

(8) 小屋組連棟工場群の耐震補強例

田川 健吾^{*1} 佐々木 新八^{*2} 山田 隆夫^{*3}
○堀江文雄^{*4} 木田 勤^{*4} 亀山 憲一^{*4}

§ 1. 序 トラスを主体にした小屋組建物は、一般に連棟式になることが多く、しかも天井走行クレーンが剛性の高い下部柱柱頭のクレーンガーダー上に配備され、小屋組トラスが下部柱から立上るや、Slender な上部柱に方杖を介して連結される場合が屡々である。ところでこれらの建物は、古いものでは 60 年を経過し、長年月の風雪に耐えて今日に至っているものがあり、これらを含めて、小屋組連棟建物の耐震性を見直すことが必要となってきた。このような小屋組建物は、トラスやラチスにみられるように一種の非充腹材から成り立っているので、一般の耐震診断手法⁽¹⁾に普遍的な終局耐力的な考え方が必ずしも妥当でない。このため小屋組建物の耐震診断の方針は、局所的な非弾性化は許容するにせよ、たとえば新耐震設計基準⁽²⁾に準じた許容応力度法(いわば一次検討)に従うことも一面の合理性があると思われる。

そこで本報告では、診断の最も基礎となる連棟小屋組建物特有の地震力を簡単なモデルで計算する事を試みる。この場合小屋組の動特性に影響を及ぼす因子を各種変化させながら作用させるべき地震力の傾向を吟味する。かく定めた地震力によって診断あるいはそれに基づいて補強された小屋組建物について、簡単な弾塑性解析を行い、初期降伏時あるいは終局時の耐力からある種の補強効果を推測することも出来よう(いわば二次検討)。又小屋組トラスが崩壊しないように補強されるならば、上部柱や方杖等によって耐力のコントロールを行える可能性も存することになる。

§ 2. 小屋組建物の特徴と問題点

2.1 小屋組建物の特徴 まず図-2.1にみられる様な梁間方向については、1) 小屋組トラスの形式が異なる連棟式が多い。2) クレーンの関係で方杖のないものがある。3) 段差のある小屋組もある。4) 上部柱の剛性は下部柱に比してかなり小さいものが多い。5) 増築の為に添柱を設けたものもある。6) 柱脚の曲げはアンカーボルトに負うものが多いが、中には根巻もある。次に図-2.2にみられる桁行方向については、1) 筋違を基本にした各種の耐震要素が多い。2) 下部柱が撤去されて補強されているものもある。3) クレーンガーダーは、クレーン用のみならず、柱に剛接されてラーメンとなっているものもある。4) 筋違が柱の片側のフランジに取付いているものがある。

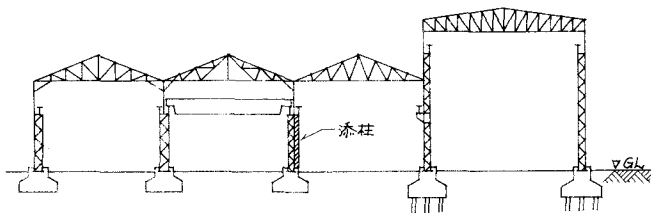


図-2.1 梁間方向小屋組

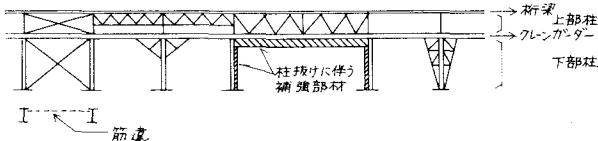


図-2.2 桁行方向架構

2.2 耐震的にみた小屋組建物の問題点と補強策 1) 梁間方向および桁行方向ともに、トラス

^{*1} 日本鋼管(株)技術研究所建築研究室長, ^{*2} 日本鋼管(株)重工業部建築技術室主査, ^{*3} 同室係長, ^{*4} (株)堀江建築工務研究所

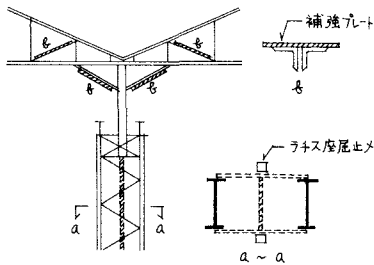


図-2.3 屋根防止の補強例

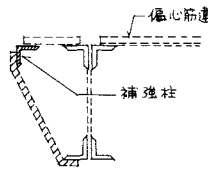


図-2.4 偏心筋違の補強例

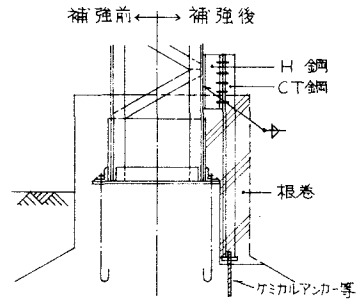


図-2.5 柱脚の補強例

、ラチスあるいは筋違といった屋根を伴い易い非充腹材を主たる構成部材としているために、変形性能を期待した耐震性を保持するには難が多い。したがって耐震補強の主眼は屋根防止である(図-2.3)。

2) 重量の軽い小屋組建物では、クレーン荷重が地震力に及ぼす影響は大きい。とりわけ連棟式の場合、クレーンが梁間方向に並びかつ桁方向にも特定の個所に集中すると、その近隣の小屋組架構には大きい応力が集中する。或る程度の損傷はやむを得ないが、地震力の分散化を図るためにもクレーンガーダーの面外剛性を高めたり、上部柱・方杖・小屋組トラスを介して他に伝達させる工夫も必要である。3) 筋違が柱の片側のフランジに偏心して取付く場合、筋違の効果を高める工夫も必要である(図-2.4)。4) 柱脚とりわけアンカーボルトの耐力は、往々にして不足することがある。柱脚部に塑性化を許容するにしても、その耐力の不足分を上部柱や方杖で賄えない時には柱脚まわりの補強が必要である。例えば鉄骨主体の補強案の一つを図-2.5に示す。

§ 3. 小屋組建物の振動特性と地震応答

3.1 基本モデル 桁行方向の骨組は、一般に長大で、筋違主体構造であり、殆んどせん断型の

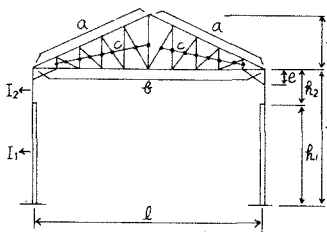


図-3.1 小屋組建物モデル

性状を示すと思われるので、ここでは小屋組トラスを主眼とした梁間方向について検討する。本報告で想定する小屋組建物は、図-3.1のようなHoweトラス形式のものとし、解析の便宜上次のものをデータとして固定する。

1) スパン $l = 20\text{m}$, 軒高 $h = 9\text{m}$, $h_1 = 6.5\text{m}$, $h_2 = 2.5\text{m}$, $e = 1.2\text{m}$

2) 部材 合掌材 a ; 2L-100×100×10, 陸梁 b ; 2L-90×90×7, 斜材・束材 c ; 2L-75×75×6, 下部柱(内柱) $I_1 \div 160000\text{cm}^4$, $A_1 \div 100\text{cm}^2$, 下部柱(外柱) $I_1 \div 80000\text{cm}^4$, $A_1 \div 100\text{cm}^2$ $\left[\begin{array}{l} D \div 600(\text{外柱}) \\ D \div 850(\text{内柱}) \\ 2H-300 \times 150 \end{array} \right]$
上部柱 $I_2 = \text{パラメータ}$, $A_2 = 50\text{cm}^2(\text{内柱})$, $A_2 \div 40\text{cm}^2(\text{外柱})$

3) 主トラスは約10m間隔にあり、サブトラスがその中間にあるものとする。上部柱柱頭より上の屋根荷重は $w = 85\text{kg/m}^2$ 程度とする。尚クレーン荷重は複数個のクレーンが分散載荷するとする。

3.2 解析上変化させるべきパラメータ 小屋組建物の振動性状に大きい影響を及ぼすと推定されるパラメーターを次のように選ぶ。尚一つのパラメーターを変化させるときは、他のパラメーターは標準のものに固定されるものとする。以下□内の値がつねに標準の場合である。

- 1) 屋根勾配 a . 3寸勾配 ($f = 3\text{m}$), □ b . 4寸勾配 ($f = 4\text{m}$)
 c . 5寸勾配 ($f = 5\text{m}$)

- 2) 上部柱と下部柱の剛度比 $\alpha = I_2 k_1 / (I_1 k_2) = 0.1$, $b. \alpha = 0.5$, $c. \alpha = 1.0$
 $d. \alpha = 2.3 (I_1 = I_2)$

- 3) 柱脚の固定度 仮りに片持柱の変形を考えるに、柱脚に回転を許す固定度のパラメータ k を設定すると、変形 u は $u = (P h^3 / 3EI) (1 + 3/4 k) = u_0 (1 + 3/4 k)$ である。ゆえに $k = (3/4) (u/u_0 - 1)^{-1}$ により、 u/u_0 に応じて

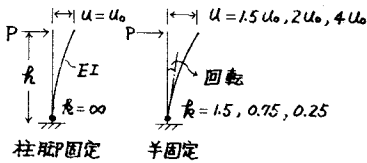


図-3.2 固定度のパラメータ

- $a. k = \infty (u/u_0 = 1)$, $b. k = 1.5 (u/u_0 = 1.5)$
 $c. k = 0.75 (u/u_0 = 2)$, $d. k = 0.25 (u/u_0 = 4)$

のように変化させる(図-3.2)。

- 4) 方杖 方杖は、一般には引張りと圧縮を受けるが、小屋組建物の耐力をコントロールするために、図-3.3 のように、 $a.$ 引張・圧縮方杖方式(2L-90×90×7), $b.$ 引張方杖方式(32φ)の両者を考える。

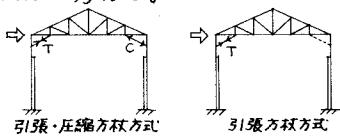


図-3.3 方杖の形式

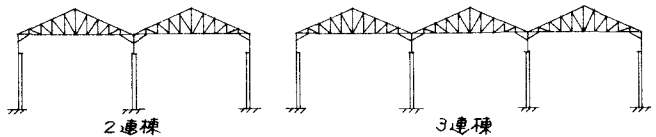


図-3.4 連棟小屋組

- 5) 連棟効果 小屋組建物の特徴である連棟効果を、 $a.$ 単連棟, $b.$ 2連棟, $c.$ 3連棟の3ケースについて検討する(図-3.4)。

- 6) 質点の自由度 単連棟については、質点の自由度 F を、 $a. F = 3$, $b. F = 5$, $c. F = 6$, 2連棟については $F = 8$, 3連棟については $F = 11$ とする(図-3.5)。

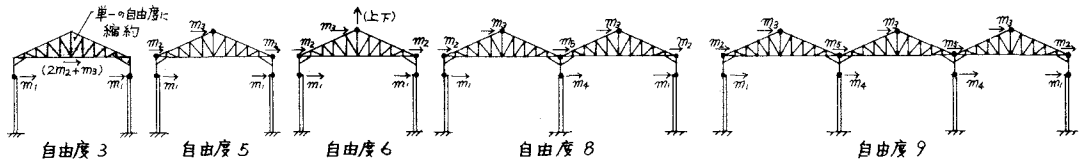


図-3.5 質点の自由度 $m_1 = 0.01$, $m_2 = 0.007$, $m_3 = 0.01$
 $m_4 = 0.01$, $m_5 = 0.014$ (t・sec²/cm)

- 3.3 固有振動特性 1) 基本固有振動モード 小屋組建物の基本固有振動モードは、図

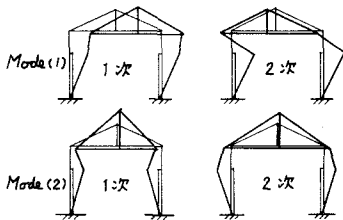


図-3.6 基本モード図

Mode (1) の1次については、有意な差は僅少で、Mode (2) の1次の場合1寸高くなることに約15%位固有周期が短くなる。

- 3) 質点の自由度の影響 単連棟の「標準」についてみると、Mode (1) の場合、 $F = 3$ の固有周期 $T_1 = 0.766$ sec, $T_2 = 0.147$ sec, $F = 5, 6$ のとき、 $T_1 = 0.738$ sec, $T_2 = 0.131$ sec と1次で1%, 2次で10%位短くなる

図-3.6 のようになる。連棟の場合は、基本的にはこれらのモードと同じか、あるいはこれらのモードを組合わせたものと考えてよい。

- 2) 屋根勾配の影響 屋根勾配が変化することによる固有周期の影響を、単連棟の「標準」(上述の□内のパラメータ) について図-3.7 に示す。屋根勾配が大となる

ことで一種の梁剛性が高まるが、

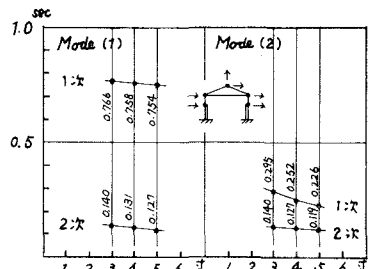


図-3.7 屋根勾配と固有周期

。Mode (2)の場合、 $F=3, 5$ のとき $T_1 = 0.215^{sec}$, $T_2 = 0.053^{sec}$ ($F=5$), $F=6$ のとき $T_1 = 0.295^{sec}$, $T_2 = 0.140^{sec}$ と上下変位の影響が大きい。4) 上下柱剛度比(α)の影響 上下柱の剛度比 α が変化することで、

固有周期は図-3.8のように変化する(単連棟の「標準」)。剛度比 α の影響は、 $\alpha = 0.1 \sim 0.5$ 位で Mode (1) の1次固有周期が10%位短くなる位で、2次や Mode (2) への影響度は少いといえる。5) 柱脚の固定度 柱脚完全固定($u_0=1, k=\infty$)のときの固有周期 $T_{k=\infty}$

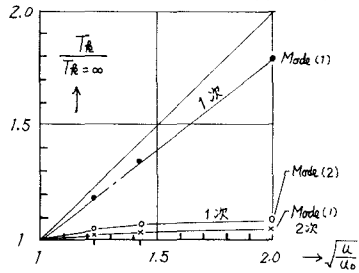


図-3.9 柱脚の固定度と固有周期

に対して、基礎が回転して $u_0 > 1$ ($0 < k < \infty$) のときの固有周期 T_n の性状を図-3.9に示す。Mode

(1)の1次が $\sqrt{u_0}$ によく比例するが、2次や Mode (2) の変化は少い。

6) 方杖の形式の影響 まず方杖が圧縮・引張形式と引張形式の場合の固有振動モードは、図-3.10のようにとくに引張形式の場合はやや乱れが大きい。表-3.1に2, 3連棟の場合の固有周期を示す。

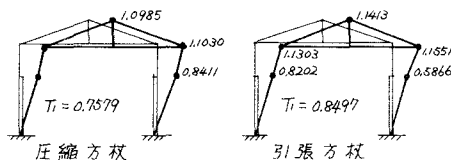


図-3.10 Mode (1) 1次モード

7) 連棟効果 単連棟、2連棟および3連棟の場合、各 Mode や各次の固有周期を表-3.2に示す。これらの結果をみると、Mode (1) の場合3連棟は殆んど2連棟に近く、2連棟を検討することで多連棟を把握出来ることを示唆している。ただし Mode (2) の2次は Mode (1) とは性状がかなり異なる。

連棟	単連棟	2連棟	3連棟
Mode (1)			
1次	0.758	0.730	0.720
2次	0.131	0.111	0.108
Mode (2)			
1次	0.203	0.210	0.230
2次	0.055	0.036	0.160

表-3.2

連棟効果による
固有周期 (Sec)

方杖形式	単連棟	2連棟	3連棟
圧縮・引張	0.758	0.730	0.720
引張	0.850	0.798	0.782

表-3.1 方杖形式による固有周期 (Sec)

3.4 地震応答計算にもとづく地震力 上述した固有振動特性についての考察をもとにして、「標準」的なパラメーターを有する小屋組建物の地震応答計算を行い、その結果を用いて診断用地震力を設定しようとするものである。

1) 応答計算上の前提 a) 減衰は、1次固有振動に対して減衰定数 $\delta = 3\%$ (リベット主体の鉄骨のため) となる剛性比例型とする。b) 計算手法は線形加速度法とし、積分時間刻みは $\Delta = 0.002^{sec}$, 0.004^{sec} (宮城沖 1978 NS) とする。c) 地震波は宮城沖 1978 NS (略称 M), EL-CENTRO 1940 NS (E) および TAFT 1952 EW (T) とし、最大加速度 $\ddot{x}_{max} = 100 \text{ gal}$, 持続時間 $T_d = 10^{sec}$, 20^{sec} (宮城沖),

2) 質点の自由度の影響 自由度が異なると固有周期が変化し、その分だけ応答量が変わるにせよ、図-3.11に示される結果をみると、まず小屋組トラスに生ずる応答加速度 ($\ddot{x} + \ddot{z}$) (絶対加速度) は到る処殆んど同じと考えてよい。クレーン位置での応答加速度は自由度 F に影響されず、今のよう

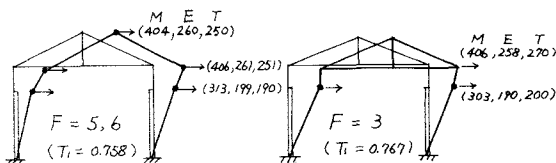


図-3.11 質点の自由度と質点加速度 ($\ddot{x} + \ddot{z}$); cm/sec^2

に水平地震動のみの場合、上下の自由度の存在に関係なく(図-3.6 の様な上下モードがあっても)、上下方向の地震加速度は発生しない。

3) 上下部柱剛度比 α の影響 上下部柱剛度比 α が $0.1 \sim 2.3$ で変化することが、固有周期が

0.629^{sec} ~ 0.758^{sec}間を變動し、それに伴って各地震波による小屋組トラスの応答加速度 α_2 とクレーン位置での応答加速度 α_1 が、図-3.12のように挙動する。仮りに平均的にみると $\bar{\alpha}_2 = 298\text{ gal}$ 、 $\bar{\alpha}_1 = 224\text{ gal}$ 程度となる。

4) 柱脚の固定度の影響 柱脚が完全に固定($k=\infty$, $u/u_0=1$)から基礎の回転を許す半固定($k=0.75$, $u/u_0=2.0$)まで変化すること、固有周期として0.758^{sec} ~ 1.017^{sec}間を變動し、それに伴って各地震波による小屋組トラスとクレーン位置の応答加速度 α_1 および α_2 が図-3.13のように、かなりの応答量の幅を以って挙動する。宮城沖の場合がやや大きい、仮りに平均をとると $\bar{\alpha}_2 = 304\text{ gal}$ 、 $\bar{\alpha}_1 = 240\text{ gal}$ となる。

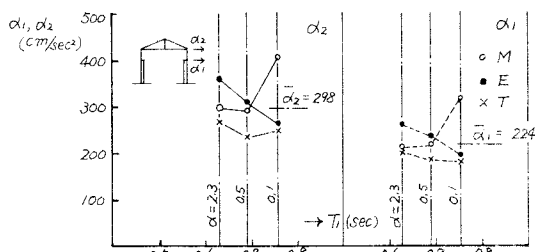


図-3.12 上下部柱剛度比 α と質点加速度(α_1, α_2)

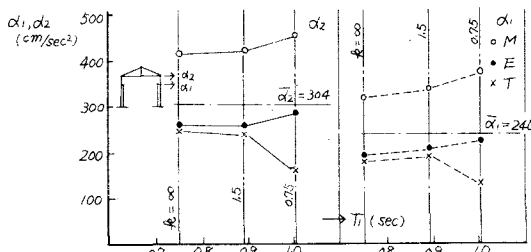


図-3.13 柱脚固定度 k と質点加速度(α_1, α_2)

5) 方杖と連棟効果 方杖が圧縮・引張形式から引張形式になることで固有周期が、単連棟で $T_1 = 0.758\text{ sec} \rightarrow 0.850\text{ sec}$ 、2連棟(圧縮引張形式)で $T_1 = 0.730\text{ sec} \rightarrow 0.798\text{ sec}$ と10%前後のびることで、応答量も異ってくる。同時に引張り方杖形式のときは小屋組トラスに上下の応答加速度が生ずる。又クレーン位置での応答量にかなりの相違が現われる。一方連棟効果に伴って固有周期が $T_1 = 0.758\text{ sec} \rightarrow 0.730\text{ sec}$ と4%程度短くなって応答量に影響を及ぼす。やや特徴的なのは、連棟となることで、内柱の応答加速度が低減される傾向を示すことである。この辺の所は図-3.14に示される通りである。今の場合外柱と内柱の応答量の差は少ないが、Mode (2)の固有振動が刺激されると(図-3.6)応答量の差が大きくなる様である。

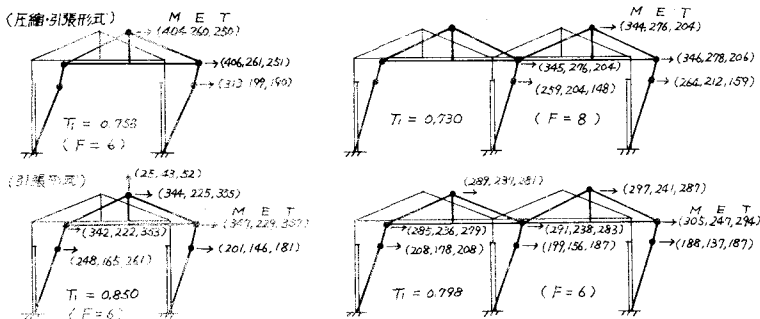


図-3.14 方杖形式と質点加速度(文+文) ; cm/sec^2

6) 非充腹構造としての診断用地震力 以上の地震応答計算結果を大局的に眺めると、地震加速度が $\dot{z}_{\text{max}} = 100\text{ gal}$ の場合、小屋組トラスはその位置によらず応答加速度は $\alpha_2 \approx 300\text{ gal}$ 、柱のクレーンガーダーレベルでは、外柱が $\alpha_1 = 200\text{ gal}$ 、内柱が $\alpha_1 \approx 0.85 \times 200\text{ gal}$ 程度と考えても著るしく危険側とはならないであろう。そこで非充腹構造としての耐力の劣化(繰り返し載荷に伴う) $1/1.5$ あるいは新耐震設計法における筋違材の割増率1.5倍を勘案して、図-3.15に示すような診断用震度を採用した。

以上の地震応答計算結果を大局的に眺めると、地震加速度が $\dot{z}_{\text{max}} = 100\text{ gal}$ の場合、小屋組トラスはその位置によらず応答加速度は $\alpha_2 \approx 300\text{ gal}$ 、柱のクレーンガーダーレベルでは、外柱が $\alpha_1 = 200\text{ gal}$ 、内柱が $\alpha_1 \approx 0.85 \times 200\text{ gal}$ 程度と考えても著るしく危険側とはならないであろう。そこで非充腹構造としての耐力の劣化(繰り返し載荷に伴う) $1/1.5$ あるいは新耐震設計法における筋違材の割増率1.5倍を勘案して、図-3.15に示すような診断用震度を採用した。

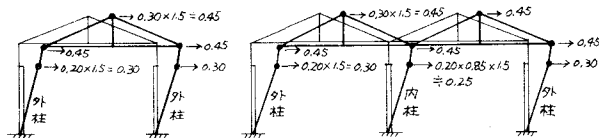


図-3.15 小屋組建物(非充腹構造)診断用地震力(震度)

§ 4. 一次および二次検討による小屋組建物の耐震診断

4.1 検討モデル 検討に用いる小屋組建物は、すでに解析した図-3.1に示すモデルを基本とする。すなわち小屋組トラスは Howe トラス形式、屋根勾配は4寸、上下部柱剛度比 $\alpha = 0.1$ 、柱脚は完全固定、スパン $l = 20\text{m}$ 、軒高 $h = 9\text{m}$ 、ライズ $f = 4\text{m}$ 、トラス材、下部柱は既に説明したものをいう。さらにモデルは、単連棟および2連棟を想定し、現実に補強の対象となった方杖やトラス部材の耐力を調節して、方杖等による補強の役割等を検討する。

4.2 一次検討 1) 検討用外力 鉛直外力は屋根荷重 ($w = 85\text{kg/m}^2$) や柱、クレーン荷重を考慮して決め、地震力は先に一次検討用として定めた震度より図-4.1のように決める。

2) 短期部材応力 基本モデルについて、図-4.1に示す鉛直外力と水平外力が同時に作用するとき、応力計算の上各部材の応力度 σ_c , σ_t および σ_b と引張り、座屈および曲げの許容応力度 f_t , f_c および f_b の比を明示することで、解析上の耐震診断あるいは補強後の一次検討の結果を示したといえよう。単連棟および2連棟の一次検討結果を図-4.2に示す。

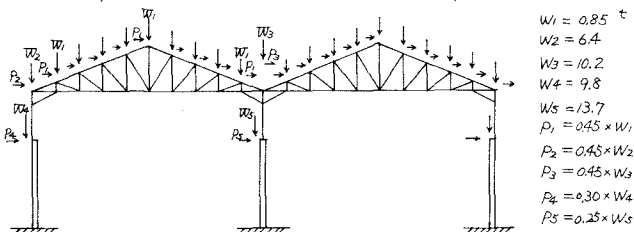


図-4.1 鉛直外力と水平外力

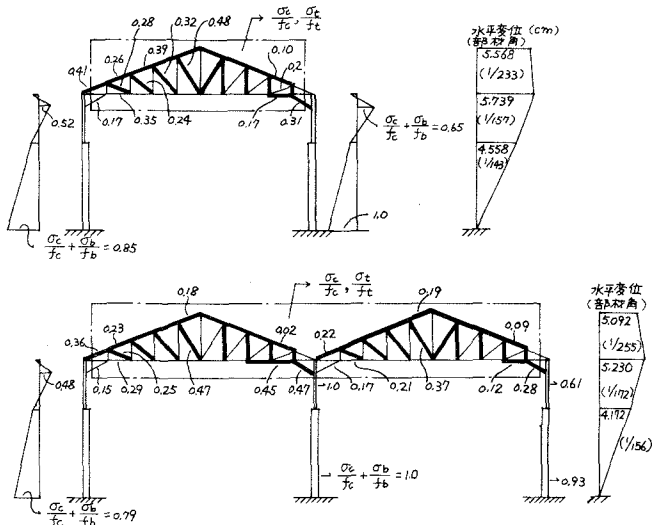


図-4.2 短期部材応力 (一次検討)

4.3 二次検討 1) 検討方法

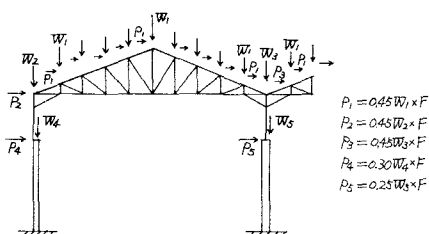


図-4.3 弾塑性解析による二次検討における外力群と荷重係数 F

二次検討すなわち一次検討で作用させる地震力 $k_2 W_i$ ($k_2 = 0.45, 0.30, \dots$) を基準にして、終局状態で載荷し得る地震力を荷重係数 F を導入して $k_2 W_i \times F$ から求める。 $F \geq 0.85 \sim 0.90$ (一次検討時の許容耐力と二次検討時の終局耐力の比) であれば、少くとも一応一次検討に対して安全であり、 F が大きければそれだけ安全率が高く、より耐震的あるいは補強効果があるといえよう。

まず一次検討における標準モデルそのもの (いわばトラスや方杖を補強した) を弾塑性解析した結果のうち、最初いづれかが降伏した降伏時の荷重係数 F_y 、応力比および水平変位と終局時の荷重係数 F_u 、応力比および水平変位およびトラスや方杖の耐力が $1/2$ の標準モデル (いわば補強前の状態) における同様の結果を、単連棟に対しては図-4.4に、2連棟に対しては図-4.5に示す。これらの結果から、トラスや方杖を補強することで、単連棟、2連棟ともに降伏時の荷重係数は $F_y = 1.160 \sim 1.296$ とあまり変わらず、許容応力度主体の一次検討時に比して $(1.160 \sim 1.296) / (0.85 \sim 0.90) = 1.3 \sim 1.5$ 位の安全率を有する。

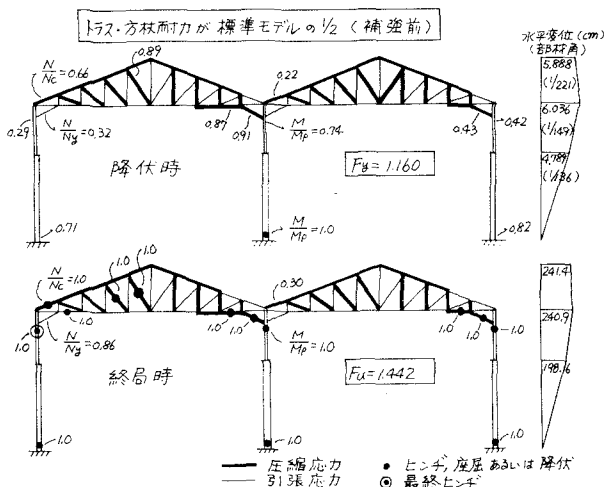
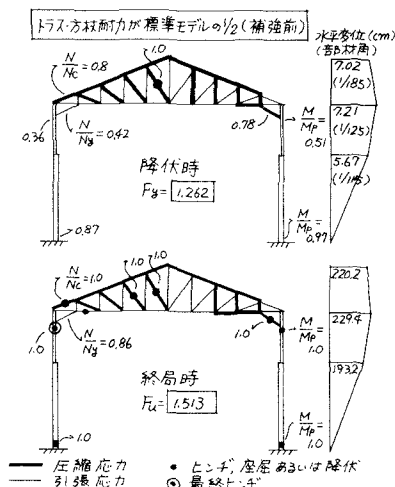
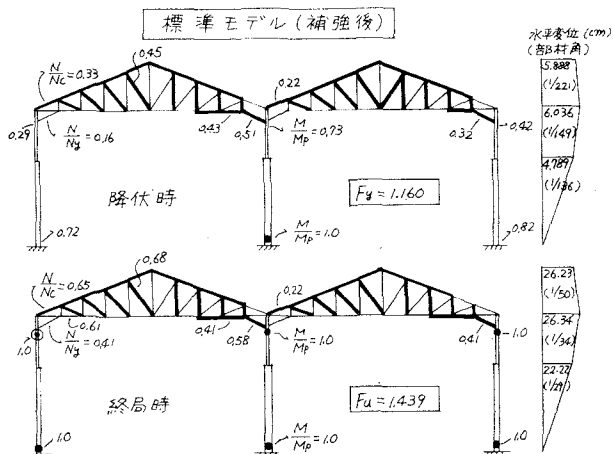
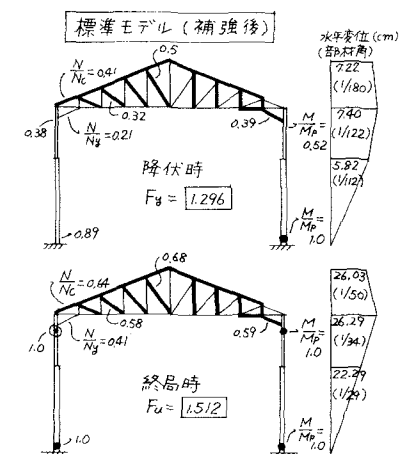


図-4.4 補強後と補強前小屋根建物の
二次検討結果 (単連棟)

図-4.5 補強後と補強前小屋根建物の
二次検討結果 (2連棟)

しかストラスや方杖を補強したことで、終局時の荷重係数 F_u は殆んど上昇しない反面、補強しない場合に比して水平変位に著しい相違がある。これはトラスや方杖が座屈することで、不安定な変形が促進されるためである。いづれにせよ方杖やトラスを補強する意義は明瞭であるが、やはり柱脚部の耐力が重要なポイントと考えられる。

5. 結び 一般の工場によくみられる連棟小屋根建物の耐震補強に係わる一つの考え方を、事例をあげて略述したが、問題は多々あり、本報告を今後の礎としたいと考えている。

(謝辞) 本報告の作成にあたり、耐震調査等で御高志を賜った方々に深甚なる謝意を表します。

(参考文献) 1) 日本特殊建築安全センター; 既存鉄骨造建築物の耐震診断基準・改修設計指針同解説, 昭和53年6月1日
2) 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, 昭和56年1月1日
日本建築学会; 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 昭和56年6月1日

Some Examples on the Diagnosis and Strengthening of the
Multi-Bays Roof Truss Structures

K. Tagawa^{*1}, S. Sasaki^{*2}
T. Yamada^{*3}, F. Horie^{*4}
T. Ohta^{*4}, K. Kameyama

Most of the roof truss structures which have been constructed over sixty years ago and have been served for the productions of heavy industries remain healthy as not only the structures but also a faculty of the manufacturing processes. But these steel structures, mainly have been designed as a wind resisting constructions look like not always seismic resisting ones. Furthermore such roof truss structures are composed of braced or latticed members of which statical and dynamical characteristics are often unstable because of the elastic unstability.

Accordingly, the seismic diagnosis should be checked carefully whether the member stresses exceed the allowable limits of materials or not, one must strengthen the weak members exceeding these allowable limits. In such a diagnosis of the multi-bays roof truss structures, one of the most important points is to decide the seismic force coefficients acting on the masses of structures, instead of so-called the lateral seismic shear coefficients. So, we decide these seismic force coefficients by means of response analysis techniques and diagnose the existing steel structures of which yielding and ultimate strength can be solved by elasto-plastic frame analysis, controlling the rigidity and the strength of knee braces, and the rotation rigidity of the column bases.

*1 Director, Technical Laboratory of Nippon Kokan K.K.

*2 Head of a Section, Nippon Kokan K.K.

*3 Chief Clerk, Nippon Kokan K.K.

*4 Laboratory of Horie Architecture and Engineering.