

4. 部材および接合部

4.1 部材および接合部設計の原則

部材および接合部は、各種の荷重下で建物の機能を維持するように働くことが求められる。そのためには、これらが破損したり大変形を生じないことが必要であるので、応力計算で求めた各部応力 (M, N, Q) から断面に生じる応力度 (σ, τ) を算定し、それがあらかじめ設定した限界応力度、すなわち許容応力度 f を超えないように部材などを設計するのがよい*。このような設計は許容応力度設計とよばれ、また、弾性応力解析が用いられるので、弾性設計ともよばれる。これを式で表わすと、(4.1) 式となる。

$$\sigma, \tau / f \leq 1 \quad (4.1)$$

しかし、その建物が予定使用期間中にほとんど遭遇しないと考えられるような大地震に対しても許容応力度設計すると、構造費が異常に大きくなる場合がある。その場合には、万一大地震に遭遇したときには、部材に塑性変形を生じさせることによって地震エネルギーを吸収するという行き方の設計をするのが得策である。このような設計では、構造物のもつ終局耐力が大地震の設計荷重（必要耐力）以上となっていることを確認することが必要なので、保有耐力設計とよばれる。解析には、主に塑性解析〔3.6 参照〕が用いられる。

$$Q_{un}/Q_u \leq 1 \quad (4.2)$$

記号 Q_{un} ：必要保有（水平）耐力

Q_u ：保有（水平）耐力

なお、本章では、主に許容応力度設計について述べる。

4.2 許 容 応 力 度

許容応力度は、部材や接合部の破壊と過度な永久変形を防ぐために設定された限界応力度であって、許容応力度を定めるための基準値 F を媒介として表わされている。

表 4.1 に、施行令第 90 条に定められている値を示す。座屈や支圧などに対する許容応力度は別に示す。なお、鋼構造では、短期許容応力度の値は、対応する長期許容応力度の 1.5 倍であり、日本建築学会の鋼構造設計規準（以下、規準という）では、単に許容応力度というとき長期許容応力度を指すので、短期許容応力度を示すのは省略した。

F の値は、55 建告 1794 号によると、表 4.2 のとおりである。

規準による応力度も F の関数として表わされている。具体的には、各種部材の設計の節で示すが、法令の定め方とほとんど同じである。規準の F の値は、同規準表 5.1 に示

* 変形も、あらかじめ設定した限界変形を超えないようにする。

表 4.1 施行令 90 条の長期許容応力度

		圧 縮	引 張 り	曲 げ	せ ん 断
一般構造用鋼材		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$
溶接構造用鋼材					
ボルト	黒 皮	—	$\frac{F}{1.5}$	—	—
	仕 上 げ	—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{2}$
リベット鋼		—	$\frac{F}{1.5}$	—	$\frac{F}{1.5}$
鋳 鋼		$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5}$	$\frac{F}{1.5\sqrt{3}}$
鋳 鉄		$\frac{F}{1.5}$	—	—	—

表 4.2 55 建告第 1794 号による鋼材の F の値 (kg/cm²)

	SS 41 SM 41 SMA 41 STK 41 STKR 41	SS 50	SM 50 SM 50 Y SMA 50 STK 50 STKR 50	SM 53	SS 55	ボルト		リ ベ ッ ト 鋼	鋳 鋼	鋳 鉄
						黒 皮	仕 上 げ			
鋼材の厚さが 40 mm 以下のもの	2 400	2 800	3 300	3 600	3 800	1 900	2 400	2 400	2 400	1 500
鋼材の厚さが 40 mm を超えるもの	2 200	2 600	3 000	3 400						

されている〔付 8〕。

F の値は、その鋼材の日本工業規格に定められた降伏点の下限値とするのが原則であるが、その値より引張強度 σ_B の 7 割の値のほうが小さいときは、 $F=0.7\sigma_B$ としている。これは、降伏点が引張強さに近い高張力鋼に対して、破断に対する安全率を低下させないための処置である。

鋼材の降伏については、(4.3) 式で表わされる Mises-Hencky の説が適用できる。

$$\sigma_Y^2 = \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2 \quad (4.3)$$

記号 σ_x, σ_y : 互いに直交する垂直応力度

τ_{xy} : σ_x, σ_y の作用する面内のせん断応力度

σ_Y : 引張り試験で得られる降伏点

この関係は、許容引張応力度と許容せん断応力度の関係（ボルトなどの値を除く）に適用されている。また、規準では、組合せ応力度を生じる場合の断面計算にそのまま応用されている〔規準 5.5〕。

鋼材には、応力が多数回繰返して作用すると、繰返さない場合より低い応力で破断する疲れ (fatigue) とよばれる現象がある。規準では、繰返し数が 1×10^4 を超える繰返し応

力をうける部材および接合部の構造計算においては、存在応力度の割増しなどを求めている。また、応力の流れが急変する部分は疲労の効果が大きいので、鋭い切欠き部分では、許容応力度の割引きなどを定めている〔規準7章〕。

しかし、建築構造物では、使用頻度の高いクレーンを支持する部分などを除き、疲れが設計を左右することはほとんどない。

4.3 鋼材の物理定数

鋼構造の設計に用いられる物理定数は、表4.3に示されるような値が普通である。これらの値は鋼材の種類によらない〔規準4.3〕。

表 4.3 鋼材の物理定数

比 重	ヤング係数 (t/cm^2)	せん断弾性係数 (t/cm^2)	ポアソン比	線膨張係数 ($1/^\circ\text{C}$)
7.85	2100	810	0.3	0.000012

4.4 接 合 法

4.4.1 接 合

鋼構造物は多数の形鋼や鋼板などを組立て一体化してつくられるので、鋼構造にとって接合はたいへん重要である。接合部は多くの場合、応力の集まる場所であり、応力の流れが急変する場所である。接合部が破壊すれば構造物はバラバラになってしまうわけで、非常に危険な破壊相となる。接合部は強度上も施工上も重要な場所であり、設計の“かなめ”である。

接合および接合部の設計の要件としては、つぎのような項目があげられる。

- (1) 応力の確実で簡明な伝達——あまり複雑な接合は障害を生じやすい。
- (2) 適当な剛性の確保——ピン節、剛節、構造計算上の仮定との関係、局部変形注意。
- (3) 粘り強さ——安全性の確保。
- (4) 施工が容易で経済的であること——建築工事の生産性を支配する。

4.4.2 接 合 の 種 類

接合方法には、つぎのような種類がある。

- 1) 接合される材（以下、接合材という）にあけた穴にそう入した仲介物（ファスナー）によって応力を伝える方法

これに属するものには、リベット、ボルトおよびピン接合など歴史の古いものが多いが、考案を加えられた新製品などもある。断面欠損と応力集中は避けられないが、施工が簡単で耐力の比較的めいりような信頼のおけるものが多い。

- 2) 接合材を一体化、連続化する方法

これに属するものは溶接である。接合材を一体化するのであるから、理想的な接合法であるが、形態によっては応力集中を緩和できない。

3) 接合材の材間元応力を利用する方法

代表的なものは高力ボルト接合であり、グリップボルト接合などもこれに属する。応力集中が少なく、“がたつき”がないなどの利点を有するが、施工がめんどうになりやすい。

4) 直接接触（メタルタッチ）

“積み重ねる”あるいは“のせる”など、直接に接合面を重ねて圧縮力を伝える。

ローラー支承やすべり支承などもその例であるが、柱の継手などにも使用される。接合面の仕上程度、重なり精度などが問題となる。

5) 接 着

建築の鋼構造の主要な接合部には使われていない。

6) 各種接合方法の併用

リベットと高力ボルトなど、異種の接合方法を1つの継手に併用するときは、それぞれの力学的特性をよく検討しなければならない。

4.4.3 ボルト 接 合

A. 施 工

ボルト接合に使用するボルトは、JIS B 1180（六角ボルト）の規定する中 3 級 4T* の六角ボルトとし、ナットは JIS B 1181（六角ナット）の規定する中 2 級 4 の六角ナットとする。ボルトの首下とナット下には座金を入れ、せん断面にねじ部がこないようにする。したがって、ボルトを選ぶときには、締付け長さ・ねじ部の長さにも注意する。

ボルトの大きさはねじの呼び、すなわちねじの外徑基準寸法で表わす。ボルト穴の径は、施行令第 68 条によると、ねじ外徑より 1 mm を超えて大きくしてはならないが、ねじ外徑が 20 mm 以上であり、かつ構造耐力上支障がなければ 1.5 mm まで大きくすることができる。規準では、ねじ外徑に 0.5 mm を加えたものとしている。

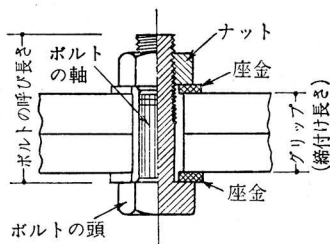


図 4.1 ボルト接合

B. 特 徴

ボルト接合を力学的に見ると、ボルト穴による断面欠損から生じる継手効率の低下、ボルトと接合材の接触による応力集中が疲れ強さに及ぼす悪影響などの避け難い短所がある。また、ボルト軸と穴のクリアランスにより、“がたつき”を生じるおそれもある。

そこで、規準は、その使用範囲を 14.10 に規定して制限している。施行令第 67 条も、軒の高さが 9 m 以下で、かつ、張り間が 13 m 以下の建築物（延べ面積が 3 000 m² を超

* 中………仕上げの程度を示す。

2 級……ねじの精度を示す。

4 ………引張強さ 4 t/cm² 以上を示す。

えるものを除く)に限って、ボルト接合の使用を許している。なお、その場合も、ボルトが緩まないようにコンクリートで埋め込むか、ナット部分を溶接するか、二重ナットを使用するなど有効な戻り止めをすることを要求している。

しかし、ボルト接合を品質的に見ると、施工は単純明瞭、かつ簡便であり、ボルトそのものの選択を誤らなければ、現場溶接などより信頼のおける施工ができるので、小規模な建物、たとえば住宅などの現場接合によく利用されている。

C. 接 合 の 形

ボルト接合では図4.2に示すように、1面せん断・2面せん断および引張りの3種の形およびこれの組合わさった形がよく見られる。ボルト接合の破壊形式には図4.3に示すような種類がある。

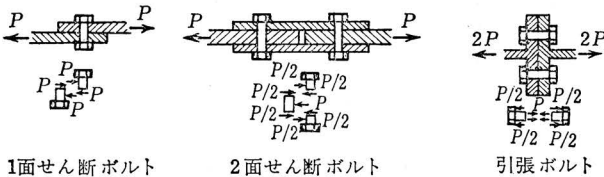


図 4.2 ボルト接合の種類

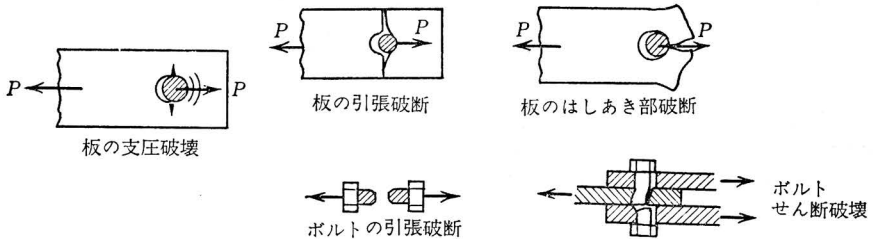


図 4.3 ボルト接合の破壊

D. 計算および許容力

ボルト接合の計算は上述の各タイプの破壊に対して安全であること、すなわち各応力が許容応力度以下であることを確認する形で行なえばよいわけであるが、通常は許容応力度いっぱいまでボルト接合が働いた場合の各タイプの許容力よりも、存在応力が小さいことを確認する形で行なうことが多い。

1) せん断をうけるボルト

ボルト1本当りの許容せん断力 R_s は、ボルトのせん断面積にボルト許容せん断応力度を乗じて得られる。式で示せば (4.4) 式となる。

$$R_s = n \cdot \frac{\pi d^2}{4} \cdot f_s \quad (4.4)$$

記号 R_s : ボルト1本の許容せん断力 (t)

n : せん断面の数。1面せん断ならば 1, 2面せん断ならば 2

f_s : ボルトの許容せん断応力度 (t/cm^2)

d : ボルトのねじの呼び径 (cm)

ボルトの許容せん断応力度の値は、施行令では表 4.1 に示したように定められている。規準の値は、同規準の表 5.2 [付 8] に示されている。

ボルトが接合材にめりこむことのチェック (支圧力に対するチェック) は、ボルトのねじの呼び径に接合材の板厚を乗じた投影面積について行なう。式で示せば (4.5) 式となる。

$$R_t = d \cdot t \cdot f_t \quad (4.5)$$

記号 R_t : 接合材の許容支圧力 (t)

f_t : 接合材の許容支圧応力度 (t/cm^2)

t : 接合材の板厚, または板厚の和 (ただし, 応力方向の同じもの) (cm)

板の許容支圧応力度の値は, 55 建告 1799 号および規準では, (4.6) 式の値としている。ただし, さらにボルトの場合は, 板厚は板内に沈んださらの深さの 1/2 を板厚から減じた値を計算用の板厚とすることになっている。

$$f_t = 1.25 F \quad (4.6)$$

記号 f_t : ボルト継手の板の許容支圧応力度 (t/cm^2)

F : 表 4.2 の値

(4.5) 式の t としては, 接合材の f_t が同一ならば t が小さな方向にだけ R_t を計算すればよいが, f_t の異なる材の組合わせの場合には両方について R_t を計算して, 小さいほうをとる。

たとえば, 図 4.4 の場合, 全材が同一鋼種ならば, 中板について計算すればよい ($t=9$ mm)。

中板 SM 50, 外板 SS 41 ならば

$$\text{中 } R_t = d \times 0.9 \times 1.25 \times 3.3 = 3.72 d$$

$$\text{外 } R_t = d \times (0.6 + 0.6) \times 1.25 \times 2.4 = 3.60 d$$

となるから, t は大きくても R_t は外板のほうが小さい。

なお, ボルト自身の支圧については検討しない。

2) 引張りをうけるボルト

ボルトがねじ部で引張破断するときの強度は, ねじの有効断面積*に材料の破断強度を乗じることによって得られるが, ねじ部を転造したボルトでは, ねじ部が降伏した後に円筒部 (ねじのない軸部) で破断することがよく見られる。このことは, 粘り強い破壊形式が得られるという点で, 好ましい。

構造計算上は, ボルトのねじの呼び径を軸径とみなして, 許容引張力を (4.7) 式で求めるのが例となっている。

$$R_t = \frac{\pi d^2}{4} \cdot f_t \quad (4.7)$$

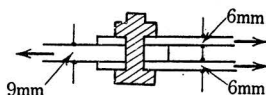


図 4.4

* JIS B 0101 (ねじ用語) 参照

記号 R_t : ボルトの許容引張力 (t)

f_t : ボルトの許容引張応力度 (t/cm^2)

d : ボルトのねじの呼び径, いわゆる公称軸径 (cm)

ボルトの許容引張応力度の値は, 施行令では表 4.1 に示したように定められている. 規準の値は同規準の表 5.2 に示されている. なお, 引張りをうけるボルトは偏心引張りとなりやすく, 耐力も剛性も低下しやすいから, 使用はできるだけ避けたほうがよい.

上記の 1), 2) の許容耐力は, 付 3 に示してある. 設計の場合は, このような数表を利用するのが便利である.

3) セン断力と引張力を同時にうけるボルト

せん断力と引張力を同時にうけるボルトの応力度検定は, 規準によると, つぎのような略算式によって行なえばよい. 応力度は軸断面について算定する.

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_t \leq f_{ts} \\ \text{ここに, } f_{ts} = 1.4 f_{t0} - 1.6 \tau \\ \text{かつ } f_{ts} \leq f_{t0} \end{array} \right\} \quad (4.8)$$

記号 σ_t : ボルトに作用する引張応力度 (t/cm^2)

τ : ボルトに作用するせん断応力度で, 表 4.1 に示した許容せん断応力度をこえることはできない (t/cm^2)

f_{ts} : セン断力を同時にうけるボルトの許容引張応力度 (t/cm^2)

f_{t0} : 表 4.1 に示すボルトの許容引張応力度 (t/cm^2)

4) その他の注意

ボルトの締め付け長さの長い場合は, ボルト軸に曲げが作用するので, 前述の許容応力度が期待できない. このため, 原則として, ボルトで締め付ける板の総厚は, 軸径の 5 倍以下とする. やむをえず 5 倍をこえる場合は, 規準によると, そのこえた長さ 6 mm ごとにリベットの数 4% ずつ増さなければならない. 超過分が 6 mm 未満の場合は数を増す必要はないが, 6 mm 以上の場合は最小 1 本増しとする. この規定は, リベット接合についても同様に適用される.

応力 (N, Q) の方向に並ぶ 1 列ボルトは, 弾性的に考えると, ボルトに生ずる応力は不均等で, 端部ボルトの応力が中央ボルトの 2 倍に達することもある. しかし, 応力の大きいボルトが塑性にはいることによって, 応力が平均化されるわけであるが, 並ぶボルト数があり多いと, 応力が平均化する前に端部ボルトが破壊するおそれがある. このため, 応力方向に並ぶボルト数があり多くならないように設計し, 設計応力算定上は均等応力分布と仮定するわけであるが, 定量的な限度は規準化されていない (このことは, リベットおよび高力ボルト接合についても同様).

E. ボルトの配列

ボルトは, 部材軸または材縁に平行する直線上に一定間隔に配列するのが普通である. この直線をゲージ線, ゲージ線相互の距離をゲージ, ゲージ線上のボルト相互の中心間距離 (ボルト間隔) をピッチ, ボルト中心から材端までの距離を縁端距離という. 材端ボルト

トの材の応力方向の縁端距離をはしあき、材応力と直角方向の縁端距離をへりあきとよぶことがある〔図 4.5〕。

ボルトの配列はナットの締付け作業のつごうおよび板によるボルト応力の伝達を考慮して定めるべきであるが、いちいち検討するのは複雑なため、通常は標準ピッチはボルト径

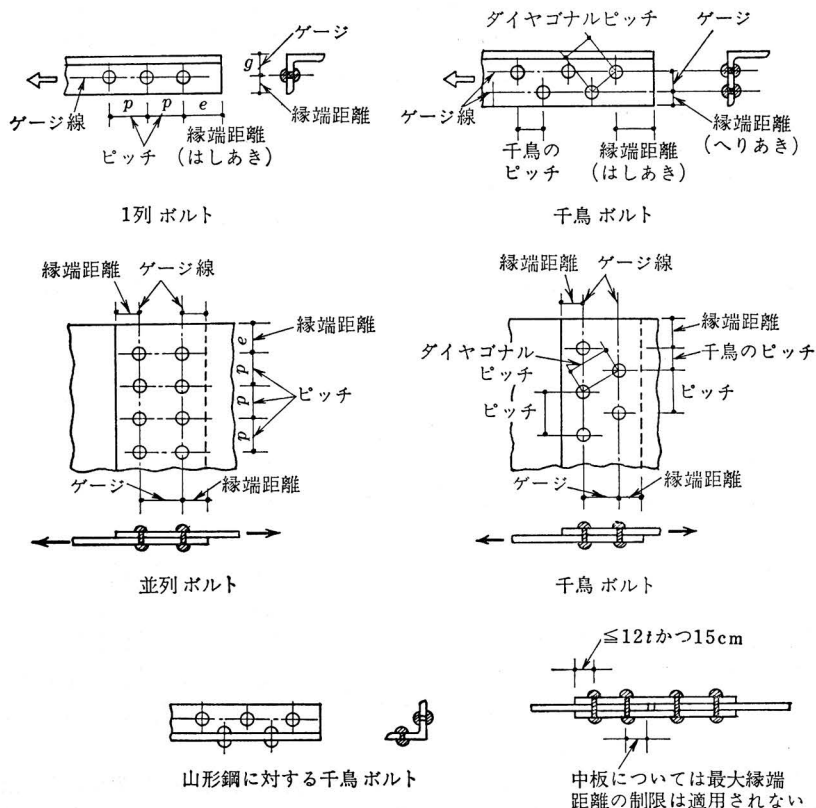


図 4.5 ボルトの配列

表 4.4 最小縁端距離 (mm)〔鋼構造規準 表 15.1〕

径 (mm)	縁 端 の 種 類		径 (mm)	縁 端 の 種 類	
	せん断縁・手動ガス切断縁	圧延縁・自動ガス切断縁・のこ引き縁・機械仕上縁		せん断縁・手動ガス切断縁	圧延縁・自動ガス切断縁・のこ引き縁・機械仕上縁
10	18	16	22	38	28
12	22	18	24	44	32
16	28	22	28	50	38
20	34	26	30	54	40

の3倍、最小ピッチは2.5倍、はしあきはボルト径の約2倍、へりあきは約1.5倍として
いる。規準は、材縁の仕上方法などによって最小縁端距離を表4.4のように規定してい
る(この規定は、リベット穴および高力ボルト穴についても適用される)。なお、規準は最
大縁端距離についても規定し、ボルト(リベットまたは高力ボルト)頭の直接接する材の
材端までの最大距離は、その材厚の12倍、かつ15cmとしている。また、引張材の材端
ボルト(リベットまたは高力ボルト)の最小縁端距離については、特別の規定を設けてい
るが、これについては引張材の章で説明する。

引張材の接合部でのボルト穴線を縫う破断についても、引張材の章で説明する。

4.4.4 リベット接合

リベット接合は従来もっとも一般的な接合法であり、接合材の鋼種にも制限されずに広
く利用でき、旧施行令第67条には鋼構造の接合はリベット打ちまたは溶接によらなけれ
ばならないと規定されているほどに信頼度の高い接合法であったが、工事場施工時の騒
音・火気・技能者不足などの関係でほとんど使われなくなった。力学的には、リベット穴
による断面欠損から生ずる継手効率の低下、リベット周辺の応力集中および疲労強さに対
する悪影響などは避けたいが、ボルト接合に見られるがたつきや緩みの心配はない。

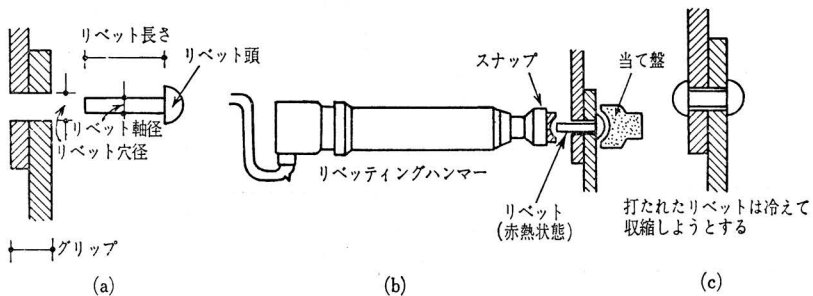


図 4.6 リベットの施工

リベット接合の許容耐力計算は、ボルトと同様の考えにしたがい、リベットの打込み前
の軸径に基づいて行なう。

4.4.5 高力ボルト接合

A. 特 徴

高力ボルト接合は、外見は普通のボルト接合同様であるが、応力伝達機構がまったく
異なっている*。せん断型の接合では、接合材間の応力伝達は、高力ボルトで強く締め合
わされた接合材間に生じる摩擦力によって伝達される。引張型の接合では、締め合わされ
た接合材に蓄積される圧縮応力とボルト軸力によって伝達されるが、前者の比率が高い。

したがって、ボルト穴による断面欠損は避けられないというものの、普通のボルト接
合のようながたつきや緩みがなく、応力集中も小さいので、ボルトの使用制限の対象とは
ならず(施行令第67条)、溶接とならんで、最も一般的に利用されている。普通のボルト

* 破壊時には、普通のボルト接合同じ機構となる。

接合に比べると、施工管理が複雑で、ボルト単価は高いが、接合部は小型化できる。

高力ボルト穴の径は、法令では、ボルト穴径と同じに扱われている。

B. 施 工

摩擦力は摩擦係数と締付け力の積で求められるのであるから、高力ボルト接合の施工では、接合面の状態とボルト初張力の管理が重要となる（鉄骨工事技術指針 4 節）。

接合面は、黒皮・浮きさび・油あるいは塗料などの摩擦係数を低減させるものを取除いた後、自然放置して薄く発せい（錆）した状態を標準とし、すべり係数の値を 0.45 にとる。軽量形鋼の場合には、黒皮面を脱脂しただけで接合することが認められていて、その場合のすべり係数の値は 0.225 とする。

高力ボルトは、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）のセットを使用する〔表 4.5〕。

高力ボルトは、表 4.6 に示した設計ボルト張力（施行令では基準張力）の 1 割増しの標準張力を生ずるように締め付ける。締付けの管理法には、つぎの 2 つの方法がある。

表 4.5 高力ボルト・ナット・座金の組合わせ

セ ッ ト の 種 類		適用する構成部品の機械的性質による 等級の組合わせ		
機械的性質に よる種類	トルク係数値 による種類	ボ ル ト	ナ ッ ト	座 金
1 種	A	F 8 T	F10 (F 8)	F35
	B			
2 種	A	F10T	F 10	
	B			
(3 種)	A	F11T		
	B			

3 種はなるべく使用しない。

表 4.6 高力ボルトの設計張力，許容応力度（長期）（t/cm²）

高力ボルトの セット種類	設 計 張 力 (基準張力)	許容せん断 応 力 度	許 容 引 張 応 力 度
1 種	4.00	1.2	2.5
2 種	5.00	1.5	3.1
(3 種)	5.35	1.6	3.3

張力などは、ボルトのねじ外径寸法を軸径とみなしたときの軸断面積当りの値で示されている。

1) トルク管理法

JIS B 1186 には (4.9) 式によってトルク係数が定義され、製品ロットのもつべきトル

ク係数値の範囲が規定されている。そこで、購入品のトルク係数値を知ることによって、標準張力を生じさせるに適当なトルクが求められるので、このトルクで締付けを行なう。

$$k = 1000T / (Nd) \quad (4.9)$$

記号 k : トルク係数値, T : トルク ($\text{kg}\cdot\text{m}$), N : ボルト軸力 (kg)

d : ボルトのねじ外径の基準寸法 (mm)

2) ナット回転法

ボルトに生じる張力とナット回転量の間には、およそ図 4.7 のような関係があるので、締め付けるナットの回転量を管理して、標準張力を得ようとするのがナット回転法である。

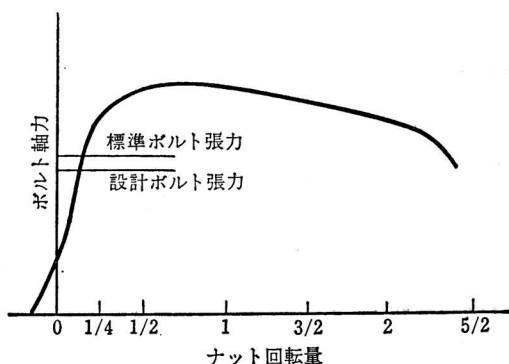


図 4.7 ナット回転量とボルト張力

C. 計算および許容力

前述のように正しく施工すれば、摩擦係数（高力ボルト接合では“すべり係数”）と標準張力が確保されるので、せん断型接合に対する許容力 R_s が (4.10) 式で与えられる。

$$R_s = \frac{\mu}{\nu} \frac{\pi d^2}{4} T_0 \quad (4.10)$$

記号 μ : すべり係数で、標準状態に対し 0.45

ν : 安全率で、長期応力に対し 1.5

d : ボルトのねじの呼び寸法

T_0 : 設計ボルト張力, すなわち基準張力 (表 4.6)

算定式の形から、 $\mu T_0 / \nu$ の値を高力ボルトの許容せん断応力度とよんでいる。

引張型接合に対する許容力 R_t は (4.11) 式で与えられる。許容引張応力度 f_t は、接合部が弾性的に挙動し、剛性が低下しない限界の応力度である $0.9 T_0$ を基準として、表 4.6 のように定められている。なお、ボルトに作用する引張力には、てこ反力 (図 4.8) が付加されることに注意しなければな

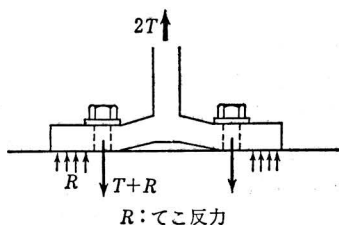


図 4.8 引張接合のてこ反力

らない。付加反力の算定は、4.9 接合部に示す。

$$R_t = \frac{\pi d^2}{4} f_t \quad (4.11)$$

せん断力と引張力を同時にうける場合の許容せん断応力度 f_{st} は (4.12) 式で与えられる。

$$f_{st} = f_{s0} \left(1 - \frac{\sigma_t}{T_0} \right) \quad (4.12)$$

記号 f_{s0} : 前述の高力ボルトの許容せん断応力度

σ_t : 高力ボルトに加わる外力によって生ずる引張応力度で、てこ反力を含む。

R_s と R_t の値は、付録4に示した。

4.4.6 溶 接 接 合

A. 特 徴

溶接法にはいろいろな種類があるが、部材の接合に一般に用いられているのは、シールド金属アーク溶接(略して、アーク溶接)である。溶接の品質は施工の良否によって、0点から100点まで変動するから、設計者はよい施工のできるように設計し、適切な施工監理や検査を行なわなければならない。その際、日本建築学会の溶接工作規準が参考となろう。溶接接合の特徴のいくつかを、以下に示す。

- (1) 断面欠損がなく(スカラップを要するときがある)、接合材との連続性がよい。
- (2) 形状の自由度が高く、外見が美しく、接合部が小型化し、鋼材量が節約される。
- (3) 水密性・気密性が得られる。
- (4) 接合材の材質(溶接性)に制約される(SS 50, SS 55 などでは応力伝達不可)。
- (5) ぜい性破壊、ノッチクラックの進行が生じることがある。
- (6) 溶接熱により、残留変形や残留応力、材質変化を生じる。
- (7) 施工環境の整備にとくに注意が必要である(風・雨・温度・安全)。

B. 溶 接 設 計

以上の特徴を考慮して、溶接設計にあたって留意すべき事項として規準は、その16.2に5項目をあげている〔付8参照〕。さらに若干付加すると、

- (1) 破壊形状を予測し、なるべく溶接部以外で降伏が進むようにする。
- (2) 鉄骨製作工場の技術水準・設備に合わせて堅実に設計し、確実な施工をねらう。

溶接継手の基本的な形状には、突合せ継手・重ね継手・T継手・へり継手およびかど継手の5種類があり、溶接継目の種類として突合せ溶接(グループ溶接)・すみ肉溶接・プラグ溶接およびスロット溶接の4種類がある(溶接の分類にはいろいろの見方がある)。また、溶接姿勢の種類としては、作業者の溶接部に対する姿勢によって、下向き・水平(横向)・立向きおよび上向きの種類がある(溶接用語はJIS Z 3001に定義されている)。なるべく、確実な作業のしやすい下向き溶接ができるように設計・施工する。

突合せ溶接(グループ溶接)は突合せ継手とT継手に使われ、すみ肉溶接は重ね継手・T継手およびかど継手に使われる。プラグ溶接およびスロット溶接は重ね継手および重ね

部分の分離防止に使われる〔図 4.9〕。

突合せ溶接される接合材の材端の間に設けるみぞをグループあるいは開先という（グループに盛金を行なった溶接をグループ溶接という）。グループには図 4.10 のような基本

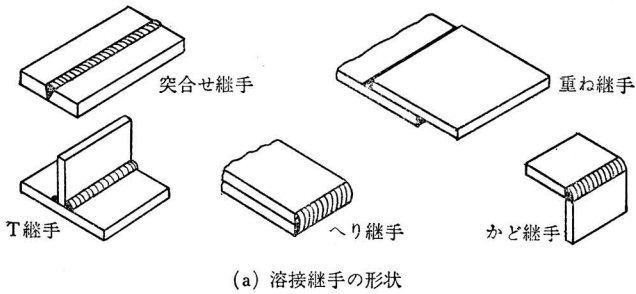


図 4.9 溶 接 の 種 類

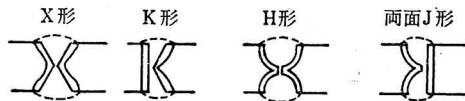
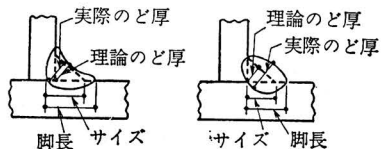
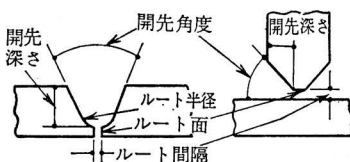


図 4.10 グループの基本的形状



形があり、グループの底部の間隔をルート間隔、グループの角度を開先角度という〔図 4.11〕。開先の形状は作業のつごう、経済性、熱影響などを考えて選択するのであるが、開先の形状が不適当なときは、よい品質の溶接はのぞむべくもないから、溶接開先標準*を参照するなどして、適切に設計する。エンドタブ、裏あて金などにも配慮する。

すみ肉溶接の大きさを設計で指定するにはサイズによる。サイズで定まる三角形は、すみ肉の横断面に含まれなければならない〔図 4.12〕。すみ肉溶接のサイズについては、規準 16.5 に規定がある。

T継手の交角が 60° 以下の場合には、すみ肉溶接の底の溶込みを完全に施工することが困難であり、交角が 120° 以上の場合も溶接の構造や施工に難点があるのですみ肉溶接に耐力を期待することはできない。交角 60° から 120° までの有効のど厚 a とサイズ s の関係を図 4.13 に示す。ただし、鋼管の分岐継手の場合は、上述の角度を 30° 以下または 150° 以上とすることができる。なお、このとき、主管と支管は管軸が交わり、主管の厚さは支管の厚さ以上であることが必要である（その管端が他管の表面に突付けとなるほうが支管）。

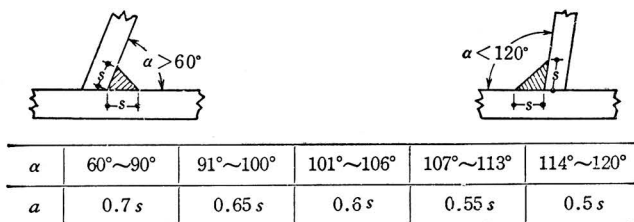


図 4.13 のど厚とサイズ

規準では、応力を負担できる溶接継目の形式として、突合せ溶接・すみ肉溶接のほかに、部分溶込み溶接を追加している。

部分溶込み溶接は、溶接線と直角方向に引張力が作用するとき、溶接線を軸とする曲げが作用するときには使用できない〔図 4.14〕。

鋼管の分岐継手に溶接を使用するときは、溶接が一部突合せ一部すみ肉となることがある。これは突合せすみ肉溶接と呼ばれる。

すみ肉溶接の長さなどの設計については、規準 16.6～16.12 に規定されている〔付 8 参照〕。

C. 溶接継目の計算

溶接継目の計算は、溶接部の有効面積での存在応力度が溶接の許容応力度以下であることを確認する形で行なわれる。有効面積は、（溶接の有効長さ）×（有効のど厚）として与

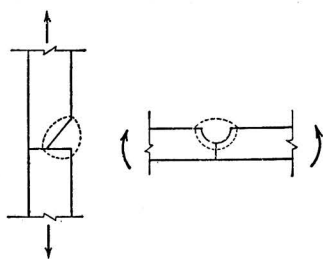


図 4.14 部分溶込み溶接の使えない例

* 日本建築学会：鉄骨工事技術指針

表 4.7 溶 接 記 号 (JIS Z 3021)

溶接方法		アーク溶接およびガス溶接										抵抗溶接					
溶接の種類	グループ溶接								すみ肉溶接	スロット溶接	ビード	肉盛	点溶接	ブロジェクション溶接	シーム溶接	フラッシュまたはアブセツト溶接	
	両フランジ形	片フランジ形	I形	V形・X形	∨形・K形	J両面J形	U両面U形	フレアV形									フレアK形
基本記号	ハ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅵ	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ	Ⅹ	△	□	○	⊞	⊟	⊠	Ⅰ
区 分	溶接部の表面状況					溶接部の仕上方法			現場溶接		全周溶接		全周現場溶接				
	平	ら	と	つ	へこみ	チッピング	研削	切削									
補助記号	—	—	—	—	—	C	G	M				⌒	○			⌒	

えられる。規準 13.2 は溶接継目の有効面積に関する規定である。

突合せ溶接の有効のど厚としては母材の厚さ（母材の厚さが異なる場合においては薄いほうの母材とし、T形突合せ溶接の場合においては突合わせるほうの母材の厚さとする）をとる。実際のど厚は上記の有効のど厚未満とならないように施工する。すみ肉溶接の有効のど厚としては、すみ肉のサイズで定まる三角形のすみ肉の継手のルートから測った高さをとるが、通常はサイズの0.7倍とする。

突合せまたはすみ肉溶接の寸法以上に表面から盛り上がった溶着金属を余盛という。余盛は有効のど厚には含まれない。

D. 溶 接 記 号

設計図に溶接を記入するときは、JIS Z 3021（溶接記号）に従って示す。溶接記号および記載方法を表 4.7 に示す。なお、日本建築学会の JASS 6 鉄骨工事によれば、溶接長さとしては有効溶接長さを記入することになっている。

E. 許 容 応 力 度

規準 5.3 は、良好な品質の溶接継目のど断面の許容応力度は、SS 50 と SS 55 を除き、母材の許容応力度と同じとしている。

一方、施行令第 92 条と 55 建告 1794 号は、「自動溶接装置等の設置その他の建設大臣が高度の品質を確保し得ると認めて定める条件によって作業する場合」*には、表 4.2 に示した鋼材から SS 50 と SS 55 を除き、母材と同じ許容応力度を与え、その他の場合には、上記の値の1割減の値を与えている。

したがって、鋼板の突合せ溶接継手では、計算上は、継手なしの一枚板と同じとして扱える可能性があることになる。

【計算例 4.1】

つぎのような添え板継手の溶接の長期許容引張力 T_a を、規準によって求める。鋼材は SM 50 とする（「高度の品質が確保し得る」場合も同じ）。

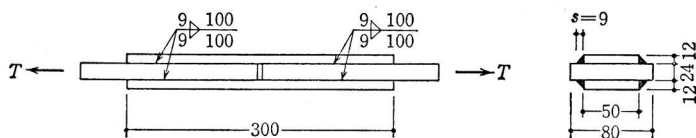


図 4.15

溶接の有効長さ $l = 4 \times 10$ (1 個のすみ肉溶接の有効長さ 100 mm, サイズ 9 mm)
 $= 40$ cm

のど厚 $a = 0.7 s = 0.63$ cm

許容せん断応力度 $f_s = F / (1.5 \sqrt{3}) = 1.27$ t/cm²

許容引張力 $T_a = f_s \cdot a \cdot l = 32$ t (接合部としては、添え板も検討する)

* 56 建告 1103 号および 56 住指発 220 号参照

4.4.7 ヒンジ接合, その他

A. ヒンジ接合, 支承

3 ヒンジ山形ラーメンの頂点および柱脚, プレートガーダーの支点など, 力学的に重要なピン節点には, ガゼットプレートを使うトラスの節点と違って, 部材の回転を自由にするためのくふうがなされる. その代表的なものが図 4.16 に示すようなピン接合・すべり支承・ローラー支承などである.

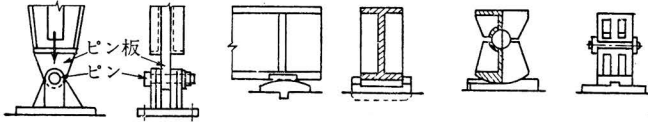


図 4.16 ヒンジ接合

B. ピン接合

ピン接合の計算は, ピン軸とピン支承板の計算からなる.

規準では, ピン軸の断面算定は通常のはりと同様の式 ($\sigma = M/Z$) で行ない, その許容曲げ応力度を (4.13) 式で与えている.

$$f_{b2} = \frac{F}{1.1} \quad (4.13)$$

記号 f_{b2} : 曲げをうけるピンの許容曲げ応力度 (t/cm^2), F : 表 4.3 の値

また, ピン支承板については, その圧縮応力度をボルト穴の支圧応力度と同様に (4.14) 式で算出し, その許容応力度 (許容支圧応力度) を (4.15) 式で与えている.

$$\sigma = \frac{P}{td} \quad (4.14)$$

$$f_{p1} = \frac{F}{1.1} \quad (4.15)$$

記号 f_{p1} : 許容支圧応力度 (t/cm^2)

ただし, F は接触する材の材質が異なるときは, 小さいほうの値をとる.

C. すべり支承・ローラー支承

すべり支承またはローラー支承は, 建築構造ではあまり使われないが, その応力計算は, 規準による場合, (4.16) 式による.

$$\sigma_p = 0.42 \sqrt{\frac{PE}{br}} \quad (4.16)$$

記号 P : 圧縮力 (t), E : ヤング係数 (t/cm^2), b : 支承部の幅 (cm)

r : 支承部の曲率半径 (cm), σ_p : 支圧 (接触) 応力度 (t/cm^2)

規準によるすべり支承またはローラー支承の許容応力度は (4.17) 式によって与えられる.

$$f_{p2} = 1.9 F \quad (4.17)$$

記号 f_{p2} : 許容支圧応力度

ただし, F は接触する材の材質が異なるときは, 小さいほうの値をとる.

4.4.8 異種接合法の併用

A. 併用継手

リベットと高力ボルトあるいはボルトと溶接のように、異種の接合法を1つの継手に併用して応力を分担させようとするときには（このような継手を併用継手という）、それぞれの力学的挙動、すなわち剛性や変形能力をよく検討することが必要である。たとえば、ボルト接合のように初期変形の大きい接合と溶接のように剛性の高い接合を併用すると、まず剛性の高い接合法のほうに力が集中し、もしその延性が乏しければ剛性の低い接合法が力を分担する前に、剛性の高いほうが破壊を生じてしまうおそれがある。

なお、はりのフランジを溶接、ウェブを高力ボルトで接合したような継手は併用継手とは呼ばない。併用継手の応力分担については、規準 14.6～14.9 を参照されたい。

4.5 引 張 材

4.5.1 引 張 材

トラスの部材、ラチス、壁面あるいは床面の筋かいなどには、引張力のみをうけると考えられる部材があり、これらを引張材という。

筋かいなどではターンバックル、ラチスには平鋼（フラットバー）または単一山形鋼、屋根トラスには組合せ山形鋼または鋼管などがしばしば使われる。ワイヤロープあるいはP C鋼棒などもつり構造のつり材に使われることがあるが、これらは規準の適用できない材料である。

引張材は、鉄骨構造では最も断面効率の高い材で、軽微な断面となることが多いが、長い引張材をあまり細い断面で設計すると、自重のために変形し、引張力に対する剛性が低下して、設計応力の分布や骨組の変形に影響を与えることがあるから、ターンバックル筋かいなどのように、あらかじめ張力を導入できるようなもののほかは、細長比〔4.6 圧縮材 参照〕が240程度以下になるように設計するほうがよからう。

引張材の設計では接合部が重要であり、断面検定なども接合部で決定されることが多い。

4.5.2 引張材の断面計算と許容応力度

引張材の引張応力は、もちろん構造物全体の応力解析から求めるのであるが、施行令第82条の2にいう「木造建築物等」に属さない鉄骨造で筋かい（壁面ブレース）を設けた階

表 4.8 地震応力に乗じる数値

	地震応力に乗じる数値
$\beta \leq \frac{5}{7}$ の 場 合	$1+0.7\beta$
$\beta > \frac{5}{7}$ の 場 合	1.5

β は地震力による水平力に対する当該階の筋かいが負担する水平力の比を表わす。

の地震応力は、その値に表 4.8 の数値を乗じることが要求されている*[55 建告 1791 号]。

引張材は、ボルト穴などによる断面欠損の影響を考慮して算定した有効断面積についての存在応力度が、許容引張応力度以下になるように設計する。存在応力度の分布は、通常の場合、有効断面積について一様であると考えるので、次式のような設計式となる。

$$\sigma_t = \frac{N}{A_N} \leq f_t \quad (4.18)$$

記号 σ_t : 存在応力度 (t/cm²)

N : 引張応力 (t)

A_N : 有効断面積 (cm²)

f_t : 許容引張応力度 (t/cm²)

施行令に規定する許容引張応力度は、表 4.1 に示した。規準に規定する許容引張応力度も同じである。

ターンバックルは断面欠損がなく、じん性も高いが、JIS 製品を正しく使うことが大切である。ターンバックル筋かいについては、日本鋼構造協会の建築用ターンバックル筋かい設計施工指針を参照するとよい。

引張材または部材の引張応力を生ずる部分に、ボルトまたは高力ボルトなど（以下、これらをファスナーという）による穴のある場合の有効断面積は、穴を縫って想定される各種の破断線について下記の方法により算出し、その最小のものをとる〔規準 13.1〕。

すなわち、材の有効断面積は、材軸に直角な断面積から破断線に沿い、第 1 の穴については正味欠損面積 a_0 (cm²)（穴径×材厚）を、第 2 の穴以下については、おのおのこれに先だつ穴に対する関係位置に応じ、下式から得られる等価欠損面積 a (cm²) を順次差し引いたものとする〔図 4.17〕。

$$\left. \begin{aligned} b \leq 0.5g \text{ のとき} & \quad a = a_0 \\ 0.5g < b \leq 1.5g \text{ のとき} & \quad a = \left(1.5 - \frac{b}{g}\right) a_0 \\ 1.5g < b \text{ のとき} & \quad \text{この穴を縫う破断線を想定する必要はない} \end{aligned} \right\} \quad (4.19)$$

記号 b : リベットの間隔 (cm), g : リベット列の間隔 (ゲージ) (cm)

なお、山形鋼などの相異なる脚上にある穴の列間隔の算定は、穴から山形鋼の背までの距離の和から板厚を減じたものとする。スロット溶接・プラグ溶接は、有効断面積に加算できない。

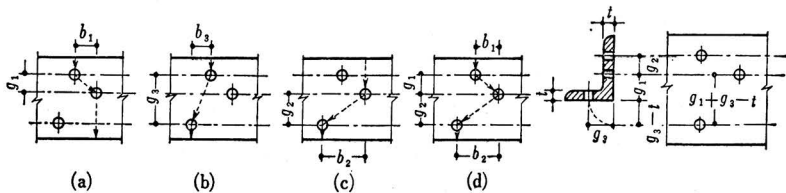


図 4.17

* 筋かい応力だけでなく、その階のはり・柱などの地震応力にも乗じる。

【計算例 4.2】

高力ボルト穴径が 2.15 cm のとき図 4.18 の有効断面積を求める。

(i) 破壊線 ABDE

第 1 高力ボルト B (全断面控除) $d=2.15$ cm

高力ボルト穴 D ($b=0$) $d=d_0=2.15$ cm
 $\Sigma d=4.30$ cm

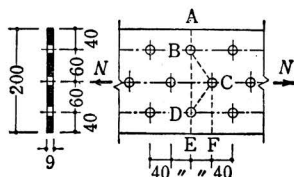


図 4.18

(ii) 破壊線 ABCF

第 1 高力ボルト B $d=2.15$ cm

高力ボルト穴 C ($b=4$ cm, $g=6$ cm) $d=\left(1.5-\frac{b}{g}\right)d_0=1.79$ cm
 $\Sigma d=3.94$ cm

(iii) 破壊線 ABCDE

第 1 高力ボルト B $d=2.15$ cm

高力ボルト穴 C ($b=4$ cm, $g=6$ cm) $d=1.79$ cm

高力ボルト穴 D ($b=4$ cm, $g=6$ cm) $d=1.79$ cm
 $\Sigma d=5.73$ cm

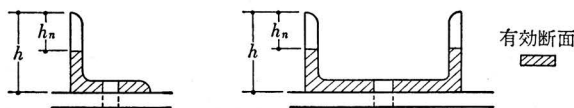
ゆえに ABCDE が最弱断面となり，有効断面積は

$$A_N=(20.0\text{ cm}-5.73\text{ cm})\times 0.9\text{ cm}=12.8\text{ cm}^2$$

山形鋼の片側の脚やみぞ形鋼のウェブにだけファスナーを配したときには，断面が一樣には働き難いので，突出部の一部を無効部として控除することが行なわれている．表 4.9 はその例である．

表 4.9 突出脚の一部控除高さ h_n

断 面 形	ボ ル ト 本 数				
	1	2	3	4	5
山 形 鋼	$h-t$	$0.7h$	$0.5h$	$0.33h$	$0.25h$
み ぞ 形 鋼	$h-t$	$0.7h$	$0.4h$	$0.25h$	$0.2h$



水平力を負担する筋かいでは，その軸部が降伏する場合に，その筋かいの端部および接合部が破断しないことが要求されている（保有耐力接合）．これを確認するための計算式としては，(4.20) 式が用いられている．

$$A_J \cdot \sigma_u \geq 1.2 A_g \cdot F \quad (4.20)$$

記号 A_J ：接合部の破断形式に応じた接合部の有効断面積 (cm^2)

σ_u : 接合部の破断形式に応じた接合部の材料の破断応力度 (kg/cm^2)

A_g : 筋かい材の全断面積 (cm^2)

F : 筋かい材の基準強度 (kg/cm^2) [表 4.1 参照]

接合部の破断形式としては、以下のようなものがある。

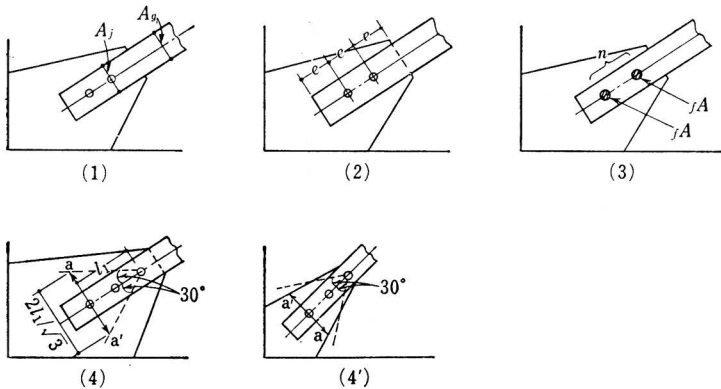


図 4.19 筋かい材の破断形式

(1) 筋かい材の引張破断

4.5.2 に示したように有効断面積 A_N を求め、 $A_j = A_N$ とする。 σ_u の値は筋かい材の破断応力度で、JIS 規格の引張強さの下限値を用いる。すなわち、SS 41 ならば 4100 kg/cm^2 、SM 50 材ならば 5000 kg/cm^2 とする。

(2) ファスナー穴のはしあき破断

$$A_j = n \cdot e \cdot b t$$

記号 n : ファスナーの本数、 e : はしあき距離 (cm)

$b t$: 筋かい材またはガセットプレートの板厚 (cm)、 σ_u は、上記(1)と同じ

(3) ファスナーのせん断破断

$$A_j = n \cdot m \cdot f A$$

$$\sigma_u = 0.75 f \sigma_u$$

記号 n : ファスナーの本数、 m : せん断面の数、 $f A$: ファスナー 1 本の軸断面積、ただし、ねじ部がせん断面となるときは、軸断面積の 75% とする (cm^2)。 $f \sigma_u$: ファスナーの破断強度で、高力ボルト F 8 T ならば 8000 kg/cm^2 、F 10 T ならば 10000 kg/cm^2 、中ボルト 4 T ならば 4100 kg/cm^2 とする。

(4) ガセットプレートの引張破断

図 4.19 (4) の aa' 間の有効断面積をもって A_j とする。

$$A_j = \frac{2}{\sqrt{3}} l_1 \cdot g t - A_d$$

記号 l_1 : ファスナー列の長さ (cm)、 $g t$: ガセットプレートの厚さ (cm)、 A_d : aa' 間

の欠損断面積 (cm²)

(5) 溶接部の破断

A_j = 溶接部の有効断面積 (4.4.6. C)

σ_u は、母材の σ_u とする。ただし、せん断強さは $\sigma_u/\sqrt{3}$ とする。

(6) ファスナーの引張破断

$A_j = n \cdot f A$

$\sigma_u = f \sigma_u$

記号 $f A$: ファスナーの引張有効断面積で軸断面積の 75% とする。 $f \sigma_u$: 前出

4.5.3 引張材の材端接合ファスナーの縁端距離

材厚が小さい引張材の継手で、応力方向に並んでせん断をうけるファスナーの数が少ない場合には、表 4.7 に示した最小縁端距離では、材の縁端部がせん断破壊または大変形を起こし、前節に示したファスナーの許容力を十分に伝達できないことがある。これを防止するため、鋼構造規準は、応力方向に並んでせん断をうけるリベット、ボルトまたは高力ボルトの数が 2 本以下の場合に対し、はしあき距離をその公称軸径の 2.5 倍以上とするよう定めている。

4.5.4 組立引張材

銅板・平鋼を組合わせた組立引張材をつづり合わせるファスナーの材軸方向の間隔は、材の一体性確保のため、ファスナーの軸径の 12 倍以下、かつ組立てられる材の最薄材厚の 30 倍以下とする。断続溶接で組立てる場合は、断続溶接のピッチは組立てられる材の最薄板厚の 30 倍以下とする。

組立引張材に 2 以上の形鋼を組合わせる場合には、それを接合するファスナーおよび断続溶接の材軸方向のピッチは 100 cm 以下とする〔規準 12.1〕。

【計算例 4.3】

右図に示した部材が 14 t (長期) の引張力をうけるとき、断面ならびに接合ボルトを検定する。ただし、鋼材は SS 41 とする (この計算例では、ガセットプレートの引張応力度は検定しなくてよいとする)。

部材の有効断面積は、表 4.9 を適用して

$$A_N = 2 \times (8.73 - 0.6 \times 1.7 - 0.6 \times 7.5 \times 0.33) = 12.45 \text{ cm}^2 \text{ [付 2]}$$

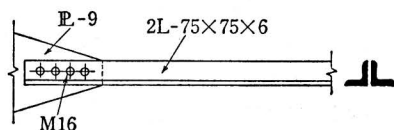
$$\therefore \sigma_t = \frac{N}{A_N} = \frac{14}{12.45} = 1.12 \text{ t/cm}^2 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \text{ 可}$$

また、M 16 ボルトの許容力 (長期) は、この場合

$$R_t = 4.32 \text{ t}, \quad R_s = 3.62 \text{ t} \cdots \cdots \text{[付 3]}$$

であるから、3.62 t である。

$$\therefore \frac{N}{n} = \frac{14}{4} = 3.5 \text{ t} < 3.62 \text{ t} \text{ 可}$$



4.6 圧 縮 材

4.6.1 圧 縮 材

トラスの部材、筋かいなどに見られるように圧縮力のみをうけると考えられる部材を圧縮材という。圧縮材は引張材に次いで断面効率のよい部材であるが、いわゆる座屈がつきものなのであまり細長い材を使用することはできず、しばしば組立断面となる。1本の形鋼からなる場合を単一圧縮材、形鋼や鋼板などを組合わせた場合を組立圧縮材という。

圧縮材の設計時の検討事項としては、つぎのような諸項目があげられる。

- (1) 圧縮力による断面応力度……座屈
- (2) 局部座屈
- (3) 組立圧縮材の場合の接合
- (4) 継手、他部材との接合

4.6.2 座 屈

細長い棒を圧縮してゆくと、材料自身が圧縮破壊を起こす前に、棒が側方に曲がり、横曲げによって破壊する。棒がまっすぐで、荷重を軸心にかければ、はじめはまっすぐ縮むが、荷重がある限界荷重をこすと不意に横曲げを生ずる。このつりあい状態の急激な変化を座屈といい、座屈を生ずる限界荷重を座屈荷重という。また、座屈荷重を棒の断面積で除して得られる応力度を座屈応力度という。

一方、棒に元たわみがあったり、偏心圧縮力が作用するときは、最初から横曲げが増大してゆき、ついに耐力低下を生ずる。この現象は厳密には座屈といえないが、設計上の取扱いは広義に考えて、座屈の中に入れておいてもよい（弾塑性安定）。

両端ピンの細長い棒の座屈荷重は次式で与えられる。

$$P_k = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (4.21)$$

記号 P_k : 座屈荷重 (t), l : 圧縮材の支点間距離 (cm), E : 圧縮材の弾性係数 (t/cm²), I : 圧縮材の曲げの起こる軸に関する断面 2 次モーメント (cm⁴)

圧縮材がどの方向にも曲がりうるときは最小断面 2 次モーメント

(4.21) 式はオイラー (Euler) の公式、 P_k はオイラー荷重とも呼ばれる。(4.21) 式は、応力度の形に書きかえると次式となる。

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{l^2 / i^2} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (4.22)$$

記号 σ_k : 座屈応力度 (t/cm²), i : 圧縮材の曲げの起こる軸に関する断面 2 次半径 (cm),

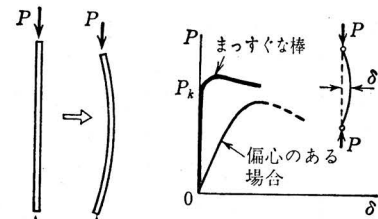


図 4.20 長柱の座屈

図 4.21 軸力と中央横たわみ

λ : 細長比 ($=l/i$)

図 4.22 に示すように、オイラー公式から得られる σ_k は、細長比が小さい範囲では、降伏点より大きくなってしまふ。 σ_k が鋼材の比例限度 σ_p を超える範囲では一定のヤング係数値 E の代わりに、 σ_k での接線弾性係数 (tangent modulus) E_t を使わなければならない。すなわち、(4.23) 式となるわけである。

$$\sigma_k = \frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2} \quad (4.23)$$

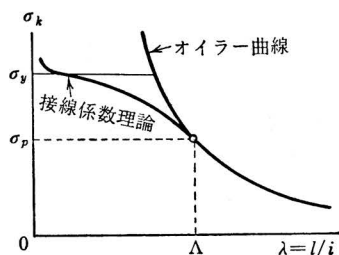


図 4.22 σ_k - λ 関係

(4.23) 式で座屈荷重が与えられるとする考え方を、接線係数理論 (tangent modulus theory) という。座屈応力度 σ_k がオイラー曲線から離れたところの細長比を限界細長比、限界細長比以上の材に生ずる座屈を弾性座屈あるいは長柱座屈、限界細長比以下の材に生ずる座屈を弾塑性座屈あるいは短柱座屈ということがある。

4.6.3 圧縮材の許容応力度

圧縮材の許容応力度は、接線係数理論による座屈応力度を基準にして定めればよいと考えられようが、実際の圧縮材には不可避の偏心や元たわみ、あるいは残留応力があり、その影響の程度が細長比や材形とも関係しているので、それらを考慮して許容応力度を定めなければならない。具体的な許容応力度決定法は、世界各国まったくまちまちである。

鋼構造規準では、圧縮材の許容応力度を単に許容圧縮応力度と呼び、次式で与えている。

$$\left. \begin{aligned} \lambda \leq \Lambda \text{ のとき} \quad f_c &= \frac{\{1 - 0.4(\lambda/\Lambda)^2\} F}{\nu} \\ \lambda > \Lambda \text{ のとき} \quad f_c &= \frac{0.277 F}{(\lambda/\Lambda)^2} \\ \Lambda &= \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 F}} \end{aligned} \right\} \quad (4.24)$$

記号 f_c : 許容圧縮応力度 (t/cm^2)、 λ : 圧縮材の細長比 (4.6.4 参照)

$$\nu = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\Lambda} \right)^2$$

Λ : 限界細長比、 F : 規準表 5.1 に示す値

法令では、座屈の許容応力度といい、55 建告第 1799 号で規定しているが、(4.22) 式とは係数の表記が若干異なるだけで、結果的には同じである。

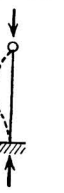
圧縮材の断面計算式は (4.25) 式である。断面積 A を求めるとき、ファスナーの穴は無視する。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} \leq f_c \quad (4.25)$$

4.6.4 単一圧縮材の座屈長さ

前項では、両端ピン支持の圧縮材について述べたが、材の支持状態や載荷条件などが異

表 4.10 座屈長さ l_k (l : 材長)

移動に対する件 回転に対する件		拘 束			自 由	
		両端自由	両端拘束	1端自由 他端拘束	両端拘束	1端自由 他端拘束
座 屈 形						
l_k	理論値	l	$0.5 l$	$0.7 l$	l	$2 l$
	推奨値	l	$0.65 l$	$0.8 l$	$1.2 l$	$2.1 l$

なると、それらが変形に影響し、座屈荷重も異なってくる。このような場合は、その材長をそれらの条件によって定まる座屈長さ l_k に換算し、細長比 $\lambda = l_k/i$ を求めればよい。規準 11 章とその解説は、いろいろな場合の座屈長さの評価について示している。たとえば、表 4.10 はその一部を図示したものであるが、推奨値として示されているのは AISC 規準の解説の値であり、実際構造物では完全固定状態は実現しにくいことを考慮し、固定度がややゆるんで座屈長さが長くなる状況を想定したものである。

なお、細長比を計算するための断面 2 次半径を求めるときには、ファスナーの穴の影響や板の有効幅（後述）などは問題にしない。

圧縮材の細長比があまり大きくなると、建方その他に支障をきたしたり、元たわみが大きくなったりするので、規準では、圧縮材の細長比は 250 以下に制限されている。

圧縮材が座屈を起こして、たわみを生ずる方向は、通常、断面の 2 主軸の方向のいずれかである。したがって、圧縮材の設計に際しては、この 2 主軸に対して、それぞれ $\lambda = l_k/i$ を求める必要がある。求められた λ のうち大きいほうの λ に関する主軸と直角の方向にたわみを生じて座屈することになる。たとえば、図 4.23 に示したような場合には、

$$\left. \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{l_{kx}}{i_x} \\ \lambda_y &= \frac{l_{ky}}{i_y} \end{aligned} \right\} \quad (4.26)$$

のうち、いずれか大きいほうを用いて f_c を決定し、断面を検定する。

4.6.5 トラスの圧縮部材の座屈長さ

トラスは引張材と圧縮材からなっている。その圧

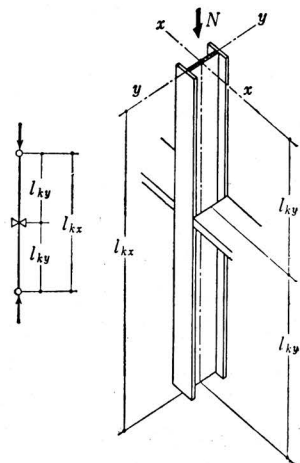


図 4.23

縮材の座屈長さは、現実のトラスの節点や支点の拘束の度合を考慮して定めるべきであるが、規準はトラスの弦材の構面内座屈に対しては、節点間距離をもって座屈長さとし、構面外座屈に対しては、横方向に補剛された支点間距離をもってその座屈長さとする略算を許している〔規準 11.4〕。

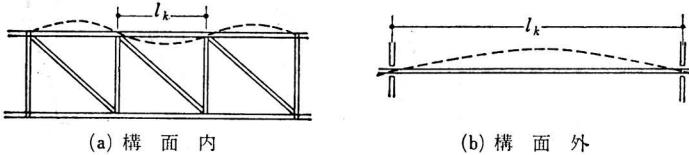


図 4.24 トラスの弦材の座屈長さ

しかし、弦材の横支点が各トラス節点ごとに配されることはほとんどないから、横支点間で弦材応力は軸力の異なる数区間に分かれるのが普通である。このような場合には、横支点間距離を座屈長さとし、その支点間の最大軸力をうける圧縮材と考えて設計したのでは不経済なので、図 4.25 のように、材の両半分が異なった大きさの圧縮力をうける場合は、大きいほうの圧縮力を基準として (4.27) 式の座屈長さを用いることにしている。この場合、材の両端は横移動しないように支持されているものとする〔規準 11.4〕。

$$\left. \begin{aligned} l_k &= l \left(0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \right) \\ \text{かつ} \quad l_k &\geq 0.5 l \end{aligned} \right\} \quad (4.27)$$

記号 l : 材長 (cm)

N_1 : 大きいほうの圧縮力の大きさ (t)

N_2 : 小さいほうの圧縮力の大きさ (t)

一方が引張力である場合には、 N_2 を引張力の大きさとし、負の符号を与える。

軸力の変化する区間が 3 以上の場合、あるいは軸力が連続的に変化する場合についても、座屈長さを略算する方法が発表されているから、必要に応じて規準の解説などを参照されたい。

トラスのウェブ材の構面内座屈に対しては、節点間距離をもって座屈長さとする。ただし、材端支持状態がとくに剛である場合には、図 4.26 のように、両端接合ファスナー群または溶接部の重心間距離をもって座屈長さとする。構面外座屈に対しては、図 4.26 のように節点間距離をもって座屈長さとする。

図 4.27 のように単一山形鋼からなるトラスのウェブ材が、その一方の脚のみで弦材またはガセットプレートに接合される場合は、この材は材端拘束のある偏心圧縮材となり、最小断面 2 次半径を用いて細長比を

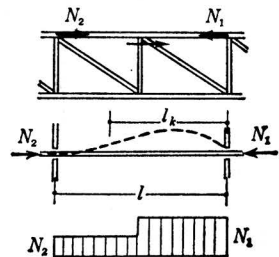


図 4.25

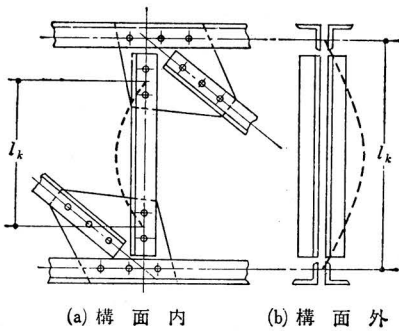


図 4.26 ウェブ材の座屈長さ

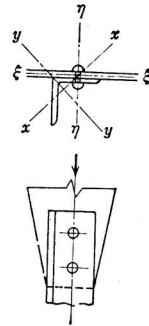


図 4.27

算出し、中心圧縮材として計算してよいことが、実験結果などから確かめられている。しかし、軽微な組立材のウェブ材などに見られる1本ボルト接合では、材端の拘束が非常に小さく、偏心の影響による耐力低下が著しいから、中心圧縮材として計算した場合は、材の許容応力を1/2に低減する〔規準 11.4〕。

ダブルワーレントラスなどに見られるように、トラスのウェブ材が中央で他の材と交差する場合の構面外の座屈長さは、交差する材の軸力、両部材の交点における連続性などを考慮して定めなければならないが、計算式は規定されていないから、規準解説などを参照されたい。

4.6.6 組立圧縮材

組立圧縮材は、図 4.28 のように、はさみ板、ラチス材などのつづり材によって組立て

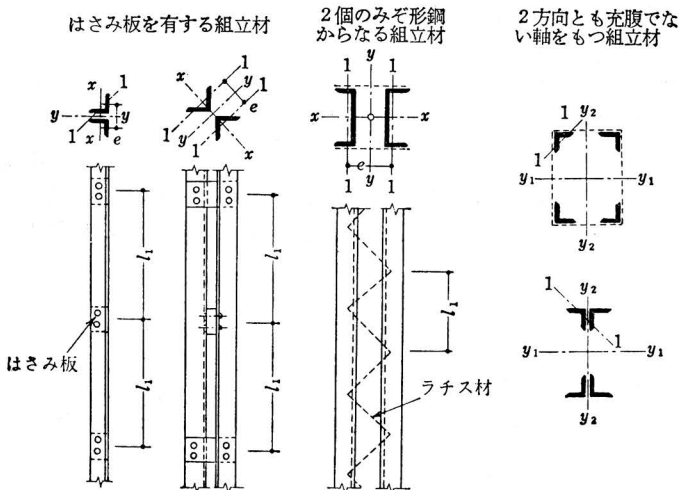


図 4.28 組立圧縮材

られた圧縮材である。組立てられて一体となった組立圧縮材の 2 主軸には、図に示した $x-x$ 軸のような充腹軸と、 $y-y$ 軸のような充腹でない軸とがある。

充腹軸についての座屈に対する算定は、単一材とまったく同様に行なえばよい。

充腹でない軸についての座屈耐力は、せん断変形の影響によって、全断面が一体であるとした場合よりも低下するので、これを考慮して設計しなければならない。この場合、規準 11.6 (3) の構造細則に従ったときには、規準 11.6 (1) に従い、材断面が一体であるとしたときの細長比を割増した有効細長比 λ_{ye} を用いることによって、許容圧縮応力度が求められる〔付 8 参照〕。

組立圧縮材のつづり材は、座屈に伴って発生するせん断力に対して、その断面ならびに接合部が十分な耐力を有していなければならない。このため、つづり材は、つぎのせん断力 Q_k が材軸に直角に作用するものとみなして設計する。

$$Q_k = \frac{2 \cdot N}{100} \quad (4.28)$$

N : 圧縮力 (t)

ラチス組立圧縮材の場合のラチス材に対しては、ラチス材は、座屈に伴うせん断力 Q_k のために

$$N = \pm \frac{Q_k}{n \cdot \cos \theta_1} \quad (4.29)$$

n : ラチスの重複の数、図 4.29 (a) の場合は $n=1$ 、

(b) の場合は $n=2$

の圧縮力または引張力をうける。これに対して、ラチス材を圧縮材または引張材として計算すればよい。なお、この場合のラチス材の座屈長さは、節点間の距離をとる。

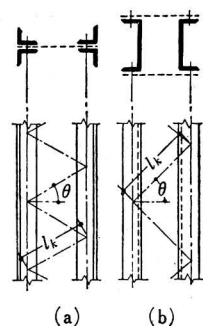


図 4.29

4.6.7 圧縮材の支点的補剛

圧縮材の座屈長さ l_k が図 4.30 (a) のように長い場合は、同 (b) 図のように中間に補剛骨組を設けて、中間支点的の移動を拘束し、 l_k を減少させると設計上有利である。この補剛骨組には剛性と強さの両方が必要である。補剛骨組の剛性が小さければ、中間支点的が移動して拘束の効果がない。また、一般に圧縮材には元たわみがあるので、はじめから補剛骨組に横力が加わるから、強さが小さければやはり拘束の効果がない。略算法として、圧

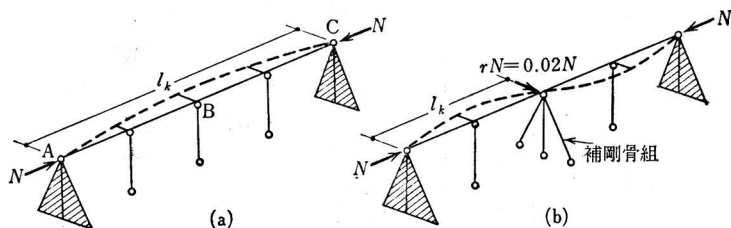


図 4.30

縮材の作用軸力の ν 倍の力に耐えられるように設計するという便法が慣用されてきた。規準は、圧縮力の2%以上の集中横力が補剛骨組に加わるものとして計算するよう規定している。もちろん、圧縮材の元たわみが大きい場合や、補剛骨組の剛性が小さい場合には、上記の集中横力を増大させるほか、圧縮材の座屈長さを割増ししなければならない。なお、図 4.31 のような骨組では、その筋かいを図示の横力によって設計する。

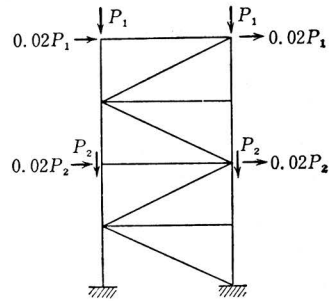


図 4.31

4.6.8 局部座屈一板要素の幅厚比

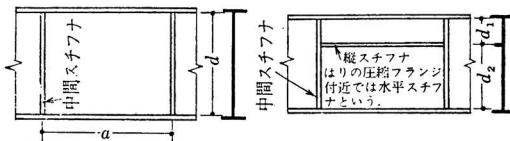
圧縮材では、前述のように、材の細長比 ($\lambda = l_k/i$) が増すに従って許容圧縮応力度 f_c が減少して不利となるので、断面の形状としては、板厚を薄くして形を大きくし、断面2次半径 i を大きくしたほうが得策である。しかし、材厚が小さくなると、圧縮力やせん断力をうける板が局部的に面外にふくらみ出す、いわゆる局部座屈を生ずることがあるので注意しなければならない*。この対策としては、つぎのような方法がある。

- (1) 局部座屈応力度を算定し、存在応力度がそれ以下になるように設計する。
 - (2) 前項までに述べた許容圧縮応力度以下では局部座屈が生じないように、板の寸法形状を制限する。
 - (3) 材の全断面積から局部座屈を考慮して無効部分を控除し、残余の有効面積だけで外力に耐えられるよう設計する。
- (1) の方法は、規準の付“ウェブプレートの座屈検定とスチフナの算定”に用いられていて、計算は繁雑になるが、中間スチフナで補剛することによってせいの高い薄いウェブプレートが使用でき、大規模な柱あるいははりでは経済的となる。

応力度の検定式は次式となる。

$$\left(\frac{\sigma}{f_1}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_2}\right)^2 \leq 1 \quad (4.30)$$

記号 σ : ウェブプレートの最大圧縮応力度, τ : ウェブプレートの最大せん断応力度,
 f_1 : ウェブプレートの許容圧縮板座屈応力度, f_2 : ウェブプレートの許容せん断板座屈応力度



a : スチフナ間隔

d : ウェブプレートの板幅

図 4.32

* 曲げモーメントをうけるときの材の一部は圧縮側となり、局部座屈することがある。

f_1, f_2 は鋼材の種類, 応力分布の形状, 板厚と板幅の比, 中間スチフナの間隔と板幅の比 (a/d を辺長比という) などによって異なる. その算定式が複雑なため実用的には計算図表を利用することが多い.

圧縮応力度の影響が大きいときは水平スチフナが, せん断応力度の影響が大きいときは中間スチフナが有効である. 中間スチフナはウェブのせん断座屈を防ぎ, さらに縦スチフナ (はりの圧縮フランジ近くでは水平スチフナという) と取合う場合はその変形も防止できるように設計する. 縦スチフナあるいは水平スチフナはスチフナ自身が圧縮材として働くように設計する. 詳細については省略する [付 8].

(2) の方法は規準の 8 章に板要素の幅厚比という形で採り入れられている. これらは, 圧縮力をうける板状の構造要素の存在応力度がほぼ降伏点に達するまで局部座屈を起こさないように定められている. したがって, この幅厚比制限をまもるかぎり, 局部座屈は考慮しないで設計を進めてよい. 表 4.11 は規準の規定を図示したもので, 板の局部座屈応力度はその形状や応力度分布によって異なるので, 幅厚比制限も異なるのである.

規準では, 板要素の幅厚比が表 4.11 に示した規定値をこえる場合には, 規定値から有効部分を求め, 有効部分をこえる部分を無効とみなしてとり去った残りの断面について応力度の検定を行なうこととしている. 無効部分は 1 縁支持他縁自由の場合には自由縁の側にとり, 2 縁支持の場合には板幅の中心から対称にとる [図 4.34].

(3) の方法は薄板鋼構造計算規準に有効幅として用いられていた. これは図 4.33 のように両縁を補剛された板が, 補剛縁に平行な圧縮力をうける場合, 板が局部座屈したのちもさらに大きい圧縮力に耐えることを利用するために考えられた. 座屈後は板内の圧縮応力の分布は不均一となり, 板の中央はほとんど座屈応力度にとどまり, 補剛縁に近い部分ほど増大する. 補剛縁の応力度が許容応力度に達したときの耐力を, 有効部分の応力度が一様に許容応力度に達し, 無効部分の応力度は零であるという仮想応力分布に置き換えて表現すると, ここに有効部分の幅, すなわち有効幅という概念を生ずる.

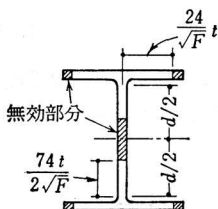


図 4.33 無効部分のとり方

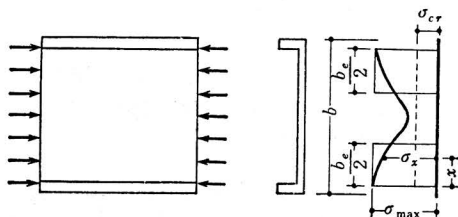


図 4.34

局部座屈が生じると, 部材耐力が低下し始めることが多いので, 地震力に対する保有耐力を計算で確認しないような設計 [1.2.7 (7) 参照] においては, 次のような主旨の措置をとるように通達されている [56 住指発 96]. すなわち, 地震力によって塑性化が予想される柱およびはりの, 材端からおおよそ $l/10$ または $2d$ 以上の部分では, 部材断面を構成する板要素の幅厚比が, 当面原則として表 4.12 の数値を満たす必要がある.

表 4.11 板要素の幅厚比

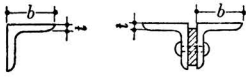
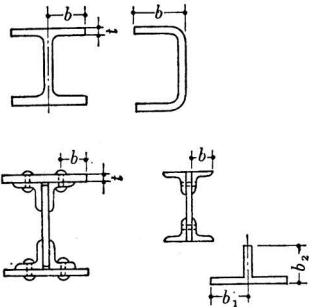
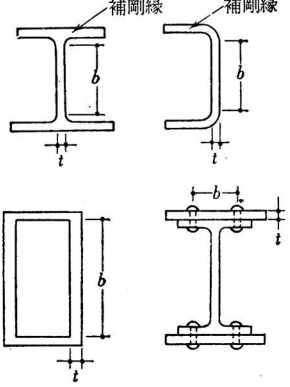
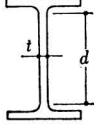
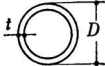
種 類	例	幅 厚 比
単一山形鋼またははさみ板を持つ山形鋼		$\frac{b}{t} \leq \frac{20}{\sqrt{F}}$
圧縮材一般の突出フランジ，はりの圧縮部分から突出している板および山形鋼，はりの圧縮フランジ，T形断面の脚		$\frac{b}{t} \leq \frac{24}{\sqrt{F}}$
柱または圧縮材一般のウェブプレート，箱形断面柱のフランジプレート，カバープレートおよび補剛縁付きの圧縮フランジ〔ただし，補剛縁について制限あり……規準（8.4）式参照〕		$\frac{b}{t} \leq \frac{74}{\sqrt{F}}$
はりのウェブプレート		$\frac{d}{t} \leq \frac{110}{\sqrt{F}}$
鋼 管		$\frac{D}{t} \leq \frac{240}{\sqrt{F}}$

表 4.12 鋼材の幅厚比

部 材	断 面	部 位	鋼 種(注)	幅 厚 比	
				標 準 値	当 面 の 値
柱	H 形 鋼	フ ラ ン ジ	SS 41 級 SM 50 級	9.5 8	12 10
		ウ ェ ブ	SS 41 級 SM 50 級	43 37	45 39
	角 形 鋼 管		SS 41 級 SM 50 級	33 27	37 32
			SS 41 級 SM 50 級	50 36	70 50
	円 形 鋼 管		SS 41 級 SM 50 級	50 36	70 50
			SS 41 級 SM 50 級	50 36	70 50
は り	H 形 鋼	フ ラ ン ジ	SS 41 級 SM 50 級	9 7.5	11 9.5
		ウ ェ ブ	SS 41 級 SM 50 級	60 51	65 55

(注) SS 41 級: SS 41, SM 41, SMA 41, STK 41, STKR 41

SM 50 級: SM 50, SMA 50, SM 50 Y, STK 50, STKR 50

SS 50, SS 55, SM 53 にあっては, H 形鋼および角形鋼管では $\sqrt{\frac{2400}{F}}$ を,円形鋼管では $\frac{2400}{F}$ を SS 41 級の幅厚比に乘じた値とする。ただし, F は当該鋼種の基準強度 (単位 1cm^2 につき kg) である。

【計算例 4.4】

圧縮力 (長期) $N=70\text{t}$ をうける座屈長 $l_{kx}=6\text{m}$, $l_{ky}=2\text{m}$ の柱を規準に従って設計する。ただし, 鋼材は, SS 41, H-244 $\times 175 \times 7 \times 11$ を使用する。

まず板要素の幅厚比を検定する。

$$\text{フ ラ ン ジ} \quad \frac{b}{t_f} = \frac{24.4/2}{1.1} = 11.1 < \frac{24}{\sqrt{F}} = 16$$

$$\text{ウ ェ ブ} \quad \frac{d}{t_w} = \frac{24.4 - 2(1.1 + 1.6)}{0.7} = 27.1 < \frac{74}{\sqrt{F}} = 48$$

よって全断面有効で, $A=56.24\text{cm}^2$

$$i_x = 10.4\text{cm}, \quad \lambda_x = 600/10.4 = 58 < 250 \quad \text{可}$$

$$i_y = 4.18\text{cm}, \quad \lambda_y = 200/4.18 = 49$$

$$A = \sqrt{\frac{3.14^2 \times 2.1 \times 10^3}{0.6 \times 2.4}} = 120 \quad [\text{付 1}]$$

$$f_c = \frac{\{1 - 0.4(58/120)^2\} \cdot 2.4}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{58}{120}\right)^2} = 1.31\text{t/cm}^2 \quad [\text{付 1}]$$

$$\sigma_c = N/A = 70/56.4 = 1.24\text{t/cm}^2 < f_c \quad \text{可}$$

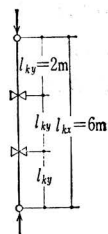


図 4.35

【計算例 4.5】

$N=55.0\text{ t}$ (長期), $l_{ky}=4.50\text{ m}$, $l_{kz}=13.50\text{ m}$ の
ラチス組立圧縮材〔図 4.36〕を SS 41 で設計する。

仮定断面 4L-90×90×13 の断面性能は付 2 から

$$A=4\times 21.71=86.84\text{ cm}^2$$

$$i_2=2.68\text{ cm}, i_1=1.73\text{ cm}$$

$$c=2.69\text{ cm}$$

である〔図 4.37〕。

(1) 山形鋼の幅厚比の検討

$$\frac{b}{t}=\frac{90}{13}=6.9<\frac{20}{\sqrt{F}}=13$$

よって全断面有効

(2) 素材細長比

$$\lambda=\frac{23.1}{1.73}=13.3$$

(3) y 軸まわりについて

規準 11.6, (1), b) によって算定する。

規準 (11.5) 式から

$$\lambda_1=\frac{l_1}{i_1}=\frac{23.1}{1.73}=13.3<20$$

つぎに λ_y を求める。

$$\begin{aligned} i_y &= \sqrt{\left(\frac{e}{2}\right)^2 + i_2^2} \\ &= \sqrt{(2.69+0.9)^2 + 2.68^2} \\ &= 4.49\text{ cm} \end{aligned}$$

$$\therefore \lambda_y = \frac{l_{ky}}{i_y} = \frac{450}{4.49} \doteq 100$$

$\lambda_1 < 20$ であるので, 規準 (11.4) 式から

$$\lambda_{ye} = \lambda_y = 100$$

(4) z 軸まわりについて

規準 (11.6) 式から

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{4 \times 21.71}{1 \times 5.4} \times \frac{23.1^3}{\frac{23.1}{2} \times 24.62^2}} = 16.7 < 20$$

$$i_z = \sqrt{\left(\frac{24.62}{2}\right)^2 + 2.68^2} = 12.6\text{ cm}$$

$$\lambda_z = \frac{1350}{12.6} = 107$$

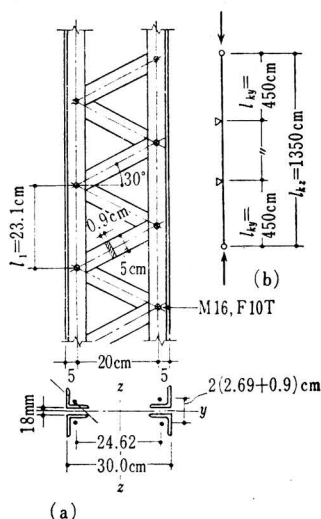


図 4.36

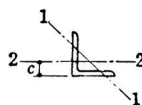


図 4.37

$\lambda_1 < 20$ であるので規準 (11.4) 式から

$$\lambda_{ze} = \lambda_z = 107 > \lambda = 13.3 \text{ [規準 11.6, (3) c]}$$

(3), (4) から

$$\lambda_{ze} = 107 > \lambda_{ye} = 100$$

よって λ_{ze} を用いて, 付1の表付1.1 から

$$f_c = 0.806 \text{ t/cm}^2$$

一方,

$$\sigma_c = \frac{55}{4 \times 21.71} = 0.634 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{0.634}{0.806} = 0.785 < 1 \quad \text{可}$$

(4) ラチス材の検討

規準 11.6, (2) から, 作用するせん断力 Q を求める.

$$Q = 55 \times \frac{2}{100} = 1.1 \text{ t}$$

ラチスの軸方向力を D とすると,

$$D = \pm \frac{1.1}{\cos 30^\circ} = \pm \frac{1.1}{0.866} = \pm 1.27$$

引張材として, 規準 13.1 により

$$A_N = (5 - 1.7) \times 0.9 = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{D}{A_N} = \frac{1.27}{2.97} = 0.428 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \frac{0.428}{1.6} = 0.267 < \quad \text{可}$$

圧縮材として

$$i = \frac{0.9}{\sqrt{12}} = 0.26 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{23.1}{0.26} = 89$$

付1の表付1.1 から, $f_c = 1.000 \text{ t/cm}^2$

$$\sigma_c = \frac{D}{A} = \frac{1.27}{5 \times 0.9} = 0.282 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{0.282}{1.00} = 0.282 < 1 \quad \text{可}$$

(5) 高力ボルトの検討

付 4. から,

$$R = 6.03 \text{ t} > D \quad \text{可}$$

4.7 は り

4.7.1 は り

はりとは、構造力学的にみると、曲げとせん断をうける材ということになり、いわゆる大はり・小はりのほかに、もや・根太・胴縁・1方向床板なども応力的には一種のはりである。これらの材では、曲げおよびせん断に対する検討が第一義となるわけであるが、設計時の具体的検討事項としては、つぎのような諸項目があげられる。

- (1) 曲げモーメントおよびせん断力によるはり断面の応力度
- (2) たわみ
- (3) 横座屈・局部座屈
- (4) 組立はりの場合の接合部
- (5) 局部応力
- (6) 継手、他部材と接合部

これらの検討事項の重要度ははりの構造、荷重の状況などによって異なる。単一のI形鋼やH形鋼などからなる形鋼はりの場合には、スパンが短くて長さの割合に荷重の大きな場合や、支点近くに集中荷重の作用する場合を除いて、せん断力はほとんど設計のきめ手にならない。フランジの局部座屈も同様である。一方、板を組立てて作るプレートガーダーでは、組立てのための接合部の検討が重要なのもちろんであるが、フランジやウェ

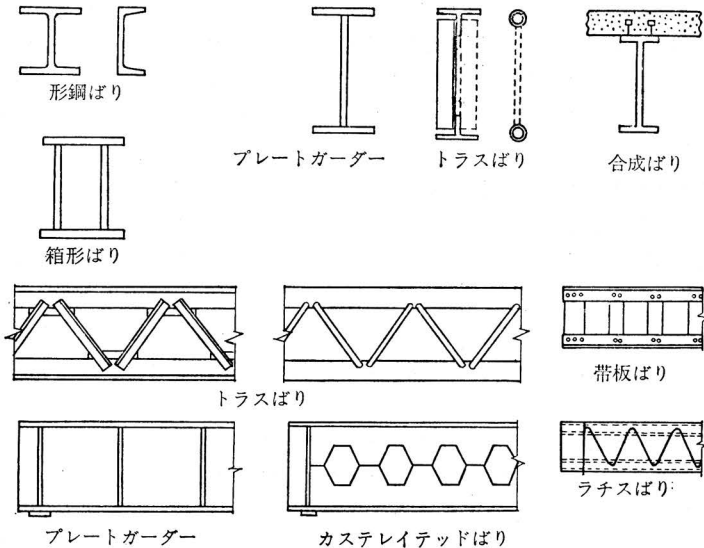


図 4.38

ブの局部座屈が問題となりやすい。また、山形鋼や鋼管などからなるトラスばりでは、接合部や全体および個材座屈などのほかに、たわみの問題が重要な事項になることがある。継手と仕口は建築物全体の構造計画に影響する重要な問題である。

単一形鋼ばりやプレートガーダーのようにウェブに穴のあいていないはりを充腹形のはり、トラスばりや“カステレイテッドばり”などのようにウェブに穴のあいているはりを非充腹形のはりという〔合成ばりについては、4.10 参照〕。

4.7.2 曲げモーメントに対する検討

曲げモーメントが断面の主軸まわりに作用するとき、曲げによる正負最大垂直応力度は断面最外縁に生じ、その値は曲げモーメントを断面係数で除して得られる。したがって、断面検定式は、つぎようになる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{M}{Z_t} &= \sigma_t \leq f_b (=f_t) \\ \frac{M}{Z_c} &= \sigma_c \leq f_c \end{aligned} \right\} \quad (4.31)$$

記号 f_b : 許容曲げ応力度 (t/cm^2)

M : 曲げモーメント ($\text{t}\cdot\text{cm}$)

Z_t : 引張側断面係数 (cm^3)

Z_c : 圧縮側断面係数 (cm^3)

σ_t : 引張側最外縁垂直応力度 (t/cm^2)

σ_c : 圧縮側最外縁垂直応力度 (t/cm^2)

断面係数は、断面の引張りをうける部分のファスナーの穴を控除した断面について算出する。なお、これらの穴の控除による中立軸の移動は考慮しない。このとき計算の便宜上、普通、これらに対応する圧縮側の穴も控除する。また、プレートガーダーの場合、リベット穴を控除したウェブ断面の代わりに、その厚さを 15% 減じた等価断面を用いることも略算として慣用されている。

トラスばり・ラチスばりの場合は、トラスとして各部材断面を求めればよいわけであるが、格子数の多い平行弦材トラスばりの弦材応力は曲げモーメントを弦材の重心間距離で除した値で代用する略算が行なわれている。弦材および腹材は、圧縮材または引張材として設計する。

許容曲げ応力度は、引張側については許容引張応力度と同じであるが、圧縮側については横座屈を考慮して、もっと小さい値を採らなければならないことがある〔規準 5.1 (4) a)〕。

(1) 横座屈: H形鋼, I形鋼, その他比較的ねじりに弱い 2 軸対称断面材をその強軸まわりに曲げてゆくと、はじめは弱軸面内だけで曲がっていたものが、突然弱軸面外にたわみ、ねじれることがある。この現象を、横座屈あるいは曲げねじれ座屈などと呼び、この座屈を生ずるときのモーメント (M_{cr}) による応力度 ($\sigma_{cr} = M_{cr}/Z$) を横座屈応力度という。規準 5.1 (4) a) に示された許容曲げ応力度は、この横座屈応力度をもとにして定

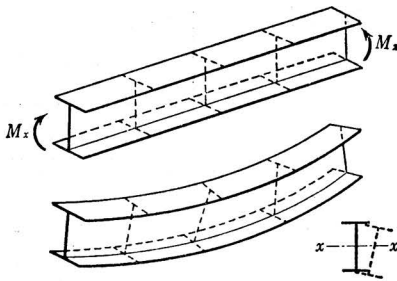


図 4.39 (a) 横座屈

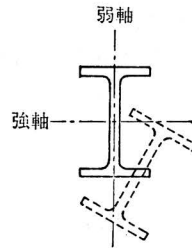


図 4.39 (b)

められたものである。

すなわち、面内に対称軸を有し強軸まわりに曲げをうける場合の I 形・H 形などの圧延形鋼またはプレートガーダーなどに対して、下記の (4.32) 式、(4.33) 式のうち、いずれか大きいほうをとることになっている。

$$f_b = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(l_b/i)^2}{CA^2} \right\} \cdot f_t \quad (4.32)$$

$$f_b = \frac{900}{\left(\frac{l_b \cdot h}{A_f} \right)} \quad (4.33)$$

$$\text{ただし, } f_b \leq f_t \quad (4.34)$$

記号 l_b : 圧縮フランジの支点間距離 (cm)

i : 圧縮フランジとはりせいの 1/6 とからなる T 形断面の、ウェブ軸まわりの回転半径 (cm) [計算例参照]

h : はりのせい (cm)

A_f : 圧縮フランジの断面積

$$A = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 F}}: \text{限界細長比}$$

C : 修正係数

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{M_2}{M_1} \right) + 0.3 \left(\frac{M_2}{M_1} \right)^2 \quad (4.35)$$

ただし、2.3 以下

(M_2/M_1) は図 4.40 (a) の場合は正、(b) 図の場合は負、(c) 図のように中間の曲げモーメントが M_1 より大きい場合には $C=1$ とする。

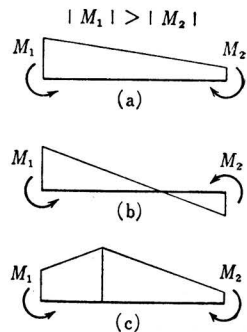


図 4.40

【計算例 4.6】

図 4.41 に示した、中間に支点のない長さ 8.75 m の部材が、(a) 図のような分布の曲

げモーメントをうけているときの f_b を求める。鋼材は SM 41 とする。

フランジプレート 400×20 mm

ウェブプレート 560×12 mm

(4.32) 式中の i は、図 4.42 から

$$A = 40 \times 2 + 8 \times 1.2 = 89.6 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 2 \times 40^3 + \frac{1}{12} \times 8 \times 1.2^3$$

$$= 10670 \text{ cm}^4$$

$$\therefore i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{10670}{89.6}} = 10.9 \text{ cm}$$

また、 $M_z = 0$ であるから、(4.35) 式から

$$C = 1.75$$

さらに $l_b = 875$ cm

$$A_f = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}^2$$

$$A = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6 F}} = \sqrt{\frac{3.14^2 \times 2100}{0.6 \times 2.4}} = 120 \text{ [付 1]}$$

規準 (5.7) 式から

$$f_b = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(l_b/i)^2}{CA^2} \right\} \times f_t$$

$$= \left\{ 1 - 0.4 \frac{(875/10.9)^2}{1.75 \times 120^2} \right\} \times 1.6 = 0.898 \times 1.6 = 1.438 \text{ (t/cm}^2\text{)} \text{ [付 1, 図付 1.1]}$$

規準 (5.8) 式から

$$f_b = \frac{900}{\frac{l_b \cdot h}{A_f}} = \frac{900}{\frac{875 \times 60}{80}} = 1.370 \text{ (t/cm}^2\text{)} \text{ [付 1, 図付 1.1]}$$

$$\therefore f_b = 1.438 \text{ (t/cm}^2\text{)} < f_t = 1.6 \text{ (t/cm}^2\text{)}$$

許容曲げ応力度の式からわかるように、 l_b を小さくするため、はりの圧縮側フランジが回転・横移動しないように、つなぎ材などで拘束するのがよい。合成ばりのように RC 造スラブと一体となっている圧縮側フランジなどでは、 $l_b = 0$ と考えてよい。

なお、軽量形鋼ばりの f_b については、軽量形鋼構造設計施工指針を参照されたい。

(2) 前述の断面形状を持つはりでも、曲げが弱軸まわりに作用するときには、横座屈の生ずるおそれはない〔図 4.43〕。また、鋼管や箱形断面のようにねじりに強い断面を持つはりも、横座屈するおそれはない。したがって、これらの場合の許容曲げ応力度は、許容引張応力度と等しくなる〔規準 5.1 (4) b)〕。

(3) みぞ形断面材および荷重面内に対称軸をもたない材では、荷重合力がせん断中心〔図 4.44〕を通らないかぎり、曲げが作用すると、はじめからねじれ変形を伴うが、曲げをもたらす荷重（あるいは反力）は、これらの材に直交して接合される部材によって伝達

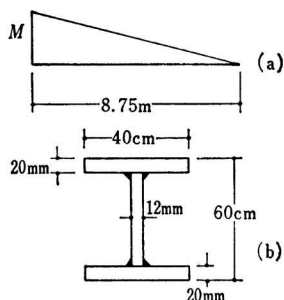


図 4.41

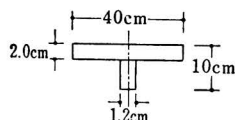


図 4.42

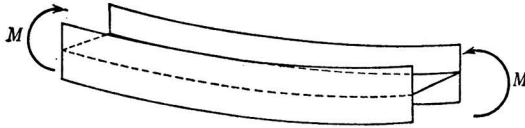


図 4.43

されるのが普通である。このような場合、それらの部材がねじれ防止に役だつと考えられるので、許容曲げ応力度としては直交部材間隔を l_b として (4.33) 式の値をとる。

軽微なみぞ形断面材あるいは Z 形断面材が根太や胴縁に用いられたときには、床や壁などによる拘束力が相対的に大きいから、許容曲げ応力度を f_t ととってもよい。

JIS に定める熱間圧延山形鋼および軽山形鋼の強軸まわりの曲げ、軽 Z 形鋼の弱軸まわりの曲げは、寸法上、横座屈のおそれはないので $f_b = f_t$ としてよい。

(4) 曲げモーメントの作用面と断面主軸が、図 4.45 のように一致しない場合には、モーメントを断面主軸方向の成分 M_X , M_Y に分解して検討する (2 軸曲げ)。断面検定式は次式となる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_X}{f_{bX}} + \frac{\sigma_Y}{f_{bY}} &\leq 1 \\ \sigma_X &= \frac{M_X}{Z_X}, \quad \sigma_Y = \frac{M_Y}{Z_Y} \end{aligned} \right\} \quad (4.36)$$

記号 M_X : X-X 軸まわりのモーメント

M_Y : Y-Y 軸まわりのモーメント

f_{bX} , f_{bY} は上述の (1)~(3) に述べた許容曲げ応力度のうち、該当するものをとる。たとえば図 4.45 の場合ならば、 f_{bX} は (1) の f_b , f_{bY} は (2) の f_t となり、山形断面の場合は、 f_{bX} と f_{bY} の両方が f_t に等しい。

4.7.3 セン断力に対する検討

せん断力によって充腹ばり断面に生ずる最大応力度はウェブの中立軸位置に生じ、その大きさは次式で与えられるので、断面検定式も次式となる。

$$\tau = \frac{QS}{It_1} \leq f_s \quad (4.37)$$

記号 τ : セン断応力度 (t/cm^2), t_1 : ウェブの厚さ (cm)

Q : セン断力 (t)

S : 中立軸についての断面上半部または下半部の断面 1 次モーメント (cm^3)

I : 中立軸についての全断面の断面 2 次モーメント (cm^4)

S および I については、リベット穴を控除する必要はない。

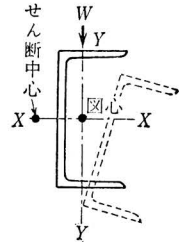


図 4.44

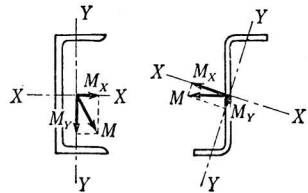


図 4.45

ただし、通常用いられる I 形鋼・H 形鋼断面ではウェブのせん断応力度を均等とみなしても危険なほどの誤差とはならないので、規準解説では下式によってもよいことにしている。

$$\frac{Q}{t_1 \cdot d_w} \leq f_s \quad (4.38)$$

記号 f_s : 許容せん断応力度 $\left(= \frac{F}{1.5\sqrt{3}} \right)$ (t/cm²)

d_w : ウェブのせい (cm)

t_1 : ウェブの厚さ (cm)

トラスはり・ラチスばりの腹材は、トラスとして求めた応力(軸方向力)に対して引張材または圧縮材として設計すべきであるが、格子数の多い平行弦トラスの腹材の応力は、はりのせん断力の腹材方向の分力と仮定してもよい〔腹材の座屈長さについては、4.6.4〕。しかし、一般の非充腹形のはり(例：カステレイテッドはり)のせん断力の分布を正確に求めるのは困難なことが多い。

圧延形鋼、溶接 I 形断面などのウェブ面内にせん断力が集中して作用するときにはウェブの厚さが足りないと、この部分でウェブが圧壊することがあるので、はりの鉛直方向の軸方向応力について検討する必要がある。

ウェブ面内に集中力が作用するときのウェブの応力分布は図 4.47 のようであると仮定する。このような場合、図に示すような有効幅 b_e をとり、その部分での平均圧縮応力度を求め、これがある一定応力度以下ならば圧壊が生じないことを実験などによって確かめておけばよいわけである。ウェブの圧縮応力度がもっとも大きくなる場所はウェブフィレット先端部〔図 4.47〕であるから、断面検定式は (4.39)、(4.40) 式のようになる。

はりの中間荷重に対して

$$\frac{P}{t(l+2t_0)} \leq f_c' \quad (\text{t/cm}^2) \quad (4.39)$$

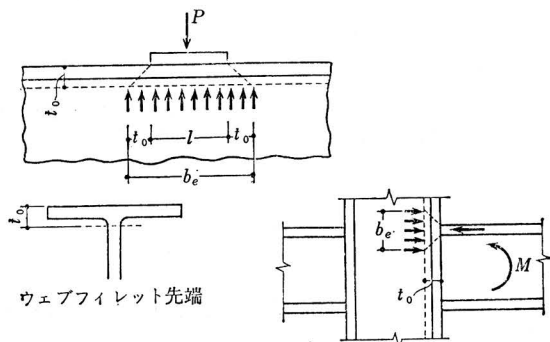


図 4.47 集中力をうけるウェブの応力分布

はり端部の支点反力に対して

$$\frac{P}{t(l+t_0)} \leq f_c' \quad (t/\text{cm}^2) \quad (4.40)$$

記号 f_c' : ウェブフィレット先端部の許容圧縮応力度 ($=F/1.3$) (t/cm^2)

〔規準 5.1 (3) b)〕

P : 集中荷重または反力 (t)

t : ウェブ厚さ (cm)

t_0 : フランジ外縁からウェブフィレット先端までの距離 (cm)

l : 荷重分布長さ (cm)。ただし、支点反力に対しては t_0 以下であってはならない。クレーン車輪荷重の場合は、レール上ば面において 5cm とする。

前述の許容応力度 f_c' の値が、通常のものより大きいのは、局所的な見掛けの応力度を対象としているためである。

ウェブが比較的薄く前述の検定が満足されないときは、荷重点スチフナを設ける。この部分の計算は、図 4.48 に示すように、スチフナとウェブの一部（ウェブプレートの有効幅部分）が一体となって構成される圧縮材とみなして行なう。ウェブプレートの有効幅は、はりの中間スチフナではスチフナの両側にウェブ厚さの 15 倍以下、端部スチフナでは片側に 15 倍以下とし、また座屈長さは、はりせいの 0.7 倍とする。なお、スチフナはウェブの両側に設け、ウェブだけでなくフランジにも密着させる。

なお、計算上は荷重点スチフナが不要であっても、はり端部や集中荷重の作用する中間断面には、できるだけ荷重点スチフナを設けるべきである。

4.7.4 はり各部の幅厚比

はりのフランジやウェブの幅厚比に関しては、4.6.8 を参照されたい。

4.7.5 プレートガーダー

プレートガーダーの断面の、曲げモーメント・せん断力に対する算定は、形鋼ばりとまったく同様に (4.31) 式、(4.37) 式で行なえばよい。また、大規模なプレートガーダーのウェブはスチフナ付きの薄い板とするのが一般的である。そのときは、規準付“ウェブプレートの座屈検定とスチフナの算定”によって設計するが、一般の建築物に大規模なプレートガーダーが用いられることは少ない。

図 4.49 に示す溶接プレートガーダーのフランジとウェブを接合するすみ肉溶接ののど厚は、(4.37) 式と同じ考え方から、つぎの式によって算定される。

$$a \geq \frac{QS}{2f_s I} \quad (4.41)$$

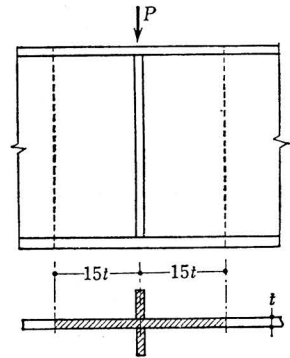


図 4.48 荷重点スチフナ

- 記号 a : すみ肉溶接ののど厚 (cm)
 Q : はりのせん断力 (t)
 S : 中立軸に関する片側フランジプレート
 の断面 1 次モーメント (cm³)
 f_s : すみ肉ののど断面の許容せん断応力
 度 (t/cm²) [4.4.6.E]
 I : はり全断面の中立軸に関する断面 2
 次モーメント (cm⁴)

同図 (b) において、フランジプレートとカバー
 プレートを接合するすみ肉溶接の算定も、(4.43)
 式に準じて行なえばよい。溶接組立ばりの場合に

は、カバープレートを用いず、板厚などを変えて、1 枚のフランジとするほうがよい。

これらのすみ肉溶接は断続溶接とすることもできる。その場合は、(4.42) 式を用いる。

$$\left. \begin{aligned} R &= 2 a l f_w \\ p &= \frac{RI}{QS} \end{aligned} \right\} \quad (4.42)$$

記号 l : 断続溶接 1 か所の有効長さ (cm), p : 断続溶接のピッチ (cm)

f_w : 溶接継目の許容応力度 (t/cm²)

クレーン受ばりのように、フランジに直接力が加わるときは、フランジとウェブの接合
 部は、この力も同時に伝えなければならない。フランジからの力の広がり方は、図 4.50
 に示すように、荷重分布長さ (クレーン車輪荷重の場合はレール上面で 5 cm とするのが
 慣例) の両端から 45° の開角でウェブに伝達するものと仮定し、この中に含まれる接合が
 均等に荷重方向の力を分担すると考える。

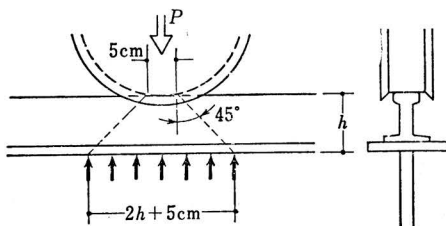


図 4.50 クレーン車輪荷重からの力の広がり

スパンの大きいはりで、それに生ずる曲げモーメント分布がたいへん一様でない場合
 は、その全長にわたってはりを同一断面とすることは不経済なので、曲げモーメントの大
 小に応じて断面を変化させる。たとえば、モーメントの大きいところにカバープレートをつ
 けてフランジ断面積を増加させる、はりせいを変化させる、鋼材の種類を変える*などの
 方法がある。最初の方法は長スパンの単純ばりに、2 番めの方法は一端ピン他端連続の

* フランジに高張力鋼、ウェブには SS 41 を用いるハイブリッドビームがその一例。

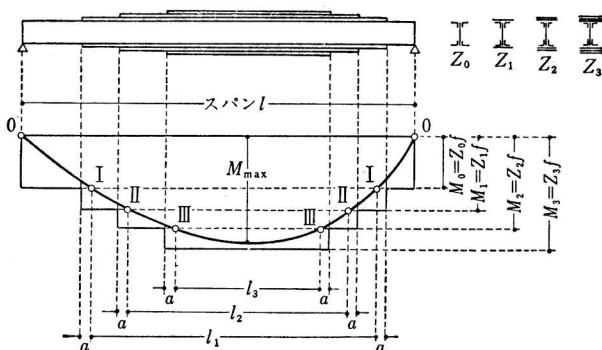


図 4.51

部材に、3 番めの方法ははりの形状・剛比を変えたくないときに使われる。

カバープレートをつける場合について、図 4.51 を例として説明する。

カバープレートのない断面の断面係数 Z_0 によって抵抗できるのは、モーメント図からわかるように、区間 0～I で、それ以上は断面を補強する必要がある。そこでカバープレートを 1 枚つけて、断面係数を Z_1 に増加させ、区間 I～II に対し有効とさせ、区間 II～III についてはさらにカバープレートをつけて、断面係数を Z_2 として抵抗する。

ファスナーによってカバープレートを取付けるときは、その数は 4 枚以下とし、カバープレートの全断面積はフランジ全断面積の 70% 以下とする。また、溶接組立ばりのときは、フランジをなるべく 1 枚の板で構成する。すなわち、フランジ板厚または板幅を変化させる。カバープレートの端部には、モーメント計算上不要となる位置から先に余長 a を設ける〔図 4.51〕。この余長部には、計算上カバープレートが必要な位置、たとえば図 4.51 I 点において、カバープレートが負担すべき応力を伝えるに十分な接合を施さなければならない。

$$N_c = A_c \cdot \frac{M}{Z} \quad (4.43)$$

記号 N_c : カバープレート余長部に生じる軸方向力 (t), A_c : 余長の計算対象となるカバープレートの断面積 (cm²), M : 計算位置の曲げモーメント (t・cm), Z : 余長の計算対象となるカバープレートつきはりの断面係数 (cm³)

したがって、逆にファスナーあるいは溶接の耐力、配置のつごうから、具体的な余長が定まる。なお、溶接によってカバープレートを接合する場合は、計算上不要であっても、カバープレートの幅の 1/2 以上の余長は必要である〔規準 9.1〕。

4.7.6 た わ み

はりのたわみが大きい場合には、仕上材や建具の損傷、床面の傾斜による機能上の障害（移動荷重のある場合はとくに問題）、はりの変形に伴う 2 次応力の増大、不快感などが生じることがある。たわみの大きいようなはりでは振動による障害も生じやすい。

傾斜の小さいろく屋根では、雨水がたまって、ますますたわみが大きくなることがあ

る。RC床を設ける建物では、合成ばりにすることによって、はりの剛性を 2~3 倍に向上させることができるので、積極的に採用するのがよい。たわみ限度をどのような単位(例: 絶対値, スパン長比など)で、どれだけと規定すべきかは複雑な問題で、明解な表示をしにくいのであるが、規準は 10 章に規定を示している。これらのたわみ計算は、応力計算上の全応力状態について行なうべきものであ

ることに注意しなくてはならない。

通常の形鋼ばりではせん断変形によるたわみは無視できる程度であるが、非充腹ばりではその影響の大きいときがあるので注意する。

【計算例 4.7】

図 4.52 に示した山形鋼もやの断面を短期応力で検定する。

ただし, $W=200 \text{ kg/m}$

もやスパン $l=4.00 \text{ m}$ (両端単純支持)

幅厚比の検討 [規準 8.1 (1) a) または本書表 4.12]

$$\frac{b}{t} = \frac{90}{10}, \quad \frac{20}{\sqrt{F}} = 13 \text{ 可 [付 1]}$$

断面主軸の方向に分解して考える。

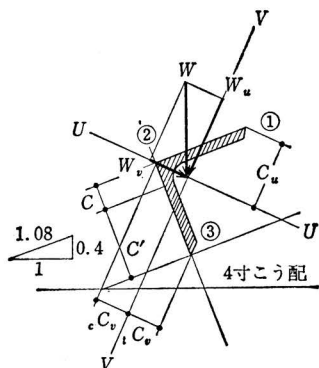
$$\begin{aligned} W_u &= \frac{1}{1.08} W \\ &= \frac{0.2}{1.08} = 0.185 \text{ t/m} \\ M_u &= \frac{W_u l^2}{8} \\ &= \frac{0.185 \times 4^2}{8} = 0.368 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

断面定数 [付 2]

$$C = 2.58 \text{ cm}, \quad C' = 6.42 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} C_u &= 9/\sqrt{2} \\ &= 6.36 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z_u &= \frac{I_u}{C_u} \\ &= \frac{199}{6.36} = 31.3 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$



もや L-90×90×10(SS41)

図 4.52

$$\begin{aligned} W_v &= \frac{0.4}{1.08} W \\ &= \frac{0.4 \times 0.2}{1.08} = 0.074 \text{ t/m} \\ M_v &= \frac{W_v l^2}{8} \\ &= \frac{0.074 \times 4^2}{8} = 0.158 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} c_{C_v} &= \sqrt{2} C \\ &= \sqrt{2} \times 2.58 = 3.65 \text{ cm} \\ t_{C_v} &= \sqrt{2} C' \\ &= \sqrt{2} \times 6.42 = 2.71 \text{ cm} \\ c_{Z_v} &= \frac{I_v}{c_{C_v}} \\ &= \frac{51.6}{3.65} = 14.1 \text{ cm}^3 \\ t_{Z_v} &= \frac{51.6}{t_{C_v}} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad c\sigma_u &= \frac{M_u}{Z_u} \\ &= \frac{36.8}{31.3} = 1.17 \text{ t/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\textcircled{2} \quad \sigma_u = 0$$

$$\textcircled{3} \quad t\sigma_u = 1.17 \text{ t/cm}^2$$

$$= \frac{51.6}{2.71} = 19.0 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} \textcircled{1} \quad t\sigma_v &= \frac{M_v}{tZ_v} \quad (\textcircled{3} \text{ も同じ}) \\ &= \frac{15.8}{19.0} = 0.83 \text{ t/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \textcircled{2} \quad c\sigma_v &= \frac{M_v}{cZ_v} \\ &= \frac{15.8}{14.1} = 1.11 \text{ t/cm}^2 \end{aligned}$$

山形鋼もやの許容応力度は、4.7.2 (3) に述べたように、 $f_b = f_t$ としてよいから、

$$\textcircled{1} \quad \frac{t\sigma_u - t\sigma_v}{f_b} = \frac{1.17 - 0.83}{1.5 \times 1.6} < 1 \quad \text{可}$$

$$\textcircled{2} \quad \frac{c\sigma_u + c\sigma_v}{f_b} = \frac{0 + 1.11}{1.5 \times 1.6} < 1 \quad \text{可}$$

$$\textcircled{3} \quad \frac{t\sigma_u + t\sigma_v}{f_b} = \frac{1.17 + 0.83}{1.5 \times 1.6} < 1 \quad \text{可}$$

たわみ $\delta = (5wl^4)/(384EI)$, (ねじり変形無視)

$$\begin{aligned} \delta_u &= \frac{5 \times 1.85 \times 4^4 \times 10^5}{3.84 \times 2.1 \times 1.99 \times 10^7} \\ &= 1.48 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_v &= \frac{5 \times 7.4 \times 4^4 \times 10^4}{3.84 \times 2.1 \times 5.16 \times 10^6} \\ &= 2.27 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\delta = \sqrt{\delta_u^2 + \delta_v^2} \approx 2.7 \text{ cm} \approx \frac{l}{150}$$

4 寸こう配の屋根のもやの短期のたわみとしては許容できよう (もやのたわみ限度は屋根ぶき材の性質によって支配される)。

4.8 柱

4.8.1 柱

柱は、構造物の安全性にもっとも影響を与える重要な部材である。力学的には、圧縮力と同時に曲げモーメント・せん断力をうけるため、圧縮材ならびにはり材としてのそれぞれの特性が合成され、かなり複雑な特性をもっている。したがって、計算に際しては本項によるほか 4.6 の圧縮材、4.7 のはりの各項で述べた事項にも十分留意しなければならない、柱材の細長比は 200 以下とする。

4.8.2 断面検定

圧縮力と曲げモーメントをうける材の断面算定は、規準では、一般に、下式に従う。下式の算定にあたって、 σ_c , $c\sigma_b$, $t\sigma_b$ の値は絶対値をとる [規準 6.1]。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c\sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad (4.44)$$

かつ

$$\frac{t\sigma_b - \sigma_c}{f_t} \leq 1 \quad (4.45)$$

記号 f_c : (4.24) 式に規定する許容圧縮応力度で、該当するもの (t/cm^2)

f_b : (4.32)~(4.34) 式に規定する許容曲げ応力度で、該当するもの (t/cm^2)

f_t : (4.19) 式に規定する許容引張応力度 (t/cm^2)

σ_c : 平均圧縮応力度 ($=N/A$) (t/cm^2), $c\sigma_b$: 圧縮側曲げ応力度 ($=M/Z_c$) (t/cm^2)

$t\sigma_b$: 引張側曲げ応力度 ($=M/Z_t$) (t/cm^2), N : 圧縮力 (t), M : 曲げモーメント ($\text{t}\cdot\text{cm}$), A : 全断面積 (cm^2), Z_c : 圧縮側断面係数 (cm^3), Z_t : 引張側断面係数 (cm^3)

また、引張力と曲げモーメントをうけるときは、一般に下式に従う。 σ_t , $c\sigma_b$, $t\sigma_b$ は絶対値をとる。

$$\frac{\sigma_t + t\sigma_b}{f_t} \leq 1 \quad (4.46)$$

かつ

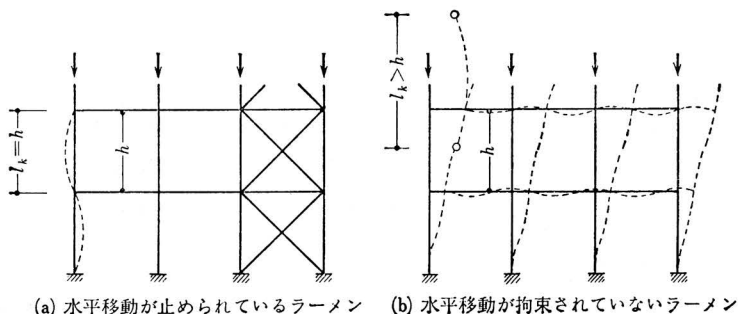
$$\frac{c\sigma_b - \sigma_t}{f_b} \leq 1 \quad (4.47)$$

記号 σ_t : 平均引張応力度 ($=T/A_N$) (t/cm^2), T : 引張力 (t)

A_N : 引張材の有効断面積 (cm^2) [4.5.2 参照]

(4.44)~(4.47) 式中の断面係数ははりの場合と同様にして求める。また、許容圧縮応力度 f_c を求めるときは、曲げの作用する面と座屈を生ずる面は無関係として計算する。曲げが2方向の断面主軸について作用するときは、 σ_b について (4.36) 式のように扱う。

ラーメンの柱材の座屈長さは、ラーメンの横移動が拘束されている場合、すなわち、筋かい付き骨組、耐震壁など水平移動に対して剛な骨組に剛な床組をもって連結されたときは、節点の水平移動はないものとみなせるから、柱材の座屈長さが節点間距離より長くは



(a) 水平移動が止められているラーメン (b) 水平移動が拘束されていないラーメン

図 4.53

ならない。したがって、座屈長さは節点間距離に等しいと略算することができる。一方、水平移動が拘束されていないラーメンでは、柱材の座屈長さは節点間距離より長くなり、やや複雑な問題となるが、通常のラーメンについては既往の略算式や計算図表を利用することができる〔例；日本鋼構造協会：H形鋼デザインマニュアル〕。

【計算例 4.8】

図 4.54 の柱を溶接H形断面（突合せ溶接）で設計する。

鋼材は SM 41 とする。

$$P=60.0 \text{ t}, M_x=50.0 \text{ t} \cdot \text{m} \text{ (長期応力)}$$

断面を図 4.55 のように仮定する。

フランジプレート 400×20

ウェブプレート 560×12

$$F=2.4 \text{ t/cm}^2$$

(1) 幅 厚 比 [表 4.11]

フランジプレート

規準 8.1, (1), b) から

$$\frac{b}{t} = \frac{20}{1.2} = 10 < \frac{24}{\sqrt{F}} = 16 \quad \text{可}$$

ウェブプレート

規準 8.1, (2), a) から

$$\frac{d}{t} = \frac{60-2 \times 2}{1.2} = 46.7 < \frac{74}{\sqrt{F}} = 48 \quad \text{可}$$

(2) 許容圧縮応力度

x - x 軸まわりについて

$$\begin{aligned} I_x &= 2 \times (40 \times 2) \times 29^2 + \frac{1}{12} \times 1.2 \times 56^3 \\ &= 134\,500 + 17\,600 = 152\,100 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$Z_x = \frac{152\,100}{30} = 5\,070 \text{ cm}^3$$

$$A = 2 \times 40 \times 2 + 1.2 \times 56 = 160 + 67.2 = 227.2 \text{ cm}^2$$

$$i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{152\,100}{227.2}} = \sqrt{670} = 25.9 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{l_k}{i_x} = \frac{875}{25.9} = 33.8$$

y - y 軸まわりについて

$$I_y = \frac{1}{12} \times 2 \times 40^3 \times 2 + \frac{1}{12} \times 56 \times 1.2^3 = 21\,300 \text{ cm}^4$$

$$i_y = \sqrt{\frac{21\,300}{227.2}} = \sqrt{93.8} = 9.7 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{875}{9.7} = 90$$

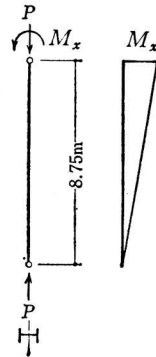


図 4.54

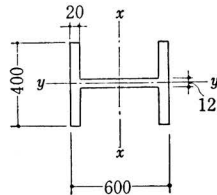


図 4.55

$$\lambda_y > \lambda_x, \lambda = \lambda_y = 90 < 200 \quad \text{可}$$

付1の表付1.1から

$$\therefore f_c = 0.992 \text{ t/cm}^2$$

(3) 許容曲げ応力度〔図 4.56 により〕

$$A_f = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}^2$$

$$A = 40 \times 2 + 8 \times 1.2 = 89.6 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \times 2.0 \times 40^3 + \frac{1}{12} \times 8 \times 1.2^3 = 10\,670 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{10\,670}{89.6}} = \sqrt{119} = 10.9 \text{ cm}$$

また, $M_z = 0 \text{ t} \cdot \text{m}$ であるから, (4.33) 式から

$$C = 1.75$$

$$f_b = \left\{ 1 - 0.4 \times \frac{(l_b/i)^2}{CA^2} \right\} \times f_t$$

$$= \left\{ 1 - 0.4 \times \frac{(875/10.9)^2}{1.75 \times 120^2} \right\} \times 1.6 = 0.898 \times 1.6 = 1.438 \text{ t/cm}^2$$

$$f_b = \frac{900}{\frac{l_b \cdot h}{A_f}} = \frac{900}{\frac{875 \times 60}{80}} = 1.370 \text{ t/cm}^2$$

$$\therefore f_b = 1.438 \text{ t/cm}^2$$

(4) 断面検定

$$\sigma_c = \frac{60.0}{227.2} = 0.264 \text{ t/cm}^2$$

$$c\sigma_b = \frac{50.0 \times 10^3}{5\,070} = 0.987 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c\sigma_b}{f_b} = \frac{0.264}{0.992} + \frac{0.987}{1.438} = 0.266 + 0.687 = 0.953 < 1 \quad \text{可}$$

$$\frac{t\sigma_b - \sigma_c}{f_t} = \frac{0.987 - 0.264}{1.6} = \frac{0.723}{1.6} = 0.452 < 1 \quad \text{可}$$

(5) せん断力に対する検討

$$Q = \frac{M_x}{l} = \frac{50}{8.75} = 5.71 \text{ t}$$

(4.38) 式から

$$\tau = \frac{Q}{t_1 d_w} = \frac{5.71}{1.2(60 - 2 \times 2)} = 0.085 < 0.9 \quad \text{可}$$

(6) 溶接部の検討

突合せ溶接の許容応力度が母材と同じなので, とくに検討の必要はない.

4.8.3 組立柱に対する注意

柱材がトラス状の組立材で, 充腹でない軸について曲げが作用する場合には〔図 4.57〕, (4.44) 式中の許容圧縮応力度 f_c および許容曲げ応力度については, つぎのようにして

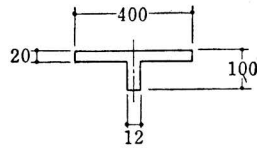


図 4.56

求める。許容圧縮応力度 f_c は、材の x, y 軸のおおのについて組立圧縮材として有効細長比 $\lambda_{ye}, \lambda_{xe}$ を求め、その大きいほうの値を式に代入して計算する。横座屈を考慮した許容曲げ応力度 f_b については、横座屈を圧縮側弦材の面外座屈とみて、(4.24) 式によって弦材の許容圧縮応力度 f_c を求め、これを (4.44) 式の f_b とする。

充腹でない軸のまわりに曲げが作用する組立柱であっても、横座屈の起こるおそれのない箱形断面、弱軸まわりに曲げの作用する場合については $f_b = f_t$ としてよい。

ラチス柱の断面のせいが大きく、トラス状の場合は、トラスとして扱ってもよいわけである。

柱材のフランジ構成、フランジとウェブまたはカバープレートとの接合については、4.7.5 に示したところに準じて設計する。そのほか、4.6.6 に言及した構造細則に従う〔規準 11.6, (3)〕。

また、充腹でない軸については、4.6.6 に示した座屈に伴うせん断力も加算して、組立柱の各部を設計する。

【計算例 4.9】

中心圧縮力 $N=15\text{ t}$ 、曲げモーメント $M=4\text{ t}\cdot\text{m}$ 、せん断力 $Q=1.3\text{ t}$ をうける図 4.58 のようなラチスの柱の応力を規準に従って検定する。ただし、使用鋼材は SS 41、柱材の座屈長さは $l_x=6\text{ m}$ 、 $l_y=3\text{ m}$ とする。

断面を 4L-90×90×7 (SS 41) と仮定する。

断面性能は下記となる〔付 2. (c)〕。

$$A=4 \times 12.22\text{ cm}^2$$

$$i_1=1.77\text{ cm}$$

$$i_2=2.76\text{ cm}$$

$$c=2.47\text{ cm} \text{ [図 4.37 参照]}$$

(1) 幅 厚 比〔表 4.11〕

$$\frac{b}{t} = \frac{90}{7} = 12.86 < \frac{20}{\sqrt{F}} = 12.91$$

∴ 全断面有効

(2) 圧縮力に対する検討

i) 素材細長比

$$\lambda = \frac{45}{1.77} = 25.4$$

ii) x 軸まわりの細長比

規準 11.6, (1), b) により

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{4 \times 12.22}{1 \times 10 \times 1} \times \frac{39^3}{(45/2) \times \{2(20 - 2.46)\}^2}}$$

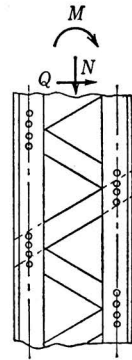


図 4.57

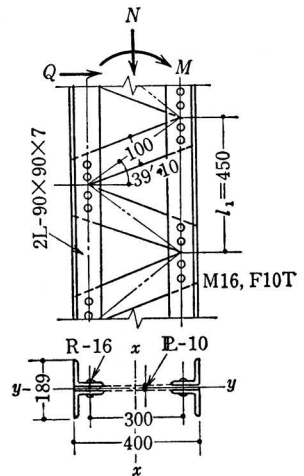


図 4.58

$$= \pi \sqrt{2.9} \approx 5.4 < 20$$

$$i_x = \sqrt{\left(\frac{e}{2}\right)^2 + i_2^2} = \sqrt{(20-2.46)^2 + 2.76^2} = \sqrt{315.6} = 17.75 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{600}{17.75} = 26.7$$

$$\therefore \lambda_{xe} = 26.7 > \lambda \quad \text{可}$$

iii) y 軸まわりの細長比

規準 11.6, (1) により y 軸まわりについて, λ_{ye} を求める.

$$\lambda_1 = \frac{45}{1.77} = 25.4$$

$$i_y = \sqrt{(0.5+2.46)^2 + 2.76^2} = \sqrt{6.7+7.6} = \sqrt{14.3} = 3.79 \text{ cm}$$

$$\therefore \lambda_y = \frac{300}{3.79} = 79.2$$

$\lambda_1 > 20$ であるから, 規準 (11.3) 式を用いて

$$\lambda_{ye} = \sqrt{79.2^2 + 25.4^2} = \sqrt{6940} = 83.5$$

$\lambda_{xe} < \lambda_{ye}$ であるから, y 軸まわりで座屈を起こす.

$$\lambda_{ye} = 83.5 > \lambda \text{ [規準 11.6, (3), c)]}$$

よって, 付 1 から

$$f_c = 1.06 \text{ t/cm}^2$$

(3) 曲げに対する検討

規準 11.10(5) により弦材の構面外座屈 (この場合は y 軸まわり) の検討をもって, 横座屈の検討とする.

$$\therefore f_b = f_c = 1.06 \text{ t/cm}^2$$

(1), (2) により, 圧縮力と曲げモーメントをうける場合の材の検定を行なう.

規準 6.1 によって

$$\sigma_c = \frac{15}{4 \times 12.22} = 0.37 \text{ t/cm}^2$$

$$c\sigma_b = \frac{M}{Z_x} = \frac{400}{770} = 0.52 \text{ t/cm}^2$$

よって, 引張側には引張力を生ずるから, リベット穴を控除しなければならない. ここでは, 曲げモーメントによる軸力の補正としてフランジ全断面の有効断面に対する比 α を乗じて検討する.

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{c\sigma_b}{f_b} \times \alpha = \frac{0.37}{1.06} + \frac{0.52}{1.06} \times \frac{12.22 \times 2}{(12.22 - 1.19)2} = 0.876 < 1 \quad \text{可}$$

(4) ラチス材の検討

i) ラチス材

ラチス板の細長比 λ_e

$$\lambda_e = \frac{39}{10/\sqrt{12}} = \frac{39}{0.29} = 135 < 160 \quad \text{可} \quad \text{規準 11.6, (3), d) による}$$

付1から

$$\therefore f_c = 0.525 \text{ t/cm}^2$$

検定：ラチスに作用する応力 D は、規準 11.6, (2) により

$$D = \pm \frac{1.3 + 0.02 \times 15}{\cos 39^\circ 10'} = \pm \frac{1.6}{0.775} = \pm 2.06 \text{ t}$$

$$\sigma_c = \frac{D}{A} = \frac{2.06}{10 \times 1.0} = 0.21 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_t = \frac{D}{A_N} = \frac{2.06}{(10 - 3.4) \times 1.0} = 0.31 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{0.21}{0.525} = 0.40 < 1 \quad \text{可}$$

$$\frac{\sigma_t}{f_t} = \frac{0.31}{1.6} = 0.19 < 1 \quad \text{可}$$

ii) 高力ボルトの検討

2面せん断であるから〔付3による〕

$$R = 2 \times 6.03 = 12.1 \text{ t} > D$$

4.8.4 柱材の局部座屈

柱材の局部座屈・幅厚比制限については 4.6.8 を参照されたい。

4.9 接 合 部

4.9.1 接合部設計の原則

接合部は、接合される部材の存在応力を十分に伝えられるようにする。精算によらない場合には、接合される部材の許容耐力に対して設計してよい〔規準 14.1〕。部材の存在応力を伝える設計は、存在応力設計とよばれ、部材の許容耐力を伝える設計は全強設計とよばれる。

許容応力度設計の考え方からすれば、存在応力設計が行なわれれば十分のはずであるが、部材と接合部の強度バランス、応力解析の精度などを考えると、主要接合部では、部材の耐力のいくらかは必ず伝えられるようにするという設計方針（最小接合）もうなずける〔規準 14.2〕。

一方、通常の鉄骨構造では、その保有水平耐力の大きさを計算によって確認するか否かは別として、まれに生じる大地震に遭遇した場合には、部材が塑性化することで対抗しなくてはならないことが多い。そこで、大地震時に塑性化が予想されるような柱やはりの接合部、筋かいの接合部は、接合される材が必要な塑性変形を行なうまで破断しないものであることが要求されている〔55 建告 1791 号〕。このような設計は、部材の保有耐力を発揮させるための接合ということから、保有耐力接合とよばれることがある。

はりや柱など同一部材の中間の接合部を継手、はりと柱をつなぐような他部材間の接合部を仕口と呼ぶことがある。接合部には工場で組立てられるものと工事場で施工されるも

のがあるが、現場接合部はとくに運搬や現場組立を考慮して設計する。継手は、なるべく応力の小さいところに設けるのが得策である。

なお、接合部の設計については不明確な点が多く、いろいろな考え方があり、しばしば設計者の判断力が必要となる。

4.9.2 ファスナー群に作用する応力

軸方向力またはせん断力を伝える接合部のファスナー群または溶接部の応力は、応力方向に均等に分布するものと仮定することができる〔規準 14.11〕。たとえば、高力ボルトが図 4.59 のように配置されていれば、せん断力による各高力ボルトの応力 R_Q は(4.48)式となる。

$$R_Q = \frac{Q}{m \cdot n} \quad (4.48)$$

曲げモーメントを伝える接合部のファスナー群ならびに溶接継目の応力は、回転中心からの距離に比例するものとみなして算定する〔規準 14.12〕。回転中心の位置は、ファスナーや溶接などにせん断応力を生じさせるような曲げモーメントが作用する場合には、これらファスナー群などの重心位置とする。また、ボルトなどのせん断応力の方向は、回転半径方向に対して直角と仮定する〔図 4.60〕。たとえば、ボルトの場合は、回転中心から任意のボルトまでの距離を c とすれば、最外端ボルトの応力 R が最大となり、その大きさは

$$R = \frac{M}{\sum c^2} \cdot r \quad (4.49)$$

または

$$Z_p = \frac{\sum c^2}{r} \quad (4.50)$$

とにおいて

$$R = \frac{M}{Z_p} \quad (4.51)$$

で与えられる*。

一方、ファスナー群に引張応力を生じさせるような曲げモーメントが作用する場合には、ファスナーの性質によって回転中心は異なる。

ボルト、リベットの場合には、圧縮側における接合板などの圧縮応力を考えて、回転中心は引張端から 0.8 倍の位置に仮定する〔図 4.61〕。この場合、リベットおよびボルトは列上に均等に配置されているものとする。曲げモーメントをうける接合部は応力解析上、剛節と仮定されるのが普通であるが、剛性の点からは引張りリベットあるいはボルト接合はあまり望ましくない構造で、接合板や仕口山形鋼などに十分な剛性をもたせ、必要があれば

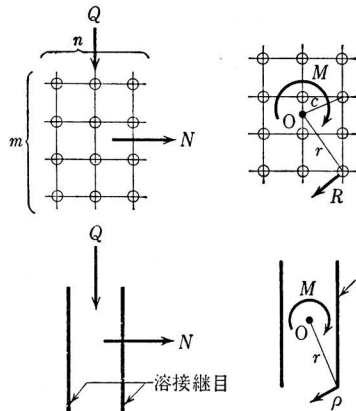


図 4.59

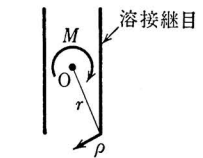


図 4.60

* 溶接部に生ずる応力を求めるための数表が、「鋼構造接合部設計演習」技報堂に示されている。

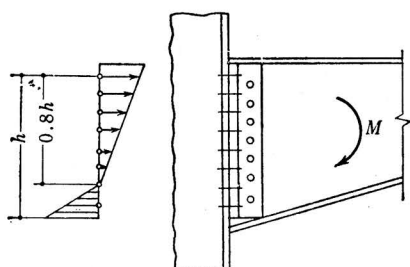


図 4.61

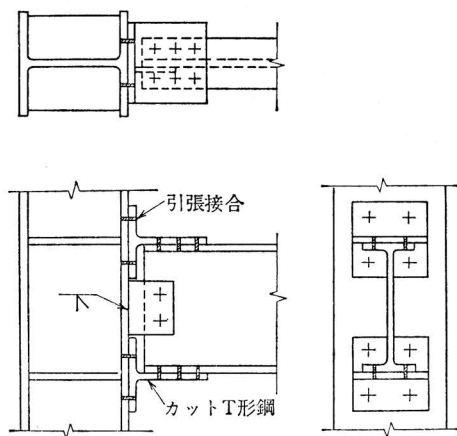


図 4.63 スプリット T 接合

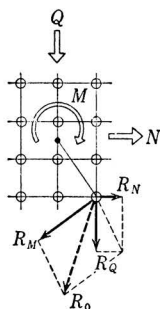


図 4.62

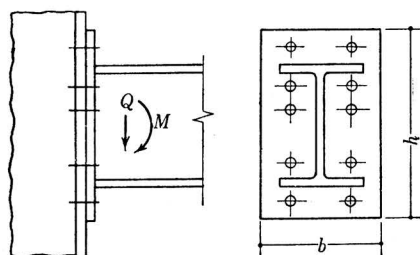


図 4.64 エンドプレート接合

ばリブなどで補強し、リベットやボルトなどに曲げ・引張りを生じないように配慮しなければならない。

本書付 7. リベット、ボルトおよび高力ボルト接合部の応力計算図表は、上述の考え方に従って作成されたものである。設計の際には、このような計算図表を利用するとよい。

軸方向力・せん断力および曲げモーメントなどが同時に作用する場合には、たとえば、図 4.62 に示したように、ファスナーの検定はこれらによる応力を合成した R_0 に対して行なう。

図 4.63 に示すような高力ボルト引張接合はスプリット T 接合と呼ばれ、鉄骨ラーメンのはり・柱の現場接合にしばしば利用されている。その長所としては、締付けられているため剛性が高いこと、施工精度や技術の程度によるトラブルの少ないことなどがあげられている。

この場合の引張ボルトの存在応力（ボルトの偏心引張り、接合板の曲げ変形によって図 4.8 に示したいわゆるてこ反力が生じ、引張力が付加される）ひいては接合部許容力はボルトの板部の弾塑性挙動に支配され、完全に解明されているとはいえないが、実用設計式

は提唱されている〔日本建築学会：高力ボルト接合設計施工指針，p. 45〕。

図 4.64 に示すようなエンドプレート形式による高力ボルト引張接合部は，高い施工精度が要求されるが，接合部を小さくしたいときなどに用いられる，エンドプレート接合の設計式については，前掲の高力ボルト接合設計施工指針を参照されたい。

4.9.3 トラス部材の接合部

トラスの部材などのように軸方向力（引張りまたは圧縮）をうけるいくつかの材を接合するときは，各材の重心軸が 1 点に会するように設計する。これは偏心によるモーメントなどの望ましくない影響を避けるためである。しかし，おさまりなどの関係でやむをえず重心線が 1 点に会さないときは，偏心の影響を考慮して設計する。山形鋼を使用した屋根トラスなどでは，重心線でなく，ゲージ線が会するように設計されることが多いようであるが，最小接合の規定をまもっていれば，この程度の偏心は無視することができる。

引張材あるいは圧縮材を結合する材端ファスナーおよび溶接の継目群などは，それらの重心軸なるべく接合材の重心と一致するように設計する。しかし，材の重心軸とゲージ線は一致しないのが普通であるが，この程度の差であれば，偏心モーメントによる付加応力は小さいので無視できよう。偏心による影響を考慮する場合および繰返し応力を受けない単一山形鋼・複山形鋼などからなる部材の材端ボルトなどについては重心軸を一致させなくてもよい。

山形鋼・みぞ形鋼などの引張材は，ガセットプレートが材の片側のみに取付けられることが多い。この場合は偏心の影響を考慮して材断面を検定する。しかし，このような場合突出脚の無効部を無視した断面が単純引張りを受けるものとして略算することによって，偏心計算に代える方法が慣用されている〔表 4.9〕。

トラス部材の接合部は存在応力を伝え，かつ部材耐力の $1/2$ 以下の耐力であってはならない〔規準 14.14〕。トラス部材の取付けボルトは，材端の全応力を伝えることができるように算定する。ただし，通し材の中間節点における接合ファスナーは，材端応力の差をガセットプレートに伝えることができるように設計する。

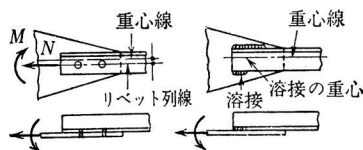


図 4.65

材端応力の差 R は，図 4.66 のような図式解法で求めることができる。なお，(b) 図のような場合は，この節点に加わる外力 P が小さいならば，ファスナー本数を通し材の材応力の差 ($O_1 - O_2$) で決定してもさしつかえないが，外力 P が大きいときには，危険側の誤差を生ずるから注意を要する。

ガセットプレートは，これに接続した各材端の応力を伝えるのに十分でなければならない。

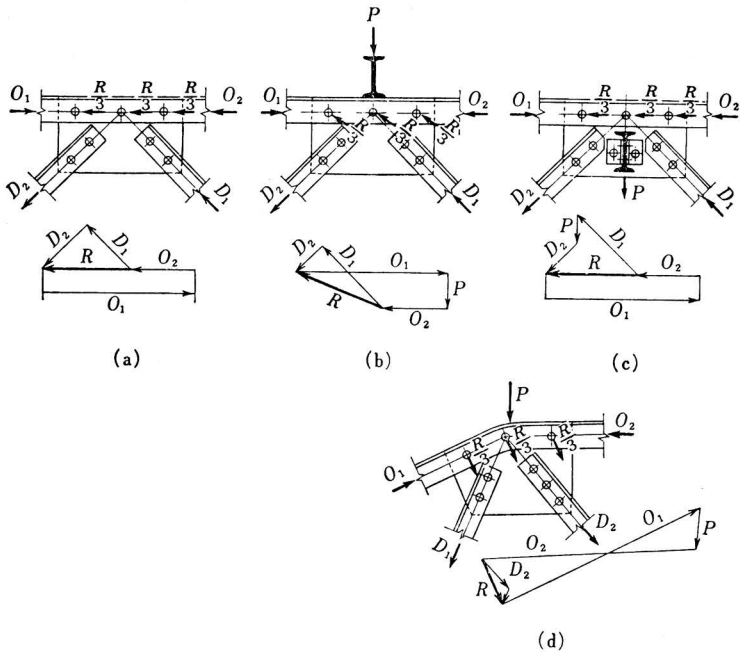


図 4.66

トラスのガセットプレートに伝わる部材軸方向力は、ガセットプレート縁端に最も近いファスナーから、部材軸に対して左右 30° ずつの角度の範囲に均等に分布すると考える。したがって、図 4.67 の I-I 断面で応力度を検定すればよい。この場合、必要があれば、部材重心軸とボルト列線の不一致による付加モーメントなどについても検討すべきである。おさまりなどの関係で上述のくさび形の範囲がガセットプレート外に出る場合は、危険断面を別に想定する。

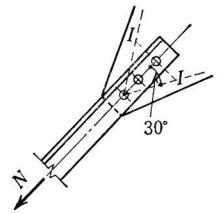


図 4.67 トラスのガセットプレート

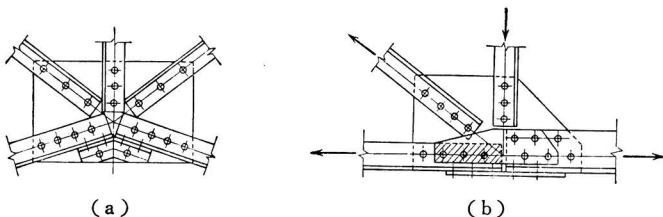


図 4.68

弦材をガセットプレート位置で継ぐときは、ガセットプレートのみでは断面が不足するから別に添え板などをつける〔図 4.68〕。

【計算例 4.10】

図 4.69 に示した節点についてガセットプレートおよび取付けボルトを検定する。ただし、部材応力(長期)は図示のとおり(ここでは部材断面の検定を記することは省略する)。

ガセットプレート厚: 9 mm (SS 41)

高力ボルト FTM 16……2 面摩擦 4.82 t/本〔付 4.〕

ピ ッ チ: 6 cm

(1) 部材 ② について

高力ボルト本数算定

$$n = \frac{16}{4.82} = 3.32 \rightarrow 4 \text{ 本}$$

ガセットプレート検定

$$b = \frac{3 \times 6}{\sqrt{3}} \times 2 = 20.8 \text{ cm}, \quad A = 0.9(20.8 - 1.7) = 17.2 \text{ cm}^2$$

$$e = 3.5 - 1.8 = 1.7 \text{ cm}, \quad M = 1.7 \times 16 = 27.2 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

$$Z = \frac{0.9 \times 20.8^2}{6} = 64.9 \text{ cm}^3$$

ガセットプレートの応力

$$\therefore \sigma_t = \frac{16}{17.2} = 0.930 \text{ t/cm}^2$$

$$e\sigma_b = \frac{27.2}{64.9} = 0.419 \text{ t/cm}^2$$

規準 5.1, (4), b) および 6.1 により検定を行なう。

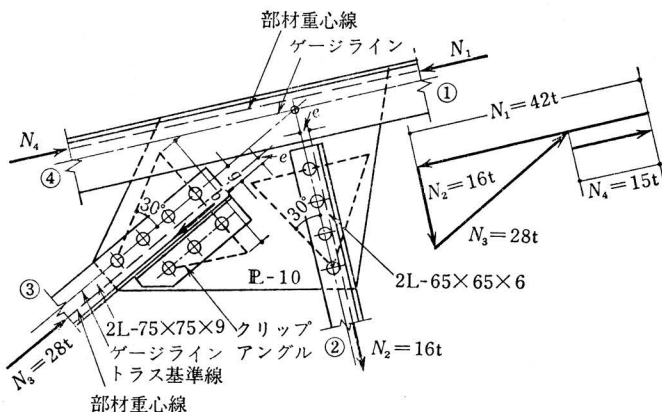


図 4.69

$$\left. \begin{aligned} f_t &= 2.4/1.5 = 1.6 \text{ t/cm}^2 \\ \frac{0.93+0.419}{1.6} &= \frac{1.35}{1.6} < 1 \\ \frac{0.419-0.930}{1.6} &= \frac{-0.51}{1.6} < 1 \end{aligned} \right\} \text{可}$$

(2) 部材 ③ について

高力ボルト数

$$\frac{28}{4.82} = 5.85 \rightarrow 6 \text{ 本}$$

クリップアングルを用いて 7 本とする。したがって

$$b = \frac{3 \times 6}{\sqrt{3}} + \frac{2 \times 6}{\sqrt{3}} + 8.0 = 25.3 \text{ cm}$$

$$A = 0.9 \times 25.3 = 22.8 \text{ cm}^2$$

$$g = \frac{3}{7} \times 8.0 = 3.43 \text{ cm}$$

$$e = g - (4.0 - 2.17) = 3.43 - 1.83 = 1.6 \text{ cm}$$

$$M = 28 \times 1.6 \doteq 44.8 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

$$Z = \frac{0.9 \times 25.3^2}{6} = 96.0 \text{ cm}^3$$

ガセットプレートの応力

$$\sigma_c = \frac{28}{22.8} = 1.23$$

$$e\sigma_b = \frac{45}{96} = 0.47$$

検定 (1) と同様,

$$\left. \begin{aligned} \frac{1.23+0.47}{1.6} &= \frac{1.70}{1.6} < 1 \\ \frac{0.47-1.23}{1.6} &= \frac{-0.76}{1.6} < 1 \end{aligned} \right\} \text{可}$$

(3) 部材 ①, ④ について

リベット本数

$$\frac{42-15}{4.82} \doteq 6 \text{ 本} \cdots \cdots \text{安全をみて 7 本}$$

通し材であるから, ガセットプレートに対する検定は必要ない。

【計算例 4.11】

図 4.70 に示した節点のガセットプレートについて検定する。ただし, 部材応力(長期)は図示のとおりである。

ガセットプレート厚 9 mm (SS 41)

このような場合は前項のような計算ができないので, もっとも危険と考えられる I-I 断面について検定すればよい。

I-I 断面に加わる曲げモーメント： $M=R \cdot e=17.5 \times 8.0=140 \text{ t} \cdot \text{cm}$

" " 軸方向力： R の I-I 断面に直角方向の分力……14.5 t

I-I 断面の断面積： $A=0.9 \times 40=36 \text{ cm}^2$

I-I 断面の断面係数： $Z=\frac{0.9 \times 40^2}{6}=240 \text{ cm}^3$

よって、I-I 断面に生ずる応力は

$$\sigma_t = \frac{14.5}{36} = 0.4 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{140}{240} = 0.58 \text{ t/cm}^2$$

$$f_b = f_t, f_t = 1.6 \text{ t/cm}^2 \quad \text{規準 5.1, (4), b) により,}$$

規準 6.2 による検定を行なう。

$$\left. \begin{aligned} \frac{0.40+0.58}{1.6} &= \frac{0.98}{1.6} < 1 \\ \frac{0.58-0.40}{1.6} &= \frac{0.18}{1.6} < 1 \end{aligned} \right\} \text{可}$$

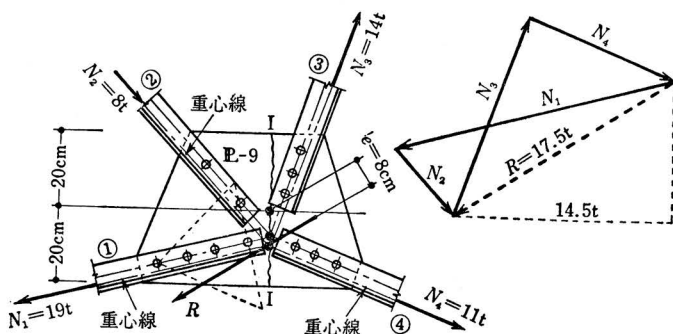


図 4.70

4.9.4 単純ばりの材端接合部

単純ばりとしてはりを設計したときは、仕口山形鋼などを用いて、はり端のせん断力を伝えられるようにする。その場合、取付けボルトなどの算定には、偏心による影響を考慮する。

【計算例 4.12】

図 4.71 に示した単純ばりの材端接合部に長期せん断力 $Q=8.0 \text{ t}$ が作用するときについて検定する。

(1) はりのウェブ

$$\tau_B = \frac{Q}{t_w \cdot h_w} = \frac{8.0}{0.7(35-4 \times 2.15)} = 0.43 < f_s = 0.9 \text{ t/cm}^2 \text{ 可}$$

(2) 取付けプレートの端部高力ボルト

$$R_Q = \frac{Q}{n} = \frac{8}{4} = 2 \text{ t}$$

$$R_M = \frac{M}{\sum c^2} r = \frac{8 \times 4.5}{2(3^2 + 9^2)} \times 9 = 1.80 \text{ t}$$

〔(4.59) 式参照〕

$$R = \sqrt{2^2 + 1.80^2} \\ = 2.69 < 3.77 \text{ t}$$

(F 8 T, M 20 1面せん断) 可

(3) 溶接部の検討

溶接部ののど厚

$$a = 0.7 \times 0.6 = 0.42 \text{ cm}$$

溶接部の有効長

$$l = 26 - 2 \times 0.6 = 24.8 \text{ cm}$$

断 面 積

$$A = 2 \times 24.8 \times 0.42 = 20.8 \text{ cm}^2$$

断 面 係 数

$$Z = 2 \times \frac{0.42 \times 24.8^2}{6} = 86.1 \text{ cm}^3$$

$$\tau_Q = \frac{Q}{A} = \frac{8}{20.8} = 0.38 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau_M = \frac{M}{Z} = \frac{3 \times 4.5}{86.1} = 0.42 \text{ t/cm}^2$$

$$\tau = \sqrt{\tau_Q^2 + \tau_M^2} = \sqrt{0.38^2 + 0.42^2} = 0.57 < 0.9 \text{ t/cm}^2 \text{ 可}$$

(4) 取付けプレートの検定

$$\tau = k \frac{Q}{A} = 1.5 \frac{8}{1.2 \times 26 \times 0.85} = 0.45 < 0.9 \text{ 可}$$

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{8 \times 4.5}{0.85 \times 1.2 \times 26^2 / 6} = 0.31 < 1.6 \text{ 可}$$

(ボルト穴を控除する代わりに 0.85 を乗じた)

τ , σ とともに相当に小さいので, 組合せ応力度の影響を検討するまでもない。

4.9.5 はりの継手

はりの継手の存在応力設計は, 継手位置での応力 (M , Q) を伝達できるように設計する。たとえば, 図 4.73 のようなボルトなどを用いた添え板継手では, 母材と添え板の断面諸定数から存在応力度を検討し, その応力度からボルトなどに流れる力を想定して検討する。フランジ材の継手は, 曲げモーメントによってフランジ部分に生じている軸方向力が伝えられるように設計する。このとき, 軸方向

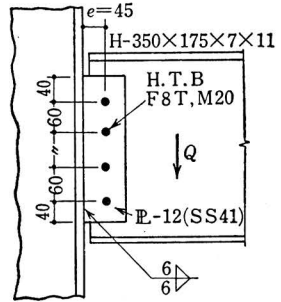
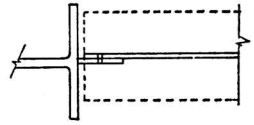


図 4.71

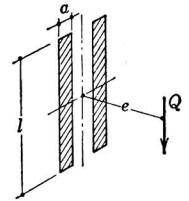
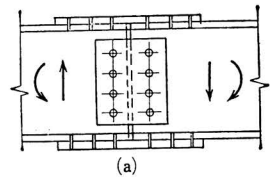
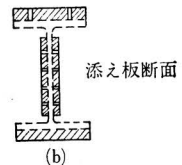


図 4.72



(a)



(b)

図 4.73

力は母材の縁応力度 σ とフランジ断面積 A_f (引張側ではファスナー穴控除) とから、略算的に $\sigma \cdot A_f$ としてよい。

ウェブプレートの継手は、はりの全せん断力と、ウェブプレートの分担する曲げモーメントの両方を伝えるように設計する。この分担曲げモーメント M_w は (4.52) 式から得られる。

$$M_w = M \frac{I_w}{I} \quad (4.52)$$

記号 M : 継手位置のはりの曲げモーメント

I : 継手断面の断面2次モーメント

I_w : ウェブプレートだけの断面2次モーメント

ただし、実用的には、曲げモーメントはフランジ部分のみで、せん断力はウェブのみで負担すると仮定して略算することもできる [計算例 4.13]。

なお、フランジ部の添え板をはりフランジの内外に配置して、ボルトなどを2面せん断とすることもありますが、その場合は内側の添え板は板幅がせまくなるから板厚を増し、内外の添え板の断面積をほぼ相等しくしないと計算上は内側添え板のほうが危険側となるといふ考えもある。

【計算例 4.13】

曲げモーメント $8 \text{ t} \cdot \text{m}$ 、せん断力 6 t (長期) が作用する図 4.74 のはり継手を検定する。

は り 断 面 H-350×175×7×11 (SS 41)

添 え 板 フランジ 12 mm

ウ ェ ブ 2~4 mm

使用高力ボルト F 10 T, M 20, 許容耐力: 1面摩擦 4.71 t

2面摩擦 9.42 t

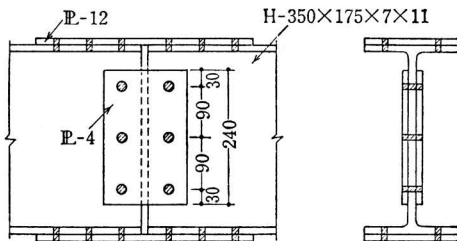


図 4.74

(1) 継手位置でのはり断面の検討

フランジ上下縁の高力ボルト穴を控除した断面係数で略算すると

$$Z = 775 - 4(2.15 \times 1.1)35/2 = 609 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{800}{609} = 1.31 < 1.6 \text{ t/cm}^2 \quad \text{可}$$

$$\tau = \frac{Q}{h_w \cdot t} = \frac{6}{33.3 \times 0.7} = 0.26 < 0.9 \text{ t/cm}^2 \quad \text{可}$$

(2) 高力ボルトと添え板の検討

曲げモーメントはフランジ部のみ、せん断力はウェブ部のみで負担すると仮定

フランジボルト本数 n

$$n = \frac{\frac{800}{35}}{4.71} = 4.9 \rightarrow 6 \text{ 本とする}$$

ウェブボルト本数 n

$$n = \frac{6}{9.42} = 0.67 \rightarrow 3 \text{ 本で十分}$$

フランジ添え板 所要断面積

$$A = \frac{\frac{800}{35}}{1.6} = 14.3 \text{ cm}^2$$

設計は $1.2(17 - 2.15) = 17.8 \text{ cm}^2$ 可

ウェブ添え板

$$A = \frac{6}{0.9} = 6.67 \text{ cm}^2$$

設計は $0.8(24 - 3 \times 2.15) = 14.0 \text{ cm}^2$ 可

4.9.6 柱 の 継 手

柱材の継手は、応力に対して安全であるばかりでなく、材の連続性も確保しなければならないから、接合用ファスナーおよび溶接は継手部の存在応力を十分伝え、かつ部材の各応力に対する許容耐力の 1/2 以下の耐力*であってはいならない。

継手位置で断面に引張応力を生ずるおそれがなく、接合部端面を削り仕上げなどにより密着させることのできる構造とした場合は、圧縮力および曲げモーメントのおおの 1/4

* 「部材の各応力に対する許容耐力の 1/2 以下の耐力」〔規準 14.15〕に対する筆者の解釈を示しておく。

せん断力については問題はないと思われる。すなわち、継手の許容せん断力 jQ_a が次式の範囲にあることが「1/2 以下の耐力」に相当する。

$$\frac{1}{2} f_s h_w \cdot t \geq jQ_a$$

記号：前出

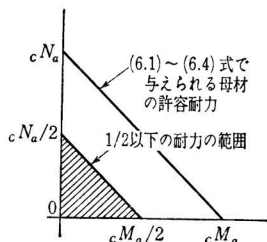
軸方向力と曲げモーメントは組合せ応力状態となるから、これについては、規準 (6.1)~(6.4) 式を参照して、次式の範囲にあることが「1/2 以下の耐力」に相当すると解する。

$$\left| \frac{jM_a}{cM_a} \right| + \left| \frac{jN_a}{cN_a} \right| \leq \frac{1}{2}$$

記号 jM_a, jN_a : 継手の許容曲げモーメントおよび許容軸力

cM_a : 柱母材の許容曲げモーメント ($= f_b \cdot Z$)

cN_a : 柱母材の許容軸方向力 ($= f_c A$ or $f_t A$)



は接触面より直接伝達するものとみなすことができる（メタルタッチ）。

継手は、積載荷重を無視した鉛直荷重時の応力と風圧力・地震力、その他の水平荷重時の応力との組合わせによって生ずる引張応力についても安全になるように設計する。

継手の両側の部材のせいまたは板厚が異なるときには、図 4.75 のようにフィラーを使うことがある。その場合は、規準 14.5 の規定に従う。これらの規定は、母材とフィラーを一体化して、接合部存在応力をフィラーを含めた断面に均等に分布させるために考えられている。したがって、追加ボルトの必要本数 n は次式で与えられる。

$$n \geq \frac{N}{R} \cdot \frac{A}{A + A_F} \quad (4.53)$$

記号 A : 母材断面積

A_F : 厚いほうの側のフィラー断面積
(2 枚以上フィラーを重ねるときは各断面積の和)

N : 接合部存在応力

R : リベット 1 本当りの許容力

ただし、以上の値はいずれもフィラーを設ける部分についての値。

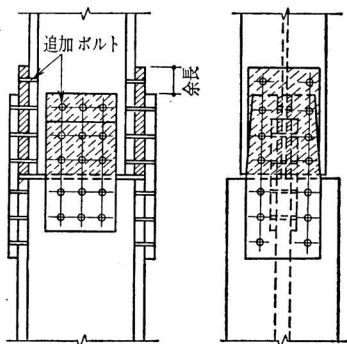


図 4.75 H形鋼のサイズダウンを伴う継手

【計算例 4.14】

$N=160\text{ t}$, $M=12\text{ t}\cdot\text{m}$, $Q=18\text{ t}$ (長期) をうける柱の継手を図 4.76 のように設計する。

柱	材	H-350×350×12×19 (SS 41)
添	え	板
		フランジ外部 $\phi-12$
		フランジ内部 $\phi-16$
		ウェブ $\phi-9$
使用高力ボルト		F 10 T, M 22 (2 面摩擦, 11.4 t)
		ウェブ (片方) 6 本
		フランジ (片方) 24 本

(1) 柱の H 形鋼の断面諸定数

$HA=174\text{ cm}^2$	$HA_F=2(35 \times 1.9)$	$HA_W=174-133$
	$=133\text{ cm}^2$	$=41\text{ cm}^2$
$HI=40\,300\text{ cm}^4$	$HI_F=40\,300-3\,040$	$HI_W=1.2(35-3.8)^3/12$
	$=37\,300\text{ cm}^4$	$=3\,040\text{ cm}^4$
$HZ_x=2\,300\text{ cm}^3$		

(添字 F, W はおのおのフランジ部, ウェブ部を示す)

(2) 添え板の断面諸定数

$$sA = 173.6 + 45 \\ = 218 \text{ cm}^2$$

$$sI = 54\,940 \text{ cm}^4$$

$$sA_F = 2(1.2 \times 35 + 1.6 \times 28) \\ = 173.6 \text{ cm}^2$$

$$sI_F = 2(42 \times 18.1^2 + 44.8 \\ \times 16.7^2)$$

$$= 52\,600 \text{ cm}^4$$

$$sZ_F = 52\,600 / 18.7 \\ = 2\,810 \text{ cm}^3$$

$$sA_W = 2 \times 0.9 \times 25 \\ = 45 \text{ cm}^2$$

$$sI_W = 2(0.9 \times 25^3 / 12) \\ = 2\,340 \text{ cm}^4$$

(断面に引張応力度を生じるときは、引張部分の高力ボルト穴による断面欠損を考慮する)

$$(3) \quad H A < s A, \quad H Z < s Z_F, \quad H A_W < s A_W$$

であるから、この添え板は H 形鋼柱の全強を伝達できる。

$$(4) \quad \text{H 形鋼許容耐力と高力ボルト群許容耐力}$$

$$_H N = 1.6 \times 174 \\ = 278 \text{ t}$$

$$_H M = 1.6 \times 2\,300 \\ = 3\,680 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

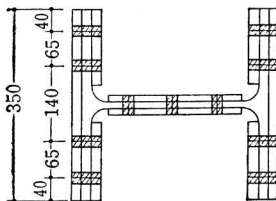
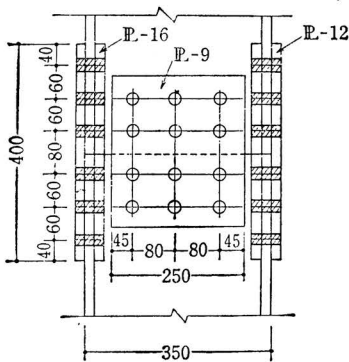
$$_H Q = 0.9 \times 41 \\ = 36.9 \text{ t}$$

$$_B N = 30 \times 11.4 \\ = 342 \text{ t}$$

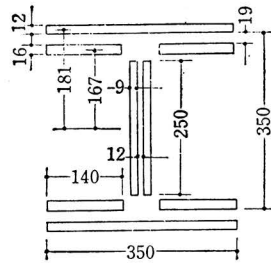
$$_B M = 12 \times 11.4 \times 33.1 \\ = 4\,530 \text{ t} \cdot \text{cm}$$

(フランジ部のみで負担)

$$_B Q = 6 \times 11.4 \\ = 68.4 \text{ t} \quad (\text{ウェブ部のみで負担})$$



(a)



(b)

図 4.76

よって、この高力ボルト群は H 形鋼柱の全強を伝達できる。

(5) 母材の存在応力度を念のため検討する。

$$\sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M}{Z} = \frac{160}{174} + \frac{1\,200}{2\,300} = 0.92 + 0.52 = 1.44 < 1.6$$

断面に引張応力度を生じないこともわかる。

$$\tau = \frac{Q}{A_w} = \frac{18}{41} = 0.44 < 0.9$$

したがって、この継手で十分である。

4.9.7 柱とはりの剛接合部

ラーメンの柱・はり接合部は曲げモーメント・せん断力および軸方向力を伝え、しかも十分な剛性を保持しなければならないが、接合部はいろいろな設計条件に支配されて形式もさまざまであるので、現在のところ、一般的な設計方式は得られていない。ここには設計例を示す。

なお、いわゆる仕口パネルゾーン的设计に関する規準解説を以下に示す。

(1) 剛接合柱・はり接合部の柱とはりで囲まれる部分(パネルゾーン)は、地震・台風時など水平荷重時には大きなせん断力をうける。

このような場合のパネルゾーンの設計式の1つとしてつぎのものがある。

鋼構造物の柱・はり接合部のパネル部分は(4.54)式によって検討する。

この場合、柱・はり接合部は原則として下記の条件を満足するものとする。

- 1) 柱貫通形の接合部とする。
- 2) パネル内には、はりの上下フランジのレベルに適当なダイアフラムが配されているものとする。
- 3) 柱・はりは剛接合とする(溶接接合を原則とするが、高力ボルトによるスプリット T 接合の場合もこれに準じてよい)。

$$\frac{bM_1 + bM_2}{2V_e} \leq f_s \quad (4.54)$$

記号 V_e : 柱の断面形状に応じ下記の値をとる(単位: cm^3)。 V は接合パネル部の全体積

a) H 形断面のとき $V_e = h_b h_c t_w$ [図 4.77 参照]

b) 箱形断面のとき

接合パネル部のうち、曲げモーメントの作用面に平行な2つのウェブの体積の和

正方形等厚箱形断面では $V_e = 1/2 V$

c) 鋼管断面のとき

$$V_e = 1/2 V$$

d) 十字形断面のとき [記号は図 4.78 参照]

$$V_e = \phi V_w$$

$$\phi = \frac{\alpha^2 + 2.6(1 + 2\beta)}{\alpha^2 + 2.6}$$

$$\alpha = \frac{h_b}{b}, \quad \beta = \frac{A_f}{A_w}, \quad A_f = b t_f, \quad A_w = h_c t_w$$

記号 $V_w = A_w h_b = h_b h_c t_w$: はりに直結する H 形柱のパネルの体積

h_b : はりのフランジ板厚中心間距離 (cm)

h_c : 柱のフランジ板厚中心間距離 (cm)

t_f : 柱のフランジ厚さ (cm)

t_w : 柱のウェブ厚さ (cm)

b : 柱のフランジ幅 (cm)

${}_b M_1, {}_b M_2$: 暴風時・地震時にそれぞれ左右のはり端部 (柱との接触面) に作用する曲げモーメント (t・cm)

f_s : 規準 (5.2) 式に定める材料の許容せん断応力度 (長期)

ただし、この設計式では柱の軸力の影響を無視しているから、高層建物の下層部の柱など、軸圧縮応力度の大きい部分では、多少余裕をみた設計としておくのが望ましい。

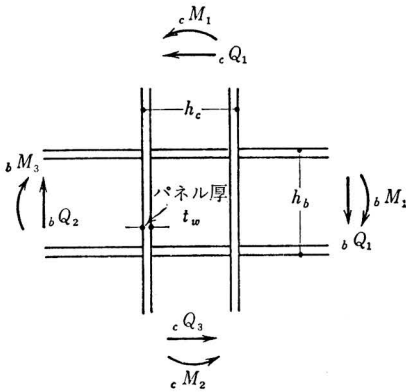


図 4.77

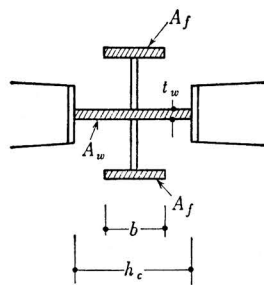


図 4.78

- (2) はりの上下フランジが柱に接合される位置では、はりの曲げモーメントを構成する上下フランジの応力が柱に集中力として作用するので、この部分の局部応力の検討が必要である。

はりの圧縮側フランジからの伝達力による柱ウェブの圧壊に対しては、はりのウェブの圧壊の検討 (4.7.3) と同様に行なえばよい。引張側フランジからの伝達力に対しては、規準には検討法が示されていないが、AISC の Spec. には、次のような規定がある。

はりの引張側フランジ位置において

$$t_f < 0.4 \sqrt{C_1 \cdot b A_f} \quad (4.55)$$

のとき

スチフナの所要断面積は次式による.

$$A_{st} \geq [C_1 \cdot b A_f - t_w (b t_f - 5 t_0)] C_2 \quad (4.56)$$

記号 $b A_f$: はりフランジの断面積 (cm^2)

$b t_f$: はりのフランジ厚さ (cm^2)

t_0 : 柱フランジ外縁からウェブフィレット先端までの距離 (cm)

C_1 : はりフランジの降伏点の柱材の降伏点に対する比

C_2 : 柱材の降伏点のスチフナ材の降伏点に対する比

A_{st} : スチフナの断面積 (cm^2)

しかし、上述の検討の結果、ダイアフラム（スチフナ）が不要であるとわかって
も、ラーメンのはり柱接合部では、ダイアフラムを配するのが良い。H形断面（図
4.77）の場合には、はりフランジと同厚・同幅以上の材を用いておけば安全であ
る。

【計算例 4.15】

図 4.79 のような風荷重時応力を生ずる柱・はり仕口を設計する。

曲げモーメントはフランジで、せん断力はウェブで伝達されるとして略算する（曲げモーメントは、フランジとウェブが曲げ剛性比に応じて分担すると考える方法もある）。

図 4.80 の仕口について検定する。

(1) はり端溶接継目

フランジ存在軸力

$$P = \frac{M}{k_b} = \frac{1220}{33.9} = 36.0 \text{ t}$$

フランジ溶接部許容軸力

$$P_a = f_t \cdot A_F = 1.5 \times 1.6 (17.5 \times 1.1) = 46.2 \text{ t} \quad \text{可}$$

ウェブ存在せん断力

$$Q = 6.40 \text{ t}$$

ウェブ溶接部許容せん断力

$$Q_a = f_s \cdot \Sigma a l, \quad a = 0.7 \times 0.6 = 0.42, \quad l = 35 - 2(1.1 + 3) - 2 \times 0.6 = 25.6$$

$$Q_a = 1.5 \times 0.9 \times 2(0.42 \times 25.6) = 29.0 \text{ t} \quad \text{可}$$

(2) 柱ウェブ圧壊、スチフナ（ダイアフラム）

ウェブフィレット先端部の許容圧縮力

$$\begin{aligned} w P_a &= f_c' t_w (t_b + 2 t_0) \\ &= 1.5 \times 2.54 \times 0.8 (1.1 + 2 \times 3) \end{aligned}$$

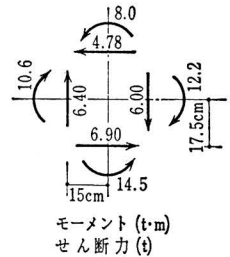
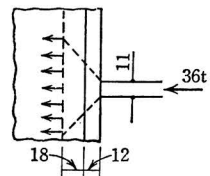


図 4.79



4.9.8 標準接合

これまでの記述からわかるとおり、接合部の応力計算あるいは細部設計はなかなか複雑なものであり、その工作・施工も問題をおこしやすく、しかも計算とディテールが密接に関係している。

一方、圧延 H 形鋼のように形状や断面性能の明確な材をはりや柱に使用した場合は、部材の保有許容力の限界から、それらの接合部の所要許容力の範囲も限られる。そこで、これらの接合部については、所要許容力範囲をカバーするような接合部（全強設計）を、細部設計も含めてあらかじめ標準接合部という形で用意しておけば、その利用によって設計・施工（加工）の省力化が得られるだけでなく、ミスも避けられ、構造物の品質水準も確保しやすくなり、コスト低減にも役立つ。

このような標準化の動きは、個々の企業内でも試みられてきたが、広範囲に行なわれるほど効果的であるので、H形鋼構造標準接合部の普及運動が日本鋼構造協会によって行なわれている*。

4.9.9 柱 脚

柱脚は柱の応力を基礎に伝える一種の接合部である。基礎は、普通、鉄筋コンクリート造なので、鉄骨構造と鉄筋コンクリート構造を継ぐ特殊な接合部となる。

柱脚にも、応力解析上は固定とピンの2種があるが、施工その他の条件から、完全な固定もピンも実際にはなかなか得られない。柱脚の固定度を増すため、あるいはせん断力の伝達を容易にするため、柱脚を鉄筋コンクリートで巻き立てることもある。

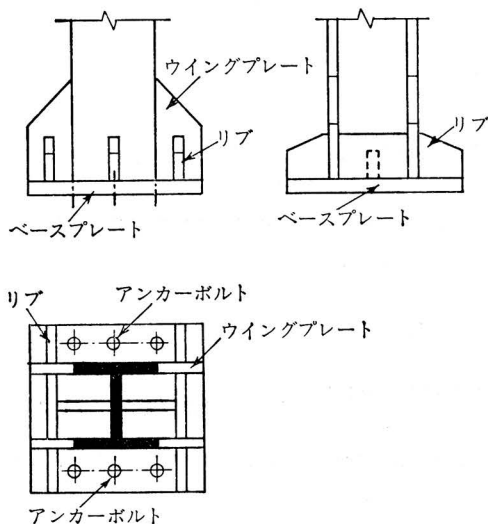


図 4.81 柱 脚

* 日本鋼構造協会：H形鋼構造標準接合部（I），1974

図 4.81 に代表的な固定柱脚の例を示した。このように、柱下ばとベースプレートを用いて、リブなどによって十分補剛した場合は、曲げモーメントと軸方向力は、アンカーボルトの引張力とベースプレート下面と基礎上面の間の圧縮力によって基礎に伝達されることになる。

鉄筋コンクリートで巻き立てて、柱下ばの応力 (M, N, Q) を鉄筋コンクリート部に伝達させようとするときには、鉄筋コンクリート断面がその応力に耐える強さをもつことだけでなく、柱からの応力の移行も可能なことも確認する必要がある。

柱脚は施工誤差を生じやすい部位であるので、計算仮定と実情に大きな差を生じないように設計・監理に十分注意しなければならない。

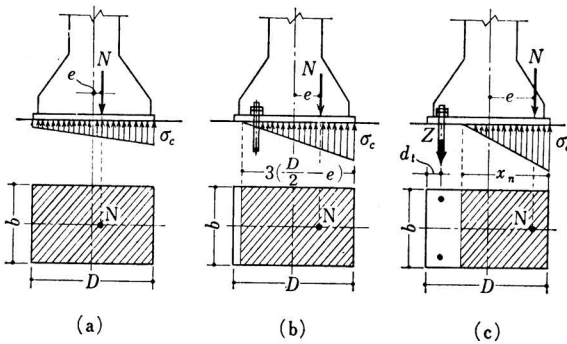


図 4.82

柱のせん断力は原則として、ベースプレート下面と基礎コンクリート上面の間の摩擦力によって基礎に伝達しなければならない (摩擦係数 0.4)。

基礎コンクリートに生ずる圧縮力は、図 4.82 のように、直線状に分布するものとみなして算定すればよい。モーメント M 、圧縮力 N をうける柱脚で、コンクリートに生ずる最大圧縮応力度 σ_c ならびにアンカーボルトに生ずる引張力 Z は

$$\frac{M}{N} = e \quad (4.57)$$

として、

(a) $e \leq \frac{D}{6}$ の場合 [図 4.82 (a)], 全底面に圧縮力が生じ、アンカーボルトには応力が生じない。

$$\left. \begin{aligned} Z &= 0 \\ \sigma_c &= \frac{N}{bD} \left(1 + \frac{6e}{D} \right) \end{aligned} \right\} \quad (4.58)$$

(b) $\frac{D}{6} < e \leq \frac{D}{6} + \frac{d_t}{3}$ の場合 [図 4.82 (b)], 底面の一部だけが圧縮されるが、中立軸がアンカーボルトより外にあるので、アンカーボルトに応力が生じない。

$$\left. \begin{aligned} Z=0 \\ \sigma_c = \frac{2N}{3b\left(\frac{D}{2}-e\right)} \end{aligned} \right\} \quad (4.59)$$

(c) $e > \frac{D}{6} + \frac{d_t}{3}$ の場合 [図 4.82 (c)], アンカーボルトに引張力が起こる. この場合はベースプレート下面をコンクリート断面, 引張側アンカーボルトを鉄筋とする長方形柱として算定することができる. この場合, 圧縮側アンカーボルトは圧縮に対して有効でないので無視することにする.

いま, n をコンクリートに対する鋼のヤング係数比, a_t を引張側アンカーボルト群の軸断面積とし, 中立軸の位置 x_n を

$$x_n^3 + 3\left(e - \frac{D}{2}\right)x_n^2 - \frac{6na_t}{b}\left(e + \frac{D}{2} - d_t\right)(D - d_t - x_n) = 0$$

から求めれば [付 5], コンクリートに生ずる最大圧縮応力度は

$$\sigma_c = \frac{2N\left(e + \frac{D}{2} - d_t\right)}{bx_n\left(D - d_t - \frac{x_n}{3}\right)} \quad (4.60)$$

引張側アンカーボルト群に生ずる引張力は

$$Z = \frac{N\left(e - \frac{D}{2} + \frac{x_n}{3}\right)}{D - d_t - \frac{x_n}{3}} \quad (4.61)$$

σ_c をコンクリートの許容圧縮応力度以下に, また Z を引張側アンカーボルト群の許容引張力以下にすればよい. この場合, アンカーボルトは十分コンクリートの中に埋込み, コンクリートから抜け出さないようにする.

とくに, 大きな引張力をうけるアンカーボルトには座金を用い, 二重ナットあるいはその他の方法によりこれを固定し, かつその埋込み先端にはアンカーばり, またはアンカー板を取付けて基礎からの引抜きに耐えさせることが必要である.

ベースプレートの厚さは, ウイングプレート, リブなどによって区画された部分が基礎コンクリートからうける圧縮力に対して安全であるように決定すればよい. 図 4.83 に示したベースプレートの持ち出し長さ u は, 下面の圧縮力を一様とみなして下式から求められる.

$$u_f \leq t_f \sqrt{\frac{f_b}{3\sigma_c}} \quad (4.62)$$

f_b はベースプレートの許容曲げ応力度である ($f_b = F/1.3$).

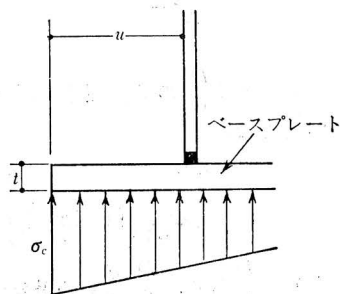


図 4.83

4.9.10 保有耐力接合

通常の鉄骨構造においては、非常に大きい地震が万一作用したときには、部材の一部は塑性化するものと考えられるので、そのような部材が保有耐力を発揮できるように接合されている（保有耐力接合）ことを、確認しておく必要がある。

地震力を負担する筋かい材の接合については 4.5.2 に示した。はり柱の剛節仕口は、接合材の全塑性モーメント M_p [3.6 参照] より接合部の破断耐力 jM_u が若干大きくなるように設計する。

$$jM_u \geq \alpha M_p \quad (4.63)$$

記号 α : 安全係数で、SS 41 級の部材に対しては 1.3, SM 50 級の部材に対しては 1.2 が適当とされている。

接合部の破断耐力 jM_u は、ファスナーおよび溶接継目の破断耐力を以下のように考え、応力分布を塑性的に仮定して算定する。

(1) 溶接継目の破断強度

母材の破断強度 σ_u と同じ。異種鋼材を溶接する場合には、弱いほうの母材の破断強度と同じ。

(2) ファスナー 1 本の破断強度

ファスナーの引張強さ P_u

$$P_u = A_e \cdot f\sigma_u$$

記号 A_e : ファスナーの有効断面積で、軸部断面積の 75% とする。

$f\sigma_u$: ファスナーの破断強度

ファスナーのせん断強さ (1 せん断面当り)

$$Q_u = A_s \cdot 0.75 f\sigma_u$$

記号 A_s : ファスナーのせん断断面積で、ねじ部がせん断面にかかるときは軸部断面積の 75% とする。

鋼材の破断強度 σ_u の値としては、JIS 規格値の引張強さの下限值を用いる。すなわち、SS 41 ならば、 4.1 t/cm^2 とする。ファスナーの σ_u の値としては、中ボルトについては、 4.1 t/cm^2 、高力ボルト F8T については 8 t/cm^2 、F10T については 10 t/cm^2 とする。

一般に、全強設計を行なった接合部は、保有耐力接合としての要件を備えていると考えてよい。

4.10 保 有 耐 力

4.10.1 部材の保有曲げ耐力

ラーメン構造の骨組の保有耐力は、3.7 に示したように、基本的には塑性ヒンジの成立を仮定した塑性解析によって求めるので、部材の保有耐力としては曲げ耐力が問題になる。部材の保有曲げ耐力は、断面の全塑性モーメント M_p をもって表わす。

$$M_p = \sigma_Y \cdot Z_p \quad (4.64)$$

記号 σ_Y : 鋼材の降伏点, Z_p : 塑性断面係数 [3.6.1 参照]

鋼材の降伏点の値としては, 表 4.1 の F の値を用いるが, JIS に適合する鋼材については, $1.1 F$ 以下の値を用いることができる [55 建告第 1794 号].

部材の軸方向力およびせん断力が全塑性モーメントに及ぼす影響は, 3.6.4 および 3.6.5 に示したように考慮する.

合成ばりの保有曲げ耐力についても, 断面の全塑性モーメントをもって表わす.

4.10.2 筋かいの保有軸方向耐力

引張筋かいの保有引張耐力 T_p は, 材端接合が保有耐力接合されているので, 下式で与えられる.

$$T_p = \sigma_Y \cdot A_g \quad (4.65)$$

記号 A_g : 引張材の全断面積

圧縮筋かいの保有圧縮耐力 N_p は, 筋かいの細長比 λ によって異なる.

(1) $\lambda \leq 50/\sqrt{F}$ の場合

$$N_p = \sigma_Y \cdot A_g$$

(2) $50/\sqrt{F} < \lambda \leq 200/\sqrt{F}$ の場合

$$N_p = \sigma_k \cdot A_g$$

ここに, σ_k は座屈応力度で, 下式の値とする.

$$\lambda \leq A \text{ のとき } \sigma_k = \{1 - 0.4(\lambda/A)^2\} F$$

$$\lambda > A \text{ のとき } \sigma_k = 0.6 F / (\lambda/A)^2$$

なお, A は限界細長比で, $A = 186/\sqrt{F}$ とする.

(3) $\lambda > 200/\sqrt{F}$ の場合

保有圧縮耐力はないものとする.

4.11 床および屋根

4.11.1 床

鉄骨構造物の床(屋根)には, 鉄筋コンクリート造床スラブ(以下, RC床という)・木造床・鋼板床などが用いられる.

鋼板床のうち, しみ鋼板などを用いた床は木造床に準じた構成となるが, デッキプレートを敷き並べた床では, デッキプレートを大ばりまたは小ばりの間にかけてわたされた一種のはり材として断面検定する. このように, 荷重を1方向にしか伝達しない板は1方向板と呼ばれる. デッキプレートは板厚が薄いので, 有効幅を考慮して計算する必要がある, 日本鋼構造協会“床鋼板構造設計施

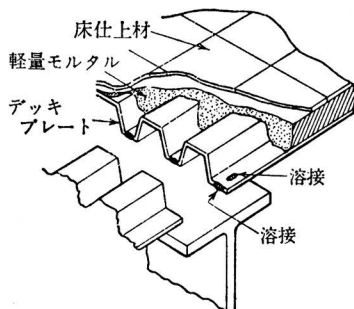


図 4.84

工指針”を利用するのがよい。なお、デッキプレート床は面内剛性・強度が小さいので、床面を利用して水平力を伝達するためには水平筋かいを設ける必要がある。

デッキプレートを鉄筋コンクリート床の型わくとして利用する場合、さらに、打設されたコンクリートと合成床板を構成する場合の設計についても、上記の規準が利用できる。

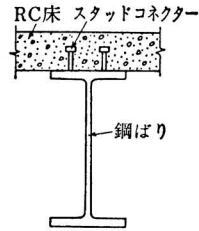


図 4.85

RC床の設計は、日本建築学会“鉄筋コンクリート構造計算規準”に従う。上述の合成床板も含めて、RC床は面内剛性・強度では十分なことが多いが、鉄骨ばりとの結合が問題である。そのため、鉄骨ばりのフランジにスタッドコネクタなどのずれ止めを溶接し、これらが現場打ちコンクリート中に定着されるようにしなければならない。

なお、ずれ止めを配すると、鉄骨ばり付近のRC床がはりのフランジ材として働く合成ばりが出現することになる。合成ばりの設計指針としては、日本建築学会から、合成ばり構造設計施工指針が出されているので、参照されたい。

4.11.2 鋼板製屋根

鉄骨造の建物では軽い屋根が用いられることが多く、強風・豪雪による被害がしばしば報告されている。（本書 1.5.2～3 参照）

鋼製折板屋根あるいは亜鉛鉄板かわら棒ぶき屋根などの構造設計については、構法標準*が示されているので、参照されたい。

* 鋼板製屋根構法標準委員会：鋼板製屋根構法標準；亜鉛鉄板会，1979

5. 設計例-1 事務所

(ラーメン構造・ブレース構造)

5.1 一般事項

5.1.1 建物概要

建物名称 青森県〇〇市役所別館

所在地 青森県〇〇市〇〇町〇〇

用途 市役所庁舎

規模 地上3階, 各階床面積 484.98 m², 延べ 1 454.94 m² (柱心)

主体構造 鉄骨造 けた行方向ラーメン構造, スパン方向ブレース構造

仕上概要 屋根 デッキプレート+コンクリート, アスファルト防水

一般床 コンクリートスラブ+ビニルアスベストタイル貼

外壁 けた行方向鋼製パネル, 妻面 ALC 板

間仕切 軽鉄下地合板 (一般部), ALC 板 (ブレース部)

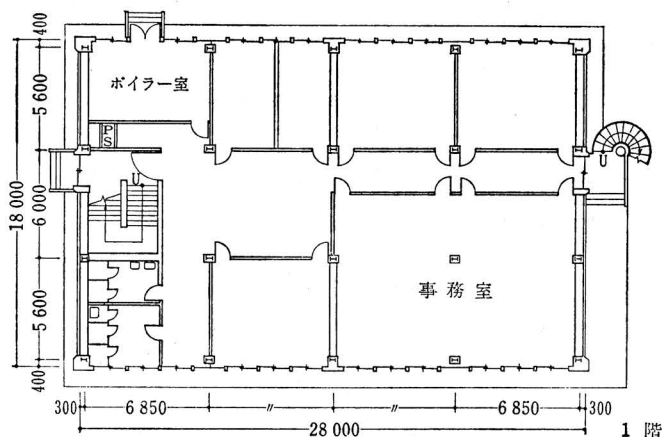


図 5.1 平面図 (1)

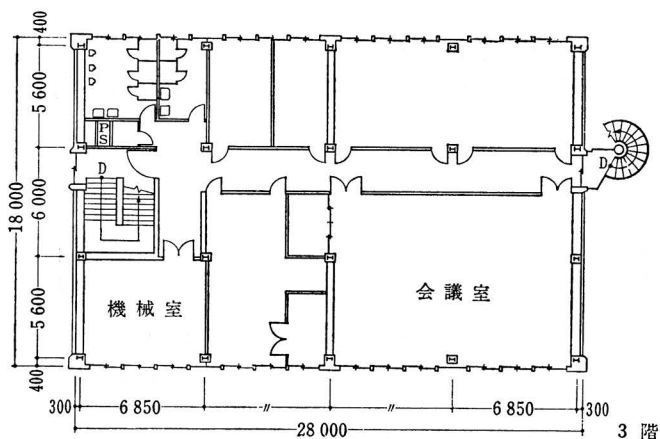
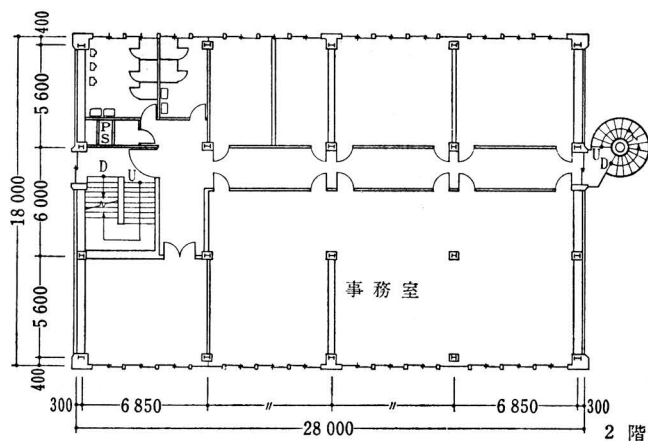


図 5.1 平面図 (2)

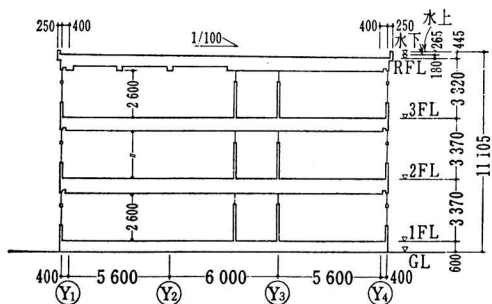


図 5.2 断面図

5.1.2 適用法令および規準類

建築基準法・同施行令(以下令とする)に基づく。構造計算については下記の諸規準に従う。

鋼構造設計規準 (以下規準とする) 日本建築学会

鉄筋コンクリート構造計算規準 (以下 RC 規準とする) 同上

建築基礎構造設計規準 同上

合成ばり構造設計施工指針 同上

床鋼板構造設計施工規準 日本鋼構造協会

H形鋼構造標準接合部 同上

5.1.3 設計方針と構造計画

本建家の基礎は支持ぐいとして PC ぐいを使用した独立基礎とする。

けた行方向はラーメン構造とし、スパン方向の水平力はすべてブレースに分担させる。

ラーメンの応力および変形は、計算機を使用して変位法により算定する。

保有水平耐力の算定を行なって大地震時における安全性を確かめる。この計算において D_s 値はスパン方向ブレース構造に対して 0.4、けた方向ラーメン構造に対して 0.3 以下となるような部材を使用する。保有水平耐力の計算は節点振り分け法による。

はりは応力および変形計算に対しては合成ばりとして取扱うが、断面算定および保有耐力の算定においてはスラブを無視して鉄骨断面のみ考慮する。また、スパン方向のはりは鉛直荷重に対して単純支持とする。

継手はすべて「H形鋼構造標準接合部」(日本鋼構造協会)に従う。

5.1.4 使用材料の許容応力度および強度

表 5.1 許容応力度

種 類	材 料	長期応力に対する値 (kg/cm ²)				短期応力に対する値
		引 張 り	せん 断	圧 縮	曲 げ	
鉄 骨	SS 41	1 600	900	*	*	長期の値の 1.5 倍
高力ボルト	F 10 T	3 100	1 500	—	—	
鉄 筋	SD 30	圧 縮	引 張 り	せん断補強		
		2 000	2 000	2 000		
コンクリート	C 210	圧 縮	せん 断	付 着		圧縮は長期の値の 2 倍 せん断・付着は 1.5 倍
				一 般 上 ば、定 着		
		70	7	21	14	

[注] * は鋼構造設計規準に基づき断面算定時に算出する。

表 5.2 材 料 強 度

(単位: kg/cm^2)

種 類	材 料	圧 縮	引 張 り	曲 げ	せん 断	付 着
鉄 骨	SS 41	2 400	2 400	2 400	1 350	—
高力ボルト	F 10 T	—	9 000	—	5 100	—
鉄 筋	SD 30	3 000	3 000	—	—	—
コンクリート	C 210	210	21	—	21	21

5.1.5 荷重および外力

a. 固定荷重 (令第 84 条)

屋 根	コンクリート山上 75 mm (防水を含む)	260 kg/m ²	293→295	330	360		
	デッキプレート	18					
	天井	15					
	鉄骨 小ばり	35					
	大ばり	30					
一般床	コンクリート $t=130$ mm (仕上を含む)	325 kg/m ²	340	365→370	400		
	天井	15					
	鉄骨 小ばり	25					
	大ばり	30					
便所床	一般床+モルタル 30 mm	400 kg/m ²					
外 壁	鉄骨パネル	45 kg/m ²					
	ALC 版	150 kg/m ²					
間仕切	軽鉄下地 (柱を含む)	45 kg/m ²					
	ブレース部壁	150 kg/m ²					

b. 積雪荷重 (令第 86 条)

多雪地域 長期 $136 \text{ cm} \times 3 \text{ kg/m}^2 \cdot \text{cm} = 408 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 410$
 地震時 $408 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 = 204 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 210$

c. 風圧力 (令第 87 条)

速度圧 $q = 60 \sqrt{h} \text{ kg/m}^2$ の平均値

d. 地震力 (令第 88 条)

地震層せん断力係数 $C_i = ZR_i A_i C_o$

地震地域係数 $Z = 0.9$

標準せん断力係数 $C_o = 0.2$ (ただし必要保有水平耐力算定時には 1.0 とする)

e. 設計用床荷重表 (令第 85 条)

表 5.3

(単位: kg/m²)

	屋 根			一 般 床			便 所		
	小ばり・柱・はり スラブ用	柱・はり 用	地震用	小ばり・柱・はり スラブ用	柱・はり 用	地震用	小ばり・柱・はり スラブ用	柱・はり 用	地震用
固 定 荷 重	330	360	360	370	400	400	430	460	460
積 載 荷 重 (積雪荷重)	(410)	(410)	(210)	300	180	80	300	180	80
合 計	740	770	570	670	580	480	730	640	540

f. 応力の組合わせ

表 5.4

長期	常時	$G+P+S$	G : 固定荷重による応力
短期	暴風時	$G+P+S+W$	P : 積載荷重 "
	地震時	$G+P+S+K$	S : 積雪荷重 "
			W : 風圧力 "
			K : 地震力 "

5.1.6 基礎算定資料

PC 管 径 350 mm, 貫入深さ 8 m

支持力 長期 29 t/本, 短期 58 t/本

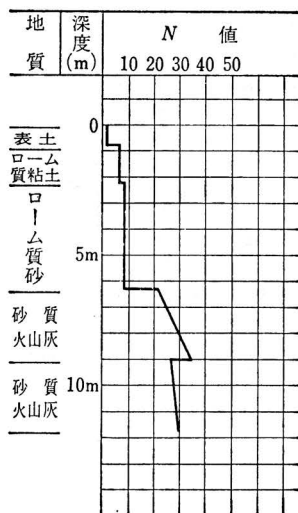
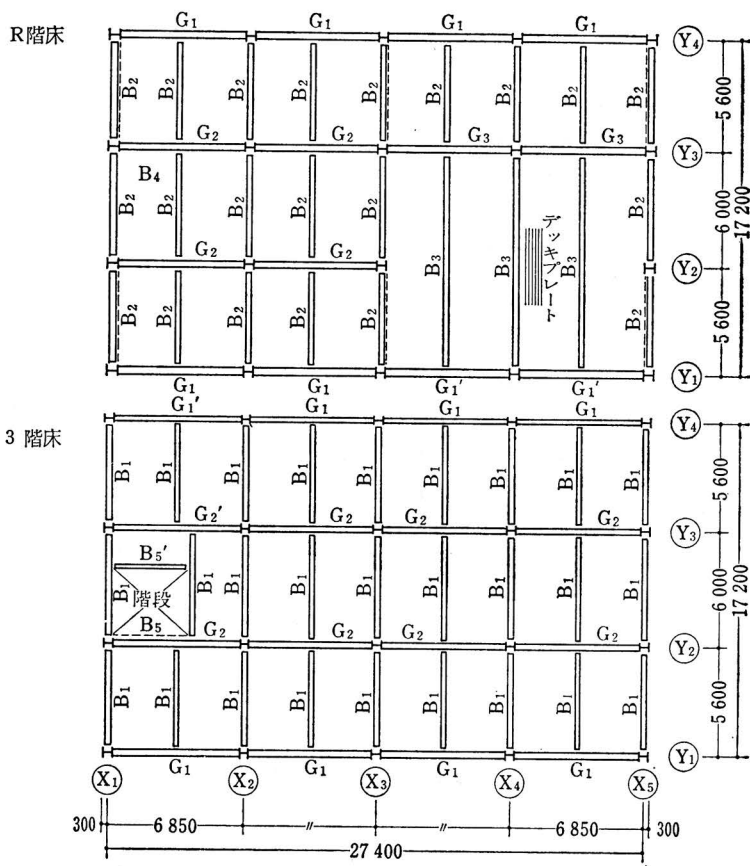
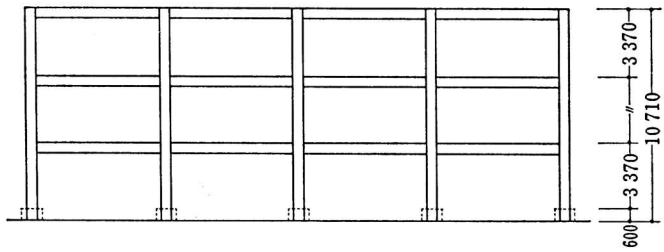


図 5.3 地質柱状図

5.1.7 床伏図および軸組図



Y_1, Y_3, Y_4 フレーム



Y_2 フレーム

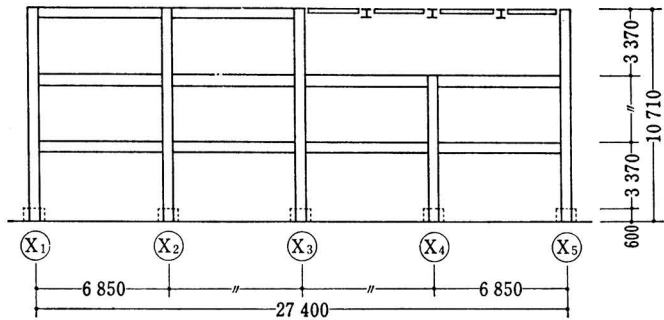


図 5.5 軸組図 (1)

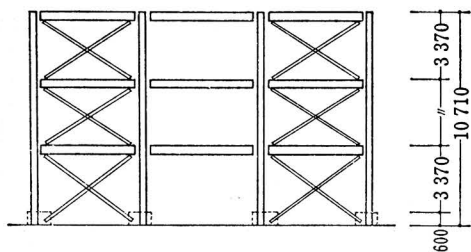
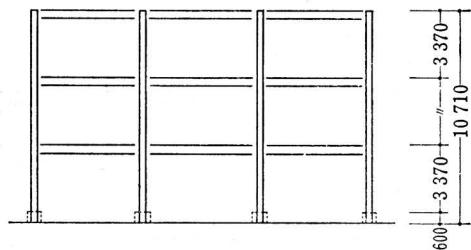
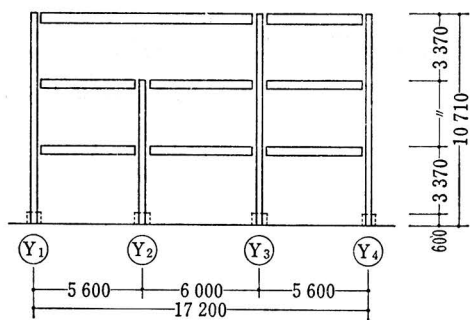
X_1, X_3, X_4 フレーム X_2 フレーム X_4 フレーム

図 5.5 軸 組 図 (2)

5.2 準 備 計 算

5.2.1 柱軸力

表 5.5 柱 軸 力 表

位 置	階	荷重種別	面 積 (m ²)	長 期 荷 重 用			
				<i>w</i>	<i>W</i>	ΣW	<i>N</i>
X ₁ , Y ₄	3	屋 根	3.725×3.4	0.77	9.75	10.72	10.72
		外 壁	1.685×3.425	0.045	0.26		
		妻 壁	1.685×2.8	0.15	0.71		
	2	便 所 床	3.725×3.2	0.64	7.63	9.57	20.29
		外 壁	3.37×3.425	0.045	0.52		
		妻 壁	3.37×2.8	0.15	1.42		
	1	同 上				9.57	29.86
X ₁ , Y ₃	3	屋 根	3.725×5.8	0.77	16.64	18.11	18.11
		妻 壁	1.685×5.8	0.15	1.47		
	2	便 所 床	3.725×2.8	0.64	6.68	16.55	34.66
		一 般 床	3.725×3.0	0.58	6.48		
		間 仕 切	3.0×3.425	0.045	0.46		
		妻 壁	3.37×5.8	0.15	2.93		
	1	同 上				16.55	51.21
X ₁ , Y ₂	3	屋 根	3.725×5.8	0.77	16.64	18.11	18.11
		妻 壁	1.685×5.8	0.15	1.47		
	2	一 般 床	3.725×5.8	0.58	12.53	15.92	34.03
		間 仕 切	3.0×3.425	0.045	0.46		
		妻 壁	3.37×5.8	0.15	2.93		
	1	同 上				15.92	49.95
X ₁ , Y ₁ X ₃ , Y ₄	3	屋 根	3.725×3.4	0.77	9.75	10.72	10.72
		外 壁	1.685×3.425	0.045	0.26		
		妻 壁	1.685×2.8	0.15	0.71		
	2	一 般 床	3.725×3.2	0.58	6.91	8.85	19.57
		外 壁	3.37×3.425	0.045	0.52		
		妻 壁	3.37×2.8	0.15	1.42		
	1	同 上				8.85	28.42

位 置	階	荷重種別	面 積 (m ²)	長 期 荷 重 用			
				<i>w</i>	<i>W</i>	ΣW	<i>N</i>
X ₂ , Y ₄	3	屋 根 外 壁	6.85×3.4 1.685×6.85	0.77 0.045	17.93 0.52	18.45	18.45
	2	便 所 一 般 床 外 壁 間 仕 切	0.725×3.2 6.125×3.2 3.37×6.85 3.0×2.8	0.64 0.58 0.045 0.045	1.49 11.37 1.04 0.38	14.28	32.73
	1	同 上				14.28	47.01
X ₂ , Y ₃	3	屋 根	6.85×5.8	0.77	30.59	30.59	30.59
	2	便 所 一 般 床 間 仕 切	0.725×2.8 0.725×3+6.125×5.8 3.0×(5.8+3.4×2)	0.64 0.58 0.045	1.30 21.87 1.68	24.85	55.44
	1	同 上				24.85	80.29
X ₂ , Y ₂	3	屋 根	6.85×5.8	0.77	30.59	30.59	30.59
	2	一 般 床 間 仕 切	6.85×5.8 3.0×(5.8+3.4)	0.58 0.045	23.04 1.24	24.28	54.87
	1	同 上				24.28	79.15
X ₂ , Y ₁ X ₁ , Y ₄	3	屋 根 外 壁	6.85×3.4 1.685×6.85	0.77 0.045	17.93 0.52	18.45	18.45
	2	一 般 床 外 壁 間 仕 切	6.85×3.2 3.37×6.85 3.0×2.8	0.58 0.045 0.045	12.71 1.04 0.38	14.13	32.58
	1	同 上				14.13	46.71
X ₂ , Y ₄	3	屋 根 外 壁	6.85×3.4 1.685×6.85	0.77 0.045	17.93 0.52	18.45	18.45
	2	一 般 床 外 壁 間 仕 切	6.85×3.2 3.37×6.85 3.0×2.8	0.58 0.045 0.15	12.71 1.04 1.26	15.01	33.46
	1	同 上				15.01	48.47
X ₂ , Y ₃	3	屋 根	(3.425+1.713)×5.8+1.713×8.6	0.77	34.29	34.29	34.29
	2	一 般 床 間 仕 切	6.85×5.8 3.0×2.8 3.0×6.85×2	0.58 0.15 0.045	23.04 1.26 1.85	26.15	60.44
	1	同 上				26.15	86.59

位 置	階	荷重種別	面 積 (m ²)	長 期 荷 重 用			
				w	W	ΣW	N
X ₃ , Y ₂	3	屋 根	(3.425+1.713)×5.8	0.77	22.95	22.95	22.95
	2	一般床 間仕切 "	6.85×5.8 3.0×2.8 3.0×3.0	0.58 0.15 0.045	23.04 1.26 0.41	24.71	47.66
	1	同 上				24.71	72.37
X ₃ , Y ₁	3	屋 根 外 壁	(3.425+1.713)×3.4+1.713×6.4 1.685×6.85	0.77 0.045	21.89 0.52	22.41	22.41
	2	一般床 外 壁 間仕切	6.85×3.2 3.37×6.85 3.0×2.8	0.58 0.045 0.15	12.71 1.04 1.26	15.01	37.42
	1	同 上				15.01	52.43
X ₄ , Y ₃	3	屋 根	6.85×(2.8+5.8)	0.77	45.36	45.36	45.36
	2	一般床 間仕切	6.85×5.8 3.0×6.85×2	0.58 0.045	23.04 1.85	24.89	70.25
	1	同 上				24.89	95.14
X ₄ , Y ₂	2	一般床	6.85×5.8	0.58	23.04	23.04	23.04
	1	同 上				23.04	46.08
X ₄ , Y ₁	3	屋 根 外 壁	6.85×(5.8+0.6) 1.685×6.85	0.77 0.045	33.76 0.52	34.28	34.28
	2	一般床 外 壁	6.85×3.2 3.37×6.85	0.58 0.045	12.71 1.04	13.75	48.03
	1	同 上				13.75	61.78
X ₅ , Y ₃	3	屋 根 妻 壁	1.713×2.8+(3.425+0.3)×5.8 1.685×5.8	0.77 0.15	20.33 1.47	21.80	21.80
	2	一般床 妻 壁 間仕切	3.725×5.8 3.37×5.8 3.0×3.425×2	0.58 0.15 0.045	12.53 2.93 0.93	16.39	38.19
	1	同 上				16.39	54.58
X ₅ , Y ₂	3	屋 根 妻 壁	(1.713+0.3)×5.8 1.685×5.8	0.77 0.15	8.99 1.47	10.46	10.46
	2	一般床 妻 壁	3.725×5.8 3.37×5.8	0.58 0.15	12.53 2.93	15.46	25.92
	1	同 上				15.46	41.38

位 置	階	荷重種別	面 積 (m ²)	長 期 荷 重 用			
				<i>w</i>	<i>W</i>	ΣW	<i>N</i>
X _i , Y _i	3	屋 根 外 壁 妻 壁	1.713×6.4+2.013×3.4	0.75	13.36	14.33	14.33
			1.685×3.425	0.045	0.26		
			1.685×2.8	0.15	0.71		
	2	一 般 床 外 壁 妻 壁	3.725×3.2	0.58	6.91	8.84	23.17
			3.37×3.425	0.045	0.52		
			3.37×2.8	0.15	1.41		
	1	同 上				8.84	32.01

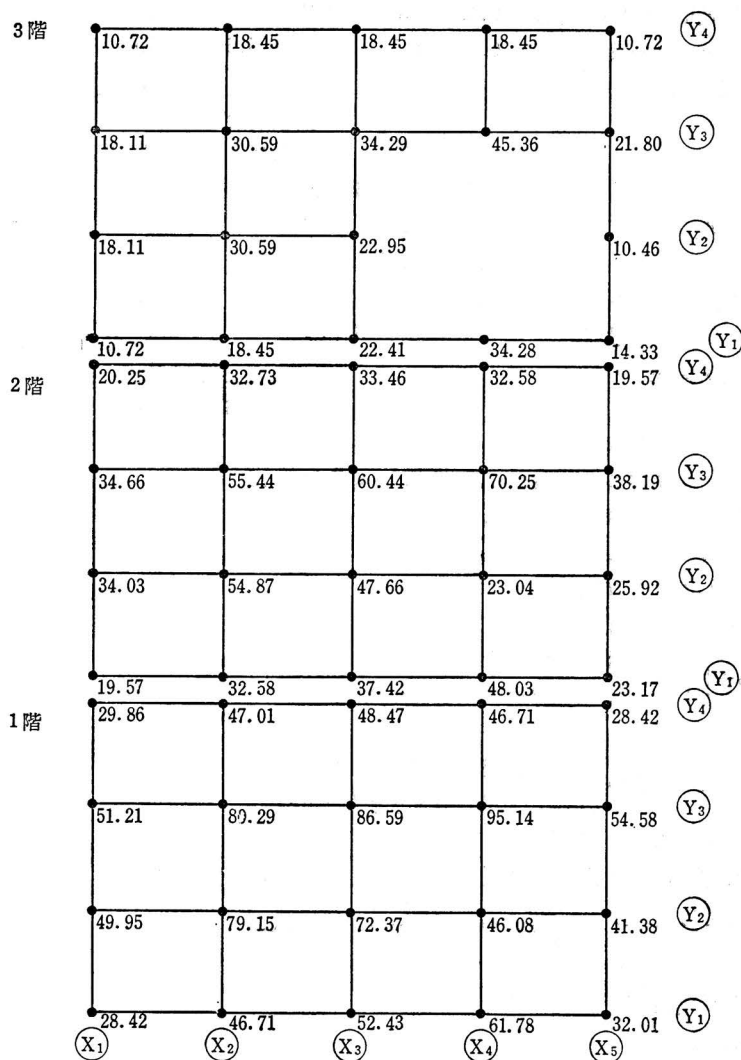


図 5.6

5.2.2 地震力の算定

a. 地震時の各層重量の算定

R階 屋根	$0.57 \times 28.0 \times 18.4$	$= 293.7$
外壁 (妻面)	$0.15 \times 1.685 \times 18.4 \times 2$	$= 9.3$
“ (側面)	$0.045 \times 1.685 \times 28.0 \times 2$	$= 4.3$

間仕切 (ブレース部)	$0.15 \times 1.5 \times 5.6 \times 2$	=2.6
〃 (一般部)	$0.045 \times 1.5 \times (6.85 \times 8 + 5.6 \times 5)$	=5.6
屋外階段		1.0
	合計	316.5 t
3 階 一般床	$0.48 \times (28.0 \times 18.0 - 7.15 \times 6.0)$	=221.3
(2 階) 便所床	$0.54 \times 7.15 \times 6.0$	=23.2
外壁 (妻面)	$0.15 \times 3.37 \times 18.4 \times 2$	=18.6
〃 (側面)	$0.045 \times 3.37 \times 28.0 \times 2$	=8.5
間仕切 (ブレース部)	$0.15 \times 3.0 \times 5.6 \times 2$	=5.1
〃 (一般部)	$0.045 \times 3.0 \times 83.0$	=11.2
屋外階段		1.5
	合計	289.4 t

b. ベースシャ係数 C_1 の算定

令第 88 条および告示第 1793 号 第 1・第 2 により算定する [1.2.7 参照].

$$T = 0.03h = 0.03 \times 10.8 = 0.32 \text{ s}$$

$$T_c = 0.6 \text{ s} \quad (\text{第 2 種地盤})$$

$$R_t = 1.0 \quad (T < T_c)$$

$$Z = 0.9 \quad (\text{青森県〇〇市})$$

$$C_o = \begin{cases} 0.2 & (\text{許容応力度計算時}) \\ 1.0 & (\text{必要保有水平耐力計算時}) \end{cases}$$

したがって

$$C_1 = Z \cdot R_t \cdot C_o = \begin{cases} 0.18 & (\text{許容応力度計算時}) \\ 0.9 & (\text{必要保有水平耐力計算時}) \end{cases}$$

c. 地震層せん断力の算定

告示第 1793 号 第 3 により算定する [1.2.7 参照].

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1 + 3T} = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \times 0.327$$

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=i}^N W_j}{\sum_{j=1}^N W_j}$$

$$C_i = A_i \cdot C_1$$

$$Q_i = C_i \cdot \sum_{j=i}^N W_j$$

以上の式から地震層せん断力を算定する.

表 5.6

階	W_i (t)	$\sum W_i$ (t)	α_i	A_i	許容応力度計算時		必要保有水平耐力計算時	
					C_i	Q_i (t)	C_i	Q_i (t)
3	316.5	316.5	0.354	1.434	0.258	81.7	1.291	408.6
2	289.4	605.9	0.677	1.176	0.212	128.5	1.059	641.7
1	289.4	895.3	1	1	0.18	161.2	0.90	805.8

5.2.3 風圧力の算定

令第 87 条により算定する。

表 5.7

階	h (m)	q (t/m ²)	$A/2$ (m ²)	C	$CqA/2$ (t)		Q (t)
3	9.0	0.180	$28.0 \times 3.37/2 = 47.18$	1.2	10.2	10.2	10.2
2	5.7	0.145			8.3	18.5	28.7
1	2.3	0.090			5.1	13.4	42.1

風圧力はいずれの階でも地震力より大幅に小さいため、風圧力に対する応力算定は行わない。

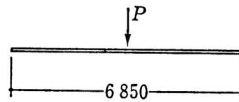
5.2.4 はりの C , M , Q の算定

図 5.7

R 階 ($G+S$)

$$\begin{aligned}
 G_1 \quad P &= (0.77 \times 3.4 + 0.045 \times 1.685) \times 3.425 = 9.23 \text{ t} \\
 C &= 9.23 \times 6.85/8 = 7.90 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 M &= 9.23 \times 6.85/4 = 15.81 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 Q &= 9.23/2 = 4.62 \text{ t} \\
 G_2 \quad P &= 0.77 \times 3.425 \times 5.8 = 15.30 \text{ t} \\
 C &= 15.3 \times 6.85/8 = 13.10 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 M &= 15.3 \times 6.85/4 = 26.20 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 Q &= 15.30/2 = 7.65 \text{ t} \\
 G_1' \quad P &= (0.77 \times 6.4 + 0.045 \times 1.685) \times 3.425 = 17.14 \text{ t} \\
 C &= 17.14 \times 6.85/8 = 14.68 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 M &= 17.14 \times 6.85/4 = 29.35 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 Q &= 17.14/2 = 8.57 \text{ t} \\
 G_3 \quad P &= 0.77 \times 3.425 \times (5.8 + 2.8) = 22.68 \text{ t} \\
 C &= 22.68 \times 6.85/8 = 19.42 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 M &= 22.68 \times 6.85/4 = 38.84 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 Q &= 22.68/2 = 11.34 \text{ t}
 \end{aligned}$$

(K) 上記の応力を $0.57/0.77 = 0.74$ 倍する。

3 階, 2 階 ($G+P$)

$$\begin{aligned}
 G_1 \quad P &= (0.58 \times 3.2 + 0.045 \times 3.37) \times 3.425 = 6.88 \text{ t} \\
 C &= 6.88 \times 6.85/8 = 5.89 \text{ t} \cdot \text{m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M &= 6.88 \times 6.85/4 &= 11.78 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 Q &= 6.88/2 &= 3.44 \text{ t} \\
 G_1' \quad P &= (0.64 \times 3.2 + 0.045 \times 3.37) \times 3.425 &= 7.54 \text{ t} \\
 C &= 7.54 \times 6.85/8 &= 6.46 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 M &= 7.54 \times 6.85/4 &= 12.92 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 Q &= 7.54/2 &= 3.77 \text{ t} \\
 G_2 \quad P &= (0.58 \times 5.8 + 0.045 \times 3.0) \times 3.425 &= 11.99 \text{ t} \\
 C &= 11.99 \times 6.85/8 &= 10.27 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 M &= 11.99 \times 6.85/4 &= 20.54 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 Q &= 11.99/2 &= 6.00 \text{ t} \\
 G_2' \quad P &= 3.425 \times (0.58 \times 3.0 + 0.64 \times 2.8 + 0.045 \times 3.0) &= 12.56 \text{ t} \\
 C &= 12.56 \times 6.85/8 &= 10.76 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 M &= 12.56 \times 6.85/4 &= 21.51 \text{ t} \cdot \text{m} \\
 Q &= 12.56/2 &= 6.28 \text{ t}
 \end{aligned}$$

5.2.5 仮定断面

表 5.8

種 別	記 号	部 材	I (cm^4)	A (cm^2)
は り	${}_R G_1$	H-350 $\times$ 175 $\times$ 7 $\times$ 11	13 600	63.14
	${}_R G_2$	H-446 $\times$ 199 $\times$ 8 $\times$ 12	28 700	84.30
	${}_R G_3$	H-496 $\times$ 199 $\times$ 9 $\times$ 14	41 900	101.3
	${}_s G_1, {}_s G_2, {}_s G_1$	H-400 $\times$ 200 $\times$ 8 $\times$ 13	23 700*	84.12
	${}_2 G_2$	H-446 $\times$ 199 $\times$ 8 $\times$ 12	28 700*	84.30
柱	${}_s C, {}_2 C$	H-340 $\times$ 250 $\times$ 9 $\times$ 14	21 700	101.5
	${}_1 C$	H-390 $\times$ 300 $\times$ 10 $\times$ 16	38 700	136.0

* 合成ばりの断面 2 次モーメントは合成ばり構造設計施工指針により算定する。

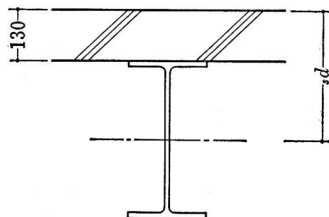


図 5.8

$${}_s G_1 \quad \text{H-400} \times 200 \times 8 \times 13 \quad I_s = 23\,700 \text{ cm}^4, \quad {}_s A = 84.12 \text{ cm}^2$$

$$B \text{ (有効幅)} = b + 0.1 l = 20 + 685/10 = 88.5 \text{ cm}$$

$${}_s d = 20 + 13 = 33.0 \text{ cm}$$

$$P_t = {}_sA / (B \cdot {}_s d) = 84.12 / (88.5 \times 33) = 0.0288$$

$$t_1 = t / {}_s d = 13 / 33 = 0.394$$

$$x_n = \frac{t_1^2 + 2 n P_t}{2(t_1 + n P_t)} {}_s d = \frac{0.394^2 + 2 \times 15 \times 0.0288}{2(0.394 + 15 \times 0.0288)} \times 33 = 20.4 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} {}_c I_n &= \frac{B \cdot t}{n} \left\{ \frac{t^2}{12} + \left(x_n - \frac{t}{2} \right)^2 \right\} + I_s + {}_s A \cdot ({}_s d - x_n)^2 \\ &= \frac{88.5 \times 13}{15} \left\{ \frac{13^2}{12} + \left(20.4 - \frac{13}{2} \right)^2 \right\} + 23700 + 84.12(33 - 20.4)^2 \\ &= 15800 + 23700 + 13300 = 52800 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$${}_3 G_2 \quad B = 20 + 2 \times 685 / 10 = 157 \text{ cm}$$

$$P_t = 84.12 / (157 \times 33) = 0.0162$$

$$x_n = \frac{0.394^2 + 2 \times 15 \times 0.0162}{2(0.394 + 15 \times 0.0162)} \times 33.0 = 16.6 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} {}_c I_n &= \frac{157 \times 13}{15} \left\{ \frac{13^2}{12} + \left(16.6 - \frac{13}{2} \right)^2 \right\} + 23700 + 84.12(33 - 16.6) \\ &= 15700 + 23700 + 22600 = 62000 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$${}_2 G_1 \quad H = 446 \times 199 \times 8 \times 12 \quad I_s = 28700 \text{ cm}^4, \quad {}_s A = 84.3 \text{ cm}^2$$

$$B = 88.5 \text{ cm}, \quad {}_s d = 35.3 \text{ cm}, \quad P_t = 0.0270, \quad t_1 = 0.368$$

$$x_n = \frac{0.368^2 + 2 \times 15 \times 0.027}{2(0.368 + 15 \times 0.027)} \times 35.3 = 21.6 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} {}_c I_n &= \frac{88.5 \times 13}{15} \left\{ \frac{13^2}{12} + (21.6 - 6.5)^2 \right\} + 28700 + 84.3(35.3 - 21.6) \\ &= 18500 + 28700 + 15800 = 63000 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$${}_2 G_2 \quad B = 157 \text{ cm}, \quad {}_s d = 35.3 \text{ cm}, \quad P_t = 0.0152, \quad t_1 = 0.368$$

$$x_n = \frac{0.368^2 + 2 \times 15 \times 0.0152}{2(0.368 + 15 \times 0.0152)} \times 35.3 = 17.5 \text{ cm}$$

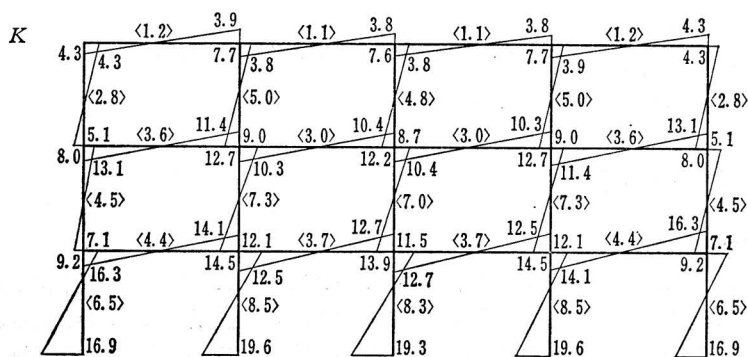
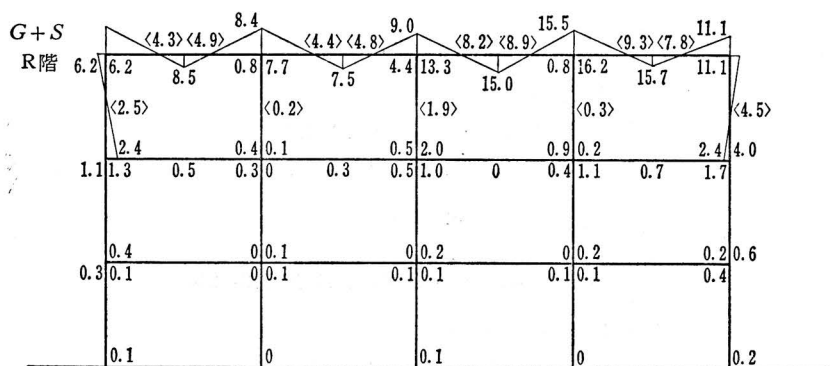
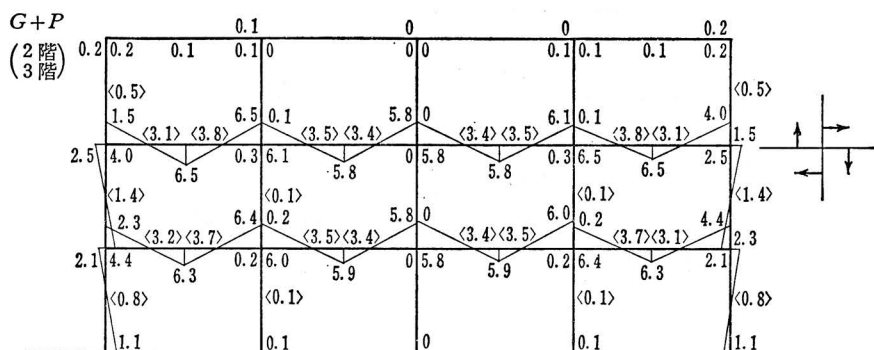
$$\begin{aligned} {}_c I_n &= \frac{157 \times 13}{15} \left\{ \frac{13^2}{12} + (17.5 - 6.5)^2 \right\} + 28700 + 84.3(35.3 - 17.5) \\ &= 18300 + 28700 + 26700 = 73700 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

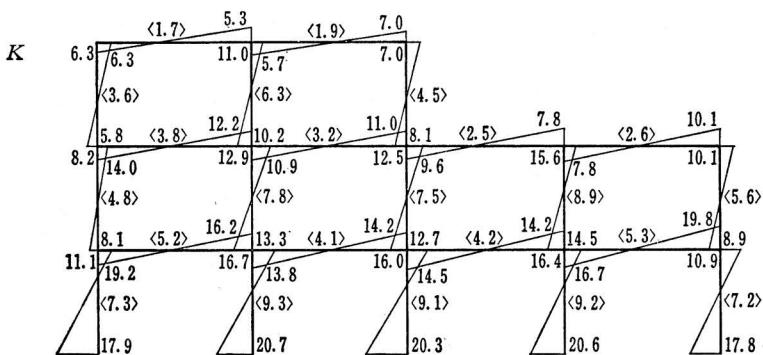
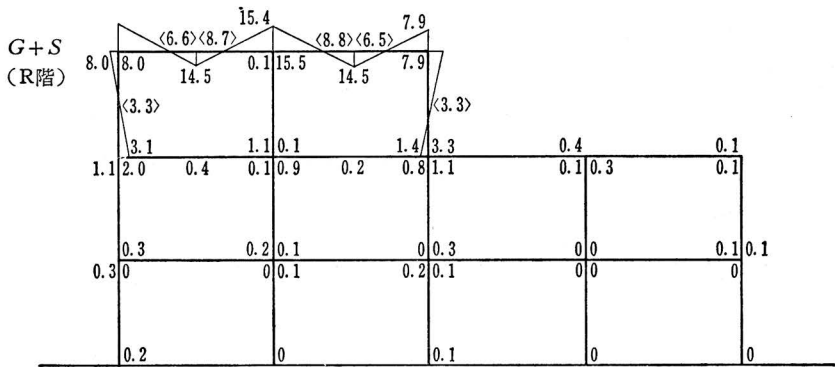
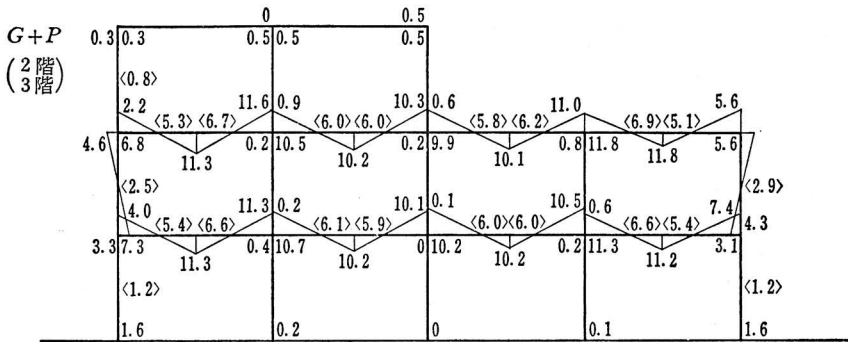
5.3 応 力 算 定

5.3.1 応力算定の方法

応力計算は変位法により行なう。Y方向の各フレームについて、(1) 2階と3階の($G+P$)のみによる応力、(2) R階の($G+S$)による応力、(3) 地震力(K)のみによる応力を算出する。 $(G+P+S)$ の応力は(1)+(2)によって算定する。地震時の応力($G+P+S+K$)は(1)+(2) $\times 0.74 \pm$ (3)により算定する。なお、応力算定にあたって、各層ごとの変位はどのフレームでも同一としている。

5.3.2 応力図

図 5.9 Y_1 フレーム曲げモーメントおよびせん断力

図 5.10 Y_z フレーム曲げモーメントおよびせん断力

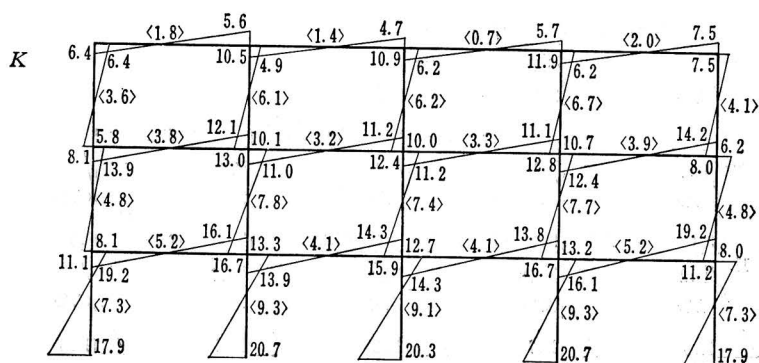
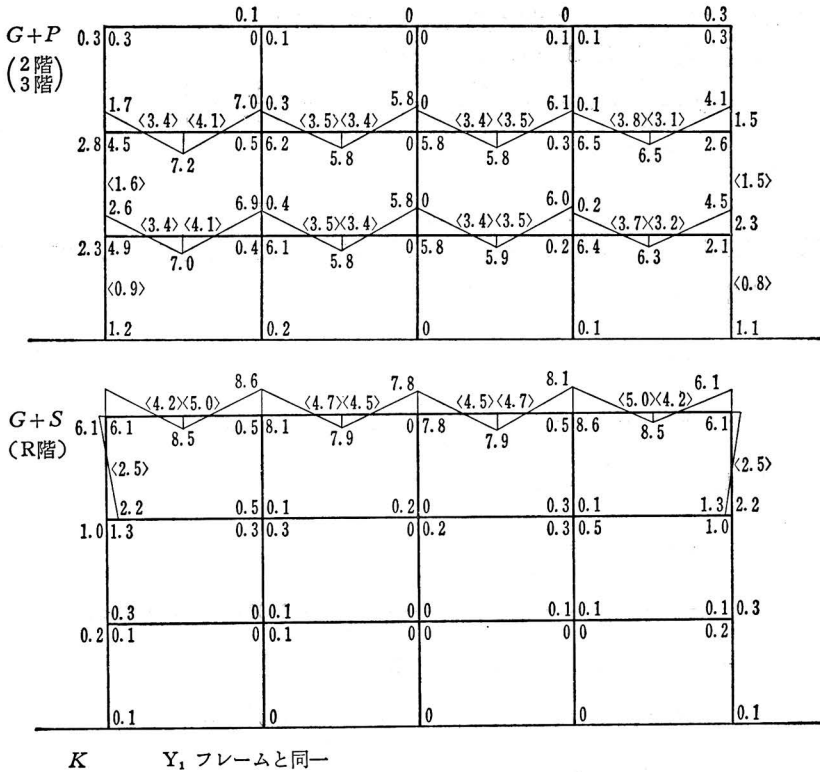


図 5.11 Y₃ フレーム曲げモーメントおよびせん断力

図 5.12 Y₁ フレーム曲げモーメントおよびせん断力

5.4 断面算定

5.4.1 柱の断面算定

1C₁ X₁, Y₁ 通りの応力が最大

	N (t)	M (t・m)	Q (t)
(G+P+S)	95.2	0.2	—
(G+P+S+K)	95.2+2.0=97.2	0.2+20.7=20.9	9.3
H-390×300×10×16 A=136.0 cm ² , i _y =7.28 cm, i _y *=8.09 cm			
Z _x =1980 cm ³ , r=2.2 cm, l=400 cm			

幅厚比に関しては 56 通達第 96 号別記 2 に定める値〔表 4.12 参照〕が、規準 8.1 による値〔表 4.11 参照〕より小さいため、ここでは通達による値により検定する。

幅厚比 フランジ $b/t=15.0/1.6=9.4 < 12$

ウェブ $b/t=\frac{39.0-2(1.6+2.2)}{1.0}=31.4 < 45$

規準 5.1(3) による許容圧縮応力度 f_c を表付 1.1 を利用して算定する〔4.6.3 参照〕。

f_c の算定 $\lambda=400/7.28=55$, $f_c=1.34 \text{ t/cm}^2$

規準 5.1(4) により許容曲げ応力度 f_b を算定する [4.7.2 参照].

$$f_b \text{ の算定 } C=1, A_f=1.6 \times 30=48 \text{ cm}^2$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(l_b/i_y^*)^2}{CA^2} \right\} f_t = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(400/8.09)^2}{120^2} \right\} f_t$$

$$= 0.93 f_t = 1.49 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = 900 / \left(\frac{l_b \cdot h}{A_f} \right) = \frac{900 \times 48}{400 \times 39} = 2.77 \text{ t/cm}^2 \rightarrow 1.6 \text{ t/cm}^2$$

平均圧縮応力度 σ_c と曲げ応力度 σ_b を算定し規準 6.1 による検定を行う [4.8.2 参照].

$$(\text{長期}) \sigma_c = \frac{95.2}{136} = 0.70 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{20}{1980} = 0.01 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{0.70}{1.34} + \frac{0.01}{1.6} = 0.52 + 0.01 = 0.53 < 1$$

$$(\text{短期}) \sigma_c = \frac{97.2}{136} = 0.73 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2090}{1980} = 1.06 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{0.73}{1.34 \times 1.5} + \frac{1.06}{1.6 \times 1.5} = 0.37 + 0.44 = 0.81 < 1$$

ウェブプレートの平均せん断応力度 τ の算定.

$$\tau = \frac{9.3}{1.0 \times (39 - 2 \times 1.6)} = 0.26 \text{ t/cm}^2 < 1.5 f_s = 1.35 \text{ t/cm}^2$$

${}_1C_1, {}_3C_1$ 2階 X_4, Y_3 通りの応力が最大

	N (t)	M (t・m)	Q (t)
$(G+P+S)$	70.3	0.3	—
$(G+P+S+K)$	70.3+0.9=71.2	0.4+0.2×0.74+13.2=13.8	7.7
<u>H-340×250×9×14</u>	$A=101.5 \text{ cm}^2, i_y=6.0 \text{ cm}, i_y^*=6.71 \text{ cm}$ $Z_x=1280 \text{ cm}^3, r=2.0 \text{ cm}, l=337 \text{ cm}$		

幅厚比 フランジ $b/t=12.5/1.4=8.9 < 12$

$$\text{ウェブ } b/t = \frac{34.0 - 2(1.4 + 2.0)}{0.9} = 30.2 < 45$$

$$f_c \text{ の算定 } \lambda = 337/6.0 = 56.2, f_c = 1.32 \text{ t/cm}^2$$

$$f_b \text{ の算定 } C=1.0, A_f=1.4 \times 25=35$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(337/6.71)^2}{120^2} \right\} f_t = 0.93 f_t = 1.49 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{900 \times 35}{337 \times 34} = 2.75 \rightarrow 1.6 \text{ t/cm}^2$$

$$(\text{長期}) \sigma_c = \frac{70.3}{101.5} = 0.70 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{30}{1280} = 0.03 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{0.70}{1.32} + \frac{0.03}{1.6} = 0.53 + 0.02 = 0.55 < 1$$

$$\text{(短期)} \quad \sigma_c = \frac{71.2}{101.5} = 0.70 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{1380}{1280} = 1.08 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{0.70}{1.5 \times 1.32} + \frac{1.08}{1.5 \times 1.6} = 0.36 + 0.45 = 0.81 < 1$$

$$\tau = \frac{7.7}{0.9 \times (34 - 2 \times 1.4)} = 0.28 \text{ t/cm}^2 < 1.35 \text{ t/cm}^2$$

${}_1C_2, {}_2C_2 \quad X_4, Y_2$ 通り

	N (t)	M (t・m)	Q (t)
$(G+P+S)$	46.1	0.1	—
$(G+P+S+K)$	$46.1 + 2.2 = 48.3$	$0.1 + 20.6 = 20.7$	9.2
<u>H-340 × 250 × 9 × 14</u>			

$$f_c \text{ の算定 } \lambda = 400/6.0 = 66.7, \quad f_c = 1.23 \text{ t/cm}^2$$

$$f_b \text{ の算定 } C = 1.0$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(400/6.71)^2}{120^2} \right\} f_t = 0.90 f_t = 1.44 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{900 \times 35}{400 \times 34} = 2.31 \rightarrow 1.6 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{(長期)} \quad \sigma_c = \frac{46.1}{101.5} = 0.46 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{10}{1280} = 0.01 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{0.46}{1.23} + \frac{0.01}{1.6} = 0.38 + 0.01 = 0.39 < 1$$

$$\text{(短期)} \quad \sigma_c = \frac{48.3}{101.5} = 0.48 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{2070}{1280} = 1.62 \text{ t/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{0.48}{1.5 \times 1.23} + \frac{1.62}{1.5 \times 1.6} = 0.26 + 0.68 = 0.94 < 1$$

5.4.2 はりの断面算定

${}_2G_1, {}_2G_1' \quad Y_4$ フレーム $X_1 \sim X_2$ 通りの応力が最大

	M (t・m) 左端	中央	右端	Q (t)
$(G+P+S)$	$4.9 + 0.1 = 5.0$	7.0	6.9	4.1
$(G+P+S+K)$	$4.9 + 16.3 = 21.2$	7.0	$6.9 + 14.1 = 21.0$	$4.1 + 4.4 = 8.5$

$$\underline{H-400 \times 200 \times 8 \times 13} \quad i_y^* = 5.26 \text{ cm}, \quad Z = 1190 \text{ cm}^3, \quad A_f = 26 \text{ cm}^2, \quad i_y = 4.54 \text{ cm}$$

幅厚比 フランジ $b/t = 10.0/1.3 = 7.7 < 11$

$$\text{ウェブ } b/t = \frac{40 - 2(1.3 + 1.6)}{0.8} = 42.8 < 65$$

細長比 $\lambda_y = 685/4.54 = 151 < 190 = 170 + 20n^*$

〔* 日本建築センター「改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説」(以下令解説とする) 1.7.3.4(3) による値〕.

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{-7.0}{21.0} \right) + 0.3 \left(\frac{-7.0}{21.0} \right)^2 = 2.13$$

$$l = 343 \text{ cm}$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(343/5.26)^2}{2.13 \times 120^2} \right\} f_t = 0.94 f_t = 1.50 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{900 \times 26}{343 \times 40} = 1.71 \rightarrow 1.6 \text{ t/cm}^2$$

$$(G+P+S+K) \quad \sigma = \frac{2120}{1190} = 1.78 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{1.78}{1.5 \times 1.60} = 0.74 < 1$$

$$\tau = \frac{8.5}{0.8(40 - 2 \times 1.3)} = 0.29 < 1.35 \text{ t/cm}^2$$

${}_3G_1, {}_3G_1'$ Y₄ フレーム X₁~X₂ 通りの応力が最大

	M (t・m) 左端	中央	右端	Q (t)
(G+P+S)	4.5+1.3=5.8	7.2	7.0+0.5=7.5	3.6
(G+P+S+K)	4.5+1.3×0.74+13.1 =18.6	7.2	7.0+0.5×0.74+11.4 =18.8	4.1+3.6 =7.7

$$\underline{H-396 \times 199 \times 7 \times 11} \quad i_y^* = 5.19 \text{ cm}, \quad Z = 1010 \text{ cm}^3, \quad A_f = 21.9 \text{ cm}^2, \quad i_y = 4.48$$

幅厚比 フランジ $b/t = 10.0/1.1 = 9.1 < 11$

$$\text{ウェブ } b/t = \frac{39.6 - 2(1.1 + 1.6)}{0.7} = 48.9 < 65$$

細長比 $\lambda_y = 685/4.48 = 153 < 190 = 170 + 20n$

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{-7.2}{18.8} \right) + 0.3 \left(\frac{-7.2}{18.8} \right)^2 = 2.20$$

$$l = 343 \text{ cm}$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(343/5.19)^2}{2.20 \times 120^2} \right\} f_t = 0.94 f_t = 1.50 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{900 \times 21.9}{343 \times 39.6} = 1.45 \text{ t/cm}^2 \rightarrow 1.50 \text{ t/cm}^2$$

$$(G+P+S+K) \quad \sigma = \frac{1880}{1010} = 1.86 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{1.86}{1.5 \times 1.50} = 0.83 < 1$$

$$\tau = \frac{7.7}{0.7 \times (39.6 - 2 \times 1.1)} = 0.28 < 1.35 \text{ t/m}^2$$

${}_RG_1$ Y₁ フレーム X₂~X₃ 通りの応力が最大

	M (t・m) 左端	中央	右端	Q (t)
(G+P+S)	7.7	7.5	9.0	4.8

$$(G+P+S+K) \quad 7.7 \times 0.74 + 3.8 \quad 7.5 \times 0.74 \quad 9.0 \times 0.74 + 3.1 \quad 4.8 \times 0.74 + 1.1$$

$$= 9.5 \quad = 5.6 \quad = 9.8 \quad = 4.7$$

$$\underline{H-350 \times 175 \times 7 \times 11} \quad i_y^* = 4.58 \text{ cm}, \quad Z = 775 \text{ cm}^3, \quad A_f = 19.3 \text{ cm}^2, \quad i_y = 3.95 \text{ cm}$$

$$\text{幅厚比} \quad \text{フランジ} \quad b/t = 8.75/1.1 = 8.0 < 11$$

$$\text{ウ ェ ブ} \quad b/t = \frac{35.0 - 2(1.1 + 1.4)}{0.7} = 42.9 < 65$$

$$\text{細長比} \quad \lambda_y = 685/3.95 = 174 < 190 = 170 + 20n$$

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{-7.5}{9.0} \right) + 0.3 \left(\frac{-7.5}{9.0} \right)^2 = 2.83 \rightarrow 2.3$$

$$l = 343 \text{ cm}$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(343/4.58)^2}{2.3 \times 120^2} \right\} f_t = 0.93 f_t = 1.49 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{900 \times 19.3}{343 \times 35} = 1.44 \text{ t/cm}^2 \rightarrow 1.49 \text{ t/cm}^2$$

$$(G+P+S) \quad \sigma = \frac{900}{775} = 1.16 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{1.16}{1.49} = 0.78 < 1$$

$$\tau = \frac{4.8}{0.7 \times (35 - 2 \times 1.1)} = 0.21 < 0.9 \text{ t/cm}^2$$

$\text{, } G_2, \text{ , } G'_2 \quad Y_3 \text{ フレーム } X_1 \sim X_2 \text{ 通りの応力が最大}$

	$M \text{ (t} \cdot \text{m)}$ 左端	中央	右端	$Q \text{ (t)}$
$(G+P+S)$	$7.5 + 0.1 = 7.6$	11.9	$11.8 + 0.1 = 11.9$	6.9
$(G+P+S+K)$	$7.5 + 0.1 \times 0.74 + 19.2$ $= 26.8$	11.9	$11.8 + 0.1 \times 0.74 + 16.1$ $= 28.0$	$6.9 + 5.2$ $= 12.1$

$$\underline{H-446 \times 199 \times 8 \times 12} \quad i_y^* = 5.11 \text{ cm}, \quad Z = 1290 \text{ cm}^3, \quad A_f = 23.9 \text{ cm}^2, \quad i_y = 4.33 \text{ cm}$$

$$\text{幅厚比} \quad \text{フランジ} \quad b/t = 10.0/1.2 = 8.4 < 11$$

$$\text{ウ ェ ブ} \quad b/t = \frac{44.6 - 2(1.2 + 1.8)}{0.8} = 48.3 < 65$$

$$\text{細長比} \quad \lambda_y = 685/4.33 = 159 < 190 = 170 + 20n$$

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{-11.9}{28.0} \right) + 0.3 \left(\frac{-11.9}{28.0} \right)^2 = 2.25$$

$$l = 343 \text{ cm}$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(343/5.11)^2}{2.25 \times 120^2} \right\} f_t = 0.94 f_t = 1.50 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{900 \times 23.9}{343 \times 44.6} = 1.40 \text{ t/cm}^2 \rightarrow 1.50 \text{ t/cm}^2$$

$$(G+P+S+K) \quad \sigma = \frac{2800}{1290} = 2.17 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{2.17}{1.5 \times 1.50} = 0.97 < 1$$

$$\tau = \frac{12.1}{0.8(44.6 - 2 \times 1.2)} = 0.36 < 1.35 \text{ t/cm}^2$$

${}_sG_2, {}_sG_2' \quad Y_3$ フレーム $X_1 \sim X_2$ 通りの応力が最大

M (t・m)	左端	中央	右端	Q (t)
$(G+P+S)$	$7.4+1.7=9.1$	11.9	$11.8+0.6=12.4$	6.9
$(G+P+S+K)$	$6.8+1.7 \times 0.74+13.9$ $=22.0$	11.9	$11.8+0.6 \times 0.74+12.1$ $=24.4$	$6.9+3.8$ $=10.7$

$$\frac{H-400 \times 200 \times 8 \times 13}{l=343 \text{ cm}, \quad f_b=1.6 \text{ t/cm}^2}$$

$$(G+P+S+K) \quad \sigma = \frac{2440}{1190} = 2.05 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{2.05}{1.5 \times 1.6} = 0.86 < 1$$

$$\tau = \frac{10.7}{0.8(40-2 \times 1.3)} = 0.36 < 1.35 \text{ t/cm}^2$$

${}_R G_2, {}_R G_2' \quad Y_1$ フレーム $X_4 \sim X_5$ 通りの応力が最大

M (t・m)	左端	中央	右端	Q (t)
$(G+P+S)$	$0.1+16.2=16.3$	15.7	$0.2+11.1=11.3$	9.3
$(G+P+S+K)$	$0.1+16.2 \times 0.74+3.9$ $=16.0$	15.7	$0.2+11.1 \times 0.74+4.3$ $=12.8$	$9.3+1.2$ $=10.5$

$$\frac{H-446 \times 199 \times 8 \times 12}{l=343 \text{ cm}}$$

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{-15.7}{16.3} \right) + 0.3 \left(\frac{-15.7}{16.3} \right)^2 = 3.04 \rightarrow 2.3$$

$$l=343 \text{ cm}$$

$$f_b = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(343/5.11)^2}{2.3 \times 120^2} \right\} f_t = 0.94 f_t = 1.50 \text{ t/cm}^2$$

$$(G+P+S) \quad \sigma = \frac{1630}{1290} = 1.27 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{1.27}{1.50} = 0.85 < 1$$

$$\tau = \frac{9.3}{0.8(44.6-2 \times 1.2)} = 0.28 < 0.9 \text{ t/cm}^2$$

${}_R G_3 \quad Y_3$ フレーム $X_4 \sim X_5$ 通りの応力が最大

M (t・m)	左端	中央	右端	Q (t)
$(G+P+S)$	$0.4+22.7=23.1$	22.4	$0.9+10.3=11.2$	13.1
$(G+P+S+K)$	$0.4+22.7 \times 0.74+6.2$ $=23.4$	22.4	$0.9+10.3 \times 0.74+7.5$ $=16.0$	$13.1+2.0$ $=15.1$

$$\frac{H-496 \times 199 \times 9 \times 14}{i_y^* = 5.08 \text{ cm}, \quad Z = 1690 \text{ cm}^3, \quad A_f = 27.9 \text{ cm}^2, \quad i_y = 4.27 \text{ cm}}$$

$$\text{幅厚比} \quad \text{フランジ} \quad b/t = 10.0/14 = 7.2 < 11$$

$$\text{ウェブ} \quad b/t = \frac{49.6-2(1.4+2.0)}{0.9} = 47.6 < 65$$

$$\text{細長比} \quad \lambda_y = 685/4.27 = 161 < 190 = 170 + 20n$$

$$C = 1.75 - 1.05 \left(\frac{-22.4}{23.1} \right) + 0.3 \left(\frac{-22.4}{23.1} \right)^2 = 3.05 \rightarrow 2.3$$

$$l=343 \text{ cm}$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(343/4.27)^2}{2.3 \times 120^2} \right\} f_t = 0.92 f_t = 1.47 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{900 \times 27.9}{343 \times 49.6} = 1.47 \text{ t/cm}^2$$

$$(G+P+S) \quad \sigma = \frac{2310}{1690} = 1.37 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{1.37}{1.47} = 0.94 < 1$$

$$r = \frac{13.1}{0.9(49.6 - 2 \times 1.4)} = 0.32 < 0.9 \text{ t/cm}^2$$

5.4.3 柱・はり仕口接合部

はりのサイズ H-446×199×8×12

ウェブスカラー 30 mm×2, すみ肉溶接サイズ $S=6 \text{ mm}$, $M_p=3480 \text{ t} \cdot \text{cm}$

$$\text{最大曲げ強度}^* M_u = B \cdot t \cdot \sigma_u \cdot (H-t) + \frac{0.35}{\sqrt{3}} \cdot S \sigma_u \cdot l e^2$$

$$= 19.9 \times 1.2 \times 4.1 \times 43.4 + \frac{0.35}{\sqrt{3}} \times 0.6 \times 4.1 \times 36.2^2$$

$$= 4249 + 651$$

$$= 4900 \text{ t} \cdot \text{cm} > 4530 = 1.3 M_p$$

〔* 令解説 1.7.3.4(2) による値〕。

他の部材も同様に全塑性モーメントの1.3倍以上の強度とする（計算は省略）。

はりの継手は「H形鋼構造標準接合部」に従い、全強接合とする。

5.5 ブレースの設計

スパン方向は全水平力をブレースが負担するため、地震力を1.5倍する。

層せん断力

$$Q_3 = 1.5 \times 81.7 = 122.6 \text{ t}$$

$$Q_2 = 1.5 \times 128.5 = 192.8 \text{ t}$$

$$Q_1 = 1.5 \times 161.2 = 241.8 \text{ t}$$

3階ブレース

$$N = \frac{122.6}{6} \times \frac{6.54}{5.6} = 23.9 \text{ t}$$

$$2 L_s - 75 \times 75 \times 6 \text{ H.T.B } 4\text{-M } 16 \text{ R } 9$$

$$A_g F = 2 \times 8.727 \times 2.4 = 41.9 \text{ t} > 23.9 \text{ t}$$

令解説 1.7.3.4(1) に基づいて接合部の最大強さの検討を行う〔4.5.2 参照〕。

① ブレースの軸部の検討

$$A_1 = 2 \times 8.727 - 2 \times 0.6(1.7 + 0.33 \times 7.5)$$

$$= 12.44 \text{ cm}^2$$

$$A_1 \sigma_u = 12.44 \times 4.1 = 51.02 > 50.3 = 1.2 A_g F$$

② ファスナーの検討

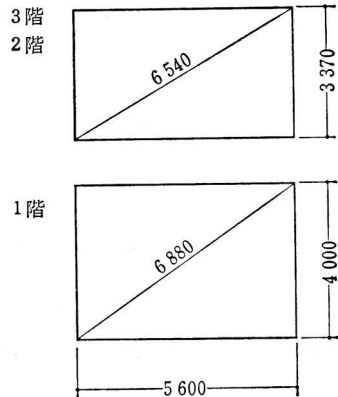


図 5.13

$$A_2 = 4 \times 2 \times 2.01 = 16.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s \sigma_u = 0.75 \times 16.1 \times 10 = 120.6 > 50.3$$

$$= 1.2 A_g F$$

③ はしあき部分の検討

i) ブレース $A_j = 4 \times 5.0 \times 0.6 \times 2 = 24.0 \text{ cm}^2$

$$A_j \sigma_u = 24.0 \times 4.1 = 98.4 > 50.3$$

$$= 1.2 A_g F$$

ii) ガセット $A_j = 4 \times 5.0 \times 0.9 = 18.0 \text{ cm}^2$

$$A_j \sigma_u = 18.0 \times 4.1 = 73.8 > 50.3$$

$$= 1.2 A_g F$$

④ ガセットプレートの破断の検討

$$A_j = \frac{2}{\sqrt{3}} \times 18 \times 0.9 - 0.9 \times 1.7 = 17.2 \text{ cm}^2$$

$$A_j \sigma_u = 17.2 \times 4.1 = 70.4 > 50.3 = 1.2 A_g F$$

⑤ 溶接部の検討

$$A_{w\sigma_u} = 0.7 \times 0.9 \times (l - 2 \times 0.9) \times 4.1 / \sqrt{3} > 50.3 \text{ t}$$

サイズ 9 mm として $l > 35.6 \text{ cm}$ 必要

2階ブレース

$$N = \frac{192.8}{6} \times \frac{6.54}{5.6} = 37.6 \text{ t}$$

$$\frac{2 L_s - 75 \times 75 \times 9 \text{ H.T.B } 5\text{-M } 20 \text{ R } 12}{A_g F = 2 \times 12.69 \times 2.4 = 60.91 > 37.6 \text{ t}}$$

① ブレース軸部の検討

$$A_1 = 25.38 - 2 \times 0.9 (2.15 + 0.25 \times 7.5) = 18.13 \text{ cm}^2$$

$$A_1 \sigma_u = 18.13 \times 4.1 = 74.3 > 73.1 = 1.2 A_g F$$

② ファスナーの検討

$$A_2 = 5 \times 2 \times 3.14 = 31.4 \text{ cm}^2$$

$$A_s \sigma_u = 0.75 \times 31.4 \times 10 = 235.5 > 73.1 = 1.2 A_g F$$

③ はしあき部分の検討

i) ブレース $A_j = 5 \times 5.0 \times 0.9 \times 2 = 45.0 \text{ cm}^2$

$$A_j \sigma_u = 45.0 \times 4.1 = 184.5 > 73.1 = 1.2 A_g F$$

ii) ガセット $A_j = 5 \times 5.0 \times 1.2 = 30.0 \text{ cm}^2$

$$A_j \sigma_u = 30.0 \times 4.1 = 123.0 > 73.1 = 1.2 A_g F$$

④ ガセットプレートの破断の検討

$$A_j = \frac{2}{\sqrt{3}} \times 24 \times 1.2 - 1.2 \times 2.15 = 30.7 \text{ cm}^2$$

$$A_j \sigma_u = 30.7 \times 4.1 = 125.8 > 73.1 = 1.2 A_g F$$

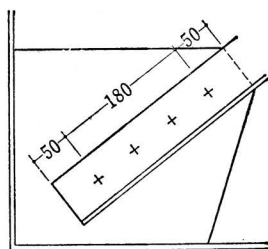


図 5.14

⑤ 溶接部の検討

$$A_w \sigma_u = 0.7 \times 1.2(l - 2 \times 1.2) 4.1 / \sqrt{3} > 73.1 = 1.2 A_g F$$

サイズ 12 mm として $l > 39.2$ cm 必要

1 階ブレース

$$N = \frac{241.8}{6} \times \frac{6.88}{5.6} = 49.5 \text{ t}$$

$$\underline{2 L_s - 90 \times 90 \times 10 \text{ H.T.B. 5-M 20 } \underline{R 12}}$$

$$A_g F = 2 \times 17.0 \times 2.4 = 81.6 > 49.5 \text{ t}$$

① ブレース軸部の検討

$$A_1 = 34 - 2 \times 1.0(2.15 + 0.25 \times 9.0) = 25.2 \text{ cm}^2$$

$$A_1 \sigma_u = 25.2 \times 4.1 = 103.3 > 97.9 \text{ t} = 1.2 A_g F$$

② フォスナーの検討

$$A_s \sigma_u = 235.5 > 97.9 \text{ t} = 1.2 A_g F$$

③ はしあき部分の検討

$$\text{i) ブレース } A_j = 5 \times 5.0 \times 1.0 \times 2 = 50.0 \text{ cm}^2$$

$$A_j \sigma_u = 50 \times 4.1 = 205 > 97.9 \text{ t} = 1.2 A_g F$$

$$\text{ii) ガセット } A_j \sigma_u = 123 > 97.9 \text{ t} = 1.2 A_g F$$

④ ガセットプレートの破断の検討

$$A_j \sigma_u = 125.8 > 97.9 \text{ t} = 1.2 A_g F$$

⑤ 溶接部の検討

$$A_w \sigma_u = 0.7 \times 1.2(l - 2 \times 1.2) 4.1 / \sqrt{3} > 97.9 = 1.2 A_g F$$

サイズ 12 mm として $l > 51.7$ cm 必要

5.6 床および2次部材の設計

5.6.1 小はり・間柱

$$B_1 (2 \text{ 階}, 3 \text{ 階}) (Y_2 - Y_3) \quad w = 0.67 \times 6.85/2 + 0.045 \times 3.0 = 2.43 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{w}{8} l^2 = \frac{2.43 \times 6.0^2}{8} = 11.0 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = \frac{w}{2} l = \frac{2.43 \times 6.0}{2} = 7.3 \text{ t}$$

$$(Y_1 - Y_2) \quad w = 0.67 \times 6.85/2 + 0.15 \times 3 = 2.75 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{2.75 \times 5.6^2}{8} = 10.8 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = \frac{2.75 \times 5.6}{2} = 7.7 \text{ t}$$

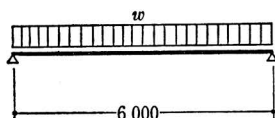


図 5.15

$$\text{H-350} \times 175 \times 7 \times 11 \quad Z = 775 \text{ cm}^3, \quad I = 13\,600 \text{ cm}^4$$

圧縮フランジは床スラブで横座屈が拘束されている。

$$f_b = 1.6 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{1\,100}{775} = 1.42 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{1.42}{1.6} = 0.89 < 1$$

$$\tau = \frac{7.7}{0.7(35 - 2 \times 1.1)} = 0.34 < 0.90 \text{ t/cm}^2$$

規準 10.1 に基づいたわみの検討を行う。

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{wl^4}{EI} = \frac{5 \times 2.43 \times 6^4 \times 10^6}{384 \times 2.1 \times 13.6 \times 10^6} = 1.44 \text{ cm}$$

$$= \frac{l}{418} < \frac{l}{300}$$

B₂ (R階)

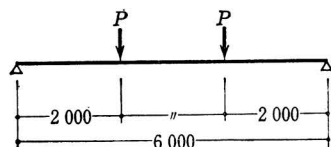


図 5.16

$$P = 0.77 \times 2 \times 6.85 / 2 = 5.28 \text{ t}$$

$$M = \frac{Pl}{3} = \frac{5.28 \times 6}{3} = 10.6 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = 5.28 \text{ t}$$

$$\text{H-350} \times 175 \times 7 \times 11 \quad i_y^* = 4.58 \text{ cm}$$

$$A_f = 17.5 \times 1.1 = 19.2 \text{ cm}^2, \quad l = 200 \text{ cm}, \quad C = 1.0$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(200/4.58)^2}{1.0 \times 120^2} \right\} f_t = 0.95 f_t$$

$$= 1.52 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{900 \times 19.2}{200 \times 35} = 2.48 \text{ t/cm}^2 \rightarrow 1.6 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{1\,060}{775} = 1.37 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{1.37}{1.6} = 0.86 < 1$$

$$\tau = \frac{5.28}{0.7(35 - 2 \times 1.1)} = 0.23 < 0.9 \text{ t/cm}^2$$

$$\delta = \frac{23}{648} \frac{Pl^3}{EI} = \frac{23 \times 5.28 \times 6^3 \times 10^6}{648 \times 2.1 \times 13.6 \times 10^6} = 1.42 \text{ cm}$$

$$= \frac{l}{423} < \frac{l}{300}$$

B₃ (R階)

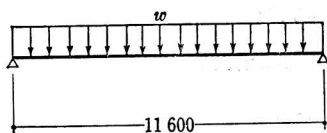


図 5.17

$$w = 0.77 \times 6.85 / 2 = 2.64 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{2.64 \times 11.6^2}{8} = 44.4 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = \frac{wl}{2} = \frac{2.64 \times 11.6}{2} = 15.4 \text{ t}$$

$$\text{H-582} \times 300 \times 12 \times 17 \quad Z = 3\,530 \text{ cm}^3$$

$$I = 103\,000 \text{ cm}^4, \quad i_y^* = 7.74 \text{ cm}$$

$$A_f = 30 \times 1.7 = 51 \text{ cm}^2, \quad l = 200 \text{ cm}, \quad C = 1.0$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(200/7.74)^2}{1.0 \times 120^2} \right\} f_t = 0.98 f_t = 1.57 \text{ t/cm}^2$$

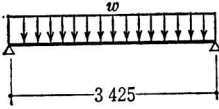
B₄ (R階)

図 5.18

$$f_{b2} = \frac{900 \times 51}{200 \times 58.2} = 3.94 \rightarrow 1.6 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{4440}{3530} = 1.26 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{1.26}{1.6} = 0.79 < 1$$

$$\tau = \frac{15.4}{1.2 \times (58.2 - 2 \times 1.7)} = 0.24 < 0.9 \text{ t/cm}^2$$

$$\delta = \frac{5 \times 2.64 \times 11.6^4 \times 10^6}{384 \times 2.1 \times 103 \times 10^6} = 2.88 \text{ cm} = \frac{l}{403} < \frac{l}{300}$$

$$w = 0.74 \times 2.0 = 1.48 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{w}{8} l^2 = \frac{1.48 \times 3.425^2}{8} = 2.17 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = \frac{w}{2} l = \frac{1.48 \times 3.425}{2} = 2.54 \text{ t}$$

$$\text{H-200} \times 100 \times 5.5 \times 8 \quad Z = 184 \text{ cm}^3, \quad I = 1840 \text{ cm}^4$$

圧縮フランジはデッキプレートで横座屈が拘束されている。 $f_b = 1.6 \text{ t/cm}^2$

$$\sigma = \frac{217}{184} = 1.18 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{1.18}{1.6} = 0.74 < 1$$

$$\tau = \frac{2.54}{0.55 \times (20 - 2 \times 0.8)} = 0.25 < 0.9 \text{ t/cm}^2$$

$$\delta = \frac{5 \times 1.48 \times 3.425^4 \times 10^6}{384 \times 2.1 \times 1.84 \times 10^6} = 0.69 \text{ cm} = \frac{l}{499} < \frac{l}{300}$$

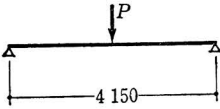
B₅ (階段受ばり)

図 5.19

$$P = 0.58 \times \frac{4.15}{2} \times \frac{4.2}{2} = 2.53 \text{ t}$$

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{2.53 \times 4.15}{4} = 2.63 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$Q = \frac{P}{2} = 1.27 \text{ t}$$

$$\text{H-300} \times 150 \times 6.5 \times 9 \quad Z = 481 \text{ cm}^3, \quad I = 7210 \text{ cm}^4$$

$$i_y^* = 3.87 \text{ cm}, \quad A_f = 15 \times 0.9 = 13.5 \text{ cm}^2$$

$$l = 207.5 \text{ cm}, \quad C = 1.75$$

$$f_{b1} = \left\{ 1 - 0.4 \frac{(207.5/3.87)^2}{1.75 \times 120^2} \right\} f_t = 0.95 f_t = 1.52 \text{ t/cm}^2$$

$$f_{b2} = \frac{900 \times 13.5}{207.5 \times 30} = 1.95 \rightarrow 1.6 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{263}{481} = 0.55 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{0.55}{1.6} = 0.35 < 1$$

$$\delta = \frac{Pl^3}{48EI} = \frac{2.53 \times 4.15^3 \times 10^6}{48 \times 2.1 \times 7.21 \times 10^6} = 0.25 \text{ cm}$$
$$= \frac{l}{1660} < \frac{l}{300}$$

階段受用間柱

$$N = 0.58 \times 4.15 / 2 \times 4.2 / 2 = 2.53 \text{ t}$$
$$\square - 125 \times 125 \times 4.5 \quad A = 21.17 \text{ cm}^2, \quad i = 4.89 \text{ cm}$$
$$l = 300 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{300}{4.89} = 62, \quad f_c = 1.28 \text{ t/cm}^2$$
$$\sigma = \frac{2.53}{21.17} = 0.12 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{0.12}{1.28} = 0.10 < 1$$

5.6.2 床スラブ

RC 規準に基づいて計算する。

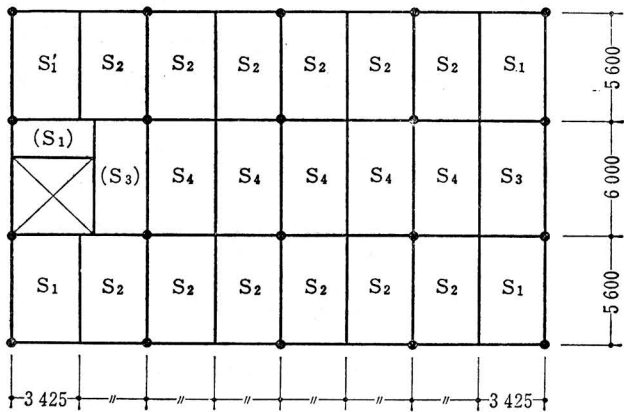


図 5.20

表 5.9

		短 辺 方 向	長 辺 方 向
辺 長 l (m)		3.425	5.600
辺 長 比		1.64	
d (cm)		10	9
S ₁ , S ₂	支 持 条 件	一端固定・他端ピン	一端固定・他端ピン
	α	0.110	0.082
	S ₁	w (t/m ²)	0.67
		M (t・m/m)	0.65
		a (cm ² /m)	4.2

S ₁ , S ₂	S ₁	配筋	計 算	D 13 @ 254	D 10 @ 170	
			設 計	D 13 @ 150	D 10 @ 150	
		S ₁ '	w (t/m ²)		0.73	
			M (t・m/m)		0.95	0.71
			a (cm ² /m)		5.5	4.5
			配筋	計 算	D 13 @ 231	D 10 @ 158
	設 計	D 13 @ 150		D 10 @ 150		
	S ₂	支 持 条 件		両 端 固 定	一端固定・他端ピン	
		α		0.083	0.058	
		w (t/m ²)		0.67		
		M (t・m/m)		0.66	0.46	
		a (cm ² /m)		3.8	3.0	
		配 筋	計 算	D 10 @ 187	D 10 @ 238	
	設 計		D 10 @ 150	D 10 @ 200		
S ₃ , S ₄	辺 長 l (m)			3.425	6.000	
	辺長比			1.75		
	d (cm)			10	9	
	S ₃	支 持 条 件		一端固定・他端ピン	両 端 固 定	
		α		0.105	0.081	
		w (t/cm ²)		0.67		
		M (t・m/m)		0.83	0.64	
		a (cm ² /m)		4.8	4.1	
		配 筋	計 算	D 13 @ 265	D 10 @ 173	
	設 計		D 13 @ 150	D 10 @ 150		
	S ₄	支 持 条 件		両 端 固 定	両 端 固 定	
		α		0.076	0.042	
		w (t/m ²)		0.67		
		M (t・m/m)		0.60	0.33	
		a (cm ² /m)		3.5	2.1	
		配 筋	計 算	D 10 @ 203	D 10 @ 339	
	設 計		D 10 @ 150	D 10 @ 200		

表 5.9 において $M = \alpha w l^2$ (α は鉄筋コンクリート構造計算規準付 10 による)

$$\alpha = \frac{M}{f_j} \left(f = 2.0 \text{ t/cm}^2, j = \frac{7}{8} d \right)$$

シヤコネクターの設計

H-400×200×8×13 を対象とし不完全合成ばりとする。

合成ばり構造設計施行指針 5 章に基づき、次の 2 式の小さい方の値を用いてスタッドコネクターの計算を行う。

$$Q_{h1} = 0.85_c A \cdot F_c = 0.85 \times 157 \times 13 \times 0.21 = 365 \text{ t}$$

$$Q_{h2} = s A \cdot s_y = 84.12 \times 2.4 = 202 \text{ t}$$

$$n = \frac{0.5 Q_{h2}}{q_n} = \frac{0.5 \times 202}{6.75} = 14.96 \rightarrow 15 \text{ 本}$$

$$\text{ピッチ} = \frac{343}{15} = 22.8 \text{ cm} \rightarrow \text{スタッドコネクター } 16 \phi @ 200$$

スパン方向

H-350×175×7×11 を対象とし不完全合成ばりとする。

$$Q_{h2} = s A \cdot s_y = 63.14 \times 2.4 = 151.6 \text{ t}$$

$$n = \frac{0.5 Q_{h2}}{q_n} = \frac{0.5 \times 151.6}{6.75} = 12 \text{ 本}$$

$$\text{ピッチ} = \frac{280}{12} = 23.3 \text{ cm} \rightarrow \text{スタッドコネクター } 16 \phi @ 200$$

5.6.3 屋根

デッキプレートは安全側に単純ばりとして応力およびたわみを計算する。

$$w = 0.74 \text{ t/m}^2 \text{ (固定荷重 + 雪荷重)}$$

$$M_o = \frac{w}{8} l^2 = \frac{0.74}{8} \times 2^2 = 0.37 \text{ t} \cdot \text{m/m}$$

$$\text{AL } 17 \text{ (} H=50 \text{ mm, } t=1.6 \text{ mm)} \quad I=98.3 \text{ cm}^4/\text{m}, \quad Z=38.7 \text{ cm}^3/\text{m}$$

$$\sigma = \frac{37}{38.7} = 0.96 \text{ t/cm}^2 < 1.6$$

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{w l^4}{EI} = \frac{5 \times 0.74 \times 2.0^4 \times 10^6}{384 \times 2.1 \times 0.983 \times 10^5} = 0.75 \text{ cm}$$

屋根面水平ブレース

$$\text{全水平力 } Q = 1.5 W_s \cdot C_s = 1.5 \times 316.5 \times 0.258 = 122.5 \text{ t}$$

水平ブレースは 12 組あり、全水平力の半分をこれらのブレースで均等に分担すると仮定するとブレースの軸力 N は次式で算定される。

$$N = \frac{\sqrt{5.6^2 + 6.85^2}}{5.6} \times \frac{122.5}{2 \times 12} = 8.1 \text{ t}$$

$$\text{L-75} \times 75 \times 6 \text{ H.T.B } 2\text{-M } 16 \text{ p. } 6$$

$$\sigma = \frac{8.1}{8.727} = 0.93 \text{ t/cm}^2, \quad \frac{\sigma}{f} = \frac{0.93}{2.4} = 0.39 < 1$$

$$A_N = 8.727 - (0.7 \times 7.5 + 1.7) \times 0.6 = 4.55 \text{ cm}^2$$

$$A_N \cdot \sigma_u = 4.55 \times 4.1 = 18.6 \text{ t} > 8.1 \text{ t}$$

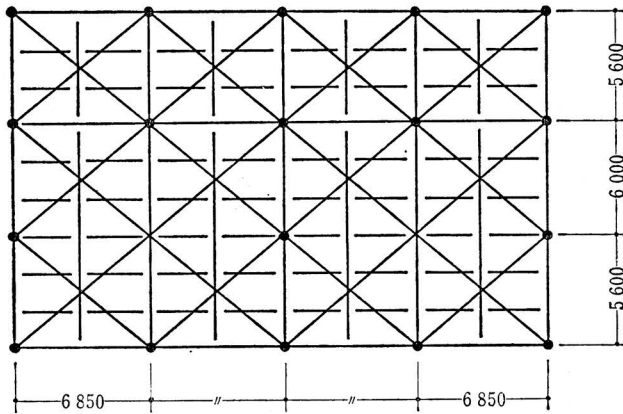


図 5.21

5.6.4 パネルゾーンの検討

R_{G1} H-350×175×7×11 (柱 H-340×250×9×14)

規準 14.13 に基づいて検討する [4.9.7 参照].

$$M=3.9+3.8=7.7\text{ t}\cdot\text{m} \quad (X_2, Y_1 \text{ 通り})$$

$$V_I = h_b \cdot h_c \cdot t_w = (35-1.1)(34-1.4) \times 0.9 = 994 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{M}{2 V_I} = \frac{770}{2 \times 994} = 0.39 < 0.92 \text{ t/cm}^2 = f_s = 1.6 / \sqrt{3}$$

s_{G1} H-396×199×7×11 (柱 H-340×250×9×14)

ダブルプレート $\Phi 6$ 330×270 すみ肉溶接

$$M=11.4+10.3=21.7\text{ t}\cdot\text{m} \quad (X_2, Y_1 \text{ 通り})$$

ダブルプレートの四周はすみ肉溶接のため溶接部の有効率は 0.8 とする
(鋼構造塑性設計指針 7.3 による).

$$V_I = (39.6-1.1)(34-1.4) \times 0.9 + 33 \times 27 \times 0.6 \times 0.7 = 1557 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{2170}{2 \times 1557} = 0.70 < 0.92 \text{ t/cm}^2$$

s_{G2} H-400×200×8×13 (柱 H-340×250×9×14)

ダブルプレート $\Phi 6$ 330×270 すみ肉溶接

$$M=11.1+12.4=23.5\text{ t}\cdot\text{m} \quad (X_1, Y_1 \text{ 通り})$$

$$V_I = (40-1.3)(34-1.4) \times 0.9 + 33 \times 27 \times 0.6 \times 0.8 = 1563 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{2350}{2 \times 1563} = 0.76 < 0.92 \text{ t/cm}^2$$

s_{G1} H-400×200×8×13 (柱 H-390×300×10×16)

$$M=14.1+12.5=26.6\text{ t}\cdot\text{m} \quad (X_2, Y_1 \text{ 通り})$$

$$V_I = (40-1.3)(39-1.6) \times 1.0 = 1447 \text{ cm}^3$$

$$\tau = \frac{2660}{2 \times 1447} = 0.919 < 0.924 \text{ t/cm}^2$$

,G₂ H-446×199×8×12 (柱 H-390×300×10×16)

ダブルプレート E 6 400×330 すみ肉溶接

$M=14.2+16.7=30.9\text{ t}\cdot\text{m}$ (X₂, Y₂ 通り)

$V_t=(44.6-1.2)(39-1.6)\times 1.0+40\times 33\times 0.6\times 0.8=2\,256\text{ cm}^3$

$$\tau=\frac{3\,090}{2\times 2\,256}=0.69<0.92\text{ t/cm}^2$$

5.6.5 柱脚根巻部分の設計

H-390×300×10×16

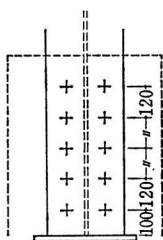


図 5.22

a. スタッドコネクター

地震時 $M=20.7\text{ t}\cdot\text{m}$, $Q=20.7/0.39=53.1\text{ t}$

16φ スタッドコネクター ($A=2.01\text{ cm}^2$) を使用する.

$$\begin{aligned}\text{せん断耐力 } q &= 0.5 s A \sqrt{F_c \cdot E_c} \\ &= 0.5 \times 2.01 \sqrt{0.21 \times 210} \\ &= 6.67\text{ t}\end{aligned}$$

$$\text{本数 } n = \frac{53.1}{6.67} = 7.96 \text{ 本} \rightarrow 10 \text{ 本}$$

b. 柱脚部配筋

RC 規準に基づいて計算する.

$M=20.7\text{ t}\cdot\text{m}$, $N=95.2\text{ t}$ (X₂, Y₂ 通り)

$M=16.9\text{ t}\cdot\text{m}$, $N=28.4\text{ t}$ (X₁, Y₁ 通り)

$F_c=210\text{ kg/cm}^2$, SD 30 を使用する.

$$bD=60\times 69=4\,140\text{ cm}^2$$

$$bD^2=60\times 69^2=2.85\times 10^5\text{ cm}^3$$

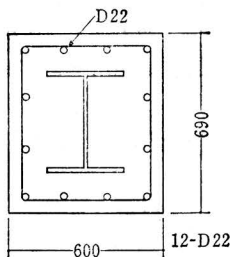


図 5.23

$$\left. \begin{aligned} X_2, Y_2 \text{ 通り } N/bD &= 95\,200/4\,140 = 23.0\text{ kg/cm}^2 \\ M/bD^2 &= 20.7\times 10^5/2.85\times 10^5 = 7.3\text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} P_t = 0\%$$

$$\left. \begin{aligned} X_2, Y_1 \text{ 通り } N/bD &= 28\,400/4\,140 = 6.9\text{ kg/cm}^2 \\ M/bD^2 &= 16.9/2.85 = 5.9\text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} P_t = 0.2\%$$

したがって鉄筋比は最小鉄筋比 $P_t=0.8-0.3\times \frac{4\,140-2\,000}{8\,000-2\,000}=0.7\%$ とする.

$$a_s=4\,140\times 0.007=29.0\text{ cm}^2 \rightarrow 8\text{-D } 22\ (30.96\text{ cm}^2) \text{ 帯筋 D } 10 \text{ @ } 100$$

プレート部 $bD=90\times 69=6\,210\text{ cm}^2$

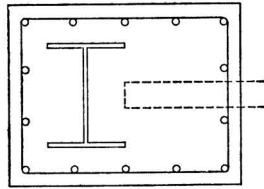


図 5.24

$$\text{最小鉄筋比 } P_t = 0.8 - 0.3 \times \frac{6\,210 - 2\,000}{8\,000 - 2\,000} = 0.6\%$$

$$a_s = 6\,210 \times 0.006 = 37.3 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\text{-D } 22 \text{ (} 38.7 \text{ cm}^2 \text{)} \text{ 帯筋 D } 10 \text{ @ } 100$$

5.7 基礎の設計

5.7.1 軸力図

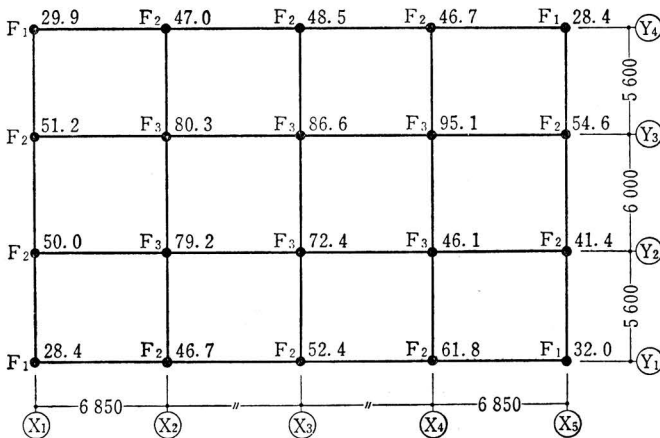


図 5.25

ブレースによる軸力 N

$$N = \frac{241.8}{6} \times \frac{4.0}{5.6} = 28.8 \text{ t}$$

5.7.2 くい

建築基礎構造設計規準に基づいて計算する。

PC ぐい 350 ϕ $l=8.0 \text{ m}$, 断面積 $A_p=0.0962 \text{ m}^2$, 周長 $\psi=1.10 \text{ m}$

先端支持力 $N=30$, $R_u = -\frac{1}{3} \times 30 N \cdot A_p$

$$= -\frac{1}{3} \times 30 \times 30 \times 0.0962 = 28.8 \text{ t}$$

周面摩擦抵抗 $N=6$, 砂層中のくい長さ $L_s=4.5\text{ m}$

$$R_F = \frac{1}{3} \times \frac{N}{5} \psi \cdot L_s = \frac{6 \times 1.10 \times 4.5}{15} = 2.0\text{ t}$$

$$R_u + R_F = 28.8 + 2.0 = 30.8\text{ t} \rightarrow R = 29\text{ t (長期)}$$

$$R = 58\text{ t (短期)}$$

基礎に生ずる水平力はいくいの水平抵抗で負担させる（本例では、計算は省略する。

「建築基礎構造設計規準・同解説」を参照されたい。

5.7.3 基礎スラブ

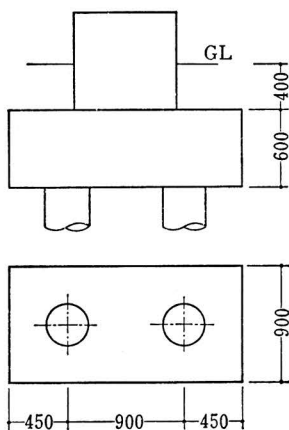


図 5.26

RC 規準に基づいて計算する。

F₁ (X_s, Y₂ 通り) $N=32.0\text{ t}$

地中ばり	$2.4 \times 0.8 \times 0.4 \times (3.43 + 5.8) = 7.1$	} 13.4 t
壁	$0.15 \times 3.37 \times 5.8 = 3.0$	
自重	$2.0 \times 0.9 \times 1.8 \times 1.0 = 3.3$	

$$P = 32.0 + 13.4 = 45.4\text{ t}$$

$$\text{くい反力 } 45.4/2 = 22.7\text{ t} < 29\text{ t}$$

$$D = 60\text{ cm}, d = 54\text{ cm}, j = 47.2\text{ cm}$$

$$\text{付着応力度 } f_a = 21\text{ kg/cm}^2$$

$$\text{周長 } \psi = \frac{Q}{f_a \cdot j} = \frac{22700}{21 \times 47.2} = 22.9\text{ cm} \rightarrow 7\text{-D } 13\text{ (28 cm)}$$

$$\text{主筋 D } 13 @ 100 \quad \text{配力筋 D } 13 @ 200$$

F₂ (X_t, Y₁ 通り) $N=61.8\text{ t}$

地中ばり	$2.4 \times 0.8 \times 0.4 \times (6.85 + 2.8) = 7.4$	} 14.1 t
壁	$0.045 \times 2.0 \times 6.85 = 0.6$	
自重	$2.0 \times 1.7 \times 1.8 \times 1.0 = 6.1$	

$$P = 61.8 + 14.1 = 75.9\text{ t}$$

くい反力 $75.9/3 = 25.3 \text{ t} < 29 \text{ t}$

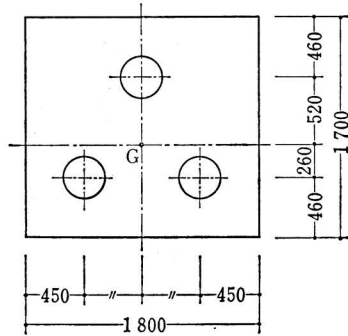


図 5.27

$D = 60 \text{ cm}$, $d = 54 \text{ cm}$, $j = 47.2 \text{ cm}$

$$\psi = \frac{25300 \times 2}{21 \times 47.2} = 51 \text{ cm} \rightarrow 16\text{-D } 13 \text{ (64 cm)}$$

主筋 D 13 @ 100 十文字

F_3 (X, Y 通り) $N = 95.1 \text{ t}$

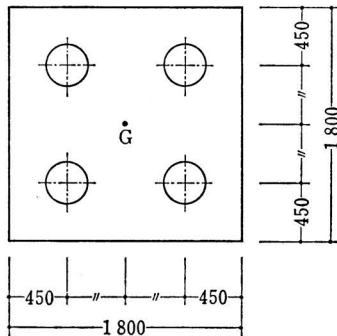


図 5.28

地中ばり	$2.4 \times 0.8 \times 0.4 \times (6.85 + 5.8) = 9.7$	} 18.7 t
壁	$0.045 \times 3.37 \times 16.5 = 2.5$	
自重	$2.0 \times 1.8 \times 1.8 \times 1.0 = 6.5$	

$$P = 95.1 + 18.7 = 113.8 \text{ t}$$

くい反力 $113.8/4 = 28.5 \text{ t} < 29 \text{ t}$

$D = 60 \text{ cm}$, $d = 54 \text{ cm}$, $j = 47.2 \text{ cm}$

$$\psi = \frac{28500 \times 2}{21 \times 47.2} = 57.5 \text{ cm} \rightarrow 17\text{-D } 13 \text{ (68 cm)}$$

主筋 D 13 @ 100 十文字

5.7.4 基礎ばり

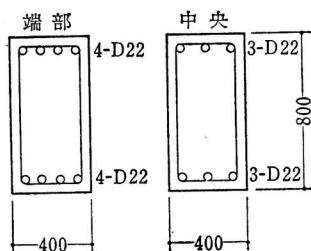


図 5.29

(Y₂ フレーム X₁~X₂ 通り)地震時 $M_E = M_c + Q_c \cdot h = 17.9 + 1.8 + (7.3 + 1.2) \times 0.4 = 23.1 \text{ t} \cdot \text{m}$ 自重 $w = 2.4 \times 0.4 \times 0.8 = 0.77 \text{ t} \cdot \text{m}$

$$M_W = \frac{0.77 \times 6.85^2}{12} = 3.0$$

$$M = M_E + M_W = 23.1 + 3.0 = 26.1$$

$$D = 80 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm}, d = 74 \text{ cm}, j = 64 \text{ cm}$$

$$a_t = \frac{M}{f_t \cdot j} = \frac{2610}{3.0 \times 64} = 13.6 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\text{-D } 22 \quad (a = 15.48 \text{ cm}^2)$$

あばら筋 D 10 @ 200

5.7.5 浮き上りの検討

X₁, Y₁ 通り

柱軸力 (雪荷重を除く)	$28.4 - 0.41 \times 3.725 \times 3.4 = 23.2$	} 32.4 t
地中ばり	$2.4 \times 0.8 \times 0.4 \times (3.43 + 2.8) = 4.8$	
壁	$0.045 \times 2.0 \times 3.43 + 0.15 \times 2.0 \times 2.8 = 1.1$	
自重	$2.0 \times 0.9 \times 1.8 \times 1.0 = 3.3$	

ブレースによる引抜き力 $28.8 \text{ t} < 32.4 \text{ t}$

5.8 層間変形角の検討

令第 82 条の 2 に基づいて層間変形角に対する検討を行う。

5.8.1 スパン方向

$$\delta = \frac{Ql}{EA \cos^3 \theta} = \frac{Q(l^2 + h^2)^{3/2}}{EA l^2}$$

$$3 \text{ 階 } \text{ブレース } 2 L_s - 75 \times 75 \times 6 \quad A = 17.45 \text{ cm}^2$$

$$l = 5.6 \text{ m}, h = 3.37 \text{ m}, Q = 122.6/6 = 20.5 \text{ t}$$

$$\delta = \frac{20.5 \times (5.6^2 + 3.37^2)^{3/2} \times 10^2}{2100 \times 17.45 \times 5.6^2} = 0.498 \text{ cm} = \frac{h}{677} < \frac{h}{200}$$

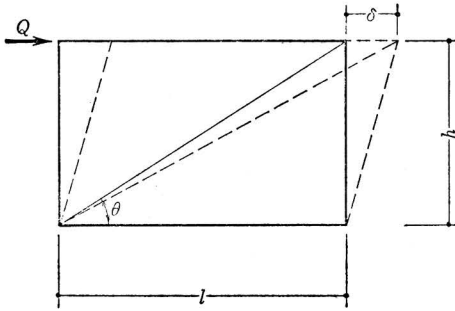


図 5.30

せん断剛性 $k = \frac{20.5}{0.498} = 41.2 \text{ t/cm}$

2階 ブレース $2 L_s - 75 \times 75 \times 9 \quad A = 25.38 \text{ cm}^2$

$l = 5.6 \text{ m}, h = 3.37 \text{ m}, Q = 192.8/6 = 32.2 \text{ t}$

$\delta = \frac{32.2 \times (5.6^2 + 3.37^2)^{3/2} \times 10^2}{2100 \times 25.38 \times 5.6^2} = 0.538 \text{ cm} = \frac{h}{627} < \frac{h}{200}$

$k = \frac{32.2}{0.538} = 59.9 \text{ t/cm}$

1階 ブレース $2 L_s - 90 \times 90 \times 10 \quad A = 34.0 \text{ cm}^2$

$l = 5.6 \text{ m}, h = 4.0 \text{ m}, Q = 241.8/6 = 40.3 \text{ t}$

$\delta = \frac{40.3 \times (5.6^2 + 4^2)^{3/2} \times 10^2}{2100 \times 34.0 \times 5.6^2} = 0.587 \text{ cm} = \frac{h}{682} < \frac{h}{200}$

$k = \frac{40.3}{0.587} = 68.7 \text{ t/cm}$

5.8.2 けた行方向

層間変形は変位法による応力解析時に算定されている。

3階 $0.773 \text{ cm} = h/436 < h/200$

2階 $0.899 \text{ cm} = h/375 < h/200$

1階 $0.811 \text{ cm} = h/493 < h/200$

5.9 剛性率・偏心率の検討

令第 82 条の 3 に基づいて剛性率・偏心率について検討する。

5.9.1 剛性率の算定

a. スパン方向

$$\left. \begin{array}{l} 3 \text{ 階 } r_{s3} = 677 \\ 2 \text{ 階 } r_{s2} = 627 \\ 1 \text{ 階 } r_{s1} = 682 \end{array} \right\} \bar{r}_s = \frac{677 + 627 + 682}{3} = 662$$

$$\text{剛性率 } R_{s3}=677/662=1.02>0.6$$

$$R_{s2}=627/662=0.95>0.6$$

$$R_{s1}=682/662=1.03>0.6$$

b. けた行方向

$$\left. \begin{array}{l} 3 \text{ 階 } rs_3=436 \\ 2 \text{ 階 } rs_2=375 \\ 1 \text{ 階 } rs_1=493 \end{array} \right\} \bar{r}_s = \frac{436+375+493}{3} = 435$$

$$\text{剛性率 } R_{s3}=436/435=1.00>0.6$$

$$R_{s2}=375/435=0.86>0.6$$

$$R_{s1}=493/435=1.13>0.6$$

5.9.2 偏心率の算定

a. 重心位置の算定

X_i, Y_i 通りの点を原点とする

$$3 \text{ 階 } \Sigma W_i = 409.3 \text{ t}$$

$$\begin{aligned} \Sigma W_i L_{Xi} &= (2 \times 18.45 + 2 \times 30.59) \times 6.85 \\ &\quad + (22.41 + 22.95 + 34.29 + 18.45) \times 13.7 + (34.28 + 45.36 + 18.45) \\ &\quad \times 20.55 + (14.33 + 10.46 + 21.80 + 10.72) \times 27.4 = 5602 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$${}_3G_X = 5602/409.3 = 13.69 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma W_i L_{Yi} &= (18.11 + 30.59 + 22.95 + 10.46) \\ &\quad \times 5.6 + (18.11 + 30.59 + 34.29 + 45.36 + 21.80) \\ &\quad \times 11.6 + (2 \times 10.72 + 3 \times 18.45) \times 17.2 = 3523 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

$${}_3G_Y = 3523/409.3 = 8.61 \text{ m}$$

$$2 \text{ 階 } \Sigma W_i = 743.9 \text{ t}$$

$$\Sigma W_i L_{Xi} = 10160 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$${}_2G_X = 10160/743.9 = 13.66 \text{ m}$$

$$\Sigma W_i L_{Yi} = 6427 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$${}_2G_Y = 6427/743.9 = 8.64 \text{ m}$$

$$1 \text{ 階 } \Sigma W_i = 1078.6 \text{ t}$$

$$\Sigma W_i L_{Xi} = 14710 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$${}_1G_X = 14710/1078.6 = 13.64 \text{ m}$$

$$\Sigma W_i L_{Yi} = 9332 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$${}_1G_Y = 9332/1078.6 = 8.65 \text{ m}$$

b. 剛心位置の算定

Yフレーム各層のせん断剛性は層せん断力と層間変形の比から算定される。

$$3 \text{ 階 } L_{Y3} = \frac{\Sigma J_i L_{Yi}}{\Sigma J_i} = \frac{18.6 \times 5.6 + 34.5 \times 11.6 + 26.4 \times 17.2}{105.9} = 9.05 \text{ m}$$

$$2 \text{ 階 } L_{Y2} = \frac{38.5 \times 5.6 + 36.2 \times 11.6 + 34.0 \times 17.2}{142.7} = 8.55 \text{ m}$$

表 5.10

(単位: t/cm)

J	Y ₁ フレーム	Y ₂ フレーム	Y ₃ フレーム	Y ₄ フレーム	合 計
3 階	26.4	18.6	34.5	26.4	105.9
2 階	34.0	38.5	36.2	34.0	142.7
1 階	47.2	51.9	52.2	47.2	198.5

$$1 \text{ 階 } L_{Y1} = \frac{51.9 \times 5.6 + 52.2 \times 11.6 + 47.2 \times 17.2}{198.5} = 8.60 \text{ m}$$

X方向のブレースは均等に配置されている。 $L_{Xi} = 13.7 \text{ m}$

c. ねじり剛性の算定

$$\begin{aligned} 3 \text{ 階 } K_{r3} &= \sum J_{Xi}(X_i - L_{X3})^2 + \sum J_{Yi}(Y_i - L_{Y3})^2 \\ &= 41.2 \times 2 \times 1370^2 \times 2 + 26.4 \times 905^2 + 18.6 \times 345^2 + 34.5 \times 255^2 + 26.4 \times 815^2 \\ &= 35300 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2 \text{ 階 } K_{r2} &= 59.9 \times 2 \times 1370^2 \times 2 + 34.0 \times 855^2 + 38.5 \times 295^2 + 36.2 \times 305^2 + 34.0 \times 865^2 \\ &= 50700 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 1 \text{ 階 } K_{r1} &= 68.7 \times 2 \times 1370^2 \times 2 + 47.2 \times 860^2 + 51.9 \times 300^2 + 52.2 \times 300^2 + 47.2 \times 860^2 \\ &= 59500 \times 10^4 \text{ t} \cdot \text{cm} \end{aligned}$$

d. 偏心率の算定

$$3 \text{ 階 } r_{IX} = \sqrt{K_{r3} / \sum J_X} = \sqrt{35300 / 41.2 \times 6} = 11.95 \text{ m}$$

$$R_{IX} = \frac{|L_{X3} - G_X|}{r_{IX}} = \frac{13.70 - 13.69}{11.95} = 0.001 < 0.15$$

$$r_{IY} = \sqrt{K_{r3} / \sum J_Y} = \sqrt{35300 / 105.9} = 18.26 \text{ m}$$

$$R_{IY} = \frac{|L_{Y3} - G_Y|}{r_{IY}} = \frac{9.05 - 8.61}{18.26} = 0.024 < 0.15$$

$$2 \text{ 階 } r_{IX} = \sqrt{50700 / 59.9 \times 6} = 11.88 \text{ m}$$

$$R_{IX} = (13.70 - 13.66) / 11.88 = 0.003 < 0.15$$

$$r_{IY} = \sqrt{50700 / 142.7} = 18.85 \text{ m}$$

$$R_{IY} = (8.64 - 8.55) / 18.85 = 0.005 < 0.15$$

$$1 \text{ 階 } r_{IX} = \sqrt{59500 / 68.7 \times 6} = 12.01 \text{ m}$$

$$R_{IX} = (13.70 - 13.64) / 12.01 = 0.005 < 0.15$$

$$r_{IY} = \sqrt{59500 / 198.5} = 17.31 \text{ m}$$

$$R_{IY} = (8.65 - 8.60) / 17.31 = 0.003 < 0.15$$

5.10 保有耐力の検討

本建物は、①高さが 31 m 以下、②剛性率・偏心率が制限値以下、③ブレースの応力割増し、端部接合部の破断防止、局部座屈などの防止の条件が満足されており、建築基準法

上からは、保有耐力の確認を行なう必要はない（ルート2）が、ここでは保有水平耐力の計算を行なって安全性を確認することにする（ルート3）。

5.10.1 必要保有耐力の算定

a. D_s の算出

56 通達第 96 号別記3に基づいて D_s を算出する。

$$3 \text{ 階 柱 } H-340 \times 250 \times 9 \times 14 \text{ 幅厚比 フランジ } b/t = \frac{125}{14} = 8.93 \text{ (FA)}$$

$$\text{ウェブ } b/t = \frac{340 - 2 \times 14}{9} = 34.7 \text{ (FA)}$$

$${}_R G_1 \text{ H-350} \times 175 \times 7 \times 11 \text{ フランジ } b/t = \frac{175}{2 \times 11} = 7.95 \text{ (FA)}$$

$$\text{ウェブ } b/t = \frac{350 - 2 \times 11}{7} = 46.9 \text{ (FA)}$$

$${}_R G_2 \text{ H-446} \times 199 \times 8 \times 12 \text{ フランジ } b/t = \frac{199}{2 \times 12} = 8.29 \text{ (FA)}$$

$$\text{ウェブ } b/t = \frac{446 - 2 \times 12}{8} = 52.8 \text{ (FA)}$$

$${}_R G_3 \text{ H-496} \times 199 \times 9 \times 14 \text{ フランジ } b/t = \frac{199}{2 \times 14} = 7.11 \text{ (FA)}$$

$$\text{ウェブ } b/t = \frac{496 - 2 \times 14}{9} = 52.0 \text{ (FA)}$$

2 階 柱 H-340 × 250 × 9 × 14 3 階と同一

$${}_3 G_1 \text{ H-396} \times 199 \times 7 \times 11 \text{ フランジ } b/t = \frac{199}{2 \times 11} = 9.04 \text{ (FB)}$$

$$\text{ウェブ } b/t = \frac{396 - 2 \times 11}{7} = 53.4 \text{ (FA)}$$

$${}_3 G_2 \text{ H-400} \times 200 \times 8 \times 13 \text{ フランジ } b/t = 100/13 = 7.69 \text{ (FA)}$$

$$\text{ウェブ } b/t = \frac{400 - 2 \times 13}{8} = 46.8 \text{ (FA)}$$

$$1 \text{ 階 柱 } H-390 \times 300 \times 10 \times 16 \text{ フランジ } b/t = \frac{150}{16} = 9.38 \text{ (FA)}$$

$$\text{ウェブ } b/t = \frac{390 - 2 \times 16}{10} = 35.8 \text{ (FA)}$$

${}_2 G_1$ H-400 × 200 × 8 × 13 ${}_3 G_2$ と同一

$${}_2 G_2 \text{ H-446} \times 199 \times 8 \times 12 \text{ フランジ } b/t = \frac{199}{2 \times 12} = 8.29 \text{ (FA)}$$

$$\text{ウェブ } b/t = \frac{446 - 2 \times 12}{8} = 52.8 \text{ (FA)}$$

3 階 $D_s = 0.3$ (${}_3 G_1 \rightarrow$ 柱・はりの種別 FB)

2 階 $D_s = 0.3$ (")

1 階 $D_s = 0.25$ (柱・はりの種別 FA)

b. 必要保有耐力

$$F_{Is}=1.0$$

$$3 \text{ 階 } Q_{un3}=D_s \cdot F_{Is} \cdot Q_{ud}=0.3 \times 1.0 \times 408.6=122.6 \text{ t}$$

$$2 \text{ 階 } Q_{un2}=0.3 \times 1.0 \times 641.7=192.6 \text{ t}$$

$$1 \text{ 階 } Q_{un1}=0.25 \times 1.0 \times 805.8=201.5 \text{ t}$$

5.10.2 保有耐力の算定

a. 全塑性モーメントの算出

軸力のない場合の部材の全塑性モーメント [3.6.1 参照].

表 5.11

種別	記 号	断 面	M_P (t・cm)	A_w (cm ²)	A (cm ²)	N_y (t)
柱	${}_sC, {}_2C, {}_1C_2$	H-340×250×9×14	3 380	28.1	101.5	243.6
	${}_1C_1$	H-390×300×10×16	5 260	35.8	136.0	326.4
はり	${}_RG_1$	H-350×175×7×11	2 080			
	${}_RG_2, {}_2G_2$	H-446×199×8×12	3 480			
	${}_RG_3$	H-496×199×9×14	4 580			
	${}_sG_1$	H-396×199×7×11	2 710			
	${}_2G_1, {}_sG_2$	H-400×200×8×13	3 190			

柱材の全塑性モーメントは次式によって算出する [3.6.4 参照].

$$\frac{N+4N}{N_y} \leq \frac{A_w}{2A} \text{ のとき } M_{pc}=M_p$$

$$\frac{N+4N}{N_y} > \frac{A_w}{2A} \text{ のとき } M_{pc}=1.14 \left(1 - \frac{N+4N}{N_y} \right) M_p$$

ここで N は長期の軸力, $4N$ は地震力による付加軸力で外柱のみ考慮した. $4N$ の値は, この柱に接続するはりの両端曲げ降伏時せん断力 $2M_p/l$ (l ははり長さ) の上層からの累積値を用いた. ただし最上層において, はりの M_p に比べ柱の M_p が小さい場合は, 柱の M_p を用いて $4N_s=2M_p/l$ により付加軸力を算出している.

表 5.12

Y	階	X	断 面	N (t)	$\pm 4N$ (t)	$\frac{N+4N}{N_y}$	$\frac{A_w}{2A}$	$M_{pc}(\text{t} \cdot \text{m})$
1	3	1	H-340×250×9×14	10.7	-6.1	0.019	0.138	33.8
		2		18.5	0	0.076		"
		3		22.4	0	0.092		"
		4		34.3	0	0.141		33.1
		5		14.3	9.9	0.099		33.8
	2	1		19.6	-14.0	0.023		"
		2		32.6	0	0.134		"
		3		37.4	0	0.154		32.6

Y	階	X	断 面	N (t)	$\pm \Delta N$ (t)	$\frac{N+\Delta N}{N_Y}$	$\frac{A_w}{2A}$	$M_{pc}(t \cdot m)$
	1	4	H-390×300×10×16	48.0	0	0.197	0.132	30.9
		5		23.2	17.8	0.168		32.0
		1		28.4	-23.3	0.016		52.6
		2		46.7	0	0.143		51.3
		3		52.4	0	0.161		50.3
		4		61.8	0	0.189		48.6
2	3	5		30.0	27.1	0.175		49.4
		1	H-340×250×9×14	18.1	-9.9	0.034	0.138	33.8
		2		30.6	0	0.126		"
		3		23.0	9.9	0.135		"
	2	1		34.0	-19.2	0.061		"
		2		54.9	0	0.225		29.8
		3		47.7	9.9	0.236		29.4
		4		23.0	0	0.094		33.8
		5		25.9	9.9	0.147		32.8
	1	1	H-390×300×10×16	50.0	-29.3	0.063	0.132	52.6
		2		79.2	0	0.243		45.4
		3		72.4	9.9	0.252		44.8
		4	H-340×250×9×14	46.1	0	0.189	0.138	31.2
		5	H-390×300×10×16	41.4	20.0	0.188	0.132	48.6
3	3	1	H-340×250×9×14	18.1	-9.9	0.034	0.138	33.8
		2		30.6	0	0.126		"
		3		34.3	0	0.141		33.1
		4		45.4	0	0.186		31.3
		5		21.8	9.9	0.130		33.8
	2	1		34.7	-19.2	0.064		33.8
		2		55.4	0	0.227		29.7
		3		60.4	0	0.248		28.9
		4		70.3	0	0.289		27.4
		5		38.2	19.2	0.236		29.4
	1	1	H-390×300×10×16	51.2	-29.3	0.067	0.132	52.6
		2		80.3	0	0.246		45.2
		3		86.6	0	0.266		44.0
		4		95.1	0	0.291		42.5
		5		54.6	29.3	0.257		44.5
4	3	1	H-340×250×9×14	10.7	-6.1	0.019	0.138	33.8
		2		18.5	0	0.076		"
		3		18.5	0	0.076		"
		4		18.5	0	0.076		"

Y	階	X	断 面	N (t)	$\pm \Delta N$ (t)	$\frac{N+\Delta N}{N_r}$	$\frac{A_w}{2A}$	$M_{pc}(t \cdot m)$
		5		10.7	6.1	0.069		33.8
	2	1		20.3	-14.0	0.026		"
		2		32.7	0	0.134		"
		3		33.5	0	0.138		"
		4		32.6	0	0.134		"
		5		19.6	14.0	0.138		"
	1	1	H-390×300×10×16	29.9	-23.3	0.020	0.132	52.6
		2		47.0	0	0.144		51.3
		3		48.5	0	0.149		51.0
		4		46.7	0	0.143		51.3
		5		28.4	23.3	0.158		50.4

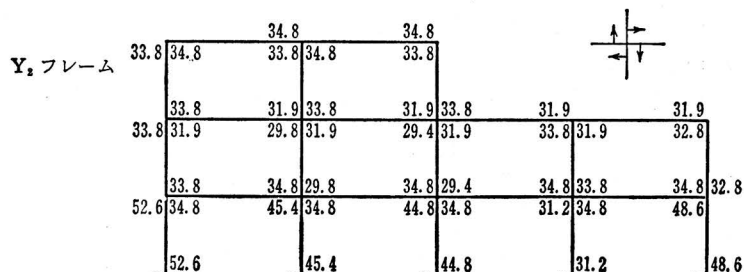
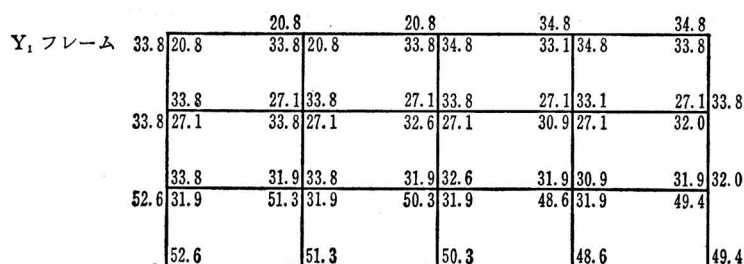


図 5.31 全塑性モーメント (1)

Y ₁ フレーム		34.8		34.8		45.8		45.8	
	33.8	34.8	33.8	34.8	33.1	45.8	31.3	45.8	33.8
		33.8	31.9	33.8	31.9	33.1	31.9	31.3	31.9
	33.8	31.9	29.7	31.9	28.9	31.9	27.4	31.9	29.4
		33.8	34.8	29.7	34.8	28.9	34.8	27.4	34.8
Y ₂ フレーム	52.6	34.8	45.2	34.8	44.0	34.8	42.5	34.8	44.5
		52.6		45.2		44.0		42.5	

図 5.31 全塑性モーメント (2)

b. 各層の保有耐力の算出

節点振り分け法により各層の保有耐力を算出する [3.7.3 参照]。はり降伏が先行する場合、上下の柱への曲げモーメントの分割率は次式で表わされる曲げモーメントの比を用いる。

$$M_{i+1} \cdot \text{下ば} = Q_{d,i+1} \cdot h_{i+1} \cdot y_{i+1}$$

$$M_i \cdot \text{上ば} = Q_{d,i} \cdot h_i \cdot (1 - y_i)$$

ここで Q_{di} : i 階の 1 次設計用せん断力

h_i : i 階の階高

y_i : i 階の反曲点高比で 3 階は 0.4, 2 階は 0.5, 1 階は 0.6 とする。

表 5.13

階	位 置	Q_{di}	h_i (m)	$1-y_i$ または y_i	M	分割率
3	下 ば	81.7	3.37	0.4	110.1	0.34
2	上 ば	128.5	3.37	0.5	216.5	0.66
	下 ば			0.5	216.5	0.47
1	上 ば	161.2	3.78	0.4	243.7	0.53

降伏メカニズム時の柱の上下端における曲げモーメントはつぎのようになる。

各層の保有耐力はつぎのように算定される。

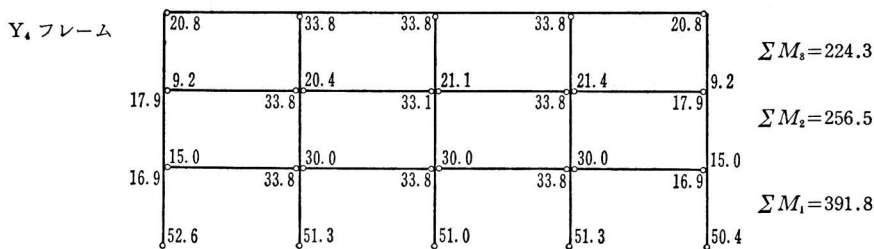
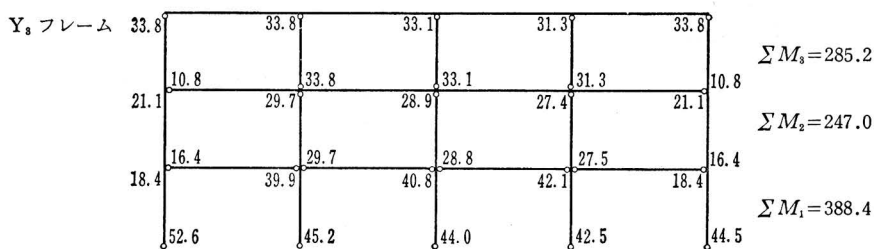
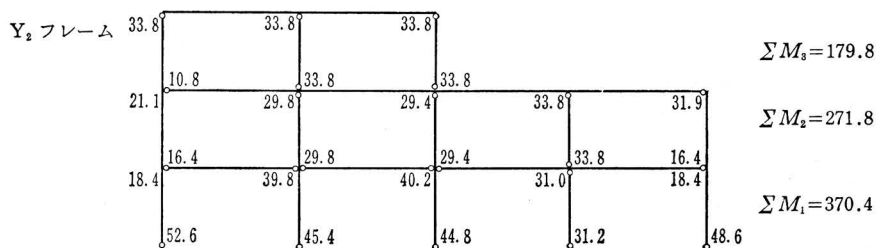
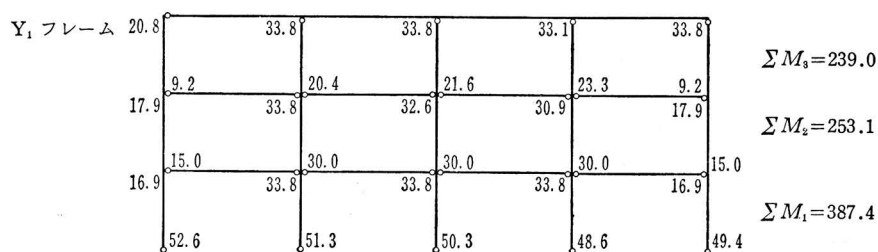


図 5.32

$$Q_{ui} = \Sigma(M_i \cdot \text{上ば} + M_i \cdot \text{下ば})/h_i$$

$$3 \text{ 階 } Q_{u3} = \frac{239.0 + 179.8 + 285.6 + 224.3}{3.37} = 275.6 \text{ t} > 122.6 \text{ t} = Q_{un3}$$

$$2 \text{ 階 } Q_{u2} = \frac{253.1 + 271.8 + 247.0 + 256.5}{3.37} = 305.2 \text{ t} > 192.6 \text{ t}$$

$$1 \text{ 階 } Q_{u1} = \frac{387.4 + 370.4 + 388.4 + 391.8}{3.78} = 406.9 \text{ t} > 201.5 \text{ t}$$

5.10.3 ブレースの検討

a. 保有耐力の検討

表 5.14 ブレースの必要保有耐力と保有耐力

階	断 面	A (cm ²)	i (cm)	l_b (m)	λ_e	D_s	Q_{ud} (t)	Q_{un} (t)	保有耐力 $6 A \sigma_y \cos \theta(t)$
3	2L-75×75×6	17.45	2.30	6.54/2	142	0.35	408.6	143.0	<215.2
2	2L-75×75×9	25.38	2.25	6.54/2	145	0.35	641.7	224.6	<312.9
1	2L-90×90×10	34.00	2.71	6.88/2	127	0.4	805.8	322.4	<398.4

表 5.14 において、ブレースの有効細長比 λ_e が $90/\sqrt{F}=58$ と $200/\sqrt{F}=129$ の間 (BC) のとき、構造ランクはⅡとなり $D_s=0.4$ 、129 より大きい (BB) 時、構造ランクはⅠとなり $D_s=0.35$ と算出される (56 通達第 96 号別記 3 による)。

また必要保有耐力 $Q_{un}=D_s F_{Is} Q_{ud}$ の算出において $F_{Is}=1.0$ としている。

b. ブレース部柱の検討

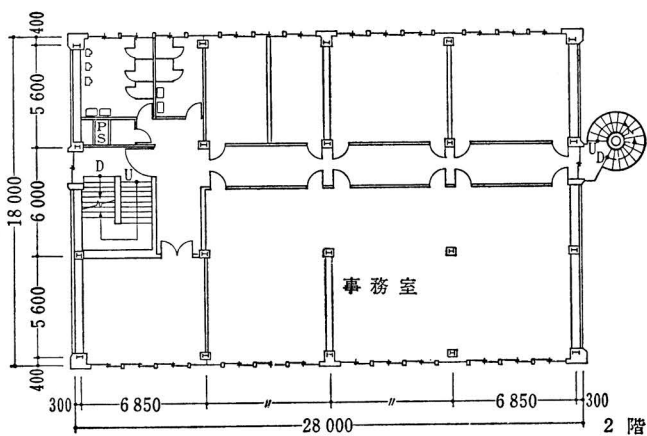
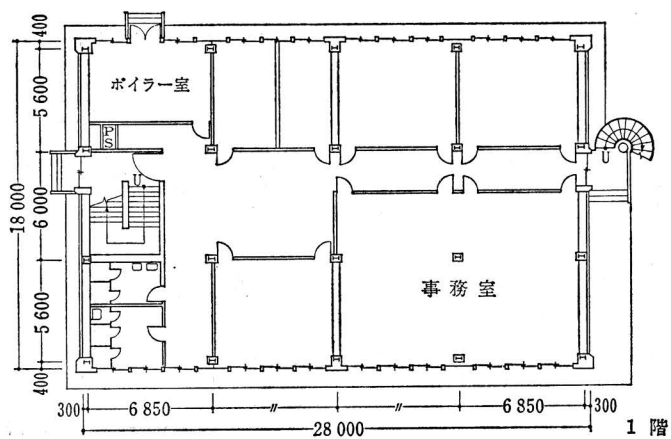
ブレース部の柱の圧縮耐力が柱に生ずる圧縮力より大きいことを確認する。表 5.15 で $4N$ は全ブレースが引張降伏時の柱軸力で次式から算定する。

$$4N_i = \sum_{j=1}^3 A_j \sigma_y \sin \theta_j$$

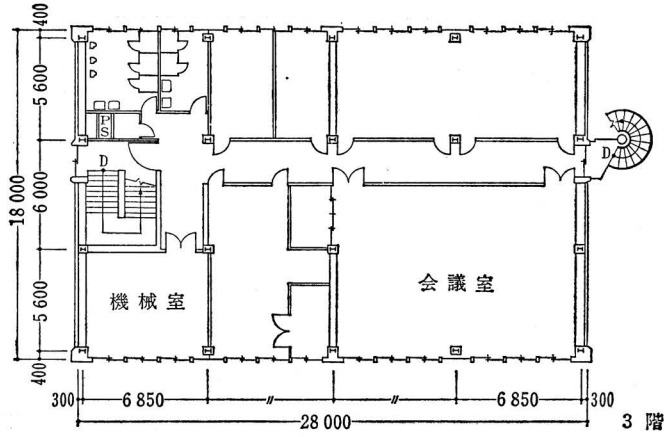
表 5.15 ブレース部柱の圧縮耐力と軸力

階	断 面	A (cm ²)	f_c^* (t/cm ²)	$1.5 A f_c^*$ (t)	$P+4P$ (t)
3	H-340×250×9×14	101.5	1.32	201.0>	34.3+21.6=55.9
2	"	"	"	201.0>	60.4+53.0=113.4
1	H-390×300×10×16	136.0	1.34	273.4>	86.6+100.4=187.0

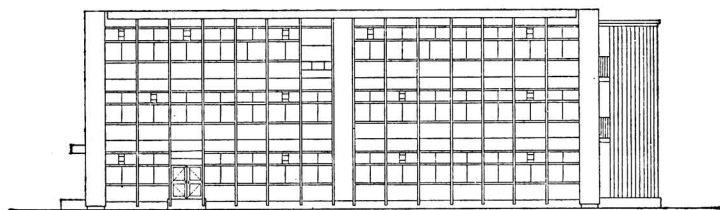
* 5.4.1 で算出



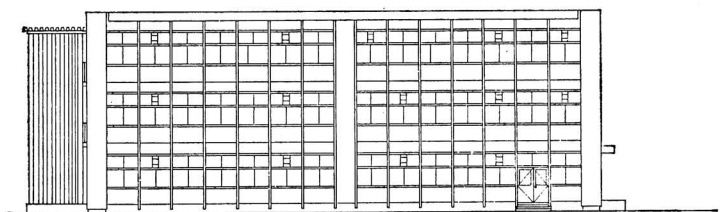
付図 5.1 平面図 (1)



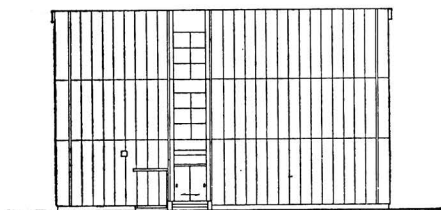
付図 5.1 平面図 (2)



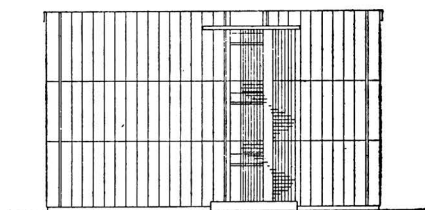
南 立 面



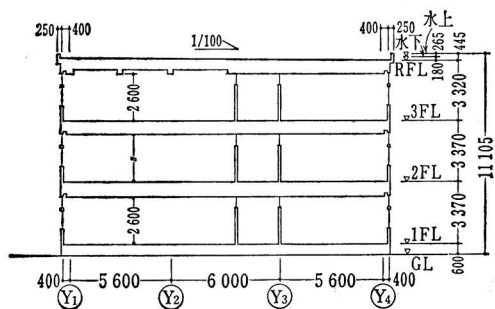
北 立 面



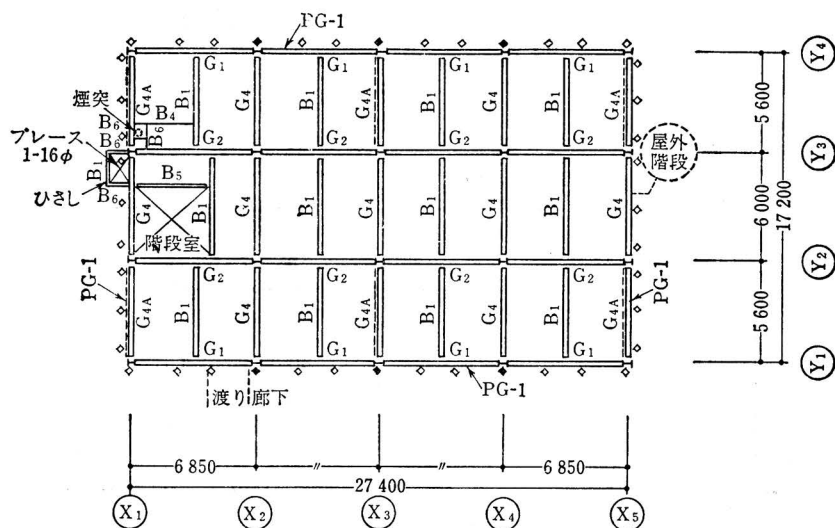
西 立 面



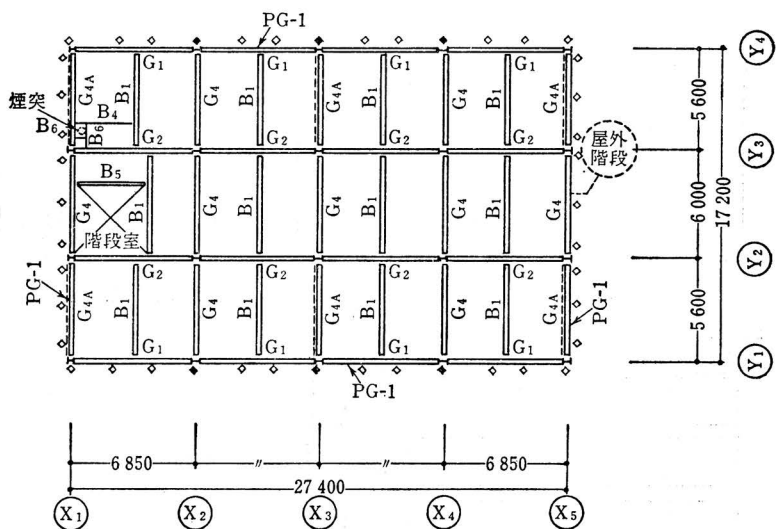
東 立 面



付図 5.2 立面図および断面図

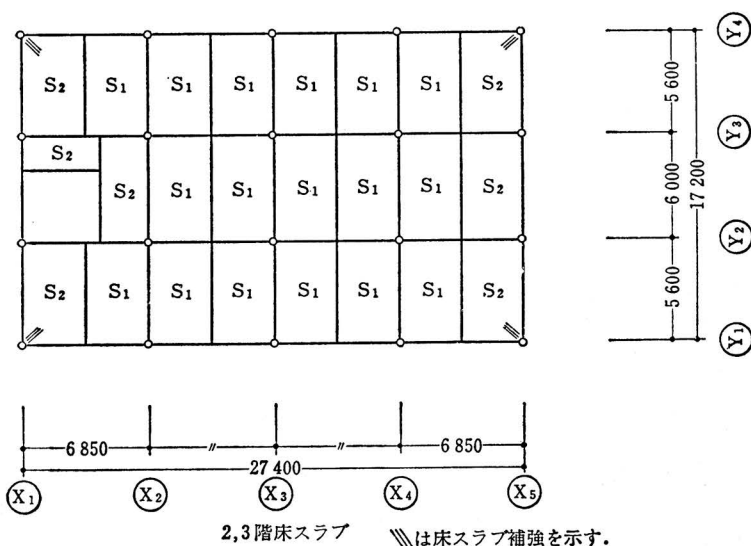
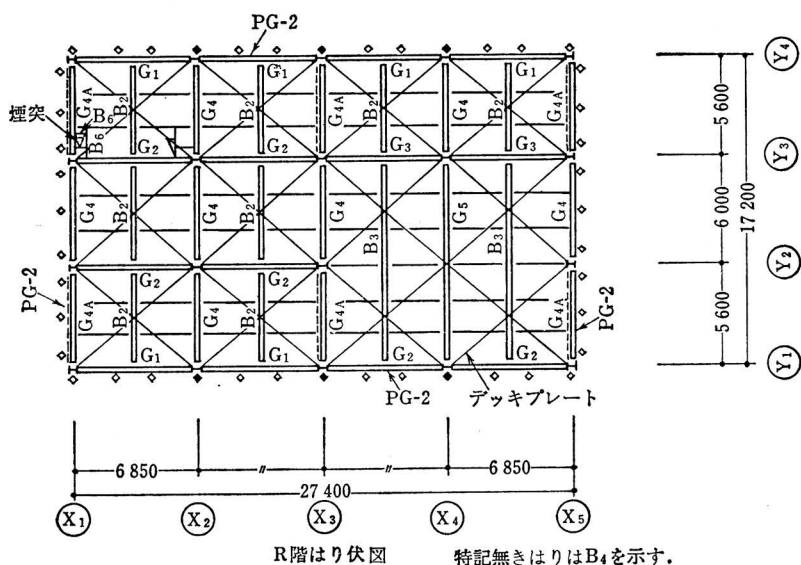


2階はり伏図

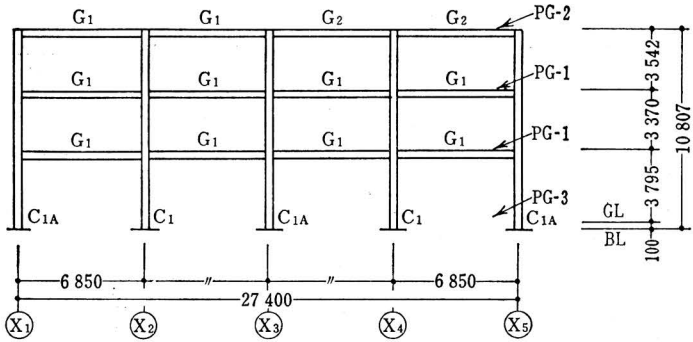


3階はり伏図

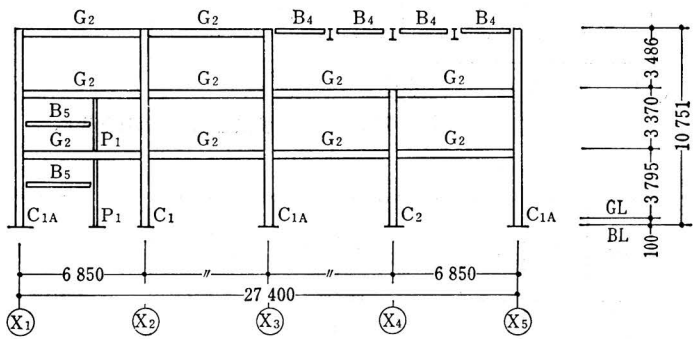
付図 5.3 はり伏図 (1)



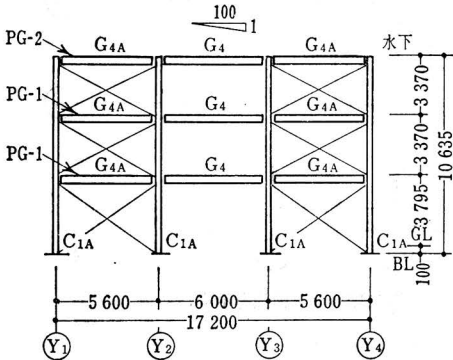
付図 5.3 はり伏図 (2)



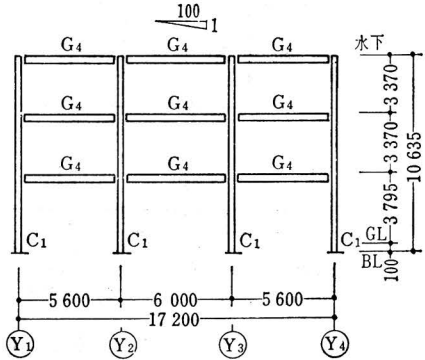
Y1通り軸組図



Y2通り軸組図

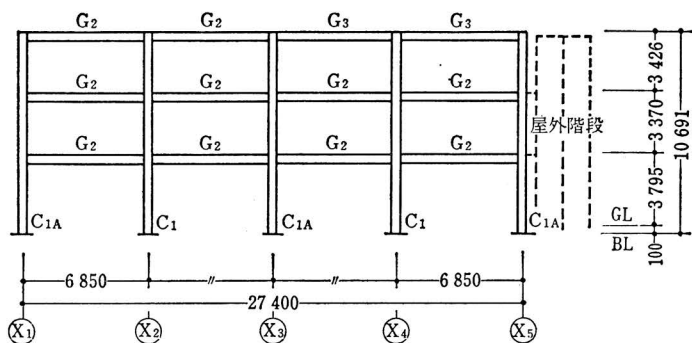


X1通り軸組図

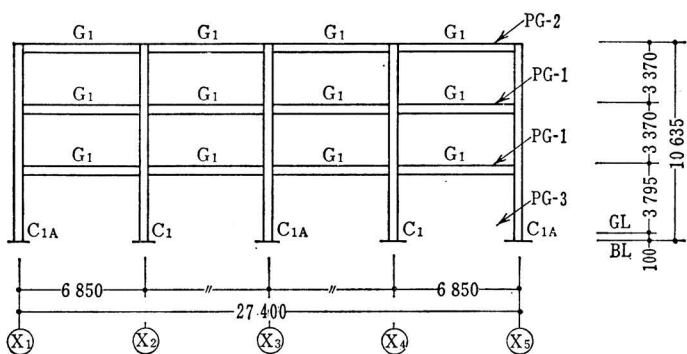


X2通り軸組図

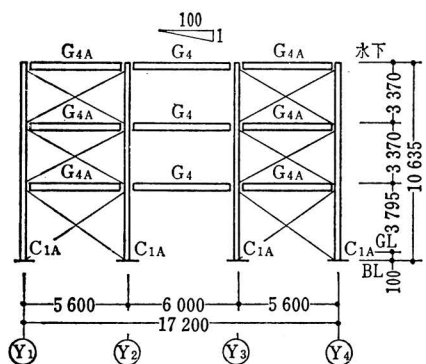
付図 5.4 軸組図 (1)



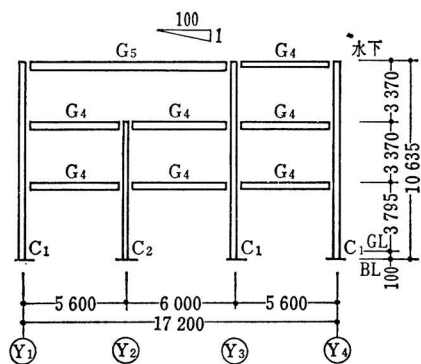
Y₃ 通り軸組図



Y₄ 通り軸組図



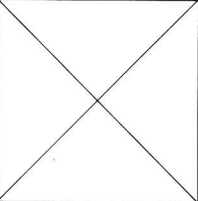
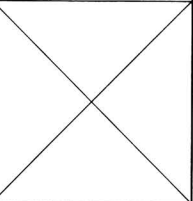
X₃ 通り軸組図



X₄ 通り軸組図

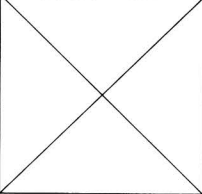
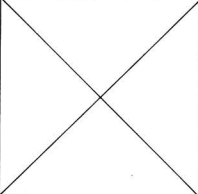
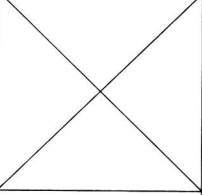
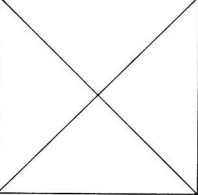
付図 5.4 軸組図 (2)

柱リスト

記 号	C ₁ , C _{1A}	C ₂	P ₁
3 階			
サ イ ズ	H-340×250×9×14	H-340×250×9×14	
ジョイント			
2 階			
サ イ ズ	H-340×250×9×14	H-340×250×9×14	□-125×125×4.5
ジョイント			
1 階			
サ イ ズ	H-390×300×10×16	H-340×250×9×14	□-125×125×4.5
ベースプレート	Ⓔ-22	Ⓔ-22	
アンカーボルト	C ₁ …4-22φ, C _{1A} …6-22φ	4-22φ (l=700)	

(l=700)

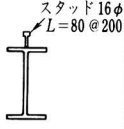
大ばりリスト

記 号	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄ , G _{4A}	G ₅
R 階					
サ イ ズ	H-350×175×7×11	H-446×199×8×12	H-496×199×9×14	H-350×175×7×11	H-582×300×12×17
ジョイント	フランジHTB4-M20, 2Ⓔ-9 ウェブHTB4-M20, 2Ⓔ-6	フランジHTB6-M20, Ⓔ-9, Ⓔ-12 ウェブHTB5-M20, 2Ⓔ-6	フランジHTB6-M20, 2Ⓔ-12 ウェブHTB6-M20, 2Ⓔ-9	G ₄ -ウェブHTB3-M20, Ⓔ-6 G _{4A} -ウェブHTB3-M20, Ⓔ-9	ウェブHTB5-M20, Ⓔ-9
3 階					
サ イ ズ	H-396×199×7×11	H-400×200×8×13		H-350×175×7×11	
ジョイント	フランジHTB4-M20, 2Ⓔ-9 ウェブHTB4-M20, 2Ⓔ-6	フランジHTB6-M20, Ⓔ-9, Ⓔ-12 ウェブHTB4-M20, 2Ⓔ-9		G ₄ -ウェブHTB3-M20, Ⓔ-6 G _{4A} -ウェブHTB6-M20, Ⓔ-12	
2 階					
サ イ ズ	H-400×200×8×13	H-446×199×8×12		H-350×175×7×11	
ジョイント	フランジHTB6-M20, Ⓔ-9, Ⓔ-12 ウェブHTB4-M20, 2Ⓔ-9	フランジHTB6-M20, Ⓔ-9, Ⓔ-12 ウェブHTB5-M20, 2Ⓔ-6		G ₄ -ウェブHTB3-M20, Ⓔ-6 G _{4A} -ウェブHTB6-M20, Ⓔ-12	

ブレース

記 号	
3 階	
サ イ ズ	2L-75×75×6
ジョイント	HTB 4-M16 Ⓔ-9
2 階	
サ イ ズ	2L-75×75×9
ジョイント	HTB 5-M20 Ⓔ-12
1 階	
サ イ ズ	2L-90×90×10
ジョイント	HTB 5-M20 Ⓔ-12

小ばりリスト

記 号	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	B ₅	B ₆
断 面						
サ イ ズ	H-350×175×7×11	H-350×175×7×11	H-582×300×12×17	H-200×100×5.5×8	H-300×150×6.5×9	C-150×75×6.5×10
ジョイント	HTB 3-M20 Ⓔ-6	HTB 3-M20 Ⓔ-6	HTB 5-M20 Ⓔ-9	HTB 2-M16 Ⓔ-6	HTB 3-M20 Ⓔ-6	HTB 2-M16 Ⓔ-6

	屋根面水平ブレース		
			
サ イ ズ	L-75×75×6		
ジョイント	HTB 2-M16 Ⓔ-6		

付図 5.5 柱・はりリスト

はりジョイントリスト

サイズ	H-350×175×7×11	H-396×199×7×11	H-400×200×8×13	H-446×199×8×12	H-496×199×9×14	
フランジ	HTB 4-M20 2E-9	HTB 4-M20 2E-9	HTB 6-M20 E-9, E-12	HTB 6-M20 E-9, E-12	HTB 6-M20 2E-12	
ウェブ	HTB 4-M20 2E-6	HTB 4-M20 2E-6	HTB 4-M20 2E-9	HTB 5-M20 2E-6	HTB 6-M20 2E-9	

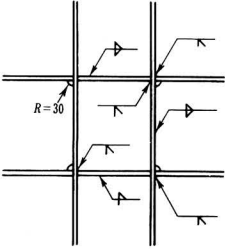
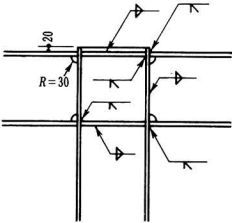
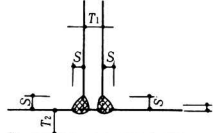
柱ジョイント

サイズ	H-340×250×9×14
フランジ	HTB 6-M20 E-9, E-12
ウェブ	HTB 6-M20 2E-9

ブレースジョイントリスト

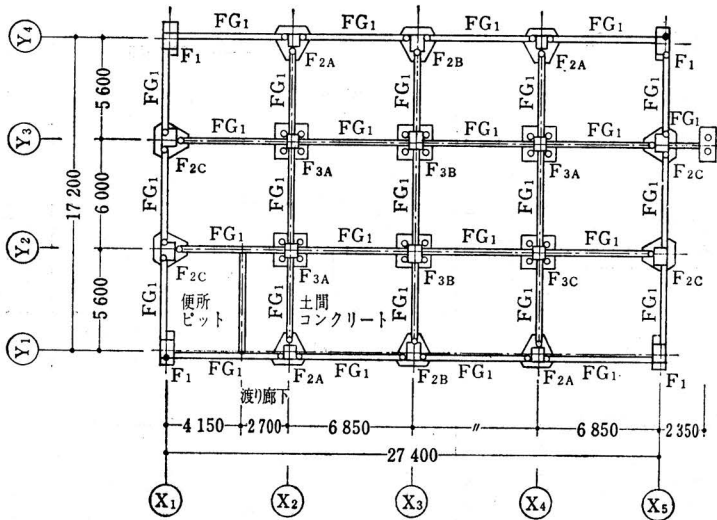
サイズ	2L-90×90×10	2L-75×75×9	2L-75×75×6
	HTB 5-M20 GE-12	HTB 5-M20 GE-12	HTB 4-M16 GE-9

パネルゾーン補強 (3G1, 3G2)	鉄骨はり貫通孔補強	P1柱ジョイント (□-125×125×4.5)
柱 C1 (H-340×250×9×14)	$1/5D \leq \phi \leq 1/3D$ の場合	柱脚 (2階)
タブラプレート E-6×270×330		柱頭

溶接要領 (Ⅰ)		溶接要領 (Ⅱ)		すみ肉溶接							
											
				Tは T ₁ , T ₂ の薄い方 (T≤16)							
				T	6	9	12	14	16		
				S	6	6	8	10	12		

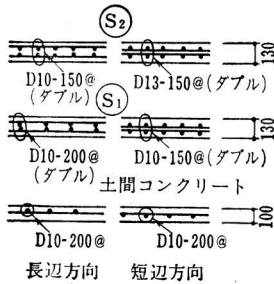
側面パネルガイド	妻面パネルガイド
壁心	壁心
通り心	通り心

付図 5.6 接合部リスト

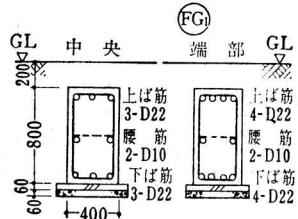
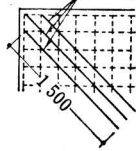


基礎伏図

●印、試験くい位置を示す

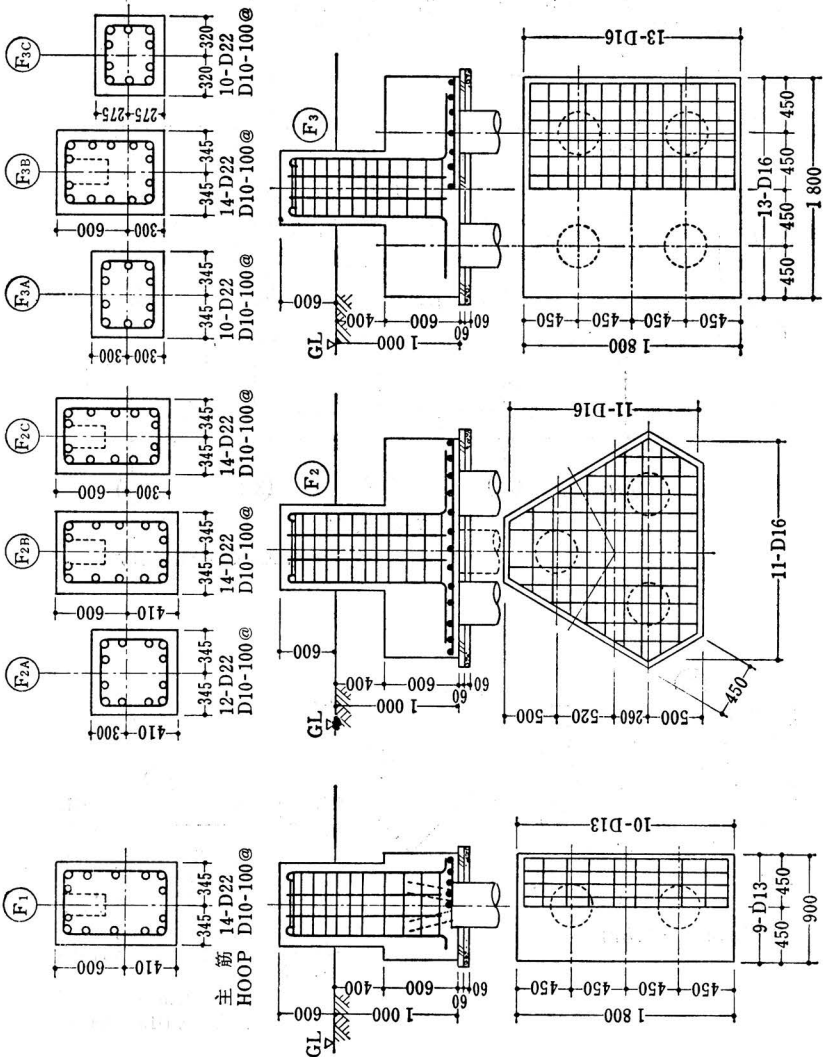


出すみスラブ補強筋 D10



S.T.P D10-200@
幅止め筋 D10-1 000@

付図 5.7 基礎およびスラブリスト (1)



付図 5.7 基礎およびスラブリスト (2)

