

統合ファサードによる 既存不適格建物の耐震改修

SEISMIC RETROFIT OF AGED BUILDING WITH INTEGRATED FACADE

竹内 徹 *1 安田幸一 *2 湯浅和博 *3
岡山俊介 *4 宮崎健太郎 *4 岩田衛 *5

Toru TAKEUCHI-*1 Koichi YASUDA-*2 Kazuhiro YUASA-*3
Syunsuke OKAYAMA-*4 Kentaroh MIYAZAKI-*4 Mamoru IWATA-*5

キーワード
ファサード, 耐震補強, エネルギー吸収, 座屈拘束ブレース, ルーバー

Keywords:
Facade, Seismic retrofit, Energy disipation,
Buckling restrained brace, Louver

The authors have proposed the concept of integrated facade engineering, which treats architectural design, structural and environmental design combined together. In this paper, the practical application of this concept to the aged concrete building is reported, which requires seismic retrofit allowing continuous tenant occupancy along the retrofit works.

1. はじめに

わが国の耐震設計規準は年代を追って改良されてきており、現在の都市を構成する建物の耐震性能は建設時期により大きなばらつきがあることが知られている。特に1971年の建築基準法改正以前の鉄筋コンクリート造建物は、柱のせん断補強筋が十分に配されていない場合が多く、過去の地震においてもせん断破壊から層崩壊に至る被害が多く報告されている¹⁾。このような既存不適格建物は首都圏にも数多く残されて現在も使用し続けられており、早急な対策が求められている。しかし耐震改修を実施するためには居住者を一旦退去させねばならず、また改修後の外観が悪化する等の障害もあり対策が進まない場合も多い。筆者らはこの状況に対し、建物の外壁面に制振部材(エネルギー吸収部材)とルーバー・ガラスを組み合わせた統合ファサードを付加することにより、耐震性能、外観デザイン、環境性能を同時に改善する改修手法を示した(図1)²⁾³⁾。

本報告ではこの概念を実際の既存不適格RC建物に適用し、居住者居付きのまま改修を行った事例を報告する。既存建物の耐震診断に際しては、文献4)による耐震指標(Is値)が判断基準になることが多く、補強後の目標もこのIs値を満足するように設定されることが多いが、制振部材を使用した架構の大地震時における応答性状との関連性は明らかになっていないことも多い。本報告では、制振補強前後の架構実験の履歴を用いて時刻歴応答解析を行い、制振部材補強による耐震性能とIs値の関係についても分析を行う。さらに、制振部材の反力を外部より伝達するための定着部の詳細、文献3)で検証したルーバー・ガラスの詳細、および施工状況について報告する。

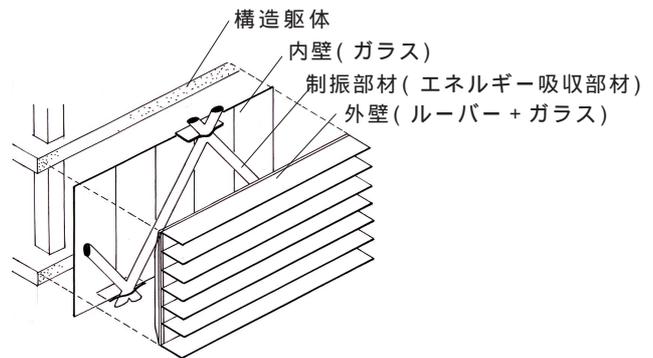


図1 統合ファサード(分離型)の概念

2. 建物概要および補強前の構造特性

改修対象とする建物の概要について以下に示す。

建物名称: 東京工業大学緑ヶ丘1号館

建築場所: 東京都目黒区大岡山

建物用途: 理工系校舎

階数: 地下1階、地上5階、塔屋2階

延床面積: 6,595 m²

本建物は昭和41年(1966年)設計の1971年の建築基準法改定以前のRC造の理工系校舎で、平面形状は23.3 × 60mのほぼ整形な長方形である(図2,4)。B1階に全体の20%の面積の突出部が北面にあり、また1~5階には1つの突出部が28m²の便所が2つある。東西方向は柱間が4mと比較的に密に配置されており、雑壁および耐力壁が不規則に存在するが、ほぼ純ラーメン構造とすることができる。南北方向は15フレーム中8フレームに連層の耐力壁があり、強度抵抗型の架構となっている。

*1 東京工業大学建築学専攻 助教授 博士(工学)
(152目黒区大岡山1-12-1)

*2 東京工業大学建築学専攻 助教授 建修

*3 東京工業大学建築学専攻 助教授 工博

*4 東京工業大学建築学専攻 大学院生

*5 神奈川大学建築学科 教授 工博

1) Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng. (O-okayama 1-12-1, Meguro-ku, Tokyo 152)

2) Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, M. Arch.

3) Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

4) Graduate Student, Dept. of Arch. and Building Eng., Tokyo Institute of Technology

5) Prof. Dept. of Arch. and Building Eng., Kanagawa Univ. Dr. Eng.



図2 建物全景(補強前)

(a) 耐震診断基準による性能評価

対象建物を各階ごとにモデル化した解析フレームに対し日本建築防災協会耐震診断基準⁴⁾に基づく2次診断を行う。算定に当たり、強度指標Cは立体架構モデルの増分解析により求めている。得られた結果を表1、図3に示す。南北方向は各階耐力壁により0.8以上のIs値を確保しているが、東西方向は5階を除く全ての階で耐震改修目標値Is=0.7を下回っている。特に製図室があり壁が少ない2階ではIs=0.26とかなり低い耐震性能となっている。加えて、多くの柱がせん断破壊の先行する極脆性柱となっており、2階南面の代表的な柱の曲げ/せん断耐力比は1.20~1.37の値となっている。

(b) 学会各基準による部材性能から求めた性能評価

架構の復元力特性を把握するため、対象建物を図5に示すようなフレームモデルとし、柱および壁の鉛直部材のひび割れ及び終局耐力を学会諸規準^{4)~6)}より求め、各部材の荷重-変位関係をトリリニアモデルとして各階毎に足し合わせ、耐力和としての各階の復元力特性を求める。柱については以下の式を使用する。

$$\text{曲げひび割れモーメント: } M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z_e + \frac{ND}{6} \quad (1)$$

$$\text{曲げ終局モーメント: } M_u = 0.8a_t\sigma_y d + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bD\sigma_B}\right) \quad (2)$$

$$\text{せん断ひび割れ強度: } Q_{cr} = \frac{0.065kc(50 + \sigma_B)}{M/(Qd) + 1.7}bj \quad (3)$$

$$\text{せん断終局耐力: } Q_u = \left[\frac{0.053p_t^{0.23}(18 + \sigma_B)}{M/Q_d + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w\sigma_y} + 0.1\sigma_0 \right]bj \quad (4)$$

$$\text{2次剛性低下率: } \alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043a/D + 0.33\eta_0) \left(\frac{d}{D}\right)^2 \quad (5)$$

(c) 立体増分解析による性能評価

(b)で用いた部材特性を用い立体解析モデルを作成して増分解析を行い、その履歴特性を評価する。

以上(a)~(c)の方法で求めた補強前の各階復元力特性を図6に示す。ただし、(a)ではIs値を復元力特性の形で表すためにF=1.0が層間変形角1/250、F=1.27が1/150に相当するとしている。同図を見ると、(b)の計算値は(a)のIs値より1.5~2.5倍程度大きな耐力値を示している。(c)の解析値では(a)とほぼ同程度の耐力が得られており、(b)(c)の差は架構の局所的な曲げ変形やこれに伴う雑壁の剛体回転などの影響と考えられる。また、(b)(c)の最大耐力に至る荷重-変位関係はF=1.0を1/250とした時の割線剛性よりよりはるかに高い初期剛性を持ち、鉄筋降伏後剛性低下して最大耐力に至る。現実の復元力特性は層間変形角1/250程度まで(c)の荷重-変位関係を有し、雑壁破壊後は(a)の耐力低下に移行すると考えられる。

表1 補強前耐震診断結果

建物名 (東京工業大学緑ヶ丘1号館) 建設年月日 (S42)							
診断方向 (東西方向 L-R加力時)							
診断次数 (2次) 高さ方向の補正係数 (n+1/n+i)							
$I_{SD} = E_s * Z * G * U = 0.70 * 1.00 * 1.00 * 1.00 = 0.70$							
階	C	F	E ₀	S _D	T	I _s	判定
5F	1.50	1.00	0.87	1.00	0.95	0.83	OK
4F	0.97	1.00	0.61	1.00	0.95	0.58	NG
3F	0.65	1.00	0.45	1.00	0.95	0.43	NG
2F	0.42	1.00	0.32	0.85	0.95	0.26	NG
1F	0.58	1.00	0.50	1.00	0.95	0.48	NG
BF	0.48	1.00	0.48	1.00	0.95	0.46	NG

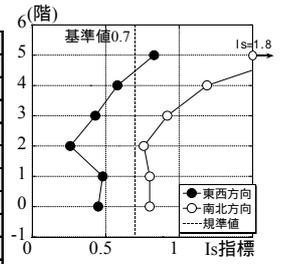


図3 補強前Is指標

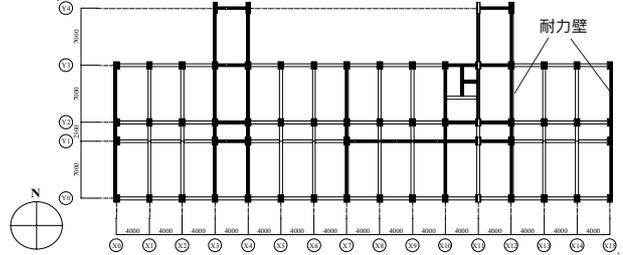


図4 基準階平面図

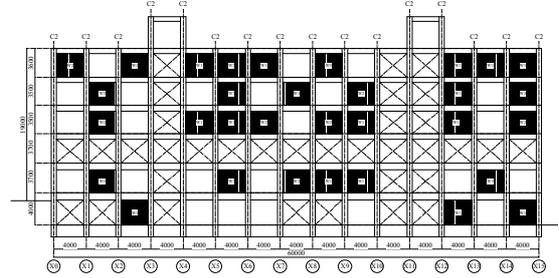


図5 Y2通り軸組図

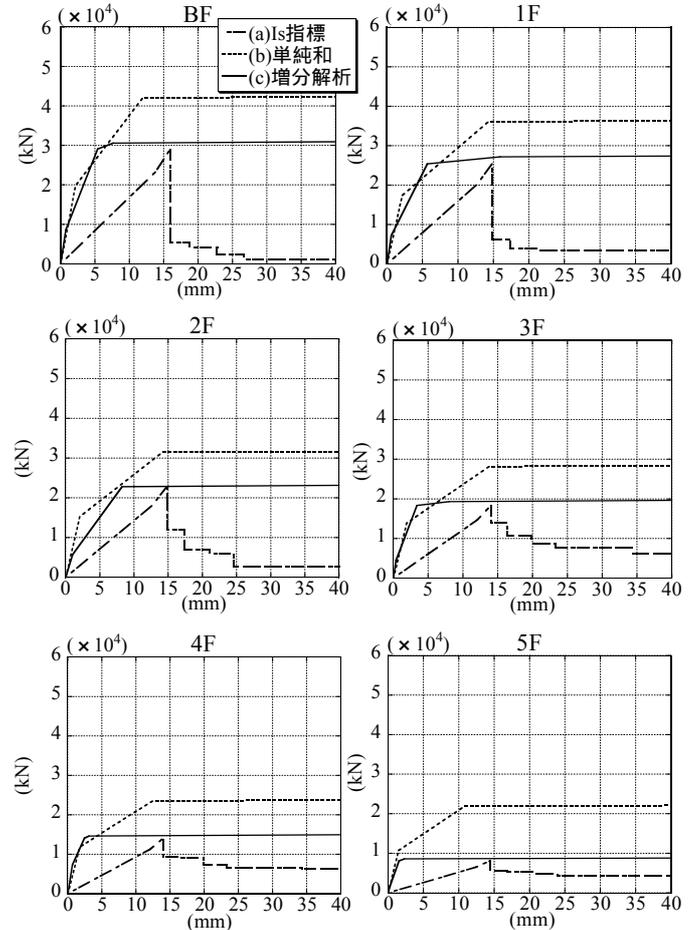
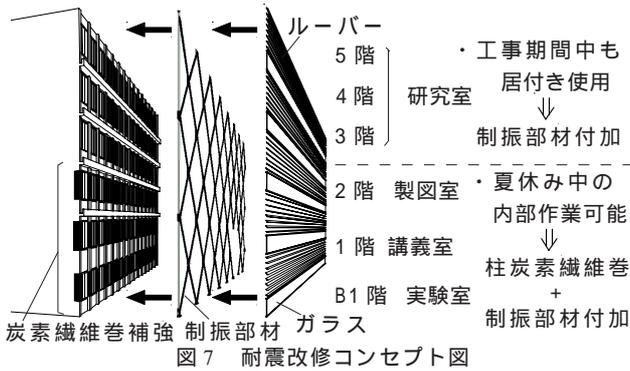


図6 補強前各階復元力特性



3. 改修方針および補強後の構造特性

本改修では I_s 値を満足しながら、応答低減効果を有するエネルギー吸収型制振部材とルーバー・ガラスを組み合わせた統合ファサード³⁾による補強構法を採用する。制振部材には弾塑性ダンパーである座屈拘束ブレースを使用し、塑性化長さを限定することにより小さい層間変形角よりエネルギー吸収を行う(図9)。対象建物において制振ブレースの効果を十分に発揮させるためには既存主架構の変形能力を増大させることが望ましい。本補強では応答変形が大きく、夏休み中の内部作業が可能なB1~2階の独立柱に炭素繊維巻補強を施し変形能力を向上させるとともに、制振ブレース付加により耐力向上及びエネルギー吸収による応答低減効果を期待する。一方、3~5階の研究室階は居付き工事となるため、制振ブレース付加のみを行い最大応答を柱の弾性挙動範囲内に抑え込む方針とする。

柱の炭素繊維巻補強はB1~2階の計64本に対し1重~4重巻補強を行い、せん断強度を曲げ強度以上とする。制振ブレースは各階の必要増加耐力を基に各階南面15構面、北面13構面ある設置構面に、それぞれ1構面あたり600~1400kN程度の降伏耐力をもつ制振部材を配置する(表3,4)。本報告では、従来の耐震補強との比較のために同等の耐力をもつH型断面ブレースで強度型補強した場合の性能も合わせて検証する。また、制振ブレースでは塑性化部長さ比 L/l を1.4,2.5,4.0に変化させ、その違いによる応答低減効果を検証する。以下2章で用いたフレームモデルと同様の性能評価を行う。

(a)耐震診断基準による性能評価

補強後の耐震診断結果を表2および図8に示す。補強により全ての階で基準値である $I_s=0.7$ を満たしている。補強前最低値であった2階でも $I_s=0.88$ と耐震性能が大幅に改善されている。

(b)各部材性能から求めた性能評価

2章(b)で用いたフレームモデルの各階部材耐力和としての値に耐震補強による性能向上を反映させる。炭素繊維巻補強による柱のせん断耐力の向上と制振ブレースの付加水平耐力分を増加した値を補強後の耐力とする。

(c)立体増分解析による性能評価

2章(c)で用いたフレームモデルに耐震補強による性能向上を反映させたモデルを作成し立体増分解析を行う。

図10に補強後の各階復元力特性を示す。補強前と同様に I_s 指標と増分解析の最大耐力はほぼ一致しており、補強前とは異なり増分解析が計算値を上回る階もある。2,3階と他階では計算値と増分解析の値の大小が逆転している。表4に見るように2,3階は座屈拘束ブレースでの補強量の大きい階であり、座屈拘束ブレース構面の回転による耐力低下等が影響しているものと考えられる。

表2 補強後耐震診断結果

建物名 (東京工業大学緑ヶ丘1号館) 建設年月日 (S42)								
診断方向 (東西方向 L-R加力時)								
診断次数 (2次) 高さ方向の補正係数 (n+1/n+1)								
$I_{SO} = E_s * Z * G * U = 0.70 * 1.00 * 1.00 * 1.00 = 0.70$								
階	C	F	E_0	S_D	T	I_s	$C_r * S_D$	判定
5F	1.63	1.00	0.95	1.00	1.00	0.95	0.95	OK
4F	1.28	1.00	0.81	1.00	1.00	0.81	0.81	OK
3F	1.13	1.00	0.79	1.00	1.00	0.79	0.79	OK
2F	0.82	1.00	0.51	0.84	1.00	0.88	0.43	OK
1F	0.79	1.00	0.31	1.00	1.00	0.75	0.31	OK
BF	0.70	1.00	0.34	1.00	1.00	0.79	0.34	OK

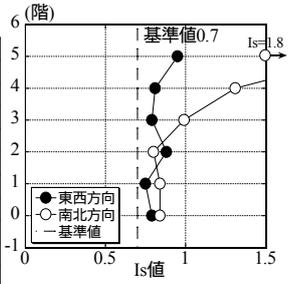


表3 使用ブレース詳細

	記号	サイズ	降伏耐力(kN)
エネルギー吸収型	RB1	PL-19×152	650
	RB3	PL-32×153	1102
	RB4	PL-40×159	1431
強度型	H1	H 200×200×8×12	706
	H2	H 250×250×9×14	1352

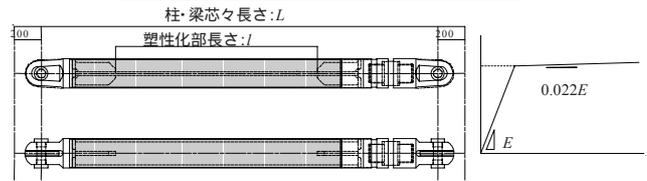


表4 座屈拘束ブレース配置

階	南面			北面			増加耐力(kN)
	記号	箇所数	Q_y (kN)	記号	箇所数	Q_y (kN)	
5	NB2	15	0	-	-	-	0
4	RB1	15	7356	RB3	3	2494	9850
3	RB4	15	16200	RB3	10	8314	24514
2	RB4	15	15699	RB4	13	13605	29304
1	RB4	12	12559	RB4	6	6279	18838
B1	RB4	13	13154	RB4	6	6071	19226

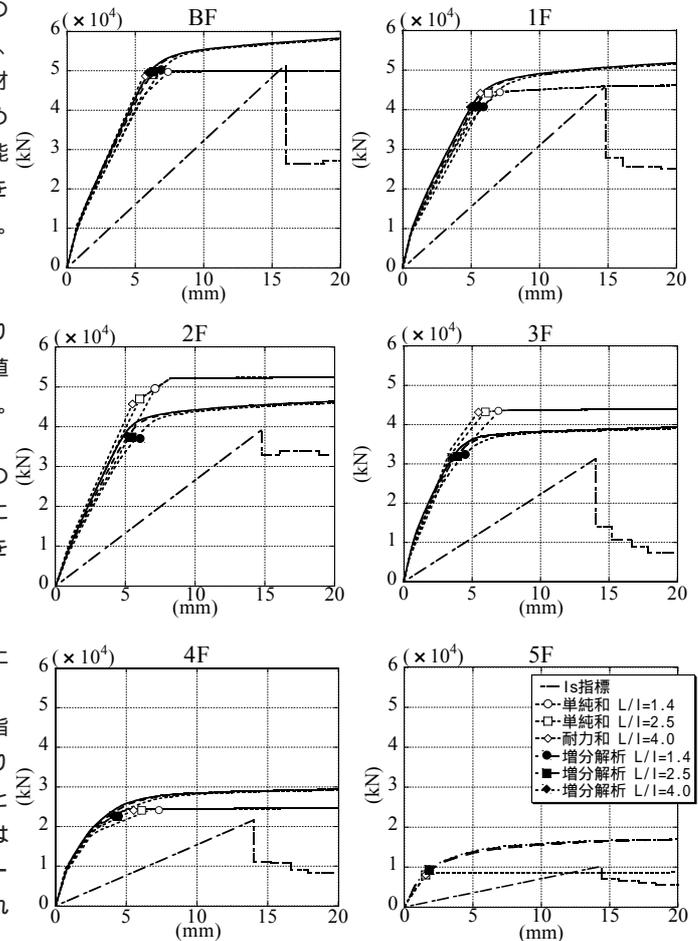


表5 縮小試験体の設計

柱断面図			
実在建築物の柱断面		縮小試験体の柱断面	
補強前	補強後	RC-1試験体(補強前)	RC-2試験体(補強後)
炭素繊維シート		炭素繊維シート	
$b \times D$	800×650	$b \times D$	800×650
主筋	14-D25	主筋	14-D25
帯筋	φ9-@250	帯筋	φ9-@250
M_u (kN・m)	949.25	M_u (kN・m)	949.25
Q_{mu} (kN)	774.90	Q_{mu} (kN)	774.90
Q_{sw} (kN)	631.59	Q_{sw} (kN)	1056.36
$b \times D$	320×260	$b \times D$	320×260
主筋	10-D16	主筋	10-D16
帯筋	D4-@125	帯筋	D4-@125
M_u (kN・m)	77.03	M_u (kN・m)	77.03
Q_{mu} (kN)	157.21	Q_{mu} (kN)	157.21
Q_{sw} (kN)	107.97	Q_{sw} (kN)	225.00

4. 骨組実験による架構の履歴性状

3章で用いたフレームモデルで設定した2階柱の復元力特性について、対象建物の1層1スパンの1/2.5縮小モデルを製作して正負繰り返し水平力荷重の実験を行い、その整合性を検証する。RC-1(補強前)は補強前の柱の縮小モデルであり、RC-2(補強後)はRC-1の両柱に炭素繊維巻補強を施し、表裏に各1本の制振ブレースを取り付けたモデルとなっている。表5に実在の柱断面および試験体断面を示す。荷重履歴を図9に示す。制御変位Rは層間変位を試験体の上下梁の芯々間距離で除した値とする。

実験状況を図13に、荷重-変形関係を図14に示す。補強前(RC-1)試験体は、層間変形角1/200程度で柱がせん断破壊を起こしてスリップ型の履歴に移行し、1/50の荷重で半分以下に耐力は低下していった。これに対し補強後(RC-2)試験体は、安定した紡錘型の履歴性状を示し、1/50の荷重2度ループ後も耐力低下は生じなかった。荷重-変位関係より求めた補強後の累積吸収エネルギーは補強前に比べ、約5倍以上の性能を有することがわかった。

2章(b)で設定した各部材の耐力式よりRCフレームには武田モデル、制振ブレースにはバイリニアモデルを適用して得られた復元力特性を実験より得られた荷重-変位関係に重ねたものを図14中に点線で示す。同図を見ると、2,3章で設定した履歴モデルは概ね妥当な範囲にあると考えられる。

5. 時刻歴応答解析による耐震性能の評価

2~4章で求めた履歴モデルを用いて補強前後の架構の時刻歴応答解析を行い、応答特性の変化を見る。入力地震波はEl Centro NS, Taft EW, Hachinohe NS, JMA Kobe NSを最大速度50cm/s²に規準化したもの及びBCJ-L2の原波とする。減衰は初期剛性比例型で3.0%とし、解析方向はIs値の小さい建物東西方向に限定する。図15及び図16に補強前後の応答層間変位を示す。

補強前ではIs値が最低となる2階で最大層間変形角が殆どの地震波で1/250を超え、1/100を超える場合もあることから崩壊する危険が高いことがわかる。(a)~(d)の補強後を見ると、強度型補強では応答変位を1/250以下に抑えることが出来ていず、雑壁の破壊による大きな損傷を受ける可能性がある。一方、エネルギー吸収型補強では座屈拘束ブレースの塑性化部の長さを短くする(L/lの値が大きくなる)にしたがって応答変位が減少し、L/l>2.5で応答変位が1/250以下に抑えられ、ほぼ無損傷のレベルに留まる。ただし同図中に点線で示した単純履歴を用いた結果に比べると制振部材の応答低減効果は限定的であり、単純なせん断モデルを使用した場合の制振効果の評価には過大

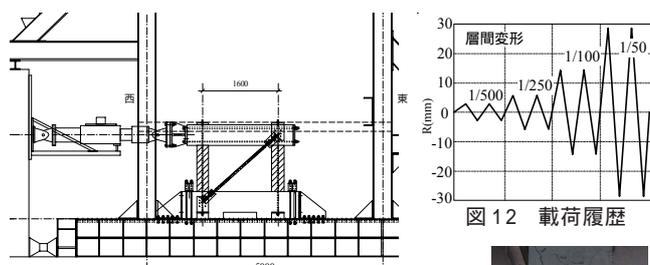


図11 試験体概要図(RC-2)

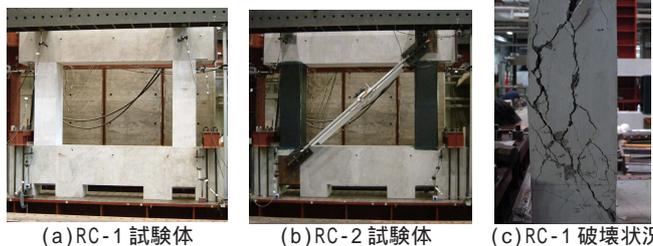


図13 骨組実験状況

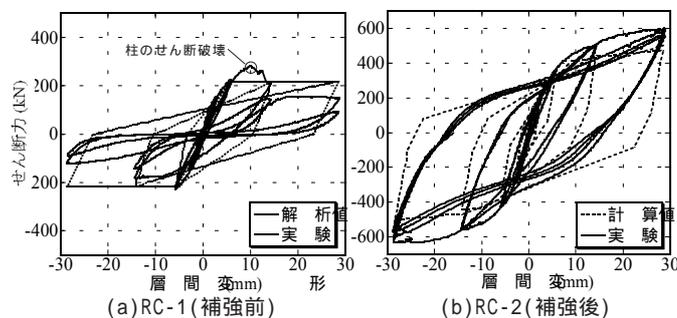


図14 荷重-変位関係

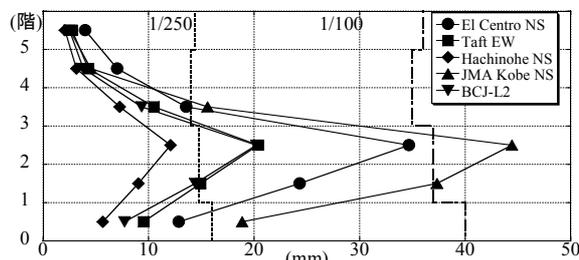


図15 応答層間変位(補強前)

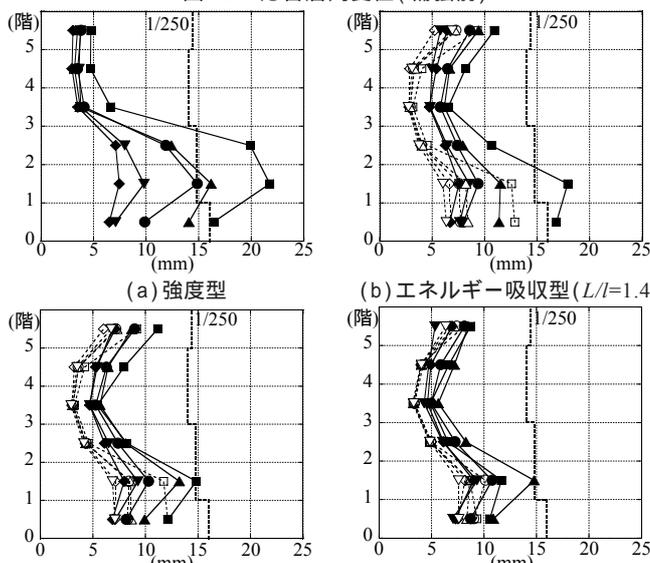


図16 応答層間変位(補強後)

評価になるので留意が必要である。

得られた2階Y0通りの制振ブレースの吸収エネルギーを、同等の弾性エネルギーで確保できる強度型ブレースに置き換えることで、制振ブレースの等価靱性指標を下式で算出する。

$$F_d = \frac{2E_d}{Q_{yd}\delta_{250}} \quad (6)$$

ここで、 E_d :座屈拘束ブレースの吸収エネルギー、 Q_{yd} :座屈拘束ブレースの降伏耐力、 δ_{250} :層間変形1/250の変位である。

得られた F_d の値は3~5の値を示す。そこで、制振ブレースを $F_d=4.0$ として対象建物の2階における補強後の1s指標を算出すると1.39となる。このように制振部材の耐震性能は強度型より優れていることが分かる。

6. 定着部およびルーバー・ガラスの設計

制振ブレースと本体の接続部には最大約2800kNの水平力を伝達することが要求される。この接合部を内部の居室に影響を与えずに構成するために図17に示すようにブレースを接合するブラケットおよび本体側にシアスタッドを並列させた鋼製梁を既存庇の中にはめ込み、本体壁梁にケミカルアンカーを外側より打ち込みモルタルで一体化する方式とした。また、両端のX0、X15通りには鉛直方向の反力が発生するため、これを耐力壁に伝達する組立て柱を同様の形式で構成している。

図18にファサードの構成を示す。文献3)の分離型統合ファサードのコンセプトに従い、制振ブレースを下地材としてルーバーとガラスを組み合わせ、図19に示すように夏期は南中日射を完全に遮断し、冬期は室内に日射を導入するルーバー幅および間隔を設定している。また、下部にガラス部を設けて冬期に底部より熱を発生させる効果を期待している。ルーバーの形状および採光コンセプトを図20に示す。ルーバーはアルミ押し出し材で構成し、表面に白色の人工木材を使用する。ルーバー断面は日射をルーバー間に反射させ、室内天井の照度を向上させる形状に設定されている。ファサードの立面および改修後の建物南面を図21、図22にそれぞれ示す。

7. 施工状況

表6に改修工事の工程概要と3-5階の研究室居住率を示す。改修工事は内部の改修と合わせて約10ヶ月の工程となっている。建物に居住する各研究室は隣接する別棟に移動のためのスペースが確保されたが、概ね6割の居住者が全工期を通じ建物に居続けた。同表の居住率推移を見ると、空調機が撤去され、はつり工事が行われた2005年9月に退去率が最大となっており、居付き環境確保のためには騒音・粉塵・空調対策に配慮することが重要である。写真1-3に各工程の施工状況を示す。

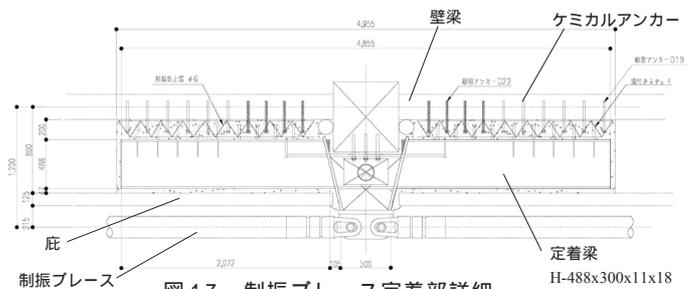


図17 制振ブレース定着部詳細

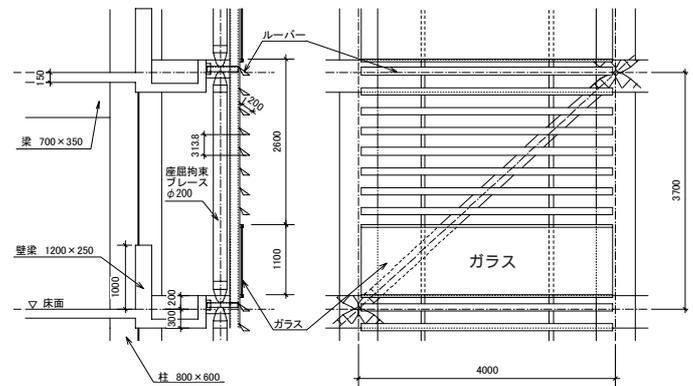


図18 統合ファサード構成

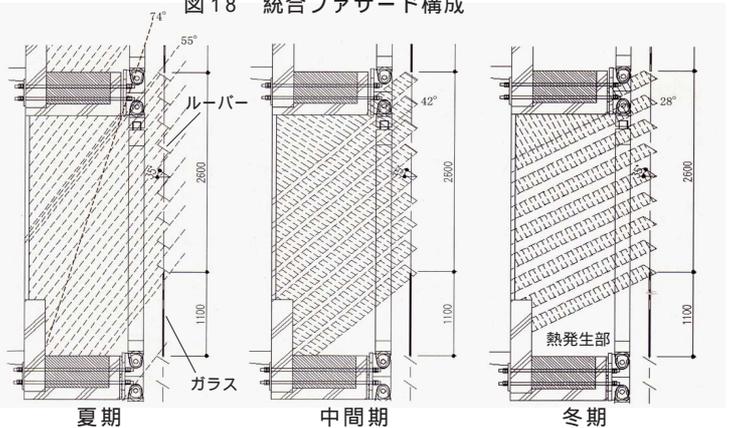


図19 ルーバーによる日射遮蔽効果

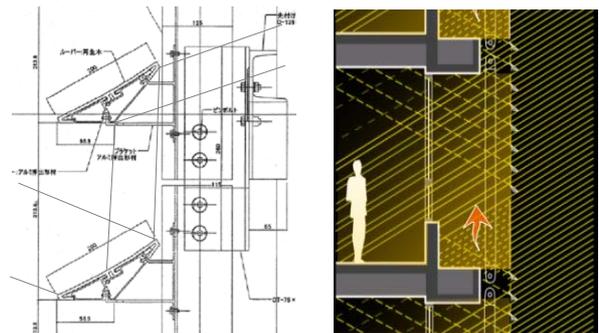


図20 ルーバー形状と反射による採光

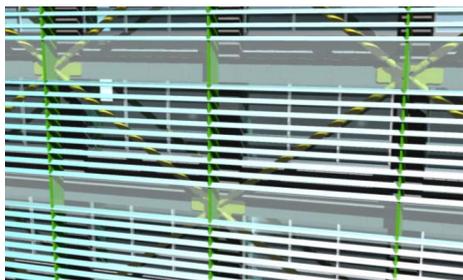


図21 ファサード立面

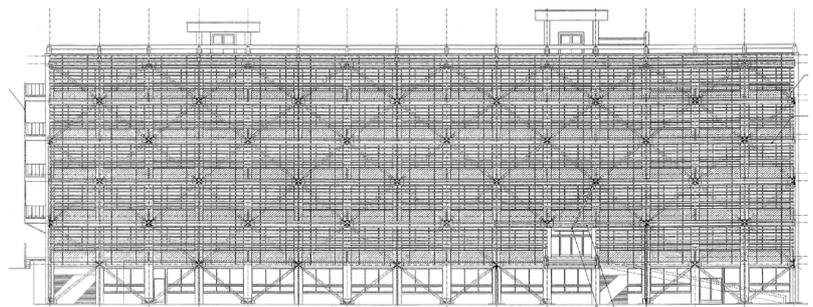


図22 改修後立面

表6 耐震改修工事全体工程と建物居住率

	2005												2006							
	8			9			10			11			12			1		2		3
トビックス	空調機撤去			後期授業開始						防音シート撤去						後期授業終了				
外壁はつり	← 玄関庇			← RF庇			← 鉄骨取り合い部			← 壁モルタル										
2F	← 炭素繊維巻			← アルミ建具取付																
柱補強 1F				← 炭素繊維巻			← アルミ建具取付													
8F				← 炭素繊維巻			← アルミ建具取付													
スタッド打ち				← 南面アンカー			← 北面アンカー													
ファサード工事										← 鉄骨建方			← 制振ブレース取付け					← ルーバー取付け		
トイレ改修																		← ガラス取付け		
内装工事																		← 塗料 掲示板張替え		
居住率	88.2%	82.4%	73.5%	70.6%	67.6%	64.7%	61.8%	61.8%	61.8%	58.8%	58.8%	58.8%	58.8%	58.8%	58.8%	58.8%	58.8%	58.8%	58.8%	

* ← 騒音・振動の大きな作業 ⇄ 騒音・振動の小さい作業



(a)柱処理前
写真1



(b)炭素繊維巻後
柱補強施工状況



(a)庇補強前
写真2



(b)定着部材設置後
制振ブレース定着部施工状況



(c)ブレース・ルーバー取付
写真3

8. まとめ

制振部材とルーバー・ガラスを組み合わせた統合ファサードを用いて1966年に設計された耐震性能既存不適格のRC建物の居付き改修を実施した。検討過程において以下の点が明らかになった。

- 1) 最小 I_s 値0.29の建物に対し、下部柱の炭素繊維巻き補強と外壁の履歴型制振部材の付加によって、 I_s 値0.7を満足する設計が可能であった。増分解析による架構の復元力特性は、補強前後共に I_s 値を包絡する履歴特性を示した。
- 2) 縮小骨組みを用いた繰返し載荷実験の結果、補強前の架構は層間変形1/200より柱のせん断破壊が生じスリップ型の履歴性状に移行したが、炭素繊維巻き+制振部材の補強後架構は紡錘形の安定した履歴ループを示し、理論値と対応した層間変形1/50までの安定した変形性能を示した。
- 3) 実験で得られた履歴ループを用いて時刻歴応答解析を行った結果、補強前の建物は極稀に遭遇する地震に対して2階で層崩壊を生ずる危険があるのに対し、補強後の建物は全層で層間変形角1/250以下に納まり、良好な補強効果が確認された。
- 4) ブレース定着部およびルーバー・ガラスは文献3)で設定した耐力、外観、熱負荷制御に関する要求水準を満足するように設計・製作可能であった。改修工期は約10ヶ月であり、この間60%のテナントは居付きのまま建物の使用が可能であった。

謝辞

改修設計・工事に関しご協力を戴きました東京工業大学施設課・牧村恭子氏、樋口豊氏、アール・アイ・エー・杉村満氏、鶴田正一氏、清水建設・中川和久氏、前川昌教氏、新日本製鉄・富本淳氏、澤田武志氏、松下環境空調・定政啓氏、東京工業大学大学院・今富陽子氏、金谷浩司氏、神奈川大学・小谷野一尚

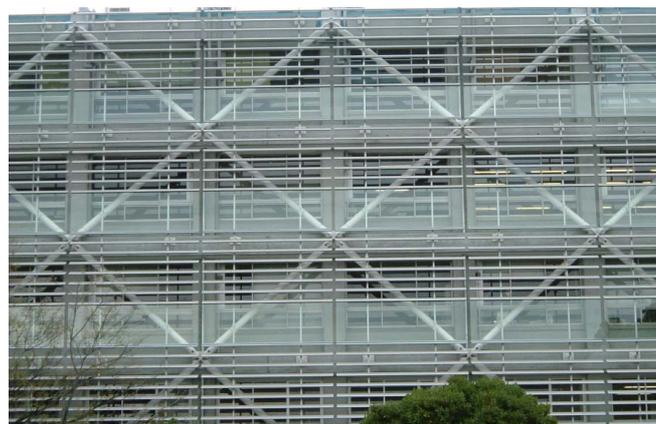


写真3 竣工時外観(南面)

氏、金木洋平氏に感謝いたします。なお本論中の実験は平成17年度科学研究費補助金基盤研究(B)(1)(課題番号16360283)によるものです。

参考文献

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-1 鉄筋コンクリート造建築物、1997
- 2) 竹内徹，小谷野一尚，岩田衛：ファサードエンジニアリングの統合に関する研究-既存ファサードの性能調査・分析-、日本建築学会環境系論文集、No.592、pp97-104、2005.6
- 3) 竹内徹，小谷野一尚，安田幸一，湯浅和博，岩田衛：ファサードエンジニアリングの統合に関する研究-統合ファサードの提案および性能評価-、日本建築学会環境系論文集、No.601、pp97-104、2006.3
- 4) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準・同解説(改訂版) 2001
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1999
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説、1997.7