

2000.6.13
2000.7.31
2000.9.20
2000.9.28
2000.10.5
2000.10.13

2000.12.7

建築構造計算指針

第 4 章

金属構造

(案)

2000年9月

金属系設計規準 S W G (2000 年 3 月)

[2000 年 3 月]

主 査 木村 衛

副主査 真喜志 卓

幹 事 園部 隆夫

委 員 安達 守弘

奥村 武

小林 秀雄

鈴木 俊彦

丸岡 義臣

井之上 一博

加賀美 安男

後閑 章吉

中川 容一

溝口 義浩

内田 三雄

木村 充一

榊間 隆之

長尾 直治

横田 和忍

宇野 寿郎

久保田 勤

鈴木 俊雄

土肥 俊雄

和田 泰宏

目 次

第4章 金属構造

1. 総論	4.1
2. 適用範囲	4.1
3. 荷重の取り扱い	4.1
4. 材料	4.2
4.1 構造用鋼材	4.2
4.2 高力ボルト・ボルト・スタッド・ターンバックル・アンカーボルト	4.3
4.3 溶接材料	4.4
4.4 材料定数	4.4
5. 検証方法	
5.1 固定荷重・積載荷重・風荷重に対する検証	4.5
5.1.1 限界値	4.5
5.1.2 使用限界状態	4.6
5.1.3 損傷限界状態	4.6
5.1.4 安全限界状態	4.6
5.2 地震荷重に対する検証	4.6
5.2.1 限界値	4.6
5.2.2 損傷限界状態	4.7
5.2.3 安全限界状態	4.7
5.2.4 耐震設計に関する留意事項	4.8
6. 耐力の算定	4.9
6.1 部材の耐力	4.9
6.2 接合部の耐力	4.15
6.3 柱脚の耐力	4.18
6.4 その他の設計	4.19
6.4.1 二次部材	4.19
6.4.2 床	4.20
6.4.3 屋根	4.22

付 4. 材料

付 4.1 各種材料規格

付 4.2 高力ボルト・ボルト・スタッド及びターンバックル

付 4.3 溶接材料

付 5. 検証方法

付 5.1 骨組の構造区分

付 5.2 部材の構造区分

付 5.3 接合部規定

付 5.4 構造特性係数

付 6. 算定式

付 6.1 部材の耐力

付 6.2 接合部の耐力

付 6.3 柱脚の耐力と剛性

1. 総論

本章は金属構造建物の構造設計に適用する。建物の性能評価は、使用限界状態、損傷限界状態、安全限界状態に対応させる。各限界状態において基本的に保有すべきレベルに対しては政令により設定されるが、本来性能設計の観点から施主との対話により目標性能は規定されるものである。ただし本章はまず政令レベルの基準級を対象とし、より上級の性能設計については本規準設計指針によることとする。

基準級の損傷限界と安全限界の2つの検証については、本章では地震荷重以外安全限界の検証のみで網羅されることを基本とするが、両方の検証（ダブルチェック）も必要に応じて行う。建物の安全限界状態の検証は部材の終局限界耐力を基本とし、建物の損傷限界状態の検証は部材の降伏限界耐力を基本とする。ただし降伏限界耐力は素材の降伏のみをさすのではなく、部材レベルで大きく剛性の低下する耐力レベルをいう。

本章の内容は、鋼構造については日本建築学会の「限界状態設計指針（LSD 指針）」を骨子にしているが従来の許容応力度設計法をさまたげるものではない。ステンレス構造、アルミニウム合金構造については、それぞれの協会の「ステンレス建築構造設計施工基準」、「アルミニウム合金建築設計施工規準」に準拠するとして、本章においては直接文章化はしていない。今後、検討・追記・改正していくこととしている。

2. 適用範囲

本章は鋼材、ステンレス鋼材、アルミニウム合金材を用いた組み立て部材を含むラーメン骨組み、ブレース付きラーメン骨組み構造形式による金属構造建物を対象とする。

3. 荷重の取り扱い

3.1 荷重の基本値、荷重係数および荷重の組み合わせ

構造設計に用いる荷重は、固定荷重(D)、積載荷重(L)、積雪荷重(S)、風荷重(W)および中地震動と大地震動に対する地震荷重(E1, E2)ならびに、これらの組み合わせ荷重とし、必要に応じて土圧、水圧その他の荷重を考慮する。

各荷重(D、L、S、W、E)に対する荷重の基本値、荷重係数および荷重の組み合わせについては、本規準設計指針による。

3.2 衝撃効果を持つ荷重

衝撃効果を伴う積載荷重を支持する構造部分にあっては、その効果を評価して荷重の割り増しを行なう。

1)

3.3 天井クレーン走行路に作用する水平力

走行方向の制動力、走行方向に直角に作用する水平力、つり荷の斜め方向引張り力を考慮する。地震力については特別な場合を除き、つり荷の重量を無視することができる。²⁾

3.4 繰返し荷重

同じ断面内において応力の大きさがひんぱんに変化する場合には、繰返し応力による疲労の影響を考慮する。

3.5 温度応力

温度変化によって特に大きな応力を受ける構造物は、その影響を考慮する。²⁾

4. 材料

構造用鋼材では試験によって特性値を定める鋼材の他、JIS 規格品、日本鋼構造協会規格品、日本建築センター評価品および建設大臣認定品を含む。

4.1 構造用鋼材

4.1.1 規格、適用範囲及び材料強度

(1) 安全限界状態設計において、塑性変形が想定される部位など主として構造上主要な部分に用いる溶接構造用鋼材の材質は、特別の場合を除き付 4 (付表 4.1) に示す規格に適合したものとする。またその材料の降伏強さ F_y および引張強さ F_u は、表 4.1 および 表 4.2 に示す値とする。

ここで示される溶接構造用鋼材は、十分な塑性変形能力が期待できる構造区分に該当する構造物に適用する。また(2)に示す SM 材及び SMA 材については、その鋼材が SN 材の規定を満足していることが証明できればこの範疇に含むことができる。

表 4.1 主要構造用鋼材の材料の強さ (tf/cm²)

強さ	鋼材種別		SN 400B,C	SN 490B,C
	板厚区分		STKN 400B*1	STKN 490B*1
F_y	厚さ 40mm 以下		2.4	3.3
	厚さ 40mm を超え 100mm 以下			
F_u	厚さ 100mm 以下		4.1	5.0

註 *1 : STKN400B,490B の F_y 及び F_u 値は JIS G 3475 の降伏点または耐力,引張強さの下限値を単位変換した数値である。

表 4.2 主要構造用鋼材の材料の強さ (tf/cm²)

強さ	鋼材種別		TMCP 鋼*2	TMCP 鋼*2	*3 SA 440B,C
	板厚区分		325B,CN/mm ² 級	335B,CN/mm ² 級	
F_y	厚さ 40mm 以下		-	-	4.5
	厚さ 40mm を超え 100mm 以下		3.3	3.6	
F_u	厚さ 100mm 以下		5.0	5.3	6.0

註 *2 : TMCP 鋼 325,355 級の F_y 及び F_u 値は建設大臣一般認定の降伏点または耐力,引張強さの下限値を単位変換した数値である。

*3 : SA 440B,C の F_y 及び F_u 値は建設大臣一般認定の降伏点または耐力,引張強さの下限値を単位変換した数値である。

(2) 熱間圧延鋼材、冷間加工を受けた鋼材及び鋳鋼などの溶接構造用鋼材の材質は、特別の場合を付 4 (付表 4.2) に示す規格に適合したものとする。またその材料の降伏強さ F_y および引張強さ F_u は、表 4.3、表 4.4(1)及び(2)に示す値とする。

ここで示される溶接構造用鋼材は、十分な塑性変形能力が期待できない構造区分に該当する構造物に適用する。

表 4.3 溶接構造用鋼材の材料の強さ (tf/cm²)

強さ	鋼材種別		SM 400	SM 490	SM 520
	板厚区分		SMA 400	SM 490Y SMA 490 SCW 490-CF*1	
F_y	厚さ 40mm 以下		2.4	3.3	3.6
	厚さ 40mm を超え 100mm 以下				
F_u	厚さ 100mm 以下		4.1	5.0	5.3

*1 : SCW 490-CF の板厚区分は、8mm 以上 60mm 以下

表 4.4(1) 冷間加工材および鋳鋼の材料の強さ (tf/cm²)

鋼材種別	SSC 400 SWH 400	STK 400 STKR 400	STK 490 STKR 490	SDP 1T	SDP 2 SDP 2G SDP 3	SCW 410 SCW 480	
板厚範囲	2.3 ~ 6.0	2.3 ~ 22.0*1		1.2 ~ 6.0		8.0 ~ 60.0	
強さ	Fy	2.4	2.4	3.3	2.1	2.4	2.4
	Fu	4.1	4.1	5.0	3.0	4.1	4.1

註 *1 : STKR 400 および STKR 490 の板厚は、12mm 以下

表 4.4(2) 冷間加工材および鋳鋼の材料の強さ (tf/cm²)

強さ	鋼材種別	BCP235*2	BCP325*2	BCR295*3
	板厚区分			
Fy	厚さ 40mm 以下	2.4	3.3	3.0
	厚さ 40mm を超え 100mm 以下	-	-	
Fu	厚さ 100mm 以下	4.1	5.0	4.1

註 *2 : BCP235, 325 の Fy 及び Fu 値は日本建築センターの評価値の降伏点または耐力、引張強さの下限値を単位変換した数値である。また板厚範囲は 12mm 以上 40mm 以下である。

*3 : BCR295 の Fy 及び Fu 値は建設大臣一般認定の降伏点または耐力、引張強さの下限値を単位変換した数値である。また板厚範囲は 6mm 以上 22mm 以下である。

- (3) 溶接を使用しない部分に用いる圧延鋼材、鋳鉄、鋳鋼及び鍛鋼の材質は、特別の場合を除き付 4 (付表 4.3) に示す規格に適合したものとする。またその材料の降伏強さ Fy および引張強さ Fu は、表 4.5 に示す値とする。

表 4.5 溶接をしない部分に用いる鋼材などの材料の強さ (tf/cm²)

強さ	鋼材種別	SN 400A SS 400	SS 490	SS 540	SC 450	SC 480	SF 490	SF 540
	板厚区分							
Fy	厚さ 40mm 以下	2.4	2.8	3.8	2.3	2.5	2.5	2.8
	厚さ 40mm を超え 60mm 以下	2.2	-	-	-	-	-	-
Fu	厚さ 60mm 以下	4.1	5.0	5.5	4.6	4.9	5.0	5.5

4.1.2 構造用鋼材の形状及び寸法規格

構造用鋼材の形状及び寸法規格は付 4 (付表 4.4) による。

4.2 高力ボルト・ボルト・スタッド・ターンバックル・アンカーボルト

4.2.1 規格および材料強度

(1) 高力ボルト・ボルト・スタッド及びターンバックル

高力ボルト、ボルト、スタッドの規格は、付 4 (付表 4.5) 「高力ボルト・ボルト・スタッドおよびターンバックルの規格」による。またその材料の降伏強さ Fy および引張強さ Fu は、表 4.6 に示す値とする。

表 4.6 高力ボルト・ボルト・スタッドの材料の強さ(tf/cm²)

鋼種 強さ	高力ボルト		ボルト	頭付き スタッド
	F8T	F10T	4T	
Fy	6.4	9.0	2.4	2.4
Fu	8.0	10.0	4.1	4.1

(2) アンカーボルト

アンカーボルトの規格は付 4 (付表 4.6) 「アンカーボルトの規格」による。またその材料の降伏強さ Fy および引張強さ Fu は、表 4.7 に示す値とする。

表 4.7 アンカーボルトの材料の強さ(tf/cm²)

鋼種 強さ	SN400B, SNR400A, SNR400B	SM490A, SN490B, SNR490B
Fy	2.4	3.3
Fu	4.1	5.0

4.3 溶接材料

4.3.1 規格

溶接材料の規格は付 4 (付表 4.7) 「溶接材料の規格」による。

4.3.2 強度

鋼材の溶接継ぎ目の降伏強さおよび引張強さは、完全溶け込み溶接についてはそれぞれ溶接される母材の降伏強さおよび引張強さとし、隅肉溶接については、それぞれ溶接される母材の降伏強さおよび引張強さの 1/ 3 とする。なお、母材の強度が異なる場合には小さいほうの値を溶接継ぎ目の強さとする。

溶接材料は母材の種類、継手形式等を考慮し鋼材の強度に適合したものを付 4 (付表 4.8) 「溶接材料の標準適用区分」より選定する。

4.4 材料定数

構造用鋼材の材料定数のうち、縦弾性係数、せん断弾性係数、ポアソン比および線膨張係数は、鋼種および板厚によらず表 4.8 に示す値とする。

表 4.8 鋼材の材料定数

定数 材料	縦弾性係数 E(tf/cm ²)	せん断弾性係 数 G(tf/cm ²)	ポアソン比	線膨張係数 (1/)
鋼材	2100	810	0.3	0.000012

5 検証方法

5.1 固定荷重・積載荷重・積雪荷重・風荷重に対する検証

固定荷重、積載荷重、積雪荷重、風荷重およびこれらの組み合わせに対しては、限界状態設計法を適用する。

5.1.1 限界値

各限界状態に対する評価基準は、「性能設計の進め方 第5章 目標性能と性能メニュー」による。

検討対象となる限界状態は、標準級建物では表-5.1によってよい。

表-5.1 荷重の組合せと限界値

		使用限界	損傷限界	安全限界
固定+積載時	スラブ・小梁	1.0D + 1.3L (Lは面積低減してよいものとする) (ひび割れ巾、)たわみ制限	1.0D + 2.5L 0.9(1.4D + 1.7L) 鋼材等降伏以内	
	架構	1.0D + 1.0L (ひび割れ巾、)たわみ制限	1.5(1.0D + 1.0L) 鋼材等降伏以内	
積雪時	一般		1.0D + 0.5L + 1.0S (鋼材等降伏以内 + 変形制限)	1.1D + 0.5L + 1.6S 終局強度以内
	多雪	1.0D + 0.5L + 0.8S ひび割れ巾、たわみ	1.0D + 0.5L + 1.0S (鋼材等降伏以内 + 変形制限)	1.1D + 0.5L + 1.4S 終局強度以内
強風時	一般	(1.0D + 0.5L + W ₀) (振動居住性は、必要に応じて検討)	1.0D + 0.5L + 1.0W 1.0D + 1.0W (鋼材等降伏以内 +)変形制限	1.1D + 0.5L + 1.6W 1.0D + 1.6W 終局強度以内 + (変形制限)
	多雪	(1.0D + 0.5L + 0.4S + W ₀) (振動居住性は、必要に応じて検討)	1.0D + 0.5L + 0.5S + 1.0W 1.0D + 1.0W (鋼材等降伏以内 +)変形制限	1.1D + 0.5L + 0.5S + 1.4W 1.0D + 1.6W 終局強度以内 + (変形制限)

固定+積載のスラブの欄は、事務室での用途を示す。

(): 必要に応じて検討する。

W₀は、例えば年最大風速の平均値による風圧力とする。

- (1) (+ S1* S) は多雪地域について適用する
- (2) 建築鋼構造建物に適用する抵抗係数 は、標準級建物では、架構損傷限界耐力の算定に用いるとき、降伏耐力に対し =1.0 とし、架構安全限界耐力の算定に用いるとき、終局耐力に対し =1.0 としてよい。
- (3) 検討対象となる各限界状態に用いる荷重係数 は本設計指針「第1章 設計荷重・外力」による。

5.1.2 使用限界状態

- (1) 荷重は、長期的に作用している荷重（固定荷重、積載荷重および多雪地域では積雪荷重）およびこれらの組み合わせに対して定められた荷重係数により算定する。
- (2) 変形量を算定するための解析手法は、静的弾性解析を基本とし、必要に応じて動的弾性解析を用いる。
- (3) 算出された変形量が、使用限界状態に対する評価基準を超えていないことを確認する。
- (4) 必要に応じて、振動応答結果が振動感覚曲線を超えていないことを確認する。

5.1.3 損傷限界状態

- (1) 荷重は、長期的に作用している荷重と、たまに生じる積雪荷重、風荷重およびこれらの組み合わせに対して定められた荷重係数により算定する。
- (2) 応力と変形量を算定するための解析手法は、弾性解析を基本とする。
算定された架構および架構を構成する部材や接合部に生じる応力と変形量が降伏限界耐力を超えていないことを確認する。また、風荷重を含む荷重の組み合わせに対しては降伏限界耐力とともに損傷限界変形を超えていないことを確認する。

なお、たまに生ずる積雪荷重、風荷重は安全限界状態に対する検証で代行できる場合は省略できる。

5.1.4 安全限界状態

- (1) 荷重は、ごくまれに生じる積雪荷重、風荷重およびこれらの組み合わせに対して定められた荷重係数により算定する。
- (2) 解析手法は線形解析を基本とする。
- (3) 十分に塑性変形能力が期待できる構造区分のラーメンおよび筋かい付ラーメンは終局限界耐力により評価する。また、塑性解析もしくは静的弾塑性解析を用いることができる。
- (4) 塑性変形能力の期待できない構造区分のラーメンおよび筋かい付ラーメンは降伏限界耐力により評価する。
- (5) トラス形式構造物は上記4)と同様とする。ただし、該当する構造区分に応じて、上記3)で検証することができる。
- (6) 算定された架構の終局耐力が架構の安全限界耐力を超えていることを確認する。
- (7) 必要に応じて、架構を構成する部材や接合部に生じる応力が、終局限界耐力を超えていないことを確認する。
- (8) 小梁、サブビーム、母屋などの安全限界状態設計はこれらの部材断面要素の幅厚比が、局部座屈に対して十分な塑性変形能力が期待でき、さらに曲げ材の細長比が横座屈に対して十分な塑性変形能力が期待できる場合は単純塑性理論による塑性設計法を適用してよい。

5.2 地震荷重に対する検証

地震荷重およびこれを含む荷重の組み合わせに対し、標準級建物では中地震動に対する損傷限界状態、および、大地震に対する安全限界状態の2種類の検証を行う。

5.2.1 限界値

各限界状態に対する評価基準は、「性能設計の進め方 第5章 目標性能と性能メニュー」による。
検討対象となる限界状態は、標準級建物では表-5.2によってよい。

表 - 5.2a 荷重の組み合わせ

	使用限界	損傷限界	安全限界
一般		1.0D + 0.5L + E ₁ 1.0D + E ₁	1.1D + 0.5L + E ₂ 1.0D + E ₂
多雪		1.0D + 0.5L + 0.5S + E ₁ 1.0D - E ₁	1.1D + 0.5L + 0.5S + E ₂ 1.0D + E ₂

表 - 5.2b 標準級建物に対する検討項目と限界値

		検討項目		備考
損傷限界状態 (中地震動)		塑性率 層間変形角	μ 1.0 R 1/200	建築仕上げ材の工法や建物の要求性能により R 1/120 とすることができる。
安全限界状態 (大地震動)	(1) 静的解析 方法	層せん断力 層間変形角	Q_{un} Q_u R 1/100	R は必要保有水平耐力時の層間変形角 R _u , μ_u , u は構造区分に応じて定める。
	(2) 動的解析 方法	層せん断力 層間変形角 塑性率 (累積塑性率)	Q_r Q_u R R_u μ μ_u (u)	

5.2.2 損傷限界状態

解析手法は弾性解析とし、5.1.3(2)に従う。

5.2.3 安全限界状態

ここでは、次の2つの方法および建築基準法に定められている限界耐力法のいずれかによるものとするが、調査・研究などによって定められたその他の方法を用いてもよい。

(1) 架構の保有水平耐力が必要保有水平耐力以上であることを確認する静的解析による方法

建物の各層で、次の式を満たすものとする。

$$Q_{un} = Z \cdot A_i \cdot W_i \cdot R_t \cdot D_s \cdot C_0 \cdot Q_u$$

$$R \quad R_u$$

ここで、 Q_{un} : 架構の必要保有水平耐力

Q_u : 架構の保有水平耐力

Z : 地域係数

A_i : 層せん断力分布係数

W_i : i 層以上の建物重量

R_t : 設計用スペクトル

D_s : 構造特性係数で、付5による

C_0 : 基準層せん断力係数 = 1.0

R : 必要保有水平耐力時の層間変形角

解析手法は十分な塑性変形能力が期待できる構造区分の場合は以下による。

- ・荷重増分法（弾塑性解析）により算定するものとする。
- ・弾塑性解析に用いる部材（柱および梁）の復元力特性は、終局限界耐力を折れ点とする完全弾塑性型としてよい。
- ・弾塑性解析に用いるブレース部材の復元力特性は、座屈による耐力の劣化を考慮した完全弾塑性型としてよい。

・解析では、接合部は、ピンまたは剛とする。

ただし、露出型柱脚については、柱脚部の回転剛性を考慮するものとする。また、必要に応じてパネルゾーンのせん断変形の影響を考慮するものとする。

十分な塑性変形能力が期待できない構造区分の場合は線形解析により 5.1.4(4)による。

(2) 応答解析法によって得られた架構の耐力と変形が、安全限界値以下であることを確認する動的解析による方法

十分に塑性変形能力が期待できる構造区分の場合は、応答解析に用いる復元力特性を弾塑性解析により算定できる。また、塑性変形能力の期待できない構造区分の場合は、線形応答解析による。

5.2.4 耐震設計に関する留意事項

架構の構造区分は板要素の幅厚比部材の細長比及び接合部の規定により評価できる（付5参照）

(1) 十分に塑性変形能力が期待できる構造区分に該当する架構における構造規定など

以下の点に留意するものとする。

- ・層崩壊メカニズムの形成をなるべく避けるよう、柱梁耐力比の確保などに留意する。
- ・柱梁仕口溶接部の脆性破断を防止するよう材料・ディテール・溶接施工などに留意する。
- ・ブレース接合部や柱脚は保有耐力接合となるように留意する。
- ・部材の座屈を避けるように幅厚比、柱軸力比、ブレース細長比などに留意する。
- ・柱梁接合部は保有耐力接合となるように留意する。

(2) 十分に塑性変形能力の期待できない構造区分の架構における構造規定など

部材、接合部に十分な強度を確保するように留意する。

6. 耐力算定

6.1 部材の耐力

6.1.1 部材の耐力と耐力係数

- (1) 部材の設計耐力は、建物の安全限界状態に対応する部材の終局限界耐力、建物の損傷限界状態に対応する部材の降伏限界耐力の2種類をもちいる。
- (2) 部材の終局限界耐力、降伏限界耐力は、部材の終局耐力、降伏耐力にそれぞれの耐力係数()を乗じたものとする。
- (3) 耐力係数は確率・統計に基づく信頼性理論により荷重係数との関連で評価されるべきであるが現状では $\gamma = 1.0$ を採用する。
- (4) 板要素の幅厚比区分が十分に塑性変形能力が期待できる部材は、局部座屈耐力による低減を考慮する必要はない。

6.1.2 部材の終局耐力

(1) 引張材

- 1) 引張材の終局耐力は 全塑性(降伏)引張耐力とし、引張材の断面積に降伏強さ乗じた値とする。(付 6.1.1 式)
- 2) 組立引張材は組立材が一体になって機能するように構成材を適切に結合する。

(2) 圧縮材

圧縮材の終局耐力は、曲げ座屈耐力と局部座屈耐力のうちの小さいほうの値とする。

1) 曲げ座屈耐力

- a) 部材の曲げ座屈耐力は、曲げ座屈細長比により評価する。塑性限界細長比、弾性限界細長比により、曲げ座屈耐力は塑性域、弾塑性域、弾性域に分けて評価できる。(付 6.1.2 式)
- b) 曲げ座屈長さは材端の回転及び移動に対する支持状態を考慮した座屈解析により算定を行うが、精算を行わないときは「付 5 .安全限界状態設計に対する構造区分」による。
- c) 圧縮材の支点間に適切な曲げ座屈補剛材を設けることにより、曲げ座屈長さを、支点 補剛材間、補剛材 補剛材間を座屈長さとして評価できる。
- d) 圧縮材に設ける曲げ座屈補剛材は、必要な剛性と耐力を有する部材とする。(付 6.1.3 式)

2) 局部座屈耐力

塑性変形能力が期待できない幅厚比を有する部材は、局部的な座屈を考慮する。算定式は、部材を構成する板要素の境界条件に応じて求める。(付 6.1.4 式)

- 3) 組立圧縮材は組立材が一体になって機能するように構成材を適切に結合する。

(3) 曲げ材

曲げ材の終局耐力は、全塑性モーメント、横座屈耐力、局部座屈耐力のうちの最も小さい値とする。ただし、せん断力の影響の大きい場合はこれを考慮する。

1) 全塑性モーメント

- a) 全塑性モーメントは部材の降伏強さに塑性断面係数を乗じて求める。(付 6.1.5 式)
- b) 降伏強さの異なる鋼材からなる材の全塑性モーメントは各部位の降伏強さに塑性断面係数を乗じて算出する。

2) 横座屈耐力

- a) 部材が強軸回りに曲げモーメントを受けた場合の横座屈区間内の耐力は、横座屈細長比及び、曲げモーメントの分布状態により求める。曲げ座屈と同様各限界細長比により塑性域、弾塑性域、弾性域に分けて評価する。(付 6.1.6 式)
- b) 横座屈細長比、塑性限界細長比、モーメント係数及び曲げ材の横長さ比は、日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針」を参考とすることができる。(付 6.1.7 ~ 付 6.1.10 式)

- c) 荷重面に対象軸を持ち弱軸に曲げモーメントを受けるH形断面材や横座屈を生じない曲げ材は横座屈耐力を考慮しないよい。
- d) 横座屈補剛材は十分な剛性と耐力を有する部材とする。(付6.1.11式)
- 3) 局部座屈耐力
塑性変形能力が期待できない幅厚比を有する部材は局部的な座屈を考慮する。算定式は、部材を構成する板要素に対して境界条件に応じて求める。(付6.1.12～付6.1.15式)
- 4) せん断力の考慮
- a) 材端が全塑性状態のとき、梁に作用する分布荷重を考慮して全塑性モーメントを低減する。(付6.1.16式)
- b) 1軸または2軸対称断面材のウェブが対称面にせん断力を受ける材、およびみぞ型断面材がウェブにせん断力を受ける材のせん断終局耐力はウェブのせん断局部座屈による。(付6.1.17式)
- c) 局部的に大きなせん断力を受ける場合は、日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針大きなせん断力を受けるウェブを持つ圧縮材」の項による。
- d) 縦スチフナ
- ・ウェブの幅厚比が小さい場合及び、縦スチフナを用いないとしてせん断終局耐力を算出した場合は、縦スチフナを設けないよい。(付6.1.18式)
 - ・縦スチフナは十分な断面二次モーメントを有する部材とする。(付6.1.19式)
 - ・断面二次モーメントは、両側スチフナの場合にはウェブ板中心まわりに計算し、片側スチフナの場合にはウェブとスチフナの接触面まわりの計算をする。
 - ・縦スチフナの構造規程は日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針」(3章3.3.2)に準拠する。
- (4) プレートガーダー
プレートガーダーとは、鉛直荷重によって設計断面が決まる2軸または1軸対称I型断面梁でウェブの幅厚比が大きいものをいう。(付6.1.20,付6.1.21式)
- 1) 曲げ耐力
プレートガーダーの終局耐力は、6.1.2(3)2)の横座屈耐力と圧縮フランジ局部座屈モーメント、引張フランジ降伏曲げモーメントの最も小さい値とする。(付6.1.22,付6.1.24式)
- 2) せん断力の考慮
せん断力の考慮は6.1.2(3)4)の項によるが、特にスチフナの設計は同d)項による。
- (5) 合成梁
合成梁の適用範囲と用語は、日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針」(3章5.1)による。
- 1) 曲げ耐力
- a) 耐力算定用の有効幅
- ・合成梁材端部の正曲げモーメントを算出する場合
コンクリートスラブの有効幅は柱幅(H形断面の場合はフランジ幅、円形中空断面の場合は直径、正方形中空断面の場合には柱幅)コンクリートの圧縮強さは、H形断面の場合は $1.2f_c$ 、円形および正方形中空断面の場合 $1.3f_c$ とする。
 - ・スパンの中央に塑性ヒンジが出来る場合
塑性ヒンジの有効幅は片側につき隣接梁との梁間幅の $1/2$ とし、コンクリートの圧縮強さは、 $0.85F_c$ とする。
 - ・合成梁に負曲げモーメントが作用する場合
スラブに十分に定着されている鉄筋の引張は有効とするが、コンクリートの引張抵抗は無視する。
- b) 曲げ耐力の算定
- ・十分な塑性変形能力が期待できる幅厚比を有する部材のとき、断面の正負終局曲げ耐力として、

合成断面の全塑性モーメントを用いても良い。また、部材の横座屈は考慮する必要はない。

- ・塑性変形能力が期待できない幅厚比を有する部材のとき、断面の正負終局曲げ耐力として、合成断面の降伏曲げモーメントを用いる。この時スラブの鉄筋は負曲げの際、無視しても良い。また、部材の横座屈は考慮する必要はない。
- ・合成梁には、完全合成梁と不完全合成梁の考え方があり、全塑性モーメントの算出方法はそれぞれで異なる。
- ・精算による合成断面の全塑性モーメントは日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針」(付9)に準拠する。
- ・精算によらない合成断面の曲げ耐力は、塑性中立軸の位置をウェブとフランジの接点、フランジとスラブの接点として、曲げ終局耐力を求めて、その間を直線補完する方法が有る。(付6.1.25～付6.1.31式)

2) スタッドコネクタのせん断終局耐力

- a) 構造規程は日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針」(3章 5.3)に準拠する。
- b) 等厚な鉄筋コンクリート中のスタッドコネクタ
スタッドコネクタのせん断終局耐力はスタッドコネクタの支圧耐力により、コンクリートの圧縮強さと弾性係数の関係より求める。(付6.1.32式)
- c) デッキプレート付きコンクリート中のスタッドコネクタ
スタッドコネクタのせん断終局耐力は、デッキプレートによる低減を考慮する。(付6.1.33式)

3) スタッドコネクタの配置

- a) 完全合成梁
 - ・正曲げモーメント区間のスタッド本数は、コンクリートの有効圧縮耐力をスタッドコネクタのせん断耐力で割って求める。(付6.1.34,付6.1.35式)
 - ・負曲げモーメント区間のスタッドコネクタ本数はスラブ内の有効鉄筋の引張耐力をスタッドコネクタのせん断耐力で割って求める。(付6.1.36式)
 - ・上記で算出されたスタッドコネクタの総和を梁全スパン内に均等に配置して良い。
- b) 不完全合成梁
 - ・不完全合成梁の正曲げモーメント区間のスタッドコネクタ本数は、完全合成梁の正曲げモーメント区間として算出したスタッドコネクタ本数の、1.0 から 0.5 倍を総本数とする。(付6.1.37式)
 - ・算出されたスタッドコネクタの総和を梁全スパン内に均等に配置して良い。

4) せん断力の考慮

- a) 合成梁に作用する鉛直方向のせん断力は、鉄骨梁ウェブが負担するものとし、6.1.2(3)4)項に準拠して算定する。
- b) 床スラブのせん断設計は通常の床スラブの設計に準じて行うほか、合成梁作用に伴う面内せん断力および、水平荷重時に生じる面内せん断力に対しても検討を行う。

(6) 集中力を受けるフランジおよびウェブ

フランジに垂直に溶接された板からの引張力を受ける場合のフランジの局部曲げ座屈耐力、集中力の作用するウェブの局部耐力、クリッピング及び集中力の作用するスチフナの算定は、日本建築学会、鋼構造限界状態設計指針を参考とする。

6.1.3 部材の降伏耐力

(1) 引張材

終局耐力に同じ。

- (2) 圧縮材
終局耐力に同じ。
- (3) 曲げ材
曲げ材の降伏耐力は、降伏モーメントと終局耐力(横座屈耐力、局部座屈耐力)のうち小さいほうの値とする。
- 1) 降伏モーメント
- a) 降伏モーメントは部材の降伏強さに弾性断面係数を乗じて求める。(付6.1.43式)
- b) 降伏強さの異なる鋼材からなる材の降伏モーメントは各部位の降伏強さに弾性断面係数を乗じて算出する。
- 2) 横座屈耐力
- a) 横座屈耐力は終局耐力時の値をもちいるが、降伏曲げモーメント以下とする。(付6.1.44式)
- b) 荷重に対象軸を持ち弱軸に曲げモーメントを受けるH形断面材や横座屈を生じない曲げ材は横座屈限界耐力を考慮しないでよい。
- c) 横座屈補剛材は十分な剛性と耐力を有する部材とする。(付6.1.11式)
- 3) 局部座屈耐力
塑性変形能力が期待できない幅厚比を有する部材は、局部座屈を考慮する。算定式は終局耐力時の値とする。(付6.1.45式)
- (4) プレ - トガ - ダ -
終局耐力に同じ。
- (5) 合成梁
- 1) 完全合成梁
降伏モーメントは、日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針」4章5に準拠して算定する。有効等価断面係数の算定根拠を以下に示す。
- a) 断面算定はコンクリートの引張応力を無視して行う。
- b) 中立軸に対して圧縮側のコンクリート断面はその面積を弾性係数比 $n=15$ で除して等価な鉄骨断面として取り扱う。
- c) 負曲げモーメントに対して、有効幅内のスラブ鉄筋の効果は無視しても良い。
- 2) 不完全合成梁(正曲げモーメント)
- a) 引張側鉄骨フランジに関する有効等価断面係数は、完全合成梁の必要スタッドコネクター総本数と、不完全合成梁のスタッドコネクター総本数の割合を考慮して求める。(付6.1.46式)
- b) 有効等価断面二次モーメントは、完全合成梁の必要スタッドコネクター総本数と、不完全合成梁のスタッドコネクター総本数の割合を考慮して求める。(付6.1.47式)
- 3) 曲げモーメントに対する検討
施工中の支柱の有無に関わらず曲げモーメントは施工時の検討を除き全て合成断面により抵抗させてよい。
- 4) 施工時応力について
- a) 施工中支柱を設けない場合は、コンクリートが硬化する前に作用する荷重はすべて鉄骨梁で負担する。
- b) 施工荷重は生コンクリート重量および作業重量との和とし、これらに荷重係数1.2を乗じる。
- c) 型枠またはデッキプレートが鉄骨梁の横たわみを拘束していない場合は、鉄骨梁の横座屈を考慮する。
- (6) 集中力を受けるフランジおよびウェブ
終局耐力に同じ。

6.1.4 軸方向力と曲げモーメントの組合せを受ける場合

(1) 終局限界耐力

軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の限界耐力は、それぞれ単独に作用した場合の限界耐力を基準とした相関関係により評価する。全塑性耐力、曲げ圧縮耐力、曲げ引張耐力、局部座屈耐力の4つの終局状態を設定して、そのうちの小さい値とする。

1) 全塑性耐力

- a) 軸方向力と曲げモーメントの組み合わせを受ける部材断面の、全塑性相関曲線(M - N相関曲線)より求める。(付6.1.48式)
- b) 2軸曲げモーメントを受ける材は日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針」(付6)に準拠する。

2) 曲げ圧縮耐力

a) 強軸曲げを受けるH形断面材

- ・曲げ面内限界状態による。横座屈は無視できるが、軸圧縮力による付加モーメントの影響による耐力低下を考慮して求める。(付6.1.49式)
- ・十分な塑性変形能力が期待できる細長比を有する部材で塑性ヒンジを形成する場合は、曲げ圧縮耐力を考慮する必要はない。
- ・塑性変形能力が期待できない細長比を有するH形断面材では、第1項による他、曲げ面外限界状態と横座屈も加えて考慮する。(付6.1.49,付6.1.50式)

b) 弱軸曲げを受けるH形断面材、矩形中空断面材、円形中空断面材

- ・曲げ面内限界状態により 1) a)に従う。
- ・十分な塑性変形能力が期待できる細長比を有する柱材は曲げ圧縮耐力を考慮する必要はない。

3) 曲げ引張耐力

- a) 強軸まわりに曲げモーメントを受けるH形断面材に対して、軸引張力と、曲げモーメントの横座屈による耐力低下を考慮する。(付6.1.51式)
- b) 以外の材に対して考慮する必要はない。

4) 局部座屈耐力

十分な塑性変形能力が期待できる幅厚比を有する部材については局部座屈による耐力低下を考慮する必要がない。応力状態は「軸圧縮と曲げモーメントを受ける材」「軸引張力と曲げモーメントを受ける材」の2種類を考える。

a) 軸圧縮力と曲げモーメントを受ける材

- ・塑性変形能力が期待できる幅厚比を有する部材は局部座屈による耐力低減を若干考慮する。(付6.1.52式)
- ・塑性変形能力が期待できない幅厚比を有する部材は局部座屈による耐力低減を考慮する。算定はウェブとフランジを独立して考えるため、材の断面形状により算定式が異なる。(付6.1.53,付6.1.55,付6.1.57式)

b) 軸引張力と曲げモーメントを受ける材

- ・塑性変形能力が期待できる幅厚比を有する部材はa)に準じる。(付6.1.52式)
- ・塑性変形能力が期待できない幅厚比を有する部材は局部座屈による耐力低減を考慮する。(付6.1.58式)

5) 2軸曲げモーメントを受ける材は日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針」(付8)に準拠する。

6) 柱の曲げ座屈長さは次のように考える。

- a) 柱の曲げ座屈長さは骨組の座屈解析によって行うが、精算に依らない場合は付5.による。
- b) 柱の細長比は2.0以下とする。
- c) 柱の座屈補剛材は十分な剛性と耐力を有する部材とする。(付6.1.59式)

(2) 降伏限界耐力

降伏耐力、曲げ圧縮耐力、曲げ引張耐力、局部座屈耐力の4つの降伏状態を設定して、そのうちの小さい値とする。

1) 降伏耐力

軸方向力と曲げモーメントの組み合わせを受ける部材断面の、弾性相関式(M - N相関)により求める。(付6.1.60式)

2) 曲げ圧縮耐力

a) 軸圧縮力による付加曲げモーメントと、曲げモーメントの横座屈をによる、耐力低下を考慮して求める。

b) 曲げ面内限界状態、曲げ面外限界状態の2種類がある。(付6.1.61式)

c) 軸圧縮力と弱軸まわりの曲げモーメントを受けるH形断面材、長方形中空断面材および円形中空断面材は、考慮する必要がない。

d) 2軸曲げモーメントを受ける材は日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針」(付8)に準拠する。

e) 柱の曲げ座屈長さは終局耐力の規定に準じる。

3) 曲げ引張耐力

a) 強軸まわりに曲げモーメントを受ける材に対して、軸引張縮力と、曲げモーメントの横座屈による耐力低下を考慮する。(付6.1.62式)

b) 弱軸まわりに曲げモーメントを受ける材に対して考慮する必要はない。

4) 局部座屈耐力

a) 終局耐力と同じであるが、全塑性モーメント(M_p)の項に降伏曲げモーメント(M_y)を用いる。(付6.1.52式)

b) 塑性変形能力が期待できない幅厚比を有する部材は、局部座屈による低減を考慮する。考え方は終局耐力と同じで終局耐力式を用いる。(付6.1.53～付6.1.58式)

6.2 接合部の耐力

6.2.1 接合部の耐力と耐力係数

- (1) 接合部の安全限界状態設計に対する設計耐力は以下による。
 - 1) 塑性変形能力が期待できる構造区分の規定をみたま接合部については、設計耐力の算定を行わなくてよい。この構造規定（付5.3）は接合部の終局限界耐力により評価される。
 - 2) 接合部の終局限界耐力は、接合部の破断より求められる終局耐力に耐力係数（ γ_j ）を乗じたものとする。
 - 3) 塑性変形能力が期待できない構造区分の接合部および構造規定をみたさない接合部についての設計耐力は降伏限界耐力による。
 - 4) 接合部の降伏限界耐力は、接合部の全塑性状態、ボルト接合においてはすべり耐力、離間耐力により求められる降伏耐力に耐力係数（ γ_j ）を乗じたものとする。
- (2) 接合部の損傷限界状態設計に対する設計耐力は以下による。
 - 1) 塑性変形能力が期待できる構造区分で構造規定をみたま接合部については、高力ボルト接合部におけるすべりおよび離間に対する検討を除き、設計耐力の算定は行わなくてよい。
 - 2) 設計耐力は接合部の降伏限界耐力による。

6.2.2 接合部の終局耐力

(1) 接合要素

1) 溶接

- a) 完全溶込溶接継目の軸方向力およびせん断力に対する単位長さ当りの終局耐力は、有効のど厚に被接合材の引張強さまたは引張強さを $\sqrt{3}$ 除した最大せん断強さを乗じて求める。（付6.2.1，付6.2.2式）。有効のど厚は被接合材の板厚とする。
- b) 隅肉溶接継目の単位長さ当りの終局耐力は、有効のど厚に側面については最大せん断強さ、前面についてはその1.4倍を乗じて求める。有効のど厚は隅肉サイズの0.7倍とする。³⁾（付6.2.3式）
- c) 部分溶込溶接継目の軸方向力およびせん断力に対する単位長さ当りの終局耐力は、a)に準ずる。有効のど厚はグループ深さとする。ただし、形、K形開先については3mm減ずる。⁴⁾（付6.2.4，付6.2.5式）

2) 高力ボルトおよびボルト

- a) 高力ボルトまたはボルト1本当りの終局引張耐力および終局せん断耐力は、ボルトの有効断面積にボルトの引張強さまたは最大せん断強さを乗じて求める。せん断耐力においては、ボルトのせん断面の数を考慮する。（付6.2.6，付6.2.7式）
- b) 引張とせん断をうける高力ボルトまたはボルトの終局耐力はそれぞれ単独の終局耐力に対する相関関係より求める。（付6.2.8式）

(2) 各種接合部

1) 軸組筋かい材および引張材の材端接合部

- a) 引張材の接合部を完全溶込溶接とする場合、その終局引張耐力は、接合材の正味断面に、母材の引張強さを乗じて求める。
- b) 引張材の接合部を隅肉溶接で重ね接合する場合、その終局引張耐力は、母材、重ね板、溶接継目の各終局耐力のうち最も小さい値とする。（付6.2.9～付6.2.11式）
- c) 引張材の材端接合部を高力ボルトまたはボルトによる重ね接合とする場合、その終局引張耐力は、ボルトの最大せん断耐力、引張材またはガセットプレートの有効断面を考慮した最大引張耐力、応力方向縁端距離の最大耐力のうち最も小さい値とする。（付6.2.12～付6.2.14式）
- d) 筋かい材および引張材が鋼管の場合、その材端接合部の終局引張耐力は日本建築学会の「鋼管構造設計施工指針」による。

2) 柱梁仕口部における梁端接合部

- a) 梁部材がとりつく柱面の面外剛性が確保されている場合は、曲げモーメントはフランジおよびウェブ接合部分が、せん断力はウェブ接合部分が負担するものとする。梁ウェブの取り合う柱面の面外剛性が確保されていない場合は、ウェブ接合部分で負担する曲げモーメントはその影響を適切に評価して設計する。
- b) フランジ接合部分が完全溶込溶接の場合終局曲げ耐力はフランジ溶接接合部分とウェブ接合部分の各最大曲げ耐力の和として求める。柱が箱形断面の場合のウェブ接合部分の耐力はウェブの有効部分を考慮する。(付6.2.17式)
- c) Tスタブを用いて高力ボルト引張接合で梁フランジを柱と接合する場合の梁端接合部の終局曲げ耐力は、Tフランジの最大引張耐力に梁せいを乗じて求める。(付6.2.27式)

3) 梁継手

- a) 梁のフランジおよびウェブを完全溶込溶接で接合する場合、梁継手の終局曲げ耐力は、梁の正味断面につき、母材の引張強さをを用いて算定する。
- b) フランジを高力ボルトまたはボルトで重ね接合された梁継手の終局曲げ耐力は、フランジのボルト穴欠損を考慮した梁の塑性断面係数に引張強さを乗じた値またはフランジ接合部分の終局軸方向耐力に梁のフランジ間距離を乗じた値とせん断力を考慮したウェブの最大曲げ耐力の和のうち小さい値とする。(付6.2.33,付6.2.34式)
- c) フランジを完全溶け込み溶接、ウェブを高力ボルト接合された梁継ぎ手部の終局耐力はウェブのボルト穴欠損を考慮した梁の有効塑性断面係数に引張り強さを乗じた値、または、フランジ接合部分の終局軸方向耐力に梁のフランジ間距離を乗じた値とせん断力を考慮したウェブの最大曲げ耐力の和のうち小さい方の値とする。

4) フランジ継手

高力ボルトによる鋼管部材のフランジ継手の終局引張耐力は日本建築学会の「高力ボルト接合設計施工指針」による。

6.2.3 接合部の降伏耐力

(1)接合要素

1) 溶接

溶接継目の単位長さ当りの軸方向降伏耐力およびせん断降伏耐力は、終局耐力式に対し引張強さを降伏強さで置き換えて算定する。

2) 高力ボルトおよびボルト

- a) 高力ボルトの降伏耐力はボルトの全塑性状態の他、摩擦接合におけるすべり耐力、引張接合における離間耐力による。
- b) 高力ボルト1本当りの離間耐力は導入張力により、すべり耐力は導入張力に摩擦係数を乗じて求める。なお摩擦抵抗はせん断面を考慮する。高力ボルトが日本建築学会の「建築工事標準仕様書 J A S S 6 鉄骨工事」に規定された締め付け方法によって締め付けられた場合には、そこで示されている設計ボルト張力を用いる。(付6.2.40,付6.2.41式)
- c) 引張とせん断をうける高力ボルト1本当りのすべり耐力は、導入張力の低減を考慮する。(付6.2.42式)
- d) ボルト1本当りの引張降伏耐力およびせん断降伏耐力は、ボルトの有効断面積にそれぞれ引張り降伏強さ、せん断降伏強さを乗じて求める。(付6.2.43,付6.2.44式)
- e) 引張とせん断をうけるボルトの引張降伏耐力およびせん断降伏耐力の組合せは、それぞれ単独の終局耐力に対する相関の係より求める。(付6.2.45式)

(2) 各種接合部の降伏耐力

1) 軸組筋かい材および引張材の材端接合部

- a) 軸組筋かい材,トラス材などの引張材の材端接合部を高力ボルトまたはボルトによる重ね接合とする場合,その引張降伏耐力は,終局耐力に対する引張強さを降伏強さに置き換えて評価する。ただし縁端距離については考慮する必要はない。又ボルトについては添板の支圧を検討する。(付6.2.46~付6.2.48式)
- b) 筋かい材および引張材が鋼管の場合,その材端接合部の引張降伏耐力は日本建築学会の「鋼管構造設計施工指針」による。

2) 柱梁仕口部における梁端接合部

- a) 梁部材から柱への応力伝達は,終局耐力と同様(6.2.2(2)2) a))に考える。
- b) 完全溶込溶接によるフランジ接合部分の軸方向降伏耐力は,フランジ断面積に降伏強さを乗じて求める。(付6.2.50式)
- c) T-スタブと高力ボルトを用いて梁フランジの接合を行う場合は,Tフランジの降伏耐力に梁せいを乗じて求める。(付6.2.51~付6.2.53式)
- d) 組合せ応力をうける場合のウェブ接合部分の軸方向降伏耐力,せん断降伏耐力および曲げ耐力は互いに組み合わされる応力の影響を考慮して算定する。

3) 柱梁接合部パネル

柱梁接合部における接合部パネルの降伏耐力は,柱・梁接合部パネルの有効体積に降伏せん断強さを乗じた値の4/3倍とする。⁴⁾(付6.2.54式)

4) 梁継手

- a) 梁のフランジおよびウェブを完全溶込溶接で接合する場合,梁継手の降伏耐力は梁の正味断面につき,母材の降伏強さをを用いて算定する。
- b) 高力ボルトまたはボルトで重ね接合された梁継手の曲げ降伏耐力は,ボルト孔欠損を考慮した梁または添板の塑性断面係数にせん断力の影響を考慮した降伏強さを乗じた値,フランジ接合部の軸方向降伏耐力にフランジ間距離を乗じた値にウェブ接合部分の曲げ降伏耐力を加えた値のうち,小さい方の値とする。(付6.2.55,付6.2.56式)
- c) フランジを完全溶込溶接,ウェブを高力ボルト摩擦接合とした場合の梁継手の曲げ降伏耐力は,終局耐力評価式に対し,引張強さを降伏強さに置き換えて求める。(付6.2.60,付6.2.61式)
- d) 高力ボルトまたはボルトで重ね継手された梁継手のせん断降伏耐力は,ウェブ接合部分が負担する曲げモーメントの影響を考慮して算定する。

5) 柱継手

- a) 柱のフランジおよびウェブを完全溶込溶接で接合する場合,柱継手の降伏耐力は梁の正味断面につき,母材の降伏強さをを用いて算定する。
- b) 高力ボルトまたはボルトで重ね接合された柱継手の曲げ降伏耐力は,同時に作用する軸方向力の影響を考慮して,4)梁継手のb)に準じて算定する。
- c) フランジを完全溶込溶接,ウェブを高力ボルト摩擦接合とした場合の柱継手の曲げ降伏耐力は,同時に作用する軸方向力の影響を考慮して,4)梁継手のc)に準じて算定する。
- d) 高力ボルトまたはボルトで重ね接合された柱継手のせん断降伏耐力は,同時に作用する軸方向力および曲げモーメントの影響を考慮して算定する。

6) フランジ継手

高力ボルトによる鋼管部材のフランジ継手の引張降伏耐力は,日本建築学会の「高力ボルト接合設計施

工指針」による。

7) 支承

- a) 曲げモーメントをうけるピンの曲げ降伏耐力およびせん断降伏耐力は、ピンの塑性断面係数、または断面積に軸降伏強さ、せん断降伏強さを乗じて求める。(付 6.2.62, 付 6.2.63 式)
- b) ピンおよび荷重点スチフナの接触部, その他仕上面一般に対する支圧降伏耐力は, 接触部の断面積に降伏強さの 1.35 倍を乗じた値とする。(付 6.2.64 式)
- c) すべり支承またはローラー支承部の支圧降伏耐力は、支承部の接触断面積に降伏強さの 2.85 倍を乗じた値とする。(付 6.2.65 式)
なお、圧縮力によりすべり支承またはローラー支承部に生じる支圧力は、支承部の幅と曲率半径により評価する。(付 6.2.66 式)

6.2.4 設 計 細 則

架構の靱性を確保するためには、接合部において脆性破断を生じないように吟味する必要がある。一般細則は、日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針」が参考となる(付 6.2.4 参照)。

6.3 柱 脚 の 耐 力

6.3.1 柱脚の種類

柱脚には、基礎に柱脚のベースプレートを固定させる露出形式柱脚と脚部の鉄骨柱を鉄筋コンクリートで被覆させた根巻形式柱脚および脚部を基礎に埋込ませた埋込形式柱脚の 3 種類が挙げられる。

6.3.2 柱脚の耐力と耐力係数

- (1) 安全限界状態設計に対する設計耐力は以下による。
 - 1) 塑性変形能力が期待できる構造骨組の柱脚は、終局耐力に耐力係数 γ_j を乗じた終局限界耐力による。
 - 2) 塑性変形能力が期待できない構造骨組の柱脚は、降伏耐力に耐力係数 γ_j を乗じた降伏限界耐力による。
- (2) 損傷限界状態に対する設計耐力は降伏耐力に耐力係数 γ_j を乗じた降伏限界耐力による。

6.3.3 終 局 耐 力

- (1) 露出形式柱脚
 - 1) 軸方向力と曲げモーメントをうける柱脚の全塑性曲げ耐力は、ベースプレートの大きさを断面とし、アンカーボルトを鉄筋とみなした鉄筋コンクリート断面の終局耐力として求める。(付 6.3.1 式)
 - 2) せん断力を受ける柱脚は、ベースプレート下面と基礎コンクリートとの摩擦耐力とアンカーボルトのせん断降伏耐力のいずれか大きいほうの値とする。この場合、ベースプレート下面との摩擦係数は、0.5 とする。
- (2) 根巻形式柱脚
 - 1) 軸方向力と曲げモーメントをうける柱脚は、根巻鉄筋コンクリート部分と露出柱脚として評価した鉄骨部分の最大曲げ耐力の和として求める。(付 6.3.3 式)
 - 2) せん断力を受ける柱脚は、根巻鉄筋コンクリート部分のせん断降伏耐力とする。
 - 3) 軸方向力を受ける柱脚は、ベースプレートと基礎コンクリートとの間の全塑性支圧耐力とアンカーボルトの引張降伏耐力のうち、いずれか大きいほうの値とする。

(3) 埋込形式柱脚

埋込形式柱脚では、柱の埋込み部周辺のコンクリートのかぶり厚さおよび柱の埋込み深さを十分確保することを条件として、柱脚の曲げ、せん断および軸方向耐力は、柱材の全塑性耐力と同等とみなしてよい。

6.3.4 降伏耐力

(1) 露出形式柱脚

- 1) 柱脚の曲げ降伏耐力は、ベースプレートの大きさを断面と仮定し、アンカーボルトを鉄筋とみなした鉄筋コンクリート断面の曲げ降伏耐力とする。
- 2) 柱脚のせん断降伏耐力は、ベースプレート下面とコンクリートとの摩擦耐力とアンカーボルトのせん断降伏耐力のいずれか大きいほうの値とする。この場合、ベースプレート下面とコンクリートとの摩擦係数は0.4とする。
- 3) 柱脚の圧縮降伏耐力は、ベースプレートとコンクリートとの間の支圧降伏耐力とする。
- 4) 柱脚の引張降伏耐力は、アンカーボルトの引張降伏耐力とする。

(2) 根巻形式柱脚

- 1) 柱脚の曲げ降伏耐力およびせん断降伏耐力は、根巻鉄筋コンクリート部分の曲げ降伏耐力およびせん断降伏耐力のうちいずれか大きいほうの値とする。
- 2) 柱脚の軸方向降伏耐力は、ベースプレートとコンクリートとの間の支圧降伏耐力とアンカーボルトの引張降伏耐力のうちいずれか大きいほうの値とする。

(3) 埋込形式柱脚

- 1) 柱脚曲げ降伏耐力およびせん断降伏耐力は、埋込み部鉄骨と基礎コンクリートとの間の支圧降伏耐力、基礎コンクリートのせん断降伏耐力および埋込み部に配置された補強筋の引張降伏耐力に基づいて算定する。
- 2) 柱脚の軸方向降伏耐力は、ベースプレートとコンクリートとの間の支圧降伏耐力とする。

6.3.5 回 転 剛 性

(1) 露出形式柱脚

露出柱脚の回転剛性は、回転中心を柱の圧縮側フランジ位置とみなし、アンカーボルトの伸び変形により算定する。アンカーボルトの伸びに寄与するボルトの有効長さは埋込長さの2倍とする。ただしボンド形式でボルト径の40倍以上においては、埋込長さとしてとることができる。

(2) 根巻形式柱脚および埋込形式柱脚

根巻形式柱脚および埋込形式柱脚は、固定柱脚とみなして設計する。ただし、柱脚の固定点の位置は、柱の断面形状および根巻き部または埋込み部の構造詳細に応じて設定する。

6.3.6 設 計 細 則

柱脚の設計細則は日本建築学会「鋼構造限界状態設計指針」を参考にする。(付参照)

6.4 その他の設計

6.4.1 二次部材

小梁、母屋、間柱、胴縁等の構造設計は、使用限界状態・損傷限界状態・安全限界状態に対して設計を行うことを原則とする。

(1) 設計用荷重

設計用荷重は、本規準設計指針第3章に基づき設定する。

積載荷重、特殊荷重(クレーン荷重、機械荷重等)については、使用状況を考慮し適切に設定する。

(2) 部材耐力の性能評価

損傷限界状態、安全限界状態に対する耐力の性能評価は以下による。使用限界状態については、損傷限界状態を満足していれば問題ないため省略できる。

・ 損傷限界状態

必要耐力 < 降伏限界耐力

・ 安全限界状態

必要耐力 < 終局限界耐力

ここで、部材の各耐力の評価式は3.6節による。また、十分に塑性変形能力が期待できる部材の場合の安全限界状態の検討には、単純塑性理論による塑性設計法を適用できる。

(3) 変形の性能評価

2次部材は、床、屋根、外装材を支持する部材であるため、振動障害や積雪時・風荷重時の過大なたわみが発生しないよう、適切な剛性を有する必要がある。

変形の限界値は、建物の用途、屋根・外装材等の非構造部材の追従性等を考慮し、設計者が個別に設定する。

梁の鉛直たわみは、使用限界状態設計用の荷重に対して算定する。特に支障のない限り、両端支持の場合にはスパンの1/300以下、片持ち梁の場合にはスパンの1/250以下とする。なお、母屋や胴縁のような軽微な部材については、その仕上材に支障がない範囲でこの限度を超えることができる。

梁（床）の振動については、床および天井などの仕上材を含めて振動による不快感が生じないように、日本建築学会の「建築物の振動に関する居住性能評価指針」及び「鋼構造限界状態設計指針・同解説」等を参考に、剛性・固有振動数・減衰などを検討する。この際用いる荷重は、実状に応じたものとする。

6.4.2 床

(1) 一般事項

床は、建物の居住空間を支える基本的な構造要素であり、設計にあたっては以下の点に注意する必要がある。

1) 鉛直荷重に対して安全であるとともに、過大なたわみや振動障害が生じないように適度な剛性を有していること。

2) 建物の層間区画を構成するために、所要の遮音性・防火性・防煙性・耐火性を有していること。

また、屋根となる部分では上記のほかに、

3) 風・雪などの荷重に対しても安全性を確保していること。

4) 適切な防水性・断熱性を有し、結露などの障害が生じないこと。

についても、考慮する必要がある。さらに、床は、風や地震などによる水平力を柱や耐震壁などの耐震要素に伝達する役割を担っており、面内の剛性や耐力にも注意する必要がある。

(2) 合成スラブの設計

鉄骨構造の場合その床形式は、デッキプレートとの合成スラブあるいはデッキ型枠鉄筋コンクリートスラブになることが多い。鉄筋コンクリートスラブについては、鉄筋コンクリート構造の章によることとし、ここでは、建設大臣認定の合成床用デッキプレートにコンクリートを打設して構成される合成スラブについて、設計法を示す。

1) 損傷限界状態に対する設計

必要耐力と設計耐力

合成スラブの損傷限界耐力に対する設計では、(6.4.1)式を満足するように設計する。

$$\phi \cdot c M_s \geq W \cdot \frac{l^2}{8} \quad (6.4.1)$$

記号

- ϕ : 耐力係数
- ${}_c M_s$: 合成スラブの損傷限界正曲げ耐力
- l : デッキプレート溝方向の床のスパン長
- W : 本規準設計指針第3章により設定する損傷限界検討用の床荷重

使用限界正曲げ耐力

中立軸がデッキプレートの上のコンクリート中にあるときの使用限界正曲げ耐力は、(6.4.2)式または(6.4.3)式の値の小さいほうとする。

$${}_c M_s = {}_c Z_t \cdot F_y \quad (6.4.2)$$

$${}_c M_s = {}_c Z_c \cdot \frac{2}{3} F_y \quad (6.4.3)$$

記号

- ${}_c Z_t$: 合成スラブの有効等価引張側断面係数
- ${}_c Z_c$: 合成スラブの有効等価圧縮側断面係数

2) 安全限界状態に対する設計

必要耐力と設計耐力

合成スラブの安全限界耐力に対する設計では、(6.4.4)式を満足するように設計する。

$$\phi \cdot {}_c M_p \geq W \cdot \frac{l^2}{8} \quad (6.4.4)$$

記号

- ϕ : 耐力係数
- ${}_c M_p$: 合成スラブの安全限界正曲げ耐力
- l : デッキプレート溝方向の床のスパン長
- W : 本規準設計指針第3章により設定する安全限界検討用の床荷重

正曲げ終局耐力

デッキプレートの全断面が引張になる場合の正曲げ終局耐力は、(6.4.5)式によって算定する。

$${}_c M_p = {}_s a \cdot F_y ({}_s d - 0.5 X_n) \quad (6.4.5)$$

$$\text{ただし、} X_n = \frac{{}_s a \cdot F_y}{0.85 F_c \cdot B} \quad (6.4.6)$$

記号

- ${}_s a$: デッキプレートの溝ピッチ当りの断面積
- F_y : デッキプレートの降伏強さ
- F_c : コンクリートの設計基準強さ
- B : デッキプレートの溝のピッチ
- ${}_s d$: コンクリート上縁からデッキプレート重心までの距離
- X_n : コンクリートの圧縮部分のせい

3) その他

合成スラブの設計に際しては、適用範囲、材料、施工時の設計、使用時のたわみおよび振動の検討、断面の弾性解析、デッキプレートと梁の接合、負曲げモーメントに対する断面検討、耐火設計、構造細則等の事項については、鋼材倶楽部編「デッキプレート床構造設計・施工規準」を準用する。

また、多くの合成スラブ用デッキプレートの使用可能スパン長は、施工時の型枠としてのたわみ制限や、必要耐火時間に対するスパン制限から定まることに注意が必要である。

6.4.3 屋根

金属構造の場合、屋根に用いられる工法は多種多用であるが、以下のような点に注意する必要がある。

- (1) 水平剛性が期待できない工法では、水平ブレースを適切に配置し、風や地震時による水平力を耐震要素に伝達させる。
- (2) 軽量の材料の場合、風の吹き上げ力に対する検討が必要となる。特に軒先やけらば等には局所的に大きな吹き上げ力が加わるため、屋根材のみならず小梁や母屋との接合部強度に注意する。
- (3) 工法ごとに防水性能から決まる屋根勾配の標準値が設定されている。
- (4) 大きな屋根勾配を設定した場合、勾配と直交して設けた小梁や母屋は2軸曲げ状態として検討する。

< 参考文献 >

- | | | |
|-----------------|--------|-----|
| 1) 鋼構造設計規準 | 日本建築学会 | P4 |
| 2) 鋼構造設計規準 | 日本建築学会 | P5 |
| 3) 鋼構造限界状態設計指針 | 日本建築学会 | P40 |
| 4) 鋼構造限界状態設計指針 | 日本建築学会 | P41 |
| 5) 鋼構造限界状態設計指針 | 日本建築学会 | P52 |