5.5.1 に示す値とする。

M_{yc} : 降伏曲げモーメントの特性値 (N・mm)

表-5.5.1 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_y
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で ⑩ を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で ⑪ を考慮する場合	1.00	

- (4) 直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材では、2 方向の曲げモーメントの影響を考慮する。
- (5) ディープビームの降伏曲げモーメントの特性値の算出にあたっては、断面引張縁からはり高の 1/5 の範囲に配置された主鉄筋を有効とする。
- (6) コーベルが、(3)によらず 5.7.1 の(3)及び(6)の規定を満足する。
- (7) 版部材の 2 方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の 2 方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。

5.5.2 せん断力を受ける部材

- (1) せん断力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、5.7.2 の(3)から(7)の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

- (2) せん断力を受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、5.7.2の(8)から(10)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

5.5.3 ねじりモーメントを受ける部材

- (1) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、5.7.3の(3)から(5)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (3) 版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはねじりモーメントと等価なせん断力に対し5.5.2の規定を満足し、部材端以外ではねじりモーメントと等価な曲げモーメントに対して5.5.1の規定を満足する。

5.5.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部材

- (1) 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材及び版部材が、(2)から(5)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) 部材断面に生じる曲げモーメント及び軸方向力に対して、5.5.1の規定を満足する。
- (3) 部材断面に生じるせん断力に対して、5.5.2の規定を満足する。
- (4) 部材断面に生じるねじりモーメントに対して、5.5.3の規定を満足する。
- (5) 部材断面に生じるせん断力とねじりモーメントが、5.7.4(5)の規定を満足する。

5.5.5 支圧応力を受ける部材

支圧応力を受ける部材が5.7.5(2)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

5.6 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態1

5.6.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材

- (1) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(3)及び(4)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (3) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材に

において、5.4.2の規定に従い算出した部材断面のコンクリートに生じる応力度が表-5.6.1及び表-5.6.2に示す制限値を超えない。ただし、直交する2方向の曲げモーメントを受ける部材断面の照査においては、2方向の曲げモーメントの影響を考慮する。

表-5.6.1 プレストレストコンクリート構造に対する引張応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の種類	コンクリート設計 基準強度					
	30	40	50	60	70	80
1) 曲げ引張応力度の制限値	2.2	2.7	3.1	3.5	3.5	3.5
2) 軸引張応力度の制限値	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

表-5.6.2 プレストレストコンクリート構造に対する圧縮応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の種類	コンクリート設計 基準強度						
	30	40	50	60	70	80	
曲げ圧縮 応力度の 制限値	1) 長方形断面の場合	18.0	22.5	25.5	28.5	34.5	40.5
	2) T形及び箱桁断面の 場合	16.5	21.0	24.0	27.0	33.0	39.0
3) 軸圧縮応力度の制限値		12.5	16.5	20.0	22.5	28.0	33.0

- (4) 版部材の2方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の2方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。

5.6.2 せん断力を受ける部材

- (1) せん断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) せん断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (3) せん断力を受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材において、5.4.2の規定に従い算出した部材断面のコンクリートに生じる斜引張応力度が表-5.6.3に示す制限値を超えない。ただし、支点等により直接支持された棒部材における、図-5.8.4に斜線で示す区間のコンクリートに生じる斜引張応力度は、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面における斜引張応力度としてよい。

表-5.6.3 プレストレストコンクリート構造に対する斜引張応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の種類		コンクリート設計 基準強度					
		30	40	50	60	70	80
斜引張応力 度の制限値	1)せん断力のみ又はねじりモーメントのみ考慮する場合	1.7	2.2	2.6	3.0	3.0	3.0
	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	2.7	3.1	3.5	3.5	3.5

- (4) 部材に生じる押抜きせん断力が、式(5.7.1)に定める制限値を超えない。
- (5) 版部材の支点の近傍等、作用が一方向に卓越する場合には、適切に有効幅を設定し、せん断力を受ける棒部材として抵抗させる。
- (6) 版厚が薄い場合等、せん断補強鉄筋が配置できない場合には、コンクリートのみでせん断力を負担させる。

5.6.3 ねじりモーメントを受ける部材

- (1) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(4)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (3) ねじりモーメントを受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材において、5.4.2の規定に従い算出した部材断面のコンクリートに生じる斜引張応力度が表-5.6.3に示す制限値を超えない。ただし、支点等により直接支持された棒部材における、図-5.8.4に斜線で示す区間のコンクリートに生じる斜引張応力度は、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面における斜引張応力度としてよい。
- (4) 版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはこれと等価なせん断力に対し5.6.2の規定を満足し、部材端以外ではこれと等価な曲げモーメントに対して5.6.1の規定を満足する。

5.6.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部材

- (1) 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(3)から(6)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。

- (3) 曲げモーメント，軸方向力，せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレストコンクリート構造の棒部材において，5.4.2の規定に従い算出した部材断面のコンクリートに生じる応力度が表-5.6.1，表-5.6.2及び表-5.6.3に示す制限値を超えない。ただし，支点等により直接支持された棒部材における，図-5.8.4に斜線で示す区間の斜引張応力度は，支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面における斜引張応力度としてよい。
- (4) 版部材の2方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し，版部材の2方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力及びせん断力を受ける棒部材として抵抗させる。ただし，版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては，部材端部においてはこれと等価なせん断力に対し抵抗させ，部材端以外ではこれと等価な曲げモーメントに対し抵抗させる。
- (5) 版部材の断面に生じる押抜きせん断力が，式(5.7.1)に定める制限値を超えない。
- (6) 版厚が薄い場合等，せん断補強鉄筋が配置できない場合には，コンクリートのみでせん断力を負担させる。

5.6.5 支圧応力を受ける部材

支圧応力を受ける部材が5.8.5(2)の規定を満足する場合には，限界状態1を超えないとみなしてよい。

5.7 鉄筋コンクリート部材の限界状態3

5.7.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材

- (1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が，(3)から(6)の規定を満足する場合には，限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が，(3)から(7)の規定を満足する場合には，限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (3) 部材断面に生じる曲げモーメントが，軸方向力を考慮した式(5.8.1)に定める制限値を超えない。
- (4) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は，部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとする。抵抗曲げモーメントは，5.8.1(4)の1)から5)に規定される仮定に基づき算出する。
- (5) ディープビームの破壊抵抗曲げモーメントの特性値の算出にあたっては，断面引張縁からはり高の1/5の範囲に配置された主鉄筋を有効とする。
- (6) コーベルでは，5.8.2(4)の規定を満足したうえで，引張主鉄筋を引張弦材，コンクリートを圧縮斜材としたトラスを仮定し，主鉄筋の引張応力度が降伏強度に達したと

きの曲げモーメントを破壊抵抗曲げモーメントの特性値とする。ただし、引張主鉄筋は断面引張縁からコーベルの有効高の 1/4 の範囲に配置された主鉄筋を有効とする。

- (7) 版部材の 2 方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の 2 方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。

5.7.2 せん断力を受ける部材

- (1) せん断力を受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が、(3)から(7)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) せん断力を受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が、(8)から(10)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (3) 部材断面に生じるせん断力が、式 (5.8.2) に定める制限値を超えない。ただし、せん断力によって生じる付加曲げ応力を考慮し、せん断に対する有効高さを適切に定めるとともに、必要な軸方向引張鉄筋を配置しなければならない。
- (4) 部材断面に生じるせん断力が、式 (5.8.7) に定める制限値を超えない。
- (5) (3)及び(4)を適用するにあたっては、斜めひび割れが生じたときの部材の有効高を考慮し、式(5.8.9)により補正したせん断力 S_h を算出した値を照査に用いなければならない。
- (6) 棒部材の支点付近及びラーメン接合部付近では、支点反力によりウェブに作用する圧縮力を考慮して、以下を満足するようせん断補強鉄筋を配置する。
 - 1) ウェブに圧縮力が作用しない場合及び支点到負反力が作用する場合には、支点位置のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋を配置する。
 - 2) 1)以外の場合には、図-5.8.4 に斜線で示す区間には、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面で必要となる以上のせん断補強鉄筋を配置する。
- (7) ディープビーム及びコーベルでは、せん断補強鉄筋が負担するせん断力を実験等により確認された範囲内において考慮してもよい。なお、上部構造における部材においては、コンクリートが負担するせん断力のみ考慮することを標準とする。
- (8) 部材断面に生じる押抜きせん断力が、式(5.7.1)に定める制限値を超えない。

$$P_{pud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ps} P_{pu} \quad \dots \dots \dots (5.7.1)$$

ここに、 P_{pud} : 押抜きせん断力の制限値 (N)
 P_{pu} : 押抜きせん断耐力の特性値(N)で、式(5.7.2)により算出する。
 $P_{pu} = k b_p d \tau_{pc} \dots \dots \dots (5.7.2)$
 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-5.7.1 参照)
 d : 部材断面の有効高 (mm)
 k : 補正係数で 1.70 とする。

- τ_{pc} : 押抜きせん断応力度の基本値(N/mm²)で表-5.7.1による。
- ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.7.2に示す値とする。
- $\xi_2\Phi_{ps}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.7.2に示す値とする。

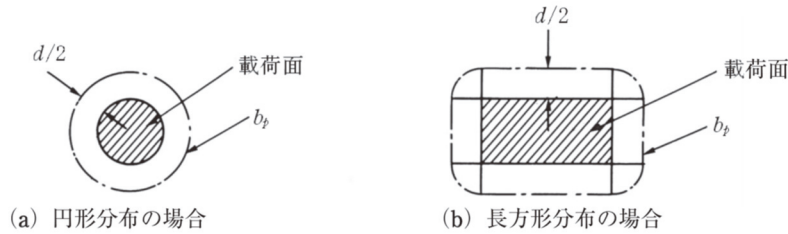


図-5.7.1 式(5.7.2)における b_p のとり方

表-5.7.1 押抜きせん断応力度の基本値(N/mm²)

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

表-5.7.2 調査・解析係数, 部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2\Phi_{ps}$ (ξ_2 と Φ_{ps} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	

- (9) 版部材の支点の近傍等, 作用が一方向に卓越する場合には, 適切に有効幅を設定し, せん断力を受ける棒部材として(3)から(6)の規定を満足する。
- (10) 版厚が薄い場合等, せん断補強鉄筋が配置できない場合には, コンクリートのみでせん断力を負担させる。

5.7.3 ねじりモーメントを受ける部材

- (1) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の棒部材が, (3)から(5)の規定を満足する場合には, 限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) ねじりモーメントを受ける鉄筋コンクリート構造の版部材が, (6)の規定を満足する場合には, 限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (3) 部材断面に生じるねじりモーメントが, 式(5.7.3)で定める制限値を超えない。

$$M_{tusd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{tus} M_{tus} \quad \dots \dots \dots (5.7.3)$$

ここに, M_{tusd} : 部材の斜引張破壊に対するねじりモーメントの制限値(N・mm)

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.7.3に示す値とする。

$\xi_2 \Phi_{tus}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.7.3 に示す値とする。

M_{tus} : 部材の斜引張破壊に関するねじり耐力の特性値 (N・mm) で式 (5.7.4) により算出した値の小さい方の値とする。

表-5.7.3 調査・解析係数, 部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{tus}$ (ξ_2 と Φ_{tus} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

$$\left. \begin{aligned} M_{tus} &= \frac{1.6b_t h_t A_{wt} \sigma_{sy}}{a} \\ M_{tus} &= \frac{0.8b_t h_t A_{lt} \sigma_{sy}}{b_t + h_t} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5.7.4)$$

- ここに, a : 横方向鉄筋の間隔 (mm)
 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 (mm²)
 A_{lt} : 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 (mm²)
 b_t h_t : 図-5.4.1 に示す幅及び高さ (mm)
 σ_{sy} : 横方向及び軸方向鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)。ただし, 鉄筋の降伏強度の特性値が 345N/mm² を超える場合には 345 N/mm² とする。

(4) 部材断面に生じるねじりモーメントが, 式(5.7.5)で定める制限値を超えない。

$$M_{tucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{tuc} M_{tuc} \dots \dots \dots (5.7.5)$$

- ここに, M_{tucd} : ウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対するねじりモーメントの制限値 (N・mm)
 ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.7.4 に示す値とする。
 $\xi_2 \Phi_{tuc}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.7.4 に示す値とする。
 M_{tuc} : ウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対するねじり耐力の特性値 (N・mm) で式(5.7.6)により算出する。
 $M_{tuc} = \tau_{rmax} \cdot K_t \dots \dots \dots (5.7.6)$
 τ_{rmax} : コンクリートの平均せん断応力度の最大値 (N/mm²) で, 表-5.8.10 に示す値とする。
 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 (mm³)

σ_{ba} : コンクリートの支圧強度の特性値 (N/mm²) で式(5.7.8)による。

$$\sigma_{ba} = k \left(0.25 + 0.05 \frac{A_c}{A_b} \right) \sigma_{ck} \dots\dots\dots (5.7.8)$$

ただし、 $\sigma_{ba} \leq 0.5k\sigma_{ck}$ とする。

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

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 (mm²)

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 (mm²)

k : 補正係数で1.70とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.7.5に示す値とする。

$\xi_2 \Phi_{ba}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.7.5に示す値とする。

表-5.7.5 調査・解析係数, 部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{ba}$ (ξ_2 と Φ_{ba} の積)
i) ii)及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	

5.8 プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態 3

5.8.1 曲げモーメント又は軸方向力を受ける部材

- (1) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が(3)から(5)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 曲げモーメント又は軸方向力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (3) 部材に生じる曲げモーメントが、軸方向力を考慮した式(5.8.1)に定める制限値を超えない。

$$M_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_u M_{uc} \dots\dots\dots (5.8.1)$$

ここに、 M_{ud} : 部材破壊に対する曲げモーメントの制限値 (N・mm)

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.8.1に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で表-5.8.1に示す値とする。

Φ_u : 抵抗係数で表-5.8.1に示す値とする。

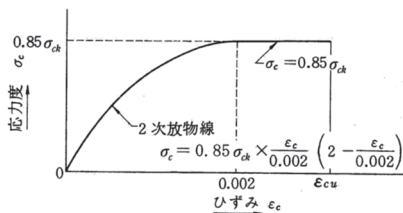
M_{uc} : 破壊抵抗曲げモーメントの特性値 (N・mm)で(4)及び(5)により算出する。

表-5.8.1 調査・解析係数, 部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_u
i) ii)及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.90	0.80
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00		

(4) 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの特性値は, 部材の最外縁の圧縮コンクリートが終局ひずみに達するときの抵抗曲げモーメントとする。ここで, 抵抗曲げモーメントは, 1)から 5)の規定に基づき算出する。

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例すると仮定する。
- 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-5.8.1 に示したものを用いる。このときコンクリートの終局ひずみは, 表-5.8.2 の値を用いる。
- 4) PC 鋼材又は鉄筋の応力度-ひずみ曲線は, 図-5.8.2 に示したものを用いる。
- 5) 直交する 2 方向の曲げモーメントを受ける部材断面の照査においては, 2 方向の曲げモーメントの影響を考慮する。



ここに,

- σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)
- σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)
- ε_c : コンクリートのひずみ
- ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

図-5.8.1 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

表-5.8.2 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 σ_{ck} (N/mm ²)	$\sigma_{ck} \leq 50$	$50 < \sigma_{ck} < 60$	$60 \leq \sigma_{ck}$
終局ひずみ ε_{cu}	0.0035	0.0035 から 0.0025 の間を線形補間	0.0025

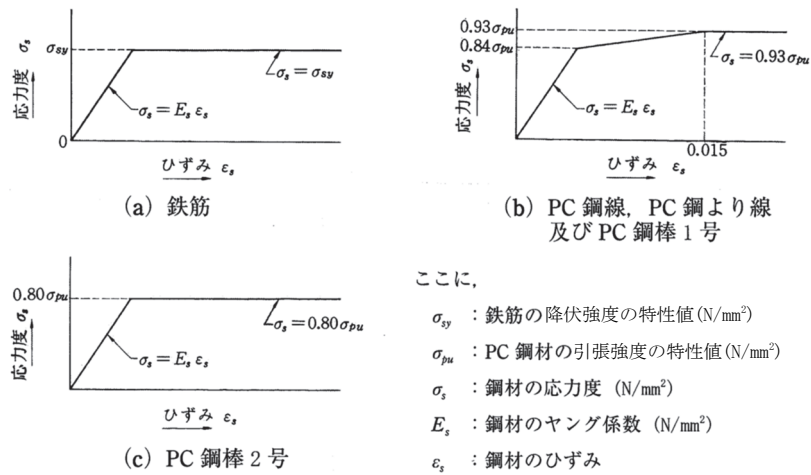


図-5.8.2 鋼材の応力度-ひずみ曲線

- (5) 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の特性値は、(4)の規定により算出する値の 70%とする。
- (6) 版部材の 2 方向のそれぞれに対し適切に有効幅を設定し、版部材の 2 方向のそれぞれを曲げモーメント又は軸方向力を受ける棒部材として抵抗させる。

5.8.2 せん断力を受ける部材

- (1) せん断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)から(6)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) せん断力を受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(7)から(8)の規定を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (3) 部材断面に生じるせん断力が、式 (5.8.2) に定めるプレストレス力及び軸方向力の影響も考慮して算出する制限値を超えない。ただし、せん断力によって生じる付加曲げ応力を考慮し、せん断に対する有効高さを適切に定めるとともに、必要な軸方向引張鉄筋を配置しなければならない。

$$S_{usd} = \xi_1 \xi_2 (\Phi_{uc} S_c + \Phi_{us} S_s) + \xi_1 \xi_2 \Phi_{up} S_p \quad \dots \dots \dots (5.8.2)$$

- ここに、 S_{usd} : 斜引張破壊に対するせん断力の制限値 (N)
 ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.8.3 に示す値とする。
 ξ_2 : 部材・構造係数で表-5.8.3 に示す値とする。
 Φ_{uc} : コンクリートが負担できるせん断力に関する抵抗係数で表-5.8.3 に示す値とする。
 Φ_{us} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力に関する抵抗係数で表-5.8.3 に示す値とする。

$\xi_2 \Phi_{up}$: PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力に関する部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.8.4 に示す値とする。

S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (N) であり、以下の 1) により算出する。

S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値 (N) であり、以下の 2) により算出する。

S_p : PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値 (N) であり、以下の 3) により算出する。

表-5.8.3 調査・解析係数, 部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{uc}, Φ_{us}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85	0.65
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			0.95
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

表-5.8.4 調査・解析係数, 部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{up}$ (ξ_2 と Φ_{up} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		0.95
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	

- 1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値は、 $S_c \leq \tau_{cmax} b_w d$ 及び $M_0/M_d \leq 1.0$ の範囲で式(5.8.3)により算出する。

$$S_c = k \tau_r b_w d + S_d \frac{M_0}{M_d} \dots \dots \dots (5.8.3)$$

ここに、 S_c : コンクリートが負担できるせん断力の特性値 (N)

k : 補正係数で 1.30 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)

M_d : 部材断面に発生する曲げモーメント (N・mm)

M_0 : 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)

S_d : 部材断面に発生するせん断力 (N)

τ_r : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (N/mm²) で、有効高、軸方向に配置された引張側の鉄筋等の鋼材比、繰返し作用、せん断スパン

ン比の影響を考慮し、式(5.8.4)により算出する。

$$\tau_r = \tau_c c_e c_{pt} c_{dc} c_c \dots \dots \dots (5.8.4)$$

ここに、 τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値(N/mm²)で、表-5.8.5による。

τ_{cmax} : コンクリートが負担できる最大のせん断力と等価なせん断応力度(N/mm²)で、部材の全高さを h としたときの $h/2$ の位置における有効プレストレスによる軸方向圧縮応力度と設計基準強度によって、表-5.8.6に従い定める。

c_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数で、表-5.8.7による。

c_{pt} : 軸方向に配置された引張側の鉄筋又は PC 鋼材の鋼材比 p_t に関する補正係数で、表-5.8.8による。ただし、鋼材比として見込む引張鉄筋は、引張側有効幅に配置される鉄筋のみとする。また、PC 鋼材をここでの鋼材比に見込む場合には、5.3.3(2)2の規定を満足する。

c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数で、桁構造では 1.0 を標準とする。

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、塑性化を期待しない部材では 1.0 を標準とする。

表-5.8.5 コンクリートが負担できる平均せん断応力度の基本値 (N/mm²)

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

表-5.8.6 コンクリートが負担できる最大のせん断力に等価なせん断応力度 (N/mm²)

部材全高さの 1/2 における有効プレストレスによる軸方向圧縮応力度 (N/mm ²)	コンクリート設計基準強度 (N/mm ²)								
	21	24	27	30	40	50	60	70	80
0.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.7	2.0	2.3	2.3	2.3
1.0	—	—	—	1.7	2.0	2.3	2.6	2.6	2.6
2.0	—	—	—	1.9	2.2	2.5	2.8	2.8	2.8
4.0	—	—	—	2.3	2.6	2.9	3.2	3.2	3.2
6.0	—	—	—	2.6	2.9	3.3	3.6	3.6	3.6
8.0	—	—	—	2.9	3.2	3.6	3.9	3.9	3.9

表-5.8.7 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	1,000	3,000	5,000	10,000 以上
c_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

表-5.8.8 軸方向に配置された引張側の鉄筋等の鋼材比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

鋼材比 p_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0	2.0	3.0 以上
c_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5	1.9	2.2

- 2) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値は、式(5.8.5)により算出する。ただし、鉄筋コンクリート構造に式(5.8.5)を適用する場合には、せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の1/2以上はスターラップで負担させる。

$$S_s = c_{ds}k \left(\sum \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15a} \right) \dots\dots\dots (5.8.5)$$

- ここに、 S_s : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値(N)
 c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数であり、桁構造では1.0を標準とする。
 k : 補正係数で1.30とする。
 A_w : 間隔 a 及び角度 θ で配筋されるせん断補強鉄筋の断面積(mm²)
 σ_{sy} : せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の計算で見込むせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値(N/mm²)。ただし、鉄筋の降伏強度の特性値が345N/mm²を超える場合には345N/mm²とすることを標準とする。
 d : 部材断面の有効高(mm)
 a : せん断補強鉄筋の部材軸方向の間隔(mm)
 θ : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度

- 3) PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値(N)は、引張力のせん断力作用方向の分力(N)として、式(5.8.6)により算出する。

$$S_p = A_p \sigma_{pe} \sin\alpha \dots\dots\dots (5.8.6)$$

- ここに、 S_p : PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値(N)。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(mm²)
 σ_{pe} : 部材断面におけるPC 鋼材の有効引張応力度(N/mm²)
 α : PC 鋼材が部材軸となす角度

- (4) 部材断面に生じるせん断力が、式(5.8.7)に定める制限値を超えない。

$$S_{ucd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ucw} S_{ucw} + \xi_1 \xi_2 \Phi_{up} S_p \dots\dots\dots (5.8.7)$$

- ここに、 S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値(N)
 S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値(N)

で以下の 1)による。

S_p : PC 鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値(N)で(3)3)による。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-5.8.9 に示す値とする。

$\xi_2 \Phi_{ucw}$: ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度に関する部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.8.9 に示す値とする。

$\xi_2 \Phi_{up}$: PC 鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力に関する部材・構造係数と抵抗係数の積で表-5.8.4 に示す値とする。

表-5.8.9 調査・解析係数, 部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{ucw}$ (ξ_2 と Φ_{ucw} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	

1) ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値は, 式(5.8.8)により算出する。

$$S_{ucw} = \tau_{rmax} b_w d \dots\dots\dots (5.8.8)$$

ここに, S_{ucw} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断耐力の特性値 (N)

τ_{rmax} : ウェブコンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)で表-5.8.10 による。

b_w : 部材断面のウェブ厚(mm)

d : 部材断面の有効高(mm)

表-5.8.10 コンクリートが負担できる平均せん断応力度の最大値(N/mm²)

設計基準強度 (N/mm ²)	21	24	27	30	40	50	60	70	80
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	6.0	6.0

(5) (3)及び(4)を適用するにあたっては, 斜めひび割れが生じたときの部材の有効高を考慮し, 式(5.8.9)により補正したせん断力 S_h を照査に用いなければならない。

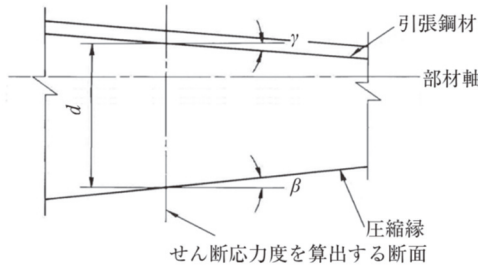
$$S_h = S_d - \frac{M_d}{d} (\tan\beta + \tan\gamma) \dots\dots\dots (5.8.9)$$

ここに, S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (N)

S_d : 部材断面に生じるせん断力 (N)

M_d : 部材断面に生じる曲げモーメント (N・mm)

- d : 部材断面の有効高 (mm) (図-5.8.3 参照)
- β : 部材圧縮縁が部材軸となす角度 (図-5.8.3 参照)
- γ : 引張側に配置された鉄筋等が部材軸となす角度 (図-5.8.3 参照)



(注) β 及び γ 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おいては正、減じる場合においては負とする。

図-5.8.3 β , γ 及び d のとり方

(6) 棒部材の支点付近及びラーメン接合部付近 (図-5.8.4 に斜線で示す区間) では、支点反力によりウェブに生じる圧縮力を考慮して、以下を満足するようにせん断補強鉄筋を配置する。

- 1) ウェブに圧縮力が作用しない場合及び支点到負反力が生じる場合には、支点位置のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋を配置する。
- 2) 1)以外の場合には、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面で必要となる以上のせん断補強鉄筋を配置する。

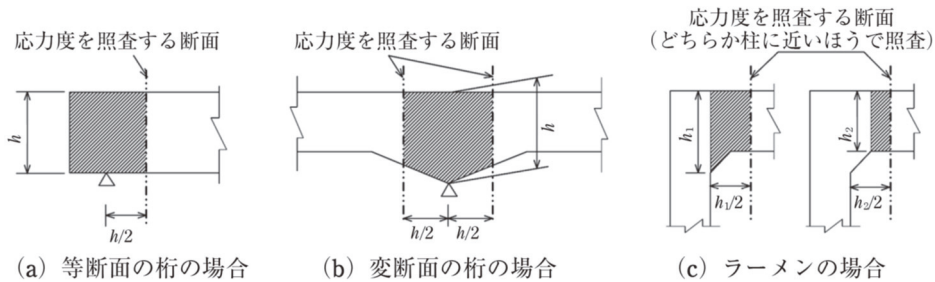


図-5.8.4 照査断面と支点等からの距離との関係

- (7) 部材断面に生じる押抜きせん断力が、式(5.7.1)に定める制限値を超えない。
- (8) 版部材の支点の近傍等、作用が1方向に卓越する場合には、適切に有効幅を設定し、せん断力を受ける棒部材として(3)から(6)の規定を満足する。

5.8.3 ねじりモーメントを受ける部材

- (1) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート棒部材が、(3)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

- (2) ねじりモーメントを受けるプレストレスを導入する構造のコンクリート版部材が、(4)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (3) 部材断面に生じるねじりモーメントが、式(5.7.3)及び式(5.7.5)で定める制限値を超えない。ただし、支点等により直接支持された棒部材における、図-5.8.4に斜線で示す区間については、支点等前面から部材の全高さ h の半分だけ離れた位置の断面で、ねじりモーメントに対して必要とされる以上の鉄筋を配置する。
- (4) 版部材の断面に生じるねじりモーメントに対しては、部材端部においてはこれと等価なせん断力に対し5.8.2の規定を満足し、部材端以外ではこれと等価な曲げモーメントに対し5.8.1の規定を満足する。

5.8.4 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受ける部材

- (1) 曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを受けるプレストレスを導入するコンクリート棒部材及び版部材が、(2)から(5)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) 部材断面に生じる曲げモーメント及び軸方向力に対して、5.8.1の規定を満足する。
- (3) 部材断面に生じるせん断力に対して、5.8.2の規定を満足する。
- (4) 部材断面に生じるねじりモーメントに対して、5.8.3の規定を満足する。
- (5) 部材断面に生じるせん断力とねじりモーメントが、式(5.8.10)の関係を満足する。

$$\frac{S_d}{S_{ucd}} + \frac{M_t}{M_{tucd}} \leq 1.2 \dots \dots \dots (5.8.10)$$

ここに、 S_d : 部材断面に生じるせん断力 (N)
 M_t : 部材断面に生じるねじりモーメント (N・mm)
 S_{ucd} : ウェブコンクリートの圧壊に対するせん断力の制限値 (N) で式(5.8.7)により算出する。
 M_{tucd} : ウェブ又はフランジコンクリートの圧壊に対するねじりモーメントの制限値 (N・mm) で式(5.7.5)により定める。

5.8.5 支圧応力を受ける部材

- (1) 支圧応力を受ける部材が(2)の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) 部材に生じる支圧応力が、式(5.7.7)で定める制限値を超えない。ただし、式(5.7.7)の適用にあたっては、5.7.5(2)の1)から4)を満足しなければならない。

6章 耐久性能に関する部材の設計

6.1 一般

- (1) コンクリート部材は、経年的な劣化による影響に対し、必要な耐久性能を確保しなければならない。
- (2) コンクリート部材の経年的な劣化による影響として、少なくとも鋼材の腐食及び疲労を考慮しなければならない。
- (3) コンクリート部材の耐久性能の確保は、3.8.2の規定に従い構造設計上の配慮を行うとともに、I編 6.1の規定に従い部材の耐荷性能を保持するための設計耐久期間を定め、I編 6.2の規定に従わなければならない。
- (4) 鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を選定するにあたっては、I編 6.2の規定によるほか、少なくとも架橋地点の環境、橋の部位、規模及び部材の形状を考慮しなければならない。
- (5) 鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を設計するにあたっては、補修、更新等、想定される維持管理に配慮しなければならない。
- (6) 鋼材の腐食に関してはII編 7章によるほか、この編の6.2の規定による。また、コンクリート部材の疲労の影響は6.3の規定によるほか、床版及び支間長が10m以下の床版橋については9章、ケーブル部材については13章による。

6.2 内部鋼材の防食

6.2.1 一般

コンクリート部材は、6.1(3)により当該部材に定めた設計耐久期間内において、内部鋼材の腐食により部材の耐荷性能が低下することがないようにしなければならない。

6.2.2 耐久性確保の方法

部材の設計耐久期間を100年とした場合において、鉄筋コンクリート構造の部材においては1)から3)を満足し、プレストレストコンクリート構造の部材においては1)、2)及び4)を満足する場合には、6.2.1の規定を満足するとみなしてよい。

- 1) 6.2.3の規定に従いかぶりを確保する。
- 2) 部材が気中におかれている。
- 3) 永続作用の影響が支配的な状況において、曲げモーメント又は軸方向力、せん断力及びねじりモーメントが発生する棒部材及び版部材に対し、5.4.1の規定に従い鉄筋の引張応力度を算出したときに、これが表-6.2.1に示す制限値を超えない。ただし、ラーメン構造の接合部については、15.3の規定に従い鉄筋の引張応力度を算

出する。また、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する。

4) 5.1.5(3)の規定を満足する。

表-6.2.1 鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²)

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

6.2.3 かぶりによる内部鋼材の防食

- (1) かぶりにより内部鋼材の防食を行う場合には、架橋地点の環境、橋の部位及び規模、部材の形状を考慮し、少なくとも(2)及び(3)に規定する最小かぶりを満足したうえで、適切なかぶりを確保する。
- (2) 表-6.2.3及び図-6.2.1に示す塩害を受ける地域では、コンクリート部材のかぶりの最小値を表-6.2.2に示す値以上とする。ただし、対策区分S及び鉄筋コンクリート構造における対策区分Iにおいては、塗装鉄筋又はコンクリート塗装等かぶりによる方法以外の方法を併用しなければならない。

表-6.2.2 鋼材の腐食を生じさせないための最小かぶり (mm)

塩害の影響の度合い	部材・部位 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	(3) 鉄筋コンクリート構造
		影響が激しい	S	70 ^{※1}
影響を受ける	I	50	70	
	II	35	50	70
	III	25	30	50

※1 塗装鉄筋又はコンクリート塗装等かぶりによる方法以外の方法を併用する

表-6.2.3 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を超えて300mまで	I	影響を受ける
		上記以外の範囲	II	
B	図-6.2.1及び表-6.2.4に示す地域	海上部及び海岸線から100mまで	S	影響を受ける
		100mを超えて300mまで	I	
		300mを超えて500mまで	II	
		500mを超えて700mまで	III	
C	上記以外の地域	海上部及び海岸線から20mまで	S	影響を受ける
		20mを超えて50mまで	I	
		50mを超えて100mまで	II	
		100mを超えて200mまで	III	

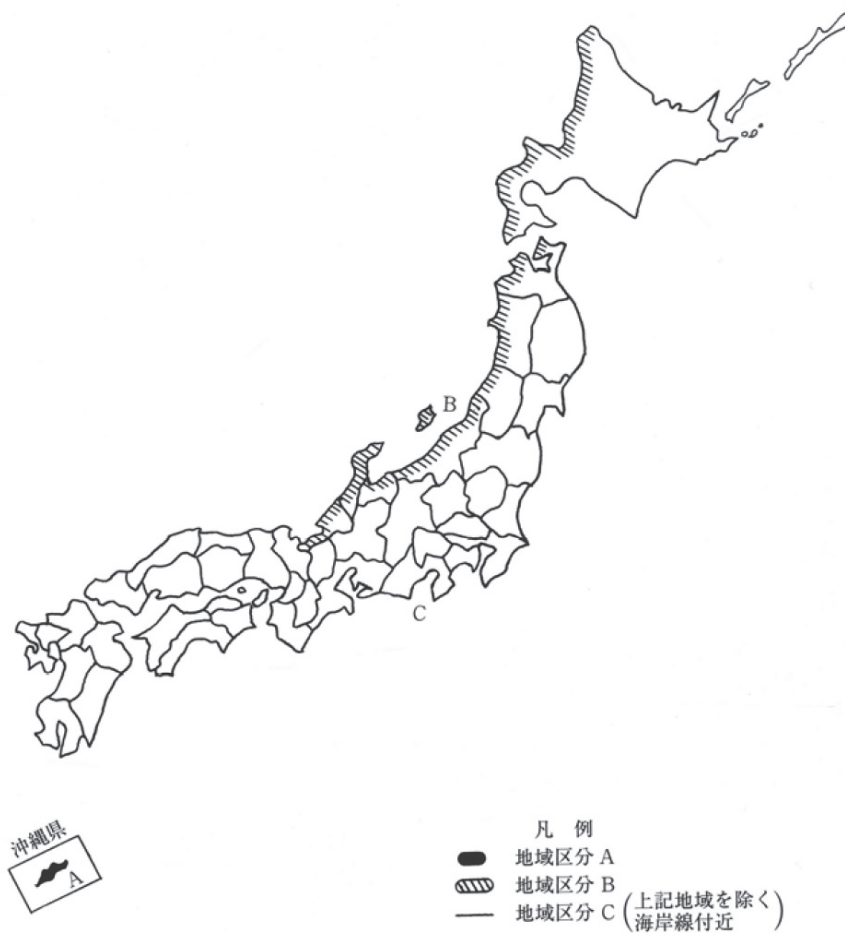


図-6.2.1 塩害の影響の度合いの地域区分

表-6.2.4 地域区分Bとする地域

<p>北海道のうち，宗谷総合振興局支庁の稚内市・猿払村・豊富町・礼文町・利尻町・利尻富士町・幌延町，留萌振興局，石狩振興局，後志総合振興局，檜山振興局，渡島総合振興局の松前町・八雲町（旧熊石町の地区に限る。）</p> <p>青森県のうち，今別町，外ヶ浜町（東津軽郡），北津軽郡，西津軽郡，五所川原市（旧市浦村の地区に限る。），むつ市（旧脇野沢村の地区に限る。），つがる市，大間町，佐井村</p> <p>秋田県，山形県，新潟県，富山県，石川県，福井県</p>
--

- (3) 表-6.2.3 及び図-6.2.1 に示す地域以外では，5.2.3 に規定するかぶりの最小値以上の値とする。

6.3 コンクリート部材の疲労

6.3.1 一般

コンクリート部材は、6.1(3)により当該部材に定めた設計耐久期間に、応力の繰返しによる影響の累積により部材の耐荷性能が低下することがないようにしなければならない。

6.3.2 耐久性確保の方法

- (1) 設計耐久期間を 100 年とした場合において、5 章及び 7 章の規定を満足するコンクリート部材が(2)から(4)を満足する場合には、6.3.1 を満足するとみなしてよい。
- (2) 式(6.3.1)の作用の組合せ及び荷重係数等による曲げモーメント又は軸方向力、せん断力及びねじりモーメントが発生する鉄筋コンクリート構造の部材において、5.4.1 の規定により算出した鉄筋及びコンクリートの応力度が以下を満足する。ただし、ラーメン構造の接合部については、15.3 の規定に従い鉄筋の引張応力度を算出する。

$$1.00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+U) \dots\dots\dots (6.3.1)$$

- 1) 表-6.3.1 に示す鉄筋の引張応力度の制限値を超えない。
- 2) 表-6.3.2 に示すコンクリートの圧縮応力度の制限値を超えない。
- 3) 表-6.3.3 に示すコンクリートの押抜きせん断応力度の制限値を超えない。

表-6.3.1 鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合の鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²)

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

表-6.3.2 鉄筋コンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリートの圧縮応力度の制限値 (N/mm²)

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

表-6.3.3 耐久性に配慮した場合のコンクリート押抜きせん断応力度の制限値 (N/mm²)

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

(3) 式(6.3.1)による曲げモーメント及び軸方向力、せん断力及びねじりモーメントが発生するプレストレストコンクリート構造の部材において、5.4.2により算出した鋼材及びコンクリートの応力度が以下の1)から4)を満足する。ただし、5.3.3の規定において引張鉄筋に負担させる引張応力度の最大値は180 N/mm²とする。

- 1) 表-6.3.4に示すPC鋼材の引張応力度の制限値を超えない。
- 2) 表-6.3.5に示すコンクリートの圧縮応力度の制限値を超えない。
- 3) 表-6.3.6に示すコンクリートの引張応力度の制限値を超えない。ただし、床版を兼用するフランジにおいては、曲げ引張応力及び軸引張応力が生じない。
- 4) 表-6.3.3に示すコンクリートの押抜きせん断応力度の制限値を超えない。

表-6.3.4 プレストレストコンクリート部材の耐久性に配慮した場合のPC鋼材の引張応力度の制限値(N/mm²)

応力度の制限値	備 考
0.60 σ_{pu} 又は0.75 σ_{py} のうち小さい方の値	σ_{pu} : PC鋼材の引張強度の特性値(N/mm ²) σ_{py} : PC鋼材の降伏強度の特性値(N/mm ²)

表-6.3.5 プレストレストコンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート圧縮応力度の制限値(N/mm²)

コンクリート 設計基準強度		コンクリート 設計基準強度					
		30	40	50	60	70	80
応力度の種類	1)長方形断面	12.0	15.0	17.0	19.0	23.0	27.0
	2)T形及び箱形断面	11.0	14.0	16.0	18.0	22.0	26.0
	3)軸圧縮応力度	8.5	11.0	13.5	15.0	18.5	22.0

表-6.3.6 プレストレストコンクリート部材の耐久性に配慮した場合のコンクリート引張応力度の制限値(N/mm²)

コンクリート 設計基準強度		コンクリート 設計基準強度					
		30	40	50	60	70	80
応力度の種類							
1)曲げ引張応力度の制限値		1.2	1.5	1.8	2.0	2.0	2.0
2)斜引張応力度の制限値 (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	2.5	2.5
3)斜引張応力度の制限値 (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	3.0	3.0
4)軸引張応力度の制限値		0.0					

(4) (2)及び(3)において、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する。

7章 接 合 部

7.1 適用の範囲

- (1) コンクリート部材の接合部の設計は、5章、6章及びこの章による。
- (2) 鋼部材とコンクリート部材が共同で荷重に抵抗する複合構造による上部構造の鋼部材とコンクリート部材の接合部の設計は、この章によるほか、Ⅱ編9章の接合部に関する規定によらなければならない。

7.2 一 般

- (1) 接合部の耐荷性能の照査は、作用力に対して行わなければならない。
- (2) 接合部の限界状態1、限界状態2及び限界状態3を適切に定めなければならない。
- (3) 接合部の設計にあたっては、部材どうしが連結され一体となる部材の限界状態1及び限界状態3又は限界状態2及び限界状態3と、接合部の限界状態1及び限界状態3又は限界状態2及び限界状態3との関係を明確にしたうえで、部材どうしが連結され一体となる部材が所要の機能を発揮するようにしなければならない。
- (4) 接合部は、部材相互の応力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (5) (4)において接合部が所要の接合の機能を発揮するよう、接合部及び連結される各部材に求められる条件を明らかにし、これを満足するようにしなければならない。
- (6) 接合部の耐久性能に関する設計は、6章の規定によるほか、7.4の規定による。
- (7) アンカーボルトにより部材を連結する場合には、7.5の規定による。
- (8) 接合部の外側及び内側にそれぞれ引張りの曲げモーメントが発生するおそれがあるときの接合部の設計は、この章によるほか、15章の規定による。
- (9) コンクリートプレキャスト部材どうしを連結する場合の接合部の設計は、この章によるほか、16章の規定による。

7.3 接合部の耐荷機構

7.3.1 一 般

- (1) 部材を剛結となるよう連結し一体の部材とする場合には、接合部において部材としての連続性を失わず、かつ、接合部が部材相互の曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントを確実に伝達するとともに、部材の一般部が限界状態3に達したときの断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (2) 1)から4)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部では、コンクリート内部における圧縮応力、又はコンクリート内部における圧縮応力及びコンクリートと一体として抵抗

する鋼材等による引張応力の分担により、断面力を伝達できる構造とする。

- 2) せん断力及びねじりモーメントを受ける接合部では、圧縮応力及びせん断応力に対してコンクリートが抵抗する構造とする。ただし、接合部が限界状態 3 を超えた場合でも急激に耐荷力を失わないよう、接合部が限界状態 1 を超えてからは鋼材が引張応力のみで作用力に対して抵抗し、鋼材が降伏した後に接合部が破壊に至る構造とする。
 - 3) コンクリート部材どうしを連結する場合は、7.3.2 及び 7.3.3 の規定による。
 - 4) コンクリート部材と鋼部材を連結する場合は、7.3.4 の規定による。
- (3) 部材をヒンジにより連結し一体の部材とする場合には、接合部がせん断力、ねじりモーメント及び軸方向力を確実に伝達するとともに、曲げモーメントが生じにくい構造とし、かつ、連結され一体となる部材と接合部との限界状態の関係を満足するよう、接合部が部材相互に必要な断面力を伝達できるようにしなければならない。
- (4) 部材剛性の急変、鉄筋等の過密な配置、接合面の局所的な接触等により、コンクリートに応力集中の影響を生じさせず、接合部の形状及び鉄筋等の配置を適切に定めなければならない。
- (5) 部材の連結における接着剤については、接着剤の接着強度を接合部の抵抗強度に含めないことを原則とする。

7.3.2 同じ機能を有するコンクリート部材の連結

同じ機能を有するコンクリート部材どうしを連結し一体の部材とする場合の接合部は、以下の 1) から 6) を満足しなければならない。

- 1) 接合部への作用により生じる引張力に抵抗するよう接合部に配置された鉄筋が、5.2.5 の規定に従い連結する部材のコンクリートに定着されている又は 5.2.7 の規定に従い連結する部材の主鉄筋に連結されている。
- 2) 連結される部材相互の温度及び乾燥による変形量の違い、剛性の違い等により、接合面に発生する引張力に抵抗できるよう、十分な鉄筋が配置されている。
- 3) 接合部において部材相互のコンクリートが一体化して作用に抵抗する。
- 4) 連結される部材と同等の断面を有し、かつ、同等以上の主鉄筋が抵抗に有効となるよう配置されている。
- 5) 接合部における二次応力の影響を十分に小さくできる構造とする。
- 6) 双対の鉄筋をループ状に重ねた継手により部材を連結する場合は、7.6 の規定による。

7.3.3 異なる機能を有するコンクリート部材の連結

- (1) 異なる機能を有するコンクリート部材を連結し一体の部材とする場合の接合部は、以下の 1) から 5) を満足しなければならない。

- 1) 接合部において部材相互のコンクリートが一体化して作用に抵抗する。
 - 2) 接合部に作用する曲げモーメント、ねじりモーメント及びせん断力に対して、必要な主鉄筋を配置する。
 - 3) 断面力の急変及び応力集中の影響を生じさせないように、接合部付近に断面変化する箇所を設け、またその個所に適切な鉄筋を配置する。
 - 4) 中空断面を有する部材に対して他の部材を連結する場合には、部材接合部内部に隔壁等の充実断面を設け、中空部にハンチを設ける。
 - 5) 部材端部を他の部材へ連結する場合、接合部のコンクリートに引張応力が生じることも想定し、連結する部材の主鉄筋は十分にのばし、フックをつける等により接合部に確実に定着する。
- (2) 以下の1)及び2)を満足する場合には(1)5)を満足するとみなしてよい。
- 1) 部材端部を他の部材へ連結する場合、連結される他の部材の接合部の接合面付近においては、連結される他の部材に作用する曲げモーメントにより接合面と直交する方向に引張応力が生じない。
 - 2) 図-7.3.1に示すように計算により決まる定着長に加えて鉄筋をのばして定着する。

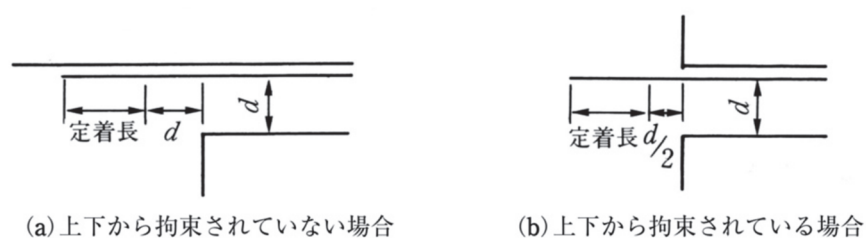


図-7.3.1 部材端部を他の部材に固定するときの鉄筋の定着の例

7.3.4 コンクリート部材と鋼部材の連結

- (1) コンクリート部材を鋼部材と連結し一体の部材とする場合の接合部は、少なくとも(2)から(5)を満足しなければならない。
- (2) 接合部におけるコンクリート及び鋼材の荷重分担が明確であり、コンクリート部材及び鋼部材相互の断面力を確実に伝達できる構造とする。
- (3) 接合部における配筋及び加工形状は、設計で前提となる接合部の機能を適切に発揮することが十分に確認された条件のものを用いる。
- (4) 接合部付近では、コンクリート部材及び鋼材部材に発生する2次応力及び応力集中の影響を生じさせない構造とする。
- (5) 施工工程を考慮し、各施工段階の応力度及びそれらの合成応力度に対し、所要の安全性を確保する。

7.4 接合部の耐久性能に関する設計

- (1) 交換を前提とする部材の接合部は、部材交換が確実かつ容易となる構造としなければならない。
- (2) 複合構造の接合部では、設計供用期間中に所要の機能を確実に発揮するよう、鋼部材に対してはⅡ編 8 章の規定に従い疲労の影響を適切に考慮して設計を行うとともに、Ⅱ編 7 章の規定に従い適切な防せいを施すことを基本とし、コンクリート内部の鋼材に対しては、6 章の規定に従い設計を行う。
- (3) 複合構造の接合部は、排水勾配、水抜き孔等を設けることで滞水させない構造とする。また、接合部のコンクリート部分には適切な防水処理を施し、Ⅱ編 7 章の規定及び 6.2 の規定による場合と同等とみなせる耐久性能を確保する。

7.5 アンカーボルトによる連結

7.5.1 一般

- (1) アンカーボルトにより部材どうしを連結する場合は、アンカーボルトに作用するせん断力及び軸方向引張力に対して、アンカーボルトが所要の耐荷機構を発揮できる構造でなければならない。
- (2) 以下の 1) から 5) を満足する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。
 - 1) アンカーボルトにせん断力と軸方向引張力のみが単独もしくは同時に作用する構造とする。
 - 2) アンカーボルト鋼材並びにアンカーボルト周面の付着力の疲労耐久性が懸念されない荷重状態となる構造とする。
 - 3) アンカーボルトに永続的に軸方向引張力が作用しない構造とする。
 - 4) 部材側面から十分な距離を確保し、アンカーボルトからのせん断力又は引張力によりコンクリートにせん断破壊面が形成されコンクリートの強度が低下することがないようにアンカーボルトを配置する。
 - 5) 複数のアンカーボルトが同時に機能するように設計する場合には、アンカーボルトの群効果によってコンクリートにせん断破壊面が形成されコンクリートの強度が低下することがないようにアンカーボルトを配置する。
- (3) アンカーボルトに作用するせん断力、軸方向引張力又はこれらの組合せに対して、アンカーボルト鋼材及びコンクリートが所要の状態に留まり、かつ、アンカーボルト鋼材に破断が生じないことに対して十分安全であるように設計する。
- (4) 支承の接合等、個別の部材の接合に特有な設計事項は、この編又はⅠ編 10 章、Ⅱ編、Ⅳ編及びⅤ編のそれぞれの部材の章の規定による。
- (5) アンカーボルトに用いる材料の特性値は、Ⅱ編 4 章の規定による。

7.5.2 アンカーボルトの限界状態1

- (1) せん断力及び軸方向引張力を受けるアンカーボルトが(2)から(5)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) アンカーボルト1本あたりに生じる軸方向引張力が、式(7.5.1)に定めるコーン破壊に対する軸方向引張力の制限値を超えない。

$$T_{cd} = \xi_1 \Phi_{tcc} T_{cc} \quad \dots \dots \dots (7.5.1)$$

ここに、 T_{cd} : コンクリートのコーン破壊に対するアンカーボルトの軸方向引張力の制限値 (N)

T_{cc} : コンクリートのコーン破壊に対するアンカーボルトの引張耐力の特性値 (N)

$$T_{cc} = \sigma_{ctr} A_c$$

A_c : アンカーボルトあたりの有効引張コーン破壊面積 (mm²) で、単列の場合には式(7.5.2)とする。ただし、2列以上の配置がある場合及び部材端の影響を受ける場合には、適切に低減を行う。

$$\left. \begin{aligned} A_c &= 4\pi D^2 & d \geq 4D \\ A_c &= 4D(\pi D + (n-1)d)/n & d < 4D \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (7.5.2)$$

ここに、 d : アンカーボルトのピッチ (mm)

n : 1列あたりのアンカーボルトの本数 (本)

D : アンカーボルト1本の直径 (mm)

ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.1に示す値とする。

Φ_{tcc} : 抵抗係数で表-7.5.1に示す値とする。

σ_{ctr} : アンカーボルトの限界状態を設定するうえでのコンクリートの引張強度の特性値 (N/mm²) であり、 σ_{ck} をコンクリートの設計基準強度として、 $\sigma_{ck} \leq 60\text{N/mm}^2$ の範囲で式(7.5.3)により与えられる。

$$\sigma_{ctr} = 0.23 \sigma_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad \dots \dots \dots (7.5.3)$$

表-7.5.1 調査・解析係数, 抵抗係数

	ξ_1	Φ_{tcc}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で ㊸ を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で ㊹ を考慮する場合	1.00	

- (3) アンカーボルト1本あたりに生じるせん断力が、式(7.5.4)に定めるコンクリートの支圧破壊に対するせん断力の制限値を超えない。

$$S_{bd} = \xi_1 \Phi_{bc} S_{bc} \quad \dots \dots \dots (7.5.4)$$

ここに、 S_{bd} : コンクリートの支圧破壊に対するアンカーボルトのせん断力の制限値 (N)

S_{bc} : コンクリートの支圧破壊に対するアンカーボルトのせん断耐力の特性値 (N)

$$S_{bc} = 0.68D^2\sqrt{\sigma_{ck}\sigma_{sy}}$$

D : アンカーボルト 1 本の直径 (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²) であり、設計基準強度が 60N/mm² を超える場合には、60N/mm² とする。

σ_{sy} : アンカーボルトの引張降伏強度の特性値 (N/mm²) であり、表-4.1.4 に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.2 に示す値とする。

Φ_{bc} : 抵抗係数で表-7.5.2 に示す値とする。

表-7.5.2 調査・解析係数，抵抗係数

	ξ_1	Φ_{bc}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で㊸を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で㊹を考慮する場合	1.00	

(4) アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力が、式(7.5.7)で定まるコンクリートの付着破壊に対するアンカーボルトの軸方向引張力の制限値を超えない。

(5) アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張応力度及びせん断応力度による組合せ応力が、制限値を超えない。ただし、発生する引張応力度及びせん断応力度と制限値との関係は式(7.5.5)を満足する。

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{yd}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_{yd}}\right)^2 \leq 1 \quad \dots \dots \dots (7.5.5)$$

ここに、 σ_s : アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張応力度 (N/mm²)
 τ_s : アンカーボルト 1 本あたりに生じるせん断応力度 (N/mm²)
 σ_{yd}, τ_{yd} : アンカーボルトの降伏に対する引張応力度及びせん断応力度の制限値 (N/mm²) で、式(7.5.6)で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{yd} &= \xi_1 \Phi_{syd} \sigma_{sy} \\ \tau_{yd} &= \xi_1 \Phi_{tyd} \tau_{sy} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (7.5.6)$$

ここに、 σ_{sy}, τ_{sy} : アンカーボルトの引張降伏強度及びせん断降伏強度の特性値 (N/mm²) であり、表-4.1.4 に示す値とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.3 に示す値とする。

Φ_{syd}, Φ_{tyd} : 抵抗係数の値で表-7.5.3 に示す値とする。

表-7.5.3 調査・解析係数，抵抗係数

	ξ_1	Φ_{syd}, Φ_{tyd}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85 (SD345, SS400, S35CN) 0.75 (S45CN)
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.00 (SD345, SS400, S35CN)
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	0.90 (S45CN)

7.5.3 アンカーボルトの限界状態 3

- (1) せん断力及び引抜き力を受けるアンカーボルトが (2) 及び (3) を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) アンカーボルト 1 本あたりに生じる引張力が、式 (7.5.7) で定まる制限値を超えない。ただし、式 (7.5.7) の適用にあたっては、アンカーボルト直径が 25mm 以上 51mm 以下、埋込長がアンカーボルト直径の 10 倍以上、ボルト間隔がアンカーボルト直径の 3 倍以上、かつ、コンクリート強度 24N/mm^2 以上 60N/mm^2 以下の条件を満足しなければならない。ただし、表-7.5.5 に示す付着強度の特性値は、鉄筋又は鉄筋と同等の付着強度が得られる仕様のアンカーボルトに対する制限値とする。また、有効埋込長は、アンカーボルトの埋込長からボルト直径の 2 倍を引いた長さとする。

$$T_{ud} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{tuc} T_{uc} \quad \dots \dots \dots (7.5.7)$$

- ここに、 T_{ud} : コンクリートの付着破壊に対する軸方向引張力の制限値 (N)
 T_{uc} : 付着破壊に対する軸方向引張耐力の特性値 (N)
 $T_{uc} = \tau_{0a} \pi DL$
 D : アンカーボルト 1 本の直径 (mm)
 L : アンカーボルトの有効埋込長 (mm)
 ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.4 に示す値とする。
 $\xi_2 \Phi_{tuc}$: 部材・構造係数と抵抗係数の積で表-7.5.4 に示す値とする。
 τ_{0a} : コンクリートの付着強度の特性値 (N/mm^2) で表-7.5.5 に示す値とする。

表-7.5.4 調査・解析係数，部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{tuc}$ (ξ_2 と Φ_{tuc} の積)
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00	0.90

表-7.5.5 アンカーボルトとコンクリートの付着強度の特性値(N/mm²)

強度の種類	コンクリート設計基準強度						
	21	24	27	30	40	50	60
付着強度の特性値	2.4	2.7	2.9	3.0	3.4	3.4	3.4

(3) アンカーボルト1本あたりに生じる引張応力度及びせん断応力度による組合せ応力が、制限値を超えない。ただし、作用する引張応力度及びせん断応力度と制限値との関係は式(7.5.8)を満足する。

$$\left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{UD}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_s}{\tau_{UD}}\right)^2 \leq 1 \quad \dots \dots \dots (7.5.8)$$

ここに、 σ_s : アンカーボルト1本あたりに生じる引張応力度 (N/mm²)
 τ_s : アンカーボルト1本あたりに生じるせん断応力度 (N/mm²)
 σ_{UD}, τ_{UD} : アンカーボルトの破断に対する引張応力度及びせん断応力度の制限値 (N/mm²) で、式(7.5.9)で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{UD} &= \xi_1 \xi_2 \Phi_{syd} \sigma_{sy} \\ \tau_{UD} &= \xi_1 \xi_2 \Phi_{tyd} \tau_{sy} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (7.5.9)$$

ここに、 σ_{sy}, τ_{sy} : アンカーボルトの引張降伏強度及びせん断降伏強度の特性値 (N/mm²) であり、表-4.1.4に示す値とする。
 ξ_1 : 調査・解析係数で表-7.5.3に示す値とする。
 ξ_2 : 部材・構造係数で1.0とする。
 Φ_{syd}, Φ_{tyd} : 抵抗係数の値で表-7.5.3に示す値とする。

7.6 双対の鉄筋をループ状に重ねた継手を用いた接合部

- (1) 円弧状に加工した双対の鉄筋をループ状に重ねた継手を用いてコンクリート部材を連結する場合には、接合部の耐荷機構が明確となるようにしなければならない。
- (2) 以下の1)から4)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 円弧状に加工した双対の鉄筋をループ状に重ね、鉄筋が平行し重ね継手となる部分の伝達と、鉄筋曲線部におけるコンクリートへの支圧力を介した伝達により、それぞれの鉄筋に生じる引張力を相互に伝達できる構造とする。
 - 2) 円弧状に加工した双対の鉄筋をループ状に重ねた箇所のコンクリートが圧縮力により割裂しひび割れを生じさせないように、直交する方向に鉄筋を配置する。
 - 3) 双対とする鉄筋相互をループに直交する方向に間隔をあけて配置する場合には、鉄筋相互の引張力がコンクリートを介して確実に伝達される範囲で鉄筋の配置を定める。
 - 4) 継手部における鉄筋の形状、配置、部材の寸法等は、実験等で継手としての機能及び安全性が十分確認された範囲で適切に定める。

8章 横桁及び隔壁

8.1 一般

- (1) コンクリート橋の上部構造では、橋の断面形状の保持、横方向の荷重分配機能の確保、橋の剛性の確保、横荷重の支承部への円滑な伝達等、橋の限界状態の前提となる立体的な機能を確保しなければならない。
- (2) 横桁及び隔壁を設け、コンクリート橋の上部構造における立体的な機能を確保する場合には、(3)から(6)の規定によらなければならない。
- (3) 荷重の偏載、不均一なプレストレス力、桁の幾何学的形状、不均一な部材の変形等によって生じる作用力に対しても、橋の立体的な剛性が確保できるよう適切に横桁又は隔壁を設けなければならない。
- (4) 主桁及び主構に傾斜ウェブを用いる場合には、橋軸及び橋軸直角方向の腹圧力の影響を適切に考慮し、隔壁を設ける等、主桁においてその影響が少なくなる構造としなければならない。
- (5) 橋の支点部には原則として横桁又は隔壁を設け、床版又は主桁に作用する横荷重を支承部に伝えることができる構造としなければならない。
- (6) 横桁及び隔壁は、主桁のたわみ差が横桁及び隔壁に及ぼす影響に対して安全でなければならない。

8.2 構造解析

- (1) 部材断面内の変形に対する剛性、各部材に分配される荷重及びねじり剛性効果を適切に評価できる解析手法によって断面力を算出しなければならない。
- (2) 適切に部材断面内の変形に対する剛性が確保された主桁又は主構に横桁を設けた構造を、主桁又は主構面に着目したはり又は格子構造として解析した場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 横桁及び隔壁の設計にあたっては、3.3に規定される作用の組合せに対し、耐荷性能に関する照査を行わなければならない。このとき、活荷重については影響線を考慮し、横桁及び隔壁に最も大きな断面力が発生するように載荷しなければならない。
- (4) (3)によるほか、床版と桁の温度差に加え、横桁又は隔壁と連結するその他の部材間の温度差を適切に考慮しなければならない。

9章 床 版

9.1 一般

9.1.1 適用の範囲

この章は、コンクリート桁で支持された床版の設計に適用する。

9.1.2 設計の基本

- (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耐荷性能を満足するようにしなければならない。
- (2) 床版は、活荷重等に対して疲労耐久性を損なう有害な変形を生じさせないようにしなければならない。
- (3) 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版が、(4)及び9.2から9.6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) 床版は以下の1)から3)を満足しなければならない。
 - 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おいては、その影響を適切に評価し、その作用に対して安全となるようにする。
 - 2) 地震の影響、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おいては、その影響を適切に評価し、それらに対して安全となるようにする。
 - 3) 必要に応じて関連するⅡ編 11章の規定により設計する。

9.2 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版

9.2.1 一般

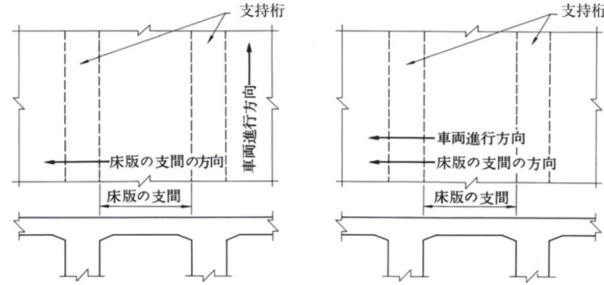
この節は、床版支間と橋軸方向の辺長比が1：2以上の1方向版としてモデル化できる、床版コンクリートの設計基準強度が 24N/mm^2 以上の鉄筋コンクリート床版、床版コンクリートの設計基準強度が 30N/mm^2 以上のプレストレストコンクリート床版の設計に適用する。

9.2.2 床版の支間

- (1) 単純版並びに連続版のT荷重及び死荷重による曲げモーメントを算出する場合の支間は、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、かつ、床版の材料及び構造に応じて適切に設定する。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリート桁で支持された鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリ

一ト床版における床版の支間は、以下の1)から3)のとおりとする。

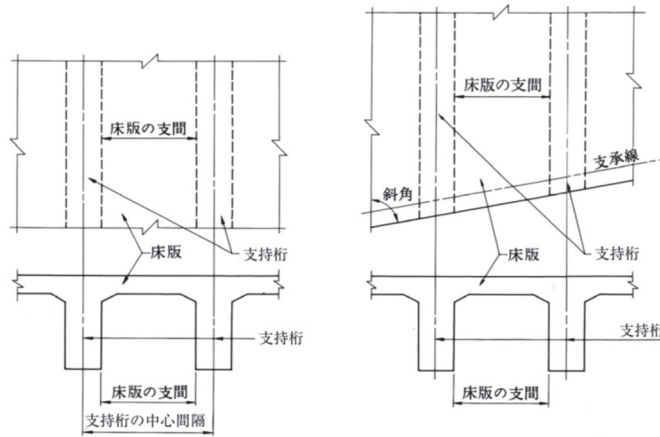
1) 床版の支間の方向は、図-9.2.1による。



(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-9.2.1 床版の支間の方向

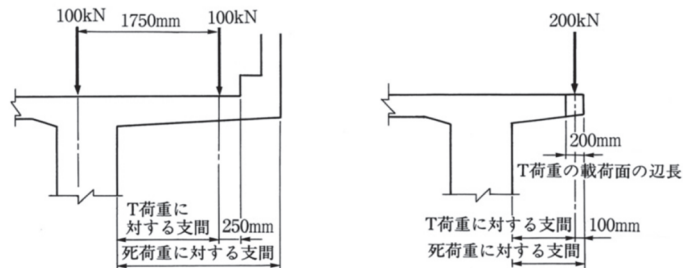
2) 単純版、連続版の支間は、図-9.2.2に示すとおりとする。



(a)直橋の場合 (b)斜橋の場合

図-9.2.2 単純版及び連続版の支間

3) 片持版の支間は、図-9.2.3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-9.2.3 片持版の支間

9.2.3 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、I 編 8.2 に規定される T 荷重（衝撃の影響を含む）により生じる床版の単位幅（1m）あたりの曲げモーメントは、表-9.2.1 に示す式で算出する。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床版の支間方向の曲げモーメントは、表-9.2.1 により算出した曲げモーメントに、II 編 11.2.3 の表-11.2.2 又は表-11.2.3 の割増係数を乗じた値とする。

表-9.2.1 T 荷重（衝撃を含む）による床版の単位幅（1m）あたりの曲げモーメント（kN・m/m）

床版の区分	曲げモーメントの種類	構造	車両進行方向に直角		構造	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	$0 < L \leq 4$	$+(0.12 L)$	$+(0.10 L)$	RC	$0 < L \leq 4$	$+(0.22 L)$	$+(0.06 L)$
		PC	$0 < L \leq 8$	$+0.07)P$	$+0.04)P$	PC	$0 < L \leq 6$	$+0.08)P$	$+0.06)P$
連続版	支間曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 4$	+(単純版の 80%)	+(単純版の 80%)	RC	$0 < L \leq 4$	+(単純版の 80%)	+(単純版の 80%)
		PC	$0 < L \leq 8$			PC	$0 < L \leq 6$		
	支点曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 4$	$-(0.15 L)$ $+0.125)P$	—	RC	$0 < L \leq 4$	$-(単純版の 80%)$	—
		PC	$0 < L \leq 8$			PC	$0 < L \leq 6$		
片持版	支点曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 1.5$	$(-P \cdot L)$ $/(1.30L+0.25)$	—	RC	$0 < L \leq 1.5$	$-(0.70 L)$ $+0.22)P$	—
		PC	$0 < L \leq 1.5$			PC	$0 < L \leq 1.5$		
		PC	$1.5 < L \leq 3.0$	$-(0.60 L)$ $-0.22)P$		PC	$1.5 < L \leq 3.0$		
	先端付近曲げモーメント	RC	$0 < L \leq 1.5$	—	$+(0.15 L)$ $+0.13)P$	RC	$0 < L \leq 1.5$	—	$+(0.16 L)$ $+0.07)P$
PC		$0 < L \leq 3.0$	PC			$0 < L \leq 3.0$			

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：9.2.2 に規定する T 荷重に対する床版の支間 (m)

P : I 編 8.2 に規定する T 荷重の片側荷重 (100kN)

- (2) A 活荷重で設計する橋においては、曲げモーメントを、表-9.2.1 に示す式で算出した値を 20%低減した値としてよい。
- (3) 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの曲げモーメントは、表-9.2.2に示す式より算出してよい。

表-9.2.2 等分布死荷重による床版の単位幅 (1m) あたりの曲げモーメント (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	$+wl_d^2/8$	無視してよい
片 持 版	支点曲げモーメント	$-wl_d^2/2$	
連 続 版	支間曲げモーメント	$+wl_d^2/10$	
	支点曲げモーメント	$-wl_d^2/10$	

ここに、 w : 等分布死荷重 (kN/m²)

l_d : 9.2.2 に規定する死荷重に対する床版の支間 (m)

- (4) 床版にプレストレスを導入する場合には、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。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。

9.2.4 床版の最小全厚

床版の厚さは、II 編 11.2.4 及び II 編 11.5 に規定される床版の最小全厚による。

9.2.5 鉄筋の種類及び配置

- (1) 床版に用いる鉄筋は、コンクリートの施工が十分に行え、かつ、耐久性上の前提条件を満足しないひび割れを生じさせないように、適切に配置しなければならない。
- (2) (3)から(8)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 鉄筋には、異形棒鋼を用い、鉄筋の直径は13, 16, 19及び22mmを標準とする。
- (4) 鉄筋の中心間隔は、100mm以上かつ300mm以下とする。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超えてはならない。
- (5) 床版の支間に直角方向の鉄筋は、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、9.2.3に規定する設計曲げモーメントに対して算出した床版の支間直角方向の鉄筋量に表-9.2.3の係数を乗じた鉄筋量を配置する。

表-9.2.3 床版の支間に直角な方向の鉄筋量の低減係数

床版の支間の方向が車両進行方向に直角な場合	
連続版及び単純版	歩道のない片持版
床版の支間の方向が車両進行方向に平行な場合	
連続版及び単純版	片持版

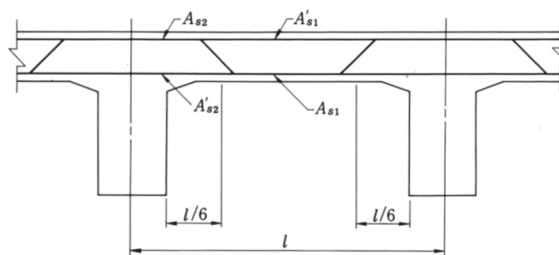
ここに、 l : 9.2.2に規定するT荷重に対する支間(m)

- (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には、図-9.2.4に示すように、ウェブ前面から $l/6$ の断面位置で曲げる。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。

ここに、 l は支持桁の中心間隔とする。

$$A'_{S2} \geq 0.8A_{S1}$$

$$A'_{S1} \geq 0.5A_{S2}$$



ここに、 l : 支持桁の中心間隔 (mm)

A_{S1} : 床版の正鉄筋量 (mm²)

A_{S2} : 床版の負鉄筋量 (mm²)

A'_{S1} : 床版の支間中央の圧縮鉄筋量 (mm²)

A'_{S2} : 床版の支点上の圧縮鉄筋量 (mm²)

図-9.2.4 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。

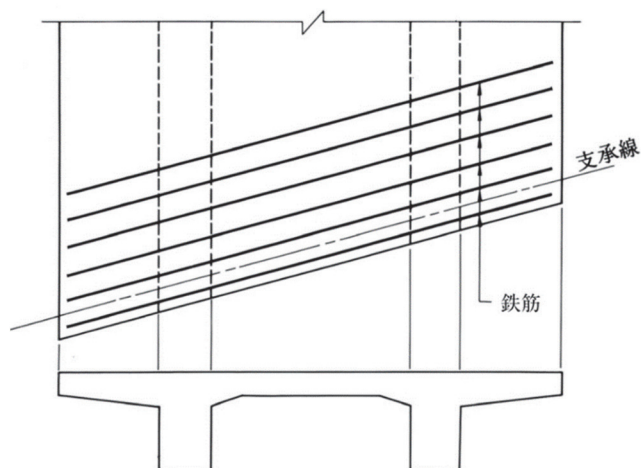


図-9.2.5 斜橋の支承部付近における鉄筋の配置

- (8) 間詰めコンクリートを有するプレストレストコンクリートT桁橋では、間詰め部の抜け落ちに対して配慮をする。
- (9) (8)を満足するよう、プレストレストコンクリート T 桁橋の床版場所打ち部はテーパを設け、場所打ち部の幅は750mm以下とすることを標準とする。

9.2.6 PC 鋼材の配置

PC 鋼材の配置は、II編 11.2.8による。

9.2.7 床版のハンチ

- (1) 床版と支持桁の結合部は、応力が円滑に伝わる構造とする
- (2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するものとみなしてよい。
- (3) 床版には、支持桁上でハンチを設ける。
- (4) 床版のハンチの傾斜は、1:3より緩やかにすることを標準とする。なお、1:3よりきつい場合は、図-9.2.6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。

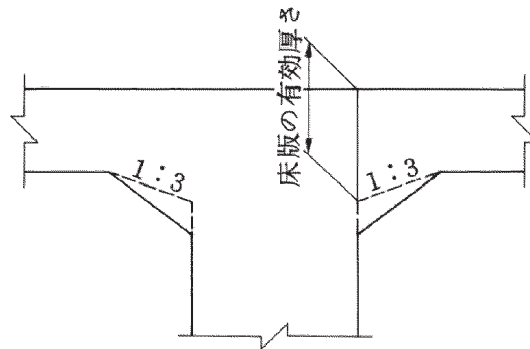


図-9.2.6 ハンチ部の床版の有効高さ

- (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。
- (6) ハンチに沿う鉄筋の直径は 13mm 以上とする。

9.2.8 片持版端部及び横桁上の床版

- (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しなければならない。
- (2) 横桁又は隔壁で支持される床版は、横桁及び隔壁の影響を考慮しなければならない。
- (3) (4)による場合には(1)を、(5)による場合には(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) 片持版端部のT荷重による曲げモーメントは、表-9.2.1に規定する片持版のT荷重（衝撃を含む）による曲げモーメントの値の2倍とする。なお、鉄筋コンクリート床版の場合には、一般に桁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。

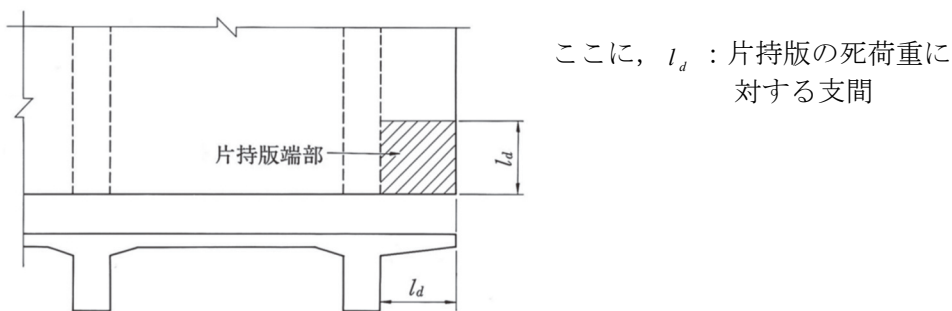


図-9.2.7 片持版端部

- (5) 床版の支間の方向が車両進行方向に直角で、横桁で支持される床版の設計は次のとおりとする。
 - 1) 横桁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、9.2.3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鉄筋等は、横桁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。

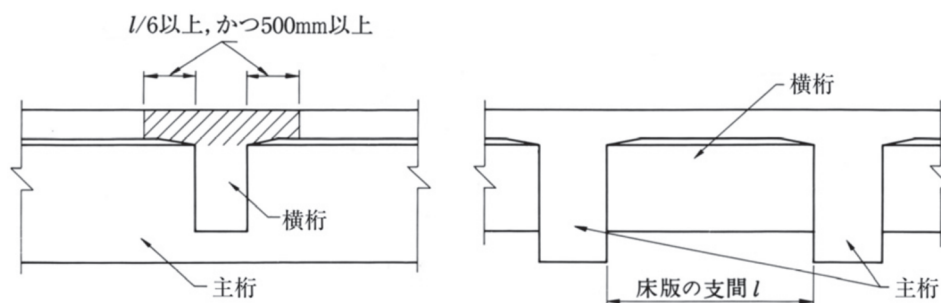


図-9.2.8 横桁上の床版の上側鉄筋等の配置範囲

9.3 床版の限界状態 1

9.3.1 曲げモーメントを受ける床版の限界状態 1

- (1) 曲げモーメントを受ける床版が、(2)から(4)の規定による場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) 床版に生じる曲げモーメント又はこの作用により生じる応力度が、(3)又は(4)による制限値を超えない。ただし、 T 荷重及び死荷重による曲げモーメントの算出には、9.2.3の規定による曲げモーメントを特性値として用いる。
- (3) 鉄筋コンクリート床版に生じる曲げモーメントの制限値は5.5.1(3)の規定による。
- (4) プレストレストコンクリート床版に生じる応力度の制限値は5.6.1(3)の規定による。

9.3.2 せん断力を受ける床版の限界状態 1

押抜きせん断力を受ける床版が、9.4.2の規定を満足する場合は、限界状態1を超えないとみなしてよい。

9.4 床版の限界状態 3

9.4.1 曲げモーメントを受ける床版の限界状態 3

- (1) 曲げモーメントを受ける床版が、(2)から(4)による場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) 床版に生じる曲げモーメントが、(3)又は(4)の規定による制限値を超えない。ただし、 T 荷重及び死荷重による曲げモーメントの算出には、9.2.3の規定による曲げモーメントを特性値として用いる。

(3) 鉄筋コンクリート床版に生じる曲げモーメントの制限値は5.7.1の(3)及び(4)の規定による。

(4) プレストレストコンクリート床版に生じる曲げモーメントの制限値は 5.8.1 の(3)及び(4)の規定による。

9.4.2 せん断力を受ける床版の限界状態 3

押抜きせん断力を受ける床版が、9.2.4の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

9.5 床版の耐久性能

9.5.1 床版の疲労に対する耐久性能

(1) 9.2の規定を満足する鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版が、自動車の繰返し通行に伴う疲労に対して、設計耐久期間を100年とし、(2)を満足する場合には、所要の床版の耐久性能が確保されるとみなしてよい。

(2) 6.3の規定及び9.2.4の規定を満足する。ただし、疲労に対する床版の曲げモーメントは、式(9.5.1)による。また、式(9.5.1)による鉄筋に発生する引張応力度の制限値及びコンクリートに発生する曲げ引張応力度の制限値は、表-9.5.1及び表-9.5.2に示す値とする。

$$M_d = M_{TL} + M_{DL} \dots\dots\dots (9.5.1)$$

ここに、 M_d ：疲労に対する床版の曲げモーメント

M_{TL} ：T荷重による曲げモーメントで、9.2.3の規定により算出する。

M_{DL} ：死荷重による曲げモーメントで、9.2.3の規定により算出する。

表-9.5.1 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版の鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²)

	鉄筋の種類		
	SD345	SD390	SD490
引張応力度の制限値	120		

表-9.5.2 プレストレストコンクリート床版のコンクリートの引張応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の種類	コンクリート設計基準強度					
	30	40	50	60	70	80
曲げ引張応力度の制限値	0.0					

9.5.2 床版の内部鋼材の腐食に対する耐久性能

- (1) 鉄筋コンクリート床版及びプレストレストコンクリート床版における内部鋼材の腐食に対して、設計耐久期間を100年とし、(2)を満足する場合には、所要の床版の耐久性能が確保されるとみなしてよい。
- (2) 6.2の規定を満足する。ただし、内部鋼材の腐食に対する床版の曲げモーメントは、式(9.5.2)による。

$$M_d = M_{DL} \cdots \cdots \cdots (9.5.2)$$

ここに、 M_d ：内部鋼材の腐食に対する床版の曲げモーメント

M_{DL} ：死荷重による曲げモーメントで、9.2.3の規定により算出する。

9.6 橋梁防護柵に作用する衝突荷重に対する照査

- (1) 車両用防護柵への車両の衝突により生じる曲げモーメントに対して、床版部材が安全でなければならない
- (2) (3)から(6)の規定による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 作用の組合せ及び荷重係数等は、式(9.6.1)による。

$$1.00 (D+L+PS+CR+SH+E+HP+U+GD+SD+CO) \cdots \cdots (9.6.1)$$

- (4) (3)に規定する作用のうち衝突荷重については、I編11.1の規定に従い定める。
- (5) (3)に規定する作用のうちT荷重及び死荷重による曲げモーメントは、9.2.3の規定により算出する曲げモーメントを用いる。
- (6) (3)から(5)により定められた床版に生じる曲げモーメントが、以下の1)及び2)に定める抵抗曲げモーメントを超えない。
 - 1) 鉄筋コンクリート構造の抵抗曲げモーメントは、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントの90%とし、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントは、5.5.1(3)1)から4)により算出する。
 - 2) プレストレストコンクリート構造の抵抗曲げモーメントは、原則として引張縁側に配置したPC鋼材が降伏強度に達するときの曲げモーメントの90%とし、引張縁側に配置したPC鋼材が降伏強度に達するときの曲げモーメントは、5.8.1(4)1)から5)により算出する。ただし、引張縁側にPC鋼材が配置されない場合には、抵抗曲げモーメントは、最外縁の引張側の鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメントの90%とする。

10章 コンクリート桁

10.1 適用の範囲

この章は、主として T 形断面及び箱形断面のコンクリート部材を主桁とする上部構造の設計に適用する。

10.2 一般

10.2.1 設計の基本

- (1) コンクリート桁における主方向及び横方向の設計では、断面形状、幅員、支持条件等に応じて適切に有効断面を設定し、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って断面力を算出しなければならない。
- (2) (1)を満足するために、(3)及び(4)によることを標準とする。
- (3) 桁の主方向の設計では、以下の1)から3)に従う。
 - 1) 10.2.2及び10.2.3の規定に従い主方向の有効断面を設定する。
 - 2) 10.4の規定に従い横桁及び隔壁を設け、かつ、断面形状及び桁の部材構成に応じてはり理論もしくは格子解析理論により断面力を算出する。
 - 3) 曲線のコンクリート桁では、1)及び2)によるほか、10.2.4の規定による。
- (4) 桁の横方向の設計では、以下の1)から3)に従う。
 - 1) 桁を構成するフランジ及びウェブに対して桁の主方向に 1m の奥行きを有する有効幅を設定する。
 - 2) 適切に有効幅を与えたウェブ部材及びフランジ部材により構成されるラーメン構造とみなして断面力を算出する。
 - 3) 曲線のコンクリート桁では、1)及び2)によるほか、10.2.4の規定による。
- (5) コンクリート桁における主方向及び横方向の設計では、断面形状、幅員、支持条件等に応じて適切に有効断面を設定し、抵抗の特性値を算出しなければならない。
- (6) 桁の主方向及び横方向の設計において、断面力の算出で設定した有効断面に対して、5章の規定に従い抵抗の特性を算出した場合には、(5)を満足するとみなしてよい。

10.2.2 曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面

- (1) 桁の主方向断面に生じる曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面は、せん断遅れ現象、ダクトの配置等を考慮して適切に定めなければならない。
- (2) 曲げモーメント又は軸方向力に対する有効断面の設定を、(3)から(5)による場合には、(1)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(10.2.1)により算出す

る。

1) 主桁, 支点横桁(直接支持された桁)

$$\lambda = \frac{l}{8} + b_s$$

ただし, 連続版及び単純版の場合 $\lambda \leq l_b/2$

片持版の場合 $\lambda \leq l_c$

2) 中間横桁(間接支持された桁)

$$\lambda = \frac{n-1}{6}(l_b + b_w) + b_s$$

ただし, 連続版及び単純版の場合 $\lambda \leq l_t/2$

片持版の場合 $\lambda \leq l_c$

・・・ (10.2.1)

ここに, λ : 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-10.2.1の値)

b_s : ハンチ部の有効幅 (mm)

l_b : 主桁の純間隔 (mm)

l_c : 片持版の張出長 (mm)

l_t : 横桁の純間隔 (mm)

n : 主桁の本数 (本)

b_w : 主桁のウェブ厚 (mm)

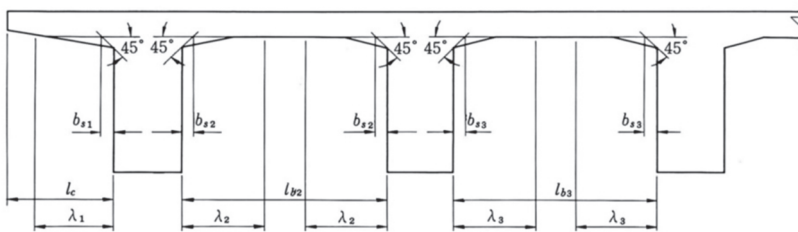


図-10.2.1 圧縮フランジの片側有効幅(主桁の場合)

表-10.2.1 有効幅算出のための支間長

桁の種類	区間	有効幅算出用の支間長 l
単純桁	①	l_1
	②	$0.8l_1$
連続桁	①	$0.2(l_1 + l_2)$
	②	$0.6l_2$
	③	$0.2(l_2 + l_3)$
	④	$0.6l_3$
	⑤	$0.8l_3$
ゲルバー桁	①	l_1
	②	$2l_2$
	③	$0.8l_3$

(4) 軸方向力に対する圧縮フランジの片側有効幅は、式(10.2.2)により算出する。

- | | | |
|-------------------------------|---|----------------|
| 1) 主桁, 支点横桁(直接支持された桁) | } | (10.2.2) |
| 連続版及び単純版の場合 $\lambda = l_b/2$ | | |
| 片持版の場合 $\lambda = l_c$ | | |
| 2) 中間横桁(間接支持された桁) | | |
| 連続版及び単純版の場合 $\lambda = l_t/2$ | | |
| 片持版の場合 $\lambda = l_c$ | | |

ここに、 λ : 圧縮フランジの片側有効幅 (mm)

l_b : 主桁の純間隔 (mm)

l_c : 片持版の張出し長 (mm)

l_t : 横桁の純間隔 (mm)

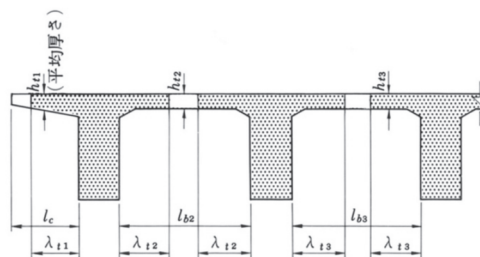
(5) プレストレストコンクリート構造のダクトは、有効断面に含めない。

10.2.3 ねじりモーメントに対する有効断面

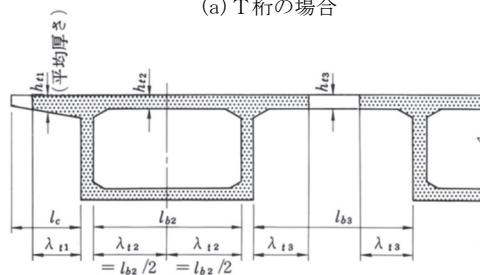
(1) 桁の主方向断面に生じるねじりモーメントに対する有効断面は、断面内のせん断流を考慮して定めなければならない。

(2) ねじりモーメントに対する有効断面の設定を(3)による場合には、(1)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(10.2.3)により算出する。ただし、箱桁断面を構成するフランジは、全て有効断面とする。



(a) T桁の場合



(b) 箱桁の場合

図-10.2.2 フランジの片側有効幅と有効断面

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_t = 3h_t \\ \text{ただし, 片持部 } \lambda_t \leq l_c \\ \text{中間部 } \lambda_t \leq l_b/2 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (10.2.3)$$

ここに, λ_t : フランジの片側有効幅 (mm)

h_t : フランジの厚さ (mm)

l_b : 桁の純間隔 (mm)

l_c : 片持版の張出長 (mm)

10.2.4 曲線の影響

- (1) 曲線の桁に生じる部材断面力の算出にあたっては, 曲線構造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しなければならない。
- (2) 曲線構造における横方向の鉄筋等の鋼材量は, 平面曲線による鉄筋等の配置間隔の変化を考慮して定めなければならない。

10.3 フランジ及びウェブ

10.3.1 一般

- (1) フランジ及びウェブは, 部材断面内の応力分布及び荷重分配を適切に考慮し, それに対して安全となるよう, 部材の形状, 鉄筋, PC鋼材の量及び配置を適切に定めなければならない。
- (2) (3)から(9)を満足する場合には, (1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 開口部を設ける場合, その設置位置はできるだけ応力の小さい位置を選び, かつ, その周辺に必要な補強を行う。
- (4) ウェブ及びフランジに配置されるPC鋼材は, 以下の1)から3)に配慮して設置する。
 - 1) ウェブに配置することを標準とする。
 - 2) ウェブに配置できない場合には, 桁高が変化する場合でも腹圧力等の影響が小さくなり, また, ウェブにプレストレス力が適切に伝達されるよう, ウェブ付近のフランジに配置する。
 - 3) 各ウェブになるべく均等にプレストレス力が伝達されるよう配置する。
- (5) I編2.3に規定される永続作用及び変動作用の影響が支配的となる状況におけるフランジ及びウェブの状態の評価にあたっては, 以下の1)から4)の影響も考慮する。
 - 1) ウェブからフランジに伝達される水平せん断力
 - 2) ウェブの傾斜に伴うプレストレスの分力の偏心及び自重の偏心の影響
 - 3) 桁高又は部材厚の変化及び桁の曲線形状に伴うプレストレスの分力の影響 (腹圧力)
 - 4) 桁の横方向に生じる曲げモーメント並びに桁の主方向に生じるせん断力及びねじ

りモーメントの影響

- (6) (5)の状態の評価にあたって、鉄筋の荷重分担は、式(10.3.1)によることを標準とする。ただし、鉄筋に負担させる引張応力度の最大値は 210N/mm^2 とする。

$$\left. \begin{aligned}
 A_s &= \max[A_a, A_b] \\
 A_a &= A_{s1} + A_t + \frac{A_{s2}}{2} \\
 A_b &= \frac{A_{s1} + A_t}{2} + A_{s2}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10.3.1)$$

ここに、

A_s : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する1つの部材に配置される鉄筋のうち、部材断面の片側に必要な鉄筋量で、 A_a 又は A_b のうち大きい値

A_{s1} : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する1つの部材において、主方向のせん断力に対して必要となるせん断補強鉄筋のうち、横方向の曲げモーメントに対して有効となる領域に配置された鉄筋量

A_{s2} : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する1つの部材において、横方向の曲げモーメントに対して必要となる鉄筋量で、ウェブの場合、ウェブの内側又は外側のうち大きい値であり、フランジの場合、フランジの上側又は下側のそれぞれの値

A_t : 桁の横方向の設計で想定されるラーメン構造を構成する1つの部材において、主方向のねじりモーメントに対して必要となる横方向鉄筋のうち、横方向の曲げモーメントに対して有効となる領域に配置された鉄筋量

- (7) 特に、主方向がプレストレストコンクリート構造である箱桁の横方向の設計では、下フランジに腹圧力が作用する場合に、鉄筋に生じる応力度が表-10.3.1に示す制限値を超えない。

表-10.3.1 鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²)

鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
着目部位			
箱形断面の横方向設計における鉄筋コンクリート構造の下フランジ	160		

- (8) プレストレス導入直後に生じる引張応力に対して、5.3.3に規定される引張鉄筋を配置する。
- (9) 曲線構造における横方向の鉄筋及びPC鋼材の配置と鋼材量は、平面曲線による鉄筋等の配置間隔の変化を考慮して定めなければならない。

10.3.2 T桁のフランジ及びウェブ

下フランジを有するプレストレスを導入するコンクリートT桁の下フランジの設計にあたっては、プレストレス導入時の圧縮応力によりコンクリートが破壊しないよう必要な補強を行わなければならない。

10.3.3 箱桁のフランジ及びウェブ

- (1) せん断応力度の計算に用いる箱桁のウェブ厚は、ウェブ軸線に直角の方向の厚さとする。
- (2) 箱桁のウェブとフランジは、ねじりモーメントに対しても十分な抵抗力が発揮できる構造とする。
- (3) (2)を満足するよう、以下の1)及び2)を標準とする。
 - 1) 箱桁のウェブとフランジの接合部には、適切にハンチを設ける。
 - 2) 箱桁の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、直径13mm以上の鉄筋を250mm以下の中心間隔でコンクリート表面付近に配置する。
- (4) 箱桁の下フランジの最小厚さは、140mmとする。
- (5) PC鋼材を箱桁のウェブ及びフランジに配置する場合には、以下の事項に配慮する。
 - 1) ウェブに配置することを基本とする。
 - 2) ウェブに配置できない場合には、桁高が変化することにより生じる腹圧力のフランジに対する影響が小さくなり、また、ウェブにプレストレス力が適切に伝達されるよう、ウェブ付近に配置する。
 - 3) 各ウェブになるべく均等にプレストレス力が伝達されるよう配置する。

10.4 横桁及び隔壁

10.4.1 一般

- (1) 横桁及び隔壁は、主桁及び床版との一体性及び耐久性が確保される構造としなければならない。
- (2) 主桁の支点上に設ける横桁及び隔壁は、コンクリート桁橋の立体的な変形を抑制し、ねじり剛性、荷重分配効果を高めるほか、主桁から伝達される力、支承反力、落橋防止構造及び横変位拘束構造に作用する地震力に対して抵抗できる構造としなければならない。
- (3) 支点横桁及び隔壁の断面力は、支点及び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しなければならない。
- (4) 10.2.2の規定に従い主桁フランジの有効断面を設定し、はり理論によって支点横桁及び隔壁の断面力を算出する場合には、(3)を満足するとみなしてよい。

10.4.2 T桁橋の横桁

- (1) 主桁及び横桁を含めた格子構造として扱えるよう、プレストレストコンクリートT桁橋の横桁には、必要なPC鋼材を配置し、鉄筋コンクリートT桁橋の横桁には、必要な軸方向鉄筋を配置する。
- (2) 桁のたわみ差等により床版の疲労耐久性能を低下させる二次応力が生じにくい構造となるよう横桁を配置する。
- (3) (2)を満足するよう、支点上に横桁を設けるとともに、1支間につき1箇所以上かつ15m以下の間隔で中間横桁を設けることを標準とする。
- (4) 斜角を有する場合には、T桁橋に生じるねじりモーメントの影響が小さくなるよう斜角に応じて横桁を設置する。
- (5) プレストレストコンクリートT桁橋においてプレキャスト主桁と横桁を連結し一体化する場合には、接合面の適切な打継目処理の実施、接合面に鉄筋を配置する等により確実に一体化する。

10.4.3 箱桁橋の横桁及び隔壁

- (1) 箱桁は、桁の主方向に対し棒部材として挙動するよう、断面の変形に対し適切な剛性が確保される構造としなければならない。
- (2) 箱桁を主桁として用いる場合には、支点上及び1支間に1箇所以上の隔壁を設けることを標準とする。
- (3) 多主箱桁においては、(1)に加えて、桁相互を結ぶ横桁を支点上及び1支間に1箇所以上設けることを標準とする。
- (4) 主桁以外に箱桁を用いる場合には、桁としての断面剛性を確保できるよう、適切に隔壁を設置する。
- (5) 隔壁には適切に鉄筋を配置するほか、隔壁に開口部を設ける場合、その設置位置はできるだけ応力の小さい位置を選び、かつその周辺に必要な補強をしなければならない。
- (6) 偏向力に対して安全となるよう、偏向力が作用する個所に剛な横桁を配置することを標準とする。

10.5 接合部の設計

10.5.1 支点部の設計

- (1) 支点部の横桁及び隔壁は、地震時に支承部、落橋防止構造等から作用する水平力に対し、この力を主桁に円滑に伝達できる構造としなければならない。

- (2) 支点部の横桁及び隔壁の設計は、支承部、落橋防止構造等から作用する水平力を考慮して行わなければならない。
- (3) 地震時において支承部、落橋防止構造等から支点部の横桁及び隔壁に作用する水平力は、V編の規定により算出しなければならない。
- (4) コンクリート上部構造における支承取付部は、支承から橋軸方向及び橋軸直角方向に作用する水平力に対して、せん断破壊することのないように適切に設計しなければならない。

10.5.2 支承に支持された中間支点部又は橋脚に剛結された接合部の設計

- (1) 支承に支持された中間支点上及び接合部に生じる設計曲げモーメントの算出にあたっては、支承幅、橋脚の幅、桁の高さ、横桁等の影響を適切に考慮しなければならない。
- (2) 以下の1)から3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 支承に支持された中間支点上の設計曲げモーメントは、式(10.5.1)により算出する。

$$M_1 = M - qa^2/8 \dots\dots\dots (10.5.1)$$

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)

- 2) 中間支点付近の接合部に生じる、曲げモーメント、せん断力及び集中的な支点反力を考慮する。
- 3) 接合部付近においては、断面変化及び剛域の影響を考慮する。
- (3) 中間支点付近には、ウェブ及び桁下縁側に用心鉄筋を配置しなければならない。

10.6 集中荷重の影響

- (1) コンクリート桁は、架設時及び運搬時に作用する集中荷重の影響に対して安全となる構造としなければならない。
- (2) プレストレスを導入する部材及びケーブル構造における定着部及び偏向部は、PC鋼材からの作用力に対して安全となる構造としなければならない。

11章 合成桁構造

11.1 適用の範囲

この章は、プレキャストコンクリート桁と場所打ち床版の合成効果を見込み、両者が協働して荷重に抵抗する合成桁構造の設計に適用する。

11.2 一般

- (1) 合成桁構造は、プレキャスト桁と床版が一体となり作用の影響に対して抵抗することで、所要の耐荷性能を満足しなければならない。
- (2) 合成桁構造の設計にあたっては、床版とプレキャスト桁が一体となる部材を10章の規定に従いコンクリート桁部材として設計し、床版を9章の規定及び11.4の規定に従い設計するとともに、桁と床版との接合部を11.3の規定に従い設計することを基本とする。
- (3) 桁及び床版の設計においては、桁と床版の接合面に直交する引張応力が極力生じないような構造とする。
- (4) 合成桁構造は、施工段階ごとの構造系の変化に対しても安全となるようにしなければならない。
- (5) (6)から(9)による場合には、(4)を満足するとみなしてよい。
- (6) 合成桁構造は、施工工程を考慮し、施工段階ごとの構造系の変化に応じた応力度及びそれらの合成応力度に対し、所要の安全性を確保する。
- (7) 断面力及び応力度の算出にあたっては、プレキャスト桁と場所打ち床版との間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。
- (8) プレキャスト桁の断面形状は、架設時に生じる圧縮力によって不安定とならないことも考慮して決定する。
- (9) 桁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5.3.3に規定される引張鉄筋を配置することを原則とする。

11.3 桁と床版との接合部

11.3.1 一般

- (1) 桁と床版の接合部の耐荷性能の照査は、接合面に生じるせん断力に対して行う。
- (2) 桁と床版の接合面に生じるせん断力に対して接合部が安全となるようにしなければならない。

- (3) せん断面に沿った残留応力の不均等，付着強度の不均等，また，経年の繰返し載荷の影響を考慮し，設計計算上は見込まないものの局所的に生じ得るせん断応力及び引張応力の集中に対してせん断伝達機構がぜい性的に失われない構造としなければならない。
- (4) (2)及び(3)を満足するよう，せん断伝達機構は1)及び2)を標準とする。
- 1) 桁と床版接合面の付着力のみでせん断力を分担する構造とすることを基本とする。
- 2) たとえ桁と床版接合面の付着力が失われた場合でも，ずれ止めによりせん断力を分担し，せん断伝達機構がぜい性的に失われない構造とする。

11.3.2 桁と床版との接合部の限界状態 1

- (1) せん断力を受ける合成桁構造の桁と床版との接合部が，(2)及び(3)の規定を満足する場合には，限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 桁と床版の接合面に生じるせん断応力度が，式(11.3.1)に定める制限値を超えない。ただし，桁と床版の温度差の影響によるせん断応力度は，不利となるように考慮する。

$$\tau_{bd} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{bc} \tau_{bc} \quad \dots\dots\dots (11.3.1)$$

ここに， τ_{bd} ：接合面におけるコンクリートのせん断応力度の制限値 (N/mm²)

τ_{bc} ：接合面におけるせん断強度の特性値 (N/mm²)

$$\tau_{bc} = k_c \sigma_{ck}$$

k_c ：桁の接合面を洗い出し仕上げした場合の付着係数で0.05とする。

σ_{ck} ：床版に使用するコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

ξ_1 ：調査・解析係数で表-11.3.1に示す値とする。

ξ_2 ：部材・構造係数で表-11.3.1に示す値とする。

Φ_{bc} ：抵抗係数で表-11.3.1に示す値とする。

表-11.3.1 調査・解析係数，部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{bc}
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.75	0.65
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

- (3) 桁と床版の接合面に生じるせん断応力度は，式(11.3.2)による。

$$\tau_b = \frac{S \cdot Q}{b \cdot I} \quad \dots\dots\dots (11.3.2)$$

ここに， τ_b ：合成断面として桁と床版が完全結合した場合の接合面のコンクリートに生じるせん断応力度 (N/mm²)

S ：桁断面に生じるせん断力 (N)

b ：桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅 (mm)

- 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^3)
 I : 合成断面の図心軸に関する合成断面の断面二次モーメント (mm^4)

11.3.3 桁と床版との接合部の限界状態 3

- (1) せん断力を受ける合成桁構造の桁と床版との接合部が(2)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
(2) 桁ウェブに配置されたスターラップ及びそれと同材質のずれ止め鉄筋を、少なくとも、桁と床版の接合面の面積に対する比が式 (11.3.3) の値以上かつ 0.2%以上となるように配置し、桁から接合面に垂直に突出させ、床版まで貫通させて十分な定着を行う。又は、これと同等の機能を発揮できるようにずれ止めを配置する。

$$p = \frac{\tau'_b}{0.55 \cdot \sqrt{\sigma_{sy} \sigma_{ck}}} \dots\dots\dots (11.3.3)$$

ここに、 p : 接合面の面積に対するずれ止め鉄筋比

τ'_b : 合成断面が曲げひび割れした状態での接合面のコンクリートに生じるせん断応力度 (N/mm^2) で以下により算出する。

$$\tau'_b = \frac{S}{bd_v} \dots\dots\dots (11.3.4)$$

S : 桁断面に生じるせん断力 (N)

b : 桁と床版の接合面における橋軸直角方向の幅 (mm)

d_v : 引張鉄筋等の図心から床版図心までの距離 (mm)

σ_{ck} : プレキャスト桁又は床版コンクリートのうち設計基準強度 (N/mm^2) の低い方の値

σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm^2)

11.4 床版部の構造

- (1) 桁の上フランジの一部を床版に埋込む場合においては、接合部の床版は、中間支点としての断面力に対し安全であるとともに、桁と床版の接合構造、合成作用及び施工品質の確保に支障をきたさないようにしなければならない。
(2) II編の 11.3 から 11.7 の規定を満足するとともに、桁の上フランジの一部を床版に埋込む場合において桁の上の床版の最小厚さを 150mm とした場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

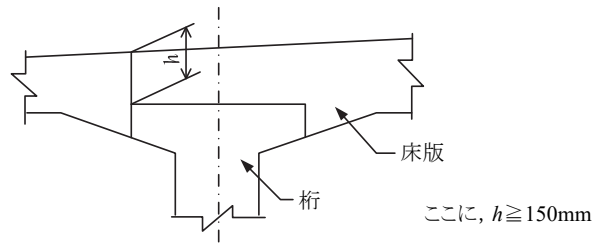


図-11.4.1 桁を床版に埋込む場合の床版の最小厚さ

12章 アーチ構造

12.1 適用の範囲

この章は、鉄筋コンクリートアーチ構造の設計に適用する。

12.2 一般

12.2.1 設計の基本

- (1) アーチ構造の設計では、アーチ構造を構成する各部材が作用の影響に対して所要の耐荷性能を満足するほか、アーチリブがアーチとしての耐荷機構を成立させる形状を保持し、アーチ構造全体として不安定とならないようにしなければならない。
- (2) (1)を満足するために、少なくとも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しなければならない。
- (3) アーチリブの軸線は、荷重による圧力線に一致させることを標準とする。

12.2.2 閉腹式アーチの側壁

- (1) 閉腹式アーチの場合においては、側壁がアーチリブの移動を拘束しない構造としなければならない。
- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 閉腹式アーチの側壁には、アーチリブの両端部及びその他の適切な場所に、伸縮目地を設ける。

12.2.3 箱桁断面アーチリブと支柱の接合部

- (1) 箱形断面アーチリブの支柱取付位置には、過大な応力が発生しないようにしなければならない。

- (2) (3)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) アーチリブが箱形断面の場合においては、支柱の取付部に隔壁を設ける。

12.2.4 アーチリブの最小鉄筋量

- (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なるようにしなければならない。
- (2) アーチリブには、上下の軸方向鉄筋の位置の確保及び座屈防止のために必要な対策を講じなければならない。
- (3) (4)及び(5)による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) アーチリブの最小軸方向鉄筋量は、アーチリブの幅 1m あたり 600mm^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。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ことを標準とする。
- (5) 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。鉄筋の直径は 13mm 以上、かつ、軸方向主鉄筋の直径の $1/3$ 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。

12.3 断面力の算出

- (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わなければならない。
- (2) (3)から(5)による場合においては、(1)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。
- (5) 断面力の算出は、微小変形理論に基づくことを標準とする。

12.4 アーチ構造の限界状態

12.4.1 一般

- (1) アーチ構造を構成する各部材は、それぞれ棒部材もしくは版部材として限界状態を定めるとともに、アーチ構造の限界状態を 12.4.2 及び 12.4.3 の規定に従い定めなければならない。
- (2) (1)によらず、地震の影響に対して、アーチ構造を構成する部材の塑性化を期待した設計を行う場合は、アーチ構造の限界状態を適切に定めなければならない。

12.4.2 アーチ構造の限界状態 1

アーチ構造の設計にあたって、1)及び2)を満足する場合には、アーチ構造としての限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

- 1) アーチ構造を構成する各部材が、いずれも限界状態 1 を超えない。
- 2) 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を生じない。

12.4.3 アーチ構造の限界状態 3

アーチの設計にあたって、1)及び2)を満足する場合には、アーチ構造が限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

- 1) アーチ構造を構成する各部材が、いずれも限界状態 3 を超えない。
- 2) 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を生じない。

13章 ケーブル構造

13.1 適用の範囲

この章は、ケーブル部材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。

13.2 ケーブル部材

- (1) ケーブル部材の設計は、Ⅱ編18.2の規定に従う。
- (2) ケーブル部材の限界状態1はⅡ編18.3の規定に、限界状態3はⅡ編18.4の規定による。
- (3) ケーブル部材及びケーブル部材が配置された桁構造が、以下の1)から5)を満足する場合には、(1)及び(2)によらず、ケーブル部材が限界状態1及び限界状態3を超えないとみなしてよい。ただし、ケーブル部材によりプレストレスを導入された桁構造は5章及び10章の規定を満足し、所要の耐荷性能が確保されなければならない。
 - 1) コンクリート部材にプレストレスを導入する目的で、ケーブル部材が配置されている。
 - 2) 桁構造が箱桁の場合には箱桁内、T桁の場合には桁高内及びフランジの有効幅内に、ケーブル部材が配置されている。
 - 3) コンクリート部材の変形等によって生じるケーブル軸力の増加に対して、ケーブル部材が安全である。
 - 4) ケーブル部材及びケーブル部材が配置された桁構造からの作用力によって、ケー

ブル定着部において二次曲げが生じないとみなせる。

- 5) ケーブル部材が配置された桁構造が限界状態1及び限界状態3に至るまで、ケーブル部材がそれぞれの状態に対して必要な軸力を保持する。

13.3 ケーブル構造

13.3.1 一般

- (1) ケーブル構造は、ケーブル構造を構成する各部材が所要の耐荷性能を満足するとともに、ケーブル構造全体として求められる耐荷性能を満足するようにしなければならない。
- (2) 風によるケーブル構造の振動に配慮しなければならない。
- (3) ケーブル構造の構造解析にあたっては、桁に対するケーブルの偏心、ケーブル部材を含めた部材の変形、ケーブル剛性の影響、部材間の挙動の違いを適切に考慮できる解析モデル及び解析理論によって、各部材の作用力及び応答値を算出する。
- (4) (3)を満足するために、少なくとも以下を満足しなくてはならない。
 - 1) 主桁、塔の変形及びケーブルのサグの影響を考慮する。
 - 2) 外ケーブル構造を用いる場合には、外ケーブルとコンクリートと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を考慮する。
 - 3) 主桁、塔及びケーブル部材の温度差の影響を考慮する。
 - 4) 死荷重、ケーブルに導入する緊張力、主桁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。
- (5) ケーブル構造の防せい防食については、Ⅱ編18.8による。

13.3.2 ケーブル定着構造及び偏向部

- (1) ケーブル定着構造及び偏向部は、ケーブルの張力を主桁に円滑に伝達するため、十分な剛性を確保した構造としなければならない。
- (2) (1)を満足するために、主桁へのケーブル定着においては、ケーブル定着部の主桁に厚さ 300mm 以上の横桁又は隔壁を設ける。
- (3) ケーブル定着構造及び偏向部は、ケーブルの張力による局部応力に対して安全な構造としなければならない。
- (4) (3)を満足するために、少なくともコンクリート部材にケーブルを定着するケーブル定着構造においては、ケーブルの張力による局部応力に対して、コンクリートにひび割れが集中することなく分散するよう鋼材等によって補強する。
- (5) ケーブルの定着構造又は偏向部本体に鋼部材を用いる場合には、定着構造又は偏向部の設計は関連するⅡ編の規定を満足しなければならない。

- (6) 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しなければならない。
- (7) ケーブルの偏向部におけるケーブルの曲げ半径は、ケーブルに生じる二次応力及び疲労の影響等を考慮して定めなければならない。
- (8) 横桁又は隔壁にケーブルを定着するケーブル定着構造における横桁又は隔壁の断面力は、適切な解析理論及び解析モデルにより算出することを基本とする。

13.3.3 塔の設計

- (1) 塔における柱部材の設計は、IV編及びV編の柱部材に関する規定によることを原則とする。
- (2) 塔におけるはり部材の設計は、この編の関連する規定によることを原則とする。
- (3) ケーブルを塔で偏向させる場合においては、偏向部ではケーブルを滑らせないことを原則とし、ケーブルの偏向力を円滑に塔へ伝達させなければならない。
- (4) 塔にあるケーブルの定着構造及び偏向部に鋼部材を用いる場合には、13.3.2に従うほか、この編の7章及びII編の規定による。

13.3.4 ケーブル構造の限界状態1

- (1) ケーブル構造が(2)及び(3)を満足する場合には、ケーブル構造が限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) ケーブル構造を構成する各部材のそれぞれが限界状態1を超えない。
- (3) ケーブル部材、桁部材及び塔によって成立する荷重支持能力を保持し、かつ、ケーブル構造が全体として安定である。

13.3.5 ケーブル構造の限界状態3

- (1) ケーブル構造が(2)及び(3)を満足する場合には、ケーブル構造が限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) ケーブル構造を構成する各部材のそれぞれが限界状態3を超えない。
- (3) ケーブル部材、桁部材及び塔によって成立する荷重支持能力を保持し、かつ、ケーブル構造が全体として安定である。

14章 コンクリート主版を用いた上部構造

14.1 適用の範囲

この章は、相対する2辺が自由で他の2辺が支持されるコンクリート版部材を主版とした上部構造の設計に適用する。

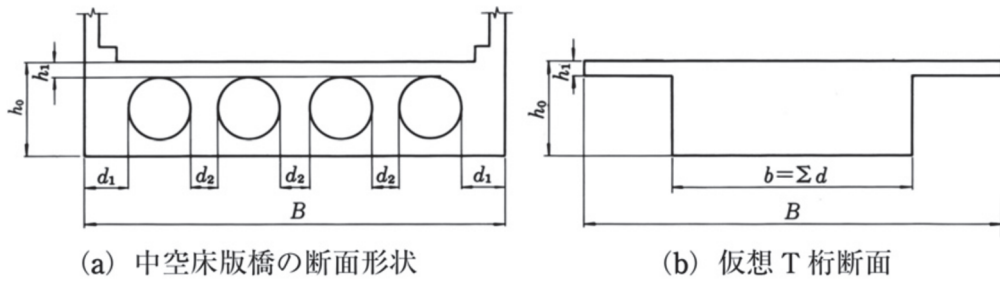
14.2 一般

- (1) 上部構造としてのコンクリート版部材は、支持条件、部材剛性等を考慮して、版部材として荷重を伝達し、かつ、作用に抵抗できる構造としなければならない。
- (2) 上部構造としてのコンクリート版部材は、鉄筋配置、コンクリート打設等の施工が確実にできることに考慮した部材寸法としなければならない。
- (3) 14.4の規定を満足したうえで、14.3の規定に従い断面力を算出し、版部材として設計した場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。

14.3 断面力の算出

14.3.1 一般

- (1) コンクリート版部材を上部構造として設計する場合には、版部材としての特性、形状、境界条件等を適切に考慮できる解析手法により断面力及び支点反力を算出しなければならない。
- (2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリート主版の断面力は、支承条件、斜角、異方性の有無等を考慮し、版理論により算出する。
- (4) 片持部のあるコンクリート主版の断面力は、片持部の影響を考慮して算出する。
- (5) 支点反力及び支承線方向のコンクリート主版の断面力は、支承配置及び斜角の影響を考慮して算出する。
- (6) 相対する2辺が線状又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ように断面寸法と配筋を決定した片持部のないコンクリート主版については、14.3.2の規定により曲げモーメントを算出する。
- (7) 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桁断面としてよい。



(a) 中空床版橋の断面形状

(b) 仮想 T 桁断面

- 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)

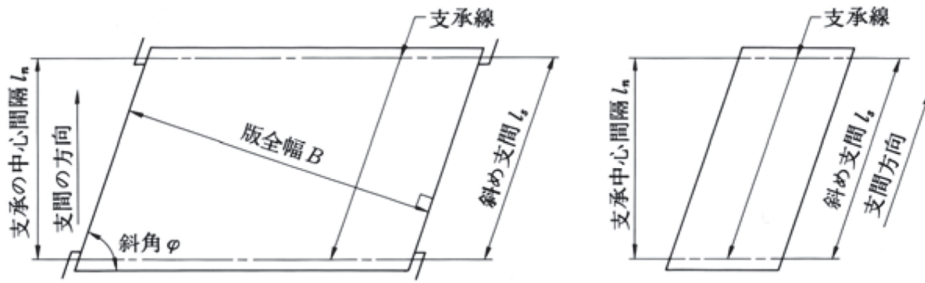
図-14.3.1 中空床版橋の仮想 T 桁断面

14.3.2 片持部のない単純主版の曲げモーメント

- (1) 死荷重による曲げモーメントは、死荷重がコンクリート主版全体に均等に分布するものとして算出してよい。
- (2) コンクリート主版の支間は、直橋の場合においては支承中心間隔 l_n とし、斜角 45° 以上の斜橋の場合においては式(14.3.1)により定めてよい。また、支間の方向は、図-14.3.2 のとおりとする。

$$\left. \begin{aligned} l &= l_s && (l_s/B \geq 1.5 \text{ の場合}) \\ l &= (l_s + l_n)/2 && (l_s/B < 1.5 \text{ の場合}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14.3.1)$$

- ここに、 l : コンクリート主版の支間 (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-14.3.2 コンクリート主版を用いた斜橋の支間の方向

14.4 断面寸法並びに鉄筋及びPC鋼材の配置

14.4.1 一般

- (1) 断面には，温度，乾燥収縮等によって生じる可能性のあるひび割れが，部材の耐荷性能及び耐久性能の前提に与える影響をできるだけ小さくするよう鉄筋を配置するとともに，断面は施工の容易な構造としなければならない。
- (2) コンクリート主版を用いた斜橋に対しては，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わなければならない。
- (3) コンクリート主版の最小版厚及び部材断面の最小寸法は，耐久性能及び耐荷性能が確保されるよう定めなければならない。
- (4) (5)から(8)による場合には，(1)から(3)を満足するとみなしてよい。
- (5) コンクリート主版の最小版厚は250mmとする。
- (6) 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-14.4.1のとおりとする。

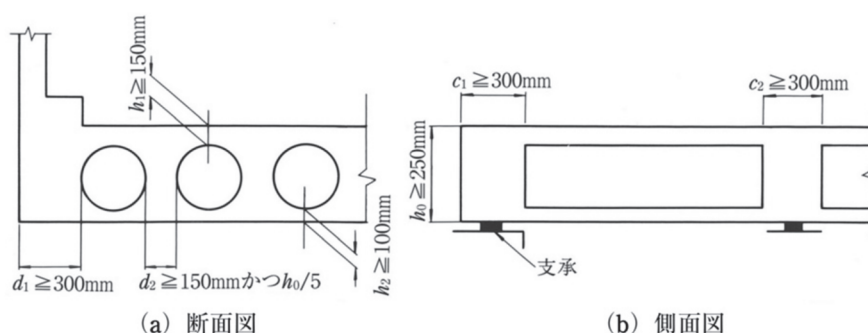
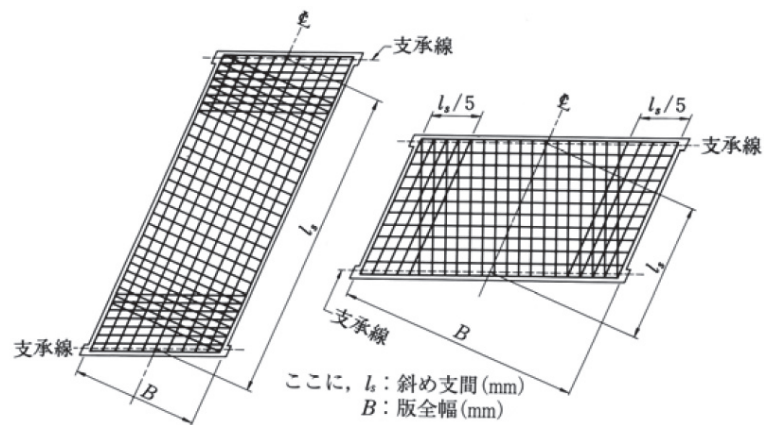


図-14.4.1 中空床版橋の断面の最小寸法

(7)鉄筋の配置は次による。

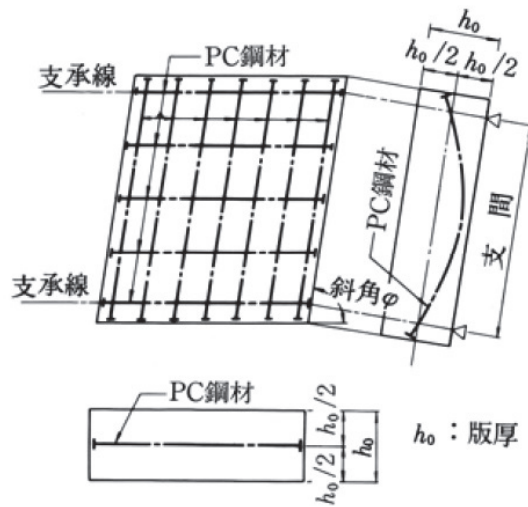
- 1) 支間方向に配置される引張主鉄筋の直径は13mm以上とし，その中心間隔は200mm以下とする。
- 2) コンクリート主版の上側及び下側には，支間方向及び支間直角方向に，直径13mm以上の鉄筋を，それぞれを300mm以下の中心間隔で配置する。
- 3) コンクリート主版を用いた斜橋については，図-14.4.2(a)，図-14.4.2(b)に示すように鉄筋を配置する。



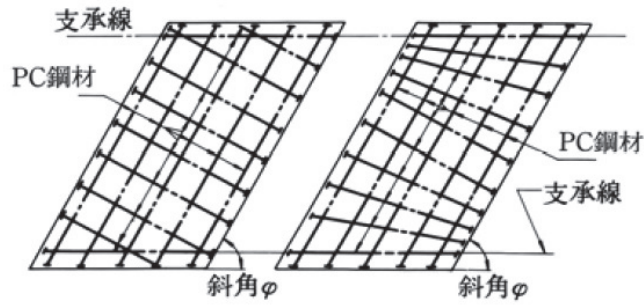
(a) $l_s/B \geq 1.5$ の場合 (b) $l_s/B < 1.5$ の場合

図-14.4.2 コンクリート主版を用いた斜橋の鉄筋配置

- 4) 片持部を有するコンクリート主版は、片持部の上側及び下側の軸方向に補強鉄筋を配置する。
- (8) PC鋼材の配置は、次によることを標準とする。
 - 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。
 - 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。
 - 3) 斜橋のPC鋼材の配置は、斜角に応じて図-14.4.3に示すように配置する。



(a) 斜角 ϕ が $90^\circ \sim 75^\circ$ の場合



(b) 斜角 ϕ が $75^\circ \sim 45^\circ$ の場合

図-14.4.3 コンクリート主版を用いた斜橋のPC鋼材の配置

14.4.2 支点部の補強

- (1) 支点部は、支承部からの集中荷重の影響に対し安全となるようにしなければならない。
- (2) 以下の1)から4)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 版端部等の支承部の支承線方向には、温度変化及び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、又はPC鋼材を配置してプレストレスを導入する。(図-14.4.2, 図-14.4.3)。
 - 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。

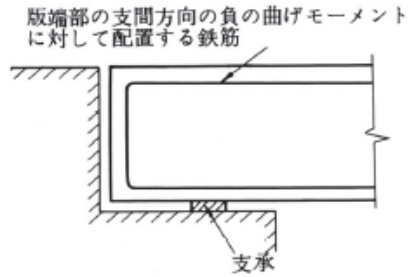
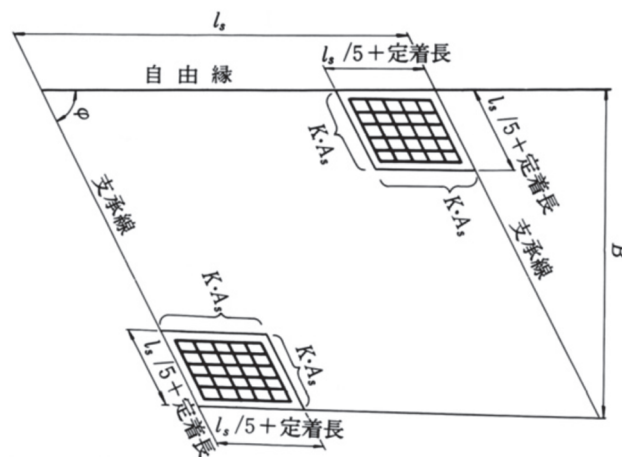


図-14.4.4 版端部における支間方向の鉄筋の配置

3) コンクリート主版を用いた斜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-14.4.5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。ただし、プレストレストコンクリート版部材を主版とする場合においては、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 (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-14.4.6 のとおりとする (mm^2)
 B : 版全幅 (m)
 l_s : 斜め支間 (m)
 φ : 斜角

図-14.4.5 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及びその配置範囲

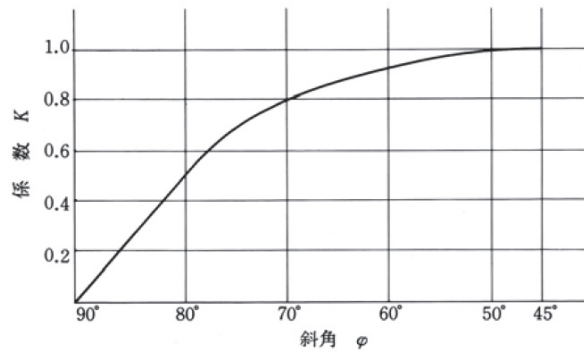


図-14.4.6 係数 K の値

- 4) コンクリート主版を用いた斜橋の鈍角部の主版の下側には，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。

15章 ラーメン構造

15.1 適用の範囲

この章は，主としてラーメン構造及びラーメン橋脚における接合部及びはりの設計に適用する。ただし，ラーメン橋脚のはりについては，この章によるほか，IV編及びV編の規定による。

15.2 一般

- (1) ラーメン構造は，はりと柱が接合部で剛結され一体となり作用に抵抗することで，所要の耐荷性能を満足するようにしなければならない。
- (2) 下部構造における境界条件等の影響がラーメン構造に生じる場合には，適切にその影響を考慮しなければならない。

15.3 接合部の設計

- (1) ラーメン構造における接合部の耐荷性能の照査は，作用力に対して行う。
- (2) ラーメン構造の接合部では，ラーメン構造としての耐荷機構を発揮するよう，接合部が剛結となるとともに，接合部，はり及び柱が限界状態1を超えず，かつ，はり又は柱が限界状態3に達するまで接合部が限界状態3を超えないようにしなければならない。

- (3) (4)から(10)を満足する場合には、(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) ラーメン構造の接合部において部材相互のコンクリートが一体化して作用に抵抗する。
- (5) ラーメン構造の接合部では、ハンチを設けるか、桁高が滑らかに変化する箇所を設けるとともに、これらの箇所に沿う鉄筋を配置することを基本とする。
- (6) ラーメン構造の接合部及びその付近においては、重ね継手を設けない。
- (7) ラーメン構造の端接合部において、内側引張又は外側引張の曲げモーメントにより生じる引張応力に抵抗できるよう、少なくとも接合部の対角線方向と平行に必要な鉄筋を配置する。
- (8) ラーメン構造の間接客合部が以下を満足する。
 - 1) 接合部に生じる曲げモーメント、軸方向力、せん断力及びねじりモーメントに対してはり及び柱として必要となる鉄筋が、接合部に配置されている。
 - 2) 間接客合部のはりの接合面付近において、はりに作用する曲げモーメントによって生じる引張応力が接合面と直交する方向に発生しない場合には、柱の主鉄筋を折り曲げずにそのままのばすか、はりの引張鉄筋付近までのばしたうえで鉄筋を折り曲げる等により、はり部材高さの1/2の距離を超えてから必要定着長を確保する。
- (9) ラーメン構造の接合部に生じる断面力は、以下を標準として、ハンチ及び桁高変化の影響を考慮して算出する。
 - 1) 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。
 - 2) 接合部に生じる断面力は、接合部及び接合部付近に剛域を設定して計算する。
- (10) ラーメン構造の接合部において、プレストレスが導入されている場合には、適切にその効果を考慮する。

15.4 端接客合部の限界状態1

15.4.1 外側引張の曲げモーメントを受ける端接客合部

- (1) 外側引張の曲げモーメントを受ける端接客合部が、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) 端接客合部にプレストレス力が作用しない。
- (3) 図-15.4.1に示す接合部対角線上の照査断面において、1)及び2)を満足する。
 - 1) 式(15.4.1)で定める接合部対角線上のコンクリートに発生する引張応力度が、表-15.4.1に定める制限値を超えない。
 - 2) 式(15.4.2)で定める鉄筋に発生する引張応力度が表-15.4.2に定める制限値を超えない。

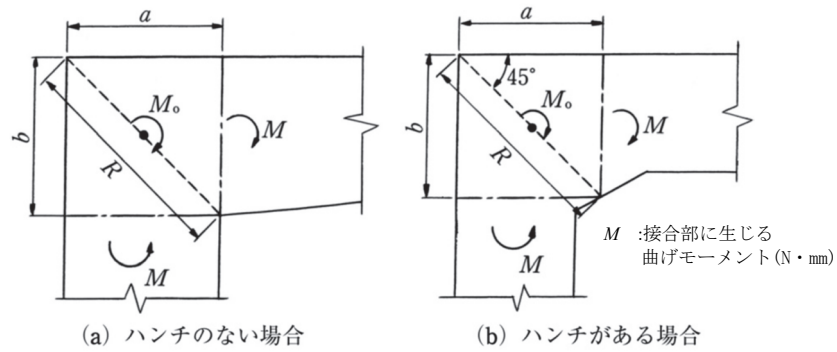


図-15.4.1 接合部の応力照査をする断面

$$\sigma_{tmax} = 5M_0/(R^2W) \quad \dots\dots\dots (15.4.1)$$

$$\sigma_s = 2M_0/(A_sR) \quad \dots\dots\dots (15.4.2)$$

ここに、 σ_{tmax} : 接合部対角線上に発生するコンクリート引張応力度の最大値 (N/mm²)

M_0 : 接合部対角線上に発生する曲げモーメント (図-15.4.1 参照) (N・mm)

R : 接合部対角線長 (mm) で、 $R = \sqrt{a^2 + b^2}$ (図-15.4.1 参照)

a : 柱部材の幅 (mm)

b : はり部材の高さ (mm)

W : 接合部奥行 (mm)

σ_s : 引張補強鉄筋に発生する引張応力度の平均値 (N/mm²)

A_s : 外側引張に対する補強鉄筋量 (mm²)

表-15.4.1 コンクリートに発生する引張応力度の制限値 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	21	24	30	40	50	60	70	80
引張応力度の制限値	1.7	1.9	2.2	2.7	3.1	3.5	3.5	3.5

表-15.4.2 鉄筋に発生する引張応力度の制限値 (N/mm²)

応力度の種類	鉄筋の種類	SD345	SD390	SD490
	引張応力度の制限値	210		

15.4.2 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部

- (1) 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部が、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2) 端接合部にプレストレスが作用しない。

(3) 図-15.4.2 に示す接合部対角線上の照査断面において、変動作用の影響が支配的な状況に対し、以下を満足する。

- 1) 式(15.4.3)に定めるコンクリートに発生する引張応力度の最大値が、表-15.4.1 に定める制限値を超えない。
- 2) 式(15.4.4)に定める鉄筋に発生する引張応力度が表-15.4.2 に定める制限値を超えない。

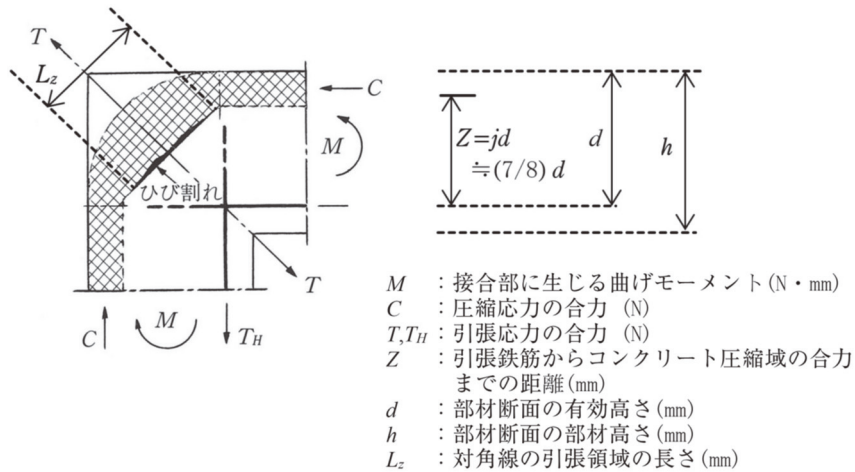


図-15.4.2 内側引張の曲げモーメントによる接合部のひび割れ

$$\sigma_{tmax} = 3\sqrt{2}T_H / (2WL_z) \dots\dots\dots (15.4.3)$$

$$\sigma_s = \sqrt{2}M / (A_s Z) \dots\dots\dots (15.4.4)$$

ここに、 σ_{tmax} : コンクリートに発生する引張応力度の最大値 (N/mm²)

L_z : 図-15.4.2 に示す対角線上の引張領域の長さ (mm) であり、
 $L_z = 0.75h$ としてよい。

T_H : はり部材又は柱部材に作用する引張応力の合力 (N)

W : 接合部奥行 (mm)

σ_s : 鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

M : 接合部に生じる曲げモーメント (N・mm)

A_s : 内側引張に対する補強鉄筋量 (mm²)

Z : (図-15.4.2 参照)。部材断面の有効高 d (mm) に対して $Z = (7/8)d$ としてよい。

15.5 端接合部の限界状態 3

15.5.1 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部

- (1) 外側引張の曲げモーメントを受ける端接合部が、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

- (2) 端接合部にプレストレス力が作用しない。
 (3) 接合部に生じる曲げモーメント(図-15.4.1 参照)が式(15.5.1)に定める制限値を超えない。

$$M_{rod} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ruc} M_{roc} \dots\dots\dots (15.5.1)$$

ここに、 M_{rod} : 外側引張の曲げモーメントの制限値 (N・mm)
 M_{roc} : 外側引張の曲げモーメントに対する耐力の特性値 (N・mm)
 $M_{roc} = A_s R \sigma_{sy} / 2$
 A_s : 外側引張に対する補強鉄筋量 (mm²)
 σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²) で 345N/mm² を超える場合には、345N/mm² とする。
 R : 接合部対角線長 (mm) (図-15.4.1 参照)
 ξ_1 : 調査・解析係数で表-15.5.1 に示す値とする。
 $\xi_2 \Phi_{ruc}$: 部材・構造係数 ξ_2 と抵抗係数 Φ_{ruc} の積で表-15.5.1 に示す値とする。

表-15.5.1 調査・解析係数, 部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	$\xi_2 \Phi_{ruc}$ (ξ_2 と Φ_{ruc} の積)
i) ii)及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.70
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		1.00
iii) 3.5(2)3)で⑪を考慮する場合	1.00	

15.5.2 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部

- (1) 内側引張の曲げモーメントを受ける端接合部が、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。
 (2) 端接合部にプレストレス力が作用しない。
 (3) 接合部に生じる曲げモーメント(図-15.4.2 参照)が式(15.5.2)に定める制限値を超えない。

$$M_{rid} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ruc} M_{ric} \dots\dots\dots (15.5.2)$$

ここに、 M_{rid} : 内側引張の曲げモーメントに対する制限値 (N・mm)
 M_{ric} : 内側引張の曲げモーメントに対する耐力の特性値 (N・mm)
 $M_{ric} = A_s Z \sigma_{sy} / \sqrt{2}$
 A_s : 内側引張に対する補強鉄筋量 (mm²)
 Z : 引張鉄筋からコンクリート圧縮域の合力までの距離(mm) (図-15.4.2

参照)。部材断面の有効高 d (mm)に対して $Z=(7/8)d$ としてよい。
 σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²) で 345N/mm² を超える場合には、
 345N/mm² とする。
 ξ_1 : 調査・解析係数で表-15.5.1 に示す値とする。
 $\xi_2 \Phi_{ruc}$: 部材・構造係数 ξ_2 と抵抗係数 Φ_{ruc} の積で表-15.5.1 に示す値とする。

15.6 中間接合部の限界状態 1

中間接合部において、この章及び5章の規定に従い設計された各部材が15.3の規定に従い連結されている場合には、中間接合部が限界状態1を超えないとみなしてよい。

15.7 中間接合部の限界状態 3

中間接合部において、この章及び5章の規定に従い設計された各部材が15.3の規定に従い連結されている場合には、中間接合部が限界状態3を超えないとみなしてよい。

15.8 はり部の設計

- (1) ラーメン構造の接合部付近のはりにおける曲げモーメントに対する照査では、剛域、ハンチの影響、橋脚の形状等を考慮しなければならない。
- (2) 以下の1)から5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 設計曲げモーメントの算出では、15.3(9)1)及び2)に従い、軸線及び剛域を設定する。
 - 2) 接合部付近のはりの設計曲げモーメントの算出は図-15.8.1のとおりとする。

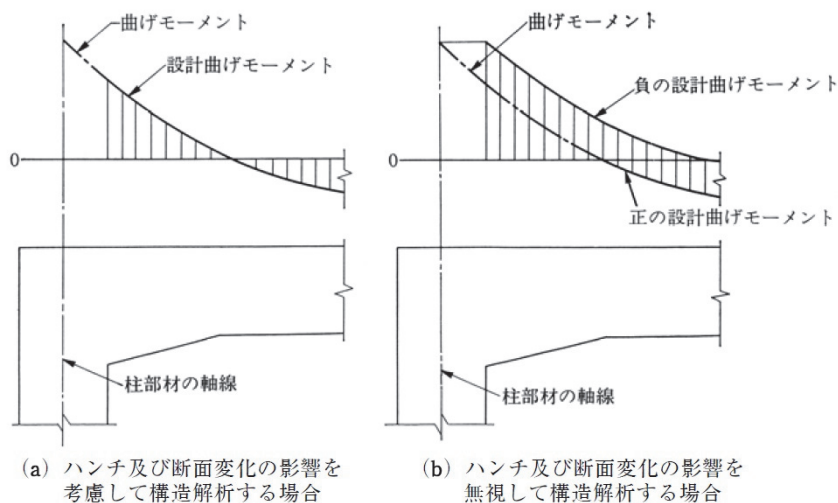


図-15.8.1 接合部の設計曲げモーメント

- 3) 設計曲げモーメントの照査におけるハンチの有効部分は図-15.8.2 のとおりとする。

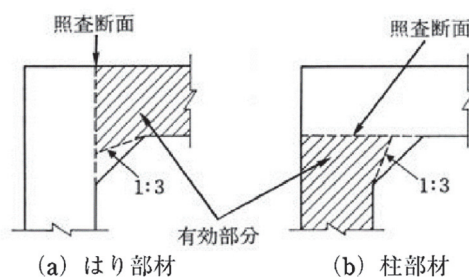


図-15.8.2 ハンチの有効部分

- 4) 曲げモーメントに対する照査を行う断面は、柱が矩形の場合には図 15.8.2 に示す位置とし、円形の場合には図-15.8.3 に示す位置とする。

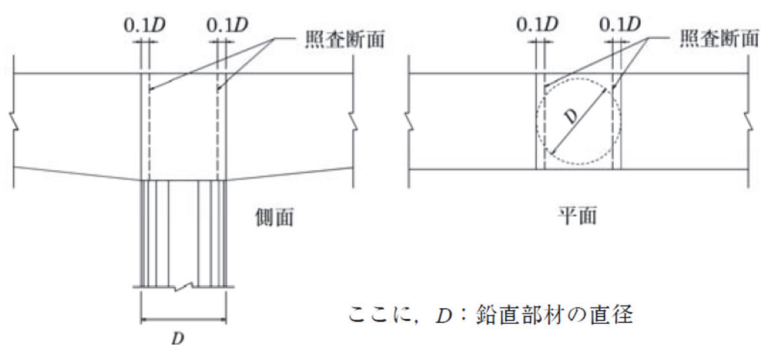


図-15.8.3 柱の断面が円形の場合の設計断面

- 5) 中間接合部が 10.5.2 の規定を満足する。

16 章 プレキャストセグメントを連結したコンクリート部材の設計

16.1 適用の範囲

この章は、複数のプレキャストセグメントを部材軸方向に連結し一体化したプレストレストコンクリート部材の設計に適用する。

16.2 プレキャストセグメントの設計

- (1) プレキャストセグメントは、部材に生じる曲げモーメント、軸方向力、せん断力、ねじりモーメント及び支圧応力に対し、所要の耐荷性能を満足しなければならない。
- (2) (3)から(5)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) コンクリートの設計基準強度を 40N/mm^2 以上とする。
- (4) プレキャストセグメントが、5章に規定される部材の限界状態を超えない。
- (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に対して、安全かつ設計の前提とする部材の状態が確保される構造とする。
- (6) プレキャストセグメントにおいて、接合部の耐荷機構及びプレキャストセグメントの接合部でない箇所の耐荷機構の前提となる状態が確保されている。
- (7) 16.3の規定を満足する場合には、(6)を満足するとみなしてよい。

16.3 接合部の設計

- (1) 接合部における耐荷性能の照査は、接合部に生じる曲げモーメント、軸方向力、せん断力、ねじりモーメント及びそれらの組合せに対して行わなければならない。
- (2) プレキャストセグメントが連結後に一体で挙動する部材としてみなせるよう、接合部はプレキャストセグメント相互の断面力を確実に伝達できる構造としなければならない。
- (3) プレキャストセグメントが剛結され一体となる部材が所定の機能を発揮するよう、接合部及びプレキャストセグメントが限界状態1を超えず、かつ、プレキャストセグメントが限界状態3に達するまで接合部が限界状態3を超えないようにしなければならない。
- (4) 16.2を満足するプレキャストセグメントを連結するとき、コンクリートの打設を伴わない接合部においては16.4の規定を、コンクリートの打設を伴う接合部においては16.5の規定を満足する場合には、(3)を満足するとみなしてよい。
- (5) プレキャストセグメントの接合部においては、6.1の規定に従い設計耐久期間及び耐久性確保の方法を適切に定め、接合部に求められる耐久性能を確保しなければならない。
- (6) コンクリートの打設を伴わないプレキャストセグメントのコンクリート接合部において、接合面のコンクリート内部鋼材の腐食に対して、所定の耐久性の確保を行うことを原則とする。
- (7) 6.2及び6.3の規定を満足したうえで、さらに以下の1)又は2)による場合には、接合面のコンクリート内部鋼材は、防食について、(6)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 腐食が生じないとみなせる材質の鋼材を内部鋼材として用いる場合。
 - 2) エポキシ樹脂等の遮蔽材により接合面からの腐食因子の浸入を防ぐとともに、内

部鋼材の防食及び被覆を行う場合。ただし、それぞれ、橋の設計供用期間と同等程度の設計耐久期間を有する材料及び防食を用いるとともに、局部的な腐食環境の違い、点検の確実性及び容易さに配慮し、接合面の設置位置にも十分配慮する。

16.4 コンクリートの打設を伴わない接合部

16.4.1 接合面の構造

- (1) プレキャストセグメントの接合部は、プレストレス力による分力を極力生じさせず、かつ、接合面に作用する曲げモーメント、軸方向力、せん断力、ねじりモーメント及び支圧応力に対し抵抗できる構造でなければならない。
- (2) (3)から(8)を満足する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 接合面は、部材軸線に直角に設けることを原則とする。
- (4) せん断キーは、接合面に直角に、同一材質、形状及び寸法の接合キーを、1接合面あたり2箇所以上、かつ、それぞれの接合キーの強度を設計上重ね合わせて接合面のせん断強度を評価できるように分散して配置する。
- (5) プレキャストセグメントの接合部は、接合面を開口する曲げモーメントに対して急激に耐荷力を失わない構造とする。
- (6) プレキャストセグメントの端部及び接合キーの周辺部は、局部的に生じる大きな支圧応力に抵抗できるよう適切に鉄筋を配置する。
- (7) せん断力及びねじりモーメントの作用は、せん断キーが受け持つものとし、接合面の摩擦による分担は期待しないことを原則とする。ただし、摩擦による分担を見込む場合には、導入するプレストレスの大きさ、接合面の形状及び鉄筋の配置を適切に行ったうえで、限界状態3を超えない範囲において想定した摩擦力が発揮されるよう、接合面の状態及び形状を含めて実験等により安全性を確認した範囲において見込むものとする。
- (8) プレキャストセグメントを連結して一体となる部材は、ねじりモーメントに対する耐荷機構が成立するよう、付着のあるPC鋼材を軸方向に配置することを原則とする。

16.4.2 せん断キーの設計せん断力

せん断キー1箇所あたりに生じる設計せん断力は、式(16.4.1)により算出する。

$$P_{ki} = P_{si} + P_{ti} \dots\dots\dots (16.4.1)$$

ここに、 P_{ki} : せん断キー1箇所あたりに生じる設計せん断力(N)

P_{si} : せん断キー1箇所あたりに作用するせん断力(N)で、偏心等の影響がない場合には式(16.4.2)により算出してよい。

$$P_{si} = S/n \dots\dots\dots (16.4.2)$$

- S : 接合面に作用するせん断力 (N) で、架設方法及びプレストレスの分力を考慮して適切に算出する。
- n : せん断キーの個数
- P_{ti} : せん断キー1箇所あたりに作用するねじりモーメントによるせん断力(N)であり、式(16.4.3)により算出する。
- $$P_{ti} = M_t \max(d_i) / \Sigma d_i^2 \cdots \cdots \cdots (16.4.3)$$
- M_t : 接合面に作用するねじりモーメント (N・mm)
- $\max(d_i)$: d_i の最大値 (mm)
- d_i : せん断中心から i 番目の接合キーまでの距離 (mm)

16.4.3 鋼製接合キーの強度

リング型鋼製接合キー1箇所あたりのせん断強度の特性値は、式(16.4.4)により算出してよい。ただし、式(16.4.5)に定める鋼製接合キーに生じるせん断応力度が、表-16.4.1に定めるせん断応力度の制限値を超えない範囲で適用する。

$$S_{kic} = \frac{L}{3} B k_s \sigma_b \cdots \cdots \cdots (16.4.4)$$

- ここに、 S_{kic} : 鋼製接合キーのせん断強度の特性値 (N)
- B : 接合キーの外径 (mm) (図-16.4.1 参照)
- L : 接合キーの埋込長さ (mm) で、図-16.4.1 の L_1 もしくは L_2 で 50mm 以上とする。
- σ_b : コンクリートが負担できる支圧応力度 (N/mm^2) で、コンクリートの設計基準強度とする。
- k_s : 補正係数で4.0とする。

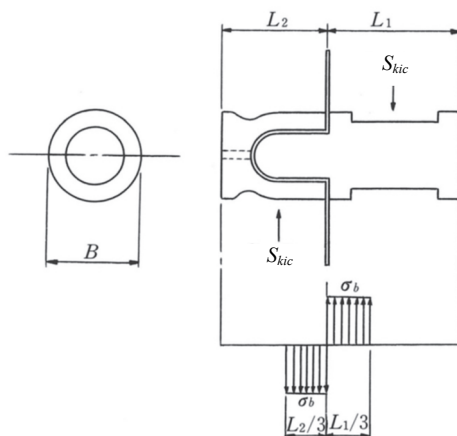


図-16.4.1 鋼製接合キーの支圧応力度の分布

$$\tau_k = S_i / A_R \cdots \cdots \cdots (16.4.5)$$

- ここに、 τ_k : 鋼製接合キーに生じるせん断応力度 (N/mm^2)
- S_i : 鋼製接合キー1箇所あたりに作用するせん断力 (N)

A_R : 鋼製接合キー1箇所あたりの断面積 (mm²)

表-16.4.1 鋼製接合キーのせん断応力度の制限値

材料	せん断応力度の制限値
SS400	140N/mm ²
FCD450	

16.4.4 コンクリート製接合キーの強度

(1) 図-16.4.2 に従い鉄筋を配置したコンクリート製台形接合キーのせん断強度の特性値は、式(16.4.6) に従い算出する。

$$S_{kic} = \min(S_v, S_{ss}, S'_{ss}) \dots \dots \dots (16.4.6)$$

ここに、 S_{kic} : せん断強度の特性値 (N) で、式 (16.4.7) より算出する S_v 、 S_{ss} 又は S'_{ss} のうち最も小さい値とする。

$$\left. \begin{aligned} S_v &= k_k 2\sigma_{sy} A_V \\ S_{ss} &= k_k \frac{0.8h\sigma_{sy}}{a} A_e \\ S'_{ss} &= k_k \frac{0.8h'\sigma_{sy}}{a} A'_e \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (16.4.7)$$

ここに、 S_v : 台形接合キー凸側及び凹側に配置される鉛直方向鉄筋が負担できるせん断強度 (N)

S_{ss} : 台形接合キー凸側が負担できるせん断強度 (N)

S'_{ss} : 台形接合キー凹側が負担できるせん断強度 (N)

k_k : 補正係数で1.60とする。

A_e, A'_e : 補強鉄筋の断面積 (mm²)

A_B, A'_B : 耐荷力の前提となる水平スターラップの断面積 (mm²) で、 $A_B = A_e/4, A'_B = A'_e/4$ を満足するよう配置する。

A_V, A'_V : 垂直方向補強鉄筋の断面積 (mm²) ($A'_V = A_V$)

σ_{sy} : スターラップ及び垂直方向補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)

a : 支点から荷重作用点までの距離で $a = H/2$ (mm)

H : 台形接合キー凸側の高さ (mm)

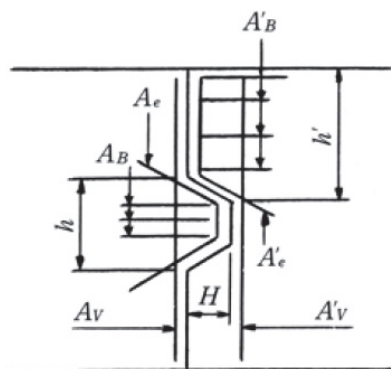


図-16.4.2 台形接合キーの補強鉄筋

(2) 図-16.4.3 及び図-16.4.4 に示す形状のコンクリート製多段接合キーを用いる場合、多段接合キーのせん断強度の特性値は、式(16.4.8)より算出してよい。ただし、多段接合キーの高さ H 及び間隔 V は図-16.4.3 に示す範囲のものとする。

$$S_{kic} = \tau_c b h \dots\dots\dots (16.4.8)$$

ここに、 S_{kic} : 多段接合キー1面あたりのせん断強度の特性値 (N)

τ_c : コンクリートが負担できるせん断応力度で 4.0N/mm^2 とする。

h : 接合キーの有効高さ (mm) (図 16.4.4 参照)

b : 接合キーの幅 (mm) (図 16.4.4 参照)

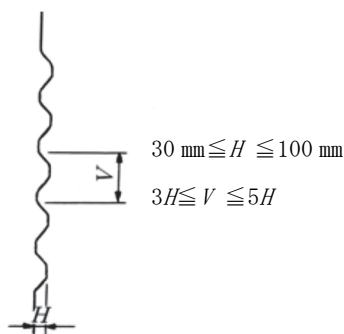


図-16.4.3 多段接合キーの形状

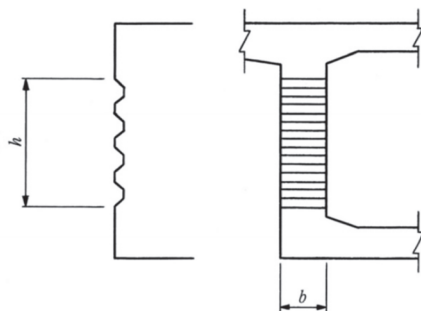


図-16.4.4 多段接合キーのせん断に対する有効断面

16.4.5 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部の限界状態 1

- (1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部が(2)及び(3)を満足する場合には、接合部が限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 接合面に生じる曲げモーメントが、接合面が全圧縮である状態の限界に対応する曲げモーメントの制限値を超えない。ただし、接合面に生じる曲げモーメントは、3.3に規定する作用の組合せに対して3.7の規定により算出する。また、接合面が全圧縮である状態の限界に対応する曲げモーメントの制限値は、軸方向力を考慮して5.4.2(2)に規定する仮定に基づき算出される最外縁の引張応力がゼロとなるときの曲げモーメントとする。
- (3) 接合面においては、(2)の想定を超える曲げモーメントの作用等により仮に接合面が開口した場合でも、ある一定の深さで開口が抑えられ、変形が接合面に集中することなく部材軸方向に分散される構造とする。
- (4) (3)を満足するよう、(2)を満足するうえで必要とされる PC 鋼材の鋼材量の 30%以上をコンクリートと付着のある PC 鋼材の鋼材量とすることを標準とする。

16.4.6 せん断力又はねじりモーメントを受ける接合部の限界状態 1

せん断力又はねじりモーメントを受ける接合部が 16.4.8 (2)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

16.4.7 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部の限界状態 3

- (1) 曲げモーメント又は軸方向力を受ける接合部が(2)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 接合面に生じる軸方向力又は曲げモーメントに対し、接合面が 16.4.5(2)及び(3)の規定を満足し、かつ、連結される部材が 5.8.1(3) 及び 16.4.1(6)の規定を満足する。

16.4.8 せん断力又はねじりモーメントを受ける接合部の限界状態 3

- (1) せん断力又はねじりモーメントを受ける接合部が(2)を満足する場合には、接合部が限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 接合面に作用するせん断力及びねじりモーメントにより、16.4.2の規定に従い算出した接合キーに生じるせん断力が、式(16.4.9)に定める制限値を超えない。

$$P_{kid} = \xi_1 \xi_2 \Phi_{ki} S_{kic} \cdots \cdots \cdots (16.4.9)$$

ここで、 P_{kid} : 接合キーに生じるせん断力の制限値(N)

ξ_1 : 調査・解析係数で表-16.4.2に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で表-16.4.2に示す値とする。

Φ_{ki} : 抵抗係数で表-16.4.2に示す値とする。

S_{kic} : 各接合キーのせん断強度の特性値(N)で、16.4.3又は16.4.4により算出する。

表-16.4.2 調査・解析係数, 部材・構造係数, 抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_{ki}
i) ii)及びiii)以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.75	0.50(コンクリート製多段接合キー)
ii) 3.5(2)3)で㊸を考慮する場合			0.65(コンクリート製台形接合キー)
iii) 3.5(2)3)で㊹を考慮する場合	1.00		0.50(鋼製接合キー)
			0.75(コンクリート製多段接合キー)
			0.95(コンクリート製台形接合キー)
			0.75(鋼製接合キー)

16.5 コンクリートの打設を伴う接合部

- (1) プレキャストコンクリート部材どうしのコンクリートの打設を伴う接合部では、以下の1)から6)を満足しなければならない。
 - 1) 接合部の各接合面において、打設されたコンクリートと接合部が各部材と一体化して作用に抵抗する。
 - 2) 接合部の耐荷機構に応じて鉄筋もしくはPC鋼材が配置されている。
 - 3) 部材が連結し構造系が変化することで生じる不静定力等の影響を適切に考慮する。
 - 4) 主桁と床版コンクリートの接合面の設計は11.3によるほか、少なくとも床版に作用しているプレストレス力によるせん断力を考慮する。
 - 5) 中間支点部の主桁を連結するとき、その接合部を鉄筋コンクリート構造とする場合には、主桁どうしが確実に連結されるよう連結鉄筋に対し十分な定着を確保する。
 - 6) 中間支点部で主桁を連結する場合には、主桁を横桁と確実に結合できる構造とする。
- (2) 部材の連結のために接合部に配置する鉄筋の重ね継手長を5.2.7に従って算出し、かつ鉄筋径の25倍以上とした場合には、(1)5)を満足するとみなしてよい。

17章 施 工

17.1 適用の範囲

この章は、16章までの規定並びにⅡ編、Ⅳ編及びⅤ編の規定に基づいて設計されたコンクリート部材及びコンクリート構造の施工に適用する。

17.2 一般

- (1) 施工は、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足するように行わなければならない。ただし、施工条件等により、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足しない場合には、適用しようとする施工方法で橋の性能が確保されることを検証し、必要に応じて設計を見直したうえで施工方法を定める。
- (2) 施工にあたっては、施工管理上必要な調査等を行わなければならない。

17.3 施工要領書

施工にあたっては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われることを確認できるよう、施工の方法、手順、検査の方法等に関する要領を定めなければならない。

17.4 検査

- (1) 施工においては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足することを適切な方法で確認しなければならない。
- (2) (1)を満足するためには、1)から10)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適切に検査項目を設定して検査を実施するとともに、あらかじめ所要の施工品質が確保できることが確認された材料を用いて、所定の方法で施工が進められていることを確認しなければならない。
 - 1) 材料（材料強度、コンクリート及びグラウト配合、貯蔵等）
 - 2) 部材及び部品（落橋防止構造、プレキャスト部材等）
 - 3) 架設（架設設備、荷重支持点等）
 - 4) 加工及び組立（鋼材及びシース等の形状、寸法、加工、位置等）
 - 5) コンクリート工（運搬、受入れ、打込み、養生、打継目処理、表面仕上げ、脱型等）
 - 6) PC鋼材、プレグラウトされたPC鋼材の緊張工（緊張時のコンクリート強度、プレストレスの管理等）
 - 7) グラウト（充てん、あと処理等）

- 8) 型枠及び支保工（形状，寸法，加工，組立等）
- 9) 完成（完成部材等の表面状態，位置，形状寸法等）
- 10) その他必要な事項

17.5 施工に関する記録

施工に関する記録は，設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が確実に行われたことの確認及び維持管理に用いることができるようにするため，1)から7)の事項について，取得及び作成するとともに，保存しなければならない。

- 1) 完成時の諸元，配置図，構造図
- 2) 仮設備の配置とその能力，施工方法，使用した機械器具
- 3) 検査記録
- 4) 環境対策及び安全対策
- 5) 施工中に変更を伴った事項とその対応
- 6) 施工に際して実施された調査の記録
- 7) その他関連する施工及び維持管理に引継ぐべき事項

17.6 材料

17.6.1 一般

- (1) 材料は，設計図等で指示されたものを使用しなければならない。
- (2) 材料は，所定の特性及び品質を確保されたものでなければならない。

17.6.2 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ことが確認されたものでなければならない。
- (2) 使用材料は，I編9.2に示す材料を用いることを原則とする。
- (3) コンクリートの配合は，以下の1)から9)の条件を満足することを原則とする。
 - 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。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，所定の品質を確保し施工が確実に行える範囲内で定める。
 - 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。

- 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。
- 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。ただし、最小単位セメント量は、表-17.6.1の値とする。

表-17.6.1 最小単位セメント量 (kg/m³)

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コンクリートとし、空気量は4.5%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。
- 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。
- 9) フレッシュコンクリート中の塩化物イオン量は0.30kg/m³以下とする。

17.6.3 鋼材

- (1) 鋼材は、強度、じん性等の所定の特性及び品質を有することが確認されたものでなければならない。
- (2) 鋼材は、原則としてI編9.1に示す材料で、耐久性を害する腐食、よごれ、きず、変形等のないことが確認されたものを使用しなければならない。

17.6.4 シース

- (1) シースは、変形、耐久性、水密性等の所定の特性及び品質を有することが確認されたものでなければならない。
- (2) シースは、原則として以下の1)から3)の条件を満足することが確認されたものを使用しなければならない。
 - 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、継目等からセメントペーストが流入しないことが確認された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、きず、変形等がないことが確認されたものを使用しなければならない。
 - 3) シースに用いる材料は所定の強度、変形能、耐久性を有していることが確認されたものでなければならない。

17.6.5 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ことが確認されたものでなければならない。

17.6.6 グラウト

- (1) グラウトは、ダクトの充てんを確実にし、PC 鋼材がさびないように保護するものでなければならない。また、コンクリート部材と一体とする場合には、十分な付着を有することが確認されたものでなければならない。
- (2) グラウトは、原則として以下の 1) から 7) の規定を満足することが確認されたものを使用しなければならない。
 - 1) ノンブリーディング型を使用する。
 - 2) セメントは、JIS R 5210 に適合するポルトランドセメントを用いる。
 - 3) 水セメント比が、45%以下であり、材齢 28 日における圧縮強度は、 30N/mm^2 以上のものを用いる。
 - 4) グラウト用混和剤、練混ぜ水は、グラウト、PC 鋼材等に悪い影響を与えないものを用いる。
 - 5) 体積変化率は、 $\pm 0.5\%$ の範囲内のものを用いる。
 - 6) ブリーディング率が、24 時間後 0.0% のものを用いる。
 - 7) グラウト中の塩化物イオン量が、普通ポルトランドセメントのセメント質量の 0.08% 以下のものを用いる。

17.6.7 プレグラウトされた 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及び品質を有することが確認されたものでなければならない。
- (2) 使用する樹脂又はグラウトは、所定の緊張可能期間を有し、PC 鋼材を防食するとともに、コンクリート部材と PC 鋼材とを付着により一体化することが確認されたものでなければならない。
- (3) 被覆材は、所定の強度、耐久性能を有しコンクリート部材と一体化が図れることが確認されたものでなければならない。
- (4) プレグラウトされた PC 鋼材として(1)から(3)を使用して加工された製品は、所要の耐久性能を有していることが確認されたものでなければならない。

17.6.8 貯蔵

材料は、品質が変化しないように貯蔵されなければならない。

17.7 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が確認されたものでなければならない。
- (2) レディーミクストコンクリートは、1)から4)の規定に従って選定、指示、品質確認を行うことを原則とする。
 - 1) レディーミクストコンクリートを用いる場合には、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。
 - 2) 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。
 - 3) 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、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。
 - 4) 受入れ時等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、塩化物含有量より行う。また、試験頻度はJIS A 5308 によるほか、協議して定める。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。

17.8 架設

- (1) 架設は、原則として設計で定めた施工方法及び施工順序によって施工されなければならない。
- (2) 設計時に考慮した施工方法又は施工順序と異なる方法を用いる場合には、改めて架設時及び完成時の応力及び変形について検討し、安全性、耐久性及びそれらの設計の前提条件等との適合性が確かめられなければならない。

17.9 コンクリート工

- (1) コンクリートの施工にあたっては、所要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、あらかじめ計画が立てられなければならない。また、所要の品質が得られるように、施工時の環境条件、構造条件に応じた適切な処置が行われなければならない。
- (2) コンクリートの施工は、(3)から(8)の方法によることを原則とする。
- (3) 運搬
 - 1) コンクリートは、材料の分離を生じさせないように適切な方法で運搬し、打込む。
 - 2) コンクリートポンプを用いる場合には、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。また、輸送管の配置にあたっては、鉄筋、型枠及び支保工に有害な振動、変形を与えないようにする。
- (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。
 - 2) コンクリートの打込み前には、打込み設備及び型枠内を清掃して、コンクリート中への雑物の混入を防ぐ。コンクリートの水分を吸水するおそれのある部分は、あらかじめ湿潤状態にしておく。
 - 3) 所要の性能が確保されるよう、適切に打込み時のコンクリート温度を定める。
- (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標準とし、薄い壁等内部振動機の使用が困難な部分には、型枠振動機を併用する。
 - 2) コンクリートの締固めにあたっては、コンクリートが鋼材の周囲及び型枠のすみずみに行きわたるようにする。
- (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。
 - 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。
 - 3) 養生方法は、湿潤養生とすることを標準とする。普通ポルトランドセメントを用いる場合には、少なくともコンクリートの打込み後5日間、早強ポルトランドセメントを用いる場合には、少なくともコンクリートの打込み後3日間養生する。高炉セメントを用いる場合にも適切な養生期間を定め、コンクリートの打込み後、定めた期間以上養生する。なお、養生水に海水を用いない。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には、コンクリートの圧縮強度が 15N/mm^2 程度に達するまでは適切な保温設備のもとに養生を行う。
 - 4) 寒中コンクリートの場合には、養生中にコンクリートが凍結しないようにする。
 - 5) 蒸気養生を行う場合には、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。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。また、養生終了後は急激に温度を降下させない。

(7) 打継目

- 1) 設計で定められた打継目の位置及び構造は変更しない。
- 2) 打継目は、せん断力の小さい位置に設け、PC 鋼材定着部背面等の常時引張応力が作用する断面を避け、部材に圧縮力が作用する方向と直角に設ける。
- 3) 打継目については、温度応力及び乾燥収縮によるひび割れが発生しないように考慮する。
- 4) 打継目は、コンクリート表面のレイタンス、緩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。
- 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。
- 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ようにする。

(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には、設計で前提としている断面の状態が確保され、また、残留応力等が供用期間中の設計の前提条件に悪影響を与えないように、材料、打込み方法、養生方法等について検討を行い、設計で想定していないひび割れ及び残留応力が発生しないようにしなければならない。

17.10 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、配置されなければならない。
- (2) 鉄筋の加工及び配筋は、1) から 9) の方法によることを原則とする。
 - 1) 鉄筋は、コンクリート打込み中に動かないように、本体コンクリートに悪影響を及ぼさない材質及び寸法のスペーサを用いて堅固に組立てる。
 - 2) 鉄筋は常温で加工し、曲げ加工は材質の変化を生じさせないように曲げ機械を用いて行う。
 - 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。
 - 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には、5.2.7の規定による。
 - 5) 重ね継手を用いる場合には、所要の長さを重ね合わせて、コンクリート打込み中に動かないように固定する。
 - 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。

- 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には、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。
- 8) 継足しのために構造物から露出しておく鉄筋は、損傷、腐食等を受けないように保護する。
- 9) 鉄筋は、コンクリート打込み前に、所定の位置に許容する施工精度の範囲内で堅固に組立て及び加工されていること、浮きさび等のコンクリートとの付着を害するおそれのあるものがないことを確認する。

17.11 PC 鋼材工及び緊張工

- (1) PC 鋼材は、所要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されなければならない。
- (2) PC 鋼材工及び緊張工は、1) から 16) の方法によることを原則とする。
 - 1) PC 鋼材及び緊張工は、材質を損なわないように加工し、組立てる。
 - 2) プレテンション方式の場合の PC 鋼材並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、所要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。
 - 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へ配置する。
 - 4) プレテンション方式の場合の PC 鋼材並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、コンクリート打込み前に、所定の位置に許容する施工精度の範囲内で堅固に組立て及び加工されていること、コンクリートとの付着を害するおそれのあるものがないことを確認する。
 - 5) プレストレッシング時のコンクリートの圧縮強度は、プレストレッシング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には $30\text{N}/\text{mm}^2$ 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。
 - 6) 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。
 - 7) 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。
 - 8) PC 鋼材を、順次に緊張する場合には、各段階において、コンクリートに設計で想定しない応力を生じさせないようにする。
 - 9) 型枠及び支保工は、プレストレッシングにより、設計で想定しない変形、沈下等を生じさせないようにする。
 - 10) 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。
 - 11) 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。
 - 12) 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。

- 13) 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。
- 14) プレストレッシングの管理は、所要のプレストレス力が得られるように緊張する PC 鋼材全数について確認する。
- 15) 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。
- 16) PC 鋼材定着部、施工用金具撤去跡等の後埋めを行う場合には、水密性及び耐久性が確保されるとともに、橋の供用期間中に容易に落下等することが無いように適切に行う。

17.12 プレキャスト部材を用いた構造物の施工

17.12.1 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、所要の品質、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、連結について、あらかじめ計画を立て、安全に施工されなければならない。

17.12.2 部材の製作

- (1) プレキャスト部材は、所要の施工精度を満足するように製作されなければならない。
- (2) プレキャストセグメントを連結し一体化したプレストレストコンクリート部材とする場合には、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ス、接合キー等の位置と寸法は、セグメントの連結が正確に行えるものでなければならない。
- (3) プレキャスト部材は、製作にあたり製作に関わる資材、加工及び組立てについて記された施工要領書が作成されなくてはならない。
- (4) プレキャスト部材は、加工及び組立て段階において所定の方法で施工されていることが確認されなくてはならない。

17.12.3 運搬・保管

プレキャスト部材の運搬、保管にあたっては、部材に過大な応力を生じさせ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れなければならない。

17.12.4 連結

- (1) プレキャスト部材の連結は、使用する材料に最も適する施工方法を検討し、強度、耐久性、水密性等所要の品質が得られるように入念に行われなければならない。
- (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、プレストレスリ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でなければならない。

17.13 グラウトの施工

17.13.1 グラウト

- (1) グラウトは、PC鋼材の腐食及び付着に影響を及ぼさないよう、シース内にグラウトが充てんされる方法で施工されなければならない。
- (2) グラウトの施工は、1) から 13) の方法によることを原則とする。
 - 1) 材料は 17.6.6 に規定するノンブリーディング型のグラウト又は 17.6.7 に規定する現場でのグラウト作業がないプレグラウトされた PC 鋼材を使用する。プレグラウトされた PC 鋼材を使用する場合の施工は 17.13.2 の規定による。
 - 2) グラウトの練混ぜにあたり、材料の投入順序及び練混ぜ時間はあらかじめ設定した方法に従う。
 - 3) グラウトの練混ぜはグラウトミキサで行う。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。
 - 4) グラウトは、注入が終了するまで緩やかに攪拌できるアジテーター等により攪拌する。
 - 5) 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。
 - 6) 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。
 - 7) グラウト注入前には、ダクトの気密性と導通性を確認する。
 - 8) グラウト注入は、練混ぜ直後に、グラウトポンプを用いて徐々に行う。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。
 - 9) グラウトは、グラウトポンプに入れる前に、適切なふるいに通す。
 - 10) 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。
 - 11) 寒中における施工の場合には、ダクト周辺の温度を、注入前に+5℃以上にしておく。グラウト温度は、注入時には+10℃から+25℃とし、注入後少なくとも3日間は+5℃以上に保つ。

- 12) 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を生じさせないようにする。
- 13) グラウト硬化後のグラウトホースは、適切にあと処理を行う。

17.13.2 プレグラウトされた PC 鋼材

- (1) プレグラウトされた PC 鋼材の施工にあたっては、所要の性能を確保するように、運搬、保管、緊張作業が行われなければならない。
- (2) プレグラウトされた PC 鋼材の施工は、1) から 7) の方法によることを原則とする。
 - 1) プレグラウトされた PC 鋼材の運搬にあたっては、被覆材内の樹脂又はグラウトの漏れ及び被覆材の損傷を生じさせないようにする。
 - 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された PC 鋼材は、使用しない。
 - 3) プレグラウトされた PC 鋼材を現場にて保管する場合には、樹脂又はグラウトの硬化、被覆材の損傷を生じさせないようにする。
 - 4) 樹脂又はグラウトの硬化状態は、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) プレグラウトされた PC 鋼材の配置及びコンクリートの打込み時においては、被覆材が損傷した樹脂又はグラウトが漏れることのないよう、十分に注意して施工する。
 - 6) 樹脂又はグラウト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 鋼材をきずつけないよう慎重に作業を行う。
 - 7) プレグラウトされた PC 鋼材の緊張は、樹脂又はグラウトの硬化により作業に支障を生じさせないように、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。

17.14 型枠及び支保工

17.14.1 一般

- (1) 型枠及び支保工は、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) 型枠及び支保工は、完成した構造物が所要の性能を確保できるように、その形状及び位置が正確に保たれなければならない。
- (3) 型枠及び支保工は、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されなければならない。

17.14.2 設計及び施工

- (1) 型枠及び支保工の設計及び施工にあたっては、コンクリート打設に伴う型枠及び支保工のたわみの影響について予測し、設計の前提条件の確保並びに完成部材に悪影響を及ぼさないような措置が講じられなければならない。
- (2) 型枠の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、コンクリート、鉄筋、作業員、施工機械器具、仮設備等の重量、衝撃等を考慮する。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が考慮されなければならない。
- (3) 支保工の設計にあたっては、鉛直方向荷重として、型枠、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、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他に、必要に応じて風圧、流水圧、地震の影響等が考慮されなければならない。
- (4) 型枠は、モルタルの漏れない構造としなければならない。
- (5) 型枠内面には、はく離剤を塗布することを原則とする。
- (6) 型枠を組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) 型枠の締付け材は、型枠を取りはずした後、コンクリート表面に残らないものを使用されなければならない。また、塩害の影響を受ける地域では、型枠、セパレータ及び型枠組立てに用いた補助鋼材は、かぶり内から除去されなければならない。
- (8) 支保工は、プレストレッシング時のプレストレス力によるコンクリートの変形及び反力の移動を阻害しないものを使用されなければならない。
- (9) 型枠及び支保工は、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れなければならない。
- (10) 型枠及び支保工は、部材等が所定の出来形を満足するように施工されなければならない。
- (11) 型枠及び支保工は、コンクリート打込み前に、部材等が所定の出来形を満足するような寸法で堅固に設置されていることを確認する。

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

この編で用いる用語の定義は次のとおりとする。

(1) 制限値

橋及び部材等の限界状態を超えないとみなせるための適当な安全余裕を考慮した値

(2) 規格値

日本工業規格(JIS)等の公的規格に定められた、材料強度等の物性値

(3) 躯体

下部構造の一部で、上部構造からの荷重を基礎に伝える構造部材。橋脚及び橋台をいう。

(4) 基礎

下部構造の一部で、躯体からの荷重を地盤に伝える構造部材

(5) フーチング

基礎の一部で、躯体を支え、地盤又は杭へ荷重を伝える版状の構造部材

(6) 頂版

基礎の一部で、躯体を支え、ケーソンの側壁及び隔壁、鋼管矢板又は地中連続壁へ荷重を伝える版状の構造部材

(7) 橋台背面アプローチ部

橋台背面側に連続する一定領域内の構造部分。一般に盛土が用いられる。

(8) 極限支持力

構造物を支持し得る地盤の最大抵抗力

(9) 設計上の地盤面

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として定めた地盤面

(10) 有効根入れ深さ

設計上の地盤面から基礎底面又は先端までの深さ

1.3 設計計算の精度

- (1) 設計計算の精度は、設計条件に応じて、適切に定めなければならない。
- (2) 設計計算は、最終段階で有効数字3桁が得られるように行うことを標準とする。

1.4 設計の前提となる材料の条件

- (1) 使用する材料は、その材料が置かれる環境、施工、維持管理等の条件との関係において、設計の前提として求められる機械的特性及び化学的特性が明らかであるとともに、必要とされる品質が確保できるものでなければならない。
- (2) 使用する材料の特性は、測定可能な物理量により表されなければならない。

1.5 設計の前提となる施工の条件

- (1) 設計にあたっては、設計の前提となる施工の条件を適切に考慮しなければならない。
- (2) 14章までの規定は、15章の規定が満足されることを前提とする。したがって、15章の規定により難しい場合には、施工の条件を適切に定めるとともに、設計においてそれを考慮しなければならない。

1.6 設計の前提となる維持管理の条件

設計にあたっては、設計の前提となる維持管理の条件を適切に考慮しなければならない。

1.7 設計図等に記載すべき事項

- (1) 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。
- (2) 設計図等には、I編1.9に規定する事項のほか、少なくとも1)から6)の項目を記載することを標準とする。
 - 1) 使用材料に関する事項
 - 2) 設計の前提とした施工方法及び手順
 - 3) 設計の前提とした施工品質（施工精度、検査基準）
 - 4) 設計の前提とした維持管理に関する事項
 - 5) 設計において適用した技術基準等
 - 6) 地盤に関する事項

2 章 調 査

2.1 一 般

設計にあたっては、下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能、耐久性能及びその他必要な事項の設計を行うため、並びに設計の前提となる材料、施工及び維持管理の条件を適切に考慮するために必要な事項について、必要な情報が得られるように計画的に調査を実施しなければならない。

2.2 調査の種類

設計にあたっては、少なくとも 1) から 4) の調査を行わなければならない。

- 1) 架橋環境条件の調査
- 2) 使用材料の特性及び製造に関する調査
- 3) 施工条件の調査
- 4) 維持管理条件の調査

2.3 架橋環境条件の調査

下部構造の設計のための架橋環境条件の調査として、地盤の調査を実施しなければならない。加えて、1) から 3) のうち、必要な事項について調査を実施しなければならない。

- 1) 河相、利水状況等の調査
- 2) 近接施工の場合の調査
- 3) 腐食環境等の調査

2.4 地盤の調査

2.4.1 一 般

- (1) 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計画的に実施しなければならない。
- (2) 地盤の調査は、(1)を満足するために、予備調査と本調査に分けて行うことを標準とする。
- (3) 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行うものとし、2.4.2の規定に従って実施する。
- (4) 本調査は、下部構造の詳細設計を行うために必要な地層構成、地盤定数、施工条件等を明らかにするために行うものとし、2.4.3の規定に従って実施する。

(5) 少なくとも、1)から4)に該当することが考えられる場合は、地盤変動等に対する検討に必要な情報が十分に得られるように、特に留意して調査を行わなければならない。

- 1) 軟弱地盤
- 2) 液状化が生じる地盤
- 3) 斜面崩壊，落石・岩盤崩壊，地すべり又は土石流（以下「斜面崩壊等」という。）の発生が考えられる地形，地質
- 4) 活断層

2.4.2 予備調査

予備調査は、現地の状況等を踏まえ、1)から4)の事項について行わなければならない。

- 1) 資料調査
- 2) 現地踏査
- 3) ボーリング等による調査
- 4) その他必要となる調査

2.4.3 本調査

(1) 本調査は、現地の状況等を踏まえ、1)から9)のうち必要な事項について行う。

- 1) ボーリング
- 2) サンプルング
- 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) 本調査は、それぞれの橋脚及び橋台の位置において行うことを原則とし、地盤条件及び構造条件に応じて適切に調査点数を設定したうえで行う。

2.5 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，舟運等について行わなければならない。

2.6 施工条件の調査

施工条件の調査は、1)から3)のうち必要な事項について行う。

- 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 総 則

- (1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の設計は、I編1.8に規定する橋の性能を満足するようにしなければならない。
- (2) 下部構造は、強度及び安定に関して少なくともI編2.3に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有するほか、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。
- (3) 下部構造の耐荷性能を部材等の耐荷性能で代表させる場合の部材等は、強度及び安定に関して少なくともI編2.3に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有するほか、橋の性能を満足するために必要なその他の事項を満足しなければならない。
- (4) 下部構造を構成する部材等は、I編6章に規定する部材等の耐久性能を有しなければならない。
- (5) I編1.8.2に規定する設計の手法のうち、下部構造における構造解析については、3.7によることを標準とする。
- (6) 下部構造の設置位置、形式及び形状は、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) 下部構造の設置位置、形式及び形状は、架橋地点の地形、地質条件や洪水、高潮、波浪等の影響を踏まえ、下部構造に及ぶ作用や周辺構造物に及ぼす影響、施工性、維持管理の確実性及び容易さ、上部構造も含めた橋全体系の構造的な合理性等を考慮して決定する。
 - 2) 下部構造の設置位置は、斜面崩壊等の影響を受けない箇所を選定することを標準とする。
- (7) 橋台背面アプローチ部は、橋と橋台背面側の盛土等との路面の連続性を確保できる構造としなければならない。

3.2 耐荷性能に関する基本事項

3.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況

下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I編 2.1 に規定する、橋の耐荷性能の設計において考慮する以下の異なる 3 種類の設計状況を考慮する。

- 1) 永続作用による影響が支配的な状況（永続作用支配状況）
- 2) 変動作用による影響が支配的な状況（変動作用支配状況）
- 3) 偶発作用による影響が支配的な状況（偶発作用支配状況）

3.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態

- (1) 下部構造の耐荷性能の照査にあたっては、I編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する下部構造の状態を、1)から 3)の区分に従って設定する。
 - 1) 下部構造として荷重を支持する能力が低下しておらず、耐荷力の観点からは特段の注意なく使用できる状態
 - 2) 下部構造として荷重を支持する能力の低下があるものの、その程度は限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲の特別な注意のもとで使用できる状態
 - 3) 下部構造として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態
- (2) 下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、I編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する部材等の状態を、1)から 3)の区分に従って設定する。
 - 1) 部材等として荷重を支持する能力が低下していない状態
 - 2) 部材等として荷重を支持する能力が低下しているものの、その程度は限定的であり、あらかじめ想定する範囲にある状態
 - 3) 部材等として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態

3.2.3 耐荷性能

- (1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等は、I編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するよう、3.2.1 で設定する耐荷性能の照査において考慮する状況に対して、3.2.2 で設定する耐荷性能の照査において考慮する状態に、設計供用期間中において所要の信頼性をもって留まるようにしなければならない。
- (2) 3.3 から 3.5 による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

3.3 作用の組合せ及び荷重係数

- (1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、3.2.1 に規定する耐荷性能の照査において考慮する状況を、少なくともI編 3.2 に従い、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定しなければならない。
- (2) I編 3.2 に従い、施工時の状況は、(1)によらず、施工期間、施工方法等の施工条件を考慮して完成時に所要の耐荷性能及び耐久性能が得られるよう、作用の特性値、作用の組合せ、荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定する。

3.4 限界状態

3.4.1 一般

- (1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、3.2.2 に規定する耐荷性能の照査において考慮する状態の限界を、下部構造及び下部構造を構成する部材等の限界状態として適切に設定しなければならない。
- (2) 下部構造の限界状態は、3.4.2の規定による。
- (3)1) 下部構造を構成する部材等の限界状態は、荷重分担、構造条件等を考慮して下部構造を部材等に適切に区分したうえで、3.4.3の規定による。
 - 2) 下部構造を、部材等の強度に関する限界状態を設定する橋脚又は橋台の部材等と、部材等の強度及び安定に関する限界状態を設定する基礎の部材等に7章及び9章から14章の規定に従って区分した場合には、1)において適切に区分したとみなしてよい。
- (4) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の限界状態は、その状態を表す工学的指標によって適切に関連付けることを標準とする。
- (5) 工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、1)及び2)又は3)を満足しなければならない。
 - 1) 限界状態を適切に評価できる理論的な妥当性を有する手法、実験等により検証のなされた手法等の適切な知見に基づいた方法により、限界状態に対応する特性値を設定する。
 - 2) 限界状態に対応する特性値及び適切な部分係数を用いて限界状態を超えないとみなせる制限値を設定する。
 - 3) 限界状態を超えないとみなせる制限値を適切に設定する。
- (6) 地震の影響を考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には、(5)によるほか、V編 2.4の規定を満足しなければならない。
- (7) 下部構造及び下部構造を構成する部材等について、5章及び7章から14章の規定、並びに地震の影響を考慮する場合にV編 6章及びV編 8章以降の規定に従い工学的指

標の特性値又は制限値を定める場合には、(5)及び(6)を満足するとみなしてよい。

- (8) 施工時の限界状態は、施工途中の各段階における材料強度、構造等の条件及び完成形での限界状態を満足できることを考慮して適切に設定しなければならない。

3.4.2 下部構造の限界状態

- (1) I編 4.2 に規定する下部構造の限界状態 1 は、1) 及び 2) とする。
- 1) 下部構造の挙動が可逆性を有する限界の状態
 - 2) 橋が有する荷重を支持する能力を低下させる変位及び振動に至らない限界の状態
- (2) I編 4.2 に規定する下部構造の限界状態 2 は、下部構造に損傷等が生じているものの、耐荷力が想定する範囲で確保できる限界の状態とする。
- (3) I編 4.2 に規定する下部構造の限界状態 3 は、下部構造に損傷等が生じているものの、それが原因で落橋等の致命的な状態には至ることがない限界の状態とする。

3.4.3 下部構造を構成する部材等の限界状態

- (1) I編 4.3 に規定する下部構造を構成する部材等の限界状態 1 は、1) から 3) とする。
- 1) 部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態
 - 2) 部材等の能力を低下させる変位及び振動に部材等が至らない限界の状態
 - 3) 部材等の設計で前提とする耐荷機構が成立している限界の状態
- (2) I編 4.3 に規定する下部構造を構成する部材等の限界状態 2 は、V編 2.4 の規定による。
- (3) I編 4.3 に規定する下部構造を構成する部材等の限界状態 3 は、部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態とする。

3.5 耐荷性能の照査

- (1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査は、3.2.3 に規定する耐荷性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。
- (2) I編 5 章の規定に従い橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させる場合の下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査は、1) から 3) に従い行うことを標準とする。
- 1) 3.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の耐荷性能に応じて定める 3.4.3 に規定する部材等の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 を、各々に必要な信頼性をもって超えないことを式 (3.5.1) 及び式 (3.5.2) を満足することにより確認する。

$$\sum S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \xi_1 \Phi_{RS} R_S \cdots \cdots \cdots (3.5.1)$$

$$\sum S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \xi_1 \xi_2 \Phi_{RU} R_U \cdots \cdots \cdots (3.5.2)$$

ここに,

- P_i : 作用の特性値
 S_i : 作用効果であり, 作用の特性値に対して算出される部材等の応答値
 R_S : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る特性値
 R_U : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る特性値
 γ_{pi} : 荷重組合せ係数
 γ_{qi} : 荷重係数
 ξ_1 : 調査・解析係数
 ξ_2 : 部材・構造係数
 Φ_{RS} : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数
 Φ_{RU} : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数

- 2) 部材等の限界状態を代表させる事象を, 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 と限界状態 3 のいずれかに区別し難い場合には, 当該事象を部材等の限界状態 3 として代表させ, 3.3(1)に規定する作用の組合せに対して, 部材等の限界状態 3 を必要な信頼性をもって超えないことを式 (3.5.2) で満足することにより確認する。
- 3) I 編 3.3 に規定する以下の作用の組合せを考慮する場合の下部構造を構成する部材等の耐荷性能の照査は, 1) 及び 2) によらず, V 編 2.5 の規定による。
- ⑩ D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+(TF)+GD+SD+WP+EQ+(ER)
⑪ D+PS+CR+SH+E+HP+(U)+GD+SD+EQ
- (3) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用効果は, 3.7, 5 章及び 7 章から 14 章の規定に従い算出する。
- (4) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の作用の特性値, 荷重組合せ係数及び荷重係数は, 3.3 の規定に従い設定する。
- (5) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の抵抗係数及び抵抗の特性値は, 5 章及び 7 章から 14 章の規定に従い設定する。
- (6) 式(3.5.1)及び式(3.5.2)の調査・解析係数及び部材・構造係数は, 5 章及び 7 章から 14 章の規定に従い設定する。
- (7) 衝突荷重を含む作用の組合せを考慮して工学的指標と限界状態を関連付ける場合には, (5)によらず, 適切に工学的指標の特性値又は制限値を設定する。
- (8) (3)から(6)に加え, I 編 5.2(10)に従い, 必要に応じて作用の組合せ等を検討する。
- (9) 下部構造において特定される条件に対して安全性の検討を行う場合には, I 編 5.2(12)の規定に準じて下部構造の耐荷性能の照査を行う。

3.6 耐久性能の照査

下部構造及び下部構造を構成する部材等の耐久性能の照査は、6章の規定によらなければならない。

3.7 構造解析

- (1) 下部構造及び下部構造を構成する部材等の断面力、応力、変位及び地盤反力度の算出にあたっては、荷重状態に応じた部材の材料特性や破壊過程、構造形式に応じた幾何学的特性、応力状態の複雑さ、支持条件及び地盤の影響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。
- (2) II編3.7、III編3.7並びにこの編の5章及び7章から14章の規定に従って断面力、応力、変位及び地盤反力度の算出を行う場合には、5章、7章及び9章から14章に規定される制限値を用いてよい。

3.8 その他の必要事項

3.8.1 一般

下部構造及び下部構造を構成する部材等の設計においては、3.5及び3.6に規定する耐荷性能及び耐久性能の照査のほか、耐荷性能及び耐久性能の照査の前提となる事項、上部構造又は下部構造に求められる変位の制限値等、橋の性能を満足するために必要な事項を検討し、適切に設計に反映させなければならない。

3.8.2 構造設計上の配慮事項

設計では、経済性、地域の防災計画及び関連する道路網の計画との整合性も考慮したうえで、少なくとも1)から5)の観点について構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映させなければならない。

- 1) 設計で前提とする施工品質の確認方法の観点
- 2) 橋の一部の部材及び接続部の損傷、地盤変動等の可能性に対する、構造上の補完性又は代替性の観点。少なくとも、杭基礎又は組杭深礎基礎については、杭の配列について検討することを標準とする。
- 3) 点検及び修繕が困難となる箇所をできるだけ少なくすることの観点。少なくとも、上部構造の桁端部との間に遊間を有する橋台については、桁端部の点検ができるような構造について検討することを標準とする。
- 4) 設計供用期間中の更新及び修繕の実施方法について検討しておくことが望ましい部材の選定とそれを確実にできる橋の構造とすることの観点
- 5) 局所的な応力集中、複雑な挙動、滞水等が生じにくい細部構造とすることの観点。

少なくとも、橋座部については、滞水等が生じにくい細部構造について検討することを標準とする。

4 章 材料の特性値

4.1 一 般

- (1) 材料の特性値は、所要の材料試験に基づいて明らかにされた機械的特性等を考慮し、その材料の特性を表現するのに適切な値をもって設定しなければならない。
- (2) 地盤定数の特性値について、4.2の規定に従って設定する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

4.2 地盤定数の特性値

地盤定数の特性値は、地盤の調査の結果から各種試験法等の適用性、精度、試験結果の信頼性、地盤特性の空間的なばらつき等を考慮したうえで、設計計算において平均的な挙動が得られるような値をもって設定することを基本とする。

5 章 耐荷性能に関する部材及び接合部の設計

5.1 一 般

- (1) 下部構造を構成する鋼部材の設計は7章及び9章から14章の規定に従ったうえで、Ⅱ編5章の規定による。
- (2) 下部構造を構成するコンクリート部材の設計は5.2、7章及び9章から14章の規定に従ったうえで、Ⅲ編5章の規定による。
- (3) 下部構造を構成する部材の接合部の設計は7章及び10章から14章の規定に従ったうえで、Ⅱ編9章及びⅢ編7章の規定による。

5.2 鉄筋コンクリート部材の設計

5.2.1 最小鉄筋量、最大鉄筋量

- (1) 最小鉄筋量
 - i) 曲げを受ける部材では、原則として、コンクリートのひび割れとともに耐力が減じて急激に破壊することを防ぐために必要な量の軸方向引張鉄筋を配置する。
 - ii) 部材の最大抵抗曲げモーメントがひび割れ曲げモーメント以上となるように

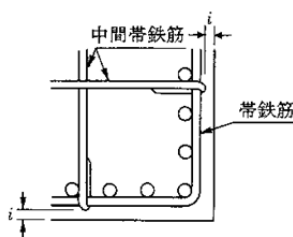
- 軸方向引張鉄筋を配置した場合には、i)を満足するとみなしてよい。
- 2) i) 柱や壁のように軸方向力が支配的な部材では、設計で想定した以上の偏心荷重が作用した場合にも部材が脆性的に破壊しないように、必要な量の軸方向鉄筋を配置しなければならない。
 - ii) コンクリートに局所的な弱点があってもその部分の応力を分散できるように、必要な量の軸方向鉄筋を配置しなければならない。
 - iii) 柱や壁のように軸方向力を受ける部材の軸方向鉄筋量を、軸方向力に対して計算上必要なコンクリート断面積の0.8%以上とした場合には、i)及びii)を満足するとみなしてよい。
- 3) i) 乾燥収縮や温度勾配等により、耐荷性能及び耐久性能の照査の前提を満足しなくなるひび割れが生じないように、必要な量の鉄筋を配置しなければならない。
 - ii) iii)及びiv)に従って鉄筋を配置する場合には、i)を満足するとみなしてよい。
 - iii) 部材表面に沿った幅1mあたりの鉄筋の断面積の合計が500mm²以上となるように鉄筋を配置する。
 - iv) 鉄筋の配置間隔は、300mm以下とする。
- (2) 最大鉄筋量
- 1) 曲げを受ける部材の軸方向鉄筋量は、コンクリートの破壊が鉄筋の降伏に先行せず、かつ、コンクリートの施工時に充てん不足が生じない範囲に抑えなければならない。
 - 2) i)及びii)による場合には、1)を満足するとみなしてよい。
 - i) 軸方向引張鉄筋を釣合い鉄筋量以下となるように配置する。
 - ii) 軸方向鉄筋量を部材の全断面積の6%以下とする。

5.2.2 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しなければならない。
- (2) 供用時に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しなければならない。
- (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しなければならない。
- (4) 鉄筋のかぶりを鉄筋の直径以上、かつ、表-5.2.1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-5.2.1 鉄筋の最小かぶり(mm)

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

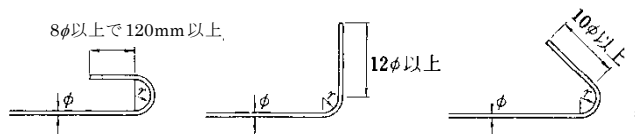


ここに、 i ：かぶり

図-5.2.1 鉄筋のかぶり

5.2.3 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状

- (1) 鉄筋のフック及び曲げ形状は、鉄筋に生じる引張力によって鉄筋の端部が滑らず、コンクリートに大きな支圧応力を発生させない形状としなければならない。
- (2) 鉄筋のフック及び曲げ形状は、加工が容易にでき、かつ、加工により鉄筋の材質が傷まない形状としなければならない。
- (3) (4) による場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
- (4) 鉄筋のフック及び鉄筋の曲げ形状についてはⅢ編 5.2.6の規定による。ただし、鉄筋のフックの曲げ加工する部分の端部からまっすぐにのびす値は、Ⅲ編 5.2.6の規定によらず、図-5.2.2に基づき、以下に示す値以上とする。
 - (a) 半円形フック：鉄筋の直径の8倍又は120mmのうちいずれか大きい値
 - (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10倍



(a) 半円形フック (b) 直角フック (c) 鋭角フック

ここに、 ϕ ：鉄筋の直径 (mm)

r ：鉄筋の曲げ内半径 (mm)

図-5.2.2 鉄筋のフックの曲げ形状

5.2.4 軸方向鉄筋の配置

- (1) 軸方向鉄筋は、軸力及び曲げモーメントに対して有効に機能するように適切に配置しなければならない。
- (2) 1)及び2)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 軸方向鉄筋の直径は、16mm 以上かつ 51mm 以下を標準とする。
 - 2) 軸方向鉄筋は、2 段以下に配置することを標準とする。

5.2.5 せん断補強鉄筋の配置

- (1) せん断補強鉄筋は、せん断力に対して有効に機能するように適切に配置しなければならない。
- (2) (3)から(7)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) せん断補強鉄筋は、直径 13mm 以上の異形棒鋼とする。
- (4) はりのせん断補強鉄筋は、1)から3)により配置する。
 - 1) 部材全体にわたって配置する。
 - 2) はりのせん断補強鉄筋は、引張鉄筋を取囲み、フック又は定着体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には、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取囲み、フック又は定着体をつけて圧縮部のコンクリートに定着する。
 - 3) 計算上せん断補強鉄筋を配置する必要がある場合、せん断補強鉄筋の間隔は、はりの有効高の 1/2 以下かつ 300mm 以下とする。また、計算上せん断補強鉄筋を必要としない場合でも、2)と同様の形状の鉄筋をはりの有効高以下の間隔に配置する。
- (5) フーチングのせん断補強鉄筋は、1)から3)により配置する。
 - 1) 部材全体にわたって配置する。
 - 2) フーチング下面及び上面に配置される水平方向鉄筋にフック又は定着体をかけて定着する。
 - 3) 計算上せん断補強鉄筋を配置する必要がある場合、せん断補強鉄筋の間隔は、フーチングの有効高の 1/2 以下とする。また、計算上せん断補強鉄筋を必要としない場合、せん断補強鉄筋をフーチングの有効高以下の間隔に配置する。
- (6) 柱状の部材のせん断補強鉄筋は、1)及び2)により配置する。
 - 1) 柱状の部材のせん断補強鉄筋のうち、帯鉄筋は i)から iv)により配置する。
 - i) 柱状の部材の全長にわたって配置し、その間隔は 300mm 以下とする。
 - ii) 軸方向鉄筋を取囲むように配置し、端部は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には、その継手部は高さ方向に千鳥状に配置する。
 - iii) 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。
- iv) 橋脚柱の軸方向鉄筋を段落しする場合、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又は直径の 1.5 倍に相当する断面領域では、帯鉄筋の間隔を 150mm 以下とする。
- 2) 柱状の部材のせん断補強鉄筋のうち、中間帯鉄筋は i) から v) により配置する。
- i) 帯鉄筋と共同してせん断力に抵抗させる場合には、帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋とする。
- ii) 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。ただし、この区間の一部又は全体がフーチング内部やはり内部に入る場合には、フーチング内部やはり内部にはせん断補強のための中間帯鉄筋を配置する必要はない。
- iii) 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。
- iv) 原則として帯鉄筋にフック又は定着体をかけて定着する。なお、軸方向鉄筋が 2 段配筋の場合には、最も外側に配置される帯鉄筋にフック又は定着体をかけて定着する。
- v) 1 本の連続した鉄筋、又は部材断面内部に継手を有する 2 組の鉄筋により部材断面を貫通させることを標準とする。ただし、部材断面内部において継手を設ける場合には、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手を選定する。
- (7) パラペットのせん断補強鉄筋は、(6)2) の規定に準じて配置する。

5.2.6 水中で施工する部材の設計

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設計にあたっては、(1)及び(2)を満足しなければならない。

- (1) 部材等の強度に関する限界状態 1 及び限界状態 3 を定めるにあたっては、呼び強度と設計基準強度の関係を表-5.2.2 に従って定める。
- (2) III編式(5.2.1)により重ね継手長を算出する際に用いるコンクリートの付着応力度は、III編表-5.2.5によらず、表-5.2.2による。

表-5.2.2 水中で施工する場所打ち杭及び地中連続壁の
コンクリートの呼び強度と設計基準強度の関係及び付着応力度 (N/mm²)

コンクリートの呼び強度	30	36	40
コンクリート設計基準強度	24	27	30
付着応力度	1.2	1.3	1.4

5.2.7 せん断力を受ける部材の設計

せん断力を受ける鉄筋コンクリート部材等の強度に関する限界状態 1 及び限界状態 3 を定めるにあたっては、(1)から(3)を満足しなければならない。

(1) 斜引張破壊に対するせん断力の制限値は、1)及び2)に従ったうえで、Ⅲ編式(5.8.2)により算出する。

1) コンクリートが負担できるせん断力の特性値は、i)及びii)に従ったうえで、Ⅲ編式(5.8.3)により算出する。

i) コンクリートが負担できるせん断力の特性値をⅢ編式(5.8.3)により算出する際の軸方向に配置された引張側の鉄筋等の鋼材比 p_t に関する補正係数は、Ⅲ編表-5.8.8によらず、表-5.2.3に示す値を用いる。

表-5.2.3 軸方向に配置された引張側の鉄筋等の鋼材比 p_t に関する補正係数 c_{pt}

鋼材比 p_t (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0 以上
c_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

ii) せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数は、1.0を標準とする。

2) せん断補強鉄筋が負担できるせん断力の合計の特性値は、Ⅲ編式(5.8.5)により算出する。ただし、せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数は1.0を標準とする。

(2) 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力は、Ⅲ編式(5.8.9)により算出する。ただし、せん断スパン比によりコンクリートが負担できる平均せん断応力度の割増しを行う場合や、地震の影響を考慮する設計状況において交番繰返しの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。

(3) せん断力を受ける鉄筋コンクリート部材のウェブコンクリートの圧壊に対しては、Ⅲ編5.7.2(4)に加え、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、式(5.2.1)により算出されるコンクリートの平均せん断応力度が、表-5.2.4に示すせん断応力度の制限値を超えないようにする。

表-5.2.4 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における
コンクリートのせん断応力度の制限値 (N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	21	24	27	30
永続作用支配状況	1.6	1.7	1.8	1.9
変動作用支配状況	2.4	2.6	2.7	2.9

$$\tau_m = S_h / bd \dots \dots \dots (5.2.1)$$

ここに、

- τ_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/mm²)
- S_h : 部材の有効高の変化の影響を考慮した部材断面に生じるせん断力 (N)
で、(2) による。
- b : 部材断面幅 (mm)
- d : 部材断面の有効高 (mm)

6 章 耐久性能に関する部材及び接合部の設計

6.1 一般

- (1) 下部構造を構成する部材及び接合部は、経年的な劣化による影響に対し、必要な耐久性能を確保しなければならない。
- (2) 下部構造を構成する部材及び接合部の経年的な劣化の影響として、少なくとも鋼材の腐食及び疲労を考慮しなければならない。
- (3) 下部構造を構成する部材及び接合部の耐久性能の確保は、3.8.2の規定に従い構造設計上の配慮を行うとともに、I編 6.1の規定に従い部材の耐荷性能を保持するための設計耐久期間を定め、I編 6.2の規定に従わなければならない。
- (4) 鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を選定するにあたっては、I編 6.2の規定によるほか、少なくとも架橋地点の環境、橋の部位、規模及び部材の形状を考慮しなければならない。
- (5) 鋼材の腐食に対する耐久性確保の方法を設計するにあたっては、補修、更新等、想定される維持管理に配慮しなければならない。
- (6) 下部構造を構成する部材及び接合部の鋼材の腐食は6.2の規定、疲労は6.3の規定による。

6.2 鋼材の防食

- (1) 鋼部材及び接合部の腐食に対する耐久性の確保についてはII編 6章の規定によ

る。ただし、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭及びSC杭については10.10の規定、また、鋼管矢板については12.11の規定による。

(2) コンクリート部材の内部鋼材の腐食に対する耐久性能の確保については1)又は2)による。また、コンクリート部材の接合部の内部鋼材の腐食に対する耐久性能の確保についてはⅢ編7.4の規定による。

1) 気中にある部材の内部鋼材の防食についてはⅢ編6.2の規定による。ただし、Ⅲ編表-6.2.3及びⅢ編図-6.2.1に示す塩害を受ける地域における鋼材の腐食を生じさせないための最小かぶりは、Ⅲ編表-6.2.2によらず、表-6.2.1に示す値とする。

表-6.2.1 鋼材の腐食を生じさせないための最小かぶり (mm)

塩害の影響度合い	対策区分	かぶり
影響が激しい	S	90※
影響を受ける	I	90
	II	70
	III	50

※塗装鉄筋又はコンクリート塗装等かぶりによる方法以外の方法を併用する

2) 水中又は土中にある部材の内部鋼材の防食についてはi)又はii)による。

i) 橋脚、橋台及びフーチング等については5.2.2に規定されるかぶりを確保する。

ii) PHC杭、場所打ち杭については10.10の規定、ケーソン基礎の側壁については11.10の規定、地中連続壁については13.10の規定、また、深礎基礎については14.9の規定による。

6.3 疲 労

(1) 鋼部材及び接合部の疲労に対する耐久性能の確保についてはⅡ編8章の規定による。ただし、鋼管杭、鋼管ソイルセメント杭及びSC杭については10.8の規定を満足したうえで、10.10の規定による。また、鋼管矢板については12.8の規定を満足したうえで、12.11の規定による。

(2) コンクリート部材の疲労に対する耐久性能の確保についてはⅢ編6.3の規定、コンクリート部材の接合部の疲労に対する耐久性能の確保についてはⅢ編7.4の規定による。ただし、水中又は地下水位以下に設ける鉄筋コンクリート部材の鉄筋の引張応力度の制限値については、Ⅲ編表-6.3.1によらず、表-6.3.1による。また、PHC杭及びSC杭については10.8の規定による。

表-6.3.1 水中又は地下水位以下に設ける鉄筋コンクリート部材の疲労の影響を考慮した場合の鉄筋の引張応力度の制限値 (N/mm²)

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

7章 橋脚，橋台，フーチング及び橋台背面アプローチ部の設計

7.1 適用の範囲

この章の規定は，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並びに橋台背面アプローチ部の設計に適用する。

7.2 一般

7.2.1 橋脚及び橋台の形式及び形状

橋脚及び橋台の形式及び形状は，架橋地点の地形，地質条件や洪水，高潮，波浪等の影響を踏まえ，下部構造に及ぶ作用や周辺構造物に及ぼす影響，施工性，維持管理の確実性及び容易さ等を考慮して決定しなければならない。

7.2.2 幅の大きい躯体の設計

幅の大きい躯体の設計にあたっては，温度変化，乾燥収縮，上部構造の死荷重等による鉛直亀裂，横方向における不同沈下等を考慮しなければならない。

7.2.3 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ことを標準とする。

7.3 橋脚の設計

7.3.1 一般

- (1) 橋脚は，上部構造等から作用する荷重を確実に基礎に伝達できる構造としなければならない。
- (2) (1)を満足するために，T形橋脚とする場合は7.3.2，ラーメン橋脚とする場合は7.3.3の規定を満足しなければならない。

7.3.2 T形橋脚

- (1) T形橋脚の設計にあたっては、柱及び張出ばりで構成される部材の形状の影響等を適切に考慮しなければならない。
- (2) (3)及び(4)の規定に従う場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) T形橋脚の柱は、1) 及び2) に従って設計する。
 - 1) T形橋脚の柱は、フーチング等との接合部を固定端とする片持ちばりとして設計する。
 - 2) T形橋脚の柱の設計にあたっては、最も不利となる軸力及び曲げモーメントの組合せを荷重として用いる。
- (4) T形橋脚の張出ばりは、1) から3) に従って設計する。
 - 1) 張出ばりは、片持ちばりとして設計する。
 - 2) 片持ちばりの張出長は、柱断面が長方形の場合には柱前面における鉛直断面から、円形の場合に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には、断面が半円形と長方形からなるものとして円形の場合の規定により張出長を求める。
 - 3) 張出ばりを一方向にのみ張出す場合には、Ⅲ編 15.3 から 15.5 に規定する端接合部として設計する。

7.3.3 ラーメン橋脚

- (1) ラーメン橋脚の設計にあたっては、柱及びはりで構成される部材の形状や不静定構造であることによる影響等を適切に考慮しなければならない。
- (2) (3)及び(4)に従う場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) フーチングが連続していないラーメン橋脚では、不同沈下及び相対水平移動を考慮して設計する。
- (4)1) 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。
 - 2) 3) による場合には、1) を満足するとみなしてよい。
 - 3) 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。ただし、柱の剛度にあまり差がない場合には、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。
- (5) 柱とはりの接合部は、Ⅲ編 15.3 から 15.7 の規定に従って設計する。

7.4 橋台の設計

7.4.1 一般

- (1) 橋台は、上部構造等から作用する荷重を確実に基礎に伝達するとともに、橋台背面から作用する荷重に抵抗できる構造としなければならない。

- (2) 橋台は、必要に応じて、背面土砂の流出を防止できる構造としなければならない。
- (3) (1)を満足するために、1)から3)を満足しなければならない。
 - 1) 逆T式橋台とする場合は7.4.2の規定による。
 - 2) 橋台部ジョイントレス構造とする場合は7.8の規定による。
 - 3) 橋台背面から作用する荷重は、橋台背面アプローチ部の構造等を適切に考慮して定める。
- (4) (2)を満足するために、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) 上部構造の桁端部との間に遊間を有する橋台の場合には、7.4.4の規定を満足するパラペットを設ける。
 - 2) ウィングを設ける場合には、7.4.5の規定による。

7.4.2 逆T式橋台

- (1) 逆T式橋台の設計にあたっては、たて壁の形状や橋台背面から作用する荷重の影響等を適切に考慮しなければならない。
- (2) (3)及び(4)に従う場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 逆T式橋台のたて壁は、フーチング等との接合部を固定端とする片持ばりとして設計する。
- (4) 逆T式橋台のたて壁の鉄筋の配置は、1)から4)による。
 - 1) たて壁の鉛直方向鉄筋の段落しは行わない。
 - 2) 前面側の鉛直方向鉄筋は、背面側の鉛直方向鉄筋の1/2以上の鉄筋を配置する。ただし、8.6の規定により側方移動が生じると考えられる橋台、又はV編7.3の規定により土質定数の低減係数 D_E が1未満となる土層を有する地盤上にある橋台においては、背面側の鉛直方向鉄筋と同程度を配置する。
 - 3) 配力鉄筋は直径13mm以上の異形棒鋼とし、たて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300mm以下の間隔で水平方向に配置する。また、その端部は、半円形フック又は鋭角フックにより橋台内部のコンクリートに定着する。
 - 4) 中間帯鉄筋の配置は、i)からiv)による。
 - i) 中間帯鉄筋は、配力鉄筋と同材質、同径の鉄筋とする。
 - ii) 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。
 - iii) 中間帯鉄筋は、フック又は定着体を配力鉄筋にかけて定着する。ただし、フックの場合は少なくとも一方は半円形フック又は鋭角フックとし、一方のフックを直角フックとする場合には、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。
 - iv) 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、その端部にはフックを設ける。

7.4.3 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。

7.4.4 パラペット

- (1) 橋台のパラペット及びたて壁との接合部の設計にあたっては、パラペットの形状や背面から作用する荷重の影響等を適切に考慮しなければならない。
- (2) (1)を満足するために、橋台のパラペットは、たて壁との接合部を固定端とする片持ちばりとして設計することを標準とする。

7.4.5 ウィング

- (1) ウィング及びその接合部の設計にあたっては、ウィングの形状や内側から作用する荷重の影響等を適切に考慮しなければならない。
- (2) (1)を満足するために、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することを標準とする。

7.5 躯体と基礎の接合部

- (1) 橋脚柱又は橋台たて壁と基礎の接合部は、部材の接合部でない箇所が限界状態3に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できる構造としなければならない。
- (2) 橋脚柱又は橋台たて壁の軸方向鉄筋を、橋脚柱又は橋台たて壁基部に生じる断面力がフーチング等に十分伝達される長さだけのばし、フックにより定着する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

7.6 橋座部の設計

- (1) 橋座部は、支承部等から作用する荷重を躯体に確実に伝達できる構造としなければならない。
- (2) 橋座部は、(1)を満足するため、支承部から作用する荷重に対して(3)から(5)を満足しなければならない。
- (3) 支承部が取り付けられる橋座部の部位において、(4)を満足する場合には、支承部からの水平力に対する部材等の強度に関する限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (4) 支承部が取り付けられる橋座部の部位において、1)及び2)を満足する場合には、支承部からの水平力に対する部材等の強度に関する限界状態3を超えないとみなしてよい。

- 1) 式 (7.6.1) に従い支承部の縁端と下部構造頂部縁端との間の距離 (支承縁端距離) を確保する。

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

ここに,

S : 支承縁端距離 (m)

l : 支間長 (m)

- 2) レベル 2 地震動を考慮する設計状況において支承部から作用する水平力が式 (7.6.2) により算出する制限値を超えない。

$$P_{bs} = P_c + P_s \dots\dots\dots (7.6.2)$$

$$P_c = 0.32 \alpha \sqrt{\sigma_{ck}} A_c \dots\dots\dots (7.6.3)$$

$$P_s = \sum \beta (1 - h_i/d_a) \sigma_{sy} A_{si} \dots\dots\dots (7.6.4)$$

ここに,

P_{bs} : 橋座部における支承部から作用する水平力の制限値 (N)

P_c : コンクリートの負担する耐力 (N)

P_s : 補強鉄筋の負担する耐力(N)

α : コンクリートの負担分を算出するための係数で, 図-7.6.1 による。

σ_n : 鉛直力による支承下面の支圧応力度 (N/mm²)。支承に作用する死荷重反力を下鋼板の面積で除した値とする。

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

A_c : コンクリートの抵抗面積 (mm²)

β : 補強鉄筋の負担分に関する係数で, 0.5 としてよい。

h_i : i 番目の補強鉄筋の橋座面からの距離 (m)

d_a : 支承背面側のアンカーボルトの中心から橋座縁端までの距離 (m)

σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)

A_{si} : i 番目の補強鉄筋の断面積(mm²)

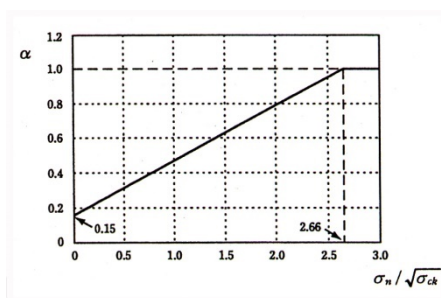


図-7.6.1 コンクリートの負担分を算出するための係数 α

- (5) 支承部が取り付けられる橋座部の部位は, 集中荷重による局所的な影響が部材に生じないように, 鉄筋を配置することにより適切に補強する。

- (6) 橋座部の設計にあたっては、1)及び2)に配慮しなければならない。
- 1) 塵埃，滞水等による支承部や上部構造の腐食等への対応。
 - 2) 支承部等の点検，交換及び損傷への対応が確実かつ容易に行えること。

7.7 フーチングの設計

7.7.1 一般

- (1) フーチングは，橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤又は杭に伝達できる構造としなければならない。
- (2) フーチングは，(1)を満足するために，(3)及び(4)並びに 7.7.2 から 7.7.5 の規定を満足しなければならない。
- (3) フーチングの設計にあたっては，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する。
- (4) フーチングは，片持ばり，単純ばり，連続ばり等のはり部材として設計することを標準とする。ただし，必要に応じて，版としての挙動を考慮する。

7.7.2 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しなければならない。
- (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には，剛体とみなせる厚さを確保しなければならない。

7.7.3 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設計にあたっては，(2)から(5)を満足しなければならない。
- (2) 照査断面は，長方形断面の柱又は壁の場合にはその前面，円形断面の柱の場合に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とする。
- (3) 作用荷重は1)及び2)に従って設定する。
 - 1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対する照査の場合には，柱又は壁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頭水平反力及び杭頭曲げモーメントを除いて計算することを原則とする。
 - 2) レベル 2 地震動を考慮する設計状況における照査の場合には，柱又は壁前面のフーチング全面積に作用する全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) 断面に生じる曲げモーメントの算出に用いる軸線は、原則として断面の図心位置とする。

(5) 有効幅は1)及び2)に従って設定する。

1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対する照査に用いる有効幅は、式(7.7.1)により算出してよい。

$$\left. \begin{array}{l} \text{フーチング下面側が引張りになる場合 } b = t_c + 2d \leq B \\ \text{フーチング上面側が引張りになる場合 } b = t_c + d \leq B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (7.7.1)$$

ここに、

- b : 有効幅 (mm)
- B : フーチング全幅 (mm)
- t_c : 柱又は壁の幅 (mm)
- d : フーチングの有効高 (mm)

2) レベル2地震動を考慮する設計状況に対する照査に用いる有効幅は、式(7.7.2)により算出してよい。

$$\left. \begin{array}{l} \text{フーチング下面側が引張りになる場合 } b = B \\ \text{フーチング上面側が引張りになる場合 } b = t_c + 1.5d \leq B \end{array} \right\} \dots\dots\dots (7.7.2)$$

ここに、

- b : 有効幅 (mm)
- B : フーチング全幅 (mm)
- t_c : 柱又は壁の幅 (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、引張主鉄筋量は釣合い鉄筋量の1/2以下とする。

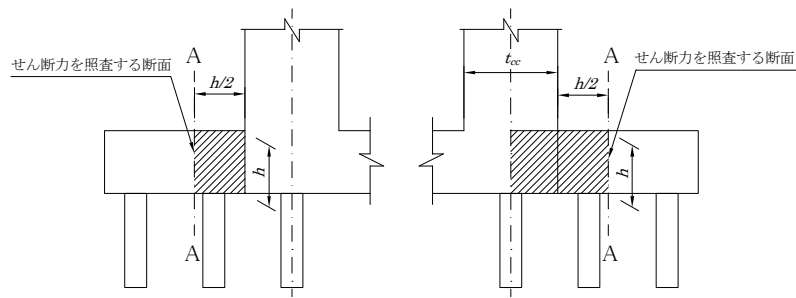
7.7.4 せん断力に対する設計

(1) せん断力に対するフーチングの設計にあたっては、(2)から(5)を満足しなければならない。

(2) 照査断面と鉄筋の配置は1)から3)による。

1) 柱又は壁付近におけるせん断力に対する照査は、図-7.7.1に示す部材断面A-Aにおいて行う。

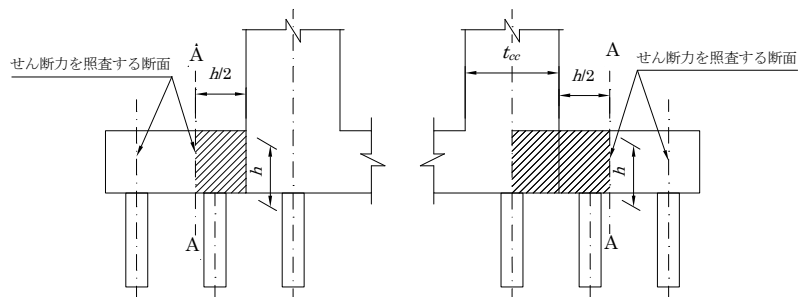
せん断補強鉄筋を用いる場合、フーチング下面側が引張りになる場合には、図-7.7.1(a)の斜線部分のせん断補強鉄筋は、A-A断面について算出される鉄筋量以上を配置する。また、フーチング上面側が引張りになる場合には、図-7.7.1(b)の柱前面の斜線部分にはA-A断面について算出される鉄筋量以上、柱側面の斜線部分の単位幅あたりにはA-A断面について算出される単位幅あたりの鉄筋量以上を配置する。



(a) 下面側が引張りになる場合 (b) 上面側が引張りになる場合

図-7.7.1 柱又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-7.7.2 (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。
せん断補強鉄筋を用いる場合には、1)と同様に配置する。



(a) 下面側が引張りになる場合 (b) 上面側が引張りになる場合

図-7.7.2 杭基礎フーチングのせん断力を照査する断面

- 3) せん断力に対する照査を行う場合のフーチングの引張主鉄筋は、柱又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。
- (3) せん断スパン比がせん断耐力に与える影響は、1)から 3)に従って考慮する。
- 1) 3)で算出するせん断スパン比がフーチングの有効高の 2.5 倍以下の場合、せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数は、表-7.7.1 に示す値とする。

表-7.7.1 せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数 c_{dc}

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
c_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

ここに、

- c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担できるせん断力の割増係数
- 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、柱又は壁前面の位置で求める。

2) せん断スパンがフーチングの有効高の 2.5 倍以下の場合、せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数は、式 (7.7.3) により算出される値とする。

$$c_{ds} = (a/d) / 2.5 \dots\dots\dots (7.7.3)$$

ここに、

- c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数
- 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、柱又は壁前面の位置で求める。

3) せん断スパンは、i) 又は ii) に従って設定する。

i) 直接基礎フーチングの場合

フーチング下面側が引張りになる場合には、柱又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の作用位置から柱又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のようにフーチング上面側が引張りになる場合には、式 (7.7.4) により算出してよい。

$$a = L + L' \dots\dots\dots (7.7.4)$$

ここに、

- a : せん断スパン (mm)
- L : 柱又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の作用位置から柱又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又は壁の幅 (mm)
- d : 柱又は壁前面位置におけるフーチングの有効高 (mm)

ii) 杭基礎フーチングの場合

フーチング下面側が引張りになる場合には、最外縁の杭中心位置から柱又は壁前面までの距離としてよい。フーチング上面側が引張りになる場合には、式 (7.7.5) により算出してよい。

$$a = L + L' \dots\dots\dots (7.7.5)$$

ここに、

- a : せん断スパン (mm)
- L : 柱又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又は壁の幅 (mm) で、図-7.7.2 に示す。

d : 柱又は壁前面位置におけるフーチング有効高 (mm)

- (4) せん断力に対するフーチングの有効幅は全幅とすることを原則とする。ただし、杭間隔が著しく大きい場合には、7.7.3の規定に準じる。
- (5) 杭基礎フーチングは、レベル2地震動を考慮する設計状況において、必要に応じて版としてのせん断の照査を行う。

7.7.5 鉄筋の配置

フーチングの鉄筋の配置は、(1)から(3)による。

(1) 単独フーチング

- 1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況に対する照査結果並びにレベル2地震動を考慮する設計状況に対する照査結果に対し、7.7.3に規定する有効幅を用いて、それぞれの単位幅あたりの鉄筋量 A_{S1} 及び A_{S2} を計算する。
- 2) 式(7.7.1)により算出される有効幅の範囲には、 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(図-7.7.3)。
- 3) フーチングの上面及び下面の主鉄筋は、フーチングが版として機能するように2方向配筋を原則とし、配筋方向は杭配置を考慮する。
- 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脆性的な破壊が生じないように上面鉄筋を配置する。一般には、下面主鉄筋の1/3以上の鉄筋を配置する。橋台フーチングの場合には、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。
- 5) フーチング上面及び下面において、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。

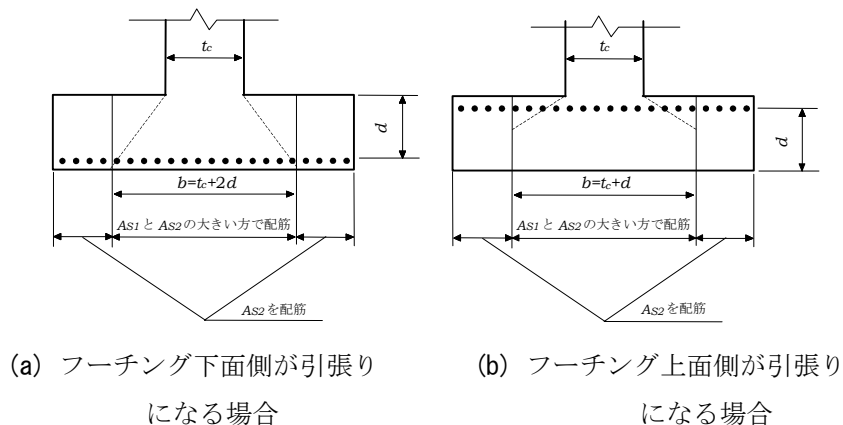


図-7.7.3 鉄筋の配置

(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)に準じて求めた鉄筋量 A_{S3} (永続作用支配状況及び変動作用支配状況), A_{S4} (レベル 2 地震動を考慮する設計状況) を(1)の2)に基づいて配置する (図-7.7.4)。
- 3) 上面及び下面の鉄筋の配筋方向及び配置は、それぞれ(1)の3)から5)までに準じる。

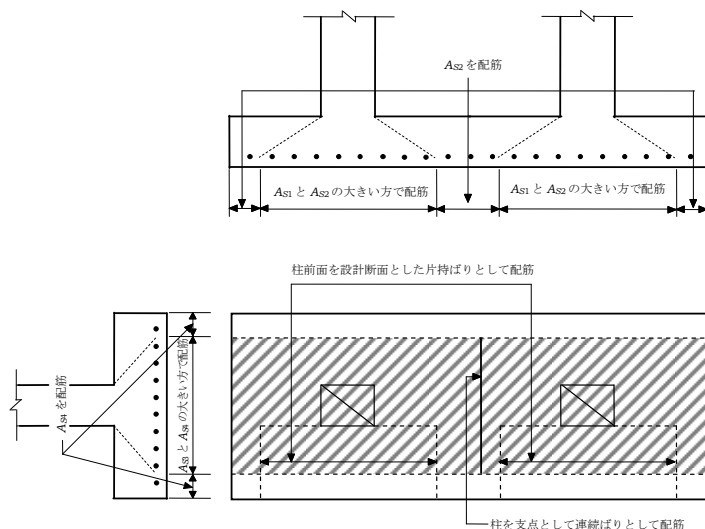


図-7.7.4 連続フーチングの鉄筋の配置 (フーチング下面側が引張りになる場合)

(3) 橋台フーチング

橋台フーチングの引張主鉄筋は、Ⅲ編 5.2.5 (4) に規定する定着長を確保し、かつ、前フーチングではたて壁背面側、後フーチングではたて壁前面側の鉛直方向鉄筋の位置までのばすか、これを超えて定着する。

7.8 橋台部ジョイントレス構造

7.8.1 一般

- (1) 橋台部ジョイントレス構造は、構造条件及び地盤条件による影響を適切に考慮して適用性の検討を行わなければならない。
- (2) 橋台部ジョイントレス構造の橋台及び上部構造との接合部の設計にあたっては、橋台背面から作用する荷重や不静定構造であることによる影響等を考慮しなければならない。
- (3) 1)から7)に従う場合には、(2)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 施工時に作用する荷重及び構造系の変化並びに供用中に生じる不静定力及び変位

を適切に考慮する。

- 2) 橋台背面に作用する土圧は、施工時及び供用中に生じる最も不利な条件を考慮する。
 - 3) 断面力は、不静定構造であることによる影響や地盤抵抗の影響を適切に評価できる解析モデルを用いて算出する。
 - 4) 橋台背面の地盤抵抗を期待する場合には、橋台背面の地盤抵抗が確実に発揮できる構造とするとともに、橋台背面の材料及び施工時の品質を考慮したうえで適切に地盤反力係数等を設定する。
 - 5) 上部構造と橋台の接合部は、部材の接合部でない箇所が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できる構造とする。
 - 6) 上部構造と橋台の接合部は、背面が地中に埋設される影響に対する構造的な配慮を行う等、耐久性上の弱点とならないよう配慮する。
 - 7) 7.4.2(4)に従って橋台たて壁の鉄筋を配置する。
- (4) 橋台背面に作用する土圧について、1)及び2)に従う場合には(3)2)を満足するとみなしてよい。
- 1) 両側の橋台背面に載荷する場合、片側の橋台背面に載荷する場合、及びいずれにも載荷しない場合を考慮する。
 - 2) I編 8.7に規定する土圧が作用した場合、及び、その1/2が作用した場合を考慮する。
- (5) 7.8.2の規定に従う場合には、(3)3)を満足するとみなしてよい。
- (6) 1)又は2)に従う場合には、(3)5)を満足するとみなしてよい。
- 1) 上部構造がコンクリート桁の場合には、III編 15.3の規定に従い設計する。
 - 2) 上部構造がI型断面の鋼桁の場合には、鋼桁端部を橋台に埋め込み、7.8.3の規定に従いスタッド及び補強鉄筋を配置する。

7.8.2 構造解析

- (1) 橋台部ジョイントレス構造の断面力、応力及び変位等は、1)から3)に従って算出することを標準とする。
 - 1) 上部構造と橋台が剛結されたラーメン構造としてモデル化する。
 - 2) 橋台背面の地盤抵抗を期待する場合には、これを考慮してモデル化する。
 - 3) ウィングによる橋台たて壁の剛性増加の影響について適切に考慮する。
- (2) 上部構造が斜角や曲率を有する場合には、モデル化並びに断面力、応力及び変位等の算出にあたって、斜角や曲率による影響を適切に考慮しなければならない。

7.8.3 スタッドによる鋼桁と橋台の連結

- (1) スタッドにより連結される橋台と I 型断面の鋼桁の接合部が (2) を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) スタッドにより連結される橋台と I 型断面の鋼桁の接合部が 1) から 5) を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

- 1) 鋼桁から伝達される曲げモーメントに対しては、式(7.8.1)で算出される本数以上のスタッドを上フランジ上側及び下フランジ下側にそれぞれ配置する。

$$n_f = M / (Q_a h) \dots\dots\dots (7.8.1)$$

ここに、

n_f : 曲げモーメントに対して片側のフランジ外側に配置するスタッドの必要本数(本)

M : 接合部鋼桁 1 本あたりの曲げモーメント(N・mm)

h : 鋼桁高さ(mm)

Q_a : 1 本のスタッドのせん断力の制限値(N/本)で、式(7.8.2)により算出する。

$$Q_a = 20.3d^2 \sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5) \dots\dots\dots (7.8.2)$$

ここに、

H : スタッドの全高(mm)

d : スタッドの軸径(mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度(N/mm²)

- 2) 鋼桁から伝達される軸力に対しては、下フランジ下側に設置したスタッドのみで伝達するものとし、1 本のスタッドに生じるせん断力は、式(7.8.2)により算出する 1 本のスタッドのせん断力の制限値を超えない。なお、軸力に対するスタッドは 1) に従って配置するスタッドとは別に設ける。
- 3) 鋼桁から伝達されるせん断力に対しては、ウェブ両側に対称に設置したスタッドのみで伝達するものとし、1 本のスタッドに生じるせん断力は、式(7.8.2)により算出する 1 本のスタッドのせん断力の制限値を超えない。
- 4) スタッドの間隔は、Ⅱ編 14.5.3 及び 14.5.4 の規定による。
- 5) 鋼桁から伝達される曲げモーメントによる上フランジ上側コンクリートへの押抜き力に対して、式(7.8.3)により算出される本数以上の補強鉄筋を鋼桁埋込み長さの全長にわたり均等に配置する。

$$n_s = 2P / (A_s \sigma_{sy}) \dots\dots\dots (7.8.3)$$

ここに、

n_s : 鋼桁 1 本あたりに配置する補強鉄筋の必要本数(本)

- A_s : 補強鉄筋の断面積 (mm^2)
 σ_{sy} : 補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm^2)
 P : 鋼桁から伝達される曲げモーメントによる押抜き力 (N)で、式(7.8.4)により算出する。
 $P=0.3M/(L/2)$ (7.8.4)
 ここに、
 M : 接合部の鋼桁1本あたりの曲げモーメント($\text{N}\cdot\text{mm}$)
 L : 鋼桁埋込み長さ(mm)

7.9 橋台背面アプローチ部

- (1) 橋台背面アプローチ部は、以下の1)から3)を満足する構造としなければならない。
 - 1) 設計において考慮する各状況における橋台背面アプローチ部から橋台への作用等が明らかであること。
 - 2) 経年的な変化への対処方法が明らかであること。
 - 3) 1)及び2)を満足するための設計、施工及び維持管理の方法が明らかであること。
- (2) 橋台背面アプローチ部の範囲は、橋台の構造条件、地形及び地質条件等を考慮して設定しなければならない。
- (3) 橋台背面アプローチ部の設計にあたっては、良質な材料を用いるとともに、以下の1)から3)を考慮しなければならない。
 - 1) 基礎地盤の安定性
 - 2) 橋台背面アプローチ部の安定性
 - 3) 降雨等に対する排水性
- (4) 地盤変位や地震の影響等の原因により橋台背面に著しい沈下が生じる場合においても通行機能の確保が必要な橋においては、沈下が生じた際に直ちに通行機能が大きく低下することがないようにするため、踏掛版の設置等適切な対策を講じることを標準とする。

8章 基礎の安定に関する設計

8.1 一般

- (1) 基礎は、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) 基礎に作用する荷重に対する抵抗要素とその力学的特性が明らかであり、限界状態、照査項目、照査値及び解析モデルについて、相互の関係性も含めて実験等により適切に検証されていること。

- 2) 1)を一定の信頼性をもって実現させるための基礎の施工管理方法が確立していること。
- (2) 直接基礎，杭基礎，ケーソン基礎，鋼管矢板基礎，地中連続壁基礎及び深礎基礎について9章以降の規定により設計及び施工を行う場合には，(1)を満足するとみなしてよい。

8.2 設計の基本

- (1) 基礎の安定に関する照査では，鉛直荷重，水平荷重及び転倒モーメントに対して耐荷性能を満足するとともに，基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるようにしなければならない。
- (2) 基礎の設計にあたっては，抵抗要素及びその力学的特性を適切に考慮しなければならない。
- (3) 基礎は，(1)及び(2)を満足するために，1)から3)並びに8.4，8.5及び8.7の規定を満足しなければならない。
 - 1) 基礎は，原則として9章から14章に規定される直接基礎，杭基礎，ケーソン基礎，鋼管矢板基礎，地中連続壁基礎又は深礎基礎に形式を区分して設計する。なお，杭基礎は支持杭基礎又は摩擦杭基礎に区分して設計する。
 - 2) 基礎の設計にあたっては，基礎の変位を橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留めるために，I編3.3に規定される作用の組合せ及び荷重係数等に加えて，永続作用支配状況として，以下の作用の組合せ及び荷重係数等を考慮する。
 1. 00(D+L+PS+CR+SH+E+HP+(U))
 - 3) 地盤変動等による影響を受けると考えられる場合には，地盤変動等が基礎の安定等に及ぼす影響を適切に考慮する。
 - 4) 地盤変動等による影響のうち，軟弱地盤における圧密沈下に対してはi)による場合，軟弱地盤における側方流動に対してはii)による場合には，3)を満足するとみなしてよい。
 - i) 軟弱地盤における圧密沈下の影響に対して，10.7.2，11.7，12.7又は13.7の規定に従って設計する。
 - ii) 軟弱地盤における側方流動の影響に対して，8.6の規定に従って設計する。
- (4) 基礎は，長期的に安定して存在し，確実な地盤抵抗が得られる地層により支持させなければならない。
- (5) 1)及び2)による場合は，(4)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 基礎は，8.3に規定する支持層に支持させる。ただし，杭基礎において摩擦杭基礎とする場合は除く。
 - 2) 基礎の根入れ深さは，8.4の規定に従って設定する。

8.3 支持層の選定

- (1) 支持層は、1)及び2)の条件を満足するように選定しなければならない。
 - 1) 長期的に安定して存在すること。
 - 2) 基礎を支持するための十分な地盤抵抗が得られること。
- (2) (1)1)における長期的に安定して存在する地層とは、少なくとも 1)から 4)の影響を受けないとみなせる地層とする。
 - 1) 斜面崩壊等
 - 2) 洗掘・侵食
 - 3) 液状化
 - 4) 圧密沈下
- (3) 1)及び2)を満足する場合には、(1)2)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 基礎を支持するために十分な強度及び剛性を有していること。
 - 2) 施工による乱れにより 1)が失われないこと。

8.4 基礎形式及び形状

- (1) 基礎形式は、8.1(1)を満足するものから、地形及び地質条件、施工条件並びに環境条件等を考慮して選定しなければならない。
- (2) 基礎形式を定める際には、少なくとも 1)から 3)を考慮しなければならない。
 - 1) 原則として 1 基の下部構造には異種の基礎形式を併用しない。
 - 2) 1 つの上部構造を支える下部構造間で抵抗機構が異なる基礎形式を選定する場合には、橋に有害な影響を与えないよう設計する。
 - 3) 杭基礎を選定する場合には、支持杭基礎とすることを基本とする。
- (3) 直接基礎、ケーソン基礎又は深礎基礎を選定した場合には、支持層に支持させなければならない。
- (4) 杭基礎のうちの支持杭基礎、鋼管矢板基礎又は地中連続壁基礎を選定した場合には、基礎先端を支持層に根入れさせなければならない。
- (5) 杭基礎のうちの摩擦杭基礎を選定した場合には、上部構造の形式と機能、地盤条件等を考慮して、適切な根入れ深さを設定しなければならない。
- (6) 基礎の形状を定める際には、地盤の抵抗ができる限り均等になるように配慮しなければならない。

8.5 地盤反力度及び変位の計算

8.5.1 一般

- (1) 基礎の安定に関する照査に用いる地盤反力度及び変位は、1)から 3)に基づいて計算

することを標準とする。

- 1) 地盤抵抗は、8.5.2に規定する設計上の地盤面より下で考慮する。
 - 2) 地盤抵抗は、地盤の調査結果、基礎の施工方法、基礎の安定に関する限界状態等を考慮して適切にモデル化する。
 - 3) 変位は、即時変位を計算する。
- (2) 8.5.3及び9章から14章に規定する地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び荷重分担に基づいて地盤抵抗をモデル化する場合には、(1)(2)及び(3)を満足するとみなしてよい。

8.5.2 設計上の地盤面

- (1) 設計上の地盤面は、長期にわたり安定して存在し、かつ、水平抵抗が期待できることを考慮して設定しなければならない。
- (2) 設計上の地盤面は、(1)を満足するため、少なくとも1)から5)の影響を考慮して設定する。
 - 1) 斜面崩壊等
 - 2) 洗掘・侵食
 - 3) 圧密沈下
 - 4) 施工による地盤の乱れ
 - 5) 凍結融解

8.5.3 地盤反力係数

- (1) 地盤反力係数は、式(8.5.1)により定義する。

$$k = p / \delta \quad \dots\dots\dots (8.5.1)$$

ここに、

k : 地盤反力係数 (kN/m³)

p : 地盤反力度 (kN/m²)

δ : 変位 (m)

- (2) 地盤反力係数は、地盤条件、基礎の載荷幅及び施工方法等の影響を適切に考慮して定めなければならない。
- (3) 地盤反力係数を載荷試験による荷重と変位の関係から求める場合、又は式(8.5.2)により求める場合には、(2)を満足するとみなしてよい。

$$k = \lambda k_0 (B'/0.3)^{-3/4} \dots\dots\dots (8.5.2)$$

ここに、

k : 地盤反力係数 (kN/m³)

k_0 : 直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数

(kN/m^3) で、各種試験により求めた変形係数から推定する場合は、式(8.5.3)により求める。

$$k_0 = \alpha E_0 / 0.3 \dots\dots\dots (8.5.3)$$

ここに、

E_0 : 表-8.5.1 に示す方法で推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m^2)

α : 地盤反力係数の換算係数で、表-8.5.1 に示す値とする。

表-8.5.1 変形係数 E_0 と地盤反力係数の換算係数 α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の換算係数 α	
	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験から求めた変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2,800N$ で推定した変形係数	1	2

B : 地盤反力係数の推定に用いる基礎の換算載荷幅 (m)

λ : 基礎の施工方法の影響を考慮する係数

8.6 軟弱地盤における側方流動の影響を受ける基礎

軟弱地盤上の基礎で、永続的な偏荷重による側方流動の影響により側方移動が生じるおそれのある場合には、その影響について検討しなければならない。また、検討の結果、側方移動が生じると考えられる場合には、適切に対策方法を定めなければならない。

8.7 斜め橋台の基礎

斜め橋台の基礎の安定に関する照査は、原則として背面直角方向及び橋軸方向について行う。

9 章 直接基礎の設計

9.1 適用の範囲

この章の規定は、直接基礎の設計に適用する。

9.2 設計の基本

- (1) 直接基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。
 - 2) 鉛直荷重に対する支持、水平荷重及び転倒モーメントに対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。
- (2) (1)の照査を満足する直接基礎は、レベル2地震動を考慮する設計状況において、安定に関する限界状態1及び限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (3) 直接基礎の部材等の強度に関する照査では、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、7.7の規定を満足しなければならない。

9.3 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なければならない。
- (2) 水平荷重は、基礎底面地盤のせん断抵抗力のみで抵抗させることを原則とする。ただし、水平荷重を基礎底面地盤と根入れ部分の地盤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しなければならない。

9.4 形状寸法

直接基礎の形状寸法は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定並びに各部に発生する応力のほか、施工条件も考慮して定めなければならない。

9.5 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定の設計

9.5.1 基礎の変位の制限

- (1) 直接基礎が、永続作用支配状況において(2)から(4)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。

- (2)1) 支持層が粘性土地盤，砂地盤又は砂れき地盤の場合には，基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が表-9.5.1 に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。

表-9.5.1 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m²)
(支持層が粘性土地盤，砂地盤又は砂れき地盤の場合)

地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値
粘性土	200
砂	400
砂れき	700

- 2) 支持層が岩盤の場合には，基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が表-9.5.2 に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。

表-9.5.2 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m²)
(支持層が岩盤の場合)

岩盤の種類		鉛直地盤反力度の制限値
硬岩	亀裂が少ない	2,500
	亀裂が多い	1,000
軟岩		600

- (3)1) 基礎底面に生じるせん断地盤反力が，式(9.5.1)により算出される基礎底面のせん断地盤反力の制限値を超えない。

$$H_{dp} = \lambda_b H_u \dots\dots\dots (9.5.1)$$

ここに，

H_{dp} : 基礎の変位を抑制するための基礎底面のせん断地盤反力の制限値 (kN)

λ_b : 水平変位を抑制するための係数で，0.65 とする。

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 (kN) で，9.5.5(2)2)により求める。

- 2) 基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との共同で分担させる場合には，1)に加えて，基礎の根入れ部分に生じる水平反力が，式(9.5.2)により算出される地盤の水平反力の制限値を超えない。

$$P_{dp} = \lambda_{ed} P_p \dots\dots\dots (9.5.2)$$

ここに，

P_{dp} : 基礎の変位を抑制するための根入れ部分の地盤の水平反力の制限値 (kN)

λ_{ed} : 水平変位を抑制するための係数で，0.65 とする。

P_p : 根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値(kN)で，9.5.5(3)2)に従っ

て設定する。

- (4) 転倒モーメントにより偏心した鉛直力の作用位置が，基礎底面の中心から底面幅の 1/6 を超えない。

9.5.2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1

- (1) 粘性土地盤，砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする直接基礎が(2)を満足する場合，岩盤を支持層とする直接基礎が(3)を満足する場合には，永続作用支配状況及び変動作用支配状況において，鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 1) 基礎底面に作用する合力が，基礎底面地盤の支持力の制限値を超えない。
2) 基礎底面に作用する合力は，式(9.5.3)により算出する。

$$F_r = \frac{V}{1 - \left(\frac{h^2 + m^2}{v^2} \right)^{1/2}} \dots\dots\dots (9.5.3)$$

$$v = \frac{V}{Q_u}, \quad h = \frac{H}{(H_u/V)Q_u}, \quad m = \frac{M}{0.48BQ_u}$$

ここに，

- F_r : 基礎底面に作用する合力(kN)
 H_u : 基礎底面と地盤との間に働く最大せん断抵抗力の特性値(kN)で，9.5.5(2)2)により求める。ただし，基礎底面に突起をつける場合でも，突起の影響を考慮せずに求める。
 Q_u : 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値(kN)で，5)により求める。
 V, H, M : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)，水平力 (kN)及び転倒モーメント (kN·m)
 B : 水平力の作用方向の基礎幅(m)

- 3) 基礎底面地盤の支持力の制限値は，基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値を用いて式 (9.5.4) により算出する。

$$Q_{yd} = \xi_1 \Phi_Y Q_y \dots\dots\dots (9.5.4)$$

ここに，

- Q_{yd} : 基礎底面地盤の支持力の制限値(kN)
 ξ_1 : 調査・解析係数で，表-9.5.3 に示す値とする。
 Φ_Y : 抵抗係数で，表-9.5.3 に示す値とする。
 Q_y : 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値(kN)で，4)に従って定める。

表-9.5.3 調査・解析係数及び抵抗係数

ξ_1	Φ_Y
0.90	0.90

- 4) i) 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ及び沈下量等を考慮して、基礎の応答が可逆性を有する範囲で設定しなければならない。
- ii) 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値を 5) に従って定めた基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値の 0.65 倍とする場合には、i) を満足するとみなしてよい。
- 5) i) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ及び沈下量等を考慮して定めなければならない。
- ii) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値を iii) 又は iv) により算出する場合には i) を満足するとみなしてよい。
- iii) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値を式 (9.5.5) により算出する。

$$Q_u = A \{ \alpha \kappa c N_c S_c \zeta_c + \kappa q N_q S_q + (1/2) \gamma_1 \beta B N_\gamma S_\gamma \} \dots\dots\dots (9.5.5)$$

ここに、

- Q_u : 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値 (kN)
- A : 基礎の底面積 (m²)
- c : 粘着力 (kN/m²)
- q : 上載荷重の特性値 (kN/m²) で、 $q = \gamma_2 D_f$
- γ_1, γ_2 : 支持地盤及び根入れ地盤の単位体積重量 (kN/m³)、ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。
- B : 基礎幅 (m)
- α, β : 基礎の形状係数で表-9.5.4 による。
- κ : 支持層への根入れ効果に関する割増係数
- D_f : 上載荷重として考慮する基礎の根入れ深さ (m)
- N_c, N_q, N_γ : 図-9.5.1 に示される帯基礎の支持力係数
- ζ_c : 地盤の種類の違いを考慮する係数で、支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には 1.00、粘性土地盤の場合には 0.55 とする。
- S_c, S_q, S_γ : 支持力係数の寸法効果による補正係数で $S_c = (c^*)^\lambda$, $S_q = (q^*)^\nu$, $S_\gamma = (B)^\mu$
- λ, ν, μ : 寸法効果の程度を表す係数で、 $\lambda = \nu = \mu = -1/3$ とする。
- c^* : c / c_0 、ただし、 $1 \leq c^* \leq 10$ とする。
- c_0 : 10 (kN/m²) とする。
- q^* : q / q_0 、ただし、 $1 \leq q^* \leq 10$ とする。

q_0 : 10 (kN/m²)とする。

表-9.5.4 形状係数

基礎底面の形状 形状係数	帯状	正方形, 円形	長方形, 楕円形, 小判型
α	1.0	1.3	$1+0.3(B/D)$
β	1.0	0.6	$1-0.4(B/D)$

ここに, B, D : 基礎幅 (m)。ただし, $B/D > 1$ の場合には, $B/D = 1$ とする。

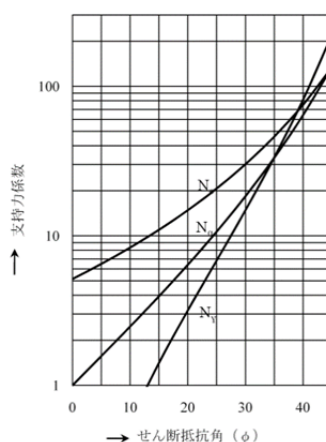


図-9.5.1 支持力係数

iv) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力の特性値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 及びせん断抵抗角 ϕ を用いて式 (9.5.5) により算出する。

(3) 基礎底面に生じる鉛直地盤反力度が表-9.5.5 に示す制限値を超えない。

表-9.5.5 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値 (kN/m²)
(支持層が岩盤の場合)

岩盤の種類		鉛直地盤反力度の制限値
硬岩	亀裂が少ない	3,750
	亀裂が多い	1,500
軟岩		900

9.5.3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3

直接基礎が, 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力の特性値を 9.5.2(2)4 ii) に従って設定し

たうえで9.5.2の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態3を超えないとみなしてよい。

9.5.4 水平荷重に対する抵抗の限界状態1

直接基礎が、9.5.5の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態1を超えないとみなしてよい。

9.5.5 水平荷重に対する抵抗の限界状態3

(1) 直接基礎が、(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態3を超えないとみなしてよい。ただし、基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との共同で分担させる場合には、(2)及び(3)を満足することにより、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態3を超えないとみなしてよい。

(2)1) 基礎底面に生じるせん断地盤反力が、式(9.5.6)により算出される基礎底面のせん断地盤反力の制限値を超えない。

$$H_d = \xi_1 \xi_2 \Phi_U H_u \cdots \cdots \cdots (9.5.6)$$

ここに、

H_d : 基礎底面のせん断地盤反力の制限値 (kN)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.5.6に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で、表-9.5.6に示す値とする。

Φ_U : 抵抗係数で、表-9.5.6に示す値とする。

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 (kN) で、2)により求める。

表-9.5.6 調査・解析係数及び部材・構造係数と抵抗係数の積

ξ_1	ξ_2 と Φ_U の積
0.90	0.95

2) 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値は、適切な地盤調査等を行っ
たうえで、基礎の形状、寸法及び変位等を考慮して設定しなければならない。

3) 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値を式(9.5.7)により算出する
場合には2)を満足するとみなしてよい。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \cdots \cdots \cdots (9.5.7)$$

ここに、

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値(kN)

c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 (°)

A_e : 有効載荷面積 (m²)

V : 基礎底面に作用する鉛直力(kN)。ただし、浮力を差引いた値とする。

なお、15.6.2の規定に従って底面を処理した場合には、摩擦角及び付着力として、表-9.5.7に示す値としてよい。

表-9.5.7 摩擦角と付着力

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

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

4) 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場合には、突起を支持層に十分貫入させ、かつ、所要の強度及び剛性を有する構造としたうえで、突起の先端位置で基礎底面と平行する面に対してせん断抵抗力の制限値を求める。

(3)1) 基礎の根入れ部分に生じる水平反力が、式(9.5.8)により算出される地盤の水平反力の制限値を超えない。

$$P_d = \xi_1 \xi_2 \Phi_U P_p \dots \dots \dots (9.5.8)$$

ここに、

P_d : 根入れ部分の地盤の水平反力の制限値 (kN)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-9.5.8に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で、表-9.5.8に示す値とする。

Φ_U : 抵抗係数で、表-9.5.8に示す値とする。

P_p : 根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値 (kN)で、2)に従って設定する。

表-9.5.8 調査・解析係数及び部材・構造係数と抵抗係数の積

ξ_1	ξ_2 と Φ_U の積
0.90	1.00

2) 根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値は、適切な地盤調査等を行ったうえで、基礎の形状、寸法及び変位等を考慮して設定しなければならない。

- 3) 根入れ部分の地盤の極限水平支持力の特性値として地盤の受働土圧を用いて、I編 8.7 の規定により算出する場合には、2) を満足するとみなしてよい。

9.5.6 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態 1

- (1) 直接基礎が、(2) を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、転倒モーメントに対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 転倒モーメントにより偏心した鉛直力の作用位置が、基礎底面の中心から底面幅の 1/3 を超えない。

9.5.7 転倒モーメントに対する抵抗の限界状態 3

直接基礎が、9.5.6 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、転倒モーメントに対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

9.6 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における地盤反力度及び変位の計算

9.6.1 一般

- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における直接基礎の地盤反力度及び変位は、荷重分担、地盤条件、構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出しなければならない。
- (2) 剛体とみなせる厚さが確保されたフーチングを有する直接基礎について、1) 及び 2) に従って地盤反力度及び変位を算出する場合には、(1) を満足するとみなしてよい。
 - 1) 基礎本体は、剛体とする。
 - 2) 地盤抵抗は、9.6.2 に規定する地盤反力係数を用いて評価する。

9.6.2 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、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とする。ただし、水平荷重を基礎底面地盤と根入れ部分の地盤との共同で分担させる場合には、根入れ部前面の水平方向地盤反力係数も用いる。
- (2) 直接基礎の設計に用いる地盤反力係数を推定式により求める場合には、1) 及び 2) による。
 - 1) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数及び根入れ部前面の水平方向地盤反力係数は、式(8.5.2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数及び換算載荷幅は表-9.6.1 による。

表-9.6.1 直接基礎の施工方法の影響を考慮する係数 λ 及び換算載荷幅 B'

地盤反力係数の種類	λ	B' (m)
鉛直方向地盤反力係数 k_V	1.0	$\sqrt{A_V}$
水平方向地盤反力係数 k_H	1.0	$\sqrt{A_H}$

ここに,

A_V : 鉛直方向の載荷面積 (m^2)

A_H : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m^2)

- 2) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は, 1)によって求められる鉛直方向地盤反力係数を用いて式(9.6.1)により求める。

$$k_s = 0.3k_V \dots \dots \dots (9.6.1)$$

ここに,

k_s : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_V : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

10章 杭基礎の設計

10.1 適用の範囲

この章の規定は, 杭基礎の設計に適用する。

10.2 設計の基本

- (1) 杭基礎の安定に関する照査では, 永続作用支配状況及び変動作用支配状況において, 1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。
 - 2) 杭の軸方向押込み力に対する支持及び引抜き力に対する抵抗並びに水平荷重に対する抵抗に関して, 必要な耐荷性能を有する。
- (2) 杭基礎の部材等の強度に関する照査では, 永続作用支配状況及び変動作用支配状況において, 地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため, 10.8の規定を満足しなければならない。
- (3) 杭基礎は, レベル2地震動を考慮する設計状況において, 必要な耐荷性能を満足するため, 10.9の規定を満足しなければならない。

10.3 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は、杭のみで抵抗させることを原則とする。
- (2) 水平荷重は、杭のみで抵抗させることを原則とする。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しなければならない。

10.4 杭の配列

- (1) 杭の配列は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、杭の寸法及び本数、群杭の影響、施工条件並びに斜杭の適用等を考慮し、永続作用に対して過度に特定の杭に荷重が集中せず、できる限り均等に荷重を受けるように定めなければならない。
- (2) 杭は、(1)を満足するため、永続作用支配状況において引抜きが生じないように配列することを標準とする。
- (3) 杭間隔が杭径の2.5倍未満となる場合には、10.7.1の規定に従って群杭としての影響を考慮しなければならない。

10.5 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定の設計

10.5.1 基礎の変位の制限

- (1) 杭基礎が、永続作用支配状況において(2)から(4)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。
- (2) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向押し込み力が式(10.5.1)により算出される杭の軸方向押し込み力の制限値を超えない。

$$R_{dp} = \lambda_s \lambda_f (R_y - W_s) + W_s - W \dots\dots\dots (10.5.1)$$

ここに、

- R_{dp} : 基礎の変位を抑制するための杭の軸方向押し込み力の制限値 (kN)
- λ_s : 沈下量を抑制するための係数で、0.55とする。
- λ_f : 支持形式の違いを考慮する係数で、10.5.2(2)に従って設定する。
- R_y : 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値 (kN) で、10.5.2(3)に従って設定する。
- W_s : 杭で置き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)

- (3) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向引抜き力が、式(10.5.2)により算出される杭の軸方向引抜き力の制限値を超えない。

$$P_{dp} = \lambda_p P_y + W \quad \dots\dots\dots (10.5.2)$$

ここに、

- P_{dp} : 基礎の変位を抑制するための杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)
- λ_p : 引抜き変位を抑制するための係数で、0.25 とする。
- P_y : 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値 (kN)で、10.5.4(3)に従って設定する。
- W : 杭の有効重量 (kN)

- (4) 全ての杭において、杭の水平変位が 1) 又は 2) の制限値を超えない。
- 1) 橋脚基礎の場合には、杭の水平変位の制限値は杭径の 1%に相当する値とする。ただし、最小値は 15mm、最大値は 50mm とする。
 - 2) 橋台基礎の場合には、杭の水平変位の制限値は 15mm とする。
 - 3) 1) 及び 2) における杭の水平変位の照査位置は、設計上の地盤面がフーチング下面以下の場合には設計上の地盤面、設計上の地盤面がフーチング下面より上の場合にはフーチング下面すなわち杭頭位置とする。

10.5.2 杭の軸方向押し込み力に対する支持の限界状態 1

- (1) 杭基礎が(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、杭の軸方向押し込み力に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2)1) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向押し込み力が、式(10.5.3)により算出される杭の軸方向押し込み力の制限値を超えない。

$$R_d = \xi_1 \Phi_Y \lambda_f \lambda_n (R_y - W_s) + W_s - W \quad \dots\dots\dots (10.5.3)$$

ここに、

- R_d : 杭の軸方向押し込み力の制限値 (kN)
- ξ_1 : 調査・解析係数で、表-10.5.1 に示す値とする。
- Φ_Y : 抵抗係数で、表-10.5.1 に示す値とする。
- λ_f : 支持形式の違いを考慮する係数で、2)に従って設定する。
- λ_n : 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00 を標準とする。
- R_y : 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値 (kN) で、(3)に従って設定する。
- W_s : 杭で置き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)

表-10.5.1 調査・解析係数及び抵抗係数

地盤から決まる降伏支持力の特性値の推定方法	ξ_i	Φ_Y	
		打込み杭工法, 場所打ち杭工法, 中掘り杭工法	プレボーリング杭工法, 鋼管ソイルセメント杭工法, 回転杭工法
推定式から求める場合	0.90	0.80	0.90*
載荷試験から求める場合	0.95	1.00	

*ただし、摩擦杭基礎の場合には0.80とする。

2) 支持形式の違いを考慮する係数は、支持杭基礎の場合は1.00とする。打込み杭工法、場所打ち杭工法又は鋼管ソイルセメント杭工法を摩擦杭基礎として適用する場合は0.70とすることを標準とする。ただし、支持杭基礎と同等の安全性を有する打込み杭工法、場所打ち杭工法又は鋼管ソイルセメント杭工法の摩擦杭基礎の場合には1.00としてよい。

(3)1) 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、施工方法及び杭頭部の沈下量等を考慮して、杭の応答が可逆性を有する範囲で設定しなければならない。

2) 地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値を(4)に従って設定した地盤から決まる杭の極限支持力の特性値の0.65倍とする場合には、1)を満足するとみなしてよい。

(4)1) 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値は、地盤条件、構造条件、施工方法及び杭頭部の沈下量等を考慮して設定しなければならない。

2) 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値を i) 又は ii) により設定する場合には、1)を満足するとみなしてよい。

i) 杭の鉛直載荷試験で得られた杭頭部の荷重と沈下量の関係において、沈下量の軸に平行とみなせるときの荷重とする。ただし、杭頭部の沈下量が杭径の10%を超えても荷重と沈下量の関係が沈下量の軸に平行とみなせない場合には、杭頭部の沈下量が杭径の10%に達したときの荷重とする。

ii) 式(10.5.4)により算出される値とする。

$$R_u = q_d A + U \sum L_i f_i \quad \dots \dots \dots (10.5.4)$$

ここに、

- R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN)
- q_d : 杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m²) で、表-10.5.2による。
- A : 杭先端面積 (m²)
- U : 杭の周長 (m)。ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメ

ント柱の周長とする。

- L_i : 周面摩擦力を考慮する i 層の層厚 (m)
 f_i : 周面摩擦力を考慮する i 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m^2) で、
 表-10.5.3による。

表-10.5.2 杭先端の極限支持力度の特性値(kN/m^2)

杭工法	地盤の種類	杭先端の極限支持力度の特性値 q_d
打込み杭工法	粘性土	90 N ($\leq 4,500$)
	砂	130 N ($\leq 6,500$)
	砂れき	130 N ($\leq 6,500$)
場所打ち杭工法	粘性土	110 N ($\leq 3,300$)
	砂	110 N ($\leq 3,300$)
	砂れき	160 N ($\leq 8,000$)
中掘り杭工法*	砂	220 N ($\leq 11,000$)
	砂れき	250 N ($\leq 12,500$)
プレボーリング杭工法	砂	240 N ($\leq 12,000$)
	砂れき	300 N ($\leq 15,000$)
鋼管ソイルセメント杭工法	砂	190 N ($\leq 9,500$)
	砂れき	240 N ($\leq 12,000$)
回転杭工法 (1.5倍径)	砂	120 N ($\leq 6,000$)
	砂れき	130 N ($\leq 6,500$)
回転杭工法 (2.0倍径)	砂	100 N ($\leq 5,000$)
	砂れき	115 N ($\leq 5,750$)

ここに、 N : 標準貫入試験の N 値

*: セメントミルク噴出攪伴方式における特性値である。なお、最終打撃方式では打込み杭工法の特性値を適用する。

表-10.5.3 最大周面摩擦力度の特性値(kN/m^2)

杭工法	地盤の種類	最大周面摩擦力度の特性値 f_i
打込み杭工法	粘性土	c 又は 6 N (≤ 70)
	砂質土	5 N (≤ 100)
場所打ち杭工法	粘性土	c 又は 5 N (≤ 100)
	砂質土	5 N (≤ 120)
中掘り杭工法	粘性土	0.8 c 又は 4 N (≤ 70)
	砂質土	2 N (≤ 100)
プレボーリング杭工法	粘性土	c 又は 7 N (≤ 100)
	砂質土	5 N (≤ 120)
鋼管ソイルセメント杭工法	粘性土	c 又は 10 N (≤ 200)
	砂質土	9 N (≤ 300)
回転杭工法	粘性土	c 又は 10 N (≤ 100)
	砂質土	3 N (≤ 150)

ここに、 c : 粘着力 (kN/m^2), N : 標準貫入試験の N 値

10.5.3 杭の軸方向押し込み力に対する支持の限界状態 3

杭基礎が、地盤から決まる杭の降伏支持力の特性値を 10.5.2(3)2)に従って設定したうえで 10.5.2 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、杭の軸方向押し込み力に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

10.5.4 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 1

- (1) 杭基礎が(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 全ての杭において、杭頭部に作用する軸方向引抜き力が、式(10.5.5)により算出される杭の軸方向引抜き力の制限値を超えない。

$$P_d = \xi_1 \Phi_Y \lambda_n P_y + W \quad \dots\dots\dots (10.5.5)$$

ここに、

P_d : 杭の軸方向引抜き力の制限値 (kN)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-10.5.4 に示す値とする。

Φ_Y : 抵抗係数で、表-10.5.4 に示す値とする。

λ_n : 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00 を標準とする。

P_y : 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値 (kN) で、(3)に従って設定する。

W : 杭の有効重量 (kN)

表-10.5.4 調査・解析係数及び抵抗係数

地盤から決まる降伏引抜き抵抗力の特性値の推定方法	ξ_1	Φ_Y
推定式から求める場合	0.90	0.55
載荷試験から求める場合	0.95	0.65

- (3)1) 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値は、地盤条件、構造条件、施工方法及び杭頭部の変位等を考慮して、杭の応答が可逆性を有する範囲で設定しなければならない。
- 2) 地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値を(4)に従って設定した地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値の 0.65 倍とする場合には、1)を満足するとみなしてよい。
- (4)1) 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値は、地盤条件、構造条件、施工方法及び杭頭部の変位等を考慮して設定しなければならない。
- 2) 打込み杭工法、場所打ち杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法又は鋼管ソイルセメント杭工法における地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値を i)

から iii) のいずれかにより設定する場合には、1) を満足するとみなしてよい。また、回転杭工法における地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値を i) 又は iv) により設定する場合には、1) を満足するとみなしてよい。

- i) 杭の引抜き載荷試験で得られた杭頭部の荷重と変位の関係において、最大となる荷重を上限とし、杭頭部の変位を考慮して設定する。
- ii) 10.5.2(4)2) i) により求められる地盤から決まる杭の極限支持力のうちの最大周面摩擦力の特性値とする。
- iii) 式(10.5.6)により算出される値とする。

$$P_u = U \sum L_i f_i \dots\dots\dots (10.5.6)$$

ここに、

- P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値 (kN)
- U : 杭の周長 (m)。ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱の周長とする。
- L_i : 周面摩擦力を考慮する i 層の層厚 (m)
- f_i : 周面摩擦力を考慮する i 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²)で、表-10.5.3 による。

- iv) 式(10.5.7)により算出される値とする。

$$P_u = U \sum L_i f_i + \pi D_w \left(\sum \gamma_i L_i + \gamma \frac{H}{2} \right) H \frac{3N}{L/D} \dots\dots\dots (10.5.7)$$

ただし、 $\frac{3N}{L/D} \leq 5.0$ とする。

ここに、

- D_w : 羽根外径(m)
- γ_i : 周面摩擦力を考慮する i 層の土の有効単位体積重量 (kN/m³)
- γ : 支持層の土の有効単位体積重量 (kN/m³)
- H : 支持層への根入れ長 (m)。ただし、 $H \leq 2.5D_w$ とする。
- N : 支持層の N 値
- L : 杭長 (m)
- D : 杭径 (m)

10.5.5 杭の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 3

杭基礎が、地盤から決まる杭の降伏引抜き抵抗力の特性値を 10.5.4(3)2) に従って設定したうえで 10.5.4 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、杭の引抜き力に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

10.5.6 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1

- (1) 杭基礎が(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 全ての杭において、杭の水平変位が 1) 又は 2) の制限値を超えない。
- 1) 橋脚基礎の場合には、杭の水平変位の制限値は式(10.5.8)により算出する。

$$d_d = \xi_1 \Phi_Y d_y \quad \dots\dots\dots (10.5.8)$$

ここに、

d_d : 橋脚基礎の杭の水平変位の制限値 (mm) で、 $15 \leq d_d \leq 50$ とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-10.5.5 に示す値とする。

Φ_Y : 抵抗係数で、表-10.5.5 に示す値とする。

d_y : 地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値 (mm) で、3) により求める。

表-10.5.5 調査・解析係数及び抵抗係数

(a) 調査・解析係数及び抵抗係数

ξ_1	Φ_Y
表-10.5.5(b) に示す値	0.80

(b) 調査・解析係数

地盤の変形係数の推定方法		ξ_1
杭の水平載荷試験により求める場合		0.95
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合		0.90
標準貫入試験のみから求める場合	N 値が5以上の砂質土	0.85
	N 値が5以上の粘性土	0.80
	N 値が5未満	0.75

- 2) 橋台基礎の場合には、杭の水平変位の制限値 d_d (mm) は杭径の 1% で、 $15 \leq d_d \leq 50$ とする。ただし、鋼管ソイルセメント杭における d_d (mm) はソイルセメント柱径の 1% で、 $15 \leq d_d \leq 50$ とする。
- 3) 地盤から決まる杭の降伏水平変位の特性値は、構造条件及び施工方法等を考慮したうえで、杭の応答の可逆性が担保される範囲で設定しなければならない。
- 4) 打込み杭工法、場所打ち杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法又は回転杭工法において杭径の 5% とする場合、また、鋼管ソイルセメント杭工法においてソイルセメント柱径の 5% とする場合には、3) を満足するとみなしてよい。
- (3) (2) における杭の水平変位の照査位置は、設計上の地盤面がフーチング下面以下の場合には設計上の地盤面、設計上の地盤面がフーチング下面より上の場合にはフーチング下面すなわち杭頭位置とする。

10.5.7 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3

杭基礎が、10.5.6の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

10.6 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における杭反力、変位及び杭体の断面力の計算

10.6.1 一般

- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における杭基礎の杭反力、変位及び杭体の断面力は、荷重分担、地盤条件、構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出しなければならない。
- (2) 剛体とみなせる厚さが確保されたフーチングに円形断面の杭を連結した杭基礎について、1)から 3)に従って杭反力、変位及び杭体の断面力を算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 基礎本体は、フーチングを剛体、杭を弾性体とし、フーチングと杭が剛結されたラーメン構造としてモデル化する。
 - 2) 地盤抵抗は、10.6.2に規定する地盤反力係数及び10.6.3に規定する杭の軸方向ばね定数を用いて評価する。
 - 3) 杭が設計上の地盤面より上に突出する場合には、突出部の杭体に作用する水圧及び突出部の杭体の慣性力等について、適切に考慮する。

10.6.2 地盤反力係数

- (1) 杭基礎の設計に用いる地盤反力係数は、杭前面の水平方向地盤反力係数及び10.6.3に規定する杭の軸方向ばね定数の算出に用いる杭先端の鉛直方向地盤反力係数とする。
- (2) 杭基礎の杭前面の水平方向地盤反力係数及び杭の軸方向ばね定数の算出に用いる杭先端の鉛直方向地盤反力係数を式(8.5.2)により求める場合には、基礎の施工方法の影響を考慮する係数及び換算載荷幅は表-10.6.1による。

表-10.6.1 杭基礎の施工方法の影響を考慮する係数 λ 及び換算載荷幅 B'

地盤反力係数の種類	λ	B'
水平方向地盤反力係数 k_H	1.0	$\sqrt{D/\beta}$
鉛直方向地盤反力係数 k_V	1.0	D

ここに、

β : 基礎の特性値(m^{-1})で、式(10.6.1)により求める。

D : 杭の直径(m)で、鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径とする。

$$\beta = \sqrt[3]{\frac{k_H D}{4EI}} \dots\dots\dots (10.6.1)$$

ここに,

EI : 基礎の曲げ剛性 ($\text{kN} \cdot \text{m}^2$)

(3) 杭の水平変位が杭径の1%を超え、かつ15mmよりも大きくなる場合には、杭前面の水平方向地盤反力係数は式(10.6.2)に従って水平変位に応じた補正を行う。

$$k_H' = k_H (y_{eq} / y_1)^{-1/2} \dots\dots\dots (10.6.2)$$

ここに,

k_H' : 杭の水平変位が杭径の1%を超え、かつ15mmよりも大きくなる場合に、水平変位に応じて補正された杭前面の水平方向地盤反力係数(kN/m^3)

y_{eq} : 杭の水平変位 (mm)

y_1 : 基準変位で、杭径の1%に相当する値 (mm) とする。ただし、鋼管ソイルセメント杭の場合はソイルセメント柱径の1%に相当する値(mm) とする。

10.6.3 杭の軸方向ばね定数

(1) 杭の軸方向ばね定数は、杭の鉛直載荷試験により得られた杭頭部の荷重と沈下量の関係の降伏点に対する割線勾配として求めるか、(2)に従って求める。

(2)1) 支持杭の場合、杭の軸方向ばね定数は、式(10.6.3)により求める。

$$K_V = \frac{1}{\frac{L}{2AE}(1 + \gamma_y - \zeta_e) + \zeta_d \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_V}} \dots\dots\dots (10.6.3)$$

ここに,

K_V : 杭の軸方向ばね定数(kN/m)

A : 杭の断面積(mm^2)

E : 杭のヤング係数(kN/mm^2)

L : 杭長(m)

ただし、SC杭の場合には式(10.6.4)、鋼管ソイルセメント杭の場合には式(10.6.5)により AE を求める。

$$AE = A_{sp1} E_{sp1} + A_{sc1} E_{sc1} \dots\dots\dots (10.6.4)$$

ここに,

A_{sp1} : 鋼管の断面積(mm^2)

E_{sp1} : 鋼管のヤング係数(kN/mm^2)

A_{sc1} : SC杭のコンクリートの断面積(mm^2)

E_{sc1} : SC杭のコンクリートのヤング係数(kN/mm^2)

$$AE = A_{sp2} E_{sp2} + A_{sc2} E_{sc2} \dots\dots\dots (10.6.5)$$

ここに,

- A_{sp2} : 鋼管の断面積(mm²)
- E_{sp2} : 鋼管のヤング係数(kN/mm²)
- A_{sc2} : ソイルセメントの断面積(mm²)
- E_{sc2} : ソイルセメントのヤング係数(kN/mm²)
- D_p : 杭先端の径(m)で、鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱径、回転杭の場合には羽根径(m)とする。
- k_V : 杭先端の鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)で、10.6.2の規定に従って算出する。ただし、表-8.5.1に示す α は作用の組合せに地震の影響を含まない場合の値とする。
- γ_y : 杭の降伏支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押し込み力の杭先端への伝達率の推定値で、 $\gamma_y = \lambda_{yu} \gamma_u$ ($0 \leq \gamma_y \leq 1$)として求める。
- λ_{yu} : 先端伝達率算出のための補正係数で、表-10.6.2による。
- γ_u : 杭の極限支持力に達したときの杭頭部に作用する軸方向押し込み力の杭先端への伝達率の推定値で、 $\gamma_u = R_{up} / R_u$ として求める。
- R_{up} : 10.5.2(4)に従って算出される地盤から決まる杭の極限支持力の特性値のうち、杭先端の極限支持力の特性値(kN)で、 $R_{up} = q_d A$ として求める。
- R_u : 10.5.2(4)に従って算出される地盤から決まる杭の極限支持力の特性値(kN)
- ζ_e : 杭体収縮量に関する補正係数で、表-10.6.2による。
- ζ_d : 杭の先端変位量に関する補正係数で、表-10.6.2による。

表-10.6.2 先端伝達率算出のための補正係数 λ_{yu} 、杭体収縮量に関する補正係数 ζ_e 及び杭の先端変位量に関する補正係数 ζ_d

杭工法	λ_{yu}	ζ_e	ζ_d
打込み杭工法	0.76	0.22	0.25
場所打ち杭工法	0.48	0.30	0.99
中掘り杭工法	0.66	0.07	0.42
プレボーリング杭工法	0.58	0.04	0.16
鋼管ソイルセメント杭工法	0.71	0.42	0.48
回転杭工法	0.84	0.25	0.58

2) 摩擦杭の場合、杭の軸方向ばね定数は、式(10.6.6)により求める。

$$K_V = a \frac{AE}{L} \dots\dots\dots (10.6.6)$$

ここに,

a : 杭の根入れ比 L/D から決まる補正係数で, 式(10.6.7)により算定する。

打込み杭工法	$a = 0.014(L/D) + 0.72$	} …………… (10.6.7)
場所打ち杭工法	$a = 0.031(L/D) - 0.15$	
鋼管ソイルセメント杭工法	$a = 0.040(L/D) + 0.15$	

ここに,

D : 杭径(m)で, 鋼管ソイルセメント杭の場合にはソイルセメント柱径(m)とする。

10.7 特殊な条件における杭基礎の設計

10.7.1 群杭の影響

群杭の影響を考慮して設計する場合には, 限界状態の設定並びに杭反力, 変位及び杭体の断面力の算出において, 杭と杭間の地盤が一体として挙動することによる支持力及び沈下量への影響並びに杭どうしの干渉による水平変位への影響を考慮しなければならない。

10.7.2 圧密沈下の影響

圧密沈下が生じると考えられる地盤中に杭を打設する場合には, 杭体の損傷を防ぎ, 橋の機能を確保するために, 杭の支持力, 杭体応力度及び杭頭部の沈下量について, 負の周面摩擦力等による影響を考慮して検討しなければならない。

10.7.3 斜面上の杭基礎

斜面上に杭基礎を設置する場合には, 設計にあたって斜面の影響を考慮しなければならない。

10.8 部材及び接合部の設計

10.8.1 一般

- (1) 杭基礎の部材及び接合部は, 完成後に橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。
- (2) 杭基礎の部材及び接合部の設計にあたっては, 沈設時, 打込み時等の施工時に作用する荷重を適切に考慮しなければならない。

10.8.2 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭

- (1) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭は, 部材等の強度に関する耐荷性能の照査の前提

として、永続作用支配状況において鋼管に生じる応力が、表-10.8.1 に示す制限値を超えないようにしなければならない。

表-10.8.1 部材等の強度に関する耐荷性能の照査の前提となる応力度の制限値(N/mm²)

応力度	鋼材の種類	
	SKK400	SKK490
引張応力度及び圧縮応力度の制限値	140	185
せん断応力度の制限値	80	105

(2) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の鋼管に生じる引張応力度及び圧縮応力度が、式(10.8.1)により求められる引張応力度及び圧縮応力度の制限値を超えない場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態1を超えないものとみなしてよい。

$$\sigma_d = \xi_1 \Phi_Y \sigma_y \dots \dots \dots (10.8.1)$$

ここに、

σ_d : 引張応力度及び圧縮応力度の制限値(N/mm²)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-10.8.2 に示す値とする。

Φ_Y : 抵抗係数で、表-10.8.2 に示す値とする。

σ_y : 鋼管の降伏強度の特性値 (N/mm²) で、表-10.8.3 に示す値とする。

表-10.8.2 調査・解析係数及び抵抗係数

(a) 調査・解析係数及び抵抗係数

	ξ_1	Φ_Y
i) ii)の作用の組合せ及び3.5(2)3)で⑩を考慮する場合以外	表-10.8.2(b)に示す値	0.85
ii) 3.5(2)3)で⑩を考慮する場合		1.00

(b) 調査・解析係数 ξ_1

地盤の変形係数の推定方法		正曲げ	負曲げ
杭の水平載荷試験により求める場合		0.95	0.90
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合		0.90	
標準貫入試験のみから求める場合	M値が5以上の砂質土	0.85	
	M値が5以上の粘性土	0.80	
	M値が5未満	0.75	

表-10.8.3 鋼管の降伏強度の特性値 (N/mm²)

SKK400	SKK490
235	315

- (3) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭が(5)を満足する場合には、せん断力に対する部材等の強度に関する限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (4) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭が(2)を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (5) 鋼管杭及び鋼管ソイルセメント杭の鋼管に生じるせん断応力度が、表-10.8.4に示すせん断応力度の制限値を超えない場合には、せん断力に対する部材等の強度に関する限界状態3を超えないとみなしてよい。

表-10.8.4 せん断応力度の制限値 (N/mm²)

SKK400	SKK490
120	160

- (6) 杭が設計上の地盤面より上に突出する場合には、突出の影響を適切に考慮して限界状態を設定する。

10.8.3 PHC 杭

- (1) PHC杭のコンクリートの設計基準強度は80 N/mm²とし、ヤング係数は 4.0×10^4 N/mm²とする。
- (2) PHC杭のPC鋼材としてJIS G 3137細径異形PC鋼棒D種1号を用いる場合の材料強度の特性値は、表-10.8.5に示す値とする。

表-10.8.5 細径異形PC鋼棒D種1号の材料強度の特性値 (N/mm²)

降伏強度	引張強度
1,275	1,420

- (3) PHC杭がⅢ編5.6.1の規定を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態1を超えないとみなしてよい。ただし、曲げ引張応力度の制限値は、Ⅲ編表-5.6.1によらず、表-10.8.6に示す値とする。

表-10.8.6 PHC杭に対する曲げ引張応力度の制限値 (N/mm²)

有効プレストレス σ_{ce}	$3.9 \leq \sigma_{ce} < 7.8$	$7.8 \leq \sigma_{ce}$
曲げ引張応力度の制限値	3.0	5.0

- (4) PHC 杭がⅢ編 5.8.1 の規定を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、Ⅲ編式(5.8.1)における調査・解析係数は、Ⅲ編表-5.8.1によらず、表-10.8.2(b)に示す値とする。
- (5) PHC 杭に生じるせん断力が、式(10.8.2)により算出するせん断力の制限値を超えない場合には、せん断力に対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

$$S_d = \xi_1 \xi_2 \Phi_u (\tau_1 + \tau_2 + \tau_3) b_e j \quad \dots\dots\dots (10.8.2)$$

ここに、

S_d : PHC 杭におけるせん断力の制限値(N)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-10.8.7に示す値とする。

ξ_2 : 部材・構造係数で、表-10.8.7に示す値とする。

Φ_u : 抵抗係数で、表-10.8.7に示す値とする。

b_e : 部材断面の有効幅(mm)で、 $\alpha A/D$ として求める。

α : 杭の壁厚がせん断力に与える影響を考慮する係数で、 $-1.24 (t/D) + 1.19$ として求める。

A : 杭の断面積(mm²)

D : 杭の外径(mm)

t : 杭の壁厚(mm)

j : 応力中心間距離(mm)で、 $(7/8) d$ として求める。

d : 部材断面の有効高(mm)で、 $D - t/2$ として求める。

τ_1 : コンクリートが負担できるせん断応力度の特性値 (N/mm²)で、式(10.8.3)により求める。

$$\tau_1 = \frac{0.115 k_u k_p (\sigma_{ck} + 17.7)}{a/d + 0.115} \quad \dots\dots\dots (10.8.3)$$

k_u : 断面寸法の影響を考慮する係数で、 $(160/d)^{1/3}$ として求める。

k_p : 引張鋼材の面積比の影響を考慮する係数で、 $0.82 (100 p_t)^{0.23}$ として求める。

p_t : 引張鋼材の面積比で、 $p_g/4$ として求める。

p_g : 軸方向鋼材の面積比で、 $A_g/(b_e j)$ として求める。

A_g : 軸方向鋼材の全断面積 (mm²)

σ_{ck} : 杭のコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

a : せん断スパン(mm)

τ_2 : せん断補強鉄筋が負担できるせん断応力度の特性値 (N/mm²) で、 $0.516 p_w \sigma_y$ として求める。ただし、 $\tau_2 \leq 4.87$ とする。

p_w : せん断補強鉄筋の面積比で、 $A_w/(b_e s)$ として求める

A_w : せん断補強鉄筋の断面積 (mm²)

s : せん断補強鉄筋の配置間隔 (mm)

σ_y : PHC 杭のせん断力の制限値の算出に用いるせん断補強鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²) で、Ⅲ編表-4.1.1による。

τ_3 : 軸力によって増加するせん断応力度の特性値 (N/mm²) で、 $0.102 \{ \sigma_{ce} + N / (b_e j) \}$ として求める。ただし、 $\tau_3 \leq 2.79$ とする。

σ_{ce} : 有効プレストレス (N/mm²)

N : 部材断面に作用する軸力 (N)

表-10.8.7 調査・解析係数, 部材・構造係数及び抵抗係数

	ξ_1	ξ_2	Φ_u
i) ii) 及び iii) 以外の作用の組合せを考慮する場合	0.90	0.85	0.80
ii) 3.5(2)3) で⑩を考慮する場合			1.00
iii) 3.5(2)3) で⑪を考慮する場合	1.00		

(6) PHC 杭が、Ⅲ編 6.3.2(3)を満足する場合には、疲労に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。ただし、耐久性に配慮した場合のコンクリートの曲げ引張応力度の制限値は、Ⅲ編表-6.3.6によらず 0.0N/mm^2 とする。

10.8.4 SC 杭

(1) SC 杭のコンクリートの設計基準強度は 80N/mm^2 とし、ヤング係数は $4.0 \times 10^4\text{N/mm}^2$ とする。

(2) SC 杭は部材等の強度に関する耐荷性能の照査の前提として、10.8.2(1)を満足しなければならない。

(3) SC 杭が 1) 及び 2) を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

1) SC 杭の鋼管に生じる引張応力度及び圧縮応力度が、式(10.8.1)により求められる引張応力度及び圧縮応力度の制限値を超えない。

2) 軸力及び曲げモーメントによってコンクリートに生じる圧縮応力度が、表-10.8.8に示す制限値を超えない。

表-10.8.8 SC 杭のコンクリート部分の圧縮応力度の制限値(N/mm²)

コンクリートの設計基準強度	80
応力度の種類	
曲げ圧縮応力度の制限値	40
軸圧縮応力度の制限値	33

- (4) SC 杭が(6)を満足する場合には、せん断力に対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (5) SC 杭が(3)を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (6) SC 杭の鋼管に生じるせん断応力度が、表-10.8.4 に示すせん断応力度の制限値を超えない場合には、せん断力に対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (7) SC 杭がⅢ編 6.3.2(2)を満足する場合には、コンクリート部分について耐久性能を確保しているとみなしてよい。ただし、耐久性に配慮した場合のコンクリートの圧縮応力度の制限値は、Ⅲ編表-6.3.2 によらず、表-10.8.9 に示す値とする。

表-10.8.9 SC 杭の耐久性に配慮した場合のコンクリートの圧縮応力度の制限値(N/mm²)

コンクリート設計基準強度	80
応力度の種類	
曲げ圧縮応力度の制限値	27
軸圧縮応力度の制限値	22

- (8) SC 杭に生じる応力度の算出にあたっては、鋼管とコンクリートの剛性比や荷重分担を適切に考慮しなければならない。

10.8.5 場所打ち杭

- (1) 場所打ち杭がⅢ編 5.5.1 の規定を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ただし、Ⅲ編式(5.5.1)における調査・解析係数は、Ⅲ編表-5.5.1 によらず、表-10.8.2(b)に示す値とする。
- (2) 場所打ち杭がⅢ編 5.7.1 の規定を満足する場合には、軸力及び曲げモーメントに対する部材等の強度に関する限界状態 3 を超えないとみなしてよい。ただし、Ⅲ編式(5.8.1)における調査・解析係数は、Ⅲ編表-5.8.1 によらず、表-10.8.2(b)に示す値とする。

10.8.6 杭の継手

- (1) 杭の継手は、断面の余裕、地盤の剛性変化及び腐食等を考慮し、その影響が少ないところに設けなければならない。
- (2) 杭の継手は、所要の剛性を有するとともに、設計にあたって施工時及び完成後に作用する荷重を適切に考慮しなければならない。

10.8.7 杭とフーチングの接合部

- (1) 杭とフーチングの接合部は、杭が限界状態3に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (2) 杭基礎を10.6.1(2)1に従ってモデル化する場合には、杭とフーチングの接合部は剛結とみなせる構造としなければならない。
- (3) 1)から3)に従う場合には、(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。
 - 1) フーチングの厚さについて、7.7.2(2)を満足する。
 - 2) 最外縁の杭の中心とフーチング縁端との距離を杭径以上とすることを標準とする。
 - 3) 杭とフーチングの接合部は、鉄筋により十分に結合する。

10.9 レベル2地震動を考慮する設計状況における設計

10.9.1 限界状態

- (1) 杭基礎は、10.9.4の規定に従って算出される杭基礎の応答変位が、式(10.9.1)により算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態1を超えないとみなしてよい。

$$\delta_y = \delta_{y0} \lambda_n \dots\dots\dots (10.9.1)$$

ここに、

- δ_y : レベル2地震動を考慮する設計状況における杭基礎の降伏変位の制限値(m)
- δ_{y0} : 10.9.2に規定する杭基礎の降伏変位 (m)
- λ_n : 杭本数に応じた抵抗特性の差を考慮する係数で、1.00を標準とする。

- (2) 杭基礎は、10.9.4の規定に従って算出される杭基礎の応答塑性率及び応答変位が10.9.3に規定する塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態2を超えないとみなしてよい。
- (3) 杭基礎は、(1)又は(2)を満足する場合には、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態3を超えないとみなしてよい。

10.9.2 基礎の降伏

杭基礎の降伏変位は、杭体の塑性化又は杭頭反力が上限値に達することにより、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ときの値とする。

10.9.3 基礎の塑性率及び変位の制限

杭基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値は、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範囲で定める。

10.9.4 杭反力、変位及び杭体の断面力の計算

(1) 杭基礎の杭反力、変位及び杭体の断面力は、10.6.1(1)に加えて、杭体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。

(2) 1)から3)による場合には、杭体及び地盤の非線形性を適切に考慮したとみなしてよい。

1) 杭の軸方向の抵抗特性は、i)の初期勾配並びにii)及びiii)の上限値から構成されるバイリニア型のモデルとする。

i) 初期勾配は、10.6.3に規定する杭の軸方向ばね定数とする。

ii) 押し込みの場合の上限値は、式(10.9.2)により求められる杭の押し込み支持力の上限値とする。

$$P_{NU} = \min(R_u, R_{PU}) \dots\dots\dots (10.9.2)$$

ここに、

P_{NU} : レベル2地震動を考慮する設計状況における杭の押し込み支持力の上限値 (kN)

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力の特性値 (kN) で、10.5.2(4)により求める。

R_{PU} : 杭体から決まる押し込み支持力の特性値 (kN) で、式(10.9.3)により求める。

$$R_{PU} = 0.85\sigma_{ck}A_c + \sigma_y A_s \dots\dots\dots (10.9.3)$$

ここに、

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kN/m²)

A_c : コンクリートの断面積 (m²)

σ_y : 鋼材の降伏強度の特性値(kN/m²)

A_s : 鋼材の断面積 (m²)

iii) 引抜きの場合の上限値は、式(10.9.4)により求められる杭の引抜き抵抗力の上限値とする。

$$P_{TU} = \min(P_u + W, P_{PU}) \dots\dots\dots (10.9.4)$$

ここに、

P_{TU} : レベル2地震動を考慮する状況における杭の引抜き抵抗力の上限値 (kN)

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力の特性値 (kN) で、10.5.4(4)により求める。

W : 杭及び杭内部の土の有効重量 (kN)

P_{PU} : 杭体から決まる引抜き抵抗力の特性値 (kN) で、式(10.9.5)により求める。

$$P_{PU} = \sigma_y A_s \dots \dots \dots (10.9.5)$$

2) 杭の水平方向の地盤抵抗特性は、i) の初期勾配及びii) の上限値から構成されるバイリニア型のモデルとする。

i) 初期勾配は、式(10.9.6)により求められるレベル 2 地震動を考慮する設計状況における水平方向地盤反力係数とする。

$$k_{HE} = \eta_k \alpha_k k_H \dots \dots \dots (10.9.6)$$

ここに、

k_{HE} : レベル2地震動を考慮する設計状況における杭前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_H : 10.6.2(2)により求められる杭前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

α_k : 単杭における水平方向地盤反力係数の補正係数で、表-10.9.1 に示す値とする。

η_k : 群杭効果を考慮した水平方向地盤反力係数の補正係数で、2/3 とする。

ii) 上限値は、式(10.9.7)により求められる杭前面の水平地盤反力度の上限値とする。

$$p_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U \dots \dots \dots (10.9.7)$$

ここに、

p_{HU} : 杭前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

p_U : 地震時の受働土圧強度 (kN/m²) で、式 (10.9.8) により求められる受働土圧係数 K_{EP} を用いて求める。

$$K_{EP} = \frac{\cos^2 \phi}{\cos \delta_E \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta_E) \sin(\phi + \alpha)}{\cos \delta_E \cos \alpha}} \right)^2} \dots \dots \dots (10.9.8)$$

ここに、

K_{EP} : 地震時の受働土圧係数

ϕ : せん断抵抗角 (°)

δ_E : 地震時の杭と土の摩擦角 (°) で、 $-\phi/6$ とする。

α : 地表面と水平面のなす角度 (°)

α_p : 単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数で、表-10.9.1 に示す値とする。

η_p : 群杭効果を考慮した水平地盤反力度の上限値の補正係数で、式 (10.9.9)により求める。

粘性土地盤の場合

$$\eta_p = 1.0$$

砂質土地盤の場合

$$\eta_p \alpha_p = \text{杭の中心間隔} / \text{杭径} (\leq \alpha_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} \eta_p = 1.0 \\ \eta_p \alpha_p = \text{杭の中心間隔} / \text{杭径} (\leq \alpha_p) \end{array} \right\} \dots \dots \dots (10.9.9)$$

表- 10.9.1 補正係数

地盤の種類	α_k	α_p
粘性土	1.5	1.5
砂質土	1.5	3.0

注) $N \leq 2$ の粘性土地盤では、 $\alpha_p = 1.0$ とする。

- 3) 杭体の曲げモーメント—曲率関係は、杭体の塑性化後の特性を適切に考慮して定める。

10.10 構造細目

10.10.1 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) 鋼管杭の最小肉厚は 9 mm とする。
- (3) 鋼管杭は、1) 及び 2) による場合には、腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。
 - 1) 鋼管杭の各部の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとする。
 - 2) 鋼管杭の腐食減厚は、杭が土又は水に接する外面について考慮することを標準とする。
- (4) 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わなければならない。
- (5) 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、又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わなければならない。
- (6) 鋼管杭の継手は、所要の強度、剛性及び形状を有し、施工性を考慮した構造としなければならない。

10.10.2 PHC 杭

- (1) PHC 杭は、JIS A 5373 付属書 E の規格に適合するものを標準とする。
- (2) PHC 杭は、鋼材の最小かぶりを設計径の外周から 15 mm とする場合には、内部鋼材の腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。
- (3) PHC 杭の先端は、開口型を標準とし、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しなければならない。
- (4) PHC 杭の杭頭部は、打撃に対して十分な強度を有しなければならない。
- (5) PHC 杭の継手は、所要の強度、剛性及び形状を有し、施工性を考慮した構造としなければならない。

(6) 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しなければならない。

(7) PHC 杭において地震時に杭体が塑性化すると考えられる範囲には、式 (10.10.1) を満足する量のスパイラル鉄筋を中心間隔 100 mm 以下で配置しなければならない。

$$\rho_s \sigma_y \geq 2.45 \dots\dots\dots (10.10.1)$$

ここに、

ρ_s : スパイラル鉄筋の体積比で、充実断面として V 編式 (6.2.6) により算出する。

σ_y : スパイラル鉄筋の降伏強度の特性値 (N/mm²)

10.10.3 S C 杭

(1) SC 杭に用いる鋼管は、JIS A 5525 の規格に適合するものを標準とする。

(2) SC 杭は、鋼管の厚さを設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとする場合には、腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。

(3) SC 杭に用いるコンクリートの材料特性は PHC 杭に使用するコンクリートに準じる。

(4) SC 杭の杭頭部は、打撃に対して十分な強度を有しなければならない。

(5) SC 杭の継手は、所要の強度、剛性及び形状を有し、施工性を考慮した構造としなければならない。

(6) SC 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しなければならない。

10.10.4 鋼管ソイルセメント杭

(1) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管は 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が JIS A 5525 附属書 A に適合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の最小肉厚は 9 mm とする。

(3) 鋼管ソイルセメント杭は、1) 及び 2) による場合には、腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。

1) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管各部の厚さは、設計上必要な厚さに腐食による減厚を加えたものとする。

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ことを標準とする。

(4) 鋼管ソイルセメント杭に用いるソイルセメントは、所要の強度及び剛性を有しなければならない。

(5) 鋼管ソイルセメント杭に用いる鋼管の継手は、所要の強度、剛性及び形状を有し、施工性を考慮した構造としなければならない。

10.10.5 場所打ち杭

- (1) 場所打ち杭の設計径は原則として公称径を用い、0.8 m 以上とする。また、設計径は、0.1 m 刻みとすることを標準とする。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。
- (2) 1) 場所打ち杭の鉄筋のかぶりは、地山の凹凸、鉄筋かごの建込み等を考慮して決定しなければならない。
- 2) 場所打ち杭は、鉄筋のかぶりを設計径の外周から 120mm 以上とする場合には、1)を満足したうえで、内部鋼材の腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。

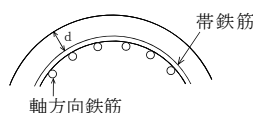


図-10.10.1 鉄筋のかぶり d

- (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、1)から 3)により配置することを標準とする。
- 1) 軸方向鉄筋の鉄筋量、寸法及び間隔は表-10.10.1 による。なお、軸方向鉄筋は一重配筋としフックをつけなくてよい。

表-10.10.1 軸方向鉄筋

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

- 2) 帯鉄筋の直径は 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、鉄筋量を側断面積の 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、半円形フック又は鋭角フックを設ける。
- 3) 軸方向鉄筋の継手は原則として重ね継手とする。

11 章 ケーソン基礎の設計

11.1 適用の範囲

この章の規定は、ケーソン基礎の設計に適用する。

11.2 設計の基本

- (1) ケーソン基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。
 - 2) 鉛直荷重に対する支持及び水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。
- (2) ケーソン基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、11.8の規定を満足しなければならない。
- (3) ケーソン基礎は、レベル2地震動を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、11.9の規定を満足しなければならない。

11.3 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ことを原則とする。
- (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、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ことを原則とする。

11.4 形状寸法

ケーソン基礎の形状寸法は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定並びに各部に発生する応力のほか、施工条件も考慮して定めなければならない。

11.5 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定の設計

11.5.1 基礎の変位の制限

- (1) ケーソン基礎が、永続作用支配状況において(2)及び(3)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。

- (2)1) 支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には、基礎底面の鉛直地盤反力度が、表-11.5.1に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。

表-11.5.1 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値(kN/m²)
(支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合)

施工法	地盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値
オープンケーソン工法	砂	$48D_f$ ($\leq 1,000$)
	砂れき	$48 D_f + 300$ ($\leq 1,500$)
ニューマチックケーソン工法	砂	$48 D_f + 400$ ($\leq 2,000$)
	砂れき	$48 D_f + 700$ ($\leq 2,500$)

ここに、 D_f : 有効根入れ深さ (m)

- 2) 支持層が粘性土の場合には、圧密の影響等を考慮して適切に定めた制限値を超えない。
- 3) 支持層が岩盤の場合には、基礎底面の鉛直地盤反力度が表-11.5.2に示す鉛直地盤反力度の制限値を超えない。

表-11.5.2 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値(kN/m²)
(支持層が岩盤の場合)

岩盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値
軟岩	2,000
硬岩	2,500

- (3) 設計上の地盤面位置における水平変位が 1) 又は 2) の制限値を超えない。
- 1) 橋脚基礎の場合には、水平変位の制限値は基礎の載荷方向幅の 1%に相当する値とする。ただし、最小値は 15mm、最大値は 50mm とする。
- 2) 橋台基礎の場合には、水平変位の制限値は 15mm とする。

11.5.2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1

- (1) 砂地盤、砂れき地盤又は粘性土地盤を支持層とするケーソン基礎が (2) を満足する場合、岩盤を支持層とするケーソン基礎が (3) を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2)1) 基礎底面の鉛直地盤反力度が式(11.5.1)により算出される基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値を超えない。

$$q_{yd} = \xi_1 \Phi_Y q_y \dots\dots\dots (11.5.1)$$

ここに,

q_{yd} : 基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値 (kN/m²)

ξ_1 : 調査・解析係数で, 表-11.5.3 に示す値とする。

Φ_Y : 抵抗係数で, 表-11.5.3 に示す値とする。

q_y : 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力度の特性値 (kN/m²) で, 極限鉛直支持力度の特性値に 0.65 を乗じた値とする。

表-11.5.3 調査・解析係数及び抵抗係数

ξ_1	Φ_Y
0.90	0.90

- 2) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値は, 地盤条件, 構造条件, 根入れ深さ及び沈下量等を考慮して設定しなければならない。
- 3) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値を式(11.5.2)により算出する場合には, 2)を満足するとみなしてよい。

$$q_d = \alpha c N_c \zeta_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q \dots\dots\dots (11.5.2)$$

ここに,

q_d : 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値 (kN/m²)

ζ_c : 地盤の種類の違いを考慮する係数で, 支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には 1.00, 粘性土地盤の場合には 0.55 とする。

c : 基礎底面より下にある地盤の粘着力 (kN/m²)

γ_1 : 基礎底面より下にある地盤の単位体積重量 (kN/m³)。ただし, 地下水位以下では水中単位体積重量とする。

γ_2 : 基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量 (kN/m³)。ただし, 地下水位以下では水中単位体積重量とする。

α, β : 基礎底面の形状係数で, 表-9.5.4 による。

B : 基礎幅 (m)

D_f : 基礎の有効根入れ深さ (m)

N_c, N_q, N_γ : 支持力係数で図-11.5.1 による。

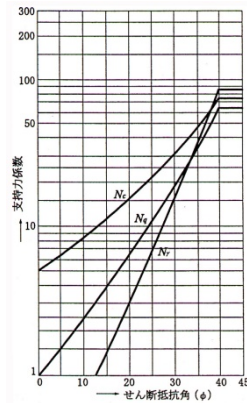


図- 11.5.1 支持力係数

- 4) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値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 及びせん断抵抗角 ϕ を用いて式 (11.5.2) により算出する。
- (3) 基礎底面の鉛直地盤反力度が表-11.5.4 に示す制限値を超えない。

表-11.5.4 基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値(kN/m²) (支持層が岩盤の場合)

岩盤の種類	鉛直地盤反力度の制限値
軟岩	3,000
硬岩	3,750

11.5.3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3

ケーソン基礎が、11.5.2 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

11.5.4 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1

- (1) ケーソン基礎が、(2) を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 設計上の地盤面位置におけるケーソン基礎の水平変位が 1) 又は 2) の制限値を超えない。

- 1) 橋脚基礎の場合には、水平変位の制限値は式(11.5.3)により算出する。

$$d_d = \xi_1 \Phi_Y d_y \dots \dots \dots (11.5.3)$$

ここに、

d_d : 橋脚基礎の水平変位の制限値 (mm)で、 $15 \leq d_d \leq 50$ とする。

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-11.5.5 に示す値とする。

Φ_Y : 抵抗係数で, 表-11.5.5 に示す値とする。

d_y : 基礎の降伏水平変位の特性値 (mm)で, 3)により設定する。

表-11.5.5 調査・解析係数及び抵抗係数

(a) 調査・解析係数及び抵抗係数

ξ_1	Φ_Y
表-11.5.5(b)に示す値	0.80

(b) 調査・解析係数

地盤の変形係数の推定方法		ξ_1
載荷試験により求める場合		0.95
標準貫入試験に加えて室内試験又は孔内水平載荷試験を行って求める場合		0.90
標準貫入試験のみから求める場合	N 値が5以上の砂質土	0.85
	N 値が5以上の粘性土	0.80
	N 値が5未満	0.75

- 2) 橋台基礎の場合には, 水平変位の制限値 d_d (mm)は基礎幅の1%で, $15 \leq d_d \leq 50$ とする。
- 3) 基礎の降伏水平変位の特性値は, 構造条件及び施工方法等を考慮したうえで, 基礎の応答の可逆性が担保される範囲で設定しなければならない。
- 4) 基礎の降伏水平変位の特性値を基礎の載荷方向幅の5%とする場合には, 3)を満足するとみなしてよい。

11.5.5 水平荷重に対する抵抗の限界状態3

ケーソン基礎が, 11.5.4 の規定を満足する場合には, 永続作用支配状況及び変動作用支配状況において, 水平荷重に対する抵抗の限界状態3を超えないとみなしてよい。

11.6 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における地盤反力度, 変位及び断面力の計算

11.6.1 一般

- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況におけるケーソン基礎の地盤反力度, 変位及び断面力は, 荷重分担, 地盤条件, 構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出しなければならない。
- (2) 1)及び2)に従って地盤反力度, 変位及び断面力を算出する場合には, (1)を満足するとみなしてよい。

- 1) 基礎本体は、弾性体とする。
- 2) 地盤抵抗は、11. 6. 2 に規定する地盤反力係数及び 11. 6. 3 に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価する。

11. 6. 2 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、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、前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数とする。

(2) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力係数を推定式により求める場合には 1) から 6) による。

1) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は、式(8. 5. 2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-11. 6. 1 による。また、換算載荷幅は \sqrt{A} とする。ここに、 A は基礎本体の底面積(m^2)である。

2) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11. 6. 1)により求める。

$$k_s = 0.3k_V \quad \dots\dots\dots (11. 6. 1)$$

ここに、

k_s : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_V : 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

3) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(11. 6. 2)により求める。

$$k_{SVB} = 0.3k_H \quad \dots\dots\dots (11. 6. 2)$$

ここに、

k_{SVB} : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_H : 基礎前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

4) 基礎前面の水平方向地盤反力係数は、式(8. 5. 2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-11. 6. 1 による。また、換算載荷幅は表-11. 6. 2 及び図-11. 6. 1 に示す基礎前面の有効載荷幅とする。

5) 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(11. 6. 3)により求める。

$$k_{SVD} = 0.3k_{HD} \quad \dots\dots\dots (11. 6. 3)$$

ここに、

k_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m^3)

k_{HD} : 基礎側面の水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)で、式(8. 5. 2)により求める。

ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-11. 6. 1 による。また、換算載荷幅は表-11. 6. 2 及び図-11. 6. 1 に示す基礎側面の有効載荷幅とする。

6) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11. 6. 4)により求める。

$$k_{SHD} = 0.3k_{HD} \dots\dots\dots (11.6.4)$$

ここに,

k_{SHD} : 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

表-11.6.1 ケーソン基礎の施工方法の影響を考慮する係数 λ

基礎の施工方法	地盤反力係数の種類	
	基礎底面の鉛直方向地盤反力係数 k_V	基礎前面の水平方向地盤反力係数 k_H 及び基礎側面の水平方向地盤反力係数 k_{HD}
コンタクトグラウトを施す場合	1.0	1.5
上記以外	1.0	1.0

表-11.6.2 有効載荷幅

		地盤反力係数の種類	
		k_H	k_{HD}
換算載荷幅 B'		基礎前面の換算載荷幅 $B' = B_e (\leq \sqrt{B_e L_e})$	基礎側面の換算載荷幅 $B' = D_e (\leq \sqrt{D_e L_e})$
有効 載荷 幅 B_e , D_e	長方形断面	$B_e = B$	$D_e = D$
	円形断面	$B_e = 0.8B$	$D_e = 0.8D$
	小判型(1)	$B_e = 0.8B$	$D_e = D - 0.2B$
	小判型(2)	$B_e = B - 0.2D$	$D_e = 0.8D$

ここに, B, D : 基礎幅(m)

L_e : 基礎の有効根入れ深さ(m)

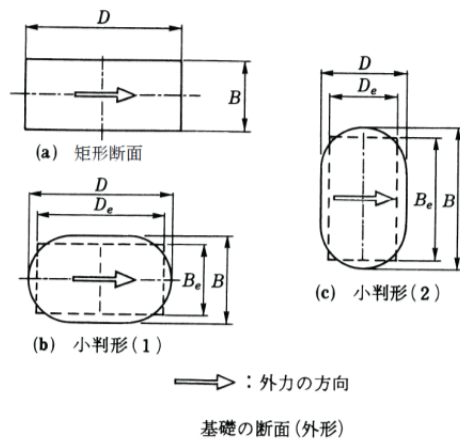


図-11.6.1 基礎の断面形状と有効載荷幅

11.6.3 地盤反力度の上限値

(1) ケーソン基礎の設計に用いる地盤反力度の上限値は、基礎底面の水平方向せん断地盤反力度、前背面の鉛直方向せん断地盤反力度、前面の水平地盤反力度並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度とする。

(2)1) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力度の上限値は、式(11.6.5)により求める。

$$p_{su} = H_u / A_e \dots\dots\dots (11.6.5)$$

ここに、

p_{su} : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

H_u : 基礎底面と地盤との間に働くせん断抵抗力の特性値 (kN)で、9.5.5(2)2)により求める。

A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (m²)

2) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値は、式(11.6.6)により求める。ただし、コンタクトグラウトによって地中連続壁基礎と同程度の上限值が期待できる場合には、式(13.6.2)により求めてよい。

$$\left. \begin{array}{l} \text{砂質土地盤の場合 } f = \min[N, 0.5(c + p_0 \tan \phi)] \leq 100 \\ \text{粘性土地盤の場合 } f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 70 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (11.6.6)$$

ここに、

f : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 粘着力 (kN/m²)

p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : せん断抵抗角 (°)

3) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、式(11.6.7)により求める。

$$p_{hu} = \alpha_p p_{EP} \dots\dots\dots (11.6.7)$$

ここに、

p_{hu} : 基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

α_p : 水平地盤反力度の上限値の割増係数で、式(11.6.8)により求める。ただし、 N 値 2 以下の軟弱な粘性土地盤では、 $\alpha_p = 1.0$ とする。

$$\left. \begin{array}{l} \text{砂質土地盤の場合 } \alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 3.0 \\ \text{粘性土地盤の場合 } \alpha_p = 1.0 + 0.5(z/B_e) \leq 1.5 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (11.6.8)$$

ここに、

z : 設計上の地盤面からの深さ(m)

B_e : 基礎前面の有効載荷幅(m)

p_{EP} : 基礎前面地盤の受働土圧強度(kN/m²)

11.7 圧密沈下の影響

圧密沈下が生じると考えられる地盤では，負の周面摩擦力等による影響を考慮して検討しなければならない。

11.8 部材及び接合部の設計

11.8.1 一般

- (1) ケーソン基礎の部材及び接合部は，橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。
- (2) ケーソン基礎の部材及び接合部の設計にあたっては，沈設時等，施工時に作用する荷重を適切に考慮しなければならない。

11.8.2 側壁及び隔壁

- (1) ケーソン基礎の側壁及び隔壁の設計は，鉛直方向断面に対して行うとともに，地盤反力を受ける中空断面部材として水平方向断面に対して行わなければならない。
- (2) ケーソン基礎の側壁及び隔壁の設計にあたっては，施工時に作用する荷重及び支持条件を適切に考慮しなければならない。

11.8.3 頂版

- (1) ケーソン基礎の頂版は，橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に側壁及び隔壁に伝達できる構造としなければならない。
- (2) ケーソン基礎の頂版の設計にあたっては，側壁及び隔壁との接合状態を適切に考慮しなければならない。

11.8.4 頂版支持部

- (1) 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抵抗できる構造としなければならない。
- (2) 頂版支持部の断面力は，頂版支持部を単純支持として，頂版下面から作用する力により算出することを標準とする。
- (3) 浮上りに対する頂版と頂版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 16 mm 以上の鉄筋を配置することを標準とする。

- (4) 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ことを標準とする。なお、摩擦のみで抵抗できない場合には、頂版下面に突起を設ける等の方法を講じる。

11.8.5 オープンケーソンの底版

オープンケーソンの底版は、荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。

11.8.6 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、刃口内外の圧力差等によって生じる施工時の荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。

11.8.7 ニューマチックケーソン作業室天井スラブ及び天井スラブ吊桁

ニューマチックケーソン作業室天井スラブは、完成後の荷重のほか、沈下荷重や作業気圧の変化等によって生じる施工時の荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。

11.8.8 パラペット

ケーソン基礎のパラペットは、止水壁の構造も考慮して、施工時に作用する荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。

11.9 レベル2地震動を考慮する設計状況における設計

11.9.1 限界状態

- (1) ケーソン基礎は、11.9.4の規定に従って算出される基礎の応答変位が、11.9.2の規定に基づいて算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態1を超えないとみなしてよい。ここで、ケーソン基礎の降伏変位の制限値は、11.9.2に規定する基礎の降伏変位としてよい。
- (2) ケーソン基礎は、11.9.4の規定に従って算出される基礎の応答塑性率及び応答変位が、11.9.3に規定する塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態2を超えないとみなしてよい。
- (3) (1)又は(2)を満足するケーソン基礎は、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態3を超えないとみなしてよい。

11.9.2 基礎の降伏

ケーソン基礎の降伏変位は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、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ときの値とする。

11.9.3 基礎の塑性率及び変位の制限

ケーソン基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値は、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範囲で定める。

11.9.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算

- (1) ケーソン基礎の各部材の断面力、地盤反力度及び変位は、11.6.1の規定に加えて、基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。
- (2) (1)を満足するため、基礎底面の地盤抵抗特性は、1)の初期勾配及び2)の上限値からなるバイリニア型のモデルとする。
 - 1) 初期勾配は、11.6.2(2)1)に従って設定する基礎底面の鉛直方向地盤反力係数とする。
 - 2) 上限値は、11.5.2(2)2)に従って設定する基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値とする。

11.10 構造細目

11.10.1 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には、各リフト間及び吊桁と作業室天井スラブの打継目部分は鉛直方向の補強を十分に行わなければならない。

11.10.2 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しなければならない。

11.10.3 側壁の配筋

- (1) ケーソン基礎の側壁は、鉄筋のかぶりを設計側壁厚の外側から70 mm以上とする場合には、内部鋼材の腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。
- (2) 側壁の脆性的な破壊を防ぐために、側壁には十分な横拘束鉄筋を配置しなければならない。

12 章 鋼管矢板基礎の設計

12.1 適用の範囲

この章の規定は、鋼管矢板基礎の設計に適用する。

12.2 設計の基本

- (1) 鋼管矢板基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。
 - 2) 杭の軸方向押し込み力に対する支持及び引抜き力に対する抵抗並びに水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。
- (2) 鋼管矢板基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、12.8の規定を満足しなければならない。
- (3) 鋼管矢板基礎は、レベル2地震動を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、12.10の規定を満足しなければならない。

12.3 荷重分担

- (1) 鉛直荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力、基礎外周面及び内周面の地盤の鉛直せん断地盤反力で抵抗させることを原則とする。
- (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力及びせん断地盤反力、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並びに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ことを原則とする。

12.4 形状寸法

鋼管矢板基礎の形状寸法は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定並びに各部に発生する応力のほか、施工条件も考慮して定めなければならない。

12.5 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定の設計

12.5.1 基礎の変位の制限

鋼管矢板基礎が、永続作用支配状況において10.5.1(2)及び(3)並びに11.5.1(3)の規定を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなしてよい。ただし、地盤から決まる鋼管矢板の極限支持力の特性値を推定式から算出する場合には、

式(12.5.1)により求める。また、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。

12.5.2 鋼管矢板の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 1

鋼管矢板基礎が、10.5.2(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鋼管矢板の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ただし、地盤から決まる鋼管矢板の極限支持力の特性値を推定式から算出する場合には、式(12.5.1)による。

$$R_u = q_d A_1 + \frac{1}{n_1 + n_2 + n_3} (U_1 \sum L_i f_i + U_2 \sum L_j f_j) \quad \dots\dots\dots (12.5.1)$$

ここに、

R_u ：地盤から決まる鋼管矢板又は中打ち単独杭 1 本あたりの極限支持力の特性値 (kN/本)

q_d ：鋼管矢板又は中打ち単独杭先端の極限支持力度の特性値 (kN/m²)で、表-10.5.2による。

A_1 ：鋼管矢板又は中打ち単独杭 1 本の先端面積 (m²)

n_1 ：外壁鋼管矢板の本数 (本)

n_2 ：隔壁鋼管矢板の本数 (本)

n_3 ：中打ち単独杭の本数 (本)

U_1 ：外周を包絡する線の周長 (m)

U_2 ：内周を包絡する線の周長及び中打ち単独杭の周長の総計 (m)

L_i ：井筒部外周面の周面摩擦力を考慮する i 層の層厚 (m)

L_j ：井筒部内周面の周面摩擦力を考慮する j 層の層厚 (m)で、底面から内部土短辺長 L_0 の範囲を考慮する。

f_i ：井筒部外周面の周面摩擦力を考慮する i 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²)

f_j ：井筒部内周面の周面摩擦力を考慮する j 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²)

12.5.3 鋼管矢板の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 3

鋼管矢板基礎が、地盤から決まる鋼管矢板の降伏支持力を 10.5.2(3)2)に従って設定したうえで 12.5.2 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鋼管矢板の軸方向押込み力に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

12.5.4 鋼管矢板の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 1

鋼管矢板基礎が、10.5.4(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鋼管矢板の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ただし、地盤から決まる鋼管矢板の極限引抜き抵抗力の特性値を推定式から算出する場合には、式(12.5.2)による。

$$P_u = \frac{1}{n_1 + n_2 + n_3} (U_1 \sum L_i f_i + U_2 \sum L_j f_j) \dots\dots\dots (12.5.2)$$

ここに、

P_u : 地盤から決まる鋼管矢板又は中打ち単独杭 1 本あたりの極限引抜き抵抗力の特性値 (kN/本)

n_1 : 外壁鋼管矢板の本数 (本)

n_2 : 隔壁鋼管矢板の本数 (本)

n_3 : 中打ち単独杭の本数 (本)

U_1 : 外周を包絡する線の周長 (m)

U_2 : 内周を包絡する線の周長及び中打ち単独杭の周長の総計 (m)

L_i : 井筒部外周面の周面摩擦力を考慮する i 層の層厚 (m)

L_j : 井筒部内周面の周面摩擦力を考慮する j 層の層厚 (m)で、底面から内部土短辺長 L_0 の範囲を考慮する。

f_i : 井筒部外周面の周面摩擦力を考慮する i 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²)

f_j : 井筒部内周面の周面摩擦力を考慮する j 層の最大周面摩擦力度の特性値 (kN/m²)

12.5.5 鋼管矢板の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 3

鋼管矢板基礎が、地盤から決まる鋼管矢板の降伏引抜き抵抗力の特性値を 10.5.4(3)2) に従って設定したうえで 12.5.4 の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鋼管矢板の軸方向引抜き力に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

12.5.6 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1

鋼管矢板基礎が、11.5.4(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

12.5.7 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3

鋼管矢板基礎が、12.5.6の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態3を超えないとみなしてよい。

12.6 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における地盤反力度、変位及び断面力の計算

12.6.1 一般

- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における鋼管矢板基礎の地盤反力度、変位及び断面力は、荷重分担、地盤条件及び鋼管矢板継手管部の影響も含めた構造条件、施工方法等を適切に考慮して算出しなければならない。
- (2) 剛体とみなせる厚さが確保された頂版に鋼管矢板を連結した鋼管矢板基礎について、1)及び2)に従って地盤反力度、変位及び断面力を算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 基礎本体は、頂版を剛体、鋼管矢板を弾性体とし、頂版と鋼管矢板を剛結とし、かつ、鋼管矢板相互のせん断ずれに対する継手管部の剛性を考慮してモデル化する。
 - 2) 地盤抵抗は、12.6.2に規定する地盤反力係数及び12.6.3に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価する。

12.6.2 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、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、前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数とする。
- (2) 鋼管矢板基礎の設計に用いる地盤反力係数を推定式により求める場合には、1)から6)による。
 - 1) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は、式(8.5.2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-12.6.1による。また、換算載荷幅は鋼管矢板1本の外径(m)とする。
 - 2) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.1)により求める。
 - 3) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.2)により求める。
 - 4) 基礎前面の水平方向地盤反力係数は、式(8.5.2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-12.6.1による。また、換算載荷幅は表-11.6.2及び図-11.6.1に示す基礎前面の有効載荷幅とする。
 - 5) 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.3)により求める。ただし、

基礎側面の水平方向地盤反力係数を式(8.5.2)により求める際の基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-12.6.1による。

- 6) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.4)により求める。ただし、基礎側面の水平方向地盤反力係数を式(8.5.2)により求める際の基礎の施工方法の影響を考慮する係数は表-12.6.1による。

表-12.6.1 鋼管矢板基礎の施工方法の影響を考慮する係数 λ

鉛直方向地盤反力係数 k_V	1.0
水平方向地盤反力係数 k_H, k_{HD}	1.5

12.6.3 地盤反力度の上限値

- (1) 鋼管矢板基礎の設計に用いる地盤反力度の上限値は、基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度、前面の水平地盤反力度並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度とする。

- (2)1) 基礎前背面及び側面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値は式(12.6.1)により、また、基礎側面の水平方向せん断地盤反力度の上限値は式(12.6.2)により求める。

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{砂質土地盤の場合} \\
 f = \min[5N\gamma_1, (c + p_0 \tan\phi)] \leq 100\gamma_1 \text{ (打込み工法)} \\
 f = \min[2N\gamma_1, (c + p_0 \tan\phi)] \leq 100\gamma_1 \text{ (中掘り工法)} \\
 \text{粘性土地盤の場合} \\
 f = c + p_0 \tan\phi \leq 70\gamma_1 \text{ (打込み工法)} \\
 f = c + p_0 \tan\phi \leq 70\gamma_1 \text{ (中掘り工法)}
 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (12.6.1)$$

$$\left. \begin{array}{l}
 \text{砂質土地盤の場合} \\
 f = c + p_0 \tan\phi \leq 200 \\
 \text{粘性土地盤の場合} \\
 f = c + p_0 \tan\phi \leq 150
 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (12.6.2)$$

ここに、

f : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 粘着力 (kN/m²)

p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : せん断抵抗角(°)

γ_1 : 外壁鋼管矢板に沿った周長と外周包絡線長の比で、1.5を標準とする。

- 2) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、式(11.6.7)により求める。

12.7 圧密沈下の影響

圧密沈下が生じると考えられる地盤中に鋼管矢板を打設する場合には、負の周面摩擦力等による影響を考慮して検討しなければならない。

12.8 部材及び接合部の設計

12.8.1 一般

- (1) 鋼管矢板基礎の部材及び接合部は、完成後に橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。
- (2) 鋼管矢板基礎の部材及び接合部の設計にあたっては、仮締切時等の施工時荷重を適切に考慮しなければならない。
- (3) 中打ち単独杭を用いる場合には、設計にあたって、その影響を考慮しなければならない。

12.8.2 鋼管矢板

鋼管矢板は、完成後に作用する荷重のほか、仮締切など施工時の荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。

12.8.3 頂版

- (1) 鋼管矢板基礎の頂版は、橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に鋼管矢板に伝達できる構造としなければならない。
- (2) 鋼管矢板基礎の頂版の設計にあたっては、鋼管矢板との接合状態を適切に考慮しなければならない。

12.8.4 鋼管矢板の継手

- (1) 鋼管矢板の継手は、断面の余裕、地盤の剛性変化及び腐食等を考慮し、その影響が少ないところに設けなければならない。
- (2) 鋼管矢板の継手は、所要の剛性を有するとともに、設計にあたって施工時及び完成後に作用する荷重を適切に考慮しなければならない。

12.8.5 継手管部

継手管部は、所要の強度、剛性及び形状を有する構造としなければならない。

12.8.6 頂版と鋼管矢板の接合部

頂版と鋼管矢板の接合部は、鋼管矢板が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。

12.9 仮締切

- (1) 仮締切兼用方式の鋼管矢板基礎における仮締切壁は、仮設時に作用する荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。
- (2) 仮締切兼用方式の鋼管矢板基礎の設計にあたっては、仮締切時の残留応力等を考慮しなければならない。

12.10 レベル 2 地震動を考慮する設計状況における設計

12.10.1 限界状態

- (1) 鋼管矢板基礎は、12.10.4 の規定に従って算出される基礎の応答変位が 12.10.2 の規定に基づいて算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ここで、鋼管矢板基礎の降伏変位の制限値は、12.10.2 に規定する基礎の降伏変位としてよい。
- (2) 鋼管矢板基礎は、12.10.4 の規定に従って算出される基礎の応答塑性率及び応答変位が、12.10.3 に規定する塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないとみなしてよい。
- (3) (1) 又は (2) を満足する鋼管矢板基礎は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

12.10.2 基礎の降伏

鋼管矢板基礎の降伏変位は、鋼管矢板の塑性化又は鋼管矢板の鉛直反力が上限値に達することにより、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ときの値とする。

12.10.3 基礎の塑性率及び変位の制限

鋼管矢板基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値は、鋼管矢板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範囲で定める。

12.10.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算

- (1) 鋼管矢板基礎の各部材の断面力、地盤反力度及び変位は、12.6.1 の規定に加えて、

基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。

(2) 1)及び2)による場合には、基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮したとみなしてよい。

1) 鋼管矢板の継手管部のせん断ずれ特性は、継手管部の塑性化後の特性を適切に考慮してモデル化する。

2) 基礎底面の地盤抵抗特性は、i)の初期勾配及びii)の上限値からなるバイリニア型のモデルとする。

i) 初期勾配は、12.6.2(2)1)に従って設定する基礎底面の鉛直方向地盤反力係数とする。

ii) 上限値は、押込みに対しては式(12.5.1)における鋼管矢板先端の極限支持力の特性値 $q_d A_1$ (kN)とする。また、引抜きに対しては零とする。

12.11 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) 鋼管矢板の最小肉厚は9mmとする。

(3) 鋼管矢板は、1)及び2)による場合には、腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。

1) 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する。

2) 鋼管矢板の腐食減厚は、鋼管矢板が土又は水に接する外面について考慮することを標準とする。

(4) 鋼管矢板の現場継手は、所要の強度、剛性及び形状を有し、施工性を考慮した構造としなければならない。

(5) 鋼管矢板の打設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、補強を行わなければならない。

(6)1) 仮締切兼用方式の鋼管矢板基礎における鋼管矢板と頂版の接合部は、局所的な変形が生じないような構造にしなければならない。

2) 頂版との接合部付近の鋼管矢板内に中詰めコンクリートを打設し補強を行う場合には、1)を満足するとみなしてよい。

(7) 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ことを原則とする。

(8) 鋼管矢板をスタッド方式で頂版に連結する場合には、スタッド溶接される部分の鋼管矢板にSKY490を用いることを原則とする。

13 章 地中連続壁基礎の設計

13.1 適用の範囲

この章の規定は、地中連続壁基礎の設計に適用する。

13.2 設計の基本

- (1) 地中連続壁基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。
 - 2) 鉛直荷重に対する支持及び水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。
- (2) 地中連続壁基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、13.8の規定を満足しなければならない。
- (3) 地中連続壁基礎は、レベル2地震動を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、13.9の規定を満足しなければならない。

13.3 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ことを原則とする。
- (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力、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ことを原則とする。

13.4 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、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定並びに各部に発生する応力のほか、施工条件も考慮して定めなければならない。

13.5 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定の設計

13.5.1 基礎の変位の制限

- (1) 地中連続壁基礎が、永続作用支配状況において(2)及び(3)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよ

い。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。

- (2) 基礎底面の鉛直地盤反力度が式(13.5.1)により算出される鉛直地盤反力度の制限値を超えない。

$$q_{dp} = \lambda_s (q_y - W_s / A) + W_s / A \dots\dots\dots (13.5.1)$$

ここに、

q_{dp} : 基礎の変位を抑制するための基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値(kN/m²)

λ_s : 沈下量を抑制するための係数で、0.55 とする。

q_y : 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力度の特性値(kN/m²)で、13.5.2 に規定する極限鉛直支持力度の特性値に 0.65 を乗じた値とする。

W_s : 基礎で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

A : 基礎の底面積(m²)で、内部土は含まないものとする。

- (3) 設計上の地盤面位置における地中連続壁基礎の水平変位について 11.5.1(3)を満足する。

13.5.2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1

- (1) 地中連続壁基礎が (2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

- (2)1) 基礎底面の鉛直地盤反力度が式(13.5.2)により算出される基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値を超えない。

$$q_{yd} = \xi_1 \Phi_Y (q_y - W_s / A) + W_s / A \dots\dots\dots (13.5.2)$$

ここに、

q_{yd} : 基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値(kN/m²)

ξ_1 : 調査・解析係数で、表-13.5.1 に示す値とする。

Φ_Y : 抵抗係数で、表-13.5.1 に示す値とする。

q_y : 基礎底面地盤の降伏鉛直支持力度の特性値(kN/m²)で、極限鉛直支持力度の特性値に 0.65 を乗じた値とする。

W_s : 基礎で置き換えられる部分の土の有効重量 (kN)

A : 基礎の底面積(m²)で、内部土は含まないものとする。

表- 13.5.1 調査・解析係数及び抵抗係数

ξ_1	Φ_Y
0.90	0.90

- 2) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値は、地盤条件、構造条件及び沈下量等を

考慮して設定しなければならない。

- 3) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値を表-13.5.2により求める場合には、2)を満足するとみなしてよい。

表- 13.5.2 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値 (kN/m²)

地盤の種類	極限鉛直支持力度の特性値
粘性土	110 N ($\leq 3,300$)
砂	110 N ($\leq 3,300$)
砂れき	200 N ($\leq 10,000$)

ここに、 N ：標準貫入試験の N 値

13.5.3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3

地中連続壁基礎が、13.5.2の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

13.5.4 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1

地中連続壁基礎が、11.5.4(2)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

13.5.5 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3

地中連続壁基礎が、13.5.4の規定を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

13.6 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における地盤反力度、変位及び断面力の計算

13.6.1 一般

- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における地中連続壁基礎の地盤反力度、変位及び断面力は、荷重分担、地盤条件、構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出しなければならない。
- (2) 1)及び 2)に従って地盤反力度、変位及び断面力を算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 基礎本体は、弾性体とする。
 - 2) 地盤抵抗は 13.6.2 に規定する地盤反力係数及び 13.6.3 に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価する。

13.6.2 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、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、前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数、前面の水平方向地盤反力係数並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数とする。
- (2) 地中連続壁基礎の設計に用いる地盤反力係数を推定式により求める場合には 1) から 6) による。
- 1) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は、式(8.5.2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は 1.0、換算載荷幅は \sqrt{A} とする。ここに、 A は基礎本体の底面積(m^2)である。
 - 2) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.1)により求める。
 - 3) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.2)により求める。
 - 4) 基礎前面の水平方向地盤反力係数は、式(8.5.2)により求める。ここで、基礎の施工方法の影響を考慮する係数は 1.5、換算載荷幅は表-11.6.2 及び図-11.6.1 に示す基礎前面の有効載荷幅とする。
 - 5) 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.3)により求める。ただし、基礎側面の水平方向地盤反力係数を式(8.5.2)により求める際の基礎の施工方法の影響を考慮する係数は 1.5 とする。
 - 6) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(11.6.4)により求める。ただし、基礎側面の水平方向地盤反力係数を式(8.5.2)により求める際の基礎の施工方法の影響を考慮する係数は 1.5 とする。

13.6.3 地盤反力度の上限値

- (1) 地中連続壁基礎の設計に用いる地盤反力度の上限値は、基礎底面の水平方向せん断地盤反力度、前背面の鉛直方向せん断地盤反力度、前面の水平地盤反力度並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度とする。
- (2) 1) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力度の上限値は、式(13.6.1)により求める。

$$p_{su} = c_B + p_V \tan \phi_B + \frac{1}{A_e} (A_l c + W_s' \tan \phi) \dots\dots\dots (13.6.1)$$

ここに、

p_{su} : 基礎底面の水平方向せん断地盤反力度の上限値 (kN/m^2)

c_B : 基礎底面と地盤との間の付着力 (kN/m^2)

p_V : 基礎底面に生じる鉛直地盤反力度 (kN/m^2)

ϕ_B : 基礎底面と地盤との間の摩擦角 ($^\circ$)

A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (m^2)で、内部土は含まない。

A_I : 基礎内部土の底面積 (m^2)

c : 基礎底面地盤の粘着力 (kN/m^2)

W_s' : 基礎底面から上の内部土の有効重量 (kN)

ϕ : 基礎底面地盤のせん断抵抗角 ($^\circ$)

- 2) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値は、式(13.6.2)により求める。ただし、鋼製のエレメント間の継手部では、上限値を式(13.6.2)により算出される値の1/2とする。

$$\left. \begin{array}{l} \text{砂質土地盤の場合 } f = \min[5N, (c + p_0 \tan \phi)] \leq 120 \\ \text{粘性土地盤の場合 } f = c + p_0 \tan \phi \leq 100 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (13.6.2)$$

ここに、

f : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値 (kN/m^2)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 粘着力 (kN/m^2)

p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m^2)

ϕ : せん断抵抗角 ($^\circ$)

- 3) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、式(11.6.7)により求める。

13.7 圧密沈下の影響

圧密沈下が生じると考えられる地盤では、負の周面摩擦力等による影響を考慮して検討しなければならない。

13.8 部材及び接合部の設計

13.8.1 一般

地中連続壁基礎の部材及び接合部は、橋脚柱及び橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。

13.8.2 地中連続壁

地中連続壁は、エレメント間の継手の構造上の特性を適切に考慮したうえで、完成後の荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。

13.8.3 頂 版

- (1) 地中連続壁基礎の頂版は、橋脚柱及び橋台たて壁から作用する荷重を確実に地中連続壁に伝達できる構造としなければならない。
- (2) 地中連続壁基礎の頂版の設計にあたっては、地中連続壁との接合状態を適切に考慮しなければならない。

13.8.4 地中連続壁と頂版の接合部

- (1) 地中連続壁と頂版の接合部は、地中連続壁が限界状態 3 に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (2) 13.10.2 の規定に従う場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

13.9 レベル 2 地震動を考慮する設計状況における設計

13.9.1 限界状態

- (1) 地中連続壁基礎は、13.9.4 の規定に従って算出される基礎の応答変位が、13.9.2 の規定に基づいて算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 1 を超えないとみなしてよい。ここで、地中連続壁基礎の降伏変位の制限値は、13.9.2 に規定する基礎の降伏変位としてよい。
- (2) 地中連続壁基礎は、13.9.4 の規定に従って算出される基礎の応答塑性率及び応答変位が、13.9.3 に規定する塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない場合には、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 2 を超えないとみなしてよい。
- (3) (1)又は(2)を満足する地中連続壁基礎は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

13.9.2 基礎の降伏

地中連続壁基礎の降伏変位は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、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ときの値とする。

13.9.3 基礎の塑性率及び変位の制限

地中連続壁基礎の塑性率の制限値及び変位の制限値は、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範囲で定める。

13.9.4 断面力、地盤反力度及び変位の計算

- (1) 地中連続壁基礎の各部材の断面力、地盤反力度及び変位は、13.6.1 の規定に加えて、

基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。

(2) (1)を満足するため、基礎底面の地盤抵抗特性は、1)の初期勾配及び2)の上限値からなるバイリニア型のモデルとする。

1) 初期勾配は、13.6.2(2)1)に従って設定する基礎底面の鉛直方向地盤反力係数とする。

2) 上限値は、13.5.2(2)2)に従って設定する基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値とする。

13.10 構造細目

13.10.1 エレメント間の継手

(1) 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構造としなければならない。

(2) 1)から5)に従う場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

1) エレメント間の継手は、剛結継手とする。

2) 剛結継手の水平鉄筋を重ね継手により継ぐ場合には、重ね継手長は鉄筋直径の40倍を標準とする。

3) 水平鉄筋は接合鋼板を貫通して定着させる。

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。

5) 継手部には、シアコネクタを配置する。

13.10.2 地中連続壁と頂版の接合部

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込んで定着しなければならない。

13.10.3 壁 厚

(1) 地中連続壁の設計壁厚は、施工方法及び条件、地盤条件、継手構造及び位置等を考慮して適切に設定しなければならない。

(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。

(3) 地中連続壁の断面計算においては、安定液の混入による影響を考慮して、設計壁厚の外縁から片側20mmずつ減じた有効壁厚を用いる。

13.10.4 鉄筋の配置

(1) 地中連続壁の鉄筋のかぶり厚は、溝壁の凹凸、鉄筋かごの建込み等を考慮して決定しなければならない。

- (2) 地中連続壁は、鉄筋のかぶりを有効壁厚の外縁から 130mm 以上とする場合には、(1)を満足したうえで、内部鋼材の腐食に対する部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。
- (3) 側壁の脆性的な破壊を防ぐために、側壁には十分な横拘束鉄筋を配置しなければならない。

13.10.5 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しなければならない。
- (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しなければならない。

14 章 深礎基礎の設計

14.1 適用の範囲

この章の規定は、深礎基礎の設計に適用する。

14.2 設計の基本

- (1) 深礎基礎の安定に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、1)及び2)を満足しなければならない。
 - 1) 基礎の変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まる。
 - 2) 鉛直荷重に対する支持及び水平荷重に対する抵抗に関して、必要な耐荷性能を有する。
- (2) 深礎基礎の部材等の強度に関する照査では、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、地盤の特性等を考慮して算出した断面力に対して必要な耐荷性能を満足するため、14.7の規定を満足しなければならない。
- (3) 深礎基礎は、レベル2地震動を考慮する設計状況において、必要な耐荷性能を満足するため、14.8の規定を満足しなければならない。

14.3 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ことを原則とする。
- (2) 水平荷重は、基礎底面地盤の鉛直地盤反力とせん断地盤反力、前面地盤の水平地盤反力で抵抗させることを原則とする。
- (3) 自立性の高い地山で基礎周面地盤のせん断抵抗を期待できる土留構造を用いる場

合には、(1)又は(2)に加えて基礎側面地盤の水平せん断地盤反力及び周面地盤の鉛直せん断地盤反力を考慮してよい。

14.4 形状寸法及び配列

- (1) 深礎基礎の形状寸法は、基礎上の橋脚又は橋台の形状及び寸法、基礎の安定、斜面の影響並びに各部に発生する応力のほか、施工条件も考慮して定めなければならない。
- (2) 組杭深礎基礎の配列は、深礎杭の寸法や本数、斜面の影響及び施工条件等を考慮し、永続作用に対して過度に特定の深礎杭に荷重が集中せず、できる限り均等に荷重を受けるように定めなければならない。

14.5 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における安定の設計

14.5.1 基礎の変位の制限

- (1) 深礎基礎が、永続作用支配状況において(2)及び(3)を満足する場合には、基礎に生じる変位が橋の機能に影響を与えないとみなせる範囲に留まるとみなしてよい。ただし、上部構造から決まる変位の制限値が定められる場合には、その制限値を超えないことも満足する。
- (2)1) 支持層が砂地盤又は砂れき地盤の場合には、基礎底面の鉛直地盤反力度が表-11.5.1に示すニューマチックケーソン基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値を超えない。
- 2) 支持層が岩盤の場合には、表-11.5.2に示す基礎底面の鉛直地盤反力度の制限値を超えない。
- (3) 設計上の地盤面位置における深礎基礎の水平変位について11.5.1(3)を満足する。

14.5.2 鉛直荷重に対する支持の限界状態 1

- (1) 砂地盤又は砂れき地盤を支持層とする深礎基礎が(2)を満足する場合、岩盤を支持層とする深礎基礎が(3)を満足する場合には、永続作用支配状況及び変動作用支配状況において、鉛直荷重に対する支持の限界状態1を超えないとみなしてよい。
- (2)1) 基礎底面の鉛直地盤反力度が式(11.5.1)により算出される基礎底面地盤の鉛直支持力度の制限値を超えない。
- 2) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値は、地盤条件、構造条件、根入れ深さ、沈下量及び斜面の影響等を考慮して設定しなければならない。
- 3) 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値として、式(14.5.1)により算出する斜面の影響を考慮した基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値を用いる場合には、2)を満足するとみなしてよい。

$$q_{sd} = \alpha_B q_d \dots\dots\dots (14.5.1)$$

ここに,

q_{sd} : 斜面の影響を考慮した基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値 (kN/m²)

q_d : 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値で, 式(11.5.2)による。

α_B : 基礎底面以深の基礎前面斜面の影響を考慮した基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の低減係数で, 図-14.5.1による。

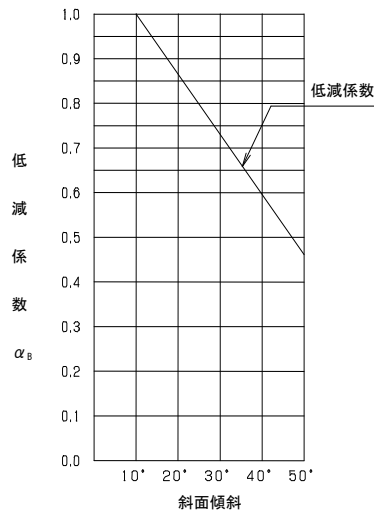


図-14.5.1 基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の低減係数 α_B

(3) 基礎底面の鉛直地盤反力度が表-11.5.4に示す制限値を超えない。

14.5.3 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3

深礎基礎が, 14.5.2の規定を満足する場合には, 永続作用支配状況及び変動作用支配状況において, 鉛直荷重に対する支持の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

14.5.4 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1

深礎基礎が, 11.5.4(2)を満足する場合には, 永続作用支配状況及び変動作用支配状況において, 水平荷重に対する抵抗の限界状態 1 を超えないとみなしてよい。

14.5.5 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3

深礎基礎が, 14.5.4の規定を満足する場合には, 永続作用支配状況及び変動作用支配状況において, 水平荷重に対する抵抗の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

14.6 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における地盤反力度，変位及び断面力の計算

14.6.1 一般

- (1) 永続作用支配状況及び変動作用支配状況における深礎基礎の地盤反力度，変位及び断面力は，荷重分担，斜面の影響も含めた地盤条件，構造条件及び施工方法等を適切に考慮して算出しなければならない。
- (2) フーチングに円形断面の深礎杭を連結した組杭深礎基礎及び円形断面の柱状体深礎基礎について，1)及び2)に従って地盤反力度，変位及び断面力を算出する場合には，(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 基礎本体は，弾性体とする。また，組杭深礎基礎の場合には，深礎杭とフーチングが剛結されたラーメン構造としてモデル化する。
 - 2) 地盤抵抗は，14.6.2に規定する地盤反力係数及び14.6.3に規定する地盤反力度の上限値を用いて評価する。

14.6.2 地盤反力係数

- (1) 深礎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及び水平方向せん断地盤反力係数並びに前面の水平方向地盤反力係数とする。ただし，14.3(3)に規定する土留構造を用いる場合には，基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数並びに基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数及び水平方向せん断地盤反力係数も用いる。
- (2) 深礎基礎の設計に用いる地盤反力係数を推定式により求める場合には1)から6)による。
 - 1) 基礎底面の鉛直方向地盤反力係数は，式(8.5.2)により求める。ここで，基礎の施工方法の影響を考慮する係数は1.0，換算載荷幅は \sqrt{A} とする。ここに， A は基礎本体の底面積 (m^2)である。
 - 2) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力係数は，式(11.6.1)により求める。
 - 3) i) 柱状体深礎基礎の基礎前面の水平方向地盤反力係数は，式(14.6.1)により求める。

$$k_{H\theta\mu} = \alpha_{H\theta} k_H \dots\dots\dots (14.6.1)$$

ここに，

$k_{H\theta\mu}$: 斜面及び隣接杭の影響を考慮した基礎前面の水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m^3)で，式(8.5.2)により求める。ここで，基礎の施工方法の影響を考慮する係数は1.5，換算載荷幅は表-11.6.2

及び図-11.6.1 に示す基礎前面の有効載荷幅とする。

$\alpha_{H\theta}$: 斜面の影響による水平方向地盤反力係数に関する補正係数で、式(14.6.2)により求める。

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{H\theta} &= 0 & (0 \leq \alpha_H < 0.5) \\ \alpha_{H\theta} &= 0.3 \log_{10} \alpha_H + 0.7 & (0.5 \leq \alpha_H < 10) \\ \alpha_{H\theta} &= 1.0 & (10 \leq \alpha_H) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (14.6.2)$$

ここに、

α_H : 斜面までの水平土かぶり (m) と基礎径 D (m) の比

ii) 組杭深礎基礎前面の水平方向地盤反力係数は、式(14.6.1)に、式(14.6.3)により算出される隣接杭の影響による補正係数を乗じて求める。

$$\mu = \frac{1}{6} \sqrt{\left(\frac{P_1}{D} + 1\right) \left(\frac{P_2}{D} + 1\right)} \quad (P_1/D \leq 5 \text{ かつ } P_2/D \leq 5) \dots\dots\dots (14.6.3)$$

ここに、

μ : 隣接杭の影響による補正係数

P_1 : 荷重直角方向に隣接する深礎杭の中心間隔 (m)

P_2 : 荷重方向に隣接する深礎杭の中心間隔 (m)

D : 基礎径 (m)

4) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(14.6.4)により求める。

$$k_{SVB} = 0.3k_{H\theta}\mu \dots\dots\dots (14.6.4)$$

ここに、

k_{SVB} : 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

5) 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数は、式(14.6.5)により求める。

$$k_{SVD} = 0.3k_{H\theta}\mu \dots\dots\dots (14.6.5)$$

ここに、

k_{SVD} : 基礎側面の鉛直方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

6) 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数は、式(14.6.6)により求める。

$$k_{SHD} = 0.3k_{H\theta}\mu \dots\dots\dots (14.6.6)$$

ここに、

k_{SHD} : 基礎側面の水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m³)

14.6.3 地盤反力度の上限値

(1) 深礎基礎の設計に用いる地盤反力度の上限値は、基礎底面の水平方向せん断地盤反力度及び前面の水平地盤反力度とする。ただし 14.3(3)に規定する土留構造を用いる場合には、基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度についても用いる。

(2)1) 基礎底面の水平方向せん断地盤反力度の上限値は、式(11.6.5)により求める。

2) 基礎前面の水平地盤反力度の上限値は、式(14.6.7)により求める。

$$p_{hu} = \frac{\partial R_q}{\partial z} \frac{1}{D} \dots\dots\dots (14.6.7)$$

ここに、

p_{hu} : 深度 z の位置の基礎前面の水平地盤反力度の上限値 (kN/m²)

R_q : 深度 z の位置までの土塊のすべりに基づく極限水平支持力の特性値 (kN)

z : 着目するすべり面の深度(m)

D : 基礎径 (m)

3) 基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値は、式(14.6.8)により求める。

砂質土地盤の場合	$f = \min[5N, (c + p_0 \tan \phi)] \leq 120$	}	\dots\dots\dots (14.6.8)
粘性土地盤の場合	$f = c + p_0 \tan \phi \leq 100$		
軟岩の場合	$f = c + p_0 \tan \phi \leq 300$		
硬岩の場合	弾性域 : $f = c + p_0 \tan \phi \leq 1,500$		
	塑性域 : $f_0 = c_{res} + p_0 \tan \phi_{res} \leq 150$		

ただし、 $0 \leq c_{res} \leq c/3, \phi_{res} = 2\phi/3$

ここに、

f : 砂質土地盤、粘性土地盤及び軟岩並びに硬岩の弾性域での基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

f_0 : 硬岩の塑性域での基礎前背面の鉛直方向せん断地盤反力度の上限値並びに側面の鉛直方向せん断地盤反力度及び水平方向せん断地盤反力度の上限値 (kN/m²)

N : 標準貫入試験の N 値

c : 粘着力 (kN/m²)

p_0 : 壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

ϕ : せん断抵抗角 (°)

c_{res} : 岩の残留粘着力 (kN/m²)

ϕ_{res} : 岩の残留せん断抵抗角 (°)

14.7 部材及び接合部の設計

14.7.1 一般

深礎基礎の部材及び接合部は、橋脚柱及び橋台たて壁から作用する荷重を確実に地盤に伝達できる構造としなければならない。

14.7.2 組杭深礎基礎

- (1) 組杭深礎基礎の深礎杭は、完成後に作用する荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。
- (2)1) 深礎杭とフーチングの接合部は、一方の部材が限界状態3に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- 2) 深礎杭とフーチングの接合部は、14.6.1(2)1)に従ってモデル化する場合には、剛結とみなせる構造としなければならない。

14.7.3 柱状体深礎基礎

- (1) 柱状体深礎基礎は、完成後に作用する荷重に対して抵抗できる構造としなければならない。
- (2) 柱状体深礎基礎と橋脚柱又は橋台たて壁の接合部は、橋脚柱又は橋台たて壁から作用する荷重を確実に基礎本体に伝達できる構造としなければならない。

14.8 レベル2地震動を考慮する設計状況における設計

14.8.1 限界状態

- (1) 深礎基礎は、14.8.3の規定に従って算出される基礎の応答変位が、14.8.2の規定に基づいて算出する降伏変位の制限値を超えない場合には、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態1を超えないとみなしてよい。ここで、深礎基礎の降伏変位の制限値は、14.8.2に規定する基礎の降伏変位としてよい。
- (2) (1)を満足する深礎基礎は、レベル2地震動を考慮する設計状況における限界状態3を超えないとみなしてよい。

14.8.2 基礎の降伏

深礎基礎の降伏変位は、基礎の塑性化、地盤の塑性化又は基礎の浮上りにより、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ときの値とする。

14.8.3 断面力、地盤反力度及び変位の計算

- (1) 深礎基礎の各部材の断面力、地盤反力度及び変位は、14.6.1の規定に加えて、基礎本体及び地盤の非線形性を適切に考慮して算出しなければならない。
- (2) (1)を満足するため、基礎底面の地盤抵抗特性は、1)の初期勾配及び2)の上限値からなるバイリニア型のモデルとする。
- 1) 初期勾配は、14.6.2(2)1)に従って設定する基礎底面の鉛直方向地盤反力係数とす

る。

- 2) 上限値は、14.5.2(2)2)に従って設定する基礎底面地盤の極限鉛直支持力度の特性値とする。

14.9 構造細目

- (1)1) 深礎基礎の鉄筋のかぶりは、土留構造、地山の凹凸、鉄筋の組立て等を考慮して決定しなければならない。
- 2) 深礎基礎の鉄筋のかぶりを設計径の外周から70mm以上とする場合には、1)を満足したうえで内部鋼材の腐食に対して部材の耐久性能を確保しているとみなしてよい。

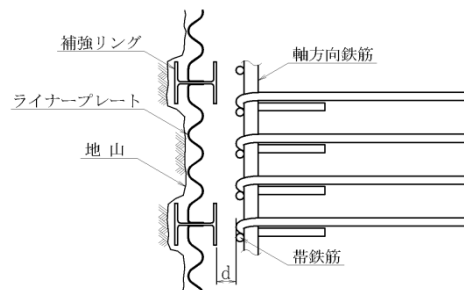


図-14.9.1 鉄筋のかぶり d

- (2)1) 軸方向鉄筋及びせん断補強鉄筋は、施工性に配慮したうえで有効に機能するように配置しなければならない。
 - 2) i) から iv) に従う場合には、1)を満足するとみなしてよい。
 - i) 軸方向鉄筋は、10.10.5(3)1)に準じて配置する。
 - ii) 軸方向鉄筋の継手は原則として機械式継手とする。
 - iii) 柱状体深礎基礎の帯鉄筋は、軸方向鉄筋の1/4以上を基礎全長にわたり配置する。
 - iv) 組杭深礎基礎の帯鉄筋は、10.10.5(3)2)に準じて配置する。

14.10 土留構造の設計

- (1) 深礎基礎の土留構造は、安全かつ確実に施工が行えるように地盤の状態に応じて適切に選定する。
- (2) 深礎基礎の土留構造の設計にあたっては、施工時の荷重を適切に考慮するとともに、完成後には深礎基礎の支持機構が確実に発揮できるようにしなければならない。

15章 施 工

15.1 適用の範囲

この章は、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適用する。なお、この章に規定していない、鋼部材及び鋼構造の施工に関する事項はⅡ編20章、コンクリート部材及びコンクリート構造の施工に関する事項はⅢ編17章による。

15.2 一 般

- (1) 施工は、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足するように行わなければならない。ただし、施工条件等により、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等が満足しない場合には、適用しようとする施工方法で橋の性能が確保されることを検証し、必要に応じて設計を見直したうえで施工方法を定める。
- (2) 施工にあたっては、施工管理上必要な調査等を行わなければならない。
- (3) 施工にあたっては、環境に及ぼす影響に配慮しなければならない。

15.3 施工要領書

施工にあたっては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が行われることを確認できるよう、施工の方法及び手順、検査の方法等に関する要領を定めなければならない。

15.4 検 査

- (1) 施工においては、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足することを適切な方法で確認しなければならない。
- (2) (1)を満足するためには、施工の難易、材料の種類等を勘案して適切に検査項目を設定して検査を実施するとともに、あらかじめ所要の施工品質が確保できることが確認された材料を用いて、所定の方法で施工が進められていることを確認しなければならない。

15.5 施工に関する記録

施工に関する記録は、設計の前提条件及び設計段階で定めた事項等を満足する施工が確実に行われたことの確認及び維持管理に用いることができるようにするため、1)から8)の事項について取得及び作成するとともに、保存しなければならない。

- 1) 完成時の諸元、配置図、構造図、地盤の概要

- 2) 仮設備の配置とその能力，施工方法，使用した機械器具
- 3) 施工管理方法
- 4) 環境対策及び安全対策
- 5) 施工中に変更を伴った事項とその対応
- 6) 各工程の施工記録
- 7) 施工に際して実施された調査や試験の記録
- 8) その他関連する施工及び維持管理に引き継ぐべき事項

15.6 橋脚，橋台，フーチング及び橋台背面アプローチ部の施工

15.6.1 橋脚及び橋台の施工

- (1) 橋脚及び橋台は，所要の性能を確保するために必要となる強度，剛性及び変形能を確保できるように，適切な材料及び施工方法により施工しなければならない。
- (2) 橋脚及び橋台は，同時期に施工する橋台背面アプローチ部や近接構造物の施工の方法及び順序等に応じて生じる影響にも配慮して施工しなければならない。

15.6.2 フーチングの施工

- (1) フーチング本体は，所要の性能を確保するために必要となる強度，剛性及び変形能を確保できるように，適切な材料及び施工方法により施工しなければならない。
- (2) 直接基礎のフーチング底面は，支持地盤に密着し，十分なせん断抵抗を有するように，適切に処理しなければならない。
- (3) フーチングの根入れ部分に水平力を分担させる設計を行った場合には，周辺地盤と同等以上の水平地盤抵抗を有することができるように，適切な埋戻し材料の選定及び施工を行わなければならない。

15.6.3 橋台背面アプローチ部の施工

橋台背面アプローチ部は，以下の1)から3)を確保できるように，使用材料及び構造特性に応じて適切な施工の方法及び順序等に基づいて施工しなければならない。

- 1) 基礎地盤の安定性
- 2) 橋台背面アプローチ部の安定性
- 3) 降雨等に対する排水性

15.7 既製杭基礎の施工

15.7.1 適用の範囲

15.7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、鋼管ソイルセメント杭工法又は回転杭工法により既製杭基礎の施工を行う場合に適用する。

15.7.2 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、地盤の状態及び施工管理方法等を考慮して選定しなければならない。

15.7.3 試験杭

杭の施工に際しては、施工性の確認及び施工管理方法を定めるために、それぞれの基礎においてあらかじめ試験杭の施工を行わなければならない。

15.7.4 施工準備

既製杭基礎の施工に先立ち、確実に施工が行えるように作業基盤の整備等を行わなければならない。

15.7.5 既製杭の運搬、保管及び検査

- (1) 既製コンクリート杭の運搬、積卸し及び現場保管は、JIS A 7201により行わなければならない。また、現場搬入時には、杭の外観、形状及び寸法等について、JIS A 5372及びJIS A 5373に準じて検査しなければならない。
- (2) 鋼管杭の運搬、積卸し及び現場保管にあたっては、損傷防止に留意しなければならない。また、現場搬入時には、杭の外観、形状及び寸法等について、JIS A 5525に準じて検査しなければならない。

15.7.6 杭の建込み

既製杭は、杭の性能を損なわないように、正確に建て込まなければならない。

15.7.7 杭の継手

- (1) 既製杭どうしを上下に連結する継手は、上下杭の円滑な応力の伝達ができるようにするため、必要な強度及び剛性を確保し、かつ、杭どうしの軸線が同一直線上になるように施工しなければならない。

- (2) 既製杭を現場溶接により継ぐ場合の施工は、(1)を満足するために、(3)から(8)により行わなければならない。
- (3) 既製杭の現場溶接継手は、アーク溶接継手を原則とする。
- (4) 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。溶接施工管理技術者は溶接工の選定、並びに溶接の管理、指導、検査及び記録を行う。
- (5) 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、既製杭の現場溶接に必要な検定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。
- (6) 既製コンクリート杭の現場溶接は、JIS A 7201 により行う。また、鋼管杭の現場溶接についても、これに準じて行う。
- (7) 既製杭の現場溶接にあたっては、良好な溶接環境の確保及び適切な溶接管理を行うとともに、溶接条件、溶接作業及び検査結果等を記録する。
- (8) 溶接部の検査は、あらかじめ定めた方法、個数及び箇所について行う。検査の結果発見された欠陥のうち、補修を必要とするものについては、適切な方法により補修するとともに、補修した状況を記録する。

15.7.8 杭頭部の施工

- (1) 杭頭部の施工は、フーチングを介して作用する荷重が基礎に円滑に伝達されるように行わなければならない。
- (2) 杭頭部の施工は、(1)を満足するために、少なくとも(3)から(5)により行わなければならない。
- (3) 杭打設後の杭頭の仕上げ後は、性能に影響を及ぼす傷及び変形がないことを外観検査する。
- (4) 杭頭部の杭体内部には、所定の範囲にフーチングと同等の強度を有するコンクリートを隙間なく充てんする。
- (5) 鋼管杭の場合には、鋼管内部へのずれ止めは、その上面を全周すみ肉溶接により取り付けることを標準とする。

15.7.9 打込み杭工法の打込み及び打止め

- (1) 打込み杭工法における杭の打込み及び打止めは、支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。
- (2) 打込み杭工法における杭の打込み及び打止めは、(1)を満足するために、(3)から(8)により行わなければならない。
- (3) 杭の打込み手順は、杭の配置、周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。

- (4) 打込み中は、地質性状の変化及び打込み抵抗に注意し、杭心のずれや傾斜がないことを確認するとともに杭体に損傷が生じないようにする。
- (5) 1本の杭の打込みは、連続して行うことを原則とする。
- (6) 支持杭基礎における杭の打止めは、試験杭の施工により定めた方法に従い、支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。
- (7) 摩擦杭基礎における杭の打止めは、設計により定めた深度で行うことを原則とする。
- (8) 打込み及び打止めの際は、支持層への到達等を適切に確認できる方法により管理する。

15.7.10 中掘り杭工法の掘削、沈設、先端処理及び保持

- (1) 中掘り杭工法における掘削、杭の沈設、先端処理及び保持は、支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。
- (2) 中掘り杭工法における掘削、杭の沈設、先端処理及び保持は、(1)を満足するために、(3)から(11)により行わなければならない。
- (3) 掘削及び沈設の手順は、杭の配置、周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。
- (4) 掘削及び沈設は、地質性状及び杭の沈設状況に注意し、杭周辺及び先端地盤の乱れを最小限に留めるように行う。
- (5) (4)を満足するため、掘削は試験杭の施工で確認した適切な速度等で行うとともに、少なくとも1)及び2)により行う。
 - 1) 掘削中の先掘りは、杭先端から1m以内に留める。
 - 2) 杭本体の外周に取り付けるフリクションカッター厚さは、表-15.7.1に示す値以下とすることを標準とする。

表-15.7.1 フリクションカッター厚さ t の最大値

杭径 D	フリクションカッター厚さ t (mm)
800mm 未満	9
800mm～1,000mm	12

- (6) 掘削及び沈設中は、杭心のずれ、傾斜及び曲がりがないことを確認するとともに、杭体に損傷が生じないようにする。
- (7) 掘削及び沈設は、試験杭の施工により定めた方法に従い、支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。
- (8) 杭体の先端が所定の深さに達した後、杭先端を最終打撃方式により処理する場合

は、15.7.9の規定により行う。

- (9) 杭体の先端が所定の深さに達した後、杭先端をセメントミルク噴出攪拌方式により処理する場合は、1)及び2)により行う。
 - 1) 根固部の造成は、あらかじめ所定の強度が発現されることが確認されたセメントミルクの配合及び攪拌混合方法により行う。
 - 2) 根固部は、必要に応じて掘削径を拡大したうえで、所定の形状となるように造成する。
- (10) 掘削、沈設及び先端処理に際しては、支持層への到達及び根固部の造成等を適切に確認できる方法により管理する。
- (11) セメントミルク噴出攪拌方式の場合には、杭の沈設後、試験杭の施工により定めた方法に従い所定の位置に杭を保持する。

15.7.11 プレボーリング杭工法の掘削、沈設、ソイルセメント柱の造成及び保持

- (1) プレボーリング杭工法による掘削、杭の沈設、ソイルセメント柱の造成及び杭の保持は、支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。
- (2) プレボーリング杭工法における掘削、杭の沈設、ソイルセメント柱の造成及び杭の保持は、(1)を満足するために、(3)から(11)により行わなければならない。
- (3) 掘削及び沈設の手順は、杭の配置、周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。
- (4) 掘削は、杭周辺及び先端地盤の乱れを最小限に留めるため、試験杭の施工で確認した適切な速度等で行う。
- (5) 掘削中は、地質性状の変化及び掘削抵抗に注意し、掘削孔の傾斜、曲がり及び崩壊が生じないようにする。
- (6) 沈設中は、杭心のずれ及び傾斜並びに杭体の損傷が生じないようにする。
- (7) 掘削及び沈設は、試験杭の施工により定めた方法に従い、支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。
- (8) 根固部及び杭周固定部のソイルセメント柱の造成は、あらかじめ所定の強度が発現されることが確認されたセメントミルクの配合及び攪拌混合方法により行う。
- (9) ソイルセメント柱は、根固部及び杭周固定部がそれぞれ所定の形状となるよう造成する。
- (10) 掘削、沈設及びソイルセメント柱の造成に際しては、支持層への到達及び根固部の造成等を適切に確認できる方法により管理する。
- (11) 杭の沈設後、試験杭の施工により定めた方法に従い所定の位置に杭を保持する。

15.7.12 鋼管ソイルセメント杭工法の掘削，沈設，ソイルセメント柱の造成及び保持

- (1) 鋼管ソイルセメント杭工法による掘削，鋼管の沈設，ソイルセメント柱の造成及び鋼管の保持は，支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。
- (2) 鋼管ソイルセメント杭工法における掘削，鋼管の沈設，ソイルセメント柱の造成及び鋼管の保持は，(1)を満足するために，(3)から(12)により行わなければならない。
- (3) 掘削及び沈設の手順は，杭の配置，周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。
- (4) 掘削は，杭周辺及び先端地盤の乱れを最小限に留めるため，試験杭の施工で確認した適切な速度等で行う。
- (5) 掘削中は，地質性状の変化及び掘削抵抗に注意し，杭心のずれ，傾斜及び曲がりが生じないようにする。
- (6) 沈設中は，杭心のずれ及び傾斜並びに鋼管の損傷が生じないようにする。
- (7) 支持杭基礎における掘削及び鋼管の沈設は，試験杭の施工により定めた方法に従い，支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。
- (8) 摩擦杭基礎における掘削及び鋼管の沈設は，設計により定めた深度まで行うことを原則とする。
- (9) 杭先端固化部及び杭一般固化部のソイルセメント柱の造成は，あらかじめ所定の強度が発現されることが確認されたセメントミルクの配合及び攪拌混合方法により行う。
- (10) ソイルセメント柱は，杭先端固化部及び杭一般固化部がそれぞれ所定の形状となるよう造成する。
- (11) 掘削，沈設及びソイルセメント柱の造成に際しては，支持層への到達及び杭先端固化部の造成等を適切に確認できる方法により管理する。
- (12) 鋼管の沈設後，試験杭の施工で定めた方法に従い所定の位置に鋼管を保持する。

15.7.13 回転杭工法の貫入

- (1) 回転杭工法における杭の貫入は，支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。
- (2) 回転杭工法における杭の貫入は，(1)を満足するために，(3)から(7)により行わなければならない。
- (3) 貫入の手順は，杭の配置，周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。
- (4) 貫入は，杭周辺及び先端地盤の乱れを最小限に留めるため，試験杭の施工で確認した適切な速度等で行う。
- (5) 貫入中は，地質性状の変化及び貫入抵抗に注意し，杭心のずれ及び傾斜並びに杭体の損傷が生じないようにする。

- (6) 貫入は、試験杭の施工により定めた方法に従い、支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。
- (7) 貫入に際しては、支持層への到達等を適切に確認できる方法により管理する。

15.8 場所打ち杭基礎の施工

15.8.1 適用の範囲

15.8の規定は、オールケーシング工法、リバース工法又はアースドリル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。

15.8.2 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、地盤の状態及び施工管理方法等を考慮して選定しなければならない。

15.8.3 試験杭

杭の施工に際しては、施工性の確認及び施工管理方法を定めるために、それぞれの基礎においてあらかじめ試験杭の施工を行わなければならない。

15.8.4 施工準備

場所打ち杭基礎の施工に先立ち、確実に施工が行えるように作業基盤の整備等を行わなければならない。

15.8.5 掘削

- (1) 掘削は、支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。
- (2) 掘削は、(1)を満足するために、(3)から(8)により行わなければならない。
- (3) 掘削の手順は、杭の配置、周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。
- (4) 掘削は、杭周辺及び先端地盤の乱れを最小限に留めるため、試験杭の施工で確認した適切な速度等で行う。
- (5) 掘削中は、地質性状の変化や掘削抵抗に注意し、掘削孔の傾斜、曲がり及び崩壊が生じないようにする。
- (6) 支持杭基礎における掘削は、試験杭の施工により定めた方法に従い、支持層への所要の根入れ等が確保されるように行う。
- (7) 摩擦杭基礎における掘削は、設計により定めた深度まで行うことを原則とする。
- (8) 掘削に際しては、支持層への到達等を適切に確認できる方法により管理する。

15.8.6 孔底処理

掘削孔の孔底は、コンクリートの品質を確保し、設計で考慮した荷重を地盤に確実に伝達するため、適切に処理しなければならない。

15.8.7 鉄筋かごの製作及び建込み

- (1) 鉄筋の加工及び組立ては、鉄筋かごが必要な精度を確保し、堅固となるように行わなければならない。ただし、鉄筋の組立てにおいては、組立て上の形状保持等のための溶接を構造設計上考慮する鉄筋に対して行ってはならない。
- (2) 鉄筋かごの建込み中は、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ないように施工しなければならない。
- (3) 鉄筋かごは、建込み前に変形していないことを確認するとともに、建込み中及び建込み後に、ねじれ、曲がり、座屈及び脱落等により変形しないように施工しなければならない。
- (4) 鉄筋かごには、所定のかぶりが確保できるように、所要の強度及び剛性を有するスペーサーを適切に配置しなければならない。

15.8.8 コンクリート工

- (1) コンクリートは、所要の品質が確保されるよう施工しなければならない。
- (2) コンクリートの施工は、(1)を満足するため、(3)から(9)により行わなければならない。
- (3) 水中コンクリートを用いる場合の配合は、単位セメント量 350kg/m^3 以上、水セメント比 55%以下、スランプ 18cm から 21cm を原則とする。
- (4) コンクリートの打込みの際は、打込み量及び打込み高を常に計測する。
- (5) コンクリートの打込みは、トレミーを用いることを標準とし、連続的に行う。
- (6) トレミー下端は、打ち込んだコンクリート中に常に貫入しておく。
- (7) 打込み中にケーシングチューブの引抜きを行う場合には、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は、打ち込んだコンクリート上面より常に下にしておく。
- (8) 打ち込んだコンクリートは、温度変化及び乾燥等による有害な影響を受けないように養生を行う。
- (9) 杭頭部付近は、劣化したコンクリートが残らないように適切に処理する。この際、処理する部分以外のコンクリート及び鉄筋には損傷が生じないように注意する。

15.9 ケーソン基礎の施工

15.9.1 適用の範囲

15.9の規定は、オープンケーソン工法又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。

15.9.2 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、地盤の状態及び施工管理方法等を考慮して選定しなければならない。

15.9.3 刃 口

ケーソンの刃口は、掘削及びケーソン沈設時に損傷が生じず、かつ正確にケーソンを据え付けられるように施工しなければならない。

15.9.4 ケーソン据付け

ケーソンの据付けは、本体、型枠及びセントル用材料等の重量を十分に支持できるとともに、正確に初期の沈設ができる地盤で行わなければならない。

15.9.5 本 体

ケーソン本体は、施工条件及び施工時の状態を考慮して施工しなければならない。

15.9.6 掘削及び沈設

- (1) 掘削及び沈設は、支持力等が適切に発揮されるように行わなければならない。
- (2) 掘削及び沈設は、(1)を満足するために、(3)から(6)により行わなければならない。
- (3) 掘削及び沈設の手順は、周辺部への影響及び施工機械の影響等を考慮して定める。
- (4) 掘削は、ケーソンの傾斜、移動、回転及び急激な沈下が生じないように、施工条件、地質の状態等を考慮して行う。
- (5) 沈設は、ケーソン周辺及び底面地盤を乱さないように注意しながら、原則としてケーソン自重、載荷荷重及び摩擦抵抗の低減により行う。
- (6) 掘削及び沈設中は、ケーソンの傾斜等が生じていないか確認する。

15.9.7 支持層の確認

支持層の確認は、ケーソンの沈設深さ、地質及びケーソン底面位置における地盤の支

持力の確認等により総合的に判断して行わなければならない。

15.9.8 頂版及び頂版支持部

ケーソンの頂版及び頂版支持部は、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しなければならない。

15.9.9 止水壁又は土留仮壁

止水壁又は土留仮壁は、所要の止水性を有し、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うるとともに、工事完了後には撤去できる構造としなければならない。

15.9.10 セントル

- (1) セントルは、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を支持できるように十分堅固な構造としなければならない。
- (2) セントルを築造する地盤は、セントル及び作業室等の全重量を安全に支持できるようにしなければならない。
- (3) セントルの解体は、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に行わなければならない。

15.9.11 ケーソン底面の処理

- (1) ケーソン底面は、ケーソン本体に作用する荷重を確実に底面地盤に伝達できるように閉塞しなければならない。
- (2) ケーソン底面は、(1)を満足するために、(3)又は(4)により施工しなければならない。
- (3) ニューマチックケーソン工法においては、底面地盤を整正し、作業室内を清掃したうえで、作業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、配管の閉塞等が生じないよう配慮して室内を適切に充てんする。
- (4) オープンケーソン工法においては、以下の1)から5)により施工する。
 - 1) ケーソン底面の掘削土等を除去したうえでコンクリートを打ち込む。
 - 2) 打込み量及び打込み高は、常に計測する。
 - 3) 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で、トレミー又はコンクリートポンプを用いて連続的に打ち込む。
 - 4) トレミー下端は、打ち込んだコンクリート中に常に貫入する。
 - 5) 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には、底版及びケーソン本体の損傷が生じないように注意する。

15.10 鋼管矢板基礎の施工

15.10.1 適用の範囲

15.10の規定は、打込み工法又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。

15.10.2 施工機械器具の選定

施工機械器具は、鋼管矢板の諸元、作業地点の環境、地盤の状態及び施工管理方法等を考慮して選定しなければならない。

15.10.3 試験杭

鋼管矢板の施工に際しては、施工性の確認や施工管理方法を定めるために、それぞれの基礎においてあらかじめ試験杭の施工を行わなければならない。

15.10.4 施工準備

鋼管矢板基礎の施工に先立ち、確実に施工が行えるように作業基盤の整備等を行わなければならない。

15.10.5 鋼管矢板の運搬、保管及び検査

鋼管矢板の運搬、積卸し及び現場保管にあたっては、損傷防止に留意しなければならない。また、鋼管矢板の現場搬入時には、鋼管矢板の外観、形状及び寸法等について、JIS A 5530 に準じて検査しなければならない。

15.10.6 鋼管矢板の建込み

鋼管矢板の建込みは、15.7.6の規定による。ただし、鋼管矢板の建込みに際しては、導材を設置して行わなければならない。

15.10.7 鋼管矢板の継手

鋼管矢板どうしを上下に連結する継手の施工は、15.7.7の規定による。

15.10.8 打込み工法による打込み及び打止め

打込み工法による鋼管矢板の打込み及び打止めは、15.7.9の規定による。

15.10.9 中掘り工法による掘削，沈設，先端処理及び保持

中掘り工法による掘削，鋼管矢板の沈設，先端処理及び保持は，15.7.10の規定による。

15.10.10 中詰めコンクリート及び継手管処理

- (1) 仮締切兼用方式の場合には，頂版と鋼管矢板の接合部を補強するために，鋼管矢板内に中詰めコンクリートを適切な施工の方法及び順序で打設することを原則とする。
- (2) 鋼管矢板の継手管内には，剛性の確保等のため，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。

15.10.11 仮締切部

仮締切兼用方式における仮締切部の施工においては，所定の施工の方法及び順序に従って，仮締切内の掘削，底版コンクリートの打設及び支保工の設置並びに支保工及び仮締切部鋼管矢板の撤去を行わなければならない。

15.10.12 頂版及び鋼管矢板との接合部

頂版及び鋼管矢板との接合部は，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しなければならない。

15.11 地中連続壁基礎の施工

15.11.1 適用の範囲

15.11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。

15.11.2 施工機械器具の選定

施工機械器具は，地中連続壁の諸元，作業地点の環境，地盤の状態及び施工管理方法等を考慮して選定しなければならない。

15.11.3 試験掘り

地中連続壁の施工に際しては，施工性の確認や施工管理方法を定めるために，それぞれの基礎においてあらかじめ試験掘りを行わなければならない。

15.11.4 施工準備

地中連続壁基礎の施工に先立ち、確実に施工が行えるように作業基盤の整備等を行わなければならない。

15.11.5 掘削

掘削は、15.8.5の規定による。ただし、エレメントの割付けは継手の位置、溝壁の安定、掘削機械、掘削方法、鉄筋かご建込み及びコンクリート打設の施工性を考慮して決定する。

15.11.6 溝底処理

- (1) 掘削溝の溝底は、コンクリートの品質を確保し、設計で考慮した荷重を地盤に確実に伝達するため、適切に処理しなければならない。
- (2) 溝底処理は、掘削完了後に加え、鉄筋かごの建込み前にも行わなければならない。

15.11.7 鉄筋かごの製作及び建込み

鉄筋かごの製作及び建込みは、15.8.7の規定による。

15.11.8 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、必要な強度や剛性を確保できるように施工しなければならない。
- (2) 継手鋼材は、現場搬入時に、傷及び変形がないこと並びに所定の寸法及び形状を有することを確認しなければならない。

15.11.9 コンクリート工

コンクリート工は、15.8.8の規定による。

15.12 深礎基礎の施工

15.12.1 適用の範囲

15.12の規定は、深礎工法により深礎基礎の施工を行う場合に適用する。

15.12.2 施工機械器具の選定

施工機械器具は、深礎基礎の諸元、作業地点の環境、地盤の状態及び施工管理方法等

を考慮して選定しなければならない。

15.12.3 施工準備

深礎基礎の施工に先立ち、確実に施工が行えるように作業基盤の整備等を行わなければならない。

15.12.4 掘削

- (1) 掘削は、支持力等が適切に発揮されるよう行わなければならない。
- (2) 掘削は、(1)を満足するために、(3)から(8)により行わなければならない。
- (3) 掘削は、掘削孔の傾斜及び曲がりが生じていないことを確認しながら行う。
- (4) 余掘りは適切に行う。
- (5) 孔内は常に排水を行う。
- (6) 掘削は、所定の深さまで行うとともに、連続して行うことを標準とする。
- (7) 深礎杭の間隔が狭い場合は、掘削順序に注意して掘削する。
- (8) 発破作業は原則として避ける。やむを得ず発破を用いる場合は、安全性及び地山への影響を考慮して、適切に計画及び施工を行う。

15.12.5 支持層の確認

支持層の確認は、地質及び基礎底面位置における地盤の支持力の確認等により総合的に判断して行わなければならない。

15.12.6 土留構造

- (1) 土留めは、掘削孔の全長にわたって行い、撤去しないことを原則とする。
- (2) 土留材は脱落、変形及び緩みのないように組み立てなければならない。
- (3) 土留材を撤去しない場合は、土留材と地山との間に生じる空隙に全長にわたって適切に裏込注入を行わなければならない。

15.12.7 孔底処理

深礎基礎の孔底は、基礎本体に作用する荷重を地盤に確実に伝達できるよう適切に処理しなければならない。

15.12.8 鉄筋工

鉄筋は設計図等に従って加工し、適切な仮設計画のもと、必要な精度を確保し、所定

の位置に堅固に組み立てなければならない。ただし、鉄筋の組立てにおいては、組立て上の形状保持等のための溶接を構造設計上考慮する鉄筋に対して行ってはならない。

15.12.9 コンクリート工

- (1) コンクリートは、所要の品質が確保されるよう施工しなければならない。
- (2) コンクリートの施工は、(1)を満足するために、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。また、打継目の処理は適切に行わなければならない。

V 耐震設計編

1 章 総 則

1.1 適用の範囲

この編は、地震の影響を考慮する状況に対して I 編 1.8 に規定する橋の性能を満足させるために行う設計（以下「橋の耐震設計」という。）に適用する。

1.2 用語の定義

この編で用いる用語の定義は次のとおりとする。

(1) 制限値

橋及び部材等の限界状態を超えないとみなせるための適当な安全余裕を考慮した値

(2) 部材の塑性化

部材としての応答が弾性域を超えること。

(3) 地震時保有水平耐力

部材の塑性化後に地震の影響により繰返し载荷を受けたときに、部材が発揮し得る水平耐力

(4) 塑性変形能

部材の塑性化後に地震の影響により繰返し载荷を受けたときに、部材が安定して水平抵抗力を保持したまま変形できる能力

(5) 免震橋

支承による橋の固有周期の適度な長周期化及び支承のエネルギー吸収の両方の効果による部材応答の低減を耐震設計において考慮する橋。また、その効果を発揮する支承を免震支承という。

1.3 調 査

橋の耐震設計にあたっては、上部構造、下部構造、上下部接続部及び部材等の耐荷性能及びその他必要な事項の設計を行うため、並びに設計の前提となる材料、施工及び維持管理の条件を適切に設計で考慮するために、各編の調査の規定に加えて、少なくとも 1) から 3) の調査のうち、耐震設計上必要な事項について必要な情報が得られるように計画的に調査を実施しなければならない。

- 1) 架橋環境条件の調査
- 2) 施工条件の調査

3) 維持管理条件の調査

1.4 架橋位置と形式の選定において耐震設計上考慮する事項

橋の耐震設計にあたっては、想定される地震によって生じ得る津波、斜面崩壊等及び断層変位に対して、これらの影響を受けないよう架橋位置又は橋の形式の選定を行うことを標準とする。なお、やむを得ずこれらの影響を受ける架橋位置又は橋の形式となる場合には、少なくとも致命的な被害が生じにくくなるような構造とする等、地域の防災計画等とも整合するために必要な対策を講じなければならない。

1.5 設計計算の精度

- (1) 設計計算の精度は、設計条件に応じて、適切に定めなければならない。
- (2) 設計計算は、最終段階で有効数字3桁が得られるように行うことを標準とする。

1.6 設計の前提となる材料の条件

- (1) 使用する材料は、その材料が置かれる環境、施工、維持管理等の条件との関係において、設計の前提として求められる機械的特性及び化学的特性が明らかであるとともに、必要とされる品質が確保できるものでなければならない。
- (2) 使用する材料の特性は、測定可能な物理量により表されなければならない。
- (3) 鋼部材に用いる材料はⅡ編、コンクリート部材に用いる材料はⅢ編、下部構造に用いる材料はⅣ編の規定による。

1.7 設計の前提となる施工の条件

- (1) 橋の耐震設計にあたっては、設計の前提となる施工の条件を適切に考慮しなければならない。
- (2) この編の規定は、鋼部材はⅡ編20章、コンクリート部材はⅢ編17章、下部構造を構成する各部材はⅣ編15章の規定を満足する施工が行われることを前提とする。したがって、これらの規定により難しい場合には、施工の条件を適切に定めるとともに、設計においてそれを考慮しなければならない。

1.8 設計の前提となる維持管理の条件

- (1) 橋の耐震設計にあたっては、設計の前提となる維持管理の条件を適切に考慮しなければならない。
- (2) 設計の前提となる維持管理の条件を設定するにあたっては、少なくとも1)及び2)を考慮しなければならない。

- 1) 落橋防止構造等の耐震設計上設置する部材の維持管理のしやすさの観点
- 2) 落橋防止構造等の耐震設計上設置する部材がそれ以外の部材等の維持管理のしやすさに及ぼす影響の観点

1.9 設計図等に記載すべき事項

- (1) 設計図等には、施工及び維持管理の際に必要な事項を記載しなければならない。
- (2) 設計図等には、I編 1.9に規定する事項のほか、少なくとも1)から6)の事項を記載することを標準とする。
 - 1) 使用材料に関する事項
 - 2) 設計の前提とした施工方法及び手順
 - 3) 設計の前提とした施工品質（施工精度、検査基準）
 - 4) 設計の前提とした維持管理に関する事項。特に、地震による塑性化を期待する部材及び部位並びにその部材及び部位の想定する修復の実現性
 - 5) 設計において適用した技術基準等
 - 6) 地盤に関する事項

2章 橋の耐震設計の基本

2.1 総 則

- (1) 橋の耐震設計は、I編 1.8に規定する橋の性能を満足するようにしなければならない。
- (2) 橋の耐震設計にあたっては、耐震設計上の橋の重要度を、地震後における橋の社会的役割及び地域の防災計画上の位置付けを考慮して、表-2.1.1に示すように耐震設計上の重要度が標準的な橋及び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。

表-2.1.1 耐震設計上の橋の重要度の区分

耐震設計上の橋の重要度の区分	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"> ・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 ・都道府県道のうち，複断面，跨線橋，跨道橋又は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 ・市町村道のうち，複断面，跨線橋，跨道橋又は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

- (3) 橋の耐震設計では，以下の 1) から 3) を満足しなければならない。
- 1) 橋の耐荷性能を上部構造，下部構造及び上下部接続部の耐荷性能で代表させるとき，上部構造，下部構造及び上下部接続部は，少なくとも I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有すること。
 - 2) 上部構造，下部構造及び上下部接続部の耐荷性能を部材等の耐荷性能で代表させるとき，これらを構成する部材等は，少なくとも I 編 2.3 に規定する橋の耐荷性能を満足するために必要な耐荷性能を有すること。
 - 3) 橋の性能を満足するために必要なその他の事項を適切に設定し，その事項に対して必要な性能を有すること。
- (4) I 編 1.8.2 に規定する設計の手法のうち，地震の影響を評価するための構造解析については，2.6 によることを標準とする。

2.2 耐荷性能に関する基本事項

2.2.1 耐荷性能の照査において考慮する状況

橋の耐震設計では，上部構造，下部構造及び上下部接続部の耐荷性能並びに部材等の耐荷性能の照査において，I 編 2.1 に規定する変動作用支配状況及び偶発作用支配状況において，I 編 3.1 に規定する地震の影響を含む設計状況を考慮する。

2.2.2 耐荷性能の照査において考慮する状態

- (1) 橋の耐震設計にあたっては，I 編 2.2 に規定する橋の状態を満足するために考慮する上部構造，下部構造及び上下部接続部の状態を，1) から 3) の区分に従って設定する。
- 1) 上部構造，下部構造又は上下部接続部として荷重を支持する能力が低下しておらず，耐荷力の観点からは特段の注意なく使用できる状態
 - 2) 上部構造，下部構造又は上下部接続部として荷重を支持する能力の低下があるも

の、その程度は限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲の特別な注意のもとで使用できる状態

- 3) 上部構造，下部構造又は上下部接続部として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態
- (2) 部材等の耐荷性能の照査にあたっては，I編2.2に規定する橋の状態を満足するために考慮する部材等の状態を，1)から3)の区分に従って設定する。
- 1) 部材等として荷重を支持する能力が低下していない状態
 - 2) 部材等として荷重を支持する能力が低下しているものの，その程度は限定的であり，あらかじめ想定する範囲にある状態
 - 3) 部材等として荷重を支持する能力が完全には失われていない状態

2.2.3 耐荷性能

- (1) 橋の耐震設計では，上部構造，下部構造及び上下部接続部並びに部材等は，I編2.3に規定する橋の耐荷性能を満足するよう，2.2.1で設定する耐荷性能の照査において考慮する状況に対して，2.2.2で設定する耐荷性能の照査において考慮する状態に，設計供用期間中において所要の信頼性をもって留まるようにしなければならない。
- (2) 2.3から2.5による場合には，(1)を満足するとみなしてよい。

2.3 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況

- (1) 橋の耐震設計にあたっては，上部構造，下部構造及び上下部接続部並びに部材等の耐荷性能の照査において，2.2.1に規定する状況を，少なくともI編3.2に従い，作用の特性値，作用の組合せ，荷重組合せ係数及び荷重係数を用いて適切に設定しなければならない。
- (2) I編8.19に規定する地震の影響(EQ)は，以下の1)から5)の影響を考慮することを標準とする。
 - 1) 構造物及び土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) 地盤振動変位
 - 5) 液状化に伴って生じる地盤の流動化の影響(以下「地盤の流動力」という。)
- (3) (2)1)から5)に規定する地震の影響の特性値は，変動作用支配状況及び偶発作用支配状況のそれぞれで考慮する橋に作用する地震動の特性値に基づき適切に設定しなければならない。
- (4) 橋に作用する地震動の特性値を設定するにあたっては，慣性力をその面より上方では考慮しその面より下方では考慮しないと定める地盤面(以下「耐震設計上の地盤面」

という。)を設定しなければならない。

(5) 橋に作用する地震動の特性値は、耐震設計上の地盤面に入力するものとして設定しなければならない。

(6) 橋に作用する地震動の特性値は、3章の規定により設定する。

(7) (2)1)から5)に規定する地震の影響は、以下の1)から5)により考慮する。

1) 慣性力は4.1の規定により算出する。

2) 地震時土圧は4.2の規定により算出する。

3) 地震時動水圧は4.3の規定により算出する。

4) 地盤振動変位が橋に与える影響は、構造条件及び地盤条件に応じて適切に設定しなければならない。

5) 地盤の流動力は4.4の規定により算出する。

2.4 耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況に対する限界状態

2.4.1 一般

(1) 橋の耐震設計における上部構造、下部構造、上下部接続部（以下これらを「各構造」という。）又は各構造を構成する部材等の耐荷性能の照査にあたっては、2.2.2に規定する耐荷性能の照査において考慮する状態の限界を、各構造又は各構造を構成する部材等の限界状態として適切に設定しなければならない。

(2) 橋の耐震設計における橋の耐荷性能の照査にあたって、各構造の限界状態によって橋の限界状態1、橋の限界状態2及び橋の限界状態3を代表させる場合には、それぞれ2.4.2から2.4.4の規定に従って各構造の限界状態を設定し、これを組み合わせることを標準とする。

(3) 橋の耐震設計における各構造の耐荷性能の照査にあたって、各構造を構成する部材等の限界状態によって、各構造の限界状態1、限界状態2及び限界状態3を代表させる場合には、2.4.5の規定に従って各構造を構成する部材等の限界状態を設定し、これを組み合わせることを標準とする。

2.4.2 橋の限界状態1に対応する上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態

橋の耐震設計にあたって、I編4.1に規定する橋の限界状態1を各構造の限界状態で代表させる場合には、以下の1)から3)とする。

1) 上部構造

II編3.4.2又はIII編3.4.2に規定する上部構造の限界状態1

2) 下部構造

IV編3.4.2に規定する下部構造の限界状態1

3) 上下部接続部

支承部を用いる場合には，Ⅰ編 10.1.4 に規定する支承部の限界状態 1

2.4.3 橋の限界状態 2 に対応する上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態

橋の耐震設計にあたって，Ⅰ編 4.1 に規定する橋の限界状態 2 を各構造の限界状態で代表させる場合には，以下の 1) から 3) とする。ただし，下部構造の限界状態を限界状態 2 とする場合は，これと組み合わせる上下部接続部の限界状態は限界状態 1 とし，上下部接続部の限界状態を限界状態 2 とする場合は，これと組み合わせる下部構造の限界状態は限界状態 1 とすることを標準とする。

1) 上部構造

Ⅱ編 3.4.2 又はⅢ編 3.4.2 に規定する上部構造の限界状態 1

2) 下部構造

Ⅳ編 3.4.2 に規定する下部構造の限界状態 1 又は限界状態 2

3) 上下部接続部

支承部を用いる場合には，Ⅰ編 10.1.4 に規定する支承部の限界状態 1 又は限界状態 2

2.4.4 橋の限界状態 3 に対応する上部構造，下部構造及び上下部接続部の限界状態

橋の耐震設計にあたって，Ⅰ編 4.1 に規定する橋の限界状態 3 を各構造の限界状態で代表させる場合には，以下の 1) から 3) とする。ただし，下部構造の限界状態を限界状態 3 とする場合は，これと組み合わせる上下部接続部の限界状態は限界状態 1 とし，上下部接続部の限界状態を限界状態 3 とする場合は，これと組み合わせる下部構造の限界状態は限界状態 1 とすることを標準とする。

1) 上部構造

Ⅱ編 3.4.2 又はⅢ編 3.4.2 に規定する上部構造の限界状態 1 又は限界状態 3

2) 下部構造

Ⅳ編 3.4.2 に規定する下部構造の限界状態 1 又は限界状態 3

3) 上下部接続部

支承部を用いる場合には，Ⅰ編 10.1.4 に規定する支承部の限界状態 1 又は限界状態 3

2.4.5 上部構造，下部構造及び上下部接続部を構成する部材等の限界状態

- (1) 橋の耐震設計にあたって，Ⅰ編 4.2 に規定する各構造の限界状態 1 を，各構造を構成する部材等の限界状態で代表させる場合には，各構造を構成するいずれかの部材等が 2.4.6 に規定する部材等の限界状態 1 に達したときとすることを標準とする。
- (2) 橋の耐震設計にあたって，Ⅰ編 4.2 に規定する各構造の限界状態 2 を，各構造を構

成する部材等の限界状態で代表させる場合には、各構造を構成するいずれかの部材が 2.4.6 に規定する部材等の限界状態 2 に達したときとし、このときその他の部材が限界状態 1 を超えないことを標準とする。部材等の限界状態 2 となる部材を選定するにあたっては、少なくとも塑性化を期待する部材並びにその塑性化する位置及び範囲が、調査及び修復が容易にできることを標準とする。

- (3) 橋の耐震設計にあたって、I 編 4.2 に規定する各構造の限界状態 3 を、各構造を構成する部材等の限界状態で代表させる場合には、これらを構成するいずれかの部材が 2.4.6 に規定する部材等の限界状態 3 に達したときとし、その他の部材が限界状態 1 を超えないことを標準とする。

2.4.6 部材等の限界状態

- (1) I 編 4.3 に規定する各構造を構成する部材等の限界状態 1 を、II 編 3.4.3、III 編 3.4.3 及び IV 編 3.4.3 の規定により設定することができる。
- (2) I 編 4.3 に規定する各構造を構成する部材等の限界状態 2 は、部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力が想定する範囲で確保できる限界の状態とする。
- (3) I 編 4.3 に規定する各構造を構成する部材等の限界状態 3 を、II 編 3.4.3、III 編 3.4.3 及び IV 編 3.4.3 の規定により設定することができる。
- (4) 部材等の限界状態は、その状態を表す工学的指標によって適切に関連付けることを標準とする。
- (5) 地震の影響を考慮して工学的指標と限界状態を関連づける場合には、II 編 3.4.1、III 編 3.4.1 及び IV 編 3.4.1 の規定によるほか、限界状態に対応する特性値の設定にあたっては、以下の 1) 及び 2) を満足しなければならない。
- 1) 地震による繰返し作用が部材等の状態に及ぼす影響を考慮する。
 - 2) 部材等の構造条件に応じた、部材等の耐力、非線形履歴特性及び破壊形態が考慮できる適切な知見に基づいた方法による。
- (6) 各構造及び各構造を構成する部材等について、6 章及び 8 章以降の規定に従い工学的指標の特性値又は制限値を定める場合には、(4) 及び (5) を満足するとみなしてよい。

2.5 耐荷性能の照査

- (1) 橋の耐震設計にあたって、各構造又は各構造を構成する部材等の耐荷性能の照査は、2.2.3 に規定する耐荷性能を満足することを適切な方法を用いて確認することにより行う。
- (2) I 編 5 章の規定に従い橋の耐荷性能の照査を部材等の耐荷性能の照査で代表させる場合の部材等の耐荷性能の照査は、以下の 1) 及び 2) に従い行うことを標準とする。
- 1) 2.3(1) に規定する作用の組合せに対して、部材等の耐荷性能に応じて定める 2.4.6

に規定する部材等の限界状態 1 及び限界状態 3 又は限界状態 2 及び限界状態 3 を、各々に必要な信頼性をもって超えないことを式(2.5.1)及び式(2.5.2)を満足することにより確認する。

$$\Sigma S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \xi_1 \Phi_{RS} R_S \cdots \cdots \cdots (2.5.1)$$

$$\Sigma S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \xi_1 \xi_2 \Phi_{RU} R_U \cdots \cdots \cdots (2.5.2)$$

ここに、

P_i : 作用の特性値

S_i : 作用効果であり、作用の特性値に対して算出される部材等の応答値

R_S : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る特性値

R_U : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る特性値

γ_{pi} : 荷重組合せ係数

γ_{qi} : 荷重係数

ξ_1 : 調査・解析係数

ξ_2 : 部材・構造係数

Φ_{RS} : 部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数

Φ_{RU} : 部材等の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗に係る抵抗係数

- 2) 部材等の限界状態を代表させる事象を、部材等の限界状態 1 又は限界状態 2 と限界状態 3 のいずれかに区分し難い場合には、当該事象を部材等の限界状態 3 として代表させ、2.3(1)に規定する作用の組合せに対して、部材等の限界状態 3 を必要な信頼性をもって超えないことを式(2.5.2)で満足することにより確認する。
- (3) 式(2.5.1)及び式(2.5.2)の作用効果は、2.6の規定、3章、4章及び5章の規定に従い算出する。
- (4) 式(2.5.1)及び式(2.5.2)の作用の特性値、荷重組合せ係数及び荷重係数は、2.3の規定に従い設定する。
- (5) 式(2.5.1)及び式(2.5.2)の抵抗係数並びに抵抗の特性値は、6章及び8章以降の規定に従い設定する。
- (6) 式(2.5.1)及び式(2.5.2)の調査・解析係数は、I編3.3に規定する⑩の作用の組合せを考慮する場合は1.00とすることを標準とする。
- (7) 式(2.5.2)の部材・構造係数は、6章及び8章以降の規定に従い設定する。
- (8) 地盤振動変位が部材に及ぼす影響については、2.3(2)1)から3)に規定する地震の影響を考慮する状況に対して部材等の限界状態を超えないことを確認するとともに、地中部の構造に適切に塑性変形能を付与できるように構造上の配慮をしなければならない。

- (9) 橋の耐震設計において、部材等の塑性化を期待する部材等を連結する場合には、各構造間について、以下の1)から3)を満足しなければならない。
- 1) 上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態と、各構造間の接合部の限界状態の関係を明確にしたうえで、これらの構造全体の所要の機能が発揮されるようにしなければならない。
 - 2) 連結される各構造は、各構造間の接合部の耐荷機構の前提及び連結される各構造の耐荷機構の前提となる状態が確保されるようにしなければならない。
 - 3) これらの構造間の接合部は、構造間に生じる相互の断面力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (10) 液状化が生じる土層を有する地盤上にある橋の耐震設計では、液状化が橋に及ぼす影響を適切に考慮しなければならない。ただし、I編3.3に規定する⑨の作用の組合せを考慮する場合には、液状化が橋に及ぼす影響を考慮しなくてもよい。
- (11) 7章の規定による場合は、(10)に規定する液状化が橋に及ぼす影響を適切に考慮したとみなしてよい。
- (12) 液状化が橋に及ぼす影響を考慮する場合は、液状化が生じると仮定した場合及び液状化が生じないと仮定した場合のいずれの場合も橋の性能を満足しなければならない。
- (13) 基礎の塑性化を期待する場合は、基礎が塑性化すると仮定した場合及び基礎が塑性化しないと仮定した場合のいずれの場合にも橋の性能を満足しなければならない。

2.6 構造解析

応答値の算出にあたっては、照査の目的、橋及び橋を構成する部材等の振動特性並びに地盤の抵抗特性等を踏まえ、地震の影響を適切に評価できる解析理論及び解析モデルを、適用性が検証された範囲で用いなければならない。

2.7 その他の必要事項

2.7.1 一般

- (1) 橋の耐震設計においては、橋の耐荷性能に加えて、その他、耐震設計上、橋の性能を満足するために必要な事項の検討を行わなければならない。
- (2) (1)を満足するために必要な事項として、以下の1)から3)を満足しなければならない。
 - 1) 上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、下部構造が不安定とならず、上部構造を支持することができる構造形式とする。
 - 2) 上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、上部構造が容易には下部構造から落下しないように、適切な対策を別途講じる。

- 3) B種の橋については、上下部接続部に支承部を用いる場合、その破壊を想定したとしても、機能の回復を速やかに行いうる対策を講じる必要があるかどうかを検討し、必要がある場合には、構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映する。
- (3) 13.3の規定により対策を講じる場合は、(2)2)を満足するとみなしてよい。

2.7.2 構造設計上の配慮事項

橋の耐震設計では、経済性、地域の防災計画及び関連する道路網の計画との整合性も考慮したうえで、少なくとも1)から5)の観点について構造設計上実施できる範囲を検討し、必要に応じて構造設計に反映させなければならない。

- 1) 設計で前提とする施工品質の確認方法の観点
- 2) 橋の一部の部材及び接続部の損傷、地盤変動等の可能性に対する、構造上の補完性又は代替性の観点。このとき少なくとも、以下のi)及びii)について検討する。
 - i) 塑性化を期待しない部材を含む全ての部材に対する脆性的な破壊が生じることを回避することへの配慮
 - ii) 部材に生じるねじりの影響をできるだけ少なくすることへの配慮
- 3) 地震後の点検及び修繕が困難となる箇所をできるだけ少なくすることの観点
- 4) 地震後の更新及び修繕の実施方法について検討しておくことが望ましい部材の選定とそれを確実に実行する橋の構造とすることの観点
- 5) 局所的な応力集中、複雑な挙動、滞水等が生じにくい細部構造とすることの観点

3章 橋に作用する地震動の特性値

3.1 地震動の特性値の設定

- (1) 2.3に規定する耐荷性能の照査において地震の影響を考慮する状況を設定するにあたっては、橋の設計供用期間中にしばしば発生する地震動（以下「レベル1地震動」という。）及び橋の設計供用期間中に発生することは極めて稀であるが一旦生じると橋に及ぼす影響が甚大であると考えられる地震動（以下「レベル2地震動」という。）を適切に設定しなければならない。
- (2) 地震動の特性値の設定にあたっては、以下の1)から3)を考慮しなければならない。
 - 1) 地震動特性、橋の地震応答特性及びそれらのばらつきの影響
 - 2) 地盤の振動特性及びそのばらつきの影響
 - 3) 橋の周辺地域で発生する地震の規模、発生位置等に応じた地震動強度及びそのばらつきの影響

- (3) レベル1地震動及びレベル2地震動の特性値を，3.2から3.7の規定により設定する場合には，(1)及び(2)を満足するとみなしてよい。

3.2 レベル1地震動の特性値

レベル1地震動の特性値は，3.5に規定する耐震設計上の地盤面において，耐震設計上の地盤種別を3.6の規定により区別したうえで，式(3.2.1)による加速度応答スペクトルに基づいて算出する。

$$S = c_z S_0 \cdots \cdots \cdots (3.2.1)$$

ここに，

S ：レベル1地震動の加速度応答スペクトル (m/s^2) (四捨五入により小数点以下2桁とする)

c_z ：3.4に規定するレベル1地震動の地域別補正係数

S_0 ：レベル1地震動の標準加速度応答スペクトル (m/s^2) で，3.6に規定する耐震設計上の地盤種別及び固有周期 T (s) に応じて表-3.2.1に規定する減衰定数0.05の加速度応答スペクトルの値とする。

表-3.2.1 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 (m/s^2)		
I種	$T < 0.10$ $S_0 = 4.31 T^{1/3}$ ただし， $S_0 \geq 1.60$	$0.10 \leq T \leq 1.10$ $S_0 = 2.00$	$1.10 < T$ $S_0 = 2.20 / T$
II種	$T < 0.20$ $S_0 = 4.27 T^{1/3}$ ただし， $S_0 \geq 2.00$	$0.20 \leq T \leq 1.30$ $S_0 = 2.50$	$1.30 < T$ $S_0 = 3.25 / T$
III種	$T < 0.34$ $S_0 = 4.30 T^{1/3}$ ただし， $S_0 \geq 2.40$	$0.34 \leq T \leq 1.50$ $S_0 = 3.00$	$1.50 < T$ $S_0 = 4.50 / T$

3.3 レベル2地震動の特性値

- (1) レベル2地震動の特性値は，プレート境界型の大規模な地震を想定した地震動（以下「レベル2地震動(タイプI)」という。）と，内陸直下型地震を想定した地震動（以下「レベル2地震動(タイプII)」という。）の2種類を考慮する。

- (2) レベル2地震動(タイプI)及びレベル2地震動(タイプII)の特性値は，3.5に規定する耐震設計上の地盤面において，耐震設計上の地盤種別を3.6の規定により区別したうえで，それぞれ，式(3.3.1)及び式(3.3.2)による加速度応答スペクトルに基づいて算出する。

$$S_I = c_{I2} S_{I0} \cdots \cdots \cdots (3.3.1)$$

$$S_{II} = c_{IIz} S_{II0} \dots \dots \dots (3.3.2)$$

ここに、

S_I : レベル2地震動(タイプ I)の加速度応答スペクトル (m/s²) (四捨五入により小数点以下2桁とする)

S_{II} : レベル2地震動(タイプ II)の加速度応答スペクトル (m/s²) (四捨五入により小数点以下2桁とする)

c_{Iz} : 3.4に規定するレベル2地震動(タイプ I)の地域別補正係数

c_{IIz} : 3.4に規定するレベル2地震動(タイプ II)の地域別補正係数

S_{I0} : レベル2地震動(タイプ I)の標準加速度応答スペクトル (m/s²)で、3.6に規定する耐震設計上の地盤種別及び固有周期 T (s) に応じて表-3.3.1に規定する減衰定数0.05の加速度応答スペクトルの値とする。

S_{II0} : レベル2地震動(タイプ II)の標準加速度応答スペクトル (m/s²)で、3.6に規定する耐震設計上の地盤種別及び固有周期 T (s) に応じて表-3.3.2に規定する減衰定数0.05の加速度応答スペクトルの値とする。

表-3.3.1 レベル2地震動(タイプ I)の標準加速度応答スペクトル S_{I0}

地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{I0} (m/s ²)		
I 種	$T < 0.16$ $S_{I0} = 25.79 T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.60$ $S_{I0} = 14.00$	$0.60 < T$ $S_{I0} = 8.40 / T$
II 種	$T < 0.22$ $S_{I0} = 21.53 T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.90$ $S_{I0} = 13.00$	$0.90 < T$ $S_{I0} = 11.70 / T$
III 種	$T < 0.34$ $S_{I0} = 17.19 T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.40$ $S_{I0} = 12.00$	$1.40 < T$ $S_{I0} = 16.80 / T$

表-3.3.2 レベル2地震動(タイプ II)の標準加速度応答スペクトル S_{II0}

地盤種別	固有周期 T (s) に対する S_{II0} (m/s ²)		
I 種	$T < 0.30$ $S_{II0} = 44.63 T^{2/3}$	$0.30 \leq T \leq 0.70$ $S_{II0} = 20.00$	$0.70 < T$ $S_{II0} = 11.04 / T^{5/3}$
II 種	$T < 0.40$ $S_{II0} = 32.24 T^{2/3}$	$0.40 \leq T \leq 1.20$ $S_{II0} = 17.50$	$1.20 < T$ $S_{II0} = 23.71 / T^{5/3}$
III 種	$T < 0.50$ $S_{II0} = 23.81 T^{2/3}$	$0.50 \leq T \leq 1.50$ $S_{II0} = 15.00$	$1.50 < T$ $S_{II0} = 29.48 / T^{5/3}$

3.4 地域別補正係数

レベル1地震動の地域別補正係数 c_z 、レベル2地震動(タイプ I)の地域別補正係数 c_{Iz} 及びレベル2地震動(タイプ II)の地域別補正係数 c_{IIz} は、表-3.4.1に示す地域区分に応じた値とする。ただし、架橋地点が地域区分の境界線上にある場合には、係数の大きい方を用いなければならない。

表-3.4.1 地域別補正係数と地域区分

地域区分	地域別補正係数			対 象 地 域
	c_z	c_{Lz}	c_{H_z}	
A1	1.0	1.2	1.0	<p>千葉県のうち館山市、木更津市、勝浦市、鴨川市、君津市、富津市、南房総市、夷隅郡、安房郡</p> <p>神奈川県</p> <p>山梨県のうち富士吉田市、都留市、大月市、上野原市、西八代郡、南巨摩郡、南都留郡</p> <p>静岡県</p> <p>愛知県のうち名古屋市、豊橋市、半田市、豊川市、津島市、刈谷市、西尾市、蒲郡市、常滑市、稲沢市、新城市、東海市、大府市、知多市、豊明市、田原市、愛西市、清須市、弥富市、あま市、海部郡、知多郡、額田郡、北設楽郡のうち東栄町三重県（津市、松阪市、名張市、亀山市、いなべ市、伊賀市、三重郡菰野町を除く。）</p> <p>和歌山県のうち新宮市、西牟婁郡、東牟婁郡</p> <p>徳島県のうち那賀郡、海部郡</p>
A2	1.0	1.0	1.0	A1, B1, B2, C 地域以外の地域
B1	0.85	1.2	0.85	<p>愛媛県のうち宇和島市、北宇和郡、南宇和郡</p> <p>高知県（B2 地域に掲げる地域を除く。）</p> <p>宮崎県のうち延岡市、日向市、児湯郡（西米良村及び木城町を除く。）、東臼杵郡のうち門川町</p>
B2	0.85	1.0	0.85	<p>北海道のうち札幌市、函館市、小樽市、室蘭市、北見市、夕張市、岩見沢市、網走市、苫小牧市、美唄市、芦別市、江別市、赤平市、三笠市、千歳市、滝川市、砂川市、歌志内市、深川市、富良野市、登別市、恵庭市、伊達市、北広島市、石狩市、北斗市、石狩郡、松前郡、上磯郡、亀田郡、茅部郡、二世郡、山越郡、檜山郡、爾志郡、奥尻郡、瀬棚郡、久遠郡、島牧郡、寿都郡、磯谷郡、虻田郡、岩内郡、古宇郡、積丹郡、古平郡、余市郡、空知郡、夕張郡、樺戸郡、雨竜郡、上川郡（上川総合振興局）のうち東神楽町、上川町、東川町及び美瑛町、勇払郡、網走郡、斜里郡、常呂郡、有珠郡、白老郡</p> <p>青森県のうち青森市、弘前市、黒石市、五所川原市、むつ市、つがる市、平川市、東津軽郡、西津軽郡、中津軽郡、南津軽郡、北津軽郡、下北郡</p> <p>秋田県、山形県</p> <p>福島県のうち会津若松市、郡山市、白河市、須賀川市、喜多方市、岩瀬郡、南会津郡、耶麻郡、河沼郡、大沼郡、西白河郡</p> <p>新潟県</p> <p>富山県のうち魚津市、滑川市、黒部市、下新川郡</p> <p>石川県のうち輪島市、珠洲市、鳳珠郡</p> <p>鳥取県のうち米子市、倉吉市、境港市、東伯郡、西伯郡、日野郡</p> <p>島根県、岡山県、広島県</p> <p>徳島県のうち美馬市、三好市、美馬郡、三好郡</p> <p>香川県のうち高松市、丸亀市、坂出市、善通寺市、観音寺市、三豊市、小豆郡、香川郡、綾歌郡、仲多度郡</p> <p>愛媛県（B1 地域に掲げる地域を除く。）</p> <p>高知県のうち長岡郡、土佐郡、吾川郡（いの町のうち旧伊野町の地区を除く。）</p> <p>熊本県（C 地域に掲げる地域を除く。）</p> <p>大分県（C 地域に掲げる地域を除く。）</p> <p>宮崎県（B1 地域に掲げる地域を除く。）</p>
C	0.7	0.8	0.7	<p>北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡（上川総合振興局）のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町及び下川町、中川郡（上川総合振興局）、増毛郡、留萌郡、苫前郡、天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡</p> <p>山口県、福岡県、佐賀県、長崎県</p> <p>熊本県のうち荒尾市、水俣市、玉名市、山鹿市、宇土市、上天草市、天草市、玉名郡、葦北郡、天草郡</p> <p>大分県のうち中津市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、国東市、東国東郡、速見郡</p> <p>鹿児島県（奄美市及び大島郡を除く。）</p> <p>沖縄県</p>

3.5 耐震設計上の地盤面

耐震設計上の地盤面は、地震時に水平抵抗を期待できる地盤の上面とし、以下の 1) から 3) のうちいずれか深い地盤面で設定する。

- 1) IV編 8.5.2 に規定する設計上の地盤面
- 2) フーチングを有する基礎においてはフーチング下面
- 3) 地震時に地盤反力が期待できない土層がある場合には、その土層の下面。ただし、地震時に地盤反力が期待できない土層が互層状態で存在する場合には、層厚が 3m 以上の地盤反力が期待できる最も浅い土層の上面。ここで、地震時に地盤反力が期待できない土層とは、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度（以下これらを「耐震設計上の土質定数」という。）を零とする土層であり、以下の i) 又は ii) に該当する土層とする。
 - i) 7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層のうち、7.3 の規定により耐震設計上の土質定数を零とする土層
 - ii) 地表面から 3m 以内の深さにある粘性土層で、一軸圧縮試験又は原位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20kN/m^2 以下の土層（以下「耐震設計上ごく軟弱な土層」という。）

3.6 耐震設計上の地盤種別

3.6.1 一般

耐震設計上の地盤種別は、3.7 に規定する耐震設計上の基盤面から地表面までの範囲の地盤の基本固有周期 T_G に応じ、表-3.6.1 により区別する。ただし、地表面が耐震設計上の基盤面と一致する場合には、耐震設計上の地盤種別を I 種とする。

表-3.6.1 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の基本固有周期 T_G (s)
I 種	$T_G < 0.20$
II 種	$0.20 \leq T_G < 0.60$
III 種	$0.60 \leq T_G$

3.6.2 地盤の基本固有周期

- (1) 地盤の基本固有周期 T_G は、地盤調査等に基づき、適切に算出しなければならない。
- (2) 地盤の基本固有周期 T_G を、式(3.6.1)により算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots\dots\dots (3.6.1)$$

ここに、

T_G : 地盤の基本固有周期 (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)

i : 当該地盤が地表面から耐震設計上の基盤面まで n 層に区分される場合の地表面から i 番目の地層の番号

(3) 式(3.6.1)で用いる平均せん断弾性波速度 V_{si} は、橋の建設地点における地層のせん断弾性波速度を適切な方法で測定又は推定して求めなければならない。

(4) 平均せん断弾性波速度 V_{si} を、弾性波探査、PS 検層等の適切な手法で直接計測して求める場合又は式(3.6.2)により推定する場合には、(3)を満足するとみなしてよい。

$$\left. \begin{array}{l} \text{粘性土層の場合} \\ V_{si} = 100N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 25) \\ \text{砂質土層の場合} \\ V_{si} = 80N_i^{1/3} \quad (1 \leq N_i \leq 50) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (3.6.2)$$

ここに、

N_i : 標準貫入試験による i 番目の地層の平均 N 値

3.7 耐震設計上の基盤面

(1) 耐震設計上の基盤面は、架橋位置に共通する広がりを持ち、橋の耐震設計上振動するとみなす地盤の下に存在する十分堅固な地盤の上面とする。

(2) 平均せん断弾性波速度が 300 m/s 程度以上の値を有している剛性の高い地層は、(1)に規定する十分堅固な地盤とみなしてよい。

4 章 地震の影響の特性値

4.1 慣性力

4.1.1 一般

(1) 慣性力は、橋の振動特性に応じて地震時に同一の振動をするとみなし得る構造系(以下「設計振動単位」という。)を適切に設定したうえで、設計振動単位ごとに、その大きさを適切に算出するとともに、作用方向を適切に設定しなければならない。

(2) 水平方向の慣性力の大きさは、動的解析を用いる場合は 4.1.2 の規定、静的解析を用いる場合は 4.1.3 の規定により算出することを標準とする。

- (3) 水平方向の慣性力の作用方向は、部材ごとに影響が最も大きくなる方向及びその直角方向とし、それぞれの方向に別々に作用させる。部材ごとに影響が最も大きくなる方向及びその直角方向は、以下の 1) から 4) によることを標準とする。
- 1) 橋脚の慣性力の作用方向は、橋脚の断面二次モーメントが最小となる軸周りに曲げモーメントを発生させる方向及びその直角方向
 - 2) 橋台の慣性力の作用方向は、土圧の水平成分の作用方向及びその直角方向
 - 3) 基礎の慣性力の作用方向は、これが支持する橋台又は橋脚に作用させる慣性力と同じ方向
 - 4) 上部構造の慣性力の作用方向は、橋軸及び橋軸直角方向
- (4) 以下の 1) 又は 2) に該当する場合は、(3) によるほか、鉛直方向の慣性力も適切に考慮しなければならない。
- 1) 支承部及び支承部と上下部構造との接合部
 - 2) 永続作用により大きな偏心モーメントを受ける橋脚
- (5) 下部構造の頂部において上部構造を支持する支点の条件が慣性力の作用方向に対して可動の場合には、(2) によらず、上部構造の慣性力の代わりに、以下の 1) 及び 2) を下部構造に考慮しなければならない。
- 1) レベル 1 地震動を考慮する設計状況に対しては、支承の静摩擦力
 - 2) レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対しては、橋脚の場合は、上部構造の死荷重反力の 1/2 に 4.1.6 に規定する設計水平震度を乗じた力。橋台の場合は、支承の静摩擦力

4.1.2 動的解析を用いる場合の慣性力

- (1) 動的解析を用いる場合の慣性力の大きさは、レベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の強度、周期特性、位相特性及び継続時間並びに橋の減衰定数等を考慮して、動的解析に用いる加速度波形を適切に設定したうえで、構造物の応答加速度を質量に乗じて算出する。
- (2) (3) から (5) による場合は、(1) の加速度波形を適切に設定したとみなしてよい。
- (3) 動的解析に用いる加速度波形には、式(3.2.1)により算出するレベル 1 地震動並びに式(3.3.1)及び式(3.3.2)により算出するレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルと同様の特性を有するように既往の代表的な強震記録を振幅調整した加速度波形を用いる。橋の減衰定数が 0.05 と大きく異なる場合には、式(3.2.1)並びに式(3.3.1)及び式(3.3.2)により算出する加速度応答スペクトルに、式(4.1.1)により算出する減衰定数別補正係数 c_D を乗じて求めた加速度応答スペクトルをレベル 1 地震動及びレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルとして用いる。

$$c_D = \frac{1.5}{40h+1} + 0.5 \dots\dots\dots (4.1.1)$$

ここに、

h : 減衰定数

- (4) 振幅調整しようとする強震記録を選定するにあたっては、以下の 1) 及び 2) を考慮しなければならない。また、レベル 2 地震動を考慮する設計状況においては、位相特性が異なる振幅調整した加速度波形を少なくとも 3 波形用いるものとし、レベル 1 地震動を考慮する設計状況においては、1 波形を用いる。
- 1) 振幅調整しようとする強震記録の加速度応答スペクトルが目標とする加速度応答スペクトルと類似した特性を有すること。
 - 2) 部材の塑性化を期待する場合は、以下の i) 及び ii) の特性を有すること。
 - i) レベル 2 地震動(タイプ I)については、継続時間が長く、地震動の繰返しが橋の非線形応答に与える影響が大きい位相特性
 - ii) レベル 2 地震動(タイプ II)については、継続時間は短いが振幅の大きな地震動が橋の非線形応答に与える影響が大きい位相特性
- (5) 慣性力の算出に際しては、設計振動単位ごとに、同じレベル 1 地震動の加速度波形及びレベル 2 地震動の加速度波形を用いることを原則とする。

4.1.3 静的解析を用いる場合の慣性力

静的解析を用いる場合の慣性力の大きさは、4.1.5 に規定する設計振動単位の固有周期を算出し、4.1.6 に規定する設計水平震度を求め、構造物の重量に乗じて算出する。

4.1.4 設計振動単位

- (1) 設計振動単位は、橋脚及び橋台の剛性及び高さ、基礎とその周辺地盤の特性、上部構造の特性及び支持条件が橋の振動特性に及ぼす影響を考慮して、地震時に同一の振動をするとみなして慣性力の算出が行える構造系ごとに橋を分割し、適切に設定しなければならない。
- (2) 以下の 1) から 3) により、設計振動単位を設定する場合は、(1) を満足するとみなしてよい。
 - 1) 複数の下部構造の頂部において一連の上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に固定又は弾性支持の場合には、その作用方向に対して、それらの複数の下部構造とそれらが支持している上部構造部分からなる構造系を 1 つの設計振動単位とする。
 - 2) 1 基の下部構造の頂部において上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に固定又は弾性支持の場合には、その作用方向に対して、その 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構造系を 1 つの設計振動単位とする。
 - 3) 下部構造の頂部において上部構造の支持条件が慣性力の作用方向に可動支持の場合には、その作用方向に対して、その 1 基の下部構造のみからなる構造系を 1 つの

設計振動単位とする。

4.1.5 設計振動単位の固有周期

- (1) 設計振動単位の固有周期は、橋を構成する各部材等の変形の影響を考慮して適切に算出しなければならない。
- (2) 2.6 の規定に基づき適切にモデル化し、固有値解析により設計振動単位の固有周期を算出する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。このとき、3.5 の規定による耐震設計上ごく軟弱な土層又は 7.2 の規定により液状化が生じると判定される土層を有する場合は、耐震設計上の土質定数の低減を行わずに固有周期を算出する。ただし、静的解析を用いる場合は、設計振動単位に応じて、以下の 1) 又は 2) により固有周期を算出してもよい。

- 1) 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又は 1 基の下部構造のみからなる場合、固有周期は式(4.1.2)により算出する。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \dots\dots\dots (4.1.2)$$

ここに、

T : 設計振動単位の固有周期 (s)

δ : 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)

- 2) 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(4.1.3)により算出する。

$$T = 2.01\sqrt{\delta} \dots\dots\dots (4.1.3)$$

$$\delta = \frac{\int w(s)u(s)^2 ds}{\int w(s)u(s)ds} \dots\dots\dots (4.1.4)$$

ここに、

$w(s)$: 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。

4.1.6 設計水平震度

- (1) 設計水平震度は、3 章に規定する橋に作用する地震動の特性値に対して、構造物の振動特性に応じた減衰特性を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) (3)から(6)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) レベル1地震動の設計水平震度は式(4.1.5)により算出する。ただし、式(4.1.5)による値が0.10を下回る場合には、レベル1地震動の設計水平震度を0.10とする。

$$k_h = c_z k_{h0} \dots\dots\dots (4.1.5)$$

ここに、

k_h : レベル1地震動の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下2桁とする)

k_{h0} : レベル1地震動の設計水平震度の標準値で、表-4.1.1による。

c_z : 3.4に規定するレベル1地震動の地域別補正係数

表-4.1.1 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		
I種	$T < 0.10$ $k_{h0} = 0.431 T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.16$	$0.10 \leq T \leq 1.10$ $k_{h0} = 0.20$	$1.10 < T$ $k_{h0} = 0.213 T^{-2/3}$
II種	$T < 0.20$ $k_{h0} = 0.427 T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.20$	$0.20 \leq T \leq 1.30$ $k_{h0} = 0.25$	$1.30 < T$ $k_{h0} = 0.298 T^{-2/3}$
III種	$T < 0.34$ $k_{h0} = 0.430 T^{1/3}$ ただし、 $k_{h0} \geq 0.24$	$0.34 \leq T \leq 1.50$ $k_{h0} = 0.30$	$1.50 < T$ $k_{h0} = 0.393 T^{-2/3}$

(4) レベル2地震動の設計水平震度は以下の1)及び2)により算出する。

1) レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度

レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度は、式(4.1.6)により算出する。

$$k_{1h} = c_{1z} k_{1h0} \dots\dots\dots (4.1.6)$$

ここに、

k_{1h} : レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下2桁とする)

k_{1h0} : レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度の標準値で、表-4.1.2による。

c_{1z} : 3.4に規定するレベル2地震動(タイプI)の地域別補正係数

表-4.1.2 レベル2地震動(タイプI)の設計水平震度の標準値 k_{1h0}

地盤種別	固有周期 T (s) に対する k_{1h0} の値		
I種	$T < 0.16$ $k_{1h0} = 2.58 T^{1/3}$	$0.16 \leq T \leq 0.60$ $k_{1h0} = 1.40$	$0.60 < T$ $k_{1h0} = 0.996 T^{-2/3}$
II種	$T < 0.22$ $k_{1h0} = 2.15 T^{1/3}$	$0.22 \leq T \leq 0.90$ $k_{1h0} = 1.30$	$0.90 < T$ $k_{1h0} = 1.21 T^{-2/3}$
III種	$T < 0.34$ $k_{1h0} = 1.72 T^{1/3}$	$0.34 \leq T \leq 1.40$ $k_{1h0} = 1.20$	$1.40 < T$ $k_{1h0} = 1.50 T^{-2/3}$

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(4.1.7)により算出する。

$$k_{IIh} = c_{IIz} k_{IIh0} \dots\dots\dots (4.1.7)$$

ここに、

k_{IIh} : レベル2地震動(タイプII)の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下2桁とする)

k_{IIh0} : レベル2地震動(タイプII)の設計水平震度の標準値で、表-4.1.3による。

c_{IIz} : 3.4 に規定するレベル2地震動(タイプII)の地域別補正係数

表-4.1.3 レベル2地震動(タイプII)の設計水平震度の標準値 k_{IIh0}

地盤種別	固有周期 T (s) に対する k_{IIh0} の値		
I種	$T < 0.30$ $k_{IIh0} = 4.46 T^{2/3}$	$0.30 \leq T \leq 0.70$ $k_{IIh0} = 2.00$	$0.70 < T$ $k_{IIh0} = 1.24 T^{-4/3}$
II種	$T < 0.40$ $k_{IIh0} = 3.22 T^{2/3}$	$0.40 \leq T \leq 1.20$ $k_{IIh0} = 1.75$	$1.20 < T$ $k_{IIh0} = 2.23 T^{-4/3}$
III種	$T < 0.50$ $k_{IIh0} = 2.38 T^{2/3}$	$0.50 \leq T \leq 1.50$ $k_{IIh0} = 1.50$	$1.50 < T$ $k_{IIh0} = 2.57 T^{-4/3}$

(5) 土の重量に起因する慣性力の算出に用いる地盤面における設計水平震度は、式(4.1.8)、式(4.1.9)及び式(4.1.10)により算出する。

$$k_{hg} = c_z k_{hg0} \dots\dots\dots (4.1.8)$$

$$k_{Ihg} = c_{Iz} k_{Ihg0} \dots\dots\dots (4.1.9)$$

$$k_{IIhg} = c_{IIz} k_{IIhg0} \dots\dots\dots (4.1.10)$$

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 (四捨五入により小数点以下2桁とする)

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、3.6に規定する耐震設計上の地盤種別がI種、II種、III種の地盤に対し、それぞれ、0.16, 0.20, 0.24とする。

k_{Ihg} : レベル2地震動(タイプI)の地盤面における設計水平震度 (四捨五入により小数点以下2桁とする)

k_{Ihg0} : レベル2地震動(タイプI)の地盤面における設計水平震度の標準値で、3.6に規定する耐震設計上の地盤種別がI種、II種、III種の地盤に対し、それぞれ、0.50, 0.45, 0.40とする。

k_{IIhg} : 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 (四捨五入により小数点以下2桁とする)

k_{IIhg0} : 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、3.6に

規定する耐震設計上の地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種の地盤に対し、それぞれ、0.80, 0.70, 0.60とする。

- (6) 慣性力の算出に際しては、設計振動単位ごとに、式(4.1.5)、式(4.1.6)及び式(4.1.7)により算出される同じ設計水平震度を用いることを原則とする。ただし、土の重量に起因する慣性力の算出に際しては、下部構造位置における地盤種別に応じて式(4.1.8)、式(4.1.9)及び式(4.1.10)により算出する地盤面における設計水平震度を用いなければならない。

4.2 地震時土圧

- (1) 地震時土圧は、構造物の種類、土質条件、土に生じるひずみの大きさ、土の力学特性の推定における不確実性等を適切に考慮して設定しなければならない。
- (2) 橋台の土圧の作用面は、Ⅰ編8.7の規定による。
- (3) (4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (4) 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の特性値は、式(4.2.1)により算出する。

$$p_{EA} = \gamma x K_{EA} + q' K_{EA} \dots\dots\dots (4.2.1)$$

ここに、

p_{EA} : 深さ x における地震時主働土圧強度 (kN/m²)

K_{EA} : 地震時主働土圧係数で、式(4.2.2)により算出してよい。

1) 背面が土とコンクリートの場合	} (4.2.2)	
砂及び砂れき			$K_{EA} = 0.21 + 0.90 k_h$
砂質土			$K_{EA} = 0.24 + 1.08 k_h$
砂及び砂れき			$K_{EA} = 0.22 + 0.81 k_h$
砂質土	$K_{EA} = 0.26 + 0.97 k_h$		
2) 背面が土と土の場合			

k_h : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度で、レベル1地震動に対しては、4.1.6(5)に規定する地盤面の設計水平震度、レベル2地震動に対しては、11.3に規定する橋台及び橋台基礎の設計水平震度を用いる。

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

x : 地震時土圧 p_{EA} が壁面に作用する深さ (m)

q' : 地震時の地表載荷荷重 (kN/m²)

また、 q' は地震時に確実に作用するもののみを考慮し、活荷重は含まない。

4.3 地震時動水圧

- (1) 地震時動水圧は、水位、下部構造の形状、寸法等を考慮して、適切に設定しなけれ

ばならない。

(2) (3)による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。

(3) 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、次により算出する。ただし、地震時動水圧の作用方向は、4.1.1に規定する上部構造の慣性力の作用方向と一致させなければならない。

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(4.3.1)及び式(4.3.2)により算出する(図-4.3.1参照)。

$$P = \frac{7}{12} k_h w_0 b h^2 \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$h_g = \frac{2}{5} h \dots\dots\dots (4.3.2)$$

ここに、

P : 構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN)

k_h : 4.1.6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/m³)

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)

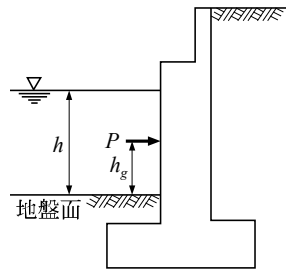


図-4.3.1 壁状構造物に作用する地震時動水圧

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(4.3.3)及び式(4.3.4)により算出する(図-4.3.2参照)。

$$\left. \begin{aligned}
 & \frac{b}{h} \leq 2.0 \text{ の場合} \\
 & P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left(1 - \frac{b}{4h}\right) \\
 & 2.0 < \frac{b}{h} \leq 4.0 \text{ の場合} \\
 & P = \frac{3}{4} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a} \left(0.7 - \frac{b}{10h}\right) \\
 & 4.0 < \frac{b}{h} \text{ の場合} \\
 & P = \frac{9}{40} k_h w_0 A_0 h \frac{b}{a}
 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4.3.3)$$

$$h_g = \frac{3}{7} h \dots\dots\dots (4.3.4)$$

ここに、

- P : 構造物に作用する地震時動水圧の合力 (kN)
- k_h : 4.1.6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/m³)
- 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 (m²)

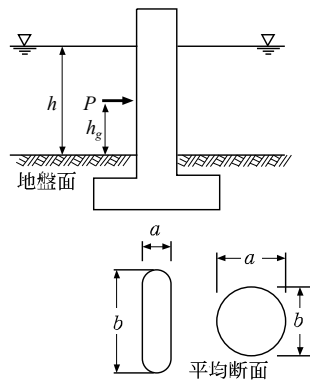


図-4.3.2 柱状構造物に作用する地震時動水圧

4.4 地盤の流動力

4.4.1 一般

- (1) 地盤の流動力は、地盤条件、地形条件、下部構造の設置位置等を考慮して、適切に設定しなければならない。
- (2) 4.4.2の規定により橋に影響を与える流動化が生じると判定された地盤において、

4.4.3の規定により橋脚基礎に作用する地盤の流動力を設定する場合には、(1)を満足するとみなしてよい。

4.4.2 橋に影響を与える流動化が生じる地盤の判定

以下の1)及び2)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判定する。

- 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) 7.2の規定により液状化すると判定される層厚5m以上の土層があり、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

4.4.3 地盤の流動力の算出

橋脚基礎に作用させる地盤の流動力の算出は、図-4.4.1に示すように、地表面付近に液状化しない土層（以下「非液状化層」という。）があり、その下部に液状化する土層（以下「液状化層」という。）がある場合、以下の1)及び2)による。

- 1) 流動化の影響を考慮する範囲内の非液状化層に位置する部材に作用させる流動力は、式(4.4.1)により算出する。ここで、液状化層の上部に非液状化層が存在せず、地表面まで液状化する地盤については、式(4.4.1)を考慮する必要はない。
- 2) 流動化の影響を考慮する範囲内の液状化層に位置する部材に作用させる流動力は、式(4.4.2)により算出する。

$$q_{NL} = c_s c_{NL} K_p \gamma_{NL} x \quad (0 \leq x \leq H_{NL}) \quad \dots\dots\dots (4.4.1)$$

$$q_L = c_s c_L \{ \gamma_{NL} H_{NL} + \gamma_L (x - H_{NL}) \} \quad (H_{NL} < x \leq H_{NL} + H_L) \quad \dots\dots\dots (4.4.2)$$

ここに、

q_{NL} ：非液状化層中にある部材に作用する深さ x の位置の単位面積あたりの流動力 (kN/m²)

q_L ：液状化層中にある部材に作用する深さ x の位置の単位面積あたりの流動力 (kN/m²)

c_s ：水際線からの距離による補正係数であり、表-4.4.1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(4.4.3)による液状化指数 P_L (m²)に応じて、表-4.4.2の値とする。

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L)(10 - 0.5x) dx \quad \dots\dots\dots (4.4.3)$$

c_L ：液状化層中の流動力の補正係数 (0.3とする)

K_p ：受働土圧係数で、I編8.7の規定による。

γ_{NL} ：非液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³)

γ_L : 液状化層の平均単位体積重量 (kN/m³)

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(7.2.1)により算出する液状化に対する抵抗率で, $F_L \geq 1$ の場合には $F_L=1$ とする。

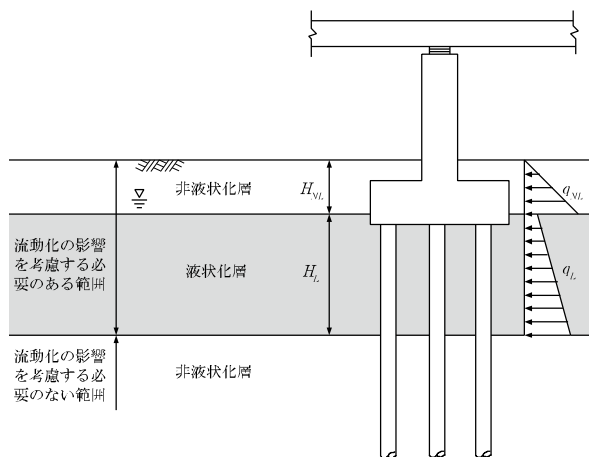


図-4.4.1 流動力の算定モデル

表-4.4.1 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-4.4.2 非液状化層中の流動力の補正係数 c_{NL}

液状化指数 P_L (m ²)	補正係数 c_{NL}
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2 P_L - 1)/3$
$20 < P_L$	1

5章 構造解析手法

5.1 一般

- (1) 橋の耐震設計にあたっては, 慣性力による断面力, 応力, 変位等の応答値の算出に, 5.2に規定する動的解析を用いることを標準とする。ただし, 部材等の塑性化を期待し

ない場合で以下の 1) に該当する場合又は部材等の塑性化を期待する場合で以下の 1) から 3) に該当する場合には、5.3 に規定する静的解析を用いてもよい。

- 1) 1 次の固有振動モードが卓越している。
 - 2) 塑性化の生じる部材及び部位が明確である。
 - 3) エネルギー一定則の適用性が検証されている。
- (2) 地盤抵抗は、3.5 に規定する耐震設計上の地盤面の下方において考慮することを標準とする。

5.2 動的解析

- (1) 動的解析には、時刻歴応答解析を用いることを標準とする。
- (2) 動的解析により応答値を算出するにあたって、部材のモデル化は以下の 1) から 3) を満足しなければならない。
 - 1) 橋の構造特性を踏まえ、橋の地震時の挙動を評価できるように、部材の材料特性、地盤の抵抗特性等に応じて、適切に部材をモデル化する。
 - 2) 部材のモデル化は、その力学的特性及び履歴特性に応じて適切に行う。
 - 3) 橋の減衰特性は、橋を構成する部材等の振動特性を考慮して、適切にモデル化する。
- (3) 動的解析による応答値の算出は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において、4.1.2 に規定する加速度波形を用いて算出した応答値の平均値を用いる。

5.3 静的解析

- (1) 静的解析には、荷重漸増載荷解析及びエネルギー一定則を用いることを標準とする。
- (2) 静的解析により応答値を算出するにあたって、部材のモデル化は、橋の構造特性を踏まえ、橋の地震時の挙動を評価できるように、部材の材料特性、地盤の抵抗特性等に応じて、適切に行わなければならない。

6 章 地震の影響を考慮する状況における部材等の設計

6.1 地震の影響を考慮する状況における部材等の限界状態

- (1) 地震の影響を考慮する状況における部材等の限界状態 1 に対応する特性値又は制限値は以下の 1) から 3) による。
 - 1) 鋼部材はⅡ編 5 章及びⅡ編 9 章から 19 章の規定に従う。
 - 2) コンクリート部材はⅢ編 5 章及びⅢ編 7 章から 16 章の規定に従う。ただし、レベ

ル 2 地震動を考慮する設計状況に対して、プレストレスを導入するコンクリート部材は 6.4 及び 8 章以降の規定に従う。

- 3) 下部構造を構成する部材はⅣ編 5 章及びⅣ編 7 章から 14 章の規定に従う。
- (2) 地震の影響を考慮する状況において、部材等の塑性化を期待する場合、部材等の限界状態 2 に対応する特性値又は制限値は以下の 1) から 3) による。
 - 1) 鉄筋コンクリート部材は 6.2 及び 8 章以降の規定に従う。
 - 2) 鋼部材は 6.3 及び 8 章以降の規定に従う。
 - 3) プレストレスを導入するコンクリート部材は 6.4 及び 8 章以降の規定に従う。
- (3) 地震の影響を考慮する状況における部材等の限界状態 3 に対応する特性値又は制限値は以下の 1) 及び 2) による。
 - 1) 塑性化を期待する場合は、以下の i) から iii) による。
 - i) 鉄筋コンクリート部材は 6.2 及び 8 章以降の規定に従う。
 - ii) 鋼部材は 6.3 及び 8 章以降の規定に従う。
 - iii) プレストレスを導入するコンクリート部材は 6.4 及び 8 章以降の規定に従う。
 - 2) 塑性化を期待しない場合は、以下の i) から iii) による。
 - i) 鋼部材はⅡ編 5 章及びⅡ編 9 章から 19 章の規定に従う。
 - ii) コンクリート部材はⅢ編 5 章及びⅢ編 7 章から 16 章の規定に従う。
 - iii) 下部構造を構成する部材はⅣ編 5 章及びⅣ編 7 章から 14 章の規定に従う。

6.2 塑性化を期待する鉄筋コンクリート部材

6.2.1 曲げモーメント及び軸方向力を受ける部材

- (1) 鉄筋コンクリート部材の塑性化を期待する場合は、曲げモーメント及び軸方向力を受ける鉄筋コンクリート部材が、6.2.5 に規定する構造細目を満足したうえで、以下の (2) から (4) を満足する場合には、それぞれ限界状態 2 又は限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 部材に生じる応答が限界状態 2 又は限界状態 3 に対応する制限値を超えない。限界状態 2 又は限界状態 3 に対応する変位や曲率の特性値及び制限値は、部材の構造条件に応じて適切に設定しなければならない。
- (3) 作用力に応じて部材に生じる断面力及び応力並びに変位、曲率、塑性率等を適切に算出できるように、部材の材料特性を適切に評価できるモデルを用いなければならない。
- (4) 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係を 6.2.2 の規定により設定し、限界状態 2 又は限界状態 3 に対応する特性値及び制限値を設定する場合には、(3) を満足するとみなしてよい。

6.2.2 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係

鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係は、以下の1)から3)に基づき算出し、降伏曲げモーメント及び限界状態2又は限界状態3に相当する曲げモーメントの大きさが、ひび割れ曲げモーメントの大きさ以上となる場合で、かつ、限界状態2又は限界状態3に相当する曲げモーメントの大きさが降伏曲げモーメントの大きさ以上となる場合は、図-6.2.1に示すトリリニア型とすることを標準とする。ここで、降伏曲げモーメントは、最外縁にある軸方向引張鉄筋位置において、軸方向引張鉄筋が降伏強度に達するときの曲げモーメント、ひび割れ曲げモーメントは最外縁のコンクリートが曲げ引張強度に達するときの曲げモーメントとする。

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
- 2) コンクリートの応力度ーひずみ曲線及び鉄筋の応力度ーひずみ曲線は、6.2.3の規定による。
- 3) 限界状態2又は限界状態3に相当する曲げモーメントの特性値の設定では、コンクリートの圧縮抵抗に必要な強度を期待できなくなるとき又は軸方向引張鉄筋の引張抵抗に必要な強度を期待できなくなるときに生じるコンクリートのひずみ又は軸方向鉄筋のひずみを、コンクリートの圧縮ひずみの限界又は軸方向引張鉄筋の引張ひずみの限界とし、限界状態2又は限界状態3に相当するひずみの特性値として、2.4.6(5)の規定に基づき適切に設定する。

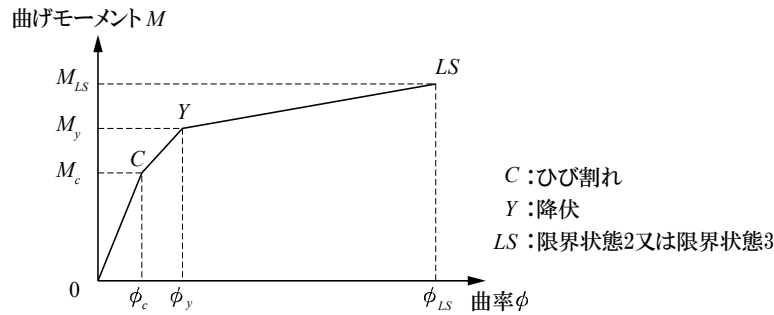


図-6.2.1 鉄筋コンクリート部材の曲げモーメントー曲率関係

6.2.3 コンクリートの応力度ーひずみ曲線及び鉄筋の応力度ーひずみ曲線

- (1) コンクリートの応力度ーひずみ曲線は、横拘束鉄筋の拘束効果を考慮し、図-6.2.2に基づき式(6.2.1)によって算出する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}) \\ \sigma_c &= \sigma_{cc} - E_{des} (\varepsilon_c - \varepsilon_{cc}) & (\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccl}) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (6.2.1)$$

$$n = \frac{E_c \varepsilon_{cc}}{E_c \varepsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \dots\dots\dots (6.2.2)$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha\rho_s\sigma_{sy} \dots\dots\dots (6.2.3)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \frac{\rho_s\sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \dots\dots\dots (6.2.4)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s\sigma_{sy}} \dots\dots\dots (6.2.5)$$

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \leq 0.018 \dots\dots\dots (6.2.6)$$

ここに,

σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)

σ_{cc} : 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの最大圧縮応力度 (N/mm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

ε_c : コンクリートのひずみ

ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力度に達するときのひずみ

ε_{ccl} : コンクリートの圧縮ひずみの限界

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)で、Ⅲ編表-4.2.3による。

E_{des} : 下降勾配 (N/mm²)

ρ_s : 横拘束鉄筋の体積比で、耐震設計で考慮する慣性力の作用方向と平行な方向に配置された横拘束鉄筋によって分割されたコンクリート部分の中で最も小さい値とする。

A_h : 横拘束鉄筋 1本あたりの断面積 (mm²)

s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

d : コンクリートの横拘束効果を考慮するための横拘束鉄筋の有効長 (mm)

σ_{sy} : 横拘束鉄筋の降伏応力度 (N/mm²)で、上限を 345N/mm²とする。

α, β : 断面補正係数で、円形断面の場合には $\alpha=1.0, \beta=1.0$, また、矩形断面の場合においては $\alpha=0.2, \beta=0.4$ とする。

n : 式(6.2.2)で定義する定数

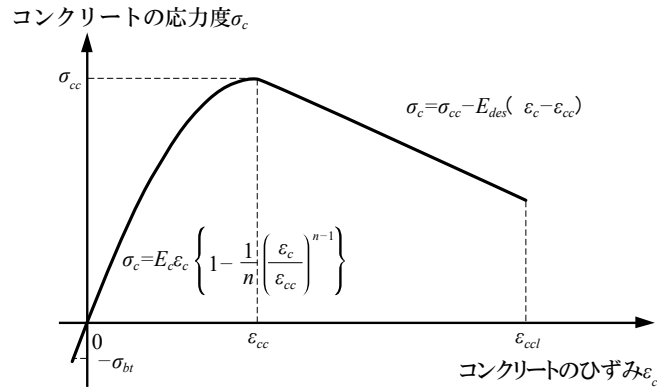


図-6.2.2 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

(2) 軸方向鉄筋の応力度-ひずみ曲線は図-6.2.3 に基づき、式(6.2.7)によって算出する。

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_s = -\sigma_{sy} \quad (\varepsilon_s < -\varepsilon_{sy}) \\ \sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad (-\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sy}) \\ \sigma_s = \sigma_{sy} \quad (\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{st}) \end{array} \right\} \dots \dots \dots (6.2.7)$$

ここに、

σ_s : 軸方向鉄筋の応力度 (N/mm²)

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

E_s : 軸方向鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

ε_s : 軸方向鉄筋のひずみ

ε_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏ひずみで、式(6.2.8)により算出する。

$$\varepsilon_{sy} = \frac{\sigma_{sy}}{E_s} \dots \dots \dots (6.2.8)$$

ε_{st} : 軸方向鉄筋の引張ひずみの限界

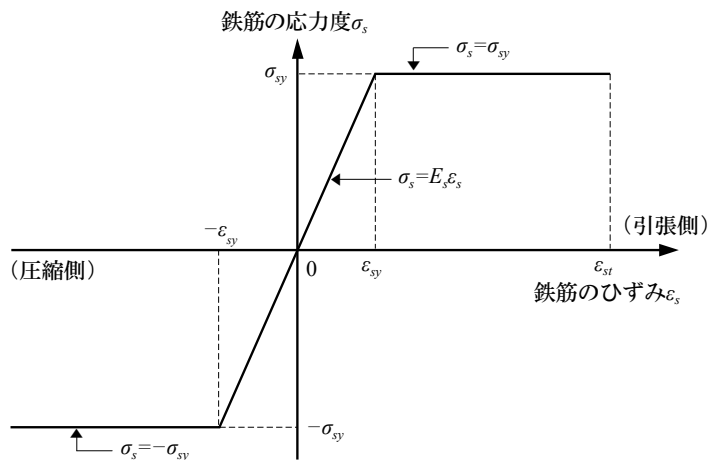


図-6.2.3 軸方向鉄筋の応力度-ひずみ曲線

6.2.4 せん断力を受ける部材

- (1) 鉄筋コンクリート部材の塑性化を期待する場合は、せん断力を受ける鉄筋コンクリート部材が、(2)及び(3)を満足する場合には、限界状態 2 及び限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 部材に生じるせん断力がⅢ編 5.8.2(3)に規定するせん断力の制限値を超えない。ただし、鉄筋コンクリート部材のせん断力の特性値及び制限値は、部材の構造条件及び塑性化の程度に応じて適切に設定しなければならない。
- (3) コンクリートの設計基準強度が 30N/mm^2 以下の場合で、以下の 1)から 3)による場合は、適切にせん断力の特性値を設定したとみなしてよい。
- 1) コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_f の算出に用いる補正係数は、以下の i)から iv)とする。
- i) 有効高 d に関する補正係数 c_e は表-6.2.1による。

表-6.2.1 有効高 d に関する補正係数 c_e

有効高 (mm)	1,000 以下	3,000	5,000	10,000 以上
c_e	1.0	0.7	0.6	0.5

- ii) 軸方向に配置された引張側の鉄筋比 p_t に関する補正係数 c_{pt} は表-6.2.2による。

表-6.2.2 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

- iii) せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断力の割増係数 c_{dc} は 1.0 とする。
- iv) 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 c_c は、表-6.2.3による。

表-6.2.3 塑性化を期待する場合の荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 c_c

レベル 2 地震動	タイプ I	タイプ II
c_c	0.6	0.8

- 2) せん断スパン比によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力の低減係数 c_{ds} は 1.0 とする。
- 3) コンクリートが負担できるせん断力の特性値 S_c には、軸方向圧縮力によりコンクリートの負担するせん断力が増加する効果は考慮しないものとする。

6.2.5 塑性変形能を確保するための鉄筋コンクリート部材の構造細目

- (1) 鉄筋コンクリート部材には脆性的な破壊を防ぎ、必要な塑性変形能を確保するために、軸方向鉄筋のはらみ出しを抑制する効果と横拘束鉄筋で囲まれるコンクリートを拘束する効果が確実に発揮できるような形式及び間隔で、横拘束鉄筋を配置しなければならない。
- (2) 以下の1)から5)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 横拘束鉄筋のうちの帯鉄筋には異形棒鋼を用い、その直径は13mm以上、かつ、軸方向鉄筋の直径よりも小さくする。また、帯鉄筋間隔は300mm以下とする。
 - 2) 帯鉄筋は、軸方向鉄筋を取り囲むように配置し、端部は以下のi)、ii)又はiii)のいずれかのフックをつけて帯鉄筋で囲まれるコンクリートに定着することを標準とし、フックのない重ね継手は原則として用いてはならない。帯鉄筋の端部にフックとしてiii)直角フックを用いる場合には、かぶりコンクリートが剥離してもフックがはずれないような構造とする。なお、帯鉄筋の継手部は軸線方向に千鳥状に配置する。鉄筋の種類に応じたフックの曲げ形状とフックの曲げ内半径は、Ⅲ編 5.2.6の規定による。フックは、曲げ加工する部分の端部から次に示す値以上まっすぐにのばす。
 - i) 半円形フック：帯鉄筋の直径の8倍又は120mmのうち大きい値
 - ii) 鋭角フック：帯鉄筋の直径の10倍
 - iii) 直角フック：帯鉄筋の直径の12倍
 - 3) 矩形断面の隅角部以外で帯鉄筋を継ぐ場合には、帯鉄筋の直径の40倍以上帯鉄筋を重ね合わせ、さらに2)に規定するフックを設けることを標準とする。
 - 4) 横拘束鉄筋のうちの中間帯鉄筋は、次の事項を満足しなければならない。
 - i) 原則として帯鉄筋と同材質、同径の鉄筋を用いる。
 - ii) 原則として断面内配置間隔は1m以内とする。
 - iii) 帯鉄筋の配置される全ての断面で配筋する。
 - iv) 断面周長方向に配筋される帯鉄筋に、2)に規定する半円形フック又は鋭角フックをかけて内部のコンクリートに定着することを標準とする。なお、軸方向鉄筋を2段以上配筋する場合には、最も外側に配筋される帯鉄筋にフックをかける。
 - v) 1本の連続した鉄筋又は部材断面内部に継手を有する2本の鉄筋により部材断面を貫通させることを標準とする。ただし、部材断面内部において継手を設ける場合には、中間帯鉄筋の強度に相当する継手強度が確保できるように適切な継手構造を選定する。
 - 5) 中空断面を有する鉄筋コンクリート部材においては、中空断面の特性を踏まえて、塑性変形能が確実に発揮できるような断面形状及び配筋としなければならない。

6.3 塑性化を期待する鋼部材

6.3.1 曲げモーメント及び軸方向力を受ける部材

- (1) 鋼部材の塑性化を期待する場合は、曲げモーメント及び軸方向力を受ける鋼部材が、6.3.4に規定する構造細目を満足したうえで、(2)から(5)を満足する場合には、それぞれ限界状態2又は限界状態3を超えないとみなしてよい。
- (2) 部材に生じる応答が限界状態2又は限界状態3に対応する制限値を超えない。限界状態2又は限界状態3に対応する変位や曲率の特性値及び制限値は、部材の構造条件に応じて適切に設定しなければならない。
- (3) 作用力に応じて各部材に生じる断面力及び応力並びに変位、曲率、塑性率等を適切に算出できるように、部材の材料特性を適切に評価できるモデルを用いなければならない。
- (4) 鋼部材の曲げモーメントー曲率関係を6.3.2の規定により設定し、限界状態2又は限界状態3に対応する特性値及び制限値を設定する場合には、(3)を満足するとみなしてよい。
- (5) 鋼部材の限界状態に相当する特性値は、設計で対象とする鋼部材と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に基づいて定めることを原則とし、載荷実験に基づいて設定する限界状態2に相当する特性値は、水平力が最大となるときとすることを標準とする。また、限界状態3に相当する特性値は、限界状態2に相当する特性値を用いることを標準とする。

6.3.2 鋼部材の曲げモーメントー曲率関係

鋼部材の曲げモーメントー曲率関係は、以下の1)から4)に基づき算出する。

- 1) 維ひずみは中立軸からの距離に比例する。
- 2) 鋼材及び鋼部材に充てんされるコンクリートの応力度ーひずみ曲線は、6.3.3の規定によることを標準とする。
- 3) 限界状態2又は限界状態3に相当する曲げモーメントの特性値の設定では、鋼部材が最大耐力に達するときに、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置に生じる圧縮ひずみの限界を限界状態2又は限界状態3に相当するひずみの特性値として、2.4.6(5)の規定に基づき適切に設定する。
- 4) 曲げモーメントー曲率関係の骨格曲線は、コンクリートの充てんの有無及び断面形状に応じて、図-6.3.1に示すバイリニア型のモデル又は図-6.3.2に示すトリリニア型のモデルを用いて算出する。剛性変化点及び骨格曲線は、コンクリートの充てんの有無及び断面形状に応じて、以下のi)からiii)により設定する。この場合、軸力及び偏心モーメントの影響を考慮する。
 - i) 矩形断面のコンクリートを充てんしない鋼部材の場合には、圧縮縁の鋼材の板

厚中心位置における圧縮ひずみが 6.3.3 に規定する降伏ひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yc} , M_{yc}) を降伏曲げモーメント及び降伏曲率 (ϕ_y , M_y) とし、この点と、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが限界状態 2 又は限界状態 3 に相当するひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_a , M_a) の点を結ぶことによりバイリニアモデルを設定する。

- ii) 円形断面のコンクリートを充てんしない鋼部材の場合には、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが降伏ひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yc} , M_{yc}) の点、引張縁の鋼材の板厚中心位置における引張ひずみが降伏ひずみに最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yt} , M_{yt}) の点並びに圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが限界状態 2 又は限界状態 3 に相当するひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_a , M_a) の点を結ぶことによりトリリニアモデルを設定する。
- iii) 矩形断面及び円形断面のコンクリートを充てんした鋼部材の場合には、圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが降伏ひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yc} , M_{yc}) 又は引張縁の鋼材の板厚中心位置における引張ひずみが降伏ひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_{yt} , M_{yt}) のいずれか小さい方を降伏曲げモーメント及び降伏曲率 (ϕ_y , M_y) とし、この点と圧縮縁の鋼材の板厚中心位置における圧縮ひずみが、限界状態 2 又は限界状態 3 に相当するひずみの特性値に最初に達するときの曲げモーメント及び曲率 (ϕ_a , M_a) の点を結ぶことによりバイリニアモデルを設定する。

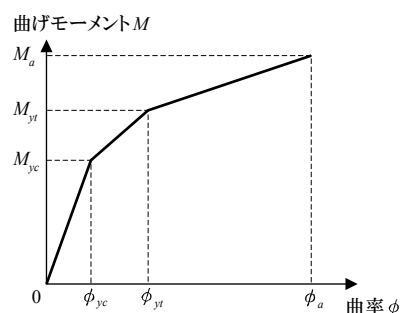
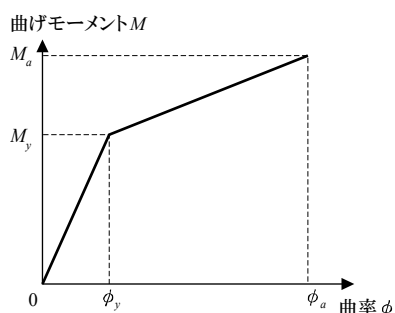


図-6.3.1 鋼部材のバイリニア型の骨格曲線

図-6.3.2 鋼部材のトリリニア型の骨格曲線

6.3.3 鋼材及び鋼部材に充てんされるコンクリートの応力度－ひずみ曲線

(1) 鋼材の応力度－ひずみ曲線は図-6.3.3に基づき、式(6.3.1)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= -\sigma_y + \frac{E_s}{100}(\varepsilon_s + \varepsilon_y) & (-\varepsilon_a \leq \varepsilon_s < -\varepsilon_y) \\ \sigma_s &= E_s \varepsilon_s & (-\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y) \\ \sigma_s &= \sigma_y + \frac{E_s}{100}(\varepsilon_s - \varepsilon_y) & (\varepsilon_s > \varepsilon_y) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.1)$$

ここに、

σ_s : 鋼材の応力度 (N/mm²)

σ_y : 鋼材の降伏強度 (N/mm²)

E_s : 鋼材のヤング係数 (N/mm²)で、Ⅱ編表-4.2.1による。

ε_s : 鋼材のひずみ

ε_y : 鋼材の降伏ひずみで、式(6.3.2)により算出する。

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_y}{E_s} \dots\dots\dots (6.3.2)$$

ε_a : 鋼材の圧縮ひずみの限界

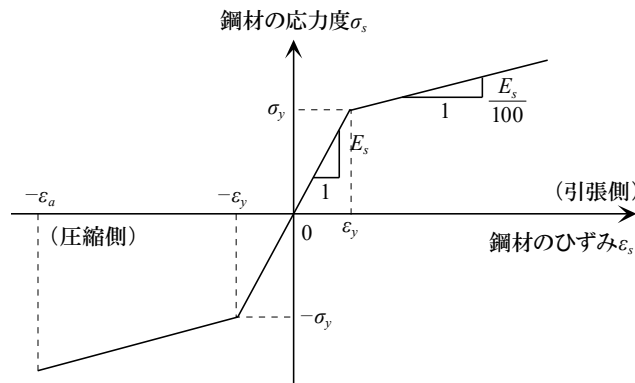


図-6.3.3 鋼材の応力度－ひずみ曲線

(2) 鋼部材に充てんされるコンクリートの応力度－ひずみ曲線は図-6.3.4に基づき、式(6.3.3)により算出する。なお、コンクリートは引張力に抵抗しないと仮定する。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_c &= 0.85\sigma_{ck} \left\{ \frac{\varepsilon_c}{0.002} \left(2 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right) \right\} & (0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002) \\ \sigma_c &= 0.85\sigma_{ck} & (\varepsilon_c > 0.002) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6.3.3)$$

ここに、

σ_c : コンクリートの応力度 (N/mm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

ε_c : コンクリートのひずみ

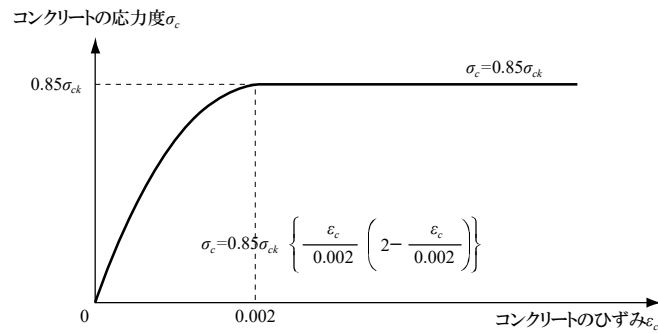


図-6.3.4 鋼部材に充てんされるコンクリートの応力度－ひずみ曲線

6.3.4 塑性変形能を確保するための鋼部材の構造細目

- (1) コンクリートを充てんしない鋼部材では、Ⅱ編 5.4.1, 5.4.2, 5.4.3 及び 19.8 の規定を満足するとともに、局部座屈に対する圧縮応力度の制限値がその上限値となる範囲で部材寸法を設定するとともに、脆性的な破壊を防ぎ、塑性変形能が確実に得られる構造としなければならない。
- (2) 脆性的な破壊を防ぎ、塑性変形能を確保するために、部材内部にコンクリートを充てんした鋼部材では、内部にコンクリートを充てんするにあたって、その充てん範囲はコンクリートを有する断面と有しない断面との境界部付近に座屈が生じないようにする。

6.4 プレストレスを導入するコンクリート部材

- (1) レベル2地震動を考慮する設計状況に対して、Ⅲ編の規定によらず、プレストレスを導入するコンクリート部材の限界状態を設定する場合は、2.4.6(4)及び(5)の規定に従い適切に限界状態に対応する特性値及び限界状態を超えないとみなせる制限値を設定し、部材に生じる応答が限界状態1, 限界状態2 及び限界状態3 に対応する制限値を超えない場合には、限界状態1, 限界状態2 及び限界状態3 をそれぞれ超えないとみなしてよい。
- (2) 作用力に応じて部材に生じる断面力及び応力並びに変位, 曲率, 塑性率等を適切に算出できるように、部材の材料特性を適切に評価できるモデルを用いなければならない。

6.5 接合部の設計

- (1) 接合部の設計にあたっては、部材どうしが連結され一体となる部材の限界状態1 及び限界状態3 又は限界状態2 及び限界状態3 と、接合部の限界状態1 及び限界状態3 又は限界状態2 及び限界状態3 との関係を明確にしたうえで、部材どうしが連結され一体となる部材が所要の機能を発揮するようにしなければならない。

- (2) 接合部は、部材相互の応力を確実に伝達できるようにしなければならない。
- (3) (2)において接合部が所要の接合の機能を発揮するよう、接合部及び連結される各部材に求められる条件を明らかにし、これを満足するようにしなければならない。
- (4) 地震の影響に伴う載荷の繰返しも考慮したうえで、接合部に生じる応力を分担する耐荷機構を適切に設定し、それが確実に実現される構造にしなければならない。
- (5) 鋼材又は鉄筋によりコンクリート部材を接合する場合は、地震の影響に伴う載荷の繰返しに対しても、付着切れ及び鉄筋等の抜け出しの影響をなるべく少なくするとともに、この影響を考慮したうえで、接合部に生じる断面力を分担する耐荷機構を適切に設定し、限界状態及び限界状態に対応する特性値及び制限値を設定しなければならない。
- (6) 地震の影響を考慮する状況と地震の影響を考慮する状況以外の状況において、接合部の耐荷機構が異なる場合には、Ⅱ編 9 章、Ⅲ編 7 章及びⅣ編 5 章の接合部の規定による。

7 章 地盤の液状化

7.1 一 般

液状化が橋に及ぼす影響は、以下の 1) 及び 2) により考慮する。

- 1) 7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じるか否かを判定する。
- 2) 7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層に対して、7.3 の規定により耐震設計上の土質定数を低減し、これを設計に考慮する。

7.2 橋に影響を与える液状化の判定

- (1) 橋に影響を与える液状化の判定は、(2)に該当する土層を対象として、(3)により行う。
- (2) 沖積層の土層で以下の1)から3)の条件全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、液状化の判定を行わなければならない。
 - 1) 地下水位が地表面から10m以内にあり、かつ、地表面から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) 50%粒径 D_{50} が10mm以下で、かつ、10%粒径 D_{10} が1mm以下である土層
- (3) 液状化に対する抵抗率 F_L をレベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して式(7.2.1)により算出し、この値が1.0以下の土層については橋に影響を与える液状化が生

じると判定する。

$$F_L = R/L \cdots \cdots \cdots (7.2.1)$$

ここに、

F_L : 液状化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比で、(4)により算出する。

L : 地震時せん断応力比で、(5)により算出する。

- (4) 動的せん断強度比 R は、レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して式(7.2.2)によることを標準とする。

$$R = c_W R_L \cdots \cdots \cdots (7.2.2)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{(レベル1地震動及びレベル2地震動(タイプ I)の場合)} \\ c_W = 1.0 \\ \text{(レベル2地震動(タイプ II)の場合)} \\ c_W = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \end{array} \right\} \cdots \cdots \cdots (7.2.3)$$

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7 + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)^{4.5}} & (14 \leq N_a) \end{cases} \cdots \cdots \cdots (7.2.4)$$

$$N_a = \begin{cases} c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 & (D_{50} < 2\text{mm}) \\ \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 & (D_{50} \geq 2\text{mm}) \end{cases} \cdots \cdots \cdots (7.2.5)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma_{vb}' + 70) \cdots \cdots \cdots (7.2.6)$$

$$c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leq FC < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leq FC) \end{cases} \cdots \cdots \cdots (7.2.7)$$

ここに、

c_W : 地震動特性による補正係数

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100kN/m²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

σ_{vb}' : 標準貫入試験を行ったときの地表面からの深さにおける有効上載圧 (kN/m²)

c_{FC} : 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 μ m以下の土粒子の通過質量百分率)

D_{50} : 50%粒径 (mm)

- (5) 地震時せん断応力比 L は、レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して式

(7.2.8)によることを標準とする。

$$L = r_d k_{hgL} \sigma_v / \sigma_v' \dots\dots\dots (7.2.8)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015x \dots\dots\dots (7.2.9)$$

$$k_{hgL} = c_z k_{hgL0} \dots\dots\dots (7.2.10)$$

ここに、

r_d ：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_{hgL} ：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度（四捨五入により小数点以下2桁とする）

c_z ：地域別補正係数で、レベル1地震動に対しては3.4に規定するレベル1地震動の地域別補正係数 c_z とする。レベル2地震動（タイプⅠ）に対しては3.4に規定する c_{Iz} 、また、レベル2地震動（タイプⅡ）に対しては3.4に規定する c_{IIz} とする。

k_{hgL0} ：液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値で、表-7.2.1の値とする。

σ_v ：地表面からの深さ x における全上載圧（kN/m²）

σ_v' ：地表面からの深さ x における有効上載圧（kN/m²）

x ：地表面からの深さ（m）

表-7.2.1 液状化の判定に用いる地盤面の設計水平震度の標準値 k_{hgL0}

地盤種別	レベル1地震動	レベル2地震動	
		タイプⅠ	タイプⅡ
Ⅰ種地盤	0.12	0.50	0.80
Ⅱ種地盤	0.15	0.45	0.70
Ⅲ種地盤	0.18	0.40	0.60

7.3 耐震設計上の土質定数を低減させる土層とその取扱い

7.2の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定された土層における耐震設計上の土質定数は、レベル1地震動及びレベル2地震動のそれぞれに対して算出した液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて、表-7.3.1に示す低減係数 D_E を乗じることで低減させた値とする。

表-7.3.1 耐震設計上の土質定数の低減係数 D_E

F_L の範囲	地表面から の深さ x (m)	動的せん断強度比 R	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	0	1/6
	$10 < x \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < x \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1
	$10 < x \leq 20$	1	1

8章 鉄筋コンクリート橋脚

8.1 適用の範囲

この章は、塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚のうち、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚及び一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計に適用する。

8.2 一般

塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚を設計する場合は、以下の1)から5)を満足しなければならない。

- 1) 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚は、破壊形態を考慮したうえで、限界状態の特性値及び制限値を適切に設定し、地震時保有水平耐力を算出しなければならない。ここで、破壊形態は、曲げ破壊型、曲げ損傷からせん断破壊移行型及びせん断破壊型に区分することを標準とする。
- 2) 8.3の規定による場合は、適切に破壊形態を区分し、破壊形態に応じた地震時保有水平耐力を算出したとみなしてよい。
- 3) 破壊形態に応じた鉄筋コンクリート橋脚の限界状態は8.4の規定による。
- 4) 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する場合は、8.8の規定によりその影響を考慮する。
- 5) 基礎との接合部は8.11の規定による。

8.3 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定及び地震時保有水平耐力

鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態の判定は1)に、また、地震時保有水平耐力は2)による。

1) i) 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚又は一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対する破壊形態の判定は、式(8.3.1)による。

$$\left. \begin{array}{l} P_u \leq P_s : \text{曲げ破壊型} \\ P_s < P_u \leq P_{s0} : \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0} < P_u : \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (8.3.1)$$

ここに、

- P_u : 8.5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 : 8.6に規定する鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値 (N)
- P_{s0} : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 c_c を1.0として8.6の規定により算出する鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値 (N)

ii) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に対する破壊形態の判定は、式(8.3.2)による。

$$\left. \begin{array}{l} S_i \leq P_{si} : \text{曲げ破壊型} \\ P_{si} < S_i \leq P_{s0i} : \text{曲げ損傷からせん断破壊移行型} \\ P_{s0i} < S_i : \text{せん断破壊型} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (8.3.2)$$

ここに、

- S_i : 8.7に規定する終局水平耐力に相当する断面力が生じたときに*i*番目の塑性ヒンジ位置に生じるせん断力 (N)
- P_{si} : 8.6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力の制限値 (N)
- P_{s0i} : 荷重の正負交番繰返し作用の影響に関する補正係数 c_c を1.0として8.6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力の制限値 (N)

2) i) 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚又は一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向の地震時保有水平耐力は、破壊形態に応じて式(8.3.3)により算出する。

$$\left. \begin{array}{l} P_a = P_u \text{ (曲げ破壊型) (ただし, } P_c < P_u \text{)} \\ P_a = P_u \text{ (曲げ損傷からせん断破壊移行型)} \\ P_a = P_{s0} \text{ (せん断破壊型)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (8.3.3)$$

ここに、

- P_a : 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力 (N)
- P_c : 鉄筋コンクリート橋脚のひび割れ水平耐力 (N)で、式(8.3.4)により算出する。

$$P_c = \frac{Z_c}{h} \left(\sigma_{bt} + \frac{N}{A} \right) \dots\dots\dots (8.3.4)$$

ここに、

- Z_c : 橋脚基部断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面係数 (mm³)
- σ_{bt} : コンクリートの曲げ引張強度 (N/mm²)で、式(8.3.5)により算出する。
- $\sigma_{bt} = 0.23\sigma_{ck}^{2/3} \dots\dots\dots (8.3.5)$
- N : 橋脚基部断面に作用する軸力 (N)

A : 橋脚基部断面における軸方向鉄筋を考慮した橋脚の断面積 (mm²)

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)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

ii) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向の地震時保有水平耐力は、破壊形態に応じて式(8.3.6)により算出する。

$$\left. \begin{array}{l} P_a = P_u \text{ (曲げ破壊型)} \\ P_a = P_u \text{ (曲げ損傷からせん断破壊移行型)} \\ P_a = P_i \text{ (せん断破壊型)} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (8.3.6)$$

ここに、

P_u : 8.7に規定する一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の終局水平耐力 (N)

P_i : 8.6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力の制限値 (N)

8.4 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態

(1) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ破壊型の場合は、8.9から8.11の規定を満足したうえで、以下の1)及び2)を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1を超えないとみなしてよい。

1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式(8.4.1)により算出する水平変位の制限値を超えない。

$$\delta_{yEd} = \xi_1 \cdot \Phi_{RY} \cdot \delta_{yE} \dots\dots\dots (8.4.1)$$

ここに、

δ_{yEd} : 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1に対応する水平変位の制限値 (mm)

ξ_1 : 調査・解析係数で、1.00とする。

Φ_{RY} : 抵抗係数で、1.00とする。

δ_{yE} : 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1に相当する水平変位の特性値 (mm)で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては8.5の規定により算出する。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対しては8.7の規定により算出する。

2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、8.6に規定するせん断力の制限値を超えない。

(2) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ破壊型の場合は、8.9から8.11の規定を満足したうえで、以下の1)から3)を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2を超えないとみなしてよい。

1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式(8.4.2)により算出する水平変位の制限値を超えない。

$$\delta_{s2d} = \xi_1 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{s2} \dots\dots\dots (8.4.2)$$

ここに、

δ_{s2d} : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に対応する水平変位の制

限值 (mm)

δ_{s2} : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に相当する水平変位の特性値 (mm)で, 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては8.5の規定により算出する。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対しては8.7の規定により算出する。

ξ_1 : 調査・解析係数で, 1.00とする。

Φ_s : 抵抗係数で, 0.65とする。

- 2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が, 8.6に規定するせん断力の制限値を超えない。
- 3) 式(8.4.3)により算出する鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位 δ_R が, 残留変位の制限値を超えない。ここで, 残留変位の制限値は地震後に橋に求める機能に応じて適切に設定しなければならない。個別に検討を行わない場合は, 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の値とすることを原則とする。

$$\delta_R = c_R (\mu_r - 1)(1 - r) \delta_{yE} \dots\dots\dots (8.4.3)$$

ここに,

c_R : 残留変位補正係数で, 0.6とする。

r : 鉄筋コンクリート橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で, 零とする。

μ_r : 鉄筋コンクリート橋脚の最大応答塑性率で, 鉄筋コンクリート橋脚の最大応答変位を δ_{yE} で除した値とする。静的解析による場合, 最大応答塑性率は, 式(8.4.4)により算出する。

$$\mu_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{c_{2z} k_{h0} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \dots\dots\dots (8.4.4)$$

k_{h0} : レベル2地震動の設計水平震度の標準値で, 地震動のタイプに応じて4.1.6に規定する k_{1h0} 又は k_{2h0} を用いる。

c_{2z} : レベル2地震動の地域別補正係数で, 地震動のタイプに応じて3.4に規定する c_{1z} 又は c_{2z} を用いる。

W : 等価重量 (N)で, 式(8.4.5)により算出する。

$$W = W_U + c_P W_P \dots\dots\dots (8.4.5)$$

c_P : 等価重量算出係数で, 0.5とする。

W_U : 当該鉄筋コンクリート橋脚が支持している上部構造部分の重量 (N)

W_P : 鉄筋コンクリート橋脚の重量 (N)

- (3) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ破壊型の場合は, 8.9から8.11の規定を満足したうえで, 以下の1)及び2)を満足する場合には, 限界状態3を超えないとみなしてよい。

- 1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が, 式(8.4.6)により算出する水平変位の制限値を超えない。

$$\delta_{s3d} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{s3} \dots\dots\dots (8.4.6)$$

ここに、

δ_{s3d} ：塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に対応する水平変位の制限値(mm)

δ_{s3} ：塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に相当する水平変位の特性値(mm)で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚に対しては8.5の規定により算出する。一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚に対しては8.7の規定により算出する。

ξ_1 ：調査・解析係数で、1.00とする。

ξ_2 ：部材・構造係数で、1.00とする。

Φ_s ：抵抗係数で、0.65とする。

- 2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、8.6に規定するせん断力の制限値を超えない。
- (4) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合及びせん断破壊型の場合は、以下の1)及び2)を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1を超えないとみなしてよい。
 - 1) 鉄筋コンクリート橋脚に生じる変位が、式(8.4.1)により算出する水平変位の制限値を超えない。
 - 2) 鉄筋コンクリート橋脚に生じるせん断力が、8.6に規定するせん断力の制限値を超えない。
- (5) 鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態が曲げ損傷からせん断破壊移行型の場合及びせん断破壊型の場合は、(4)1)及び2)を満足する場合には、鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3を超えないとみなしてよい。

8.5 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位

単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態1に相当する水平変位の特性値 δ_{yE} 、限界状態2に相当する水平変位の特性値 δ_{s2} 及び限界状態3に相当する水平変位の特性値 δ_{s3} 並びに限界状態1に相当する耐力 P_y （以下「降伏水平耐力」という。）及び終局水平耐力 P_u の算出は、以下の1)から6)による。この場合、適用対象は充実断面の単柱式の鉄筋コンクリート橋脚であり、その適用範囲は、軸方向鉄筋比が2.5%まで、横拘束鉄筋比が1.8%まで、柱基部の軸圧縮応力度が 3N/mm^2 まで、軸方向鉄筋の種類はSD345、SD390及びSD490、横拘束鉄筋の種類はSD345、コンクリートの設計基準強度は $21\sim 30\text{ N/mm}^2$ 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-8.5.1に示す完全弾塑性型とする。

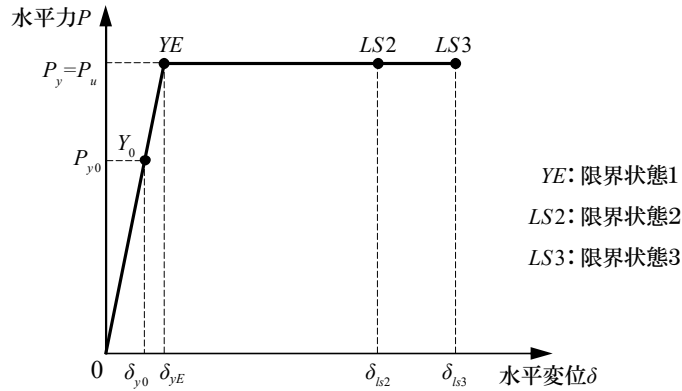


図-8.5.1 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平力-水平変位関係のモデル化

3) コンクリートの応力度-ひずみ曲線及び鉄筋の応力度-ひずみ曲線は6.2.3の規定による。ただし、図-8.5.2に示すコンクリートの限界圧縮ひずみ ε_{ccl} は式(8.5.1)により算出する。また、塑性化を期待する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2、限界状態3に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ ε_{st2} 及び ε_{st3} は図-8.5.3に基づき、それぞれ式(8.5.2)及び式(8.5.3)により算出する。

$$\varepsilon_{ccl} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.5\sigma_{cc}}{E_{des}} \quad \dots\dots\dots (8.5.1)$$

$$\varepsilon_{st2} = 0.025 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \quad \dots\dots\dots (8.5.2)$$

$$\varepsilon_{st3} = 0.035 \cdot L_p^{0.15} \phi^{-0.15} \beta_s^{0.2} \beta_{co}^{0.22} \quad \dots\dots\dots (8.5.3)$$

ここに、

ε_{cc} : コンクリートが最大圧縮応力度に達するときのひずみで、式(6.2.4)により算出する。

ε_{ccl} : 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの限界圧縮ひずみ

σ_{cc} : 横拘束鉄筋で拘束されたコンクリートの最大圧縮応力度 (N/mm²)で、式(6.2.3)により算出する。

E_{des} : 下降勾配 (N/mm²) で、式(6.2.5)により算出する。

ε_{st2} : 限界状態2に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ

ε_{st3} : 限界状態3に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ

ϕ : 式(8.5.2)又は式(8.5.3)により、各限界状態に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみを算出するための軸方向鉄筋の直径 (mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)で、式(8.5.4)により算出する。

$$L_p = 9.5 \sigma_{sy}^{1/6} \beta_n^{-1/3} \phi' \left. \begin{array}{l} \\ \text{ただし, } L_p \leq 0.15h \end{array} \right\} \dots\dots\dots (8.5.4)$$

σ_{sy} : 軸方向鉄筋の降伏強度 (N/mm²)

β_n : 軸方向鉄筋のはらみ出しに対する抵抗を表すばね定数 (N/mm²) で、断面形状に関わらず式(8.5.5)により算出する。

$$\beta_n = \beta_s + \beta_{co} \dots\dots\dots (8.5.5)$$

β_s : 横拘束鉄筋の抵抗を表すばね定数 (N/mm²) で、式(8.5.6)により算出する。

$$\beta_s = \frac{384E_0I_h}{n_s d'^3 s} \dots\dots\dots (8.5.6)$$

E_0 : 横拘束鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

I_h : 横拘束鉄筋の断面二次モーメント (mm⁴)

d' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 (mm) で、耐震設計で考慮する慣性力の作用方向と平行な方向に配置する横拘束鉄筋によって分割されたコンクリート部分の中で最も大きい値とする。ただし、円形断面の場合には、最外縁に配置された横拘束鉄筋が囲むコンクリートの直径の 0.8 倍の値とする。

n_s : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分に配置される圧縮側軸方向鉄筋の本数で、複数段配筋される場合にはそれらの合計の本数とする。

s : 横拘束鉄筋の間隔 (mm)

β_{co} : かぶりコンクリートの抵抗を表すばね定数 (N/mm²) で、式(8.5.7)により算出する。

$$\beta_{co} = 0.01c_0 \dots\dots\dots (8.5.7)$$

c_0 : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分の最外縁に配置された軸方向鉄筋の最外面からコンクリートの表面までの距離 (mm)

ϕ' : 塑性ヒンジ長を算出するための横拘束鉄筋の有効長 d' が最も大きいコンクリート部分に配置される軸方向鉄筋の直径 (mm) で、40mm 以上の直径の軸方向鉄筋を用いる場合には 40mm とする。

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)

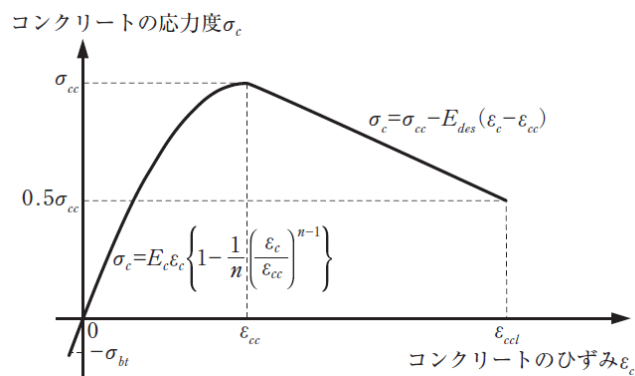


図-8.5.2 コンクリートの応力度-ひずみ曲線

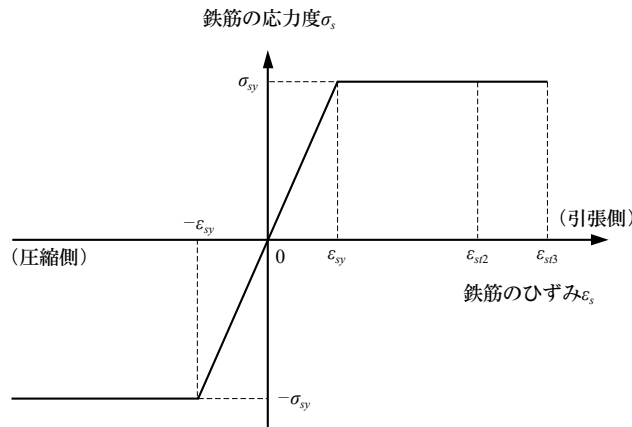


図-8.5.3 軸方向鉄筋の応力度-ひずみ曲線

- 4) 限界状態1は、図-8.5.1に示す完全弾塑性型の骨格曲線における弾性限界点とする。限界状態1に相当する降伏水平耐力 P_y 及び水平変位の特性値 δ_{yE} は、それぞれ、式(8.5.8)及び式(8.5.9)により算出する。

$$P_y = \frac{M_{ls2}}{h} \dots \dots \dots (8.5.8)$$

$$\delta_{yE} = \frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \delta_{y0} \dots \dots \dots (8.5.9)$$

ここに、

P_y : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の降伏水平耐力 (N)

δ_{yE} : 限界状態1に相当する水平変位の特性値 (mm)

M_{ls2} : 限界状態2に相当する橋脚基部断面の曲げモーメント (N・mm)

δ_{y0} : 最外縁にある軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが降伏ひずみに達するときの水平変位 (以下「初降伏変位」という。) (mm)で、上部構造の慣性力の作用位置に式(8.5.10)により算出する初降伏水平耐力 P_{y0} を作用させたときの曲率分布をもとに算出する。

$$P_{y0} = \frac{M_{y0}}{h} \dots \dots \dots (8.5.10)$$

ここに、

P_{y0} : 最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏するときの単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力 (N)

M_{y0} : 最外縁にある軸方向引張鉄筋が降伏するときの橋脚基部断面の曲げモーメント (N・mm)

- 5) 限界状態2は、最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に相当する引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達する

ときのいずれか先に生じるときの状態とする。このときの水平耐力を終局水平耐力 P_u とし、式(8.5.11)により算出する。限界状態2に相当する水平変位の特性値 δ_{s2} は式(8.5.12)により算出する。

$$P_u = \frac{M_{ls2}}{h} \dots \dots \dots (8.5.11)$$

$$\delta_{s2} = k_2 \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{ls2} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2)) \dots \dots \dots (8.5.12)$$

ここに、

P_u : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N)

δ_{s2} : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態2に相当する水平変位の特性値 (mm)

k_2 : 補正係数で、1.3とする。

ϕ_{ls2} : 橋脚基部断面における限界状態2に達するとき生じる曲率 (1/mm)

ϕ_y : 橋脚基部断面における限界状態1に達するとき生じる曲率 (1/mm) で、式(8.5.13)による。

$$\phi_y = \left(\frac{M_{ls2}}{M_{y0}} \right) \phi_{y0} \dots \dots \dots (8.5.13)$$

ϕ_{y0} : 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ときの曲率 (1/mm)

- 6) 限界状態 3 は、最外縁の軸方向引張鉄筋位置において軸方向鉄筋の引張ひずみが鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 3 に相当する引張ひずみに達するとき又は最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置においてコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときのいずれか先に生じるときの状態とする。限界状態 3 に相当する水平変位の特性値 δ_{s3} は、式(8.5.14)により算出する。

$$\delta_{s3} = k_3 \cdot (\delta_{yE} + (\phi_{ls3} - \phi_y) L_p (h - L_p / 2)) \dots \dots \dots (8.5.14)$$

ここに、

δ_{s3} : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に相当する水平変位の特性値 (mm)

ϕ_{ls3} : 橋脚基部断面における限界状態3に達するとき生じる曲率 (1/mm)

k_3 : 補正係数で、1.3とする。

8.6 鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値

鉄筋コンクリート橋脚のせん断力の制限値は、6.2.4の規定による。

8.7 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位

- (1) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対する限界状態に相当する水平変位の特性値は、柱部材ごとに8.5の規定により算出する。
- (2) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向に対する限界状態に相当する

水平変位の特性値は、1)により算出する。ただし、はり部材に塑性ヒンジを考慮する場合には、2)を満足しなければならない。

1) 一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の限界状態 1 に相当する水平変位の特性値 δ_{yE} 、終局水平耐力 P_u 及び限界状態 2 又は限界状態 3 に相当する水平変位の特性値は、8.5 の規定によるほか、以下の i) 及び ii) により算出する。

i) 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。

ii) 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限界状態 2 は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが全て 8.5 3) に規定する限界状態 2 に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ又はコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときとする。また、限界状態 3 は、複数箇所に形成される塑性ヒンジが全て 8.5 3) に規定する限界状態 3 に相当する軸方向鉄筋の引張ひずみ又はコンクリートの圧縮ひずみが限界圧縮ひずみに達するときとする。

2) はり部材に塑性ヒンジを考慮する場合、当該箇所に生じるせん断力が、式(8.7.1)を満足する。

$$V_b/P_{si} \leq 1 \dots\dots\dots (8.7.1)$$

ここに、

V_b : 変動作用が支配的な状況においてはり部材に生じるせん断力 (N)

P_{si} : 8.6 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力の制限値 (N)

8.8 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び限界状態

(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単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力及び限界状態に相当する水平変位の特性値は、以下の(2)から(5)を考慮するとともに、8.3 及び 8.4 の規定による。

(2) 破壊形態の判定に用いる単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力は、式(8.8.1)により算出する。

$$P_{uE} = P_u - \frac{M_0}{h} \dots\dots\dots (8.8.1)$$

$$M_0 = De \dots\dots\dots (8.8.2)$$

ここに、

P_{uE} : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントが作用する単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N)

M_0 : 上部構造等の死荷重による偏心モーメント (N・mm)

P_u : 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力 (N) で、8.5 5) 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)

$$P_d \geq 0.4c_{2z}W \dots\dots\dots (8.9.1)$$

ここに、

P_d ：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力(N)で、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚又は一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面外方向に対しては式(8.3.3)により算出する。また、一層式の鉄筋コンクリートラーメン橋脚の面内方向は式(8.3.6)により算出する。

c_{2z} ：レベル2地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて3.4に規定する c_{Iz} 又は c_{IIz} を用いる。

W ：等価重量(N)で、式(8.4.5)により算出する。ただし、鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態がせん断破壊型の場合には、8.4(2)3)に規定する c_P を1.0とする。

8.9.2 塑性変形能を確保するための構造細目

- (1) 鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋は、IV編5章に規定する構造細目を満足し、かつ、塑性化を考慮する領域においてかぶりコンクリートが剥離しても軸方向鉄筋が確実に機能するように配置する。
- (2) 横拘束鉄筋の配置は6.2.5の規定によるほか、横拘束鉄筋のうち、帯鉄筋が以下の1)及び2)を満足するように配置する。
 - 1) 塑性化を考慮する領域における帯鉄筋間隔は、帯鉄筋の直径に応じて表-8.9.1に示す値以下、かつ、断面幅の0.2倍以下とする。この場合、断面幅は、矩形断面の場合には短辺の長さ、また、円形断面の場合には直径とする。
 - 2) 塑性化を考慮する領域以外の領域では、帯鉄筋間隔の上限値は300mmとしてもよい。ただし、高さ方向に対して途中で帯鉄筋の間隔を変化させる場合には、その間隔を徐々に変化させなければならない。

表-8.9.1 帯鉄筋間隔の上限値 (mm)

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

- (3) 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力と塑性変形能が確実に発揮されるようにするため、原則として軸方向鉄筋の段落しを行ってはならない。ただし、高さが30mを超える高橋脚の場合には、軸方向鉄筋の段落しを行ってもよいが、この場合には8.10の規定によらなければならない。
- (4) ラーメン橋脚の柱部材とはり部材の接合部においては、塑性ヒンジが形成されないように配筋しなければならない。
- (5) 以下の1)から3)を満足する場合は、6.2.5(2)5)を満足するとみなしてよい。
 - 1) 塑性領域及びその影響を受ける範囲の部材断面は充実断面とする。

- 2) 部材内で弾性域に留まる事が確実である領域を中空断面とする場合は、充実断面から中空断面へと変化する部位に対して応力伝達に配慮しテーパを設けるものとする。テーパの寸法は、付根部の幅と軸方向の幅の比を1:3とし、付根部の幅は中空断面の幅の厚さの0.5倍を標準とする。
- 3) 矩形断面の場合は中空断面の内部の隅角部においてハンチを設けるとともに、その接合部を取り囲むように補強鉄筋を配筋するものとする。ハンチの寸法は、幅と軸方向の幅の比を1:1とし、幅は中空断面の幅の厚さの0.5倍を標準とする。

8.10 鉄筋コンクリート橋脚の軸方向鉄筋の段落し

- (1) 軸方向鉄筋の段落しは、塑性化を考慮する領域では行ってはならない。
- (2) 段落し位置を設定するにあたっては、塑性化を考慮する領域以外の領域が先行して塑性化しないようにしなければならない。
- (3) 単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の段落し位置を式(8.10.1)により設定する場合は、(2)を満足するとみなしてよい。ここで、段落し位置とは、途中定着される軸方向鉄筋の端部の位置をいう。

$$h_i = h \left(1 - \frac{M_{yi}}{2M_{yB}} \right) + D \dots\dots\dots (8.10.1)$$

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_{yi} : 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_{yB} : 橋脚基部断面の降伏曲げモーメント (N・mm)

D : 段落し位置において生じる曲げモーメントと降伏曲げモーメントとの間に所要の差を確保できるように設定された定着長 (mm)で、橋脚の断面寸法 (mm)とする。矩形断面の場合には短辺方向の長さ、また、円形断面の場合には直径とする。

- (4) 段落し位置ごとに、軸方向鉄筋量を低減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。
- (5) 段落し位置の上下それぞれに橋脚断面の短辺の長さ又は直径の1.5倍に相当する領域では、帯鉄筋間隔を150mm以下とする。また、8.9.2(2)2)に従い帯鉄筋間隔は急変させてはならない。

8.11 鉄筋コンクリート橋脚と基礎の接合部の設計

鉄筋コンクリート橋脚と基礎の接合部の設計は、IV編7.5の規定による。

9 章 鋼製橋脚

9.1 適用の範囲

この章は、塑性化を期待する鋼製橋脚の耐震設計に適用する。

9.2 一般

塑性化を期待する鋼製橋脚を設計する場合は、以下の 1) から 3) を満足しなければならない。

- 1) 鋼製橋脚の限界状態 2 及び限界状態 3 は 9.3 及び 9.4 の規定による。
- 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場合は、その影響を適切に考慮しなければならない。
- 3) 基礎との接合部は 9.6 の規定による。

9.3 鋼製橋脚の限界状態 2 及び限界状態 3

- (1) 塑性化を期待する鋼製橋脚が、9.5 及び 9.6 の規定を満足したうえで、以下の 1) 及び 2) を満足する場合には、限界状態 2 を超えないとみなしてよい。

- 1) 鋼製橋脚に生じる水平変位が、式(9.3.1)により算出する水平変位の制限値を超えない。

$$\delta_{s2d} = \xi_1 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{s2} \cdots \cdots \cdots (9.3.1)$$

ここに、

δ_{s2d} : 塑性化を期待する鋼製橋脚の限界状態 2 に対応する水平変位の制限値 (mm)

δ_{s2} : 塑性化を期待する鋼製橋脚の限界状態 2 に相当する水平変位の特性値 (mm) で、9.4(4)の規定により算出する。

ξ_1 : 調査・解析係数で、1.00 とする。

Φ_s : 抵抗係数で、0.75 とする。

- 2) 式(9.3.2)により算出する鋼製橋脚に生じる残留変位 δ_R が残留変位の制限値を超えない。ここで、残留変位の制限値は地震後に橋に求める機能に応じて適切に設定しなければならない。個別に検討を行わない場合は、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 の値とすることを原則とする。

$$\delta_R = c_R (\mu_r - 1)(1 - r) \delta_y \cdots \cdots \cdots (9.3.2)$$

ここに、

c_R : 残留変位補正係数で、表-9.3.1 の値とする。

μ_r : 鋼製橋脚の最大応答塑性率で、鋼製橋脚の最大応答変位を降伏変位 δ_y で除した

値とする。

r : 鋼製橋脚の降伏剛性に対する降伏後の二次剛性の比で、表-9.3.1の値とする。

δ_y : 鋼製橋脚の降伏変位 (mm)で、9.4(6)の規定により算出する。

表-9.3.1 鋼製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
コンクリートを充てんしない鋼製橋脚	0.2	0.45
コンクリートを充てんした鋼製橋脚	0.1	0.45

- (2) 塑性化を期待する鋼製橋脚が、9.5及び9.6の規定を満足したうえで、(1)1の規定を満足する場合には、限界状態3を超えないとみなしてよい。

9.4 鋼製橋脚の限界状態に対応する水平耐力及び水平変位

- (1) 鋼製橋脚の曲げモーメントー曲率関係は、6.3.2の規定による。
- (2) 鋼材及び鋼製橋脚に充てんされるコンクリートの応力度ーひずみ曲線は、6.3.3の規定による。
- (3) 図-9.4.1に示す鋼材の圧縮ひずみの限界（以下「限界ひずみ」という。） ϵ_a は、9.5の構造細目の規定を満足するとともに、コンクリートの充てんの有無及び断面形状に応じて次により算出する。

コンクリートを充てんしない鋼製橋脚では、矩形断面に対しては1)により、円形断面に対しては2)により、それぞれ算出する。コンクリートを充てんした鋼製橋脚では、矩形断面に対しては3)により、円形断面に対しては4)により、それぞれ算出する。ただし、1)、2)、3)及び4)による限界ひずみ ϵ_a は、I編9.1に規定する構造用鋼材のうち、SM570、SMA570W、SBHS400、SBHS400W、SBHS500及びSBHS500W以外の構造用鋼材が用いられた鋼製橋脚に適用する。また、以下の1)から4)による適用範囲と異なる場合は、2.4.6の規定に基づき、適切に設定しなければならない。

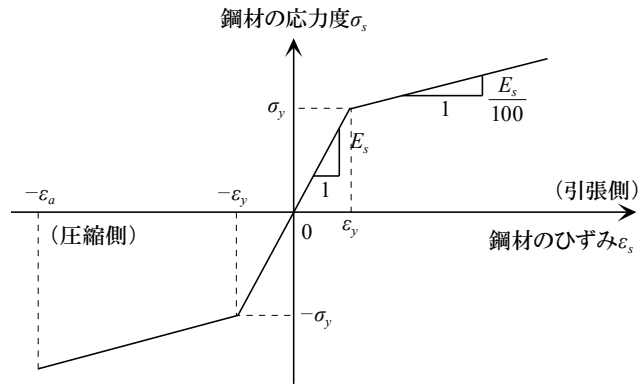


図-9.4.1 鋼材の応力度-ひずみ曲線

- 1) 矩形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の限界ひずみ ε_a は、式(9.4.1)により算出する。この場合、式(9.4.1)が適用される対象は、縦方向補剛材及びダイアフラムを有し、フランジの R_F 、 R_R 及び η/η^* がそれぞれウェブの R_F 、 R_R 及び η/η^* とほぼ等しい矩形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚であり、その適用範囲は、 $0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0$ 、 $0.3 \leq R_F \leq 0.5$ 、 $0.3 \leq R_R \leq 0.5$ 、 $\eta/\eta^* \geq 1.0$ 、 $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$ 、 $2.5 \leq l'/b' \leq 9.0$ 、 $0 \leq N/N_y \leq 0.5$ とする。

$$\varepsilon_a = \left\{ \frac{(1.58 - N/N_y)^{3.16} \times (1.68 - R_R)^{2.48} \times (0.65 - R_F)^{0.41} \times (23.87 - l'/b')^{2.9} \times (\alpha')^{0.3}}{2500 \times (N/N_y + 1.0) \times (b_W/b_F)^{0.17}} + 0.5 \right\} \varepsilon_y \quad \dots \dots \dots (9.4.1)$$

b_W : II編 5.4.3に規定する補剛板(ウェブ)の全幅(mm)

b_F : II編 5.4.3に規定する補剛板(フランジ)の全幅(mm)

ε_y : 鋼材の降伏ひずみで、式(6.3.2)により算出する。

$$b' = \frac{b_W + b_F}{2} \quad \dots \dots \dots (9.4.2)$$

$$l' = \frac{l}{2} \quad \dots \dots \dots (9.4.3)$$

l : II編 17.3に規定する有効座屈長(mm)

N : 鋼製橋脚に作用する軸力(N)

N_y : 鋼断面の全断面が降伏するときの軸力で、鋼断面の断面積に鋼材の降伏強度 σ_y を乗じて求めた値(N)

σ_y : 鋼材の降伏強度(N/mm²)

R_R : 塑性化を期待する鋼断面の補剛板(フランジ)の幅厚比パラメータで、式(9.4.4)により算出する。

$$R_R = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad \dots \dots \dots (9.4.4)$$

t_F : II編 5.4.3 に規定する補剛板 (フランジ) の板厚 (mm)

μ : 鋼材のポアソン比

k_R : 座屈係数 (= $4n^2$)

E : 鋼材のヤング係数 (N/mm²) で, II編表-4.2.1 による。

n : II編 5.4.3 に規定する縦方向補剛材によって区切られるパネル数

R_F : 塑性化を期待する鋼断面の補剛板 (フランジ) の幅厚比パラメータで, 式(9.4.5)により算出する。

$$R_F = \frac{b_F}{t_F} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \dots\dots\dots (9.4.5)$$

k_F : 座屈係数で, 式(9.4.6)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} k_F &= \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_l}{\alpha^2(1+n\delta_l)} \quad (\alpha \leq \alpha_0) \\ k_F &= \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma_l})}{1+n\delta_l} \quad (\alpha > \alpha_0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.4.6)$$

α : II編 5.4.3 に規定する補剛板 (フランジ) の縦横寸法比

α_0 : II編 5.4.3 に規定する限界縦横寸法比

δ_l : II編 5.4.3 に規定する縦方向補剛材 1 個の断面積比

γ_l : II編 5.4.3 に規定する縦方向補剛材の剛比

γ_l^* : 縦方向補剛材の剛比で, 式(9.4.7)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \gamma_l^* &= 4\alpha^2 n(1+n\delta_l) - \frac{(1+\alpha^2)^2}{n} \quad (\alpha \leq \sqrt{1+n\gamma_l}) \\ \gamma_l^* &= \frac{1}{n} \left[\left\{ 2n^2(1+n\delta_l) - 1 \right\}^2 - 1 \right] \quad (\alpha > \sqrt{1+n\gamma_l}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9.4.7)$$

$$\alpha' = a/b' \dots\dots\dots (9.4.8)$$

a : II編 5.4.3 に規定する横方向補剛材間隔 (mm)

$\bar{\lambda}$: 細長比パラメータで, 式(9.4.9)により算出する。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{l}{r} \dots\dots\dots (9.4.9)$$

r : フランジに平行な軸に関する鋼断面の断面二次半径 (mm)

2) 円形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の限界ひずみ ε_a は, 式(9.4.10)により算出する。この場合, 式(9.4.10)の適用範囲は, $0.03 \leq R_t \leq 0.08$, $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4$, $0 \leq N/N_y \leq 0.2$ とする。

$$\varepsilon_a = (20 - 140R_t) \varepsilon_y \dots\dots\dots (9.4.10)$$

ここに,

R_t : 塑性化を期待する鋼断面の径厚比パラメータで, 式(9.4.11)により算出する。

$$R_t = \frac{R}{t} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\mu^2)} \dots\dots\dots (9.4.11)$$

R : 板厚中心位置の半径 (mm)

t : 鋼管の板厚 (mm)

- 3) 矩形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚の限界ひずみ ε_a は、式(9.4.12)により算出する。この場合、式(9.4.12)が適用される対象は、縦方向補剛材及びダイアフラムを有し、フランジの R_F 、 R_R 及び $\gamma_l/\gamma_{l.req}$ がそれぞれウェブの R_F 、 R_R 及び $\gamma_l/\gamma_{l.req}$ とほぼ等しい矩形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚であり、その適用範囲は、 $0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0$ 、 $0.3 \leq R_F \leq 0.5$ 、 $0.3 \leq R_R \leq 0.5$ 、 $\gamma_l/\gamma_{l.req} \geq 1.0$ 、 $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$ 、 $2.5 \leq l'/b' \leq 9.0$ 、 $0 \leq N/N_y \leq 0.5$ 、充てんするコンクリートの設計基準強度は、 24N/mm^2 以下とする。

ただし、作用する軸力が $0 \leq N/N_y \leq 0.2$ である矩形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚における式(9.4.12)の限界ひずみ ε_a の適用範囲は、 $0.5 \leq b_W/b_F \leq 2.0$ 、 $0.3 \leq R_F \leq 0.7$ 、 $0.3 \leq R_R \leq 0.7$ 、 $\gamma_l/\gamma_{l.req} \geq 1.0$ 、 $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5$ 、 $2.5 \leq l'/b' \leq 9.0$ としてもよい。

$$\varepsilon_a = 7\varepsilon_y \quad \dots\dots\dots (9.4.12)$$

ここに、

$\gamma_{l.req}$: II編 5.4.3に規定する縦方向補剛材の必要剛比

- 4) 円形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚の限界ひずみ ε_a は、式(9.4.13)により算出する。この場合、式(9.4.13)が適用される対象は、ダイアフラムを有する円形断面のコンクリートを充てんした鋼製橋脚であり、その適用範囲は、 $0.03 \leq R_t \leq 0.12$ 、 $0.2 \leq \bar{\lambda} \leq 0.4$ 、 $0 \leq N/N_y \leq 0.2$ 、充てんするコンクリートの設計基準強度は、 24N/mm^2 以下とする。

$$\varepsilon_a = 5\varepsilon_y \quad \dots\dots\dots (9.4.13)$$

- (4) 鋼製橋脚の限界状態2に相当する水平変位の特性値 δ_{ls2} は、式(9.4.14)により算出する。

$$\delta_{ls2} = k \cdot \delta_a \quad \dots\dots\dots (9.4.14)$$

ここに、

δ_{ls2} : 鋼製橋脚の限界状態2に相当する水平変位の特性値 (mm)

δ_a : (1)から(3)で設定した鋼製橋脚の曲げモーメント-曲率関係から、鋼製橋脚の水平力が最大となるときの水平変位 (mm)

k : 補正係数で、1.3とする。

- (5) 基礎との接合部や橋脚基礎の設計に用いる鋼製橋脚の水平耐力 P_u は、式(9.4.15)による。この場合、上部構造等の死荷重による偏心モーメントの影響は考慮してはならない。

$$P_u = \frac{M_{a0}}{h} \quad \dots\dots\dots (9.4.15)$$

ここに、

P_u : 鋼製橋脚の水平耐力 (N)

M_{a0} : 上部構造等の死荷重による偏心モーメントの影響を考慮せずに算出した鋼製橋脚基部断面において、限界ひずみ ϵ_a に達するときの曲げモーメント (N・mm)

h : 鋼製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)

- (6) 鋼製橋脚の降伏変位 δ_y は、コンクリートを充てんした鋼製橋脚及び矩形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の場合には (ϕ_y, M_y) に達するときの水平変位として、また、円形断面のコンクリートを充てんしない鋼製橋脚の場合には (ϕ_{yt}, M_{yt}) に達するときの水平変位としてそれぞれ算出する。

9.5 鋼製橋脚の構造細目

9.5.1 一般

- (1) 鋼製橋脚は、脆性的な破壊を防ぎ、塑性変形能が確実に得られる構造としなければならない。
- (2) 9.5.2の規定による場合は、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 鋼製橋脚の水平耐力は、式(9.5.1)を満足しなければならない。

$$P_u \geq 0.4c_{2z}W \dots\dots\dots (9.5.1)$$

ここに、

P_u : 鋼製橋脚の水平耐力(N)

c_{2z} : レベル2地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて3.4に規定する c_{1z} 又は c_{2z} を用いる。

W : 等価重量(N)で、式(8.4.5)により算出する。

9.5.2 塑性変形能を確保するための構造細目

- (1) コンクリートを充てんしない鋼製橋脚は、6.3.4(1)の規定による。
- (2) 鋼製橋脚の内部にコンクリートを充てんする場合は、6.3.4(2)の規定による。

9.6 鋼製橋脚と基礎の接合部の設計

- (1) 鋼製橋脚と基礎を連結する場合の接合部は、鋼製橋脚及び基礎の接合部でない箇所が限界状態3に達したときの断面力も含めて、部材相互の断面力を確実に伝達できる構造としなければならない。
- (2) 鋼製橋脚に塑性化を期待する場合の接合部は、式(9.4.15)による鋼製橋脚の水平耐力に相当する断面力を伝達できるようにしなければならない。
- (3) 接合部の構造形式に応じて、接合部に生じる応力を分担する耐荷機構を適切に設定し、接合部の限界状態を適切に定めなければならない。

10 章 橋脚基礎

10.1 適用の範囲

この章は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における橋脚基礎の耐震設計に適用する。

10.2 一 般

橋脚基礎を設計する場合は、以下の 1) から 6) を満足しなければならない。

- 1) 橋脚基礎の応答値は、10.3 に規定する橋脚基礎に作用する力を考慮して算出する。
7.2 の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される場合は、液状化が生じる場合及び液状化が生じない場合のいずれも応答値を算出する。4.4.2 の規定により橋に影響を与える流動化が生じると判定される場合は、この影響のみを考慮した応答値も算出する。
- 2) 10.3(1)1) 及び 2) を考慮する場合で、橋脚基礎の塑性化を期待する場合には、10.4 の規定により橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位を算出する。各部材に生じる断面力は、この応答塑性率及び応答変位に達するときの値とする。
- 3) 10.3(1)3) を考慮する場合は、橋脚基礎天端の水平変位を算出する。各部材に生じる断面力は、この水平変位に達するときの値とする。
- 4) 10.3(1)1) 及び 2) を考慮する場合、杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎の限界状態の制限値については、それぞれ IV 編 10.9, 11.9, 12.10, 13.9 及び 14.8 の規定による。
- 5) 10.3(1)3) を考慮する場合、基礎の降伏に達するときの基礎天端における水平変位の 2 倍を超えない場合には、基礎の限界状態 2 を超えないとみなしてよい。このとき、限界状態に対応する抵抗の制限値の設定にあたっては、地盤の流動力を考慮する必要のある範囲内の土層の水平抵抗を考慮してはならない。
- 6) 2.3 に規定する地盤振動変位による局所的な影響に対しては、構造条件、地盤条件等を適切に考慮して必要な配慮を行わなければならない。杭基礎等の柔な構造の場合は、地盤振動変位に対して、少なくとも、地盤振動変位の深さ方向分布が急変する土層境界付近で塑性変形能を確保すれば、必要な配慮を行ったとみなしてよい。

10.3 橋脚基礎に作用する力

- (1) 橋脚基礎に作用する力は、以下の 1) から 3) とする。
 - 1) 4.1 に規定する構造物の慣性力

- 2) 3.5に規定する耐震設計上の地盤面から地表までの構造部分に対しては、4.1.6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
- 3) 4.4に規定する地盤の流動力
- (2) (1)1)に規定する構造物の慣性力は、橋脚の塑性化を期待する場合には、式(10.3.1)により算出する設計水平震度を用いて算出する。橋脚の塑性化を期待しない場合には、橋脚基部に生じる断面力を考慮する。

$$k_{hp} = c_{dF} k_{hN} \dots\dots\dots (10.3.1)$$

ここに、

k_{hp} : 橋脚基礎の設計水平震度 (四捨五入により小数点以下2桁とする)

c_{dF} : 橋脚基礎の設計水平震度の算出のための補正係数で、1.10とする。

k_{hN} : 地震時に橋脚基部に生じる断面力を設計水平震度に換算したもので、橋脚に塑性化を期待する場合には式(10.3.2)により算出する。

$$k_{hN} = P_u / W \dots\dots\dots (10.3.2)$$

P_u : 橋脚基礎が支持する橋脚の水平耐力(N)で、鉄筋コンクリート橋脚の場合には8.5.5の規定により算出する終局水平耐力、鋼製橋脚の場合には9.4(5)の規定により算出する水平耐力を用いる。

W : 等価重量(N)で、式(8.4.5)により算出する。ただし、鉄筋コンクリート橋脚の破壊形態がせん断破壊型の場合には、8.4(2)3)に規定する等価重量算出係数 c_p を1.0とする。

10.4 橋脚基礎の塑性化を期待する場合の橋脚基礎の応答塑性率及び応答変位の算出

- (1) 橋脚基礎の塑性化を期待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(10.4.1)及び式(10.4.2)により算出する。

$$\left. \begin{aligned} \mu_{Fr} &= \frac{1}{r} \left\{ (1-r) + \sqrt{1-r+r(k_{hf}/k_{hyF})^2} \right\} \quad (r \neq 0) \\ \mu_{Fr} &= \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hf}/k_{hyF})^2 \right\} \quad (r = 0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10.4.1)$$

$$\delta_{Fr} = \mu_{Fr} \delta_{Fy} \dots\dots\dots (10.4.2)$$

ここに、

μ_{Fr} : 橋脚基礎の応答塑性率

δ_{Fr} : 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)

δ_{Fy} : 橋脚基礎の降伏変位(m)で、基礎形式別にIV編10.9、11.9、12.10及び13.9の規定による。

r : 橋脚基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比

k_{hyF} : 基礎の降伏に達するときの水平震度 (四捨五入により小数点以下2桁とする)

k_{hF} ：橋脚基礎の塑性化を期待する場合の橋脚基礎の設計水平震度（四捨五入により小数点以下2桁とする）で、(2)による。

(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(10.4.3)により算出しなければならない。

$$k_{hF} = c_D c_{2z} k_{h0} \dots \dots \dots (10.4.3)$$

ここに、

c_D ：減衰定数別補正係数で、側方地盤への振動エネルギーの逸散、基礎本体及び地盤抵抗の非線形性の影響を考慮して適切に設定する。ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎及び地中連続壁基礎の場合には2/3を用いることを標準とする。

c_{2z} ：レベル2地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて3.4に規定する c_{Iz} 又は c_{IIz} を用いる。

k_{h0} ：レベル2地震動の設計水平震度の標準値で、地震動のタイプに応じて4.1.6に規定する k_{Ih0} 又は k_{IIh0} を用いる。

11章 橋台及び橋台基礎

11.1 適用の範囲

この章は、レベル2地震動を考慮する設計状況における橋台及び橋台基礎の耐震設計に適用する。ただし、橋脚と同様の振動特性を有する橋台及びその橋台基礎の耐震設計は、8章及び10章の規定による。

11.2 一般

橋台及び橋台基礎を設計する場合は、以下の1)から5)を満足しなければならない。

- 1) 橋台及び橋台基礎の応答値は、11.3に規定する橋台及び橋台基礎に作用する力を考慮して算出する。
- 2) 橋台基礎の塑性化を期待する場合は、11.4の規定により橋台基礎の応答塑性率を算出する。各部材に生じる断面力はこの応答塑性率に達するときの値とする。
- 3) 杭基礎、ケーソン基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎及び深礎基礎の限界状態の制限値については、それぞれIV編10.9、11.9、12.10、13.9及び14.8の規定による。
- 4) 以下のi)又はii)に該当する場合を除き、レベル1地震動を考慮する設計状況に対して、橋台及び橋台基礎がそれぞれ限界状態1及び限界状態3を超えない場合は、レベル2地震動を考慮する設計状況に対して下部構造の限界状態2及び限界状態3を超えないとみなしてよい。
 - i) 7.2の規定により橋に影響を与える液状化が生じると判定される土層を有する

地盤上にある場合

- ii) レベル2地震動に対する橋台の荷重支持条件がレベル1地震動に対する橋台の荷重支持条件と異なる場合
- 5) 2.3に規定する地盤振動変位による局所的な影響に対しては、構造条件、地盤条件等を適切に考慮して必要な配慮を行わなければならない。杭基礎等の柔な構造の場合は、地盤振動変位に対して、少なくとも、地盤振動変位の深さ方向分布が急変する土層境界付近で塑性変形能を確保すれば、必要な配慮を行ったとみなしてよい。

11.3 橋台及び橋台基礎に作用する力

- (1) 橋台及び橋台基礎に作用する力は、以下の1)及び2)とする。
 - 1) 4.2に規定する地震時土圧
 - 2) 4.1に規定する構造物及びフーチング上載土の慣性力
- (2) 上部構造の慣性力以外の(1)の算出に用いる設計水平震度は、4.1.6(5)に規定する地盤面の設計水平震度に基づいて式(11.3.1)により算出しなければならない。

$$k_{hA} = c_A c_{2z} k_{hg0} \dots\dots\dots (11.3.1)$$

ここに、

k_{hA} ：橋台及び橋台基礎の設計水平震度（四捨五入により小数点以下2桁とする）

c_A ：橋台及び橋台基礎の設計水平震度の補正係数で、1.00を標準とする。

c_{2z} ：レベル2地震動の地域別補正係数で、地震動のタイプに応じて3.4に規定する c_{Iz} 又は c_{IIz} を用いる。

k_{hg0} ：レベル2地震動の地盤面における設計水平震度の標準値で、地震動のタイプに応じて4.1.6(5)に規定する k_{Ihg0} 又は k_{IIhg0} を用いる。

11.4 橋台基礎の塑性化を期待する場合の橋台基礎の応答塑性率の算出

橋台基礎の塑性化を期待する場合の橋台基礎の応答塑性率は、基礎の非線形挙動、土圧の影響等を適切に考慮して、式(11.4.1)により算出しなければならない。

$$\mu_{Ar} = \delta_{Ar} / \delta_{Ay} \dots\dots\dots (11.4.1)$$

$$\delta_{Ar} = \mu'_{Ar} \delta'_{Ay} + \delta_0 \dots\dots\dots (11.4.2)$$

$$\delta_{Ay} = \delta'_{Ay} + \delta_0 \dots\dots\dots (11.4.3)$$

$$\left. \begin{aligned} \mu'_{Ar} &= \frac{1}{r} \left\{ -(1-r) + \sqrt{1-r+r(k_{hA}/k_{hyA})^2} \right\} & (r \neq 0) \\ \mu'_{Ar} &= \frac{1}{2} \left\{ 1 + (k_{hA}/k_{hyA})^2 \right\} & (r = 0) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11.4.4)$$

ここに、

μ_{Ar} ：橋台基礎の応答塑性率

δ_{Ar} ：橋台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水平変位 (m)

δ_{Ay} : 橋台基礎の降伏変位 (m) で、基礎形式別にⅣ編 10.9, 11.9, 12.10 及び 13.9 の規定による。

μ'_{Ar} : $k_h=0$, $\delta_A=\delta_0$ を原点とした場合の橋台基礎の応答塑性率

δ'_{Ay} : $k_h=0$, $\delta_A=\delta_0$ を原点とした場合の橋台基礎の降伏変位 (m)

δ_A : 上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)

δ_0 : $k_h=0$ として算出される地震時主働土圧による上部構造の慣性力の作用位置における水平変位 (m)

r : 橋台基礎の降伏剛性に対する二次剛性の比

k_{hyA} : 橋台基礎が降伏に達するときの水平震度 (四捨五入により小数点以下 2 桁とする)

k_{hA} : 式(11.3.1)により算出する橋台及び橋台基礎の設計水平震度

12 章 上部構造

12.1 適用の範囲

この章は、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における上部構造の耐震設計に適用する。

12.2 一般

- (1) 12.5 に規定する構造細目を満足したうえで、上部構造を構成する全ての部材等が 6.1 に規定する部材等の限界状態 1 を超えない場合には、上部構造の限界状態 1 を、部材等の限界状態 3 を超えない場合には、上部構造の限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁が、12.3 の規定を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (3) 曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁の塑性化を期待する場合、12.4 の規定を満足する場合には限界状態 3 を超えないとみなしてよい。

12.3 プレストレストコンクリート箱桁の限界状態 1

- (1) 曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁が、Ⅲ編 5.2 からⅢ編 5.4 の規定を満足したうえで、(2)を満足する場合には、限界状態 1 を超えないとみなしてよい。
- (2) 部材等に損傷が生じているものの、部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態に限

界状態 1 として、6.4 の規定に基づき、その限界の状態に対応する制限値を適切に設定したうえで、応答値がその制限値を超えない。

12.4 プレストレストコンクリート箱桁の限界状態 3

- (1) 曲げモーメント及び軸方向力を受けるプレストレストコンクリート箱桁が、Ⅲ編 5.2 からⅢ編 5.4 の規定を満足したうえで、(2)を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよい。
- (2) 部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態を限界状態 3 とし、6.4 の規定に基づき、その限界の状態に対応する特性値及び制限値を適切に設定したうえで、応答値がその制限値を超えない。

12.5 構造細目

12.5.1 上部構造の構造細目

- (1) 鋼上部構造の構造細目は、Ⅱ編 5 章及びⅡ編 9 章から 19 章の規定による。
- (2) コンクリート上部構造の構造細目は、Ⅲ編 5 章及び 7 章から 16 章の規定による。
- (3) 上部構造を構成する部材で 2.7.2 2) i)により脆性的な破壊が生じにくくなるように配慮する場合は、塑性変形能を確保できる適切な構造細目としなければならない。鉄筋コンクリート部材及び鋼部材では、少なくとも 6.2.5 及び 6.3.4 の規定を満足しなければならない。

12.5.2 支承部と上部構造との接合部における構造細目

- (1) 支承部と鋼上部構造との接合部は、支承端部の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鋼上部構造の部位において、補剛材を設けて局部変形を防ぐとともに、桁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、横桁又はダイアフラム等により補強しなければならない。
- (2) 支承部とコンクリート上部構造との接合部は、Ⅲ編 10.5 の規定による。

13 章 上下部接続部

13.1 支 承 部

13.1.1 支承部に作用する力

- (1) 支承部に作用する力は、橋の構造形式、支承の形式及び支承どうしの荷重分担等を考慮して設定しなければならない。
- (2) (3)及び(4)による場合には、(1)を満足するとみなしてよい。
- (3) 支承部に作用する水平力のうち地震の影響による力は、4.1 に規定する上部構造の慣性力とする。ただし、静的解析による場合で、鉄筋コンクリート橋脚又は基礎の塑性化を期待する場合には、塑性化を期待する橋脚又は基礎の応答変位が最大となるときの上部構造の慣性力の作用位置における水平力とする。
- (4) 支承部に作用する鉛直力のうち地震の影響による力は、以下の1)及び2)による。
 - 1) 式(13.1.1)及び式(13.1.2)により算出した値。なお、鉛直力及び反力はいずれも下向きを正とする。

$$R_{B\max} = R_D + \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \dots\dots\dots (13.1.1)$$

$$R_{B\min} = R_D - \sqrt{R_{HEQ}^2 + R_{VEQ}^2} \dots\dots\dots (13.1.2)$$

ここに、

$R_{B\max}$: 支承部に生じる鉛直力の最大値 (kN)

$R_{B\min}$: 支承部に生じる鉛直力の最小値 (kN)

R_D : 上部構造の死荷重により支承部に生じる反力 (kN)

R_{HEQ} : (3)により算出する水平力が作用したときに支承部に生じる鉛直反力 (kN)

R_{VEQ} : 設計鉛直震度によって支承部に生じる鉛直反力 (kN)で、式(13.1.3)により算出する。

$$R_{VEQ} = \pm k_V R_D \dots\dots\dots (13.1.3)$$

k_V : 設計鉛直震度で、4.1.6(5)に規定する地盤面における設計水平震度に、表-13.1.1に示す係数を乗じた値とする。

表-13.1.1 設計水平震度に乗じる係数

	レベル1地震動	レベル2地震動	
		タイプ I	タイプ II
係数	0.50	0.50	0.67

- 2) レベル 2 地震動を考慮する設計状況に対しては $-0.3R_D$ 。ただし、 R_{Bmin} が正の場合で鉛直方向の変位を拘束しなくても地震後に支承部の機能が確保される支承部を採用する場合は除く。

13.1.2 支承部の限界状態

- (1) 支承部の限界状態は、I 編 10.1.4 の規定による。
- (2) 支承部を構成する部材等の限界状態を設定する場合は、2.4.6 の規定に従い限界状態を超えないとみなせる制限値を適切に設定しなければならない。
- (3) (1)及び(2)の設定にあたっては、以下の 1)及び 2)の範囲を考慮して行わなければならない。
 - 1) 以下の i)及び ii)の力学的特性が、実験により明らかである範囲
 - i) 支承に求められる荷重伝達、変位追随等の機能が失われるときが明らかであり、その状態に対する安全性が確保できること。
 - ii) 地震による繰返し作用に対して強度の低下が生じず安定して挙動すること。
 - 2) 支承の荷重と変位の関係、減衰特性等の力学的特性を評価する方法が明らかである範囲
- (4) (3)1)にあたっては、少なくとも以下の 1)及び 2)の実験条件を考慮しなければならない。
 - 1) 支承部に作用する鉛直力と水平力に応じた荷重抵抗機構
 - 2) 温度等、支承の使用が想定される環境条件

13.1.3 支承部の耐荷性能の照査

13.1.1 で算出した力が作用したときの支承部各部の応答が、以下の 1)から 3)を満足する場合は、支承部の限界状態を超えないことについて所要の信頼性を有するとみなしてよい。

- 1) 支承部の限界状態 1
13.1.2 の規定に基づき設定した支承部の限界状態 1 に対応する部材等の抵抗の制限値を超えない。
- 2) 支承部の限界状態 2
13.1.2 の規定に基づき設定した支承部の限界状態 2 に対応する部材等の抵抗の制限値を超えない。
- 3) 支承部の限界状態 3
13.1.2 の規定に基づき設定した支承部の限界状態 3 に対応する部材等の抵抗の制限値を超えない。

13.1.4 上下部構造との取付部

上部構造及び下部構造への支承取付部は、6.5の規定に従い地震の影響に伴う載荷の繰返しも考慮したうえで、作用を分担する耐荷機構を適切に設定し、それが確実に実現される構造としなければならない。

13.2 遊間及び伸縮装置

13.2.1 遊 間

- (1) 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は、地震の影響を考慮する設計状況において、衝突しないように必要な遊間を設けることを原則とする。
- (2) 上部構造端部の遊間を、式(13.2.1)により算出する値以上とする場合には、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たものとみなしてよい。

$$\left. \begin{aligned} S_{BR} &= c_B u_s + L_A \quad (\text{橋軸方向に隣接する上部構造の間}) \\ S_{BR} &= u_s + L_A \quad (\text{上部構造と橋台又は橋脚の段違い部の間}) \end{aligned} \right\} \dots\dots (13.2.1)$$

ここに、

S_{BR} : 上部構造端部の必要遊間量 (mm)

c_B : 遊間量の固有周期差別補正係数で、橋軸方向に隣接する2連の上部構造の各上部構造を含む設計振動単位の固有周期差 ΔT に基づいて表-13.2.1の値とする。

表-13.2.1 遊間量の固有周期差別補正係数 c_B

固有周期差比 $\Delta T/T_1$	c_B
$0 \leq \Delta T/T_1 < 0.10$	1
$0.10 \leq \Delta T/T_1 < 0.80$	$\sqrt{2}$
$0.80 \leq \Delta T/T_1 \leq 1.00$	1

注) $\Delta T = T_1 - T_2$ で、 T_1 、 T_2 は、それぞれ、橋軸方向に隣接する2連の上部構造の各上部構造を含む設計振動単位の固有周期を表す。
ただし、 $T_1 \geq T_2$ とする。

u_s : レベル2地震動を考慮する設計状況に対して、遊間量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 (mm)。なお、1つの橋脚上において2連の上部構造を支持する場合等で固有周期差別補正係数 c_B を用いて遊間量を算出する場合は、各上部構造を含む設計振動単位の固有周期のより長い方の上下部構造間における最大相対変位とする。

L_A : 遊間量の余裕量 (mm)

13.2.2 伸縮装置

- (1) 伸縮装置の伸縮量は、変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況に対して式(13.2.2)により算出する値以上を確保する。ただし、I編10.3.3に規定する設計伸縮量を下回ってはならない。

$$\left. \begin{aligned} L_{ER} &= c_B \delta_R + L_A \quad (\text{橋軸方向に隣接する上部構造の間}) \\ L_{ER} &= \delta_R + L_A \quad (\text{上部構造と橋台間}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13.2.2)$$

ここに、

L_{ER} ：地震の影響を考慮する設計状況に対する伸縮装置の設計伸縮量 (mm)

c_B ：遊間量の固有周期差別補正係数で、橋軸方向に隣接する2連の上部構造の各上部構造を含む設計振動単位の固有周期差 ΔT に基づいて表-13.2.1の値とする。

δ_R ：変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況に対して伸縮装置の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 (mm)

L_A ：伸縮量の余裕量 (mm)

- (2) 伸縮装置及び伸縮装置と上下部構造との接合部は、変動作用支配状況のうち地震の影響を考慮する設計状況において作用する力を、上下部構造に確実に伝達できるようにしなければならない。

13.3 落橋防止システム

13.3.1 一般

- (1) 落橋防止システムは、以下の1)から3)の設計で考慮する方向に対して独立して働くシステムから構成されるものとする。
- 1) 橋軸方向
 - 2) 橋軸直角方向
 - 3) 水平面内での回転方向 (以下「回転方向」という。)
- (2) 橋軸方向に対しては13.3.2、橋軸直角方向に対しては13.3.3及び回転方向に対しては13.3.4の規定による場合には、上部構造が容易には落下しないように適切な対策を講じたとみなしてよい。
- (3) 13.3.9の規定による場合は、(2)によらず、上部構造が容易には落下しないように適切な対策を講じたとみなしてよい。

13.3.2 橋軸方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

- (1) 橋軸方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、(2)の桁かかり長を確保するとともに、(3)の落橋防止構造を設けることにより行う。
- (2) 橋軸方向に対する桁かかり長は、以下の1)から3)を満足するように確保する。

- 1) 必要桁かかり長は、一連の上部構造の端支点部において確保する。ただし、図-13.3.1に示す下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない場合は、当該支点部でも確保する。
- 2) 必要桁かかり長は、一連の上部構造端部から橋軸方向に確保する。
- 3) 必要桁かかり長は、13.3.5(1)の規定により算出する。
- (3) 落橋防止構造は、13.3.6に規定する構造を、以下の1)から3)により設置する。
 - 1) 落橋防止構造は、一連の上部構造を支持する支点部のうち、必要桁かかり長を確保した支点部に設置する。
 - 2) 落橋防止構造は、上部構造がこれを支持する下部構造から橋軸方向に対する桁かかり長を超えて逸脱することのない範囲で機能するように設置する。
 - 3) 落橋防止構造を橋軸方向に対する桁かかり長の0.75倍以下の範囲で機能するように設置する場合には、2)を満足するとみなしてよい。
- (4) 橋軸方向に対して、両端が橋台に支持された一連の上部構造を有する橋で、以下の1)から3)を満足する場合には、(3)によらず、パラペットと橋台背面土が協働して落橋防止構造と同等の役割を果たすとみなしてよい。
 - 1) IV編7.4.4に規定するパラペットを有し、かつ、橋台背面土圧に対して抵抗するように設計された橋台であること。ただし、橋脚と同様の振動特性を有する橋台は除く。
 - 2) 上部構造が、一方の上部構造端部における橋軸方向に変位したと仮定したときに、他端部に位置する橋台パラペットで拘束される状態になること。
 - 3) 2)の状態となるときに、上部構造端部が下部構造上に留まっていること。

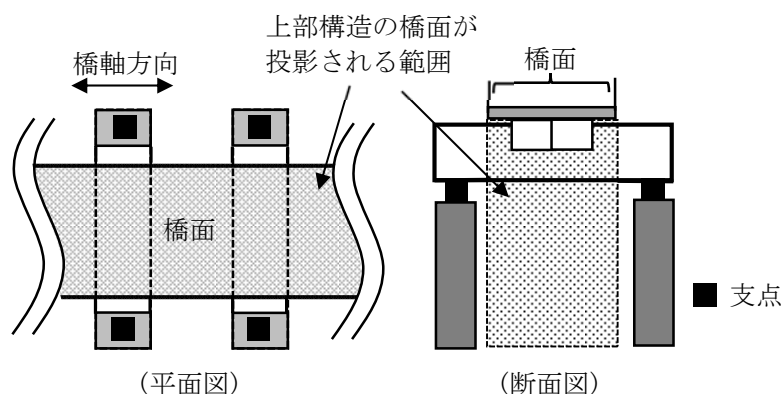


図-13.3.1 下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にない構造の例

13.3.3 橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

- (1) 橋軸直角方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、(2)の桁かかり長を確保することにより行う。
- (2) 橋軸直角方向に対する桁かかり長は、以下の1)から3)を満足するように確保する。
 - 1) 必要桁かかり長は、一連の上部構造の全ての支点部において確保する。

- 2) 必要桁かかり長は、橋軸直角方向に確保する。
- 3) 必要桁かかり長は、上部構造が下部構造に対して相対的に橋軸直角方向に13.3.5(1)の規定により算出した長さ分だけ移動した場合に、安定して下部構造上に留まることのできる長さとする。ただし、13.3.5(1)の規定により算出した必要桁かかり長が一連の上部構造の両端部で異なる場合は、いずれか長い方を用いる。

13.3.4 回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策

- (1) 回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、一連の上部構造の水平面内での回転挙動を想定した場合に、これに隣接する上部構造、橋脚の段違い部又は橋台パラペットで挙動が拘束されないときに行う。
- (2) 回転方向に対して上部構造が容易には落下しないための対策は、(3)の桁かかり長を確保するとともに、(4)の横変位拘束構造を設けることにより行う。
- (3) 回転方向に対する桁かかり長は、以下の1)から3)を満足するように確保する。
 - 1) 必要桁かかり長は、一連の上部構造の端支点部において確保する。
 - 2) 必要桁かかり長は、一連の上部構造端部から当該端支点部の支承線に直角な方向に確保する。
 - 3) 必要桁かかり長は、13.3.5(2)の規定により算出する。
- (4) 横変位拘束構造は、13.3.7の規定による構造を、以下の1)及び2)により設置する。
 - 1) 横変位拘束構造は、上部構造の回転を拘束する位置に設置する。
 - 2) 横変位拘束構造は、上部構造がこれを支持する下部構造から回転方向に対する桁かかり長を超えて逸脱することのない範囲で機能するように設置する。

13.3.5 必要桁かかり長

- (1) 必要桁かかり長は、式(13.3.1)により算出する値とする。ただし、この値が式(13.3.2)により算出する値を下回る場合には、式(13.3.2)により算出する値とする。

$$S_{ER} = u_R + u_G \cdots \cdots \cdots (13.3.1)$$

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005l \cdots \cdots \cdots (13.3.2)$$

$$u_G = \varepsilon_G L \cdots \cdots \cdots (13.3.3)$$

ここに、

S_{ER} ：必要桁かかり長 (m)

u_R ：レベル2地震動を考慮する設計状況において生じる支承部の最大応答変形量 (m)で、地盤の流動化を考慮する場合には流動化した際の最大応答変形量を含む。ただし、4.4に規定する地盤の流動力を考慮する場合で、流動力を作用させたときに生じる基礎天端における水平変位が基礎の降伏に達するときの水平変位を上回る場合には、さらに0.5mを加える。

u_G : 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} : 必要桁かかり長の最小値 (m)

ε_G : 地震時地盤ひずみで、地盤種別がⅠ種、Ⅱ種、Ⅲ種に対して、それぞれ、0.00250, 0.00375, 0.00500とする。ここで、一連の上部構造が異なる地盤種別上に設置された下部構造により支持されている場合は、そのうち最も地震時地盤ひずみが大きい地盤種別の値を用いる。

L : 必要桁かかり長の算定に用いる下部構造間の距離 (m)

l : 支間長 (m) で、1橋脚上に2つの上部構造の端部が支持され両側の支間長が異なる場合には、いずれか大きい方の支間長を用いる。

- (2) 回転方向に対する必要桁かかり長は、式(13.3.4)により算出する値とする。ただし、一連の上部構造の両端部でそれぞれ算出する値が異なる場合には、いずれか長い方とする。

$$S_{E\theta R} = 2L_\theta \sin(\alpha_E/2) \cos(\alpha_E/2 - \theta) \dots\dots\dots (13.3.4)$$

ここに、

$S_{E\theta R}$: 13.3.4(1)の条件に該当する橋の必要桁かかり長 (m)

L_θ : 上部構造の一連の長さ (m)

θ : 回転条件を評価するための角度 (°)

α_E : 限界脱落回転角 (°) で、一般に2.5°としてよい。

13.3.6 落橋防止構造

- (1) 落橋防止構造に作用する水平力は、式(13.3.5)により算出する。

- 1) 上下部構造間で拘束する形式の落橋防止構造の場合

$$H_F = P_{LG}$$

ただし、 $H_F \leq 1.5R_d$

- 2) 2連の上部構造を相互に連結する形式の落橋防止構造の場合

$$H_F = 1.5R_d$$

} $\dots\dots (13.3.5)$

ここに、

H_F : 落橋防止構造に作用する水平力(kN)

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

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

- (2) 落橋防止構造の設計は、桁かかり長を超えない範囲で必要な強度を発揮し、かつ、(1)の水平力に対して弾性域に留まるようにする。

13.3.7 横変位拘束構造

- (1) 横変位拘束構造に作用する水平力は、式(13.3.6)により算出する。

$$\left. \begin{array}{l} H_s = P_{TR} \\ \text{ただし, } H_s \leq 3k_h R_d \end{array} \right\} \dots\dots\dots (13.3.6)$$

ここに、

H_s : 横変位拘束構造に作用する水平力 (kN)

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

k_h : レベル1地震動に相当する設計水平震度で、4.1.6の規定による。

R_d : 上部構造の死荷重により必要桁かかり長を確保する下部構造の支点部に生じる鉛直反力 (kN)

- (2) 横変位拘束構造の設計は、桁かかり長を超えない範囲で必要な強度を発揮し、かつ、(1)の水平力に対して弾性域に留まるようにする。

13.3.8 落橋防止構造及び横変位拘束構造の構造設計上の配慮

落橋防止構造及び横変位拘束構造の構造及び配置は、以下の1)から4)に配慮しなければならない。

- 1) 落橋防止構造及び横変位拘束構造は、これらに作用する衝撃的な力をできるだけ緩和できる構造とする。
- 2) 設計で考慮する方向以外に上下部構造間の相対変位が生じた場合でも、橋軸方向、橋軸直角方向及び回転方向のシステムがそれぞれ働き、協働して上部構造が容易には落下しないようにそれぞれの方向のシステムの設計を行う。
- 3) 落橋防止構造及び横変位拘束構造並びにこれらの周辺にある構造の経年の劣化の影響に対して、点検及び修繕が困難となる箇所ができるだけ少ない構造及び配置とする。
- 4) 塵埃、滞水等による上下部接続部及び上下部構造の腐食等を生じさせにくい構造及び配置とする。

13.3.9 落橋防止構造及び横変位拘束構造の設置の例外

- (1) 一連の上部構造を有する3径間以上の橋で、全ての下部構造上の支点が上部構造の橋面の水平投影面上にあり、以下の1)又は2)に該当する場合は、13.3.2から13.3.4の規定のうち必要桁かかり長のみを確保する。ただし、回転方向に対する必要桁かかり長は、13.3.5(1)の規定により算出する。
- 1) 上下部接続部が2基以上の下部構造で剛結の場合
 - 2) 1支承線上の支承数が1つである下部構造を除いた4基以上の下部構造において、

橋軸方向に対して剛結，弾性支持若しくは固定支持又はこれらの併用からなる場合。ただし，橋軸方向に対してレベル 2 地震動を考慮する設計状況において生じる一連の上部構造の重量による慣性力のうち，その半分以上の慣性力を 1 支承線で分担していない場合に限る。

(2) (1)の条件に該当しないラーメン橋又は一連の上部構造が 1 支承線上の支承数が 1 つである下部構造を除いた 4 基以上の下部構造で支持されている 3 径間以上の橋の場合で，13.3.4(1)の規定に該当するときは，以下の 1)から 3)による。

- 1) 橋軸方向に対しては，13.3.2 の規定による。
- 2) 橋軸直角方向に対しては，13.3.3 の規定による。
- 3) 回転方向に対しては，13.3.4(3)1)及び 2)並びに 13.3.5(1)に規定する必要桁かかり長を確保する。

14 章 免震橋

14.1 適用の範囲

この章は，免震橋の耐震設計に適用する。

14.2 一 般

(1) 免震橋における橋の限界状態 2 を上部構造，下部構造及び免震支承の限界状態で代表させる場合には，2.4.3 の規定によらず，以下の 1)から 3)による。

1) 上部構造

Ⅱ編 3.4.2 又はⅢ編 3.4.2 に規定する上部構造の限界状態 1

2) 下部構造

以下の i)又は ii)による。

i) Ⅳ編 3.4.2 に規定する下部構造の限界状態 1

ii) 下部構造の限界状態 1 を超えるものの，限界状態 2 を超えない範囲で，下部構造の塑性化が免震支承によるエネルギー吸収の確実性に影響を及ぼさない限界の状態

3) 免震支承

Ⅰ編 10.1.4 に規定する支承部の限界状態 2

(2) 以下の 1)から 5)のいずれかの条件に該当する場合は，原則として免震橋を採用しない。

1) 基礎周辺の地盤が，3.5 3)に規定する耐震設計上の土質定数を零にする土層を有する地盤の場合

- 2) 下部構造のたわみ性が大きいこと等により、もともと固有周期の長い橋等で、橋の固有周期の長周期化の効果又はエネルギー吸収の確実性が期待できない可能性がある場合
 - 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) 永続作用支配状況において、ゴム製の支承本体に引張力が生じる場合
 - 5) 基礎の塑性化を期待する設計を行う場合
- (3) 免震橋では、上部構造の端部に設計上の変位を確保できる遊間を設けなければならない。また、橋軸方向に免震支承によるエネルギー吸収を期待し、橋軸直角方向の支承条件を固定支承とする場合には、橋軸直角方向の変形を拘束する部材が、免震支承の橋軸方向の変形を拘束しないように配慮しなければならない。
- (4) 免震支承をエネルギー吸収による慣性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、免震支承のエネルギー吸収による効果を考慮してはならない。

14.3 免震橋における下部構造の限界状態

以下の 1) 及び 2) を満足する場合は、14.2(1)2) ii) に規定する下部構造の限界の状態を超えないとみなしてよい。

- 1) 鉄筋コンクリート橋脚の場合は、鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位が、式(14.3.1)により算出する水平変位の制限値を超えない。

$$\delta_{s2di} = \delta_{s2d} / \alpha_m \cdots \cdots \cdots (14.3.1)$$

ただし、 δ_{s2d} / α_m が δ_{yEd} 以下となる場合は、 $\delta_{s2di} = \delta_{yEd}$ とする。

ここに、

δ_{s2di} : 免震支承によるエネルギー吸収が可能な鉄筋コンクリート橋脚の限界の状態に対応する水平変位の制限値 (mm)

δ_{s2d} : 塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 2 に対応する水平変位の制限値 (mm) で、式(8.4.2)により算出する。

α_m : 免震支承によるエネルギー吸収が可能な鉄筋コンクリート橋脚の限界の状態に対応する水平変位の制限値を算出するための係数で、2.0 とする。

δ_{yEd} : 鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 1 に対応する水平変位の制限値 (mm) で、式(8.4.1)により算出する。

- 2) IV編 9 章から 14 章に規定する基礎の限界状態 1 を超えない。