超高張力鋼のブレース架構の耐震性の研究

STUDY ON SEISMIC CAPACITY OF SUPER-HIGH TENSILE STEEL BRACED FRAMES

鵜飼 邦夫*, 小坂橋裕一**
Kunio UKAI and Yuichi KOITABASHI

It is generally known that sum of seismic energy inputted into a building is governed mainly by primary natural period and total mass of the building. It is very cost effective in aseismic design of a building to design a structural frame as a flexural system of which each story is designed to be injured during an earthquake to a same extent, thus securing effective energy absorption capacity of the system as a whole.

In this paper, super-high tensile steel braced frames proposed by authors are compared in terms of energy absorption capacity with ordinary rigid frames by conducting incremental analyses and experiments. As a result, the braced frames are proved to be effective aseismic frames.

Keywords : *Brace, plastic analysis, plastic deformation, absorbed energy*

ブレース, 塑性解析, 塑性変形, 吸収エネルギー

1. 序

地震による建物への入力エネルギーは、主として建物の一次固有周期と建物の総質量によって定まる。

建物の耐震性を増すために入力エネルギーそのものを減少させることが考えられるが、このことは高層建物では総質量、一次固有周期が他の条件（変形制限、居住性、風に対する設計等）によって制約を受けるため実際上困難な場合が多い。

このため高層建物の耐震性を経済的に得るためには、建物の吸収エネルギーを効率よく増大させることが極めて重要なことと考えられる。

吸収エネルギーを増大させる方法の一つに個々の部材の塑性変形性能を増大させて得る方法があり、重要かつ有力な手法であり、研究もされている。もう一つは損傷を分散させ構造各部を十分に変形させ最大限に吸収エネルギーを発揮させて得る方法である。本研究は後者の考えに立ちブレースに超高張力鋼を用い、ブレース構造の上・下層への力の伝達作用により、損傷を分散させ効率よく吸収エネルギーを増大させる効果に着目して、行ったものである。

超高張力鋼ブレース架構については、筆者らは、すでに大会学術梗概集^{1)~7)}で発表しているが、超高張力鋼ブレース架構の損傷分散効果と吸収エネルギー量に関し、定量的把握が明確になっていない。

本研究では、超高張力鋼ブレース架構の損傷分散効果を架構の総吸収エネルギー量で評価し、定量化を試みている。

本研究における架構の吸収エネルギーの算定は、建物の地震応答解析結果から求められる荷重分布形を用い、架構の静的増分解析を行い、いずれかの層の変形が所定（変形制限から定まる）の値に達した時点の荷重－変形関係から求める方法による。

非弾性応答系に入った地震エネルギーの釣合いは

$$W_p + W_e = \frac{1}{2} m S_u^2$$

W_p : 塑性変形エネルギーの総和

W_e : 最大弾性エネルギー

m : 建物質量

S_u : 速度応答スペクトル

となる。

骨組は弾塑性応答においても負の剛性とならない限り、中立軸に関してほぼ対象に振動する¹⁵⁾。

と考えられるので、 W_p の定量的算定方法が確立していない現状においては、上記方法により吸収エネルギー($W_p + W_e$)を算定する手法は、簡便かつ実用的手法である。

* 日建設計大阪構造設備事務所 構造部長

** 日建設計大阪構造設備事務所

Nikken Sekkei

Nikken Sekkei

2. 力学的特性

超高張力鋼ブレース架構は、ブレース材に通常の鋼材よりはるかに高強度の材料（例えば 100 キロ鋼）を用いたブレース架構である。

ブレースに用いる材は、適当な強度と剛性、広い弾性域を有すれば超高張力鋼である必要はない。現在のところ利用が容易なため、超高張力鋼（PC 鋼材などがこれにあたる）を用いているにすぎない。

この架構は、ブレース材の広い弾性域を利用し、考えられる最大限の大きな層間変位に対し他の部材（柱・梁）がたとえ塑性に入ってもブレース材は、弾性範囲内で追随し、力を上、下層に伝達するように考えた架構である。

このように考えたブレース架構の耐震有効性は次の点である。

1) 安定した復元力特性を得られる。

一般のブレース架構は、繰返し力により剛性、耐力が低下していく、いわゆる劣化型のループを描くことが問題であるが、この架構の繰返し性状は、Fig. 2-1-1 に示すように安定したループを描く。

2) 架構全体を曲げ崩壊型モードにすることが容易である。

一般に、多層骨組では梁に比べて柱の剛性・耐力を大きくした梁降伏型とするのがよいと考えられている。

これは、梁の塑性変形能力を大きくすることは比較的容易であり、降伏ひずみエネルギーを大きくすることが可能であるが、柱は高軸力下にあることが多いため、劣化型の復元力特性となりやすく、柱の崩壊は建物の崩壊につながる。また柱を健全にしておくことにより、上・下層への力の伝達を可能にし、損傷の集中をやわらげることができる。等の理由からである。

しかし、実際には、梁降伏型を確実にすることは種々の理由により困難となる。

例えば、階高が異なる場合、柱と梁の耐力バランスがくずれる。また、45 度方向入力に対して柱の耐力を $\sqrt{2}$ 倍にする必要がある。そのほか、スラブの合成効果等による梁耐力、剛性の上昇、材料および施工の精度、強度のバラツキ等によっても耐力バランスがくずれる。さらに加えて、最近の超高層建築では、平面的、断面的に複

Fig. 2-1-1 復元力特性

Fig. 2-1-2 降伏状態の概念

雑な形状を要求されており、通常のラーメン架構では梁降伏型にすることは、ますます難しくなっている。

超高張力鋼ブレース架構は、Fig. 2-1-2 に示すようにブレースが芯棒となり、損傷集中を防ぎ、降伏した層の変形が過大になることを防ぐものであり、梁崩壊モードと同じ効果が期待できるものである（仮に柱が先行して降伏しても塑性化の進行はある程度以上は進展しない安全性の高い構造物とすることができる）。

この効果により、損傷割合が仮に各層同じ程度にならなくても、消費ひずみエネルギーは、各層にわたって効率よく消費されるという極めて耐震的に有効な架構になる。

3. 静的増分解析による吸収エネルギー

序でも述べたように、超高張力鋼ブレース架構の損傷分散効果と吸収エネルギー量を定量的に把握するため、筆者らが実建物に用いた架構をもとに、静的増分解析を行った。

3.1 吸収エネルギーの評価方法

架構の吸収するエネルギー評価の方法として、静的解析での層せん断力-層間変位関係と、層間変位の軸（横軸）で囲まれた面積を各層の吸収するエネルギーとして採用する（Fig. 3-1 の斜線部分）。

また、本解析で用いる増分解析はある外力分布（地震応答解析結果による荷重分布）を仮定し、これを比例的に増加させる方法とする。

層せん断力

 $Q(t)$ 層間変位 δ (cm)Fig. 3-1 層間変位 δ (cm)

Fig. 3-2 解析モデル

架構の吸収するエネルギーの比較方法は、設計では、レベル2地震時の層間変位角を1/100に設定していることから、層間変形角の使用限界としていずれかの層の変形が層間変形角で1/75に達した時点での荷重-変形関係から求める方法によった (Fig. 3-1の δ_1 が $1/75 \times h$ (h :階高)としたときの斜線の部分の面積)。

3.2 解析モデル

解析モデルおよび解析モデルの部材を Fig. 3-2 および Table 3-1 に示す。解析のパラメーターとして、超高張力鋼ブレースのない架構 (N-1)、実建物に用いた架構 (B-1)、および超高張力鋼ブレースの断面積を2倍にした架構 (B-2) の3つとした。

モデル

N-1 超高張力鋼ブレースのない架構

B-1 超高張力鋼ブレースを用いた架構 (実建物モデル)

Table 3-1

柱断面表

階	C 1	C 2	C 3
26~22	H-400×400×13×21	H-400×400×13×21	H-400×400×13×21
21~19	H-406×403×16×24	H-406×403×16×24	H-406×403×16×24
18~16	H-406×403×16×24	H-418×417×30×30	H-406×403×16×24
15~13	H-406×403×16×24	H-428×422×35×35	H-410×407×20×26
12~10	H-410×407×22×26	H-438×427×40×40	H-414×409×22×28
9~7	H-410×407×22×26	H-458×427×40×50	H-418×417×30×30
6~2	H-414×409×22×28	H-478×427×40×60	H-428×422×35×35

梁断面表

階	G 1	G 2
R	(内柱付) FPL-22×300 WPL-16×706	(内 端) FPL-22×300 FPL-22×300 WPL-16×706 WPL-12×556
26	(柱 付) FPL-22×300 WPL-16×706	FPL-19×300 WPL-16×712
25	FPL-25×350 WPL-16×700	FPL-19×300 WPL-16×706
24~22	(内柱付) FPL-22×300 WPL-16×706	(内 端) FPL-22×300 FPL-22×300 WPL-16×706 WPL-12×556
21~13	(内柱付) FPL-22×300~350 WPL-16×706	(内 端) FPL-22×300 FPL-22×300 WPL-16×706 WPL-12×556
12	FPL-25×350 WPL-16×700	FPL-19×300 WPL-16×712
11~3	(内柱付) FPL-22×300~350 WPL-16×706	(内 端) FPL-22×300 FPL-22×300 WPL-16×706 WPL-12×556

ブレース断面表

階	B-1	B-2
26	3 3 ϕ P C 鋼棒 × 2	× 4
25	2 7 ϕ P C 鋼棒 × 4	× 8
19~24	3 3 ϕ P C 鋼棒 × 2	× 4
11~18	2 7 ϕ P C 鋼棒 × 4	× 8
2~10	3 0 ϕ P C 鋼棒 × 4	× 8

ル)

B-2 ブレースの断面積を各層とも2倍とした架構
また部材の弾塑性特性は以下のように設定した。

(柱・梁)

柱、梁の曲げ降伏条件は次式で与え、降伏後の挙動は塑性流動法則に従う。

H形断面

 $N/N_Y \leq 0.125$ のとき $M = M_P$ $N/N_Y > 0.125$ のとき $M = 1.14(1 - N/N_Y)M_P$ N_Y : 降伏軸力 ($A \times \sigma_Y$) M_P : 全塑性モーメント ($Z_P \times \sigma_Y$)柱、梁のせん断降伏は、Fig. 3-4の $Q-\gamma$ 関係による。 G : せん断弾性係数 (810 t/cm²) Q_Y : 降伏せん断耐力 ($A_s \times \tau_Y$) A_s : せん断断面積

Fig. 3-3

Fig. 3-4

τ_y : 降伏せん断応力度 ($\sigma_y/\sqrt{3}$)

(ブレース)

ブレースの復元力は Fig. 3-5 の $N-u$ 関係に従う。

N_t : ブレース材の引張耐力

N_c : ブレース材の圧縮耐力

また、材料強度は F 値の 1.1 倍とした。

本解析では、架構の耐震性能を簡単な手法で比較することを目的としているので長期荷重による影響は無視した。

外力分布は、設計荷重と架構の分担率をもとに Table 3-2 のように定めた。また、実建物は 1 階より下に鉄筋コンクリート耐震壁を配して剛強な層としているので、2 階床面固定の解析モデルとした。

3.3 解析結果

静的増分解析での変形および塑性ヒンジの発生状況を Fig. 3-6~8 に示す。荷重係数 1.325 において B-1 モデルでは塑性ヒンジは発生していないが、N-1 モデルでは最下層から 17 層にかけて塑性ヒンジが発生しており、

Fig. 3-5

Table 3-2

階	荷重形
R	49.2
26	36.4
25	56.0
24	27.6
23	18.2
22	15.0
21	14.0
20	11.2
19	12.4
18	11.0
17	5.2
16	7.4
15	8.6
14	5.2
13	3.2
12	17.0
11	5.0
10	4.6
9	2.8
8	0.2
7	0.2
6	2.6
5	3.8
4	1.6
3	0.4

変形もかなり進んでいることがわかる。

Fig. 3-7 に示すラーメン架構の第 2 層部分は多くの塑性ヒンジの発生がみられ、この状態における荷重変位関係は Fig. 3-9 に示されている。

この図に示すように剛性は非常に小さくなっており、これ以上の剛性、耐力の上昇をあまり期待できない。

一方ブレース架構は、塑性ヒンジの発生が遅れるだけでなく、ヒンジが発生しても各層に分散し一層に集中することはない。

このことは、Fig. 3-9~3-14 に示す荷重-変位関係にも表れており、各層の剛性は平均化されており、さらに

Fig. 3-6 塑性ヒンジの発生状況

Fig. 3-8 塑性ヒンジの発生状況

Fig. 3-7 塑性ヒンジの発生状況

Fig. 3-9 荷重-変位関係

次に架構が吸収したエネルギー量を Table 3-3 に示す。

4. 実験

超高張力鋼ブレース架構がどのように力の層間伝達機能を発揮し吸収エネルギー増大に寄与するかについて実験により確かめた。実験は2層1スパンのラーメン架構に高張力鋼ブレースを取り付けた架構とブレースを抜いた架構について行い比較した。

実験 1

1) 試験体

試験体は Fig. 4-1 に示すような2層1スパンラメ

耐力の上昇が期待できる。

次にエネルギー吸収量について述べる。

本解析ではたまたま3ケース共11階の層間変形角が最初に $1/75 \times$ 階高を越えたのでその時点までの荷重-変形曲線より各ケースのエネルギー吸収量を求める。Fig. 3-9~14 に主な階の荷重-変形関係を示す。

図中の矢印は架構の吸収したエネルギーを比較したときの荷重段階を示す。

Fig. 3-10 荷重-変位関係

Fig. 3-11 荷重-変位関係

Fig. 3-12 荷重-変位関係

Fig. 3-13 荷重-変位関係

Fig. 3-14 荷重-変位関係

ンである。使用した鋼材の材質および機械的性質を Table 4-1 に示す。Fig. 4-1 のラーメン架構の隅角部のガセットプレートは、高張力鋼棒ブレース付きラーメン架構と比較するとき、試験体間の差異を少なくするために取り付けた。

試験体の大きさは実施構造物の 1/2 スケールとした。柱・梁の弾性断面係数 Z は実施構造物のほぼ 1/8 となるようにし、中層の梁は隣接部材の効果を考慮して 2 倍の弾性断面係数値とた。

2) 加力方法

試験体はその柱脚に剛性の高いつなぎ梁を設け、これを載荷床板に PC 鋼棒で緊結し、ほぼ柱脚固定の状態 で支持した。

加力は反力壁に支持された 100 t オイルジャッキに 100 t ロードセルを取り付け、治具の交換により上層柱頭に水平交番載荷を行った。

載荷は 3.5 サイクルの交番繰返し水平加力である。荷重段階は第 1 サイクルで設計荷重に近い荷重で加力し、以下、第 2 サイクルで骨組の一部が降伏する荷重、第 3 サイクルで骨組全体が降伏する荷重で繰返し、最後の

Table 3-3

エネルギー吸収量

単位(T・CM)

階	N-1	B-1	B-2	(B-1)/(N-1)	(B-2)/(N-1)
26	83.4	100.2	125.4	1.202	1.503
25	372.5	349.0	395.9	0.937	1.063
24	429.1	409.7	467.6	0.955	1.090
23	538.7	515.8	565.9	0.958	1.050
22	641.8	650.0	650.2	1.013	1.013
21	602.6	621.4	680.3	1.031	1.129
20	674.6	716.4	743.1	1.062	1.102
19	734.0	803.2	795.8	1.094	1.084
18	804.1	974.8	1014.3	1.212	1.261
17	894.5	1111.4	1211.9	1.242	1.355
16	879.6	1097.1	1204.6	1.247	1.370
15	877.8	1100.5	1216.6	1.254	1.386
14	936.8	1176.7	1308.4	1.256	1.397
13	963.3	1211.4	1347.4	1.258	1.399
12	823.4	1039.5	1151.6	1.263	1.399
11	1093.7	1342.1	1506.1	1.227	1.277
10	1102.1	1264.1	1363.9	1.147	1.238
9	1040.6	1168.0	1253.5	1.122	1.205
8	1075.5	1177.6	1261.1	1.095	1.173
7	1073.5	1157.3	1223.9	1.078	1.140
6	964.8	1022.9	1036.8	1.060	1.075
5	972.6	1015.4	1068.2	1.044	1.098
4	983.0	1009.0	1070.8	1.026	1.089
3	984.9	942.5	995.8	0.957	1.011
2	1423.4	862.5	857.3	0.606	0.602
計	20970.0	22838.6	24516.2	1.089	1.169

Table 4-1 鋼材の機械的性質

PL Thickness	Member	Quality	Yield point (t/cm ²)	Tensile strength (t/cm ²)	Elongation (%)
PL-9	Beam Web	SS41	3.56	4.70	31.3
PL-12	Beam Flange	SS41	2.78	4.28	31.3
PL-16	Beam Web	SS41	3.17	4.32	31.0
PL-22	Beam Flange	SS41	2.84	4.65	31.0
PL-16	Column Web	SM50A	3.74	5.39	29.3
PL-19	Column Flange	SM50A	3.88	5.37	31.0

Fig. 4-2 M-φ関係

定した。柱・梁・柱梁接合部・ブレース取付カセットには、ワイヤーストレインゲージを貼付してひずみ分布を測定した。

4) 解析方法

実験結果を設計へ適用するために解析を行った。架構の応力および変形の解析はいわゆる塑性関節法 (Plastic hinge method) によった。詳細な解析法によっても実施設計にのらないような解析法は解釈が難しい。バウシinger効果などを考慮しなくても設計における解析として十分一致していればよいと判断し、簡便法を用いた。各部材の曲げモーメント M 、曲率 ϕ 関係が Fig. 4-2 に示すような完全弾塑性型であるとし、ある塑性ヒンジをもつ状態から次の塑性ヒンジが形成されるまでの塑性変形の解析はマトリックス変位法によった。

解析上の仮定

- ① 柱・梁部材は、ブレース取付ガセット部分とそうでない部分の変断面材とした。
- ② 柱・梁部材は、曲げ変形・せん断変形・軸方向変形を考慮した。
- ③ 仕口パネル部は、せん断変形を考慮した。

5) 実験結果および考察

上層および下層柱頭の荷重・変位関係を Fig. 4-3, 4-4 に示す。

半サイクルを W で表す。また、点線は解析結果を示

Fig. 4-1 試験体 (F-1)

半サイクルで大変形を起こさせ崩壊にいたらしめた。

3) 測定方法

骨組各部の変形はダイヤルゲージにより測定し、架構全体の水平変位の測定にはカセットメーターを併用した。各接点の回転角はマイクロメーター、クリノメーター、ワイヤーストレインゲージ型試作傾斜計により測

Fig. 4-3 P-δ関係 (第2層)

Fig. 4-4 P-δ関係 (第1層)

Fig. 4-5 塑性ヒンジの形成状態

す。図中 A, B, C の各点は Fig. 4-5 のモデル化した骨組の降伏ヒンジ形成状況の A, B, C に対応している。すなわち、各点には次の塑性ヒンジが形成される。

- A：上層梁のブレース取付ガセット際平行部に塑性ヒンジが形成される。
- B：下層梁のブレース取付ガセット際平行部に塑性ヒンジが形成される。
- C：下層柱脚のブレース取付ガセット際平行部に塑性ヒンジが形成される。

なお、塑性関節法では状態 C が崩壊機構であるが、下層柱脚ブレース取付ガセット際平行部が、素材の最大応力度 $\sigma = \sigma_B$ を用いた全塑性モーメントに達する点 D を Fig. 4-3 の図中に示した。

第 1 サイクルにおいて、架構は弾性的な挙動を示す。荷重段階の上昇に伴って、荷重-変位曲線は、紡錘形の

安定したループを描く。解析結果は実験から得られた荷重-変位曲線と初期剛性、降伏耐力と変形、塑性ヒンジの形成順序とその進行に伴う剛性低下などよく一致している。

実験 2

1) 試験体

試験体は Fig. 4-6 に示すような 2 層 1 スパンのブレース付きラーメンである。スケールその他は Fig. 4-1 のラーメン架構の試験体と同様であるが、ブレースには PC 鋼棒を用い、その断面積は実施構造物のほぼ 1/4 とした。使用した PC 鋼棒の機械的性質を Table 4-2 に示す。

PC 鋼棒は伸びボルトとして使用するので、両端のネジ部にアップセット加工を行い、その谷断面をボルト軸断面より大きくし接合部で破断しないようにした。ナットはフランジを挟んで両側から締めつけた。また、ブレースが圧縮側となった場合、その曲がり変形が面内に生じるよう面外変形どめをとりつけた。鋼材の機械的性質を Fig. 4-7 に示す。

2) 加力方法

供試体の据付け・加工方法などは F-1 型の場合と全く同様であるが、最終荷重段階において、さらに下層柱頭に 60 t オイルジャッキで加力した。

Fig. 4-6 試験体 (F-2)

Table 4-2 PC 鋼材の機械的性質

種 別	降伏点 (t/cm ²)	引張強さ (t/cm ²)	伸び(%)
14φ	12.8	13.6	7.5

Fig. 4-7 σ - ϵ 関係

3) 測定方法

測定方法は純ラーメン架構の場合と全く同様であるが、PC 鋼棒ブレースにはワイヤーストレインゲージを貼付してそのひずみ分布を測定した。

4) 解析方法

架構の解析は実験 1 と同様である。応力および変形解析はマトリックス変位法により行った。その仮定条件は、柱・梁部材および仕口パネルに関しては純ラーメン架構の場合と全く同様に考え、ブレースに関しては次のようにとり扱った。すなわち、

- (1) ブレースは偏心を考慮して両端ピンとした。
- (2) 偏心の取扱いは、ラーメン軸線の交点から剛な腕をだすことによった。
- (3) ブレースは軸方向変形を考慮した。

5) 実験結果および考察

上層および下層柱頭の荷重・変位関係を Fig. 4-8, 9 に示す。

図中点線は解析結果を示す。

図中、A, B, C の各点は Fig. 4-10 のモデル化した骨組の塑性ヒンジ形成状況の A, B, C に対応している。すなわち、次の位置に塑性ヒンジが順次形成される。

- A: 上層梁のブレース取付ガセット際平行部
- B: 下層梁のブレース取付ガセット際平行部
- C: 下層柱脚梁のブレース取付ガセット際平行部

なお、D 点は上層ブレースが降伏する点に対応している。

Fig. 4-8 P - δ 関係 (第2層) Fig. 4-9 P - δ 関係 (第1層)

Fig. 4-10 塑性ヒンジの形成状態

Fig. 4-11, 12 に超高張力鋼ブレースの荷重-ひずみ関係を示す。

解析結果は、断塑性域にわたり、剛性、耐力、塑性ヒンジの形成順序など、簡単な仮定にもかかわらず実験とよく一致している。ラーメンが大変形を生じたのちの解析結果でいうとほぼメカニズムに達している段階においても (Fig. 4-8, 11, 12) ブレースは超高張力鋼であるが故に弾性範囲にあり、架構全体として安定した履歴を描いている。本実験では予想外の座屈現象や局部的な破壊現象にも見られず、想定していたとおりの履歴を描いた。このことは超高張力鋼をブレースに用いた構造は極めて安定した性状を示すことがわかった。

Fig. 4-11 P - ϵ 関係 (第2層 PC 鋼棒)

Fig. 4-12 P - ϵ 関係 (第1層 PC 鋼棒)

5. 結論

増分解析, 実験結果とも, プレース材は終局的においても弾性範囲内にあり, 安定した挙動を示す。

実験においてラーメン架構と超高張力鋼ブレース架構の剛性比較をすると, 2層および1層の梁が降伏した状態から1階の柱が降伏状態に移行する過程 (Fig. 4-5, Fig. 4-10 の B から C) でラーメン架構の剛性は初期剛性の 0.10 (Fig. 4-3) になるが超高張力鋼ブレース架構では 0.45 (Fig. 4-8) を保つ。また変形は前者が第2層に集中 (第2層の変形は第1層の3倍) するのに対し, 後者は第2層と第1層の差はほとんどない。

ブレースは力の層間伝達機能を十分期待できる。

超高張力鋼ブレース架構は, ラーメン架構造 (N-1) との総吸収エネルギーの比較では, B-1 架構で 8.9 %, B-2 架構で 16.9 % 増となっている。

B-1, B-2 架構のブレース材の断面積はそれぞれ 28.3, 56.6 cm^2 であり, 鋼材量としては, 非常に少ないが, 吸収エネルギーに与える影響は大きく, 非常に有効なことを示している。

実際の建物の設計において, 先に述べたように, 梁降伏型のラーメン架構の実現は困難であることを考えると, この架構の高層建物への適用は耐震設計上有効なものと考えられる。

参考文献

- 1) 若林嘉津雄, 小堀鐸二, 川村政美, 鶴飼邦夫, 内田直樹

: KTC ビルの構造に関する研究 (その1・構造設計について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1105 ~ 1106, 1969. 8.

- 2) 川村政美, 小堀鐸二, 若林嘉津雄, 鶴飼邦夫, 内田直樹: KTC ビルの構造に関する研究 (その2・動的解析について), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1107 ~ 1108, 1969. 8.
- 3) 鶴飼邦夫, 坂 静雄, 山田 稔, 若林嘉津雄, 内田直樹: KTC ビルの構造に関する研究 (その3・鉄骨柱はり接合部の変形状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1109 ~ 1110, 1969. 8.
- 4) 富田幸次郎, 坂 静雄, 山田 稔, 辻 文三, 若林嘉津雄, 鶴飼邦夫, 内田直樹: KTC ビルの構造に関する研究 (その4・ブレースなしラーメンの変形状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1111 ~ 1112, 1969. 8.
- 5) 降井繁蔵, 坂 静雄, 山田 稔, 富田幸次郎, 辻 文三, 若林嘉津雄, 鶴飼邦夫, 内田直樹: KTC ビルの構造に関する研究 (その5・ブレースなしラーメンの崩壊過程), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1113 ~ 1114, 1969. 8.
- 6) 内田直樹, 坂 静雄, 山田 稔, 辻 文三, 富田幸次郎, 若林嘉津雄, 鶴飼邦夫: KTC ビルの構造に関する研究 (その6・高張力鋼棒ブレース付きラーメンの変形状), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1115 ~ 1116, 1969. 8.
- 7) 飯塚英雄, 坂 静雄, 山田 稔, 辻 文三, 富田幸次郎, 若林嘉津雄, 鶴飼邦夫, 内田直樹: KTC ビルの構造に関する研究 (その7・高張力鋼棒ブレース付きラーメンの崩壊過程), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 1117 ~ 1117, 1969. 8.
- 8) 秋山 宏: 建築物の耐震極限設計, 東京大学出版会, 1980.
- 9) 加藤 勉, 秋山 宏: 強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷, 日本建築学会論文報告集, 第 235 号, pp. 9 ~ 18, 1975. 9.
- 10) 加藤 勉, 秋山 宏: 地震時における鋼構造せん断型多層骨組の損傷分布則, 日本建築学会論文報告集, 第 270 号, pp. 61 ~ 68, 1978. 8.
- 11) 秋山 宏: はり降伏型鋼構造多層剛接骨組の D_s 値, 日本建築学会論文報告集, 第 332 号, pp. 38 ~ 46, 1983. 10.
- 12) 日本建築学会: 地震荷重と建築構造の耐震性, 1976.
- 13) 日本建築学会: 地震荷重—その現状と将来の展望, 1987.
- 14) 日本建築センター: 構造計算指針・同解説, 1986.
- 15) 加藤 勉ほか: 鉄骨構造の耐震設計, 丸善(株), 1983.

(1991 年 1 月 10 日原稿受理, 1991 年 7 月 23 日採用決定)