

(9) 軽量鉄骨事務所建築物の耐震補強例

田川健吾^{*1} 佐々木新八^{*2} 山田隆夫^{*3}

堀江文雄^{*4} 太田 勤^{*4} 藤村和章^{*4}

§ 1. 序 昭和30年代には、軽量型鋼を基本にして組立てられた低層の鉄骨建築物が数多く建てられた。このような建築物の多くは、かなりユニークな特徴を有する構造で、軽量化（低コスト化）への並々ならぬ努力が伺えるものがあって興味深い。ところでそれらの大半は、すでに20数年を経過し、薄肉部材の宿命で特に足まわりの腐食に著しいものがあったり、数年来の地震予知に伴う大地震の可能性への対処、そして近年の新耐震設計法に基づく耐震性の見直し等に端を発した一連の耐震診断および耐震補強の潮流の中で、今回類似の軽量鉄骨事務所棟もいくつか調査、診断および補強する機会にめぐまれた。そこで軽量鉄骨建物の特徴、問題点、診断法および補強法についてその概要を述べることにする。補強法については、いくつかの標準的な耐震要素の解析と特性について、やや詳しく検討を行う。

§ 2. 軽量鉄骨建物の特徴

(1) 平面形状・スパン・階高・重量

平面形状はいたって整形で、殆んど長方形である。スパンは長辺方向 $l_x = 3.5 \sim 6.5 \text{ m}$ 、短辺方向 $l_y = 2.3 \sim 5.2 \text{ m}$ で、鉄筋コンクリート造並あるいはそれ以下である。階高 $h = 3.0 \sim 3.3 \text{ m}$ 、軒高 $H = 9.5 \sim 10.5 \text{ m}$ で、殆んど3階建である。地震荷重算定用の床荷重（柱、壁自重を含む）は屋根 $200 \sim 230 \text{ kg/m}^2$ 、一般階は $480 \sim 510 \text{ kg/m}^2$ である。

(2) 柱・梁・床

柱は、大むね 100×100 あるいは 125×125 の正方形中空断面で、板厚 $t = 3.2 \sim 6.0 \text{ mm}$ の角形鋼管、リッポ溝型鋼あるいは溝型鋼で構成される。

梁主材はリッポ溝型鋼4丁使いあるいは $4L_s - 50 \times 50 \times 6$ 程度の山型鋼でラチス材は鉄筋 ($2-16\phi$) 又は平鋼 ($2FBs - 50 \times 9$) が用いられている。

床は現場打の軽量コンクリート造で梁にシャコネクターを用いて、水平剛性を確保している。

(3) 耐震要素 当初の設計意図としては、柱は軸力のみを伝達するもので、梁は長期荷重を支える単純梁と考えられる。従って耐震・耐風要素は筋違のみで、しかも引張筋違方式である。筋違は鉄筋 ($19\phi, 22\phi, 25\phi$) あるいは山型鋼 ($2L_s - 75 \times 75 \times 6, 2L_s - 65 \times 65 \times 6$) で鉄筋は偏心に対して配慮している。

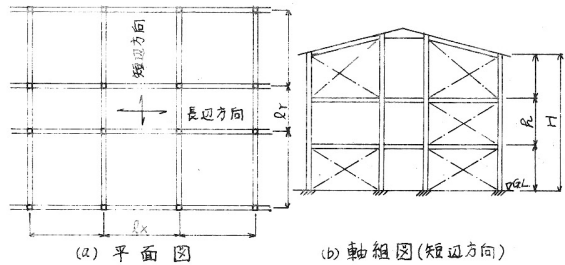


図 1 建物概要

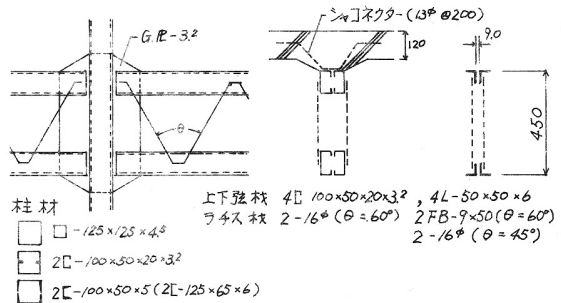


図 2 柱・梁・および床の詳細

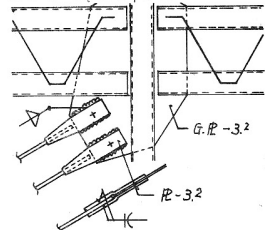


図 3 筋違の詳細

^{*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} 堀江建築工學研究所

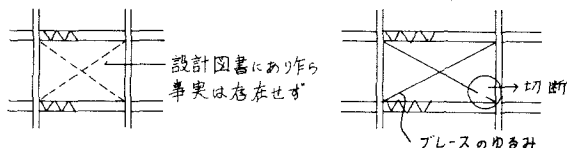
§3. 建物の問題点

(1) 柱脚関係の腐食

外部に露出している柱の柱脚は、工場内の有害な雰囲気や雨水等により腐食が激しい。

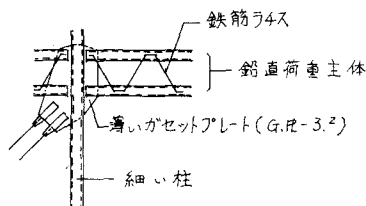
(2) 筋違いの切断・欠落

設計図書では存在するはずの筋違が現場での作業性の問題より切断されたり、欠落したりしているものが数多く見られる。



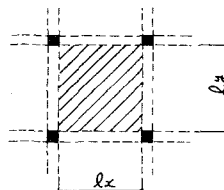
(3) 補強の困難性

薄肉部材を使用しているために、接合部のG.R等も薄いプレートを使用している。又柱の軸圧比も1階では 0.4 が 0.7 程度と高いものになっている。各構成部材が薄いために溶接による補強に限界がある。



(4) 床板の変形

床板のサイズが中には l_x, l_y が $5,000 \sim 6,000$ とかなり大きなスラブの割に板厚が 120 と薄いために、スラブの挠みか大きなものとなっている。



§4 診断と補強

4.1. 診断の概要

鉄骨構造の耐震診断法としては、「既存鉄骨造建築物の耐震診断基準」を参考にすることが考えられるが、軽量鉄骨の場合には同規準によって診断することが不明確なため、新耐震設計指針に依拠しながら、やや工学的判断に基づいて診断するのが現時点での便法と思われる。上記の考え方に基づく診断の流れを図4に示す。

4.2. 耐震補強の方針

(1) 補強上の留意点

現状の建物の部材が薄肉板のため、補強によりかえって応力集中を生じ、充分な補強効果を発揮できないこともあるので注意が必要である。ララス材が鉄筋の代わりせん断耐力が充分でないことや、梁の曲げ耐力も鉛直荷重を支えるのに精一杯のこともあるので、仮に耐震要素を柱間に設置して補強する場合にも既存の梁に曲げとせん断が大きく作用する事も

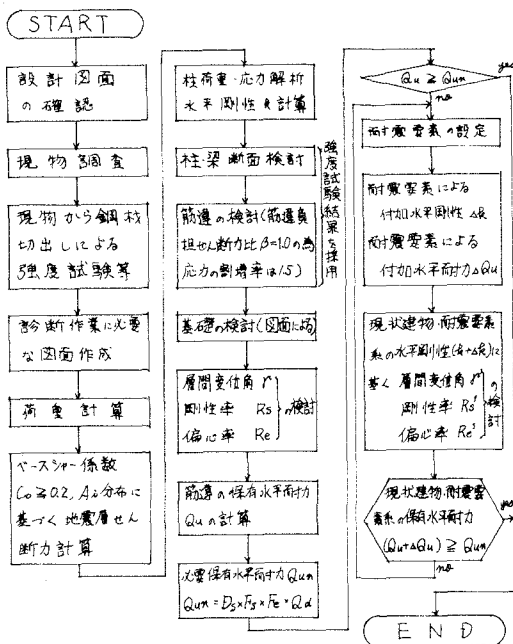


図4 診断フローチャート

- 注意を要する。そこで補強のための耐震要素の考え方としては
- ・既存の柱や梁等に著るしい応力集中が生いないように耐震要素の分散化を図る。
 - ・特に既存の梁に過大な曲げやせん断が起これるように、耐力は高くないが変形性能の大きい（吸収エネルギーの大きい）耐震要素を配置する。

(2) 耐震要素

(a) ラーメン型耐震要素 ラーメン型の耐震要素（耐震パネル）を既存骨組空間に嵌め込み、高い耐力よりも、変形を期待する。耐震要素の製作コストを安くする為に、水平および垂直材を同一にし、接合部がセットプレートを加減して、耐力、剛性、そして変形性能を調節する。このような耐震要素は既存梁への負担の大半は軸方向力で筋違に比してかなり緩和される。

(b) 引張り筋違型耐震要素 引張り筋違型の耐震要素は製作費用が安い割には高い耐力が得られるが、筋違の傾斜がきついと、耐力が低減しつつ、垂直方向の反力が大きいので、既存骨組の負担や既存骨組との接合が困難となる。

そこで、既存骨組への取付が容易で、筋違の耐力と曲げ材の耐力を適切に組合せ、極力高い耐力を維持させるから、大きい変形性能も期待しようと考えた一種の「偏心筋違」の耐震要素を考える。図中柱の曲げ耐力 M_p 、筋違の引張耐力 N_y 、 θ および e を調節して所望の耐震要素とするのである。

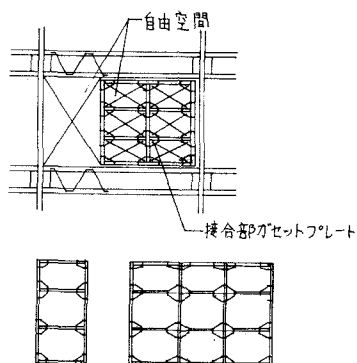


図 5 ラーメン型耐震要素

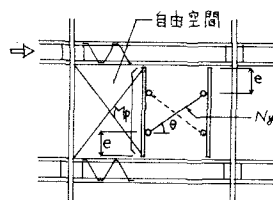


図 6 筋違型耐震要素

§ 5. 耐震要素の解析

5.1 解析モデル

(a) ラーメン型耐震要素の解析モデル

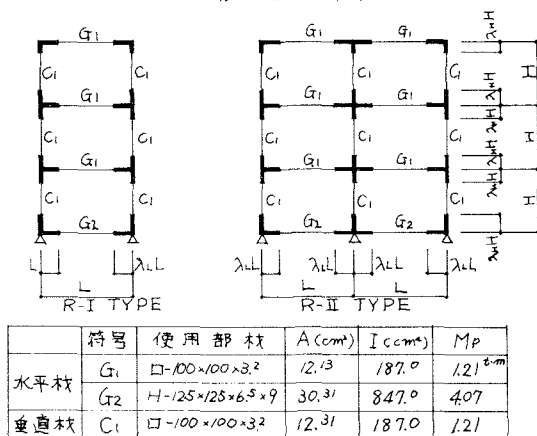


図 7-1 解析モデル

(b) 筋違型耐震要素の解析モデル

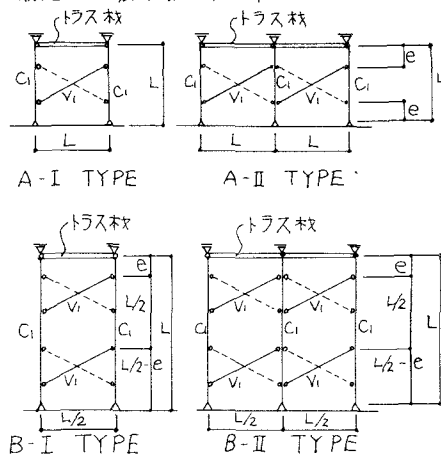


図 7-2 解析モデル

5.2. エネルギー法による解析

(a) 部材の歪エネルギー

図8に示す様に、両端に剛域と半剛性ヒンジを有し、曲げ、せん断変形する部材の有する歪エネルギー W は一般に次式によって与えられる

$$W = \frac{L}{6EI} \left[\left(1 + \frac{3}{4k_i} + \frac{\kappa 3EI}{\beta GA L^2}\right) M_i^2 + \left(1 - \frac{\kappa 6EI}{\beta GA L^2}\right) M_i M_j + \left(1 + \frac{3}{4k_j} + \frac{\kappa 3EI}{\beta GA L^2}\right) M_j^2 \right]$$

ここに EI = 曲げ剛性, GA = せん断剛性, κ = 形状係数

β = せん断剛性低下率, $\tilde{L}$ = 部材長, L = 可撓部分の長さ

$k_i, k_j = 0$ のときヒンジ, $= \infty$ のとき剛接合となる半剛性ヒンジのパラメーター

M_i, M_j = 剛域端での曲げモーメント, $\tilde{M}_i, \tilde{M}_j$ = 材端の曲げモーメント

尚 $\tilde{M}_i, \tilde{M}_j$ と M_i, M_j の関係は (2) 式によって与えられる。

$$\tilde{M}_i = \frac{1-\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j} M_i - \frac{\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j} M_j, \quad \tilde{M}_j = \frac{\lambda_j}{1-\lambda_i-\lambda_j} M_i + \frac{1-\lambda_i}{1-\lambda_i-\lambda_j} M_j \quad (2)$$

(b) 仮想仕事

(1) ラーメン型耐震要素の場合

図9に示す各層に独立のパネルメカニズムに対して仮想仕事式は次式によって与えられる。

$$FH = \frac{1}{1-2\lambda_H} [-M_9 + M_{10} - M_{11} + M_{12}]$$

$$FH = \frac{1}{1-2\lambda_H} [-M_5 + M_6 - M_7 + M_8]$$

$$FH = \frac{1}{1-2\lambda_H} [-M_1 + M_2 - M_3 + M_4] \quad (3)$$

各節点のジョイントメカニズムに対して

$$\alpha M_9 - (1+\alpha) M_{10} + (1+\beta) m_9 - \beta m_8 = 0$$

$$\alpha M_5 - (1+\alpha) M_6 + (1+\alpha) M_7 - \alpha M_{10} + (1+\beta) m_5 - \beta m_4 = 0$$

$$\dots \dots \dots$$

$$(1+\alpha) M_3 - \alpha M_4 + \beta m_1 - (1+\beta) m_2 = 0 \quad (4)$$

$$\text{ここに } \alpha = \frac{\lambda_H}{1-2\lambda_H}, \quad \beta = \frac{\lambda_L}{1-2\lambda_L}$$

(2) 筋違型耐震要素の場合

図10に示すパネルメカニズムに対する仮想仕事式は

$$(i) \text{ の状態 } F = \frac{1}{\frac{1}{\kappa} - e} M_1 - \frac{1}{e} M_2$$

$$(ii) \text{ の状態 } 0 = \left(\frac{1}{e} + \frac{1}{\frac{1}{\kappa} - e}\right) M_1 - \cos \theta N$$

$$(iii) \text{ の状態 } 0 = \left(\frac{1}{e} + \frac{1}{\frac{1}{\kappa} - e}\right) M_2 - \cos \theta N$$

(c) 崩壊モード 崩壊時のモードを図11のように仮定する。

崩壊時に生じる部材回転角 θ をベースにして、各剛域端に生ずる塑性回転角を求めると

$$\alpha_1 = \alpha_2 = \frac{1-\lambda_L}{1-2\lambda_L} \cdot \frac{3}{3-\lambda_H} \theta$$

$$\alpha_3 = \alpha_4 = \alpha_5 = \alpha_6 = \frac{1}{1-2\lambda_L} \cdot \frac{3}{3-2\lambda_H} \theta, \quad \alpha_7 = \alpha_8 = 0$$

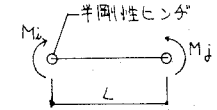
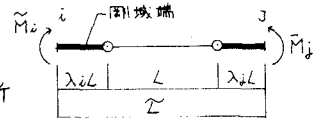
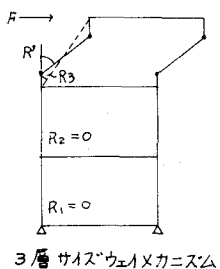
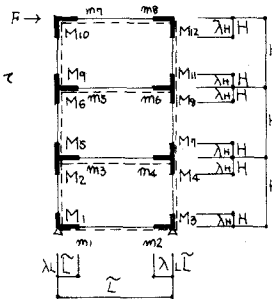
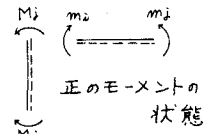


図8 剛域と半剛性ヒンジを有する曲げせん断部材



3層サイズウェイメカニズム



正のモーメントの状態

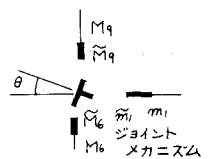


図9 ラーメン型耐震要素モデルと独立のメカニズム

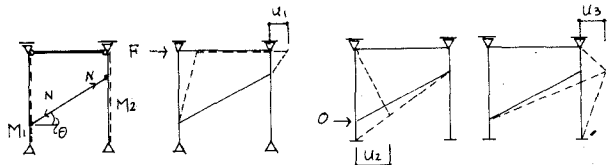


図10 筋違型耐震要素モデルと独立メカニズム

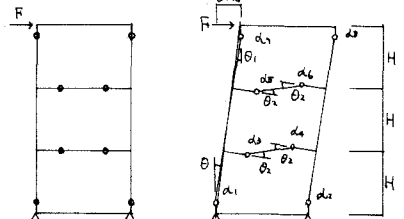


図11 崩壊メカニズムと塑性回転角

(C) 基礎方程式

ラーメン型耐震要素の終局時に有する歪エネルギー W を最小化するのに際し、パネルメカニズムやジョイントメカニズムが一種の付帯条件と考えられるので、ラグランジュの未定乗数 λ を導入すれば次のエネルギー汎関数 J が得られる。

$$J = \sum_{i=1,11,2} \frac{H}{\delta E I_c} \left[\left(1 + \frac{3}{4\lambda_i} + \frac{K \delta E I_c}{\beta G A L^2}\right) M_i^2 + \left(1 - \frac{K \delta E I_c}{\beta G A L^2}\right) M_i M_j + \left(1 + \frac{3}{4\lambda_j} + \frac{K \delta E I_c}{\beta G A L^2}\right) M_j^2 \right] \\ + \sum_{i=1,11,2} \frac{1}{\delta E I_g} \left[\left(1 + \frac{3}{4\lambda_i} + \frac{K \delta E I_g}{\beta G A L^2}\right) m_i^2 + \left(1 - \frac{K \delta E I_g}{\beta G A L^2}\right) m_i m_j + \left(1 + \frac{3}{4\lambda_j} + \frac{K \delta E I_g}{\beta G A L^2}\right) m_j^2 \right] \\ + [-M_9 + M_{10} - M_{11} + M_{12} - F_H(1-2\lambda_H)] R_3 + [-M_5 + M_6 - M_7 + M_8 - F_H(1-2\lambda_H)] R_2 + [-M_1 + M_2 - M_3 + M_4 - F_H(1-2\lambda_H)] R_1 \\ + [a M_9 - (1+a) M_{10} + (1+b) m_9 - b m_8] \theta_{1,4} + [a M_5 - (1+a) M_6 + (1+a) M_7 - a M_{10} + (1+b) m_5 - b m_6] \theta_{1,3} \\ + \dots + [(1+a) M_1 - a M_2 + (1+b) m_1 - b m_2] \theta_{1,1} \\ + [M_1 + M_P] \alpha_1 + [M_2 + M_P] \alpha_2 + [M_3 - M_P] \alpha_3 + [M_4 + M_P] \alpha_4 + [M_5 - M_P] \alpha_5 + [M_6 + M_P] \alpha_6 \quad (7)$$

ここで $R_3, R_2, R_1, \theta_{4,1}, \dots, \theta_{1,1}, \alpha_1, \dots, \alpha_6$ はラグランジュの未定定数 $\lambda_1, \lambda_2, \dots, \lambda_{11}$ に対応するものである。エネルギー最小の原理により

$$\frac{\partial J}{\partial M_i} = 0, \quad \frac{\partial J}{\partial m_i} = 0, \quad \frac{\partial J}{\partial R_i} = 0, \quad \frac{\partial J}{\partial \theta_{i,j}} = 0, \quad \frac{\partial J}{\partial \alpha_i} = 0 \quad (8)$$

となり、(8)式を代数的に解くことにより未知応力 M_i, m_i 、および未知変位 $R_i, \theta_{i,j}, \alpha_i$ が求まる。

(d) 解析結果 ラーメン型耐震要素の解析結果を図12に示す。

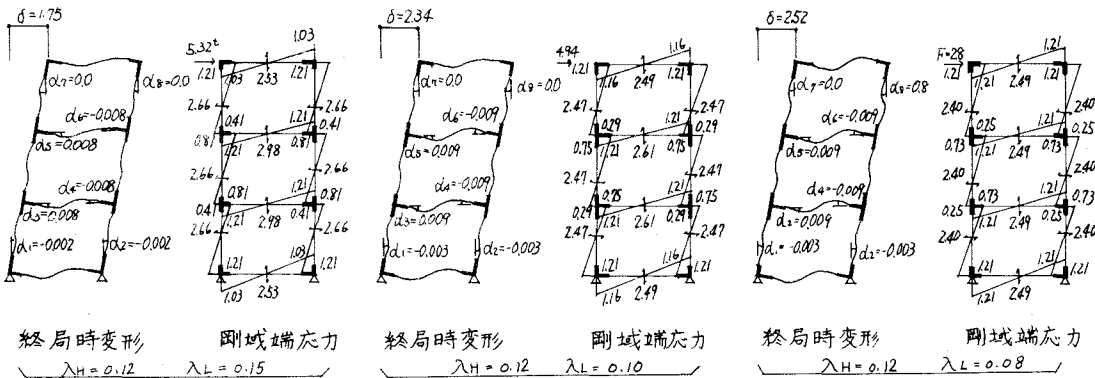


図12 エネルギー法による終局時耐力と終局時変形

5.3 荷重増分法による解析

直接剛性法による荷重増分方式によって、骨組に崩壊メカニズムが生ずるまで降伏ヒンジを追跡し、終局耐力、終局時変形を求める。

(a) ラーメン型耐震要素の解析結果

表-1 エネルギー法と増分法の比較

R-I TYPE についてエネルギー法と、増分法の比較を行いその結果を表1に示す。剛域比をパラメーターとして、耐震要素の終局耐力、終局変形を検討し表-1に示す。

	終局水平変形 δ			終局耐力 Q		
	エネルギー法 $\delta_{u,1}$	増分法 $\delta_{u,2}$	$\delta_{u,1}/\delta_{u,2}$	エネルギー法 $Q_{u,1}$	増分法 $Q_{u,2}$	$Q_{u,1}/Q_{u,2}$
R-I TYPE $\lambda_H=0.12, \lambda_L=0.08$	2.519	2.739	0.9197	4.802	4.802	1.000
R-I TYPE $\lambda_H=0.12, \lambda_L=0.10$	2.34	2.568	0.9112	4.932	4.932	1.000
R-I TYPE $\lambda_H=0.12, \lambda_L=0.15$	1.951	2.171	0.899	5.324	5.324	1.000

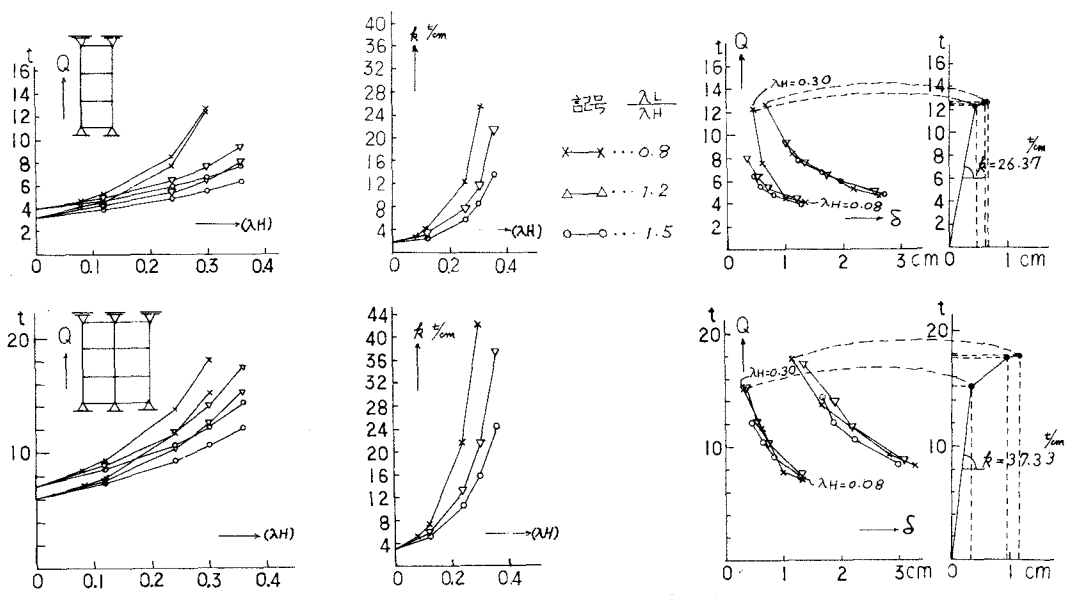


図13 ラーメン型耐震要素解析結果

(b) 筋違型耐震要素の解析結果

ブレースの耐力 N_Y は柱の全塑性モーメント M_p およびスパン l に対し、パラメトリックに変化させるものとし $N_Y = \frac{M_p}{\alpha l}$ ($\alpha = 0.01 \sim 0.10$) より求めケーススタディを行った。

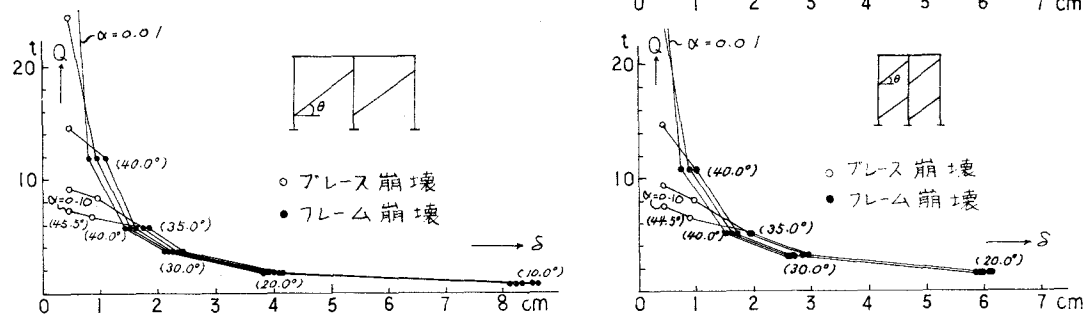


図14 筋違型耐震要素解析結果

以上の解析により、ラーメン型耐震要素はフレームの数、剛域比の変化により所要の耐力・剛性が得られる。終局時変形と降伏時変形は剛域比が変化しても一定の比率を保ち充分な靱性を得られることがわかる。

筋違型耐震要素は筋違の角度 $\theta = 40^\circ$ 前後でブレース崩壊と柱材の降伏によるフレーム崩壊に分かれる。筋違の角度を調整することにより、靱性依存型の耐震要素と、耐力依存型の耐震要素に使用できる。 $\theta = 30^\circ$ 以下ではブレースの効率がわるくなり終局耐力も急激に低下してしまう。筋違型耐震要素はラーメン型耐震要素より剛性の調整が難しいと思われる。

§ 6 耐震補強例 前述の耐震要素を用いて補強設計を行い、その概要を次に示す。

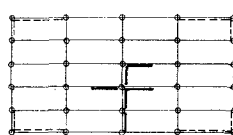
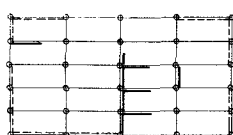
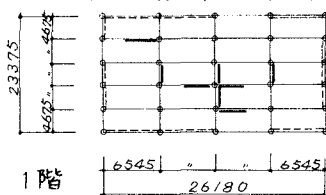
表-2 使用するラーメン型耐震要素

タイプ	15T 917°	20T 917°	30T 917°
形状			
剛性率 λ (t/mm)	20.0	30.0	55.0
耐力 Q_u (t)	13.0	20.0	30.0

表-3 使用する筋違型耐震要素

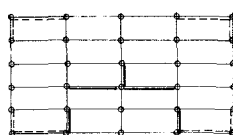
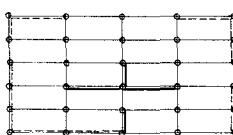
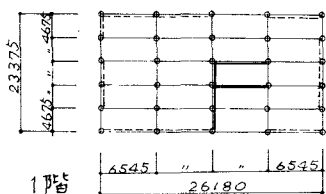
	3 階	2 階	1 階
短辺方向	 $\lambda = 28.41 \%$ $Q_u = 22.30 \text{ t}$	 $\lambda = 32.93 \%$ $Q_u = 24.60 \text{ t}$	 $\lambda = 53.03 \%$ $Q_u = 35.51 \text{ t}$
長辺方向	 $\lambda = 29.18 \%$ $Q_u = 28.40 \text{ t}$	 $\lambda = 65.83 \%$ $Q_u = 38.17 \text{ t}$	 $\lambda = 63.81 \%$ $Q_u = 56.94 \text{ t}$

A 棟耐震補強検討



--- 既存ブレース
— 補強耐震要素

図15 ラーメン型耐震要素で補強した場合



--- 既存ブレース
— 補強耐震要素

図16 筋違型耐震要素で補強した場合

表-4 層間変形角・偏心率・保有耐力の比較

	補強材	階	短辺方向					長辺方向				
			層間変形角	剛性率	偏心率	保有耐力	保有耐力増加率	層間変形角	剛性率	偏心率	保有耐力	保有耐力増加率
補強前		3	0.0034	0.58	0.0047	32.48 ^t	1.00	0.0038	0.70	0.0223	37.16 ^t	1.00
		2	0.0015	1.34	0.0021	147.52	1.00	0.0026	1.02	0.0540	107.25	1.00
		1	0.0018	1.08	0.0074	179.58	1.00	0.0021	1.28	0.0160	192.12	1.00
補強後	ラーメン型	3	0.0011	0.94	0.0082	92.48	2.85	0.0011	0.96	0.0968	97.16	2.61
		2	0.0010	1.01	0.0024	231.52	1.57	0.0010	1.06	0.1256	227.25	2.12
		1	0.0010	1.05	0.0213	312.58	1.74	0.0011	0.99	0.0655	312.12	1.62
	筋違型	3	0.0010	0.99	0.0076	103.98	3.20	0.0015	0.94	0.1471	93.96	2.53
		2	0.0010	0.99	0.0025	218.54	1.48	0.0013	1.04	0.1482	223.59	2.08
		1	0.0010	1.02	0.0100	328.89	1.93	0.0013	1.02	0.0199	306.00	1.59

以上の補強例より、次に示す問題点があげられる

- 筋違型耐震要素では剛性の調整が難しいために、偏心率等が大きくなる事がある。
- 型ブレースでは平面計画上、建物に不都合を生じやすい。
- ラーメン型耐震要素では局部的な座屈等が考えられ、今後実験等により耐力を確認する必要がある。
- ラーメン型耐震要素と既存ブレースとの耐震性状の違いについての検討が必要と思われる。

§ 8 結び 軽量鉄骨建物等の耐震補強例を示した。今後各耐震要素及び耐震補強策の検証を行っていきたいと思っている

参考文献

日本特殊建築安全センター；既存鉄骨造建物の耐震診断基準・改修設計指針同解説、昭和53年6月1日
 日本建築防災協会；既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針同解説、昭和52年4月25日
 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・同解説、昭和56年9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
 堀江・太田；鉄骨骨組の終局時変形計算(第38回応用力学連合会講演会、昭和57年12月)
 堀江・太田・村；仮想在事法に基づく構造解析の一考察(第28回構造工学シンポジウム、昭和57年2月)

Some Examples on the Diagnosis and Strengthening of Light
Steel Structures

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

About twenty years ago, many light steel structures have been constructed prosperously for the service as office. Many of these structures have any unique properties on the structural frame-works and have been built up as the results of the endeavors for the steel saving philosophy. Nevertheless, the fatal weak points due to thin plate structures have been clarified under the re-examination on the light steel structures. As we recently happened to meet the similar light steel structures through the field survey, we report the abstracts, the points in question and the method of diagnosis and strengthening on seismic resistant design. Finally, we propose some unique frames for seismic resisting strengthening and analyse these frames numerically.

-
- *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.