

論文 制震補強された既存校舎の実大耐震実験

木村 将士*1・北嶋 圭二*2・中西* 三和*3・安達 洋*4

要旨：解体予定の既存校舎を利用して、実構造物に対する制震補強効果を確認するための実大耐震実験を行った。実際の補強工事と同じように、サッシュや内外装を存置したままで建物の外壁面に摩擦ダンパー付きブレースを取り付け、補強設計時に想定した補強効果が得られることを、仮動的実験により確認した。また、構造部材や雑壁・内外装材の損傷状況を調べることで、制震補強した建物が大地震動を受けたときの被害状況を推定するための資料を得た。

キーワード：既存建物、耐震補強、制震補強、実大実験、摩擦ダンパー、応答制御

1. はじめに

耐震補強が必要な既存鉄筋コンクリート造（以下、RC造）建物にエネルギー吸収性能が明確なダンパーを取り付けることにより、耐震性能を向上させる制震補強技術の研究・開発が盛んに行われている。既に幾つかの実施例が報告されており、建物を継続使用しながら補強工事（居ながら補強）が行える新しい補強法の一つとして注目されている。

筆者らもこれまで、摩擦ダンパーを用いた制震補強技術を研究・開発し^{1)~5)}、補強工事への適用を図ってきたが、このたび解体予定の3階

建てRC造校舎を利用して、実構造物に対する制震補強効果を確認する実験の機会を得た。

本研究は、実際の補強工事と同様に、サッシュや内外装を存置したままで、建物の外壁面に摩擦ダンパー付きブレース（以下、ダンパーブレース）を取り付け、補強設計時に想定した効果が得られることを、仮動的実験により確認することを目的としたものである。また、構造部材の損傷状況や、袖壁・腰壁さらには雑壁・内外装の損傷状況を調べることで、制震補強された建物が、大地震動を受けた時の被害状況を推定するための資料を得ることも目的とした。

2. 試験体

2.1 試験体概要

実験対象建物の全景を写真-1に、実験対象建物の平面図を図-1に示す。建物は埼玉県A市にある、X方向10スパン、Y方向3スパンのRC造3階建ての学校校舎で、X7-X11はS44年に、X1-X7はS48年に竣工したものである。試験体は、実験を行う上で支障のない（反力が取れ、ブレースの取り付けが可能な）場所である

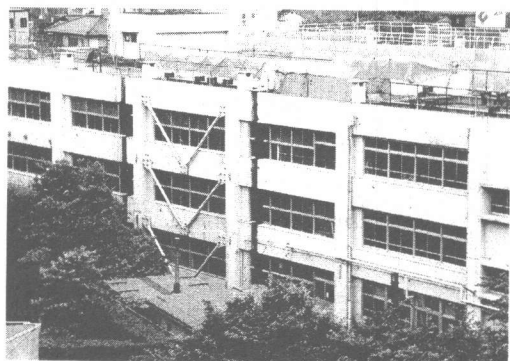


写真-1 実験対象建物

- *1 日本大学大学院 理工学研究科海洋建築工学科専攻 (正会員)
- *2 (株)青木建設研究所建築研究室主任研究員 工博 (正会員)
- *3 日本大学助教授 理工学部海洋建築工学科 工博 (正会員)
- *4 日本大学教授 理工学部海洋建築工学科 工博 (正会員)

X5-X6, Y1-Y3の1×2スパンとし、X方向両サイドの2・3・R階の梁及びスラブを構造基準線より1.5mの位置から幅50cmで縁切りした。なお、X1-X4の3スパンを計測用の不動点、X7-X11の4スパンを反力架構とした。図-2に試験体部分軸組図を、図-3に部材断面リストを示す。

2.2 材料強度

コンクリートと鉄筋の材料試験結果を表-1, 2に示す。柱のコンクリート供試体は、X4通りの柱より、梁のコンクリート及び鉄筋の供試体は、縁切り部分より各々採取した。コンクリート圧縮強度は、2階の柱で設計基準強度(17.6N/mm²)を下回っていたが、その他の柱・梁では、設計基準強度を満たしていた。鉄筋の降伏強度と伸び率は、全ての供試体ともJIS規

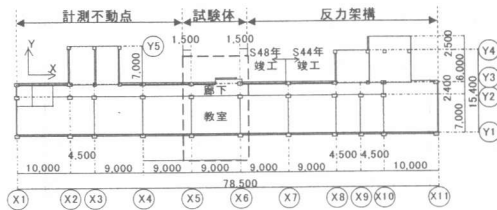


図-1 実験対象建物 平面図

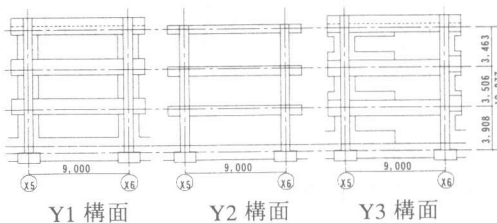


図-2 軸組図

表-1 コンクリート材料試験結果

階	単位体積重量	供試体数	圧縮強度	変動係数	ヤング係数	ポアソン比	割裂強度
	[kN/m ³]	[本]	[N/mm ²]	[%]	[GPa]		[MPa]
柱	3	21.95	6	18.4	9.3	15.19	0.22
	2	21.85	3	14.5	3.6	15.68	0.19
	1	21.66	4	20.0	18.1	16.27	0.15
	平均	21.82	-	17.6	16.7	15.71	0.19
梁	R	22.05	7	21.8	26.4	17.93	0.20
	3	21.85	7	21.7	29.0	18.23	0.19
	2	22.05	7	21.6	17.6	19.01	0.20
	平均	21.98	-	21.7	23.6	18.39	0.20

表-2 鉄筋材料試験結果

階	供試体数	降伏強度	変動係数	引張強度	変動係数	ヤング係数	相対引張伸び	降伏ひずみ
	[本]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[%]	[GPa]	[%]	[%]
梁	R	4	339	3.0	523.3	6.2	193.06	20.3
	3	4	349	3.4	539.6	6.4	193.06	19.7
	2	4	337	5.7	519.1	7.5	195.02	19.5
	平均	-	342	4.1	527.3	6.7	193.71	19.8
D-22	φ9	3	311	3.7	414.1	0.9	196.00	33.3
	φ13	3	331	3.8	451.5	3.1	205.80	30.1

格を満足していることを確認した。

2.3 補強設計

補強検討に際し、まず試験体の耐震性能を、静的弾塑性解析を行って評価した。解析モデルは、袖壁・腰壁・垂壁を考慮し、部材フェース位置に材端剛塑性バネを有するフレームモデル⁶⁾とした。解析は、Ai分布に基づく外力の荷重増分法で行った。解析で得られた層せん断力-層間変位関係を図-4に示す。解析結果より、層間変形角が1/200以下であれば、試験体には大きな損傷が生じないと判断した。したがって、レベル2相当の入力地震動に対して、最大応答層間変形角が1/200以下に収まることを補強目標性能として設定した。

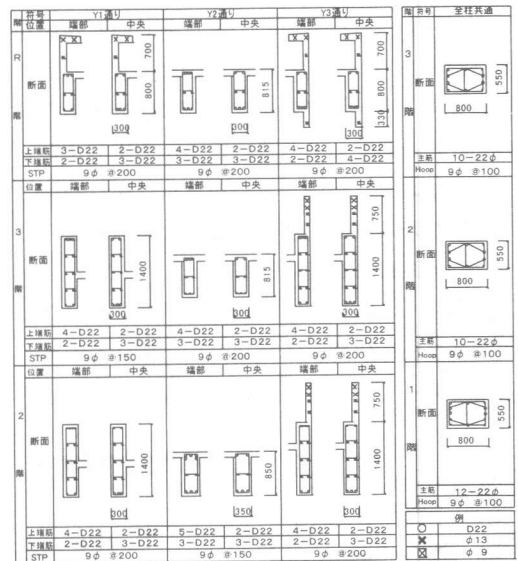


図-3 部材断面リスト

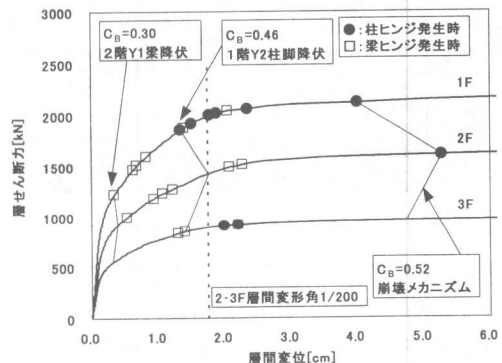


図-4 層せん断力-層間変位関係

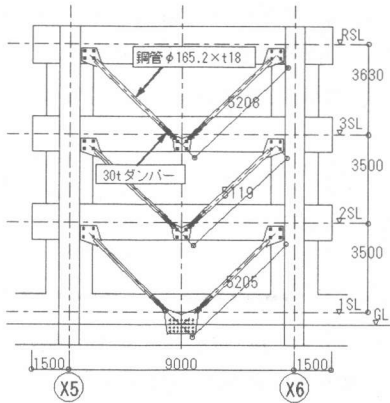


図-5 ダンパーブレース取付図

ダンパーブレースのダンパー荷重及びブレース断面積は、試験体の静的弾塑性解析結果より、概算検討法⁵⁾で求めた。概算結果より、ダンパー荷重 30tf、鋼管外径 165.2mm・板厚 18mm (断面積 83.2cm²) のダンパーブレースを、Y1 通りの 1~3 階に設置することとし、平面フレームの地震応答解析により、補強目標性能を満足することを確認した。

2.4 ダンパーブレース取付方法

ダンパーブレース取付図を図-5に示す。ダンパーブレースは、梁端部及び中央部に設けた定着台を介して、主体構造にV字形に取り付けた。2~R階梁の定着台は、PC鋼棒による圧着接合とし、PC鋼棒1本あたりの導入軸力は、2・3階で303.8kN、1階ブレース上部で352.8kNとした。また、1階基礎梁中央部の定着台は、あと施工アンカーによる間接接合とした。定着台取付部の詳細を図-6に示す。

3. 実験概要

3.1 実験スケジュール

表-3に実験全体のスケジュールを示す。実験は、まず補強効果を確認するために、ダンパーブレースを取り付けた制震補強実験(1)・(2)と、ブレース撤去後の無補強実験を行った。また、試験体の強度と変形性能及び損傷状況を確認するために破壊実験を行い、振動特性を把握するために、各実験前後に振動実験を行った。

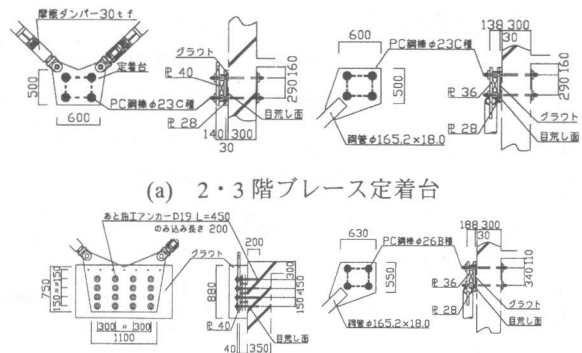


図-6 定着台取付部詳細

表-3 実験スケジュール

実施日	実験名	備考
4/30	振動実験(1)	
< 試験体縁切り >		
5/22	振動実験(2)	
< 制震ブレース取付 >		
6/3	振動実験(3)	
6/10	制震補強実験(1)	EL CENTRO 50kine
6/11	振動実験(4)	
6/15	制震補強実験(2)	EL CENTRO 65kine
6/17	振動実験(5)	
< 制震ブレース撤去 >		
6/23	振動実験(6)	
6/26	無補強実験	EL CENTRO 65kine
6/28	振動実験(7)	
7/4	破壊実験	
7/5	振動実験(8)	

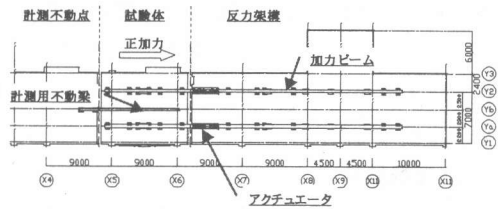


図-7 加力方法

3.2 加力方法及び実験方法

加力方法を図-7に示す。試験体及び反力架構の屋上(Ya, Y2 通りの小梁及び大梁)にH形鋼を加力ビームとして設置し、この加力ビームの試験体と反力架構の間に設置したアクチュエータ2台により頂部集中荷重とした。また、2台のアクチュエータの変位が一致するように制御を行った。

実験はダンパーによる補強効果を確認するた

め、地震時の挙動を再現することのできる仮想的実験手法を用いて行った。なお、本実験は頂部集中荷重によるため、試験体を1質点系にモデル化する必要がある。そこで、3層1×2スパンの試験体を、刺激関数を用いて等価高さ・質量を求め、さらに等価高さと等価質量による転倒モーメントを加力点高さで除して、修正等価質量(276.8tf)とした。試験体のモデル化を図-8に示す。

入力地震波はEL CENTRO<NS>波を50kine・65kineに増幅したものを、入力継続時間を7.0秒、時間刻みは0.02秒とし、減衰は初期剛性比例型として、3%の減衰定数を与えた。なお、試験体固有周期は、ダンパーブレース取付前が0.20sec、ダンパーブレース取付後は0.18secであった。

3.3 計測方法

載荷実験から応答計算にフィードバックされる試験体復元力と、応答変位として制御される水平変位は、アクチュエータ先端のロードセルと、R階梁(Ya, Y2)に取り付けたデジタル型変位計により、それぞれ測定した。その他の計測項目は、各層の水平変位、鉛直変位、ダンパー変位、ダンパーブレース変位、定着プレート浮き上がり変位、定着プレートひずみ、基礎フーチング浮き上がり変位である。またブレースにもひずみゲージを貼付し、ダンパーブレースの作用軸力を測定した。

4. 実験結果

本報では、補強効果の確認を目的とし、65kineの入力を行った制震補強実験(2)と、無補強実験の結果を示し、検討を行う。

制震補強実験と無補強実験で得られた試験体頂部の応答変位時刻歴を図-9(a)に、補強設計時に解析した結果との比較を図-9(b),(c)に示す。また、実験結果の最大応答値を表-4に、応答履歴曲線(頂部荷重-頂部変位関係)を図-10に示す。図-9(a)より、制震補強実験の応答値は、無補強実験結果よりも下回っていることが分かる。また、図-9(b)より、制震補強

実験の応答は、解析値とも概ねよい対応を示していることが確認できる。表-4からは、制震補強実験と無補強実験では最大応答せん断力に

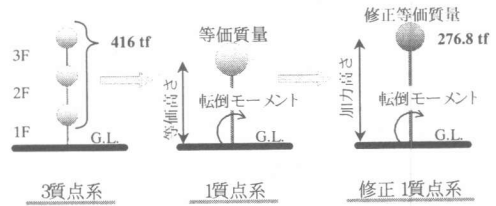
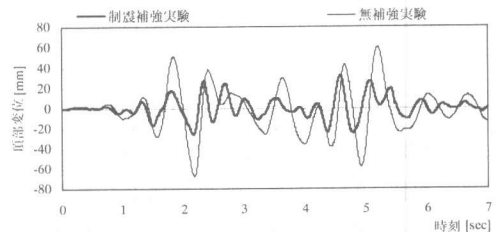
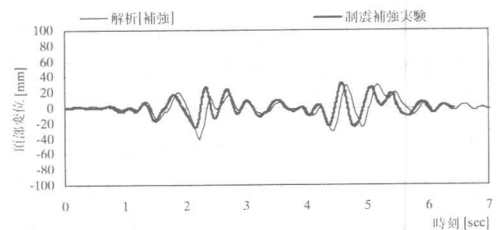


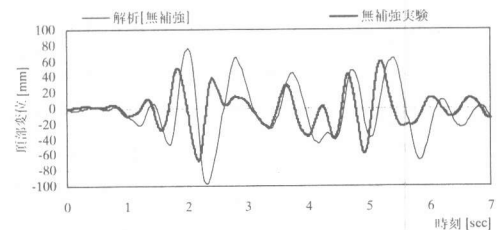
図-8 試験体のモデル化



(a) 実験結果の比較

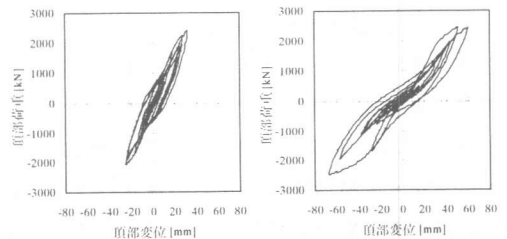


(b) 解析との比較(補強時)



(c) 解析との比較(無補強時)

図-9 応答変位時刻歴



(a) 制震補強実験 (b) 無補強実験

図-10 頂部荷重-頂部変位関係

大きな差は見られないものの、制震補強実験の最大応答変位は 1/2 以下に低減されていることがわかる。また、図-10(a)の制震補強実験で得られた応答履歴曲線には、小振幅の変形からバイリニア形状の膨らみが見られエネルギー吸収しているのに対し、無補強実験では大振幅時に履歴面積が膨らんでいることがわかる。

各階の最大応答変位と最大層間変形角を解析結果とあわせて図-11に示す。最大層間変形角は、制震補強・無補強実験とも、3層で生じており、制震補強実験で0.42%(変形角R=1/238)であるのに対し、無補強実験では0.88%(R=1/113)であった。各階最大応答値も、制震補強実験は解析結果と良い対応が得られているが、無補強実験は解析結果を下回っている。これは、試験体の耐力評価が実際より小さく評価されていたためと考えられる。

各実験後の最終ひび割れ状況(0.3mm以上)

表-4 最大応答値

実験名	最大応答せん断力 [kN]		頂部最大変位 [mm]	
	正	負	正	負
制震補強実験	2404	2082	32.0	25.5
無補強実験	2452	2466	59.1	67.9

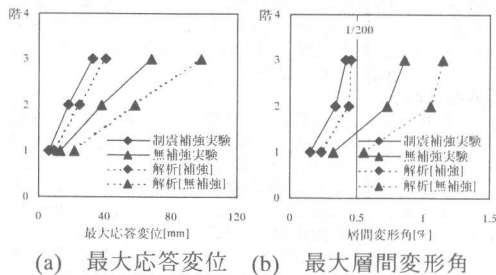


図-11 最大応答値の比較

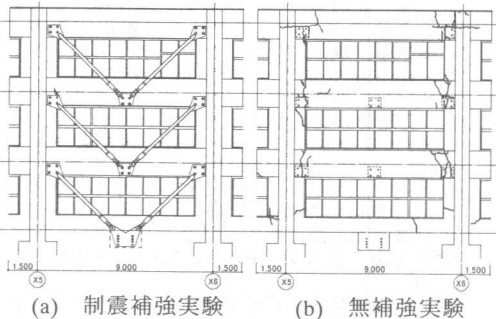


図-12 最終ひび割れ状況

を図-12に示す。制震補強実験後には確認できなかったひび割れが、無補強実験後には肉眼ではっきり確認できるほど顕著に現れていた。写真-2には、2階 Y3-X5 通りの柱(極短柱)の損傷状況を示す。制震補強実験後には近づいて見ないと確認できなかったひび割れが、無補強実験後には顕著に現れていることがわかる。また、無補強実験後には、窓の開閉が困難になる等の損傷が見られたが、制震補強実験後にはサッシュや内外装、雑壁等にも大きな損傷が見られないことが確認された。

以上の結果より、制震補強実験では補強設計時に期待した補強効果が得られていることを確認した。

5. 実験結果の検討

5.1 ダンパーと主体構造の負担せん断力

ダンパーによる補強効果をより詳細に検討す

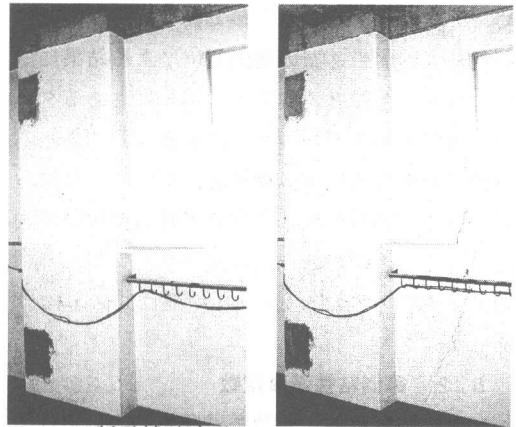


写真-2 2階 Y3X5 通り柱損傷状況

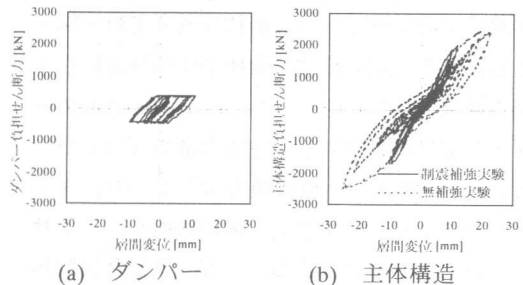


図-13 ダンパー及び主体構造の負担せん断力

るため、層せん断力をダンパーと主体構造の負担せん断力に分離し、それぞれの履歴曲線及び履歴エネルギーの推移を調べた。

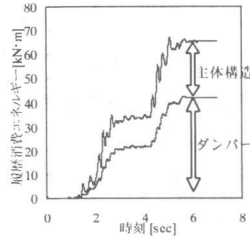


図-14 履歴消費エネルギー

図-13に各実験の2層における、ダンパーと主体構造の負担せん断力を示す。図-13(a)のダンパーの履歴曲線はバイリニア形の形状を示しており、ダンパーが機能していたことが確認できる。また主体構造負担せん断力の履歴曲線は、無補強試験体の履歴曲線(図-13(b)破線)とスケルトンがよく一致しており、ダンパー補強試験体の履歴曲線が主体構造とダンパーの履歴曲線の和で表現できることを表している。

図-14に、ダンパー及び主体構造の履歴消費エネルギーを、各々の履歴曲線を積分して求め、その推移を時刻歴として表した。ここでは制震補強実験の2層の層間変位による結果について示す。全履歴消費エネルギーに占めるダンパー消費エネルギーの割合は大きく、エネルギー吸収効率の低い主体構造を、ダンパーが補っていることが分かる。実験終了時の全履歴消費エネルギー(67.2 kN·m)に対するダンパーの消費エネルギー(42.5 kN·m)の割合は約64%であった。

5.2 等価粘性減衰定数

制震補強試験体と無補強試験体の等価粘性減衰定数を求め、その比較からダンパー補強により耐震性能がどの程度向上したかを検討する。実験結果より算定した等価粘性減衰定数を図-15に示す。制震補強試験体全体の等価粘性減衰定数は、小さな変形レベルから10~20%の値を示しているのに対し、主体構造のみに着目すると、3~7%という低い値を示しており、ダンパーのエネルギー消費が、耐震性能を向上させていることが確認できる。一方、無補強試験体の等価粘性減衰定数は4~10%であった。

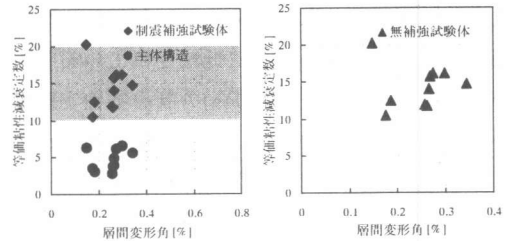


図-15 等価粘性減衰定数

6. まとめ

以上、限られたケースではあるが、制震補強された既存校舎の実大耐震実験結果により、実構造物の外壁面に摩擦ダンパー付きブレースを外付けすることで、補強設計時に想定した補強効果が得られることを確認した。また、サッシュや内外装、雑壁等の損傷状況を調べることににより、実構造物の変形と損傷の関係を把握し、制震補強建物が大地震動を受けたときの被害状況を推定する基礎資料を得た。

【謝辞】

本研究は、(社)埼玉建築設計監理協会(会長:高岡敏夫氏)により企画され、同協会内に設置された浦和市立某小学校実大耐震実験研究会(会長:工学院大学広沢雅也教授)の研究の一環として行われた。実験は日大グループとして、日本大学安達・中西研究室と(株)青木建設が共同研究で行った。計画・実行にあたり、日本大学総合科学研究所の、青山博之教授をはじめとする大勢の方々にご協力を頂いた。ここに記し、謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 北嶋圭二, 野口隆, 上田英明, 中西三和, 安達洋: ダンパーを用いた既存RC造建物の補強技術に関する研究, 日本コンクリート工学協会「コンクリート系構造物の耐震技術」に関するシンポジウム論文報告集, pp.283-292, 1997.4
- 2) 北嶋圭二, 上田英明, 中西三和, 安達洋: ダンパー補強された鉄筋コンクリート造骨組の動の実験, コンクリート工学年次論文報告集, vol.19, No.2, pp.339-344, 1997.6
- 3) 野口隆, 北嶋圭二, 上田英明, 安達洋: 耐震補強のためのダンパーブレースの躯体定着方法に関する実験, コンクリート工学年次論文報告集, vol.19, No.2, pp.345-350, 1997.6
- 4) 大西博之, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 既存RC造建物の制震補強用摩擦ダンパーに関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, vol.21, No.1, pp.385-390, 1999.7
- 5) 松本優, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: 摩擦ダンパーを用いた既存鉄筋コンクリート造建物の耐震補強設計に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, vol.21, No.1, pp.391-396, 1999.7
- 6) 構造計画研究所: 建築構造物の2次元フレーム弾塑性解析プログラム「RESP-F」理論マニュアル, 1994.6