

非構造部材を有する鋼構造骨組の
震動台実験と耐震性能評価

2009 年

松岡 祐一

目次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 既往の研究	2
1.3 震動台実験による検証	2
1.4 論文の構成	3
第 1 章の参考文献	4
発表論文リスト	5
第 2 章 実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験の概要	8
2.1 はじめに	8
2.2 試験体の設計	8
2.2.1 設計方針	8
2.2.2 試験体	9
2.2.3 部材耐力	11
2.2.4 試験体の詳細	13
2.2.5 震動台防護装置	15
2.2.6 試験体重量と設計荷重	16
2.2.7 静的増分解析	16
2.3 計測方法	18
2.3.1 加速度・速度の計測	18
2.3.2 歪の計測	19
2.3.3 層間変位の計測	21
2.3.4 層間変位計測方法の検証	23
2.3.5 部材変形の計測	24
2.4 加振計画と震動台の制御	25
2.4.1 入力地震波	25
2.4.2 入力レベル	26
2.4.3 震動台の制御	26
2.5 まとめ	28
第 2 章の参考文献	28

第3章 震動台実験における構造材の応答	30
3.1 はじめに	30
3.2 層せん断力と層間変形角	30
3.2.1 試験体の応答概要	30
3.2.2 弾性挙動 (20%加振)	32
3.2.3 弾塑性挙動 (40, 60%加振)	35
3.2.4 崩壊挙動 (100%加振)	41
3.3 部材の挙動と崩壊メカニズムの形成	44
3.3.1 柱の挙動	44
3.3.2 梁の挙動	48
3.3.3 パネルの挙動	50
3.3.4 塑性化部位の分布と崩壊メカニズムの形成	52
3.3.5 試験体の崩壊過程	53
3.4 まとめ	59
第3章の参考文献	60
第4章 震動台実験における外装材の耐震性能評価	61
4.1 はじめに	61
4.2 要素実験	61
4.2.1 試験体	61
4.2.2 実験方法	63
4.2.3 実験結果	64
4.2.3.1 損傷観察	64
4.2.3.2 荷重-変形関係	65
4.3 震動台実験における外装材	66
4.3.1 試験体	66
4.3.2 外装材の計測方法	66
4.4 外装材の挙動	69
4.4.1 損傷状況	69
4.4.2 ALC パネルの回転挙動	71
4.4.3 ALC パネルの損傷過程	73
4.4.4 ALC パネル損傷時の回転角	74
4.4.5 ALC パネルの損傷メカニズム	76

4.4.6	要素実験との比較	77
4.5	まとめ	77
	第4章の参考文献	78
第5章	震動台実験における内装材の耐震性能評価	80
5.1	はじめに	80
5.2	震動台実験における内装材	80
5.2.1	間仕切り壁	81
5.2.2	鋼製扉	82
5.2.3	内壁	83
5.2.4	天井	84
5.2.5	内装材の計測方法	84
5.3	内装材の損傷	88
5.3.1	損傷の分類	88
5.3.2	間仕切り壁端部	89
5.3.3	鋼製扉と周辺の間仕切り壁	89
5.3.4	窓枠と周辺の内壁	90
5.3.4	天井	91
5.3.5	内装材の損傷と層間変形角の関係	91
5.4	間仕切り壁の移動と変形	92
5.4.1	間仕切り壁中央部の回転と移動	92
5.4.2	間仕切り壁端部の回転とスライド	93
5.4.3	間仕切り壁端部とALCパネル外壁の接触	98
5.4.4	扉枠の変形	99
5.5	天井の挙動	100
5.6	まとめ	103
	第5章の参考文献	104
第6章	軽量鉄骨下地間仕切壁とそれに囲まれた鋼製下地天井の耐震性能	106
6.1	はじめに	106
6.2	載荷フレーム	106
6.3	試験体	109
6.4	載荷方法と計測方法	112

6.4.1	6.4.2	6.5	6.6	6.6.1	6.6.2	6.6.3	6.7	6.7.1	6.7.1.1	6.7.1.2	6.7.1.3	6.7.2	6.8	第 6 章の参考文献	112	113	113	115	115	116	117	118	118	118	120	121	122	125	126	

第7章の参考文献	146
第8章 結論	148
謝辞	154

第1章 序論

1.1 研究の背景

現行の日本の耐震設計に対する考え方は、建物の耐用年限中に一度は遭遇する程度の稀に生じる地震に対しては、建物の損傷を回避し、その建設地で生じる最強の地震ほどの極稀に生じる地震に対しては、建物の損傷を許容しながらも人命を保護することを目標としている。この考えでは、倒壊を免れるよう設計することを最低限の構造性能として規定するのみで、地震後の建物の継続使用については基本的に問うことはない。しかし、兵庫県南部地震以降の被害地震における経験^{1.1)~1.8)}から、建物の使用者・所有者など建築技術者ではない一般の人々の考える耐震性能とは、地震後の継続使用や資産としての建物保全なども考慮に入れたものであり、専門家の考えとは必ずしも一致していないことが明らかになってきた。つまり、倒壊を逃れることで構造性能が満足されていたとしても、建物の機能が完全に失われ、修復に莫大な費用を要したり、更には解体せざるを得ないほど損壊したりすることは、建物としての耐震性能が十分ではないと判断されることも予想される。これは、終局状態の耐震性能が構造性能のみで論じられ、建物の機能性という面には注目されてこなかったことが主因である。

ここで建物の機能性を考える上では、内外装材などの非構造部材・設備機器などが、地震によってどのような被害を受けるかが重要であることを、改めて認識する必要がある。非構造部材に着目することによって、建物の変形や構造部材の損傷に対して建物の機能性がどのように維持または毀損されるかを知ることが、建物全体の耐震性能を評価する上で欠かすことはできない。

一方で実際の鋼構造物の構造設計では、想定した地震荷重に対して建物の保有性能が上回るように設計するとともに、安定した履歴挙動を示す部材の塑性変形能力に期待し、同時に接合部破断を防止するように設計することで、耐震安全性を確保している^{1.9)}。しかし、地震荷重そのものが、ある仮定のもとに設定されたものであり、想定を超える地震動が作用したときに建物がどの程度の耐震余裕度を持っているのかは十分に理解されておらず、今後の解明がまたれる課題である。

また、このような鋼構造物に対する構造設計での非構造部材は、外力を負担せず構造部材に影響を与えないものとして扱われている。これは、外壁や間仕切り壁などの非構造部材は層間変形に追従するよう取付けられことが前提としてあるためである。このことから、剛性・耐力・減衰などの建物の構造性能は柱・梁・ブレース・床スラブなどの構造部材から計算され、非構造材は質量としてのみ考慮するのが一般的となっている。しかし、実際には非構造部材も無視できない剛性と耐力を有しているはずであり、建物の構造性能に何

らかの影響を与えている可能性が高い。建物の耐震余裕度を判断するには、この非構造部材も無視できない存在であり、その力学挙動の解明が課題となる。

1.2 既往の研究

これまでも現行の鉄骨ラーメン構造における耐震設計の妥当性は、部材レベルの実大実験や骨組レベルの静的加力実験により確かめられている。

井上ら^{1.10)}は通しダイアフラム形式の角形鋼管柱と H 形鋼梁の塑性変形能力を実大のト型試験体を静的に加力することで検証している。この研究では主に梁端接合部の詳細をパラメータとしてその累積塑性変形倍率を評価し、接合詳細によって塑性変形能力が異なることが指摘されている。また、一部の試験体では動的載荷実験も行われており、載荷速度によって梁端の破断形式が異なることも明らかにされている。

動的実験では、秋山ら^{1.11)~1.14)}が井上らと同様のト型の柱梁試験体や角形鋼管試験体を、振動台上で慣性質量とともに加振する実験を行っている。この中で、動的荷重下に置いても適切に設計・施工された梁端部は十分な強度と変形能力を発揮することや、角形鋼管ではその製法により終局状態での破壊形式が異なることなどが報告されている。

骨組レベルでは松宮ら^{1.15)~1.17)}が実大 3 層鋼骨組に対して大変形領域までの静的加力実験を行い、数値解析も交えて検討を行っている。この実験では床スラブや ALC 版外壁を試験体に取り付けるなど、実際の建物に近い挙動が再現されており、1/25rad までの層間変形角に対して骨組部材がバランス良く変形することや、外壁に重大な損傷が生じないことが確認されている。

更に多層の実大実験では、梅村ら^{1.18)}が K 型筋交い付きの実大 6 層建物の仮動的実験を行っている。

また、過大入力に対する崩壊の予測についても、Krawinkler ら^{1.19)}は 1/8 縮小骨組の完全崩壊を模した振動台実験を行っている。

これらの研究の結果、様々な知見が得られているが、それらは部材レベル・静的加力・単層モデル・縮小試験体など、ある限定された条件での結果であり、実際の鋼構造建物に共通する、非構造部材を有する多層骨組の動的地震動応答という条件での結果は、未だ得られていない。

1.3 震動台実験による検証

実際の建物の地震時挙動を考えると、そこには非構造部材などの構造材とは関係のない部材があり、骨組部材だけでは建物の状態を完全に再現しているとは言い難い。建物の地震時挙動を正確に把握するには非構造部材を含めた建物全体を実大で再現し、実地震動に

よって動的な応答を確認するのが最上の方策である。

このような条件での実験を行う設備として、防災科学技術研究所の実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）がある。この震動台は、最大搭載質量 1,200t、最大加速度 9m/s²、最大速度 2m/s、最大変位 1m の能力を有し、三次元加振が可能な世界最大の振動台である。兵庫県南部地震の震度 7 が計測された地域での観測地震動も再現することが可能で、実大の鋼構造建物を倒壊にまで至らしめる実験を行うことも可能である。

本研究では、この E-ディフェンス震動台を使って実施した実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験の結果を中心にして、非構造部材を有する鋼構造骨組の耐震性能について論じる。この実験の特徴は、実大の鋼骨組と床スラブで試験体を製作しただけではなく、ALC パネル外壁や軽量鉄骨間仕切り壁など、中低層鋼構造建物に一般的に使われている非構造部材を試験体に組み込んだことである。この実験では、構造体の応答が計測されただけではなく、これら非構造部材の地震時の損傷状況が微小地震から建物崩壊に至るまで詳細に記録された。

1.4 論文の構成

本論全体は 8 章で構成される。

第 1 章では序論として研究の背景・目的・全体の構成について述べる。

第 2 章では本論の中心となる実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験の、試験体・計測方法・入力地震動など概要について述べ、実験の全体計画を明らかにする。

第 3 章では震動台実験で得られた結果のうち、構造体の応答に関する内容についての検討結果を述べる。そこでは、弾性応答から完全崩壊に至るまでの鋼構造骨組の応答・崩壊メカニズムの形成・崩壊挙動に至るプロセスについて論じ、現行の鋼構造建物の設計法の妥当性や問題点を明らかにする。

第 4 章では ALC パネル外装材に焦点を当て、その地震時挙動について論じる。ALC パネル外装材は層間変形追従性が高い縦壁ロックンク構法によって施工されているが、その追従性の限界や、崩壊時の損傷挙動について分析する。

第 5 章では間仕切り壁・内壁・天井・鋼製扉といった内装材に焦点を当て、その地震時挙動について論じる。試験体には層間変形への追従性を高めた構法と、特別な配慮のない一般的な構法の 2 種類を用意し、その挙動の違いを分析する。

第 6 章では内装材単独で行った大変形震動台実験の結果について述べる。実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験では明らかにならなかった、大変形領域での内装材の動的挙動について明らかにする。

第 7 章では、試験体の応答結果から得られた非構造部材の負担せん断力について分析す

る。実建物の地震時挙動として得られた非構造部材の耐力履歴のモデル化や、その建物全体の構造性能への影響について論じる。

最後の第 8 章では、各章で得られた知見をまとめる。

第 1 章の参考文献

- 1.1) 1995 年兵庫県南部地震災害調査速報，日本建築学会，1995.3.
- 1.2) 1995 年兵庫県南部地震鉄骨造建物被害調査報告書，日本建築学会近畿支部鉄骨構造部会，1995.5.
- 1.3) 平成 7 年兵庫県南部地震被害調査中間報告書，建設省建築研究所，1995.7.
- 1.4) 平成 7 年阪神・淡路大震災建築震災調査委員会報告書－集大成版－，日本建築センター，1995.7.
- 1.5) 兵庫県南部地震における鋼構造の被害と教訓，日本建築学会，1996.7.
- 1.6) 兵庫県南部地震鋼構造被害調査報告書，日本鋼構造協会，1997.2.
- 1.7) 阪神・淡路大震災調査研究委員会報告書，社団法人土木学会関西支部，1998.6.
- 1.8) 阪神・淡路大震災調査報告 建築編，日本建築学会，1997.
- 1.9) 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書，国土交通省住宅局建築指導課，2007.
- 1.10) 井上一朗，甲津功夫，吹田啓一郎，多田元英，立山英二，田中剛，中島正愛，丸岡義臣，南二三吉，森田耕次：通しダイアフラム形式で角形鋼管柱に接合される H 形鋼梁の塑性変形能力に関する実大実験（その 1~5），日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 4 巻第 16 号，pp.27-104，1997.12.
- 1.11) 秋山宏，山田哲，箕輪親宏，寺本隆幸，大竹章夫，矢部喜堂：慣性加力装置を用いた構造要素の実大振動台実験方法，日本建築学会構造系論文集第 505 号，pp.139-146，1998.3.
- 1.12) 秋山宏，山田哲，松本由香，松岡三郎，小倉桂治，北村春幸：実大振動台実験による柱梁接合部の破壊性状に関する研究，日本建築学会構造系論文集第 512 号，pp.165-172，1998.10.
- 1.13) 秋山宏，山田哲，松本由香，田中宏志，三山剛史，寺田岳彦：冷間成形角形鋼管柱の実大振動台実験，日本建築学会構造系論文集第 521 号，pp.133-140，1999.7.
- 1.14) 秋山宏，山田哲，松本由香，竹内徹，杉本浩一：鋼構造柱梁改良接合部の終局耐力に関する実大振動台実験，日本建築学会構造系論文集第 551 号，pp.141-148，2002.1.

- 1.15) 松宮智央, 吹田啓一郎, 中島正愛, 劉大偉, 井上真木, 竹原創平: ALC 版外壁が構造性能に及ぼす影響—実大 3 層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験—, 日本建築学会構造系論文集, 第 581 号, pp.135-141, 2004.7.
- 1.16) 松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 劉大偉, 周鋒, 福本直晃: 実大鋼構造ラーメンの繰り返し載荷挙動に対して弾塑性数値解析がもつ予測精度—実大 3 層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験—, 日本建築学会構造系論文集, 第 585 号, pp.215-221, 2004.11.
- 1.17) 松宮智央, 中島正愛, 吹田啓一郎, 佐藤有希: 梁の損傷特性と床スラブとの合成効果—実大 3 層鋼構造骨組を用いた耐震性能実証実験—, 日本建築学会構造系論文集, 第 593 号, pp.177-184, 2005.7.
- 1.18) 梅村魅 他: 日米共同大型耐震実験研究 (鉄骨造) 1~66, 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造系, pp.1173-1202, 1983.9./pp.1431-1452, 1984.10./pp.769-804, 1985.10./pp.309-328, pp.1121-1138, 1986.8./pp.807-810, 1987.10.
- 1.19) D. G. Lignos, F. Zareian, H. Krawinkler, "Reliability of a 4-Story Steel Moment-Resisting Frame Against Collapse Due to Seismic Excitations", Proceedings of the 2008 Structures Congress, ASCE/SEI, Paper No.250, Apr.2008.

発表論文リスト

査読論文:

1. 松岡祐一, ジェイソン マコーミック, 吹田 啓一郎, 中島 正愛: 軽量鉄骨下地間仕切壁とそれに囲まれた鋼製下地天井の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第 632 号, pp.1857-1864, 2008.10.
2. 松岡祐一, 吹田啓一郎, 山田哲, 島田侑子, 赤澤資貴, 松宮智央: 実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験における外装材の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 641 号, pp.1353-1361, 2009.7.
3. 多田元英, 山田哲, 笠井和彦, 吹田啓一郎, 松岡祐一: 大型震動台による完全崩壊試験体のヒンジ法による事前平面解析, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 56 号, pp.51-58, 2007.12.
4. 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概要と弾性応答特性—実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1—, 日本建築学会構造系論文集, 第 635 号, pp.157-164, 2009.1.

5. 山田哲, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 島田侑子: 震動台実験における弾塑性応答特性と崩壊メカニズムの形成—実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 2—, 日本建築学会構造系論文集, 第 644 号, 2009.10. (掲載予定)

会議論文:

1. K. Suita, S. Yamada, M. Tada, K. Kasai, Y. Matsuoka, E. Sato: "E-Defense Tests on Full-Scale Steel Buildings, Part 2 - Collapse Experiments on Moment Frame", ASCE 2007 Structures Congress, 2007.5.
2. K. Suita, S. Yamada, M. Tada, K. Kasai, Y. Matsuoka, E. Sato: "Results of Recent E-Defense Tests on Full-Scale Steel Buildings, Part 1 - Collapse Experiments on 4-Story Moment Frames", ASCE 2008 Structures Congress, 2008.4
3. Y. Matsuoka, K. Suita, S. Yamada, Y. Shimada, M. Akazawa: "Non-Structural Component Performance in 4-Story Frame Tested to Collapse", 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.10.
4. S. Yamada, K. Suita, Keiichiro, M. Tada; K. Kasai, Y. Matsuoka, Y. Shimada: "Collapse Experiment on 4-Story Steel Moment Frame: Part 1 Outline of Test Results", 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.10.
5. K. Suita, Keiichiro, S. Yamada, M. Tada; K. Kasai, Y. Matsuoka, Y. Shimada: "Collapse Experiment on 4-Story Steel Moment Frame: Part 2 Detail of Collapse Behavior", 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.10.

口頭発表:

1. 吹田啓一郎, 笠井和彦, 多田元英, 山田哲, 松岡祐一: 鋼構造建物の崩壊安全性を検証する震動台実験の立ち上げ E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 2, 日本建築学会全国大会 (神奈川), 2006.8.
2. 多田元英, 山田哲, 笠井和彦, 松岡祐一: 完全崩壊試験体のヒンジ法による平面倒壊解析 E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 8, 日本建築学会全国大会 (福岡), 2007.8.
3. 松岡祐一, 松宮智央, 吹田啓一郎, 中島正愛: 開口部のある ALC 版外装材の大変形性能検証実験 E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 14, 日本建築学会全国大会 (福岡), 2007.8.

4. J. McCormick, Y. Matsuoka, K. Suita, M. Nakashima : " Seismic Response of Non-Structural Partition Walls and Hanging Ceiling Systems : E-Defense Experimental Projects for Steel Buildings - Part 15", Annual Meeting Architectural Institute of Japan, 2007.8.
5. 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 赤澤資貴 : 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 1 実験方法及び応答の概要, 日本建築学会近畿支部, 2008.6.
6. 松岡祐一, 吹田啓一郎, 山田哲, 島田侑子, 赤澤資貴 : 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 2 崩壊までの応答の詳細, 日本建築学会近畿支部, 2008.6.
7. 島田侑子, 松岡祐一, 吹田啓一郎, 山田哲, 赤澤資貴 : 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 3 完全崩壊挙動, 日本建築学会近畿支部, 2008.6.
8. 赤澤資貴, 松岡祐一, 吹田啓一郎, 山田哲, 島田侑子 : 実大 4 層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その 4 非構造部材の損傷と挙動, 日本建築学会近畿支部, 2008.6.
9. 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 赤澤資貴, 多田元英, 大崎純, 笠井和彦 : 実大 4 層建物完全崩壊実験の概要 E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 21, 日本建築学会全国大会 (広島), 2007.8.
10. 齋藤裕一郎, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 赤澤資貴, 多田元英, 大崎純, 笠井和彦 : 実大 4 層建物完全崩壊実験における弾性加振結果 E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 22, 日本建築学会全国大会 (広島), 2007.8.
11. 山田哲, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 島田侑子, 齋藤裕一郎, 赤澤資貴, 多田元英, 大崎純, 笠井和彦 : 実大 4 層建物完全崩壊実験における弾塑性加振結果 E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 23, 日本建築学会全国大会 (広島), 2007.8.
12. 島田侑子, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 齋藤裕一郎, 赤澤資貴, 多田元英, 大崎純, 笠井和彦 : 実大 4 層建物完全崩壊実験における崩壊加振結果 E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 24, 日本建築学会全国大会 (広島), 2007.8.
13. 松岡祐一, 吹田啓一郎, 山田哲, 赤澤資貴, 島田侑子 : 実大 4 層建物完全崩壊実験における外装材の挙動 E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 25, 日本建築学会全国大会 (広島), 2007.8.
14. 赤澤資貴, 松岡祐一, 吹田啓一郎, 山田哲, 島田侑子 : 実大 4 層建物完全崩壊実験における内装材の挙動 : E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 26, 日本建築学会全国大会 (広島), 2007.8.

第2章 実大4層鉄骨造建物の震動台実験の概要

2.1 はじめに

本章では実大の鉄骨造建物を倒壊にまで至らしめた震動台実験の試験体と計測方法、加振方法について述べる。

本実験で対象とする建物は1981年に制定の新耐震設計法に基づいて設計された中低層鉄骨造建物である。新耐震設計法では、所定の条件を満たす鉄骨純ラーメン構造に対して構造特性係数 D_s を0.25と各種構造形式の中で最も低く設定できるため、建物重量の軽い小規模低層の建物では柱を角形鋼管、梁をH形鋼とした純ラーメン構造を採用することが一般的である。このことと、20m×15mという震動台の平面形状、試験体倒壊時の安全性などを考慮し、試験体を4層2×1スパンの純ラーメン構造とした。高さは約14m、平面形状は長辺10m短辺6mである。更に構造部材以外にも、ALCパネルとアルミサッシの開口部を有する外装部材と軽量鉄骨下地間仕切り壁を設置した。これら非構造部材については第4章以降で詳述する。

この実大試験体に各種計測装置を取り付け、その変形・慣性力・部材断面力等を算出することで、今まで明らかではなかった実地震動における鉄骨造建物の挙動を明らかにする。加振には実地震波を用い、試験体に対する入力地震動の特性について分析する。

2.2 試験体の設計

2.2.1 設計方針

試験体は現行の鉄骨造に関する基規準を満足すべく、以下の方針に基づき設計した。

- ① 4層2×1スパンの実大純ラーメン鉄骨造とする。
- ② 柱は角形鋼管(BCR295)、梁はH形鋼(SN400B)とする。
- ③ 柱梁接合部は通しダイヤフラム形式、柱脚は露出形式とする。
- ④ 1次設計用地震力に対して、最大層間変形角を1/200以下、部材応力度を短期許容応力度以下とする。
- ⑤ 静的増分解析により保有水平耐力を計算し、必要保有水平耐力を上回ることを確認する。
- ⑥ 「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル」に基づき、全体崩壊形となるような部材耐力比の規定を満足させる。

本実験は、試験体が鉛直支持能力を喪失し完全崩壊するまで加振することが目的である。事前の応答解析によりこれらの条件を満足する試験体が崩壊する可能性として、二つのシナリオが考えられた。一つは梁端の劣化と破断が早期に進行し、柱が健全で全体崩壊形のまま耐力が劣化していく場合、もう一つは梁端とパネルが大きな塑性変形能力を有し、歪硬化による耐力上昇が進む中で柱が局部座屈を生じ、崩壊形が全体崩壊形から層崩壊形へ

と変形する場合である．特に後者の場合は，柱の劣化による鉛直支持能力の喪失が生じやすいため，早期に完全崩壊へと至る可能性が高い．このことを考慮した以下の条件にも配慮することで，倒壊可能性の高い試験体とした．

- ⑦ 柱の幅厚比はできるだけ大きくする．
- ⑧ 梁端接合部はノンスカラップ接合とする．
- ⑨ 柱梁接合部パネルは柱部材と同厚とする．
- ⑩ 柱脚耐力は柱耐力を上回るようにする．

2.2.2 試験体

図 2.1 に試験体の梁伏図，図 2.2 に軸組図，表 2.1 に部材リスト，図 2.3 に立面図，図 2.4 に平面図を示す．

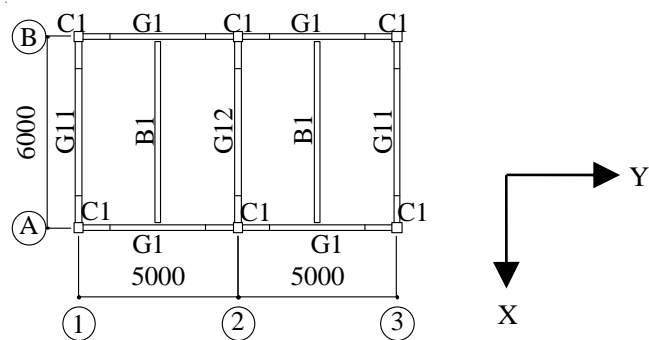


図 2.1 試験体梁伏図

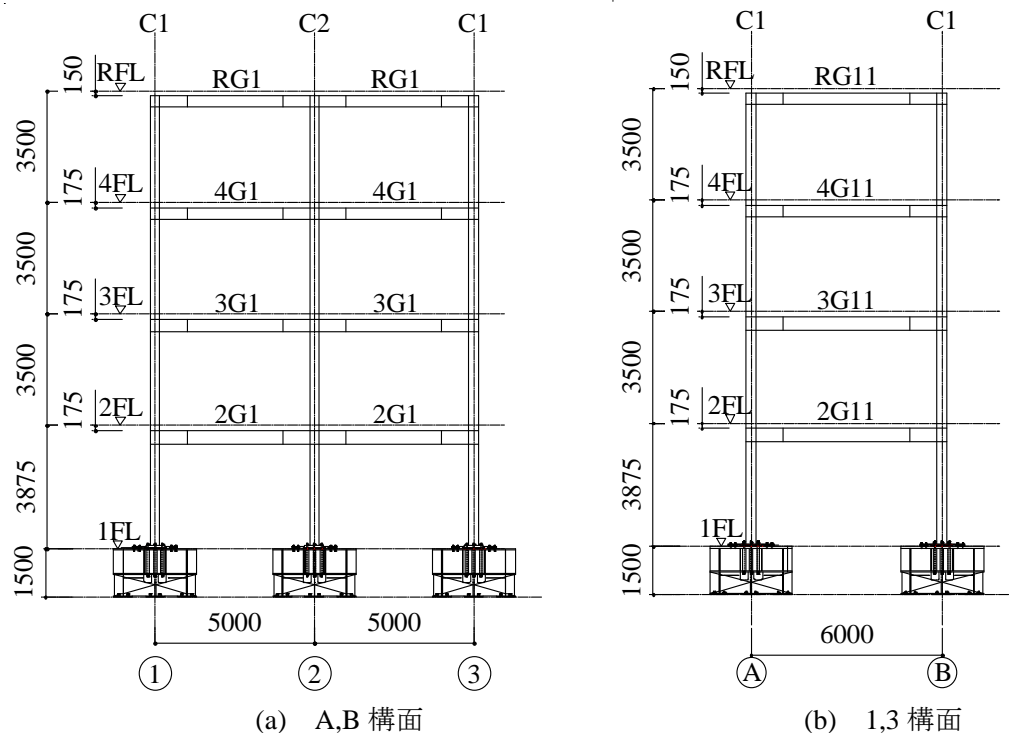


図 2.2 試験体軸組図

表 2.1 試験体部材リスト

梁 (SN400B)				柱(BCR295)	
階	G1	G11	G12	階	C1, C2
R	H-346×174×6×9	H-346×174×6×9	H-346×174×6×9	4	□-300×300×9
4	H-350×175×7×11	H-350×175×7×11	H-340×175×9×14	3	□-300×300×9
3	H-396×199×7×11	H-400×200×8×13	H-400×200×8×13	2	□-300×300×9
2	H-400×200×8×13	H-400×200×8×13	H-390×200×10×16	1	□-300×300×9

※4G12 は H-340×250×9×14, 2G12 は H-390×200×10×16 のフランジをカットした.

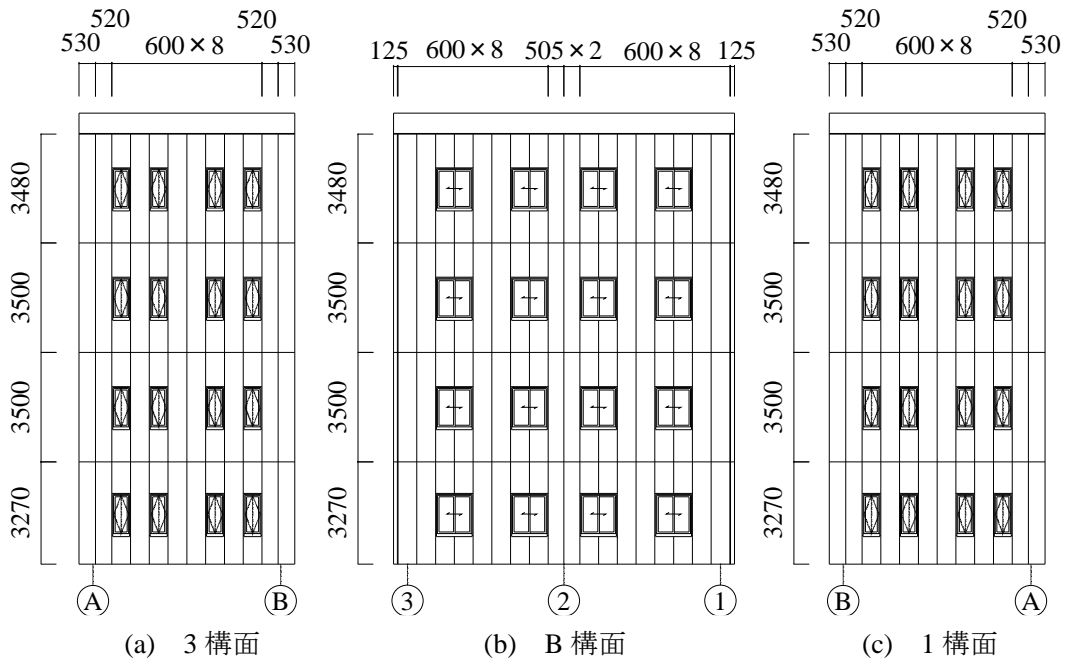


図 2.3 試験体立面図

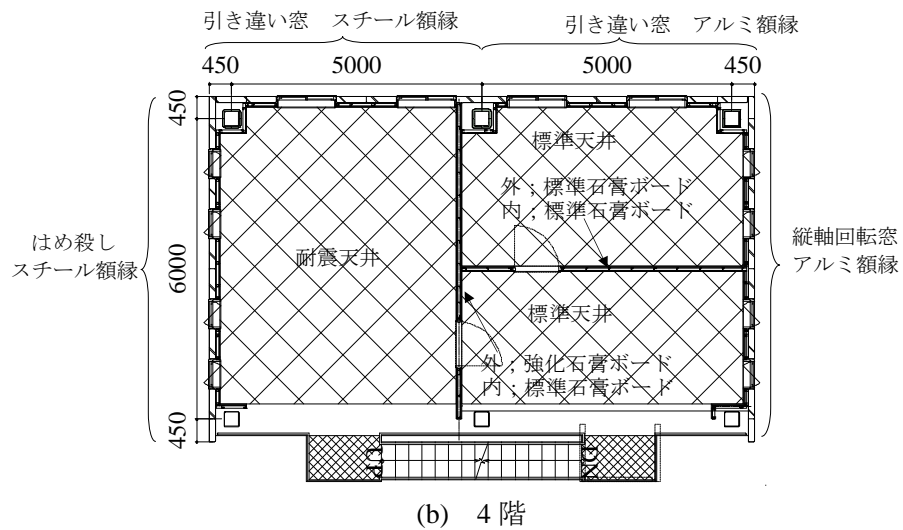
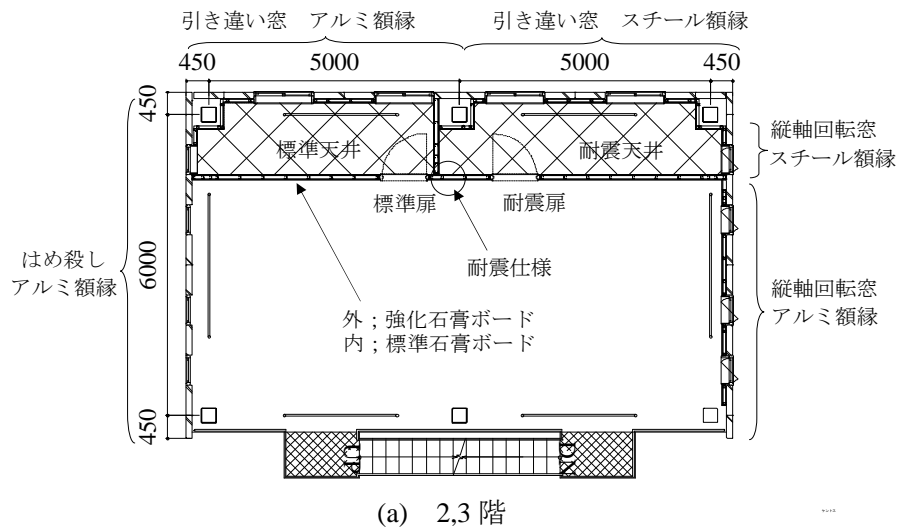


図 2.4 試験体平面図

2.2.3 部材耐力

表 2.2 に柱・梁部材の幅厚比と部材種別を示す。

表 2.2 部材幅厚比

部位	断面	鋼材	幅厚比		部材種別
柱	□-300×300×9	BCR295	33.3		FB
梁	H-346×174×6×9	SN400B	フランジ 9.7	ウェブ 57.7	FB
	H-350×175×7×11	SN400B	フランジ 8.0	ウェブ 50	FA
	H-340×175×9×14	SN400B	フランジ 6.3	ウェブ 37.8	FA
	H-396×199×7×11	SN400B	フランジ 9.0	ウェブ 56.6	FB
	H-400×200×8×13	SN400B	フランジ 7.7	ウェブ 50	FA
	H-390×200×10×16	SN400B	フランジ 6.3	ウェブ 39	FA

柱の部材種別は局部座屈の生じやすいFB、梁の部材種別は2,4階でFA、3,R階でFAとFBの混在としている。

柱梁接合部周りの耐力比較、及び崩壊形の判定を行うため、文献2.1)に基づき「はりパネル複合型崩壊に対応した柱の耐力比」 γ_k を算出する。

$$\gamma_k = \frac{\sum M_{pci}}{\sum [\min(\alpha_n M_{pbi}, \beta_n M_{ppi})]} \quad (2.1)$$

- ここに、
 M_{pci} ：第*i*節点の上下柱の全塑性曲げモーメント和
 M_{pbi} ：第*i*節点の左右梁の全塑性曲げモーメント和
 M_{ppi} ：第*i*節点の柱梁接合部パネルの全塑性パネルモーメント
 α_n ：1.5（柱梁耐力比に対する割増係数）
 β_n ：1.3（柱パネル耐力比に対する割増係数）
 Σ ：*k*層内の各節点の和

表2.3に鋼材の基準強度を用いて算出した各層の γ_k を示す。なお、柱・パネルの耐力算定において、軸力の影響は小さいため無視した値としている。また、鋼材の材料強度は基準強度F値の1.1倍とした。

γ_k の値は最小でも1.48であり、この指標からは明らかに梁またはパネル降伏による全体崩壊メカニズムが形成されることが予想される。しかし、文献2.1)にも述べられているように45°方向の耐力比を考えた場合、梁とパネルの耐力はベクトル和として $\sqrt{2}$ 倍となるのに対し、柱の角形鋼管の耐力はほとんど変わらない。このため γ_k は $1/\sqrt{2}$ 倍とする必要があり、その値は1.05となる。よって45°方向の地震力を受けた場合は、柱降伏による局部崩壊メカニズムが形成される恐れがある。

試験体に使用する鋼材について、素材引張試験と板厚の実測を行った。その結果を表2.4に示す。柱材の降伏点は基準強度295N/mm²に対して10%上回る程度であるが、梁フランジの降伏点は基準強度235N/mm²を26~42%も上回っている。これにより柱梁の耐力比が変わり、梁降伏型がパネル降伏型となる節点が生じるが、柱とパネルの耐力比は変わらないため、 γ_k の最小値を1.48とした全体崩壊メカニズムは維持される。

表 2.3 柱梁耐力比

方向	層	耐力 (kN・m)			γ_k	崩壊形
		柱	梁	パネル 最弱要素		
X 方向	4	4,284	2,147	梁	2.00	全体崩壊形
	3	4,284	2,886	パネル	1.48	全体崩壊形
	2	4,284	2,886	パネル	1.48	全体崩壊形
Y 方向	4	4,284	2,185	梁 (側柱) パネル (中柱)	1.96	全体崩壊形
	3	4,284	2,684	梁 (側柱) パネル (中柱)	1.59	全体崩壊形
	2	4,284	2,886	パネル	1.48	全体崩壊形

表 2.4 素材引張試験結果

部材	鋼種	断面	部位	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	板厚 (mm)
梁	SN400B	H-340×175×9×14	フランジ	309	443	14.2
			ウェブ	355	468	8.68
		H-346×174×6×9	フランジ	333	461	9.62
			ウェブ	382	483	6.00
		H-350×175×7×11	フランジ	302	441	11.2
			ウェブ	357	466	6.77
		H-390×200×10×16	フランジ	297	451	15.9
			ウェブ	317	458	9.68
		H-396×199×7×11	フランジ	311	460	11.5
			ウェブ	369	486	6.72
		H-400×200×8×13	フランジ	326	454	13.1
			ウェブ	373	482	7.6
柱	BCR295	□-300×300×9	1,4 階	330	426	9.02
			2~4 階	332	419	9.05
通しダイ アフラム	SN400C	PL-19		349	514	19.1
		PL-22		353	485	22.3
		PL-32		322	487	32.2
ベース プレート	SN490C	PL-50		378	511	50.9
アンカー ボルト	SNR490B	M39 (φ36)		338	507	36.2

2.2.4 試験体の詳細

図 2.5 に試験体柱脚部の詳細を示す。柱脚は露出柱脚で、アンカーボルト降伏による耐力が柱の耐力を十分上回るように設計した。柱脚は震動台上に固定された鋼製ブロックに 8-M39（軸径φ36 ABR490）のアンカーボルトで固定されており、鋼製ブロックと PL-50（SN490B）のベースプレートとの間には厚さ 50mm の無収縮モルタルが充填される。アンカーボルト長さは 900mm で軸径の 25 倍が確保されている。アンカーボルトにはトルク管理により 1 本当たり 100kN 程度の初期張力を導入し、初期ガタがないように施工した。また、ベースプレート下面で滑りが生じた場合、震動台のからの地震動入力試験体に確実に伝達されないため、ベースプレートの四周には高力ボルトで鋼製ブロックに固定した滑り止めのシアキーを設置した。

図 2.6 に柱梁仕口と梁端フランジ溶接部の詳細を示す。柱梁接合部は通しダイアフラム形式とし、ダイアフラムの板厚は 19~32mm を使用している。梁端の早期破断を防止するた

めノンスラップ工法を採用し、エンドタブは固形タブを使用した。

2~4階の床は山高 75mm, 板厚 1.2mm のデッキプレートに等厚部 100mm のコンクリートを打設した合成デッキスラブとした。梁には径 19mm, 長さ 110mm のスタッドボルトを打設し完全合成梁となるように設計している。屋上階の床は厚さ 150mm の鉄筋コンクリートスラブで, 周囲に高さ 500mm のパラペットを有し, 更に厚さ 100mm のシンダーコンクリートが打設されている。図 2.7 に合成デッキスラブの詳細図を, 図 2.8 に屋上パラペット周りの詳細図を示す。

その他, 各種内外装材を設置したが, これについては第 4.5 章で述べる。

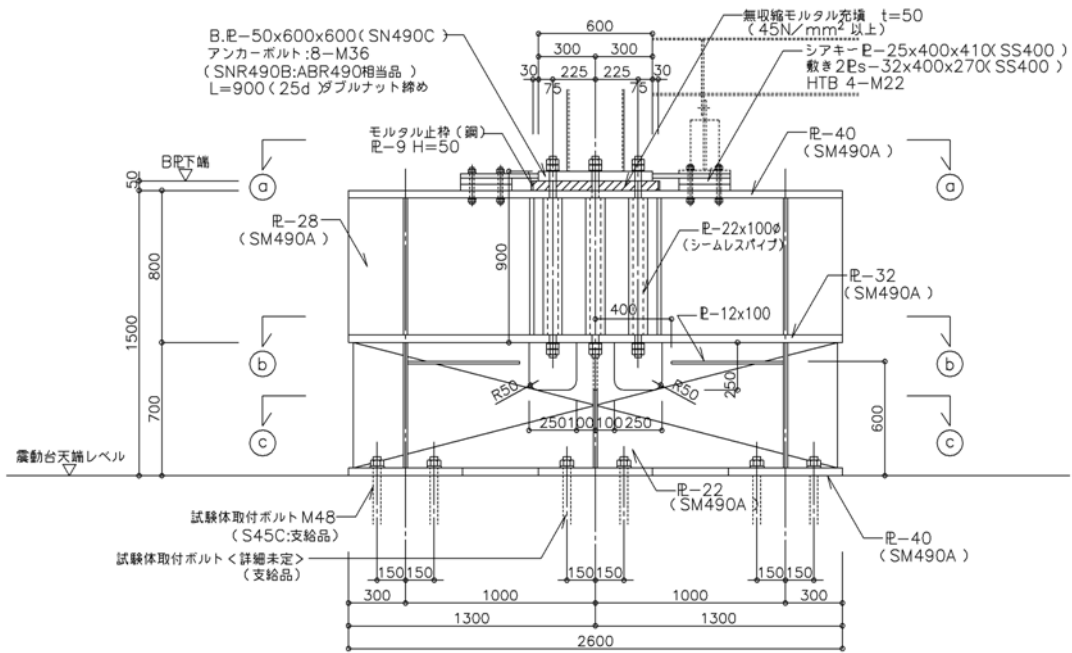


図 2.5 試験体柱脚詳細図

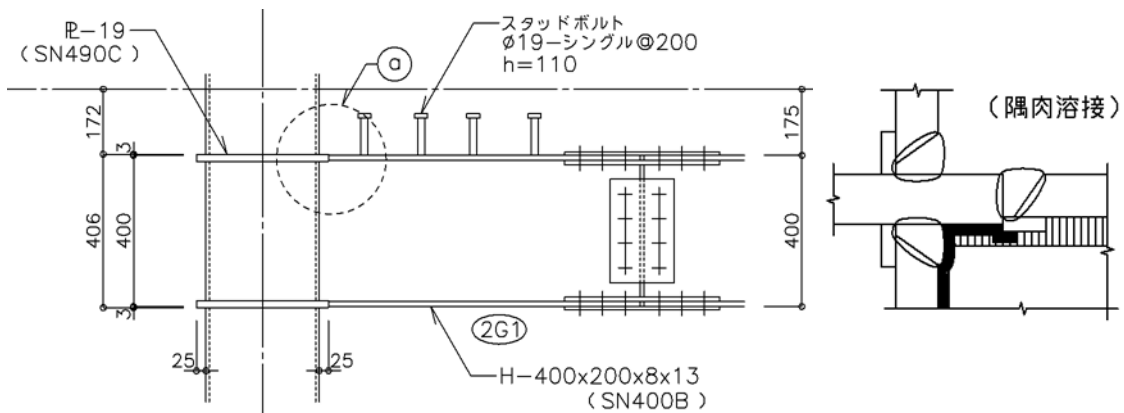


図 2.6 試験体柱梁仕口詳細図

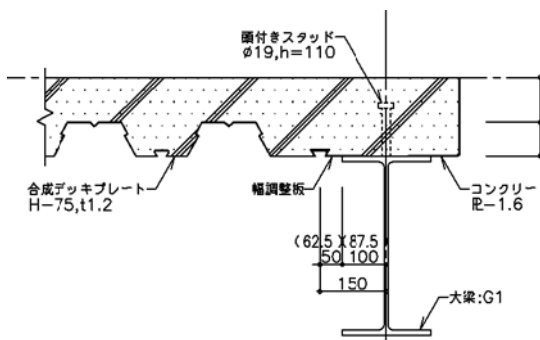


図 2.7 試験体合成デッキスラブ詳細図

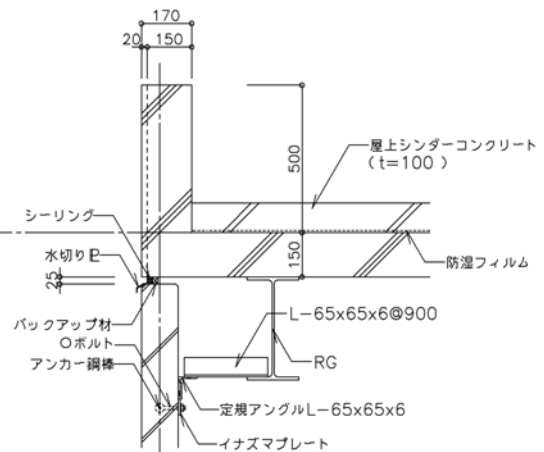


図 2.8 試験体屋上階詳細図

2.2.5 震動台防護装置

試験体が倒壊する際の衝撃を緩和して、震動台をはじめとする実験装置を保護するために、いくつかの防護装置を設けた。一つ目は試験体周囲の外部崩壊防止架台で、試験体の1層に大きな層間変形が生じた際に接触し、変形の増加を防止する。二つ目は震動台上と2～4階の床上に設置した内部崩壊防止架台で、柱の倒れにより落下する上階の梁を受け止め層崩壊を防止する。この架台は層間変位を計測する計測架台と積載荷重に相当する質量を兼用している。三つ目は1,2層の外側構面の各スパンに対角に設置した崩壊防止用ワイヤーで、層が大きくせん断変形した時の引張側で作用する。これらの防護装置は、全て層間変位が1mに達すると作用するに設計されている。写真2.1に各防護装置を示す。



写真 2.1 震動台防護装置

2.2.6 試験体重量と設計荷重

設計図面に基づいて積算を行い、各階重量を推定した。表 2.5 に各階の重量内訳を示す。試験体を震動台に設置する際に天井クレーンにより測定した重量は約 2,100kN であり、積算重量 2,113kN にほぼ等しい。実験結果の分析においては、外壁や間仕切り壁などの層間に位置する重量は 1/2 ずつを上下階に振り分けるようにして、加速度計測値から慣性力を算出する際の各階の重量を算出した。その時の各階の重量を表 2.6 に示す。

試験体の設計時には、別途概算重量から現行基準に従って設計用地震力算出した。設定パラメータは以下の通りである。一次設計用地震力と必要保有水平耐力の値を表 2.7 に示す。

地域係数 $Z = 1.0$ 設計用一次固有周期 $T = 0.03h = 0.42[s]$
 振動特性係数 $R_f = 1.0$ 一次設計用ベースシア係数 $C_0 = 0.2$
 二次設計用ベースシア係数 $C_0 = 1.0$

表 2.5 試験体重量内訳 (単位 : kN)

	床	鉄骨	外装	間仕切壁	天井	パラペット	防護装置	跳出し床	合計
R 階床	459	20			12	71		2	565
4 層		19	79	35					133
4 階床	270	24			3		47	4	349
3 層		18	73	30					122
3 階床	260	32			3		47	4	347
2 層		18	73	30			8		130
2 階床	260	41					47	4	352
1 層		27	76				12		115
合計	1,248	200	302	95	19	71	162	15	2,113

表 2.6
各階精算重量

階	重量 [kN]
R	631.5
4	476.5
3	473.0
2	474.5

表 2.7 設計用地震力

層	W_i [kN]	ΣW_i [kN]	α_i	A_i	C_i	Q_i [kN]	D_s	Q_{ud} [kN]	Q_{im} [kN]
R	587	587	0.29	1.58	0.32	186	0.30	928	278
4	474	1,060	0.53	1.32	0.26	280	0.30	1,397	419
3	478	1,538	0.76	1.14	0.23	352	0.30	1,758	527
2	481	2,019	1.00	1.00	0.20	404	0.30	2,019	606

2.2.7 静的増分解析

試験体の保有水平耐力を算定するために、静的増分解析を行った。解析条件を以下に示す。

- 1) 平面解析プログラム CLAP^{2.5)} を使用する。
- 2) 幾何学的非線形性を考慮する。

- 3) 規格下限値×1.1 倍の材料強度と公称板厚を用いたケース（以下規格値）と、表 2.4 に示す実測の材料強度と板厚を用いたケース（以下実測値）の 2 種類の解析を行う。
- 4) 鉛直荷重を作用させた後、表 2.7 に示す一次設計用地震力に比例する水平力を漸増 載荷する。
- 5) 最大層間変形角が 0.02rad となった時の層せん断力を保有水平耐力(Q_u)とする。
- 6) 柱梁接合部パネルはせん断変形する板として考慮する。降伏せん断応力度は柱の降 伏応力度の $1/\sqrt{3}$ とする。
- 7) 材料特性は bi-linear 型とし、2 次剛性は弾性剛性の 0.01 倍とする。
- 8) 梁の曲げ剛性は両側スラブ付きで鉄骨梁の曲げ剛性の 2 倍、片側スラブ付きで 1.5 倍とする。
- 9) 梁の曲げ耐力に及ぼすスラブの合成効果は無視する。
- 10) 柱・梁部材は、曲げ変形とせん断変形の両方を考慮する。
- 11) 柱・梁部材の塑性化は、軸力と曲げモーメントの相関を考慮する。
- 12) 最下層の柱脚は、アンカーボルトの伸び剛性に対応する弾性回転ばねでモデル化す る。

解析によって得られた各層の層せん断力 Q と層間変形角 R の関係を図 2.9 に示す。図中 実線は実測値のケース、破線は規格値のケースの結果である。X,Y 方向とも 2 層に最大層間 変形が生じる結果となっている。表 2.8 に各層の保有水平耐力と必要保有水平耐力の関係を 示す。X,Y 方向とも設計上十分な耐力を持っていることが分かる。

図 2.10 に保有水平耐力時の塑性ヒンジの分布を示す。規格値・実測値とも梁端もしくは パネル降伏による全体崩壊メカニズムが形成されており、柱梁耐力比による検討結果に対 応している。X 方向の 2,3 階梁端のように、柱梁耐力比の検討ではパネル降伏となっている 部分が梁端降伏となっている部分があるが、これは柱梁耐力比の算定における梁とパネル の割増係数の違いによるものである。

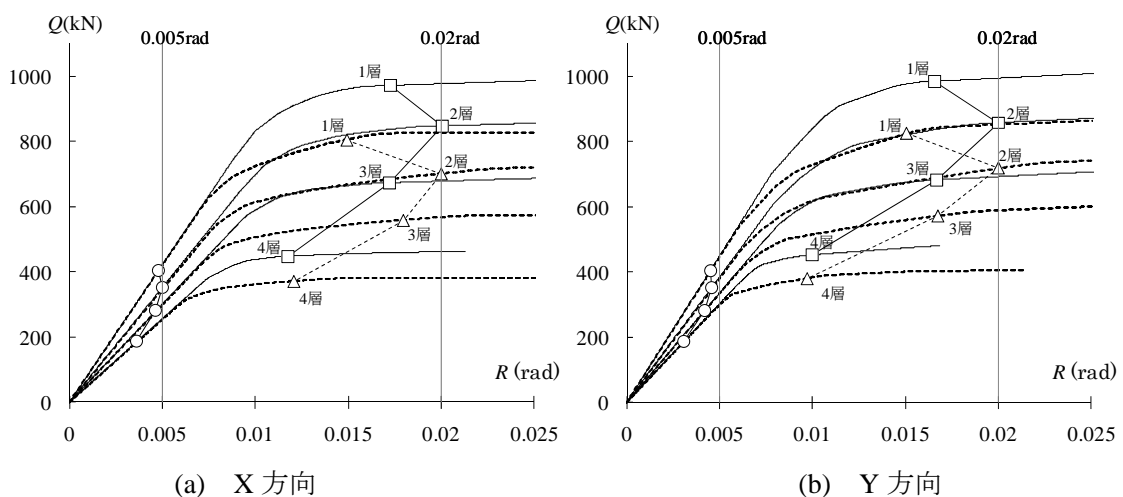


図 2.9 静的増分解析結果

表 2.8 保有水平耐力

層	Q_{um}	X 方向				Y 方向			
		規格値		実測値		規格値		実測値	
		Q_u	Q_u'/Q_{um}	Q_u'	Q_u'/Q_{um}	Q_u	Q_u'/Q_{um}	Q_u'	Q_u'/Q_{um}
4	278	371	1.33	448	1.61	380	1.37	454	1.63
3	419	558	1.33	675	1.61	572	1.36	683	1.63
2	527	702	1.33	848	1.61	719	1.36	859	1.63
1	606	805	1.33	974	1.61	825	1.36	986	1.63

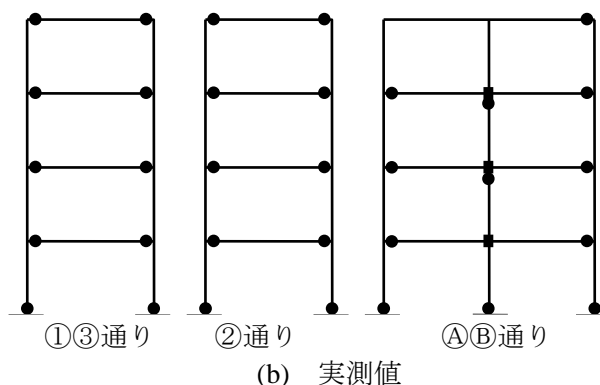
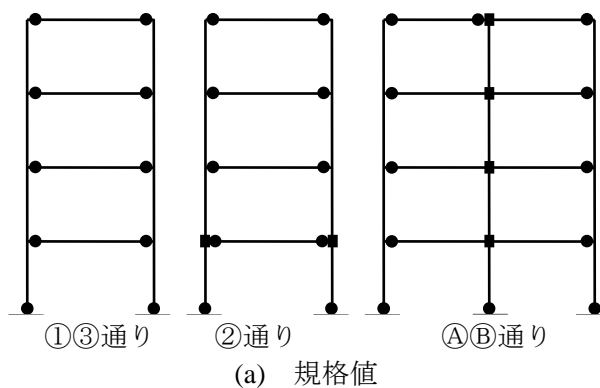


図 2.10 保有耐力時の塑性ヒンジ分布

2.3 計測方法

試験体の挙動を歪ゲージ・加速度計・速度計・変位計・圧力計により計測した。本節では構造体の計測について述べ、非構造部材の計測については4,5章で述べる。なお、以下に示す計測は全て試験体を震動台上に設置した後に開始したため、鉛直荷重による初期値は含まれない。

2.3.1 加速度・速度の計測

試験体床面及び震動台上にサーボ型の加速度計及び速度計を設置した。設置位置を図 2.11 に示す。加速度は各点でX,Y,Zの3方向の計測をした。これらの加速度計測値から,(2.2)~(2.4)

式により各階の絶対加速度 $\ddot{x}(i)$, $\ddot{y}(i)$, $\ddot{z}(i)$ を算出した.

$$\ddot{x}(i) = \frac{AccX1(i) + AccX2(i) + AccX3(i) + AccX4(i) + 2AccX5(i)}{6} \quad (2.2)$$

$$\ddot{y}(i) = \frac{AccY1(i) + AccY2(i) + AccY3(i) + AccY4(i) + 2AccY5(i)}{6} \quad (2.3)$$

$$\ddot{z}(i) = \frac{AccZ1(i) + AccZ2(i) + AccZ3(i) + AccZ4(i) + 2AccZ5(i)}{6} \quad (2.4)$$

更にこの加速度に表 2.6 に示す各階の質量を乗じることで慣性力を求め、慣性力の和から i 層の層せん断力 ${}_{bu}Q_x(i)$, ${}_{bu}Q_y(i)$ を, (2.5) (2.6)式で得た.

$${}_{bu}Q_x(i) = -\sum_{k=i}^4 m(k) \cdot \ddot{x}(k) \quad (2.5)$$

$${}_{bu}Q_y(i) = -\sum_{k=i}^4 m(k) \cdot \ddot{y}(k) \quad (2.6)$$

この層せん断力は、構造骨組だけではなく非構造材を含めた建物全体が負担するせん断力である. 以下この加速度記録より得られた層せん断力を建物せん断力と呼ぶ.

速度計は各階重心位置で水平 X,Y の 2 方向の計測をし、積分して変位記録の検証に用いた.

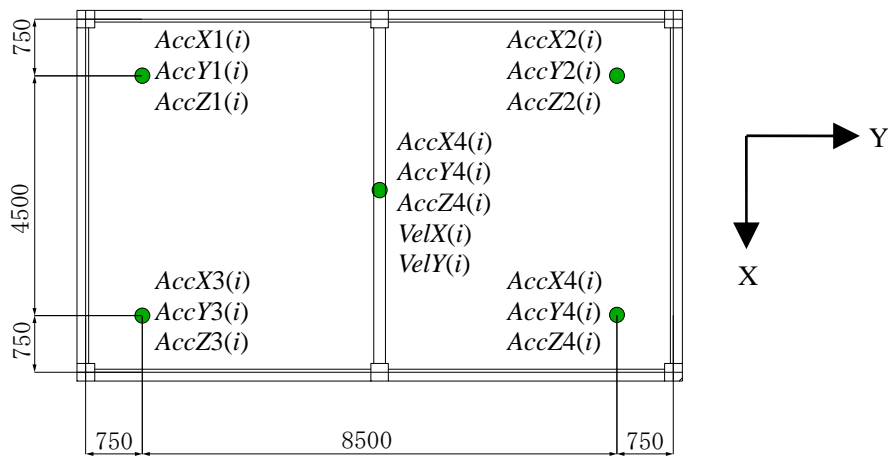


図 2.11 加速度計・速度計設置位置

2.3.2 歪の計測

鉄骨部材に作用する応力を測定するために、柱と梁の弾性にとどまると予想される箇所に歪ゲージを貼付し、歪を計測した. 歪ゲージ貼付位置を図 2.12 に示す. 柱については、これらの歪計測値から(2.7)~(2.10)式に従い柱軸力 ${}_cN$ ・柱せん断力 ${}_cQ$ ・柱頭曲げモーメント ${}_cM_u$ ・柱脚曲げモーメント ${}_cM_d$ を算出した.

$${}_c N = \frac{E_s \cdot c \cdot A}{16} \sum_i ({}_c \varepsilon_{ui} + {}_c \varepsilon_{di}) \quad (2.7)$$

$${}_c Q = \frac{E_s \cdot c \cdot Z}{4 \cdot h} ({}_c \varepsilon_{u1} + {}_c \varepsilon_{u2} - {}_c \varepsilon_{u5} - {}_c \varepsilon_{u6} - {}_c \varepsilon_{d1} - {}_c \varepsilon_{d2} + {}_c \varepsilon_{d5} + {}_c \varepsilon_{d6}) \quad (2.8)$$

$${}_c M_u = \frac{E_s \cdot c \cdot Z}{4} ({}_c \varepsilon_{u1} + {}_c \varepsilon_{u2} - {}_c \varepsilon_{u5} - {}_c \varepsilon_{u6}) + {}_c Q \cdot h_u \quad (2.9)$$

$${}_c M_d = \frac{E_s \cdot c \cdot Z}{4} ({}_c \varepsilon_{d1} + {}_c \varepsilon_{d2} - {}_c \varepsilon_{d5} - {}_c \varepsilon_{d6}) - {}_c Q \cdot h_d \quad (2.10)$$

ここに、 E_s ：鋼材のヤング率 A ：柱の断面積 Z ：柱の断面係数

${}_c \varepsilon_{ui}$ ：柱上側 i 位置での歪計測値

${}_c \varepsilon_{di}$ ：柱下側 i 位置での歪計測値

h ：柱歪計測位置間の距離

h_u ：柱上側歪計測位置と柱頭の距離

h_d ：柱下側歪計測位置と柱脚の距離

各層の柱せん断力を合計することで、構造骨組が負担する i 層の層せん断力 ${}_{fr} Q_x(i)$, ${}_{fr} Q_y(i)$ を、(2.11) (2.12)式から得た.

$${}_{fr} Q_x(i) = \sum {}_c Q_x \quad (2.11)$$

$${}_{fr} Q_y(i) = \sum {}_c Q_y \quad (2.12)$$

この層せん断力には、非構造材が負担するせん断力は含まれず、鉄骨柱を介して伝達さ

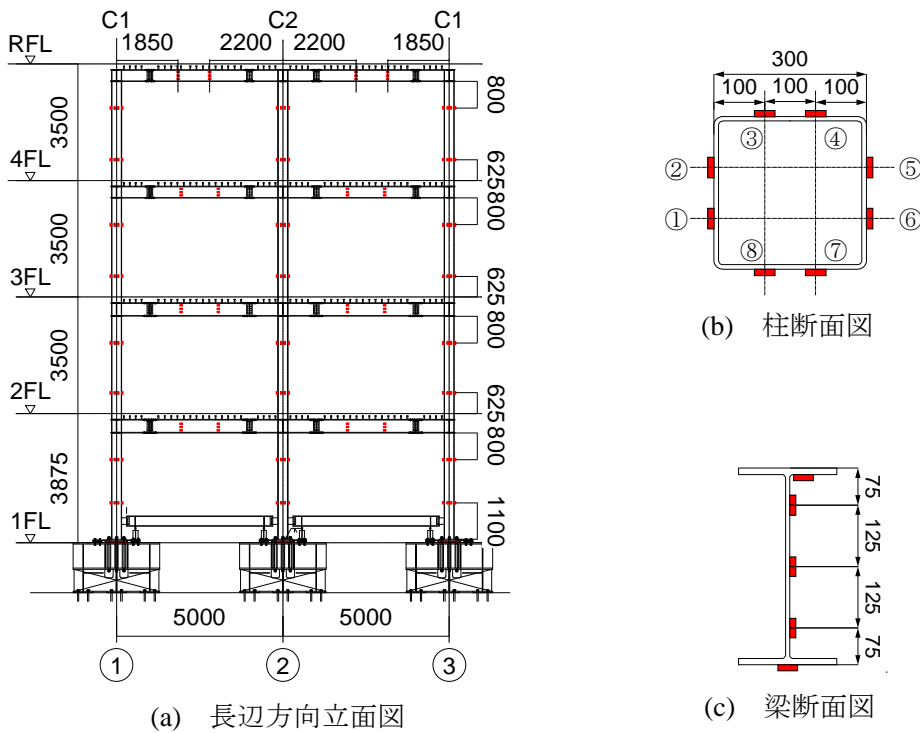


図 2.12 歪ゲージ貼付位置

れるせん断力を表している。以下この柱歪記録より得られた層せん断力を骨組せん断力と呼ぶ。

梁については床スラブの効果を考慮するため、文献*)を参考に以下の手順でせん断力と曲げモーメントを算出する。まず、5つの歪計測点に応じてH形鋼断面を5つの区画に分割し、各区画の断面積を ${}_bA_i$ とする。次に各区画の材軸方向歪は計測した歪値 ${}_b\varepsilon_i$ に代表されるとして、 ${}_b\varepsilon_i$ に ${}_bA_i$ と鋼材のヤング率 E_S を乗じ、各区画の材軸方向力 ${}_bF_i$ とする。ここで梁に生じる軸力は0であると仮定し、 ${}_bF_i$ の合力に対する不釣り合い力が床スラブ等厚部中心に作用していると考え、この床スラブ等厚部中心周りの曲げモーメントを ${}_bM$ と床スラブ等厚部中心から各区画までの距離 ${}_bd_i$ から算出し、合成梁の曲げモーメント ${}_bM$ とする。 ${}_bM$ は(2.13)式で表わされる。

$${}_bM = \sum_{i=1}^5 {}_bd_i \cdot {}_bF_i = E_S \sum_{i=1}^5 {}_bd_i \cdot {}_b\varepsilon_i \cdot {}_bA_i \quad (2.13)$$

このようにして求めた合成梁の曲げモーメントから、(2.14)~(2.16)式により梁のせん断力 ${}_bQ$ と梁端の曲げモーメント ${}_bM_l$ 、 ${}_bM_r$ を算出した。

$${}_bQ = \frac{{}_bM_1 - {}_bM_2}{{}_bl} \quad (2.14)$$

$${}_bM_l = {}_bM_1 + {}_bQ \cdot {}_bl_l \quad (2.15)$$

$${}_bM_r = {}_bM_r - {}_bQ \cdot {}_bl_r \quad (2.16)$$

ここに、 ${}_bM_1$ ：梁左側歪計測位置の曲げモーメント ${}_bM_2$ ：梁右側歪計測位置の曲げモーメント

${}_bl$ ：梁歪計測位置間の距離 ${}_bl_l$ ：梁左側歪計測位置と左側梁端の距離

${}_bl_r$ ：梁右側歪計測位置と右側梁端の距離

2.3.3 層間変位の計測

各層の層間変位は、以下の3種類の方法で計測した。

一番目はレーザー変位計を使う方法で、内部崩壊防止架台上に設置した変位計に対する上階の大梁下フランジに設置したターゲットとの距離を測定した。測定点はX方向に1点とY方向に2点である。図2.13に変位計とターゲットの位置関係を示す。これらの計測値から(2.17)~(2.19)式により並進X,Y方向の層間変位 ${}_L\delta_x, {}_L\delta_y$ と床面内の層間ねじれ変形角 ${}_L\theta_z$ を得た。

$${}_L\delta_x = {}_LD_1 \quad (2.17)$$

$${}_L\delta_y = \frac{{}_LD_2 + {}_LD_3}{2} \quad (2.18)$$

$${}_L\theta_z = \frac{-{}_LD_2 + {}_LD_3}{{}_Ll} \quad (2.19)$$

ここに、 ${}_LD_1, {}_LD_2, {}_LD_3$ ：レーザー変位計の計測値 ${}_Ll$ ： ${}_LD_2 - {}_LD_3$ 間の距離

レーザー変位計の計測は、変位計のレーザーの方向に対してターゲットが直角に動くことが前提になっているため、大きなねじれ変形が生じる場合には誤差が大きくなる。

二番目は巻き込み式変位計を使う方法で、レーザー変位計と同様に、内部崩壊防止架台上に設置した変位計と上階の大梁下フランジに設置したターゲットとの距離を測定した。図 2.14 に変位計とターゲットとの位置関係を示す。このとき、並進 X, Y 方向の層間変位を $w\delta_x, w\delta_y$ と床面内の層間ねじれ変形角を $w\theta_z$ とすれば、巻き込み式変位計の初期長さ wl_1, wl_2, wl_3 及び変位計測値 wD_1, wD_2, wD_3 との間以下関係式が成り立つ。ここで $w\theta_z$ は十分小さく、 $\cos_w \theta_z \cong 1, \sin_w \theta_z \cong w\theta_z$ と仮定する。

$$(w l_1 + w D_1)^2 = w \delta_y^2 + (w l_1 + w \delta_x + \beta \cdot w \theta_z)^2 \quad (2.20)$$

$$(w l_2 + w D_2)^2 = w \delta_x^2 + (w l_2 + w \delta_y - \alpha \cdot w \theta_z)^2 \quad (2.21)$$

$$(w l_3 + w D_3)^2 = w \delta_x^2 + (w l_3 + w \delta_y + \alpha \cdot w \theta_z)^2 \quad (2.22)$$

この3つの連立方程式を、 $w\delta_x, w\delta_y, w\theta_z$ について解くことで層間変位を算出する。この場合も大きなねじれ変形が生じる場合には誤差が大きくなる。

三番目は大変形時の測定に対応したもので、並進 X, Y 方向と床面内のねじれ変形角に加

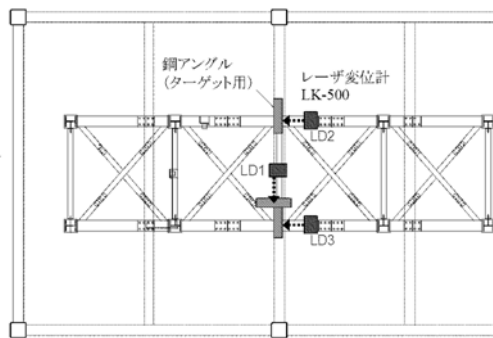


図 2.13 レーザー変位計設置位置

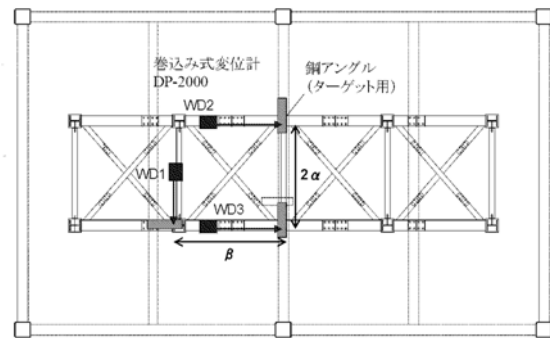


図 2.14 巻き込み式変位計設置位置

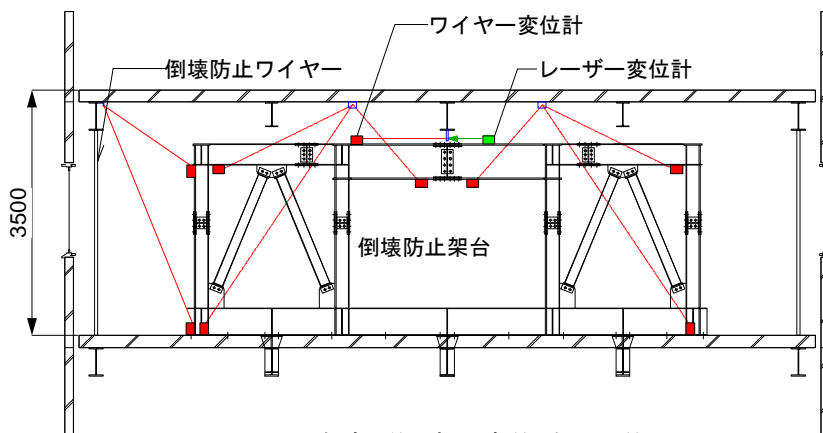


図 2.15 大変形測定用変位計設置位置

え、鉛直方向変位と床面外の 2 方向回転角も計測する。計測には巻き込み式変位計を使用し、上階スラブの一つの計測点に対し内部崩壊防止架台の異なる三点からの距離を計測することで、3次元の X,Y,Z 座標を算出する。このような計測点を一つの層で三カ所設けることで層間の並進 3 方向 ${}_D\delta_x, {}_D\delta_y, {}_D\delta_z$ と回転 3 方向 ${}_D\theta_x, {}_D\theta_y, {}_D\theta_z$ の合計 6 自由度の相対変位を得る。図 2.15 に変位形の取付方法を模式的に示した。この計測方法は、崩壊加振時の大変形を追跡することを目的としているため、層崩壊が予想される 1,2 層に設置した。

2.3.4 層間変位計測方法の検証

前記の複数の方法で計測した層間変位の妥当性を検証する。図 2.16 に後述の 20%加振におけるレーザー変位計による層間変位の計測値 ${}_L\delta$ と、巻き込み式変位計による層間変位の計測値 ${}_W\delta$ の相関関係を示す。図中 R^2 は最小二乗法による決定係数である。いずれの方向においても計測結果の信頼性は高い。以下、崩壊加振までの層間変位の計測値は、レーザー変位計による結果を用いる。

図 2.17 に後述の 60%加振における ${}_L\delta$ と大変形三次元計測による層間変位計測の計測値 ${}_D\delta$ の相関関係を示す。両者の間に線形関係は見られるものの、 $\pm 10\text{mm}$ 程度の誤差が全体的に生じている。図 2.18 に変位計測結果の時刻歴を示す。大変形三次元計測では、レーザ

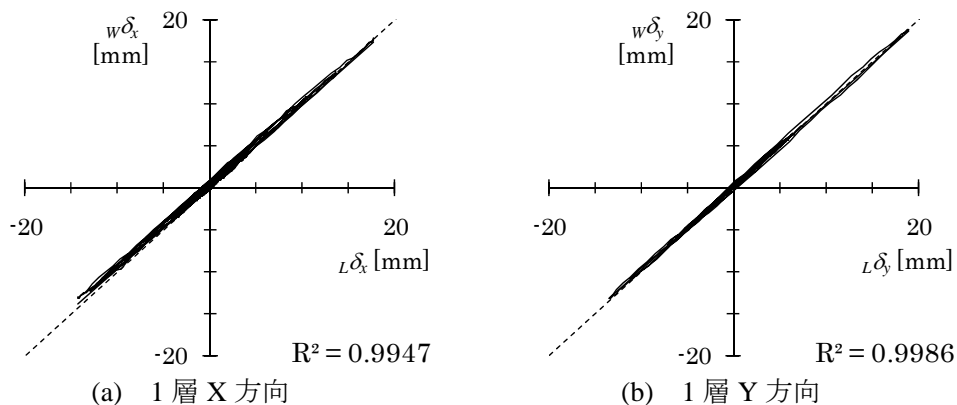


図 2.16 レーザー変位計と巻き込み式変位計の比較

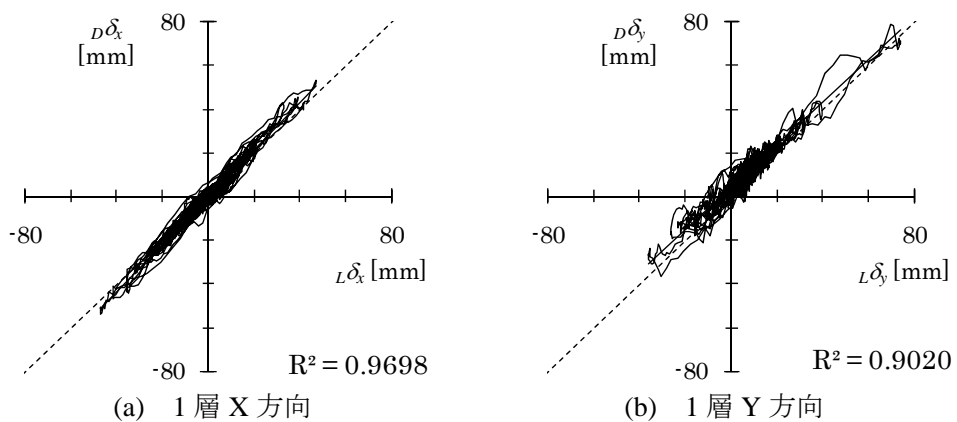


図 2.17 大変位三次元計測とレーザー変位計の比較

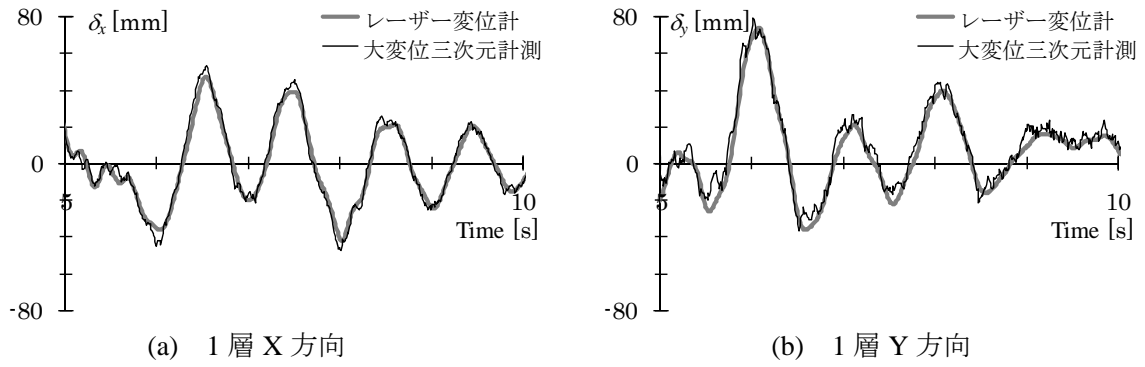


図 2.18 大変位三次元計測の時刻歴

一変位計による計測結果には見られない短周期成分の変動が生じており、これが誤差の原因となっている。これは変位計測に使用した巻き込み式変位形の巻き込み力が弱く、計測ワイヤーの振動による変位値の変動を計測してしまっていることに起因する。本計測値は、試験体倒壊時に生じる 100mm を超えるような変位計測にのみ使用することとする。

2.3.5 部材変形の計測

塑性ヒンジの形成が想定される部材端の回転角やパネルのせん断変形角を測定するために、1 層柱と 2,3 階梁及び柱梁接合部パネルに変位計を設置した。

柱端には 1 層の柱頭柱脚に 2 軸回転角を測定するため、材軸方向の伸縮を計測する変位計を 3 台ずつ設置した。図 2.19 に設置方法を示す。使用した変位計は巻き込み式変位形やバネ式変位計である。X 軸周り・Y 軸周りの柱端回転角 ${}_c\theta_x, {}_c\theta_y$ は、図中 3 台の変位計の計測値 ${}_cD_1, {}_cD_2, {}_cD_3$ とターゲット間の距離 w, l_x, l_y を用いて以下の式で算出する。

$${}_c\theta_x = \frac{{}_cD_1 - {}_cD_2}{w} \quad (2.23)$$

$${}_c\theta_y = \frac{{}_cD_3 - {}_cD_1 + l_y \cdot {}_c\theta_x}{l_x} \quad (2.24)$$

また、局部座屈に伴う柱端の軸方向変形 ${}_c\delta$ を以下の式で算出する。

$${}_c\theta_x = \frac{{}_cD_1 + {}_cD_3}{2} \quad (2.25)$$

2,3 階の大梁両端での強軸周りの梁端回転角を測定するため、柱端と同様に材軸方向の伸縮を計測する変位計を 2 台ずつ設置した。図 2.20 に設置方法を示す。梁端回転角 ${}_b\theta$ は図中 2 台の変位形の計測値を ${}_bD_1, {}_bD_2$ とターゲット間の距離 ${}_bh$ を用いて以下の式で算出する。

$${}_b\theta = \frac{{}_bD_1 - {}_bD_2}{{}_bh} \quad (2.26)$$

柱梁接合部パネルのせん断変形角を測定するため、A 通り構面の 2, 3 階梁位置にパネル対角方向に変位計を設置した。図 2.21 に示すように、2 台の変位形の計測値を ${}_pD_1, {}_pD_2$ 、パネル高さを ${}_ph$ 、パネル幅を ${}_pb$ としてパネルのせん断変形角 ${}_p\gamma$ を以下の式で算出する。

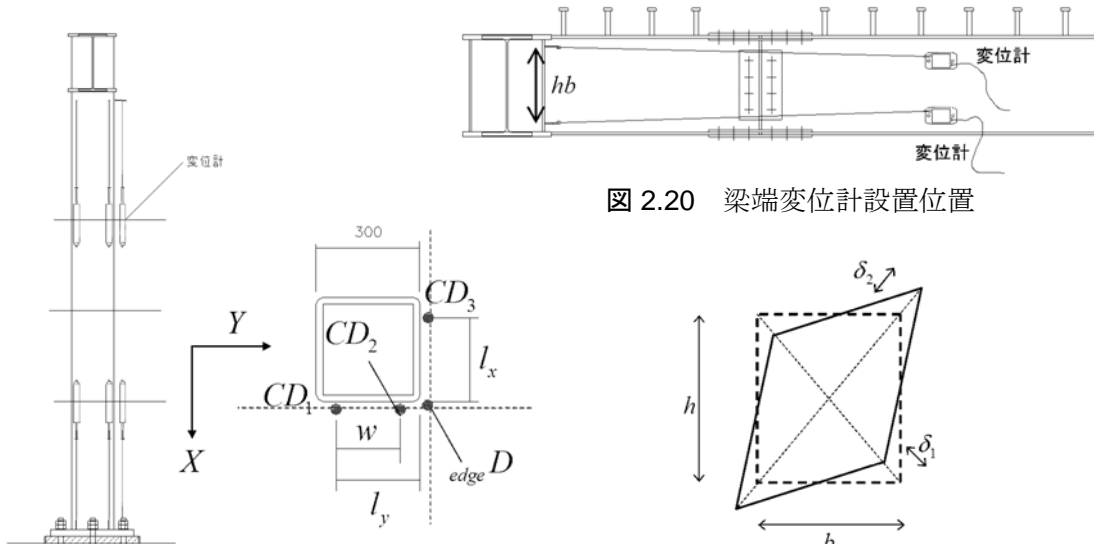


図 2.20 梁端変位計設置位置

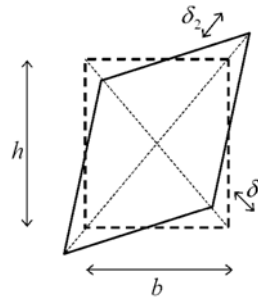


図 2.21 パネルのせん断変形角計測

$${}_p\gamma = \frac{\sqrt{{}_p h^2 + {}_p b^2}}{{}_p h \cdot {}_p b} \cdot \frac{{}_p D_1 + {}_p D_2}{2} \quad (2.27)$$

2.4 加振計画と震動台の制御

2.4.1 入力地震波

加振には 1995 年兵庫県南部地震における JR 鷹取駅での観測波（以下 JR 鷹取波）を用いた。地動最大加速度は NS（南北）成分 6.06m/s, EW（東西）成分 6.57m/s, UD（上下）成分 279m/s である。5%減衰における各成分の速度応答スペクトルを図 2.22 に示す。速度応答値の最大は、NS 成分・EW 成分とも周期 1.2 秒から 1.3 秒の間にあり、固有値解析から求めた試験体の一次固有周期 0.9 秒が 1.4 倍ほど長くなればこの領域に達する。つまり、試験体が塑性化して等価剛性が 1/2 になれば固有周期は $\sqrt{2}$ 倍となり、最大応答に近い地震入力

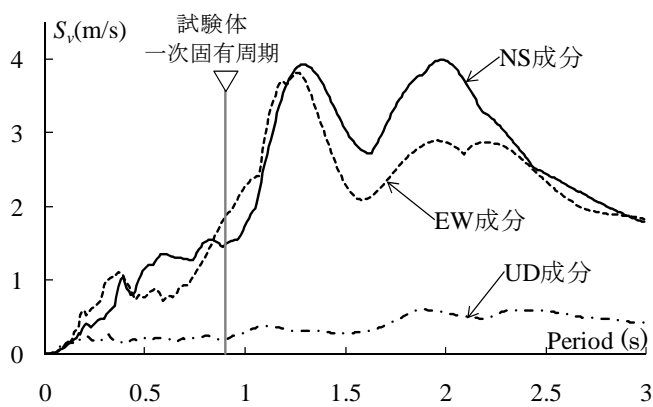


図 2.22 速度応答スペクトル

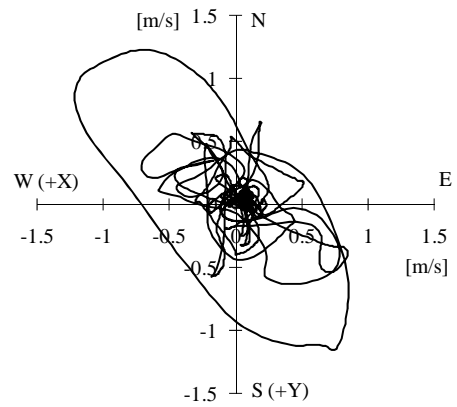


図 2.23 速度軌跡

を受けることになる。

図 2.23 には、地動加速度を積分して得られた水平成分の地動速度の軌跡を示す。地震波には明確な方向性があり、北西から南東への対角方向に大きな地動速度が観測されている。試験体への入力は、X 方向に EW 成分、Y 方向に NS 成分、Z 方向に UD 成分とし、W,S,U を各軸の正方向とした。図中括弧内に震動台正方向の座標軸を示す。この場合、X(+) Y(-) から X(-) Y(+) 方向へ大きな入力が生じる。部材耐力の項で述べたように、本試験体は 45° 方向の入力に対して柱梁の耐力比が低下し、局部崩壊メカニズムが形成される恐れがある。本実験における JR 鷹取波の入力ではこの 45° 方向の入力が顕著に生じるため、層崩壊へと至る可能性が高くなる。

2.4.2 入力レベル

地震動の入力レベルは原波に対する加速度の比(%)で表し、5%、10%、12.5%、20%、40%、60%、100%の順に加振を行った。図 2.24 に 12.5%以上の加振レベルでの 2%減衰における NS 成分 (Y 方向) の加速度応答スペクトルを示す。図中には予想される試験体一次固有周期 (0.8~0.9 秒) と、一次設計用・二次設計用それぞれのベースシア係数に対応する $C_0=0.2$ と $C_0=1.0$ のラインも記入した。

12.5%加振に対する試験体固有周期付近での応答加速度は $2.20\sim 1.84\text{m/s}^2$ で、概ね一次設計用のベースシア係数 0.2 に相当する。その 4.8 倍の入力である 60%加振では応答加速度が $10.54\sim 8.85\text{m/s}^2$ となり、二次設計用のベースシア係数 1.0 に相当する。100%加振は 2 秒以下の全ての周期帯で応答加速度が 10m/s^2 を超え、最大応答加速度は 25m/s^2 に達している。これは現行基準で想定する地震動入力に対して、試験体の一次固有周期前後で 1.7 倍、応答加速度が最大となる 1.2 秒前後では 3 倍近くとなる入力レベルである。

2.4.3 震動台の制御

E-ディフェンスの震動台は、XYZ の並進 3 方向に各軸周りの回転を加えた 6 つの自由度を持つ。このうち水平軸周りの回転角加速度は、その回転角に高さを乗じた並進加速度と

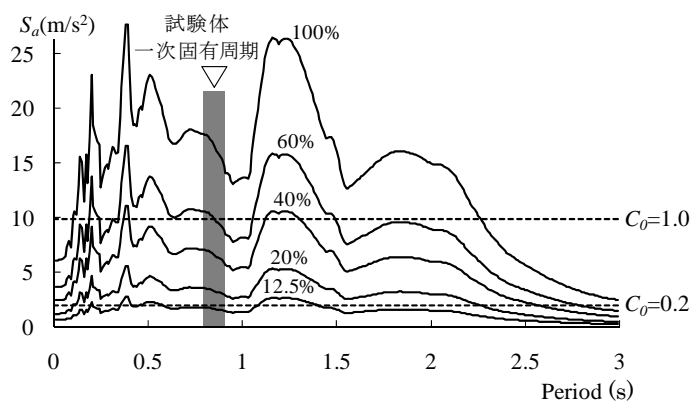


図 2.24 加速度応答スペクトル

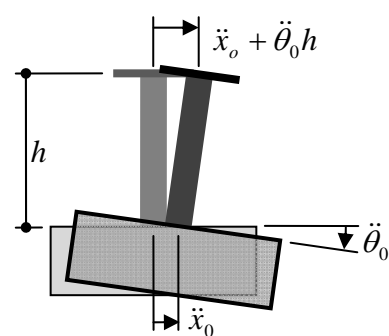


図 2.25 震動台の回転による影響

して試験体に作用する。震動台の制御が不十分で、この並進加速度が試験体の応答加速度を減じる方向に作用すれば、想定する十分な地震入力を得られないことが知られている^{2.10)}。このため 20%以上の加振レベルでは、入力補償制御と称して、本加振の前に 10~30%の低い入力レベルで予備加振を行い、試験体の応答特性を考慮した震動台制御用の入力波を作成して加振を行った。震動台の回転による影響を考慮するため、図 2.25 に示すように震動台上に高さ h の剛な柱を想定し、その柱上での並進加速度を入力地震動であるとみなしたときの加速度応答スペクトルを考えた。震動台面での並進加速度を \ddot{x}_0 、回転加速度を $\ddot{\theta}_0$ とすれば、この柱上での並進加速度は $\ddot{x}_0 + \ddot{\theta}_0 h$ と表わされる。試験体の転倒モーメントによって震動台が回転し、回転加速度が並進加速度に対し負の方向に作用すれば、柱上の並進加速度は減少し応答スペクトルも小さい値となることが予想される。このような現象は試験体固有周期近傍で生じやすいため、試験体固有周期 0.9 秒を挟んだ 0.6 秒から 1.2 秒までの加速度応答スペクトルで回転加速度を考慮した場合としない場合で比較した結果を図 2.26 に示す。加振レベルは 60%加振で、台上の高さ h は試験体高さ 14.375m の等価高さに近い 10m、減衰は 5%とした。2つの応答スペクトルの差は X・Y 方向共に十分小さく、震動台の回転による試験体並進方向の応答への影響は無視できると言える。

次に、震動台並進方向の加速度記録の再現性を確認する。60%加振において計測された震動台上加速度と目標地震波の最大値を表 2.9 に示す。いずれの方向においても震動台上の加速度記録が目標波の最大値を 30%以上超えており、この結果からは入力過多と判断される。

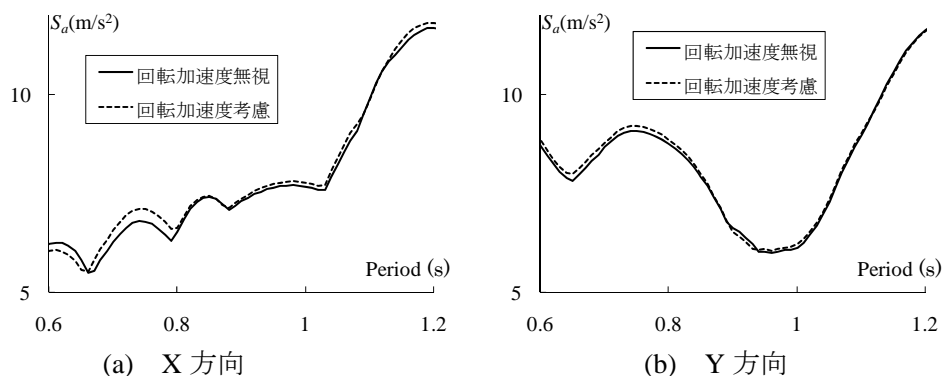


図 2.26 震動台の回転による加速度応答スペクトルの比較

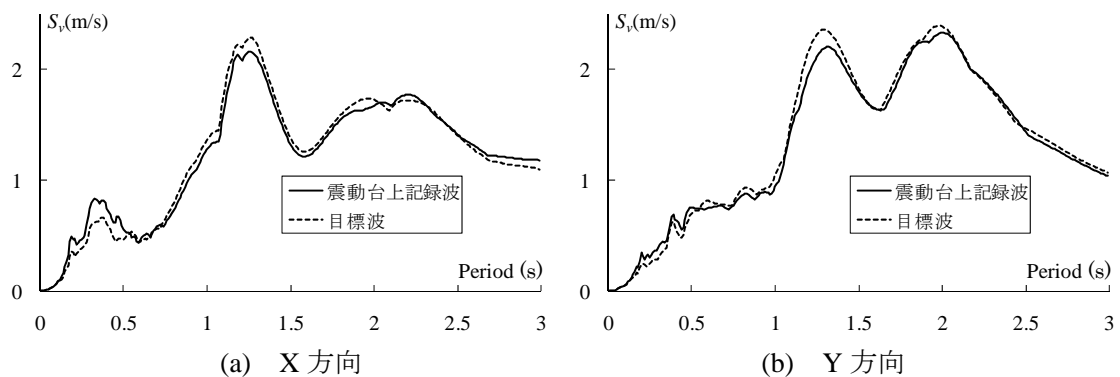


図 2.27 速度応答スペクトルの比較

次に 5%減衰における速度応答スペクトルの比較を図 2.27 に示す。台上記録と目標波で応答は概ね一致しているが、周期 0.5 秒以下の短周期領域では台上記録波の応答が大きくなっているのに対し、周期 0.5 秒以上では台上記録波の応答が下回るという傾向が見られる。そのうち、試験体固有周期近傍の 0.8~1.0 秒で見るとその違いは 10%以下であり、地震波の再現性は良いと判断した。

表 2.9 震動台上加速度の最大値 [単位 : m/s^2]

	X(EW)方向	Y(NS)方向	Z(UD)方向
震動台上記録	5.41	4.65	2.36
目標地震波	3.94	3.64	1.67

2.5 まとめ

本章では、E-ディフェンスで実施した実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験の概要について述べた。以下にその要点をまとめる。

1. 試験体は現行の耐震設計基準を満足し、終局状態では梁パネル複合型の全体崩壊メカニズムが形成されるよう設計した。
2. 実際に試験体で使用する鋼材の材料強度を用いた静的増分解析により、試験体の保有水平耐力が必要保有水平耐力を上回り、全体崩壊メカニズムが形成されることを確認した。
3. 一方で、試験体の部材を局部座屈が生じやすい FB ランクの幅厚比の大きな柱としたことや、柱脚の耐力が柱を十分に上回るようにしたこと、柱梁の耐力比が柱に対して不利となる 45° 方向が主軸となるような地震波を選定したことにより、柱の局部座屈による層崩壊に至る危険性も高くなっている。

このような試験体に、地震動が作用した時に、どのような現象が生じたのかを次章以降で検証する。

第 2 章の参考文献

- 2.1) 日本建築センター：冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル（改訂版），2003
- 2.2) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，1985
- 2.3) 日本建築学会：鉄骨工事技術指針・工場製作編，2007
- 2.4) 国土交通省住宅局建築指導課：建築物の構造関係技術基準解説書，2007
- 2.5) 小川厚治，多田元英：柱・梁接合部パネルの変形を考慮した静的・動的応答解析プログラムの開発，第 17 回情報・システム・利用・技術シンポジウム論文集，pp.70-84，1994

- 2.6) 多田元英, 山田哲, 笠井和彦, 吹田啓一郎, 松岡祐一: 大型震動台による完全崩壊試験体のヒンジ法による事前平面解析, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 14 巻第 56 号, pp.51-58, 2007.12.
- 2.7) 島田侑子, 赤澤資貴, 伊藤陽介, 松岡祐一, 山田哲, 吹田啓一郎: 鋼構造小型立体骨組の崩壊挙動に関する振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 620 号, pp.125-132, 2007.10
- 2.8) 島田侑子, 伊藤陽介, 赤澤資貴, 松岡祐一, 山田哲, 吹田啓一郎, 笠井和彦, 吉敷祥一: 実大鉄骨建物完全崩壊実験のための部材実験その 1~3, 日本地震工学会大会 2007 梗概集, pp.216-221, 2007.11
- 2.9) 中村豊, 上半文昭, 井上英司: 1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析 (II), JR 地震情報 No.23d, 財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部, 1996.3
- 2.10) 山田哲, 前澤将男, 森利弘, 島田侑子, 佐藤栄児, 秋山宏: エネルギーに着目した実大震動破壊実験施設性能確認試験の評価, 日本建築学会構造系論文集第 612 号, pp.207-214, 2007.2

第3章 震動台実験における構造材の応答

3.1 はじめに

本章では、前章で述べた震動台実験の試験体構造材の挙動に着目し、建物の層レベル、部材レベルのそれぞれにおいて実験結果を検討する。層間変形角が $1/200\text{rad}$ 程度までの弾性応答では、その弾性剛性・変形分布・せん断力分布などに言及する。一部の部材が塑性化する弾塑性応答では、部材レベルの塑性化状況・メカニズムの形成状況に着目する。また、試験体が倒壊に至った崩壊加振では、層崩壊メカニズムの形成について考察を加える。

これらの検討により、微小地震から建物が倒壊する巨大地震まで、今まで明らかではなかった実地震動下における鉄骨造建物の挙動を明らかにする。そして、稀れに生じる地震動に対しては損傷が無く、極く稀れに生じる地震動に対しては建物の損傷を許容するものの人命を保護するという現行の耐震設計思想が、実際の建物において実現されているかについて検証を加える。

3.2 層せん断力と層間変形角

3.2.1 試験体の応答概要

試験体の加振は、JR 鷹取波を用いて 5% レベルから 100% レベルまで入力レベルを順次上げて実施した。ここでは、試験体が弾性限に近い応答をした 20% 加振から、順次塑性化が進行した 40%、60% 加振、1 層の層崩壊に至った 100% 加振について考察する。2.4.2 節で見たように、12.5% の入力是一次設計レベル、60% の入力二次設計レベルに相当するため、20% 加振は稀れに生じる地震動の 1.6 倍の入力、60% 加振は極く稀れに生じる地震動の入力、100% 加振はさらにその 1.67 倍の地震動ということになる。

表 3.1 に、各加振における最大層間変形角の推移を示す。20% 加振では XY 方向とも 2 層の層間変形角が、一次設計での一般的な変形角制限値 0.005rad をわずかに超えた。この入力は一次設計レベルの 1.6 倍であるから、一次設計での変形角制限は満足されていると言える。40% 加振では、Y 方向 1 層の層間変形角が最大となり、仕上げ部材の追従性が問題となる 0.01rad を超え 0.0114rad に達した。また、X 方向に比べ Y 方向の変形が増大する傾向にある。60% 加振では Y 方向 1 層の変形増大が顕著となり、 0.019rad にまで達した。2.2.7 節に示した静的増分解析では、1 層に比べ 2 層の層間変形角が大きくなる結果となっているが、Y 方向の実験結果はそれとは異なっている。この原因は非構造部材の配置と関係しており、第 7 章で非構造部材が建物に及ぼす影響として詳述する。100% 加振では 1 層に層崩壊が生じ、2 階梁が内部崩壊防止架台に衝突するとともに、外装 ALC パネルが外部崩壊防止架台に接触し、加振を終了した。

表 3.2, 3.3 に, 各加振における最大層せん断力と 1 層の最大層せん断力を建物総重量で除したベースシア係数 C_B を, 建物せん断力 $b_u Q$ と骨組せん断力 $f_r Q$ のそれぞれで示した. 表中()内の数値は, 各層の層せん断力係数のベースシア係数に対する比で A_i に相当し, 右列には精算質量に基づく A_i の値である. 建物せん断力は骨組せん断力に比べ 10~30%程度値が大きくなっているが, これは骨組せん断力に内外装材などの非構造部材が負担するせん断力が含まれないためである. 鋼材の実測耐力を使って静的増分解析から求めた保有耐力時のベースシア係数は, X 方向で 0.47, Y 方向で 0.48 であるが, 40%加振における建物せん断力はすでにこの値を上回り, 60%加振では X 方向で 0.57, Y 方向で 0.69 まで上昇している. 層せん断力係数をベースシア係数で除した A_i に相当する値は一定ではなく, 加振レベルや加振方向によって異なるが, 表 2.7 に示した建物質量から求めた A_i の値に比べ概ね小さくなっている. これより弾性応答, 弾塑性応答とも A_i は安全側の評価となっていることが分かる.

表 3.1 最大層間変形角 (単位: rad)

方向		X				Y			
加振レベル		20%	40%	60%	100%	20%	40%	60%	100%
層	4	0.0024	0.0050	0.0066	0.0089	0.0030	0.0052	0.0072	0.0066
	3	0.0044	0.0083	0.0114	0.0133	0.0045	0.0084	0.0121	0.0103
	2	0.0055	0.0101	0.0142	0.0192	0.0053	0.0110	0.0168	0.0151
	1	0.0046	0.0092	0.0122	0.0914	0.0049	0.0114	0.0190	0.1930

表 3.2 最大建物せん断力 (単位: kN)

方向		X				Y				A_i
加振レベル		20%	40%	60%	100%	20%	40%	60%	100%	
層	4	216 (1.21)	446 (1.47)	567 (1.58)	722 (1.72)	274 (1.42)	455 (1.31)	607 (1.39)	563 (1.51)	1.73
	3	361 (1.15)	645 (1.21)	845 (1.34)	991 (1.35)	460 (1.36)	777 (1.27)	999 (1.30)	861 (1.32)	1.40
	2	492 (1.10)	842 (1.11)	1,095 (1.21)	1,137 (1.08)	569 (1.18)	1,021 (1.17)	1,256 (1.15)	1,101 (1.18)	1.18
	1	581 (1.00)	988 (1.00)	1,173 (1.00)	1,365 (1.00)	629 (1.00)	1,133 (1.00)	1,423 (1.00)	1,212 (1.00)	1.00
	C_B	0.28	0.48	0.57	0.66	0.31	0.55	0.69	0.59	

表 3.3 最大骨組せん断力 (単位: kN)

方向		X				Y				A_i
加振レベル		20%	40%	60%	100%	20%	40%	60%	100%	
層	4	167 (1.07)	348 (1.29)	448 (1.37)	591 (1.59)	235 (1.31)	405 (1.19)	533 (1.30)	490 (1.45)	1.73
	3	299 (1.09)	538 (1.13)	707 (1.23)	825 (1.26)	357 (1.14)	634 (1.07)	819 (1.14)	712 (1.20)	1.40
	2	410 (1.05)	711 (1.05)	936 (1.14)	982 (1.05)	436 (0.97)	841 (0.99)	1,030 (1.01)	912 (1.08)	1.18
	1	507 (1.00)	881 (1.00)	1,063 (1.00)	1,213 (1.00)	583 (1.00)	1,102 (1.00)	1,333 (1.00)	1,102 (1.00)	1.00
	C_B	0.25	0.43	0.52	0.59	0.28	0.54	0.65	0.54	

3.2.2 弾性挙動 (20%加振)

図 3.1~3.5 に 20%加振における実験結果を示す. せん断力-層間変形角関係に示した破線は, 静的弾性解析から求めた弾性剛性の勾配である.

表 3.4 に本加振の結果から最小二乗法によって求めた剛性 buK , frK と, 静的解析による弾性剛性 aK を示す. ()内の数値は, 実験による剛性の解析による弾性剛性に対する比である.

表 3.4 試験体層剛性 (単位: kN/rad)

層	buK_x	frK_x	aK_x	buK_y	frK_y	aK_y
4	88,200 (1.72)	68,700 (1.34)	51,399	89,500 (1.47)	76,400 (1.26)	60,856
3	79,400 (1.31)	66,000 (1.09)	60,489	96,800 (1.44)	76,400 (1.13)	67,351
2	85,700 (1.21)	72,800 (1.03)	70,608	102,000 (1.32)	81,600 (1.06)	77,257
1	126,200 (1.49)	112,400 (1.32)	84,846	132,900 (1.47)	120,200 (1.33)	90,249

非構造部材の影響を含まない骨組せん断力での剛性を見ると, 1層と4層で実験値が解析値を 26~34%も上回っている. 1層の剛性が大きくなった原因は, 解析では柱脚にアンカーボルトの伸び剛性を考慮した回転ばねを想定したが, 実際の施工ではアンカーボルトの緩みによるガタつきを防止するために, 降伏軸力の 30%に相当する 100kN 程度の張力を導入したため, 柱脚の回転剛性が剛に近かったことが考えられる. 4層の剛性には, 梁上に存在するコンクリートのパラペットが梁の剛性に寄与したことが原因として考えられる. これらの影響がない2層と3層では, 剛性の実験値と解析値の差は 13%以下で, 試験体の計測や解析の仮定が概ね妥当であることを示している.

各履歴とも若干の非線形性が見られるが, 歪計測値から推定される鋼部材の歪はいずれも弾性範囲に留まっている. 一次設計の入力レベルを超える 20%加振で, 全ての鋼部材が降伏耐力以下にとどまったことから, 現行の耐震設計が想定する稀れに生じる地震動下で

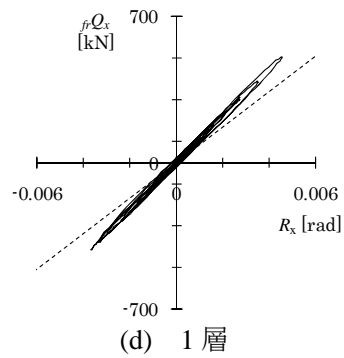
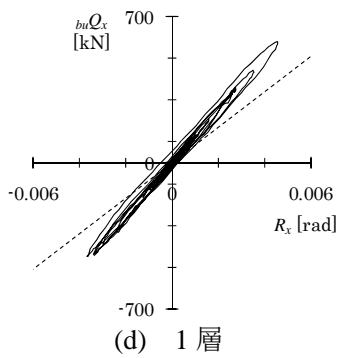
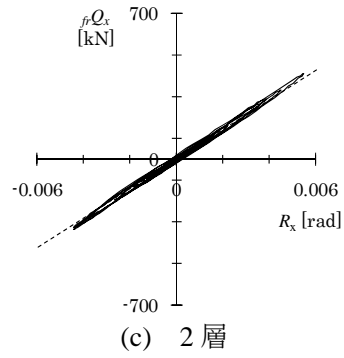
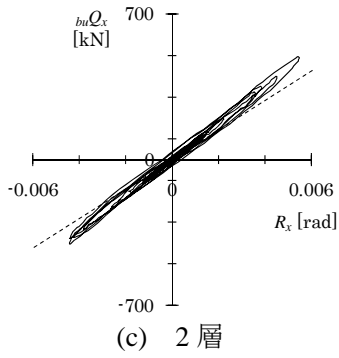
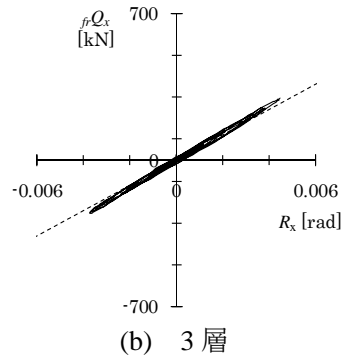
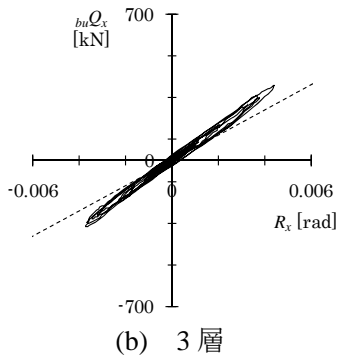
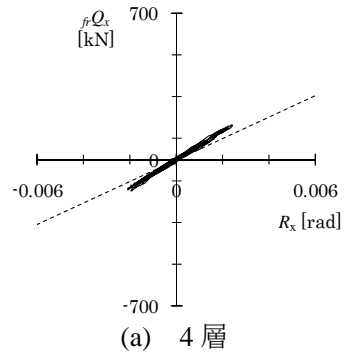
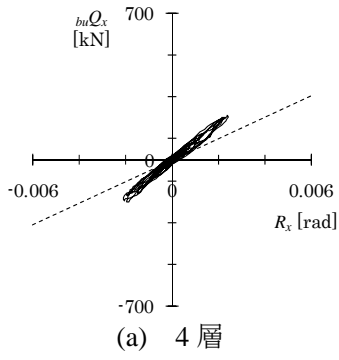


図 3.1 20%加振 X 方向
建物せん断力-層間変形角関係

図 3.2 20%加振 X 方向
骨組せん断力-層間変形角関係

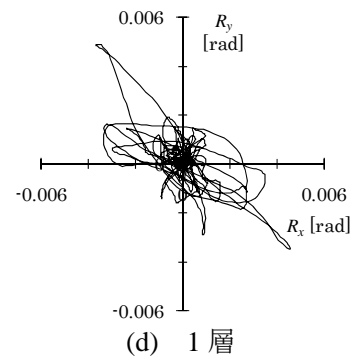
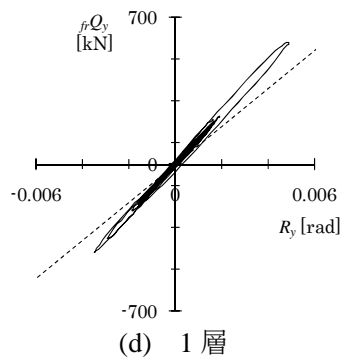
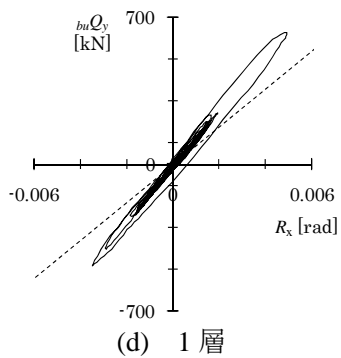
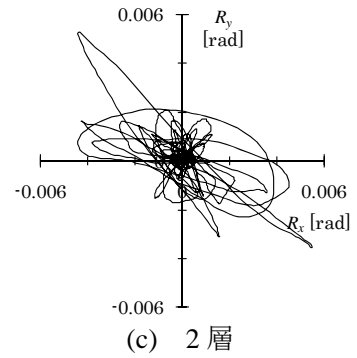
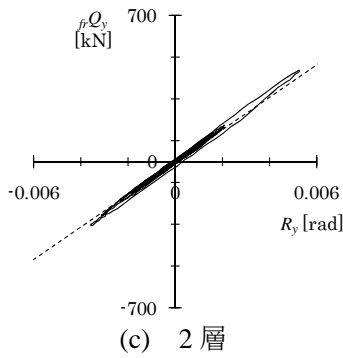
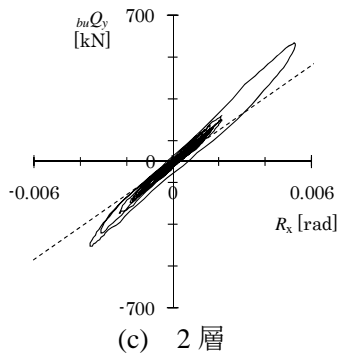
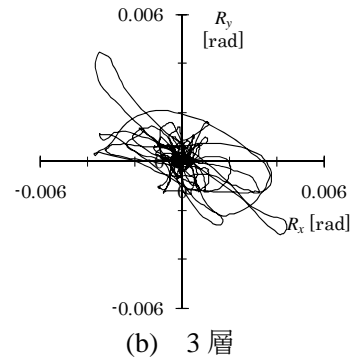
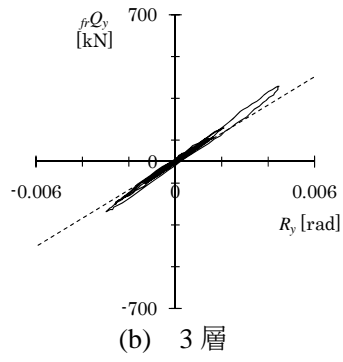
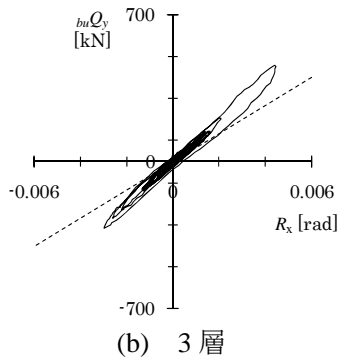
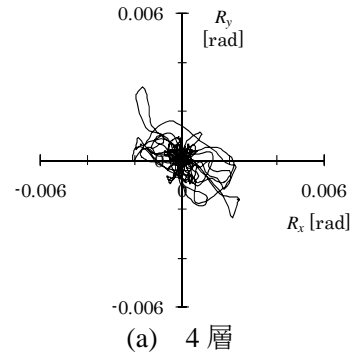
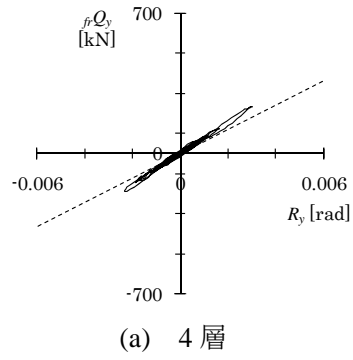
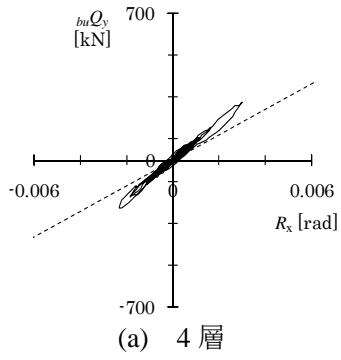


図 3.3 20%加振 Y 方向
建物せん断力-層間変形角関係

図 3.4 20%加振 Y 方向
骨組せん断力-層間変形角関係

図 3.5 20%加振
層間変形角 軌跡

構造部材が無損傷であることが確認された。

非線形性の原因については、目視による損傷観察でも柱・梁・パネルには目立った損傷は確認できなかったことから、鋼部材以外の影響を考える必要がある。建物せん断力に見られる非線形性が骨組せん断力に見られるそれよりも大きいのは、非構造部材が摩擦型の抵抗をしたり、目視では分からない局所的な損傷が生じたためと考えられる。また、非構造部材の影響を受けない骨組せん断力の履歴に見られる僅かな非線形性は、合成梁におけるスラブのひび割れ等に起因するものと予想される。2,3層のY方向と4層のX方向で、骨組せん断力に対する建物せん断力の比が他層に比べ大きく、かつ非線形性も大きく剛性の増加も見られるのは、この方向に大きな間仕切り壁が配置されているという理由による。

各層の層間変形角の軌跡を見ると、Y方向の層間変形角が最大となった-X+Y方向からX方向の層間変形角が最大となった+X-Y方向への大きな1サイクルの振動が顕著に観察される。これは、図2.23に示した地震波の速度軌跡からも予想されることである。

3.2.3 弾塑性挙動（40, 60%加振）

図3.6~3.10に40%加振、図3.11~15に60%加振における実験結果を示す。図中破線は20%加振の図と同様で、せん断力-層間変形角関係には静的増分解析における各層の保有水平耐力を弾性勾配につなげて水平線として記した。

40%加振における最大層間変形角は、表3.1で示したようにX方向では2層、Y方向では1層で最大となり、その値はいずれも0.01radを僅かに超えた。骨組せん断力に対する顕著な非線形性が1層X,Y方向と2層Y方向で観察され、1層Y方向では最大層せん断力が静的増分解析における保有水平耐力を超えた。これらの部位に関連する部材では、後述するように接合部パネルや柱脚など鋼部材の塑性化が進行している。建物せん断力で見ると非線形性は更に顕著で、非構造部材の抵抗が明らかに表れている。

60%加振での最大層間変形角は、40%加振と同様にX方向では2層Y方向では1層が最大となり、このY方向1層では0.02rad近くまで達した。骨組せん断力に対する顕著な非線形性は更に上層にも広がり、Y方向3層とX方向2層でも明らかに観察された。加振後の目視による観察では、1層柱の柱脚側に写真3.1に示すようなわずかな局部座屈を確認し、2, 3階の床スラブでは亀裂の発生も確認した。

図3.16に60%加振までの各層の層せん断力が最大を記録したときの層せん断力と層間変形角の関係を静的増分解析の結果に重ねて示す。このときの層せん断力は骨組せん断力である。60%加振において、Y方向1層の最大層間変形角は0.019radで保有耐力状態に近く、層せん断力は全ての層で解析の保有水平耐力を上回り、解析値に対する比率は1層で1.35倍、2層で1.20倍となった。これら耐力上昇の原因は、3.3節での部材レベルの挙動で考察

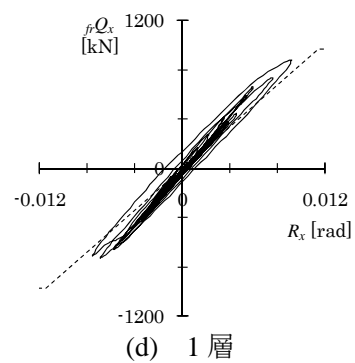
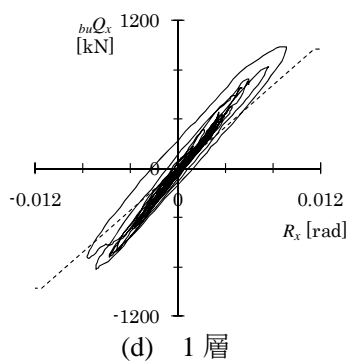
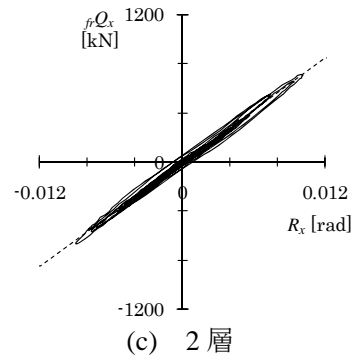
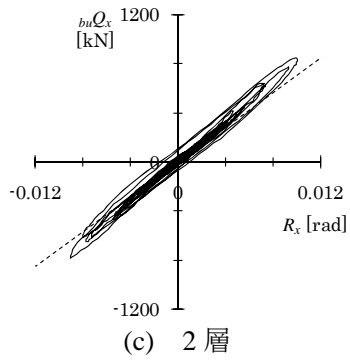
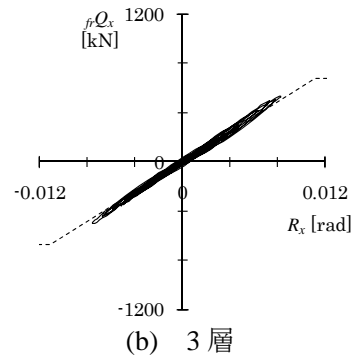
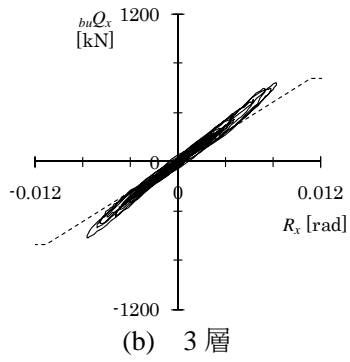
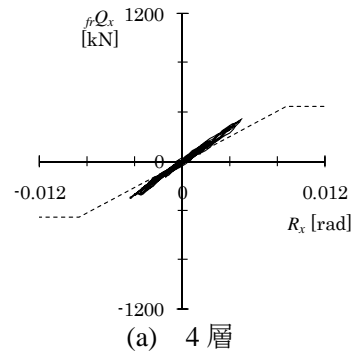
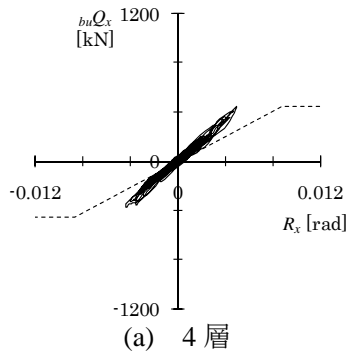


図 3.6 40%加振 X 方向
建物せん断力-層間変形角関係

図 3.7 40%加振 X 方向
骨組せん断力-層間変形角関係

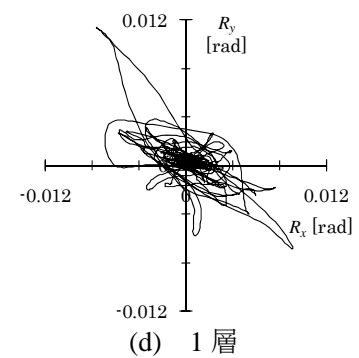
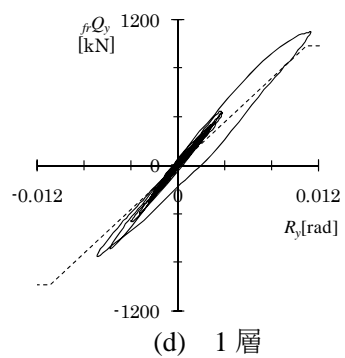
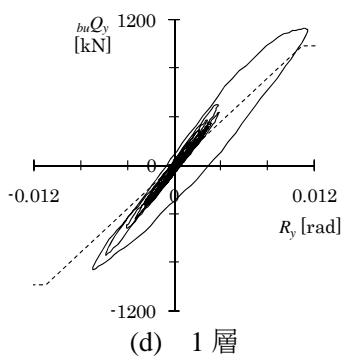
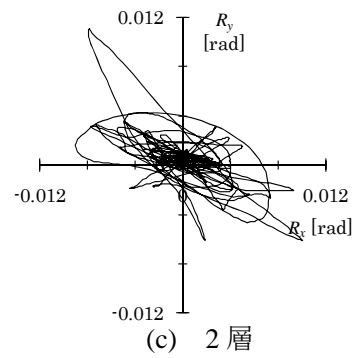
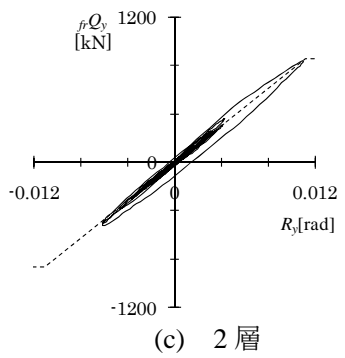
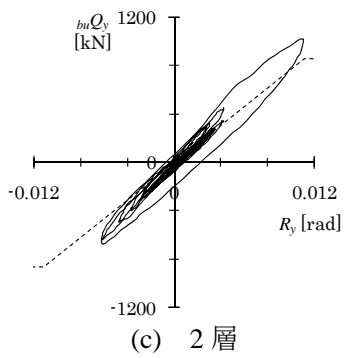
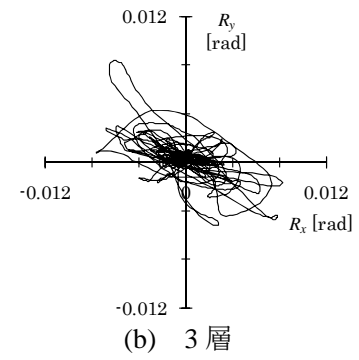
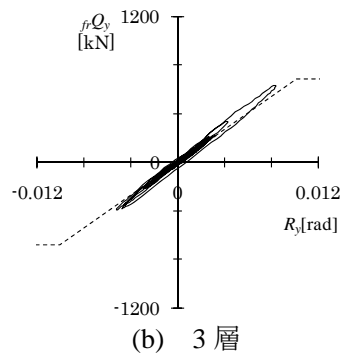
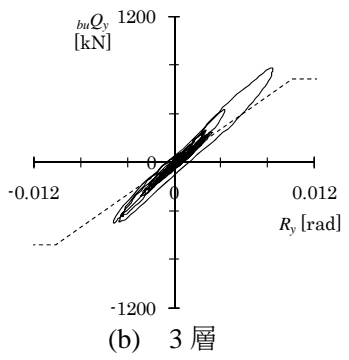
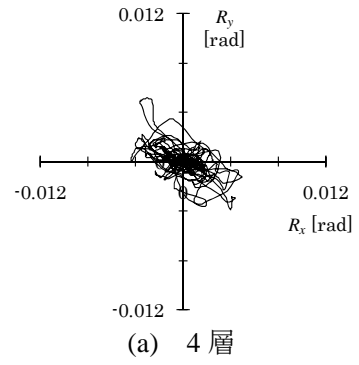
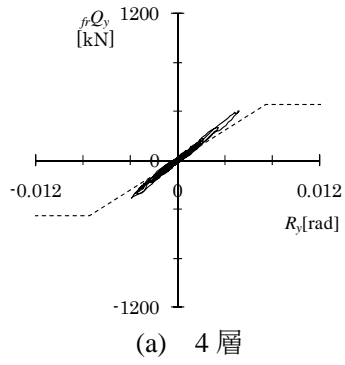
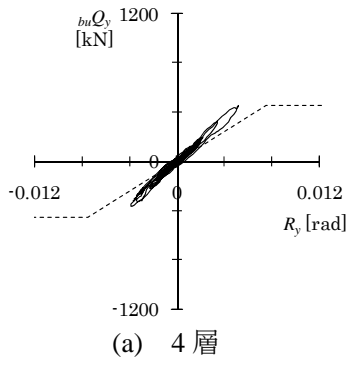


図 3.8 40%加振 Y方向
建物せん断力-層間変形角関係

図 3.9 40%加振 Y方向
骨組せん断力-層間変形角関係

図 3.10 40%加振
層間変形角 軌跡

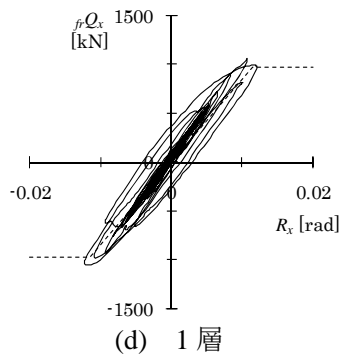
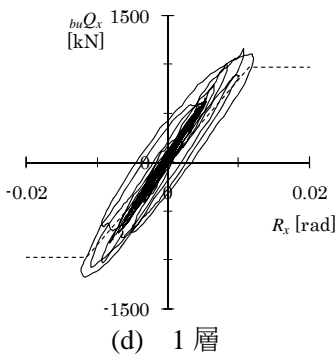
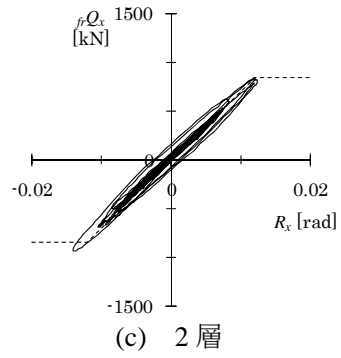
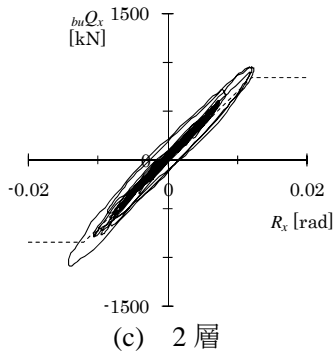
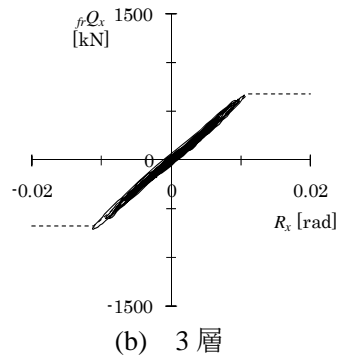
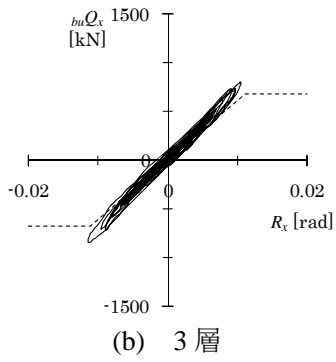
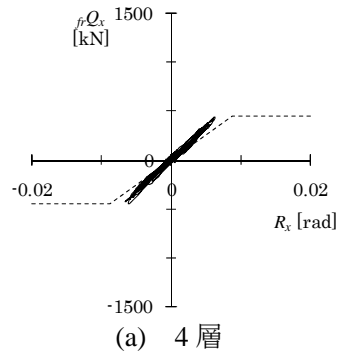
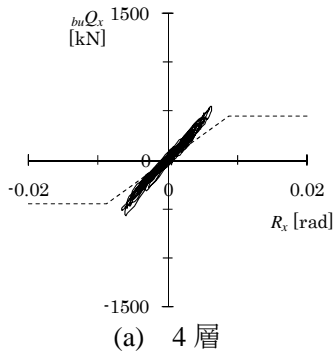


図 3.11 60%加振 X方向
建物せん断力-層間変形角関係

図 3.12 60%加振 X方向
骨組せん断力-層間変形角関係

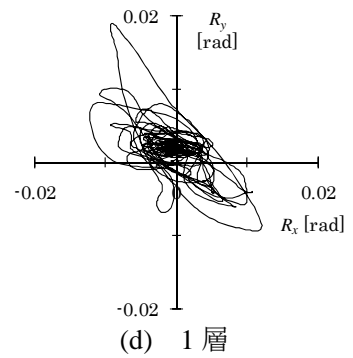
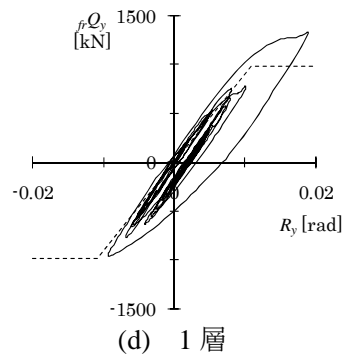
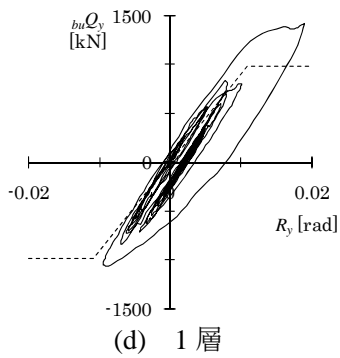
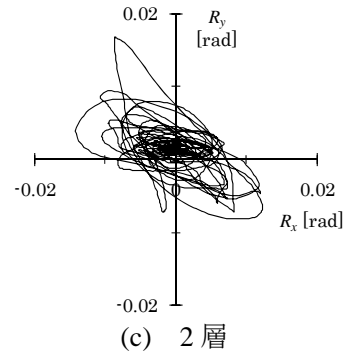
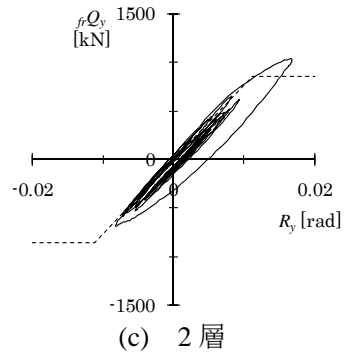
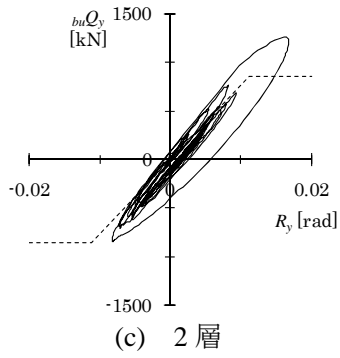
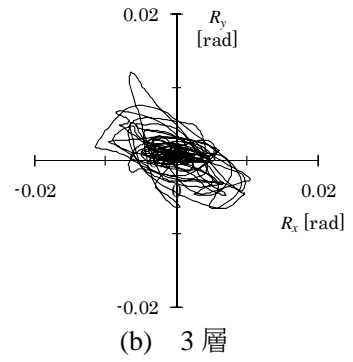
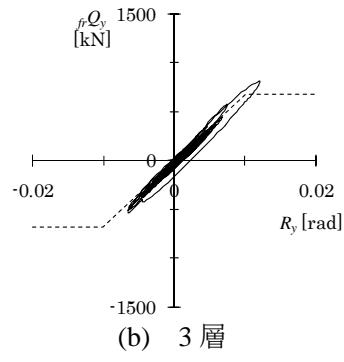
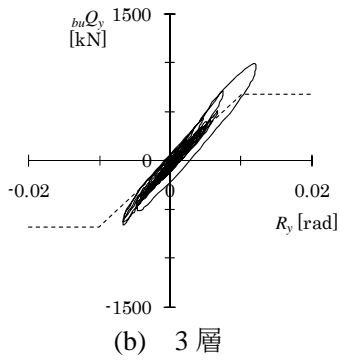
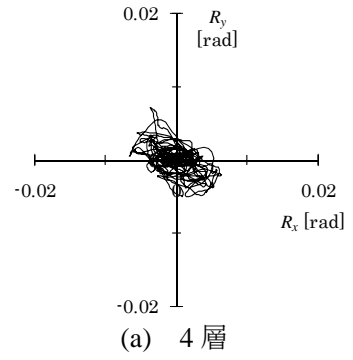
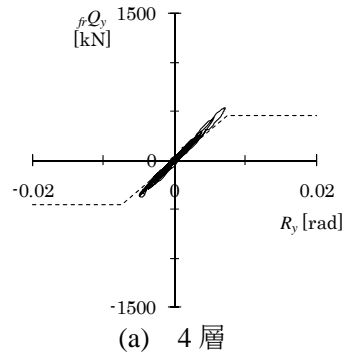
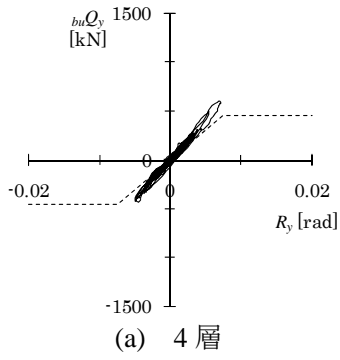


図 3.13 60%加振 Y方向
建物せん断力-層間変形角関係

図 3.14 60%加振 Y方向
骨組せん断力-層間変形角関係

図 3.15 60%加振
層間変形角 軌跡

する。X方向は層間変形角がY方向より小さく保有耐力状態とは言えないが、解析による保有水平耐力には達している。

層間変形角の軌跡は、20%加振と40%加振では相似形に近いが、60%加振になると1,2層ではY方向の最大層間変形角時のX方向層間変形角が相対的に小さくなり、最大応答時にY方向への変形が増大していく傾向が見られる。これは、弾性応答が弾塑性応答に変わることによって、水平面内における変形の変化していることを示している。3,4層では、1,2層が塑性化して応答加速度が頭打ちになることから、最大応答が生じる1サイクルでの層間変形角の増大が顕著ではなくなっている。



写真 3.1 1層柱脚の局部座屈

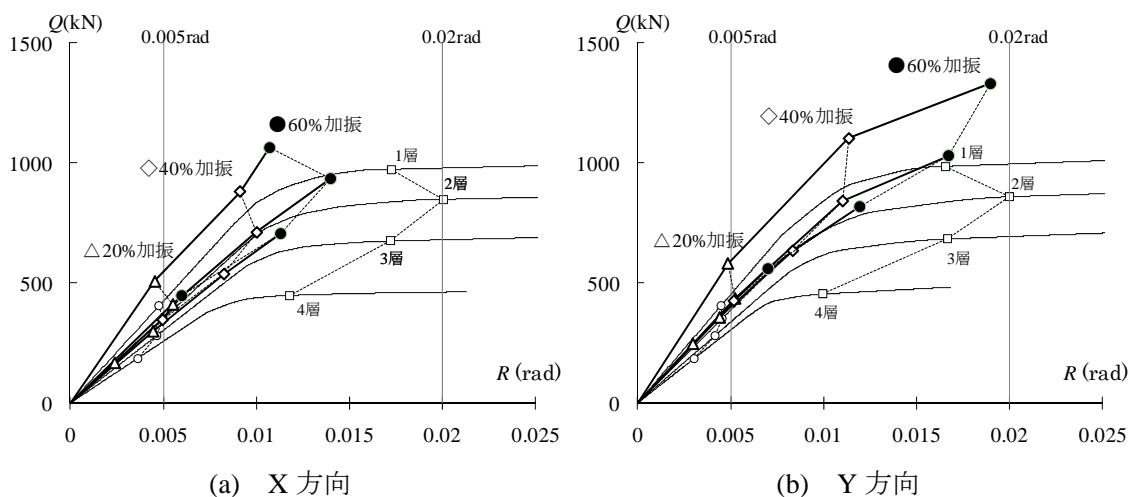


図 3.16 最大層せん断力時の層せん断力-層間変形角関係

3.2.4 崩壊挙動（100%加振）

図 3.17~3.21 に 100%加振における実験結果を示す。ここで、2 層の変位計測には巻き込み式変位計による値を、1 層の変位計測には 2.3.3 節で述べた大変形三次元計測による値を用いた。1 層の骨組せん断力 $f_r Q'_1$ は大変形による柱の倒れを考慮して以下の式を用いて算出した。

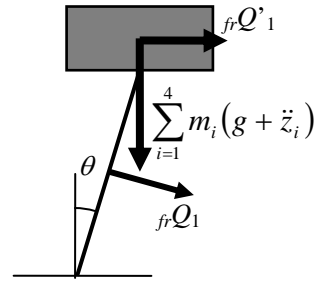
$$f_r Q'_1 = \frac{f_r Q_1}{\cos \theta} - \sum_{i=1}^4 m_i (g + \ddot{z}_i) \cdot \tan \theta \quad (3.1)$$

ここに、 m_i : 各階の質量

θ : 柱の倒れ角度

g : 重力加速度

\ddot{z}_i : 各階の鉛直方向加速度



この加振で、1 層の全ての柱において柱頭柱脚に局部座屈が発生し、1 層柱の両端を塑性ヒンジとする層崩壊メカニズムが形成された。これにより 1 層の層間変形角が急激に増大し、2 階大梁が試験体外部及び内部の崩壊防止架台に接触し加振を停止した。グラフは崩壊防止架台に接触したと予想される加振後 6.6 秒後までの結果である。

図中□○△印の時刻での層間変形角と層せん断力を表 3.4 に示す。加振後 5.78 秒(□印)は、倒壊直前に X 方向の耐力が劣化を始めた時点である。この時までには 60%加振での最大層間変形角を超える 0.02rad 程度の変形履歴を XY 両方向とも数回受けており、柱脚の局部座屈が進展していることが予想される。加振後 5.92 秒 (○印) は Y 方向の耐力が最大となり劣化を始めた時点である。この間の X 方向の耐力低下は 225kN で Y 方向の耐力上昇 711kN に比べて小さく、後述する柱の二軸曲げによる耐力低下による結果と推測される。しかし、この後の 6.00 秒 (△印) までに XY 両方向とも急激に耐力劣化が進み、柱頭柱脚に塑性ヒンジが形成され 1 層崩壊メカニズムとなり層崩壊へと進行していったことが、グラフより読み取れる。写真 3.2~3.4 に、崩壊後の試験体写真を示す。

2 層以上は、X 方向で 60%加振を上回る最大層間変形角を記録したが、Y 方向は最大振幅が生じる直前に 1 層の層崩壊が生じて 2 層以上へ地震力が伝達されなくなったため、最大層間変形角は 60%加振よりも小さくなった。

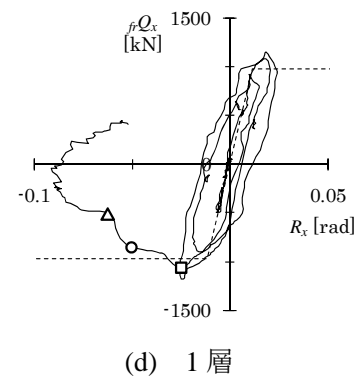
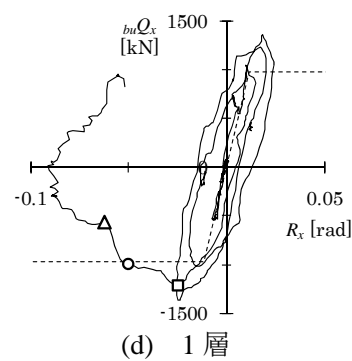
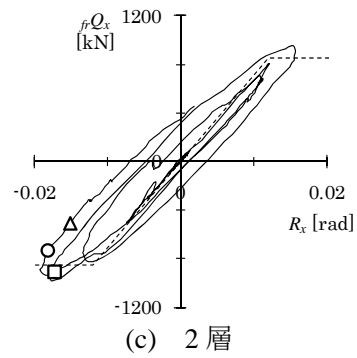
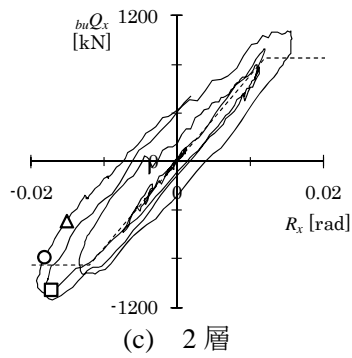
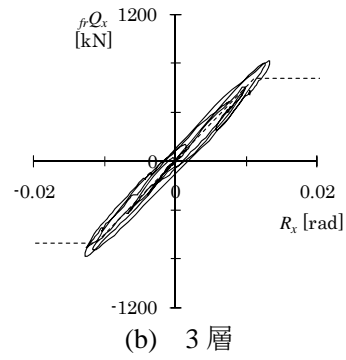
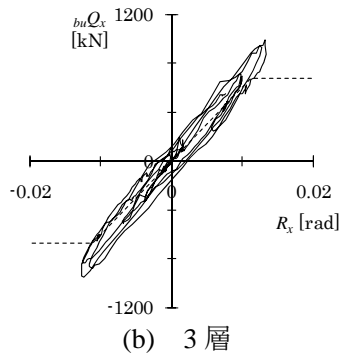
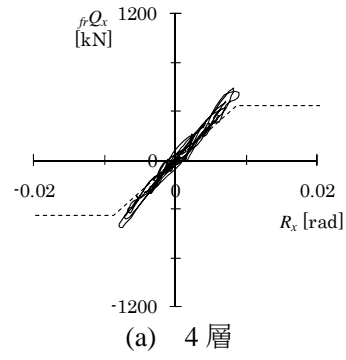
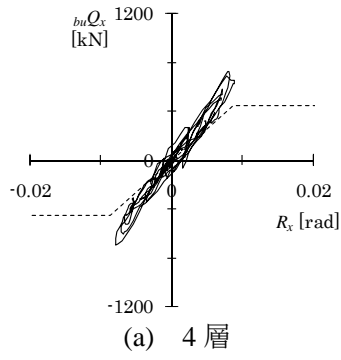


図 3.17 100%加振 X方向
建物せん断力-層間変形角関係

図 3.18 100%加振 X方向
骨組せん断力-層間変形角関係

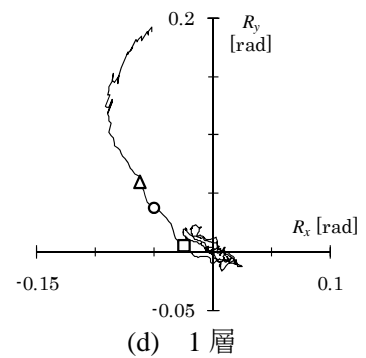
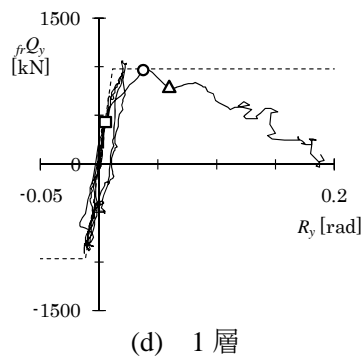
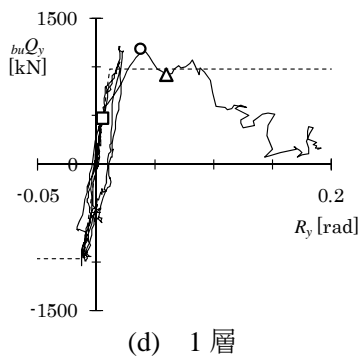
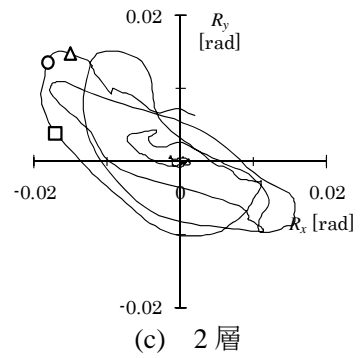
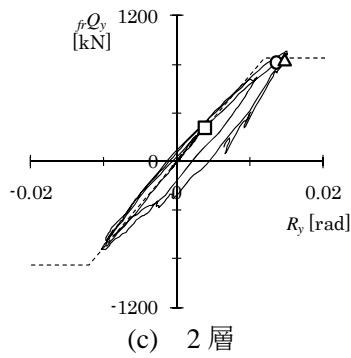
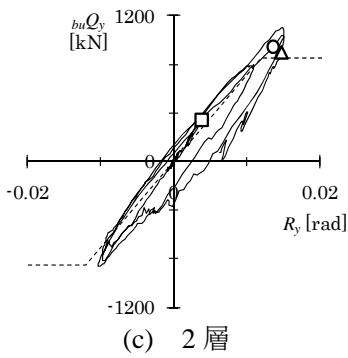
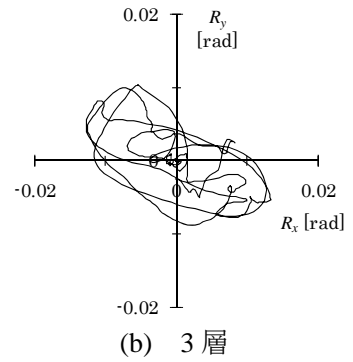
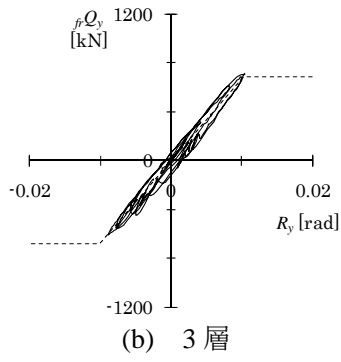
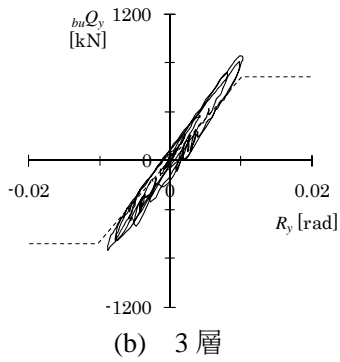
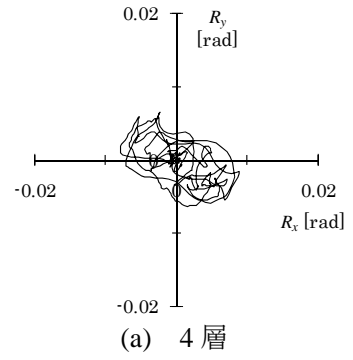
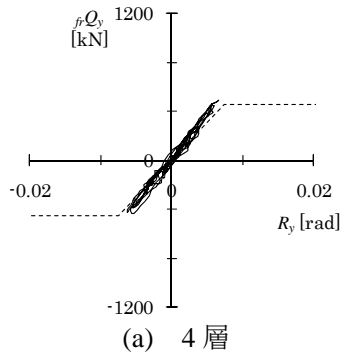
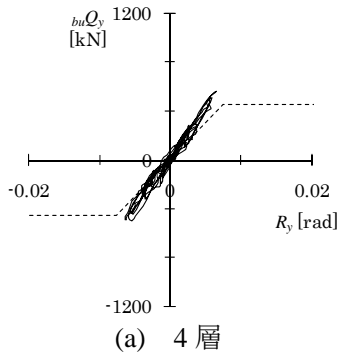


図 3.19 100%加振 Y方向
建物せん断力-層間変形角関係

図 3.20 100%加振 Y方向
骨組せん断力-層間変形角関係

図 3.21 100%加振
層間変形角 軌跡

表 3.4 崩壊挙動時の層間変形角と層せん断力

	時刻[s]	X 方向		Y 方向	
		層間変形角 [rad]	建物せん断力 [kN]	層間変形角 [rad]	建物せん断力 [kN]
□	5.78	-0.0249	-1,215	0.0052	471
○	5.92	-0.0502	-990	0.0373	1,182
△	6.00	-0.0623	-568	0.0595	920



写真 3.2 1 層の層崩壊



写真 3.3 1 層中柱上端の局部座屈



写真 3.4 1 層外柱下端の局部座屈

3.3 部材の挙動と崩壊メカニズムの形成

3.3.1 柱の挙動

1 層柱の材端回転角と、歪計測値から得られた材端曲げモーメントの関係から、柱の挙動を分析する。図 3.22~23 に 40%加振における 1 層柱頭・柱脚 X 軸回りの曲げモーメント-材端回転角関係を示す。この方向の曲げモーメントは、Y 方向の変形によって生じている。柱頭の各履歴は、変位計の計測誤差で生じた若干の非線形が見られるものの、概ね弾性挙動をしている。一方の柱脚は、最大変形時に塑性変形が生じており、特に中柱に相当する A2,B3 柱で塑性変形量が大きくなる傾向がある。これは、常時荷重による軸力で全塑

性耐力が低下している影響が、側柱に比べ中柱で大きいことを示している。

図 3.24～25 に 60%加振における 1 層柱頭・柱脚 X 軸回りの曲げモーメント-材端回転角関係を示す。柱頭では B2 柱に塑性変形の兆候が見られるが、残りの柱は概ね弾性である。柱脚は全ての柱で大きな塑性変形が生じ、B2 柱では最大変形時に僅かな耐力劣化も見られる。B2 柱は中柱で作用する曲げモーメントが大きいうえに、最大変形時の転倒モーメントにより圧縮軸力側が作用するため、柱頭の塑性化や柱脚の耐力劣化が生じたと考えられる。

柱端モーメントと部材耐力の関係について考察する。これらの柱材は 2 軸曲げを受けているため、部材耐力も 2 軸曲げの効果を考慮する必要がある。箱形断面の 45° 方向の断面係数 Z_{45} 及び塑性断面係数 Z_{p45} は 0° 方向の断面係数 Z_0 及び塑性断面係数 Z_{p0} を用いて以下の式で表わされる。

$$Z_{45} = \frac{1}{\sqrt{2}} Z_0 = 0.7 Z_0 \quad (3.2)$$

$$Z_{p45} = \frac{2\sqrt{2}}{3} Z_{p0} = 0.94 Z_{p0} \quad (3.3)$$

柱素材耐力の実測値 330N/mm^2 から求めた 0° 方向の降伏耐力は $312\text{kN}\cdot\text{m}$ 、全塑性耐力は $363\text{kN}\cdot\text{m}$ で、45° 方向はそれぞれ $218\text{kN}\cdot\text{m}$ 、 $341\text{kN}\cdot\text{m}$ となる。表 3.5～3.6 に 1,2 層柱の X 軸回りの最大材端モーメントとその時の Y 軸回りモーメント及びその合モーメントを示す。表中の太字は、X 軸回りで 0° 方向の全塑性耐力、合モーメントで 45° 方向の全塑性耐力に達した個所である。合モーメントの方向は必ずしも 45° 方向とは限らないが、ここでは 45° 方向の値で代表させる。

40%加振での 1 層柱脚の最大モーメントは、2 軸曲げの合モーメントで考えると全ての柱で全塑性耐力に達しており、履歴曲線の結果と合わせて十分な塑性ヒンジが形成されたと判断できる。また、1 層柱頭は合モーメントで 45° 方向の降伏耐力を超えているものの、全塑性耐力には達しておらず、局所的な降伏は生じているにしてもほぼ弾性挙動を保っていることが分かる。2 層は柱頭柱脚とも全塑性耐力以下に留まっている。

60%加振では 1 層柱頭での合モーメントが全塑性耐力に達しているが、履歴曲線からは大きな塑性回転が見られないことから、塑性ヒンジが形成される直前の状態になっていると考えられる。なお、2 層の中柱の柱頭柱脚でも全塑性耐力に達した。

このように、柱の耐力は二軸曲げと転倒モーメントによる付加軸力の影響で低下し、塑性化が早期に生じる要因となっていることが、柱材の挙動の分析から明らかになった。

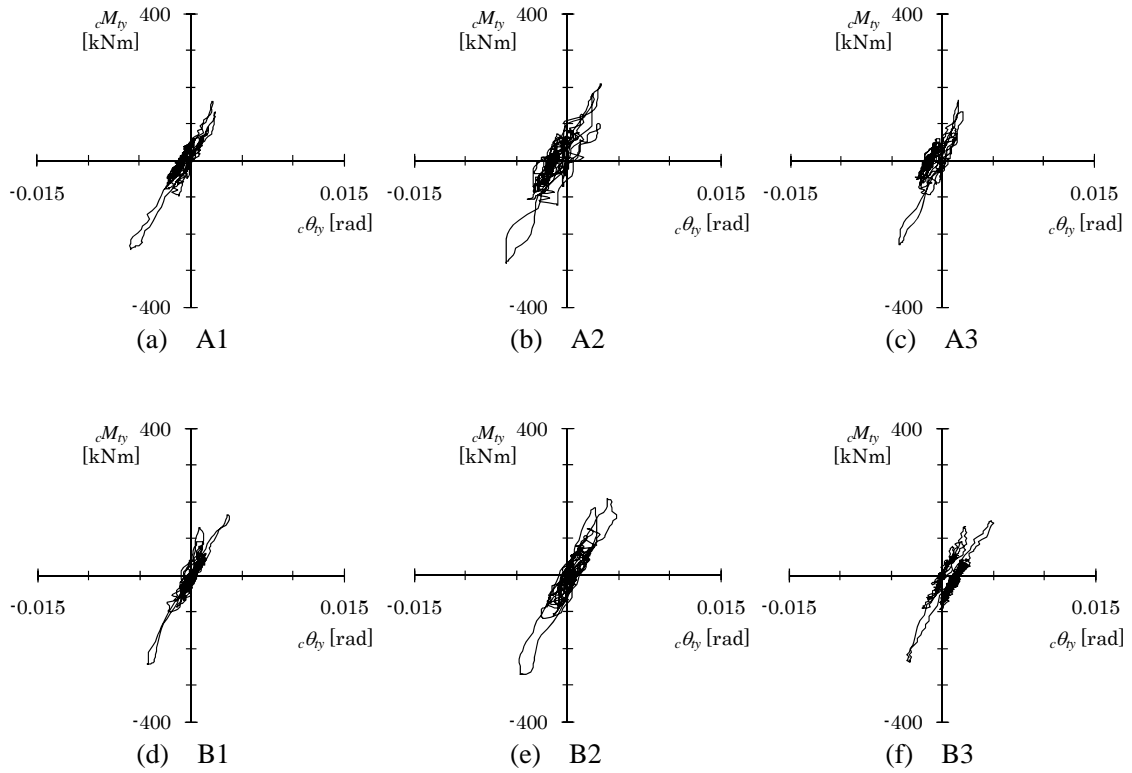


図 3.22 40%加振 1層柱頭 X 軸回り 材端モーメント-材端回転角関係

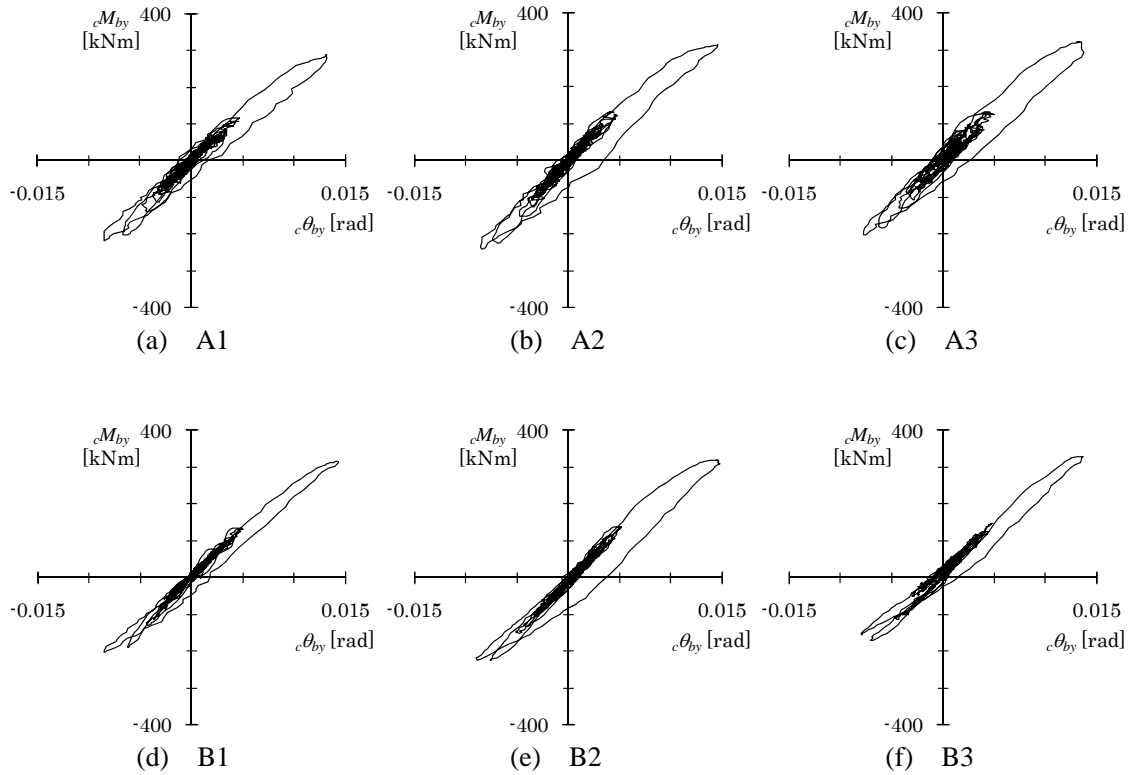


図 3.23 40%加振 1層柱脚 X 軸回り 材端モーメント-材端回転角関係

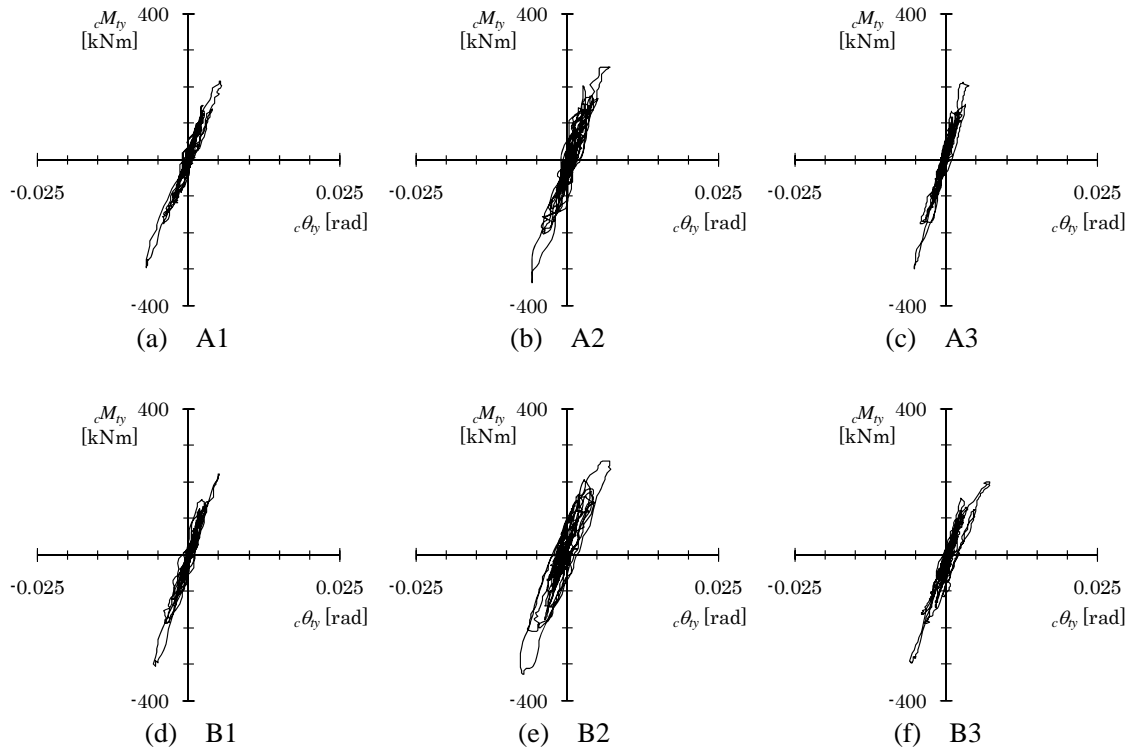


図 3.24 60%加振 1層柱頭 X 軸回り 材端モーメント-材端回転角関係

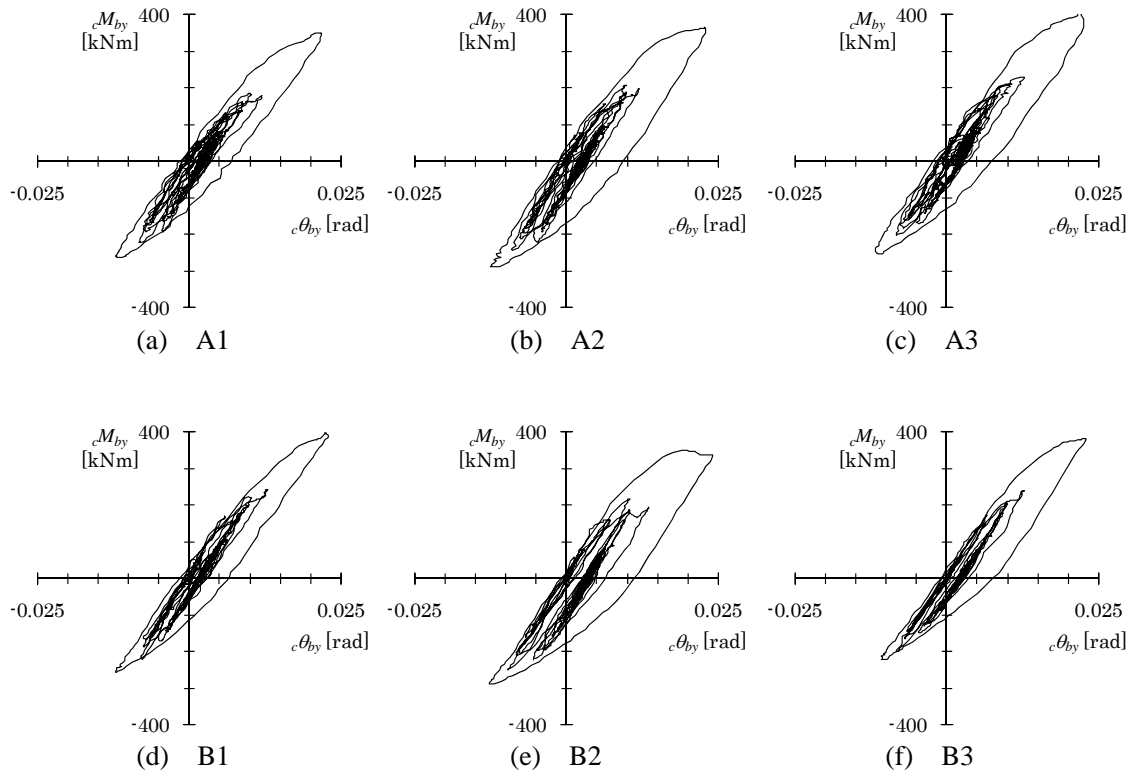


図 3.25 60%加振 1層柱脚 X 軸回り 材端モーメント-材端回転角関係

表 3.5 1層柱端モーメントの最大値 [単位：kN・m]

部位	方向	40%加振						60%加振					
		A1	A2	A3	B1	B2	B3	A1	A2	A3	B1	B2	B3
柱頭	X 軸回り	251	291	241	254	282	245	307	349	313	320	340	310
	Y 軸回り	166	176	165	165	150	182	149	148	155	146	137	145
	合力	301	340	292	303	320	305	341	379	349	352	367	342
柱脚	X 軸回り	298	327	337	330	332	343	365	379	421	416	363	399
	Y 軸回り	192	207	208	216	202	234	149	148	159	183	175	165
	合力	355	387	396	395	389	415	395	407	450	454	403	431

表 3.6 2層柱端モーメントの最大値 [単位：kN・m]

部位	方向	40%加振						60%加振					
		A1	A2	A3	B1	B2	B3	A1	A2	A3	B1	B2	B3
柱頭	X 軸回り	230	291	189	209	264	183	294	347	250	287	328	250
	Y 軸回り	148	166	148	131	129	148	149	149	144	128	106	138
	合力	274	335	240	246	294	235	329	378	289	315	345	285
柱脚	X 軸回り	224	288	164	181	240	148	261	317	184	221	282	184
	Y 軸回り	142	177	137	115	117	125	131	150	118	104	92	103
	合力	265	338	213	215	267	194	292	351	219	245	297	210

3.3.2 梁の挙動

梁の材端回転角と、歪計測値から得られた材端曲げモーメントの関係から、梁の挙動を分析する。図 3.26～29 に 40%加振と 60%加振における Y 方向構面 2,3 階側柱の梁端モーメント-回転角関係を示す。各履歴には若干の非線形が見られるが、変位計測による誤差の影響が大きいため、塑性化は全塑性モーメントと比較しながら判断する。

表 3.7, 3.8 に梁端モーメントの最大値を正曲げと負曲げそれぞれについて示す。梁素材耐力の実測値から求めた降伏耐力は、2 階で 381kN・m、3 階で 311kN・m、全塑性耐力は 2 階で 427kN・m、3 階で 345kN・m である。正曲げ側の全塑性耐力は合成梁の効果により 1.4 倍程度の耐力上昇が生じることが事前の部材実験^{3,4)}により確認されているが、部材実験は両側スラブ付きであるのに対し本実験は片側スラブであるので、耐力上昇は 1.2~1.3 倍程度になると予想される。耐力上昇を 1.2 倍としたときの全塑性耐力は 2 階で 512kN・m、3 階で 414kN・m となる。表 3.6, 3.7 ではこれら全塑性耐力を超えた値を太字で示した。更に加振前の常時荷重により 20~40kN・m 程度の負曲げモーメントがこれらの値に付加されている。

40%加振での最大値は全て全塑性耐力を下回っており、梁端での塑性化は進行していないと考えられる。2 階 A 構面 1 通側に見られる非線形性は、変形方向が反転した際に変位計の追従が遅れることによって生じたもので、部材の塑性化とは異なる。

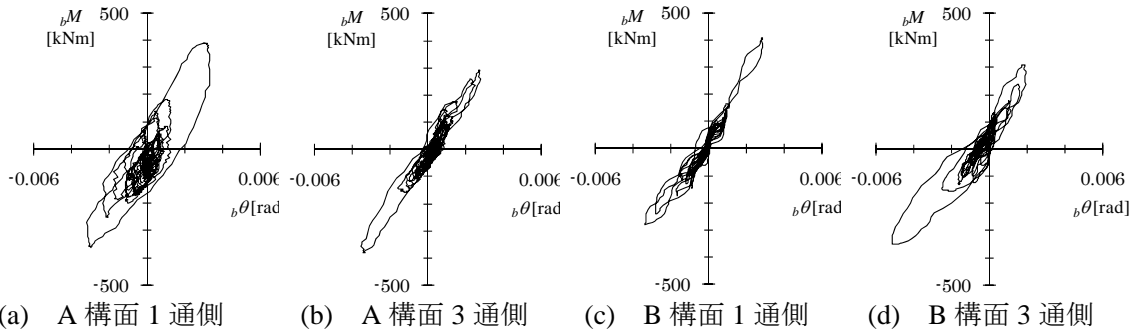


図 3.26 40%加振 2階梁端 材端モーメント-材端回転角関係

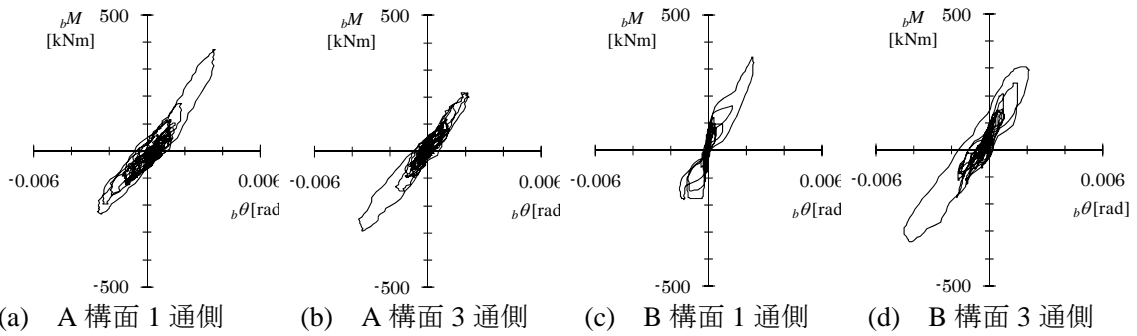


図 3.27 40%加振 3階梁端 材端モーメント-材端回転角関係

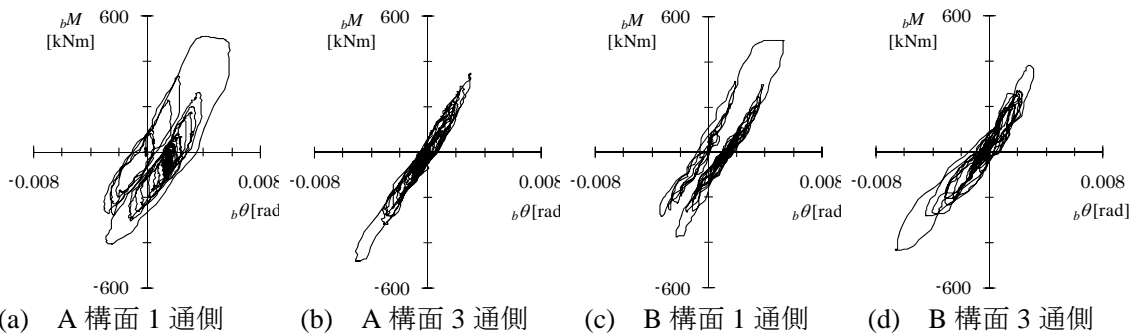


図 3.28 60%加振 2階梁端 材端モーメント-材端回転角関係

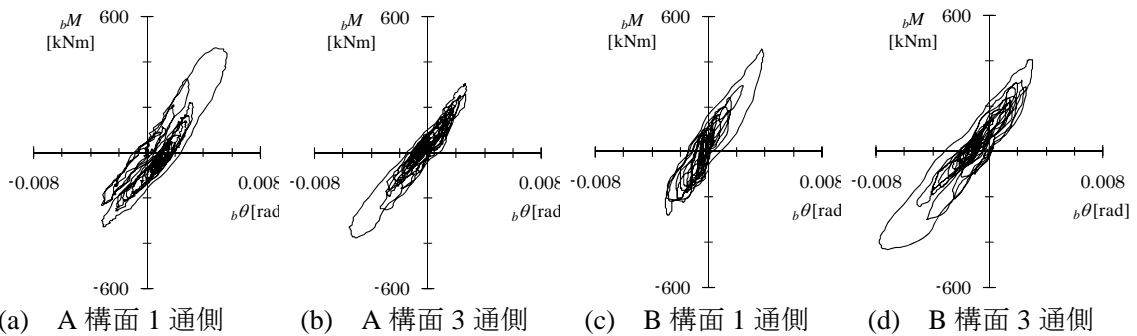


図 3.29 60%加振 3階梁端 材端モーメント-材端回転角関係

60%加振になると、1 通り側の梁端正曲げと 3 通り側の梁端負曲げで全塑性耐力に達した。A 構面 1 通り側の履歴曲線に見られる非線形性は 40%加振とは異なり、変形方向が反転する前に梁端モーメントが一定のまま梁端回転角のみが増加しており、変位計の追従性ではなく部材の塑性化による非線形性が表れている。このときの最大モーメントは 510kN・m で全塑性耐力の 1.2 倍には僅かに達していないが、履歴曲線から塑性ヒンジが形成されていると考えられる。このように考えると、60%加振で Y 方向構面での 2, 3 階の側柱に取り付く梁端は全て塑性化し、塑性ヒンジが形成されたと判断できる。また、塑性変形量が 3 通り側に比べ 1 通り側の正曲げで大きくなっているのは、正曲げ側は弾性剛性が大きいために弾性変形量が小さく、塑性変形によって全体変形に追従するためである。

なお、中柱に取り付く梁端は全塑性耐力に達することなく、弾性挙動をしている。

表 3.7 2 階梁端モーメントの最大値 [単位：kN・m]

部位	方向	40%加振				60%加振			
		1-2 間		2-3 間		1-2 間		2-3 間	
		1 通側	2 通側	2 通側	3 通側	1 通側	2 通側	2 通側	3 通側
A 構面	正曲げ	390	275	345	292	510	303	428	348
	負曲げ	-360	-193	-188	-381	-407	-238	-215	-481
B 構面	正曲げ	407	302	284	311	493	358	363	383
	負曲げ	-282	-231	-157	-351	-373	-291	-187	-434

表 3.8 3 階梁端モーメントの最大値 [単位：kN・m]

加振レベル	方向	40%加振				60%加振			
		1-2 間		2-3 間		1-2 間		2-3 間	
		1 通側	2 通側	2 通側	3 通側	1 通側	2 通側	2 通側	3 通側
A 構面	正曲げ	373	213	302	216	461	285	371	304
	負曲げ	-232	-208	-168	-294	-328	-244	-216	-374
B 構面	正曲げ	344	215	206	305	454	279	265	405
	負曲げ	-180	-226	-123	-337	-279	-279	-174	-432

3.3.3 パネルの挙動

柱梁接合部パネルのせん断変形角と、柱端モーメントとせん断力から得られたパネルモーメントの関係から、パネルの挙動を分析する。図 3.30～31 に 40%加振と 60%加振における Y 方向構面 2,3 階柱のパネルモーメント-せん断変形角関係を示す。40%加振では中柱に顕著な塑性化が見られ、側柱も僅かに塑性化している。60%加振になるとこの塑性化はさらに進展し、2 階の全てのパネルと 3 階中柱のパネルが大きく塑性化した。

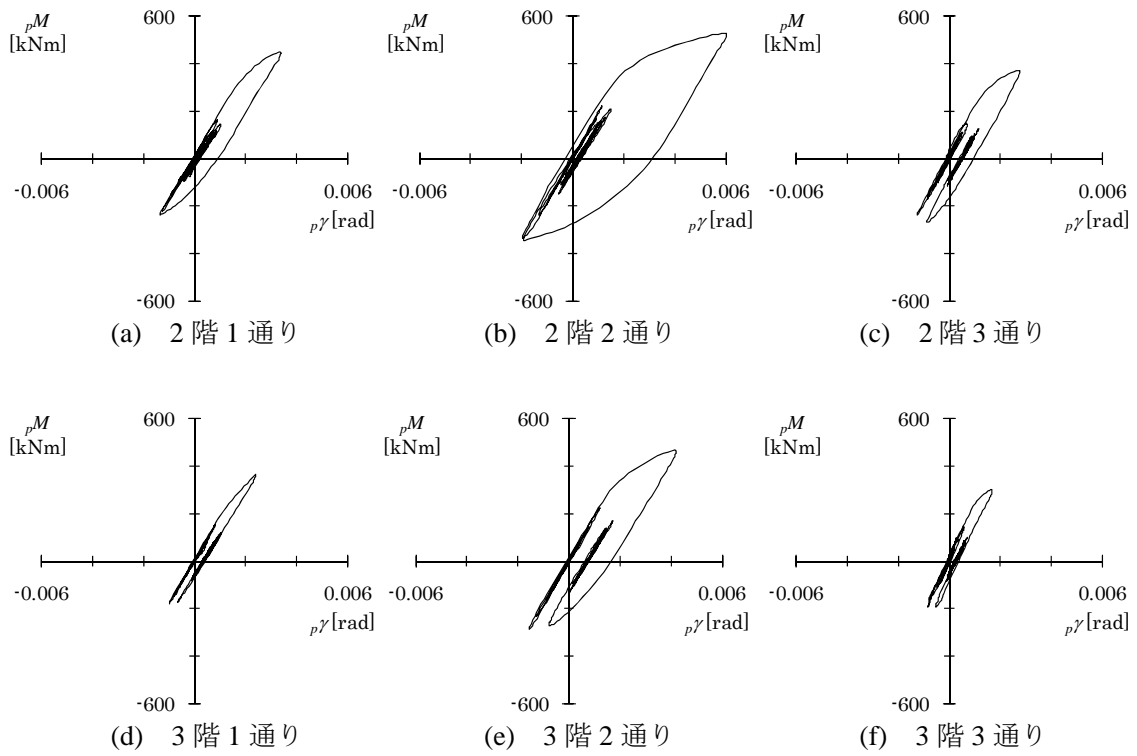


図 3.30 40%加振 A 構面 パネルモーメント-せん断変形角関係

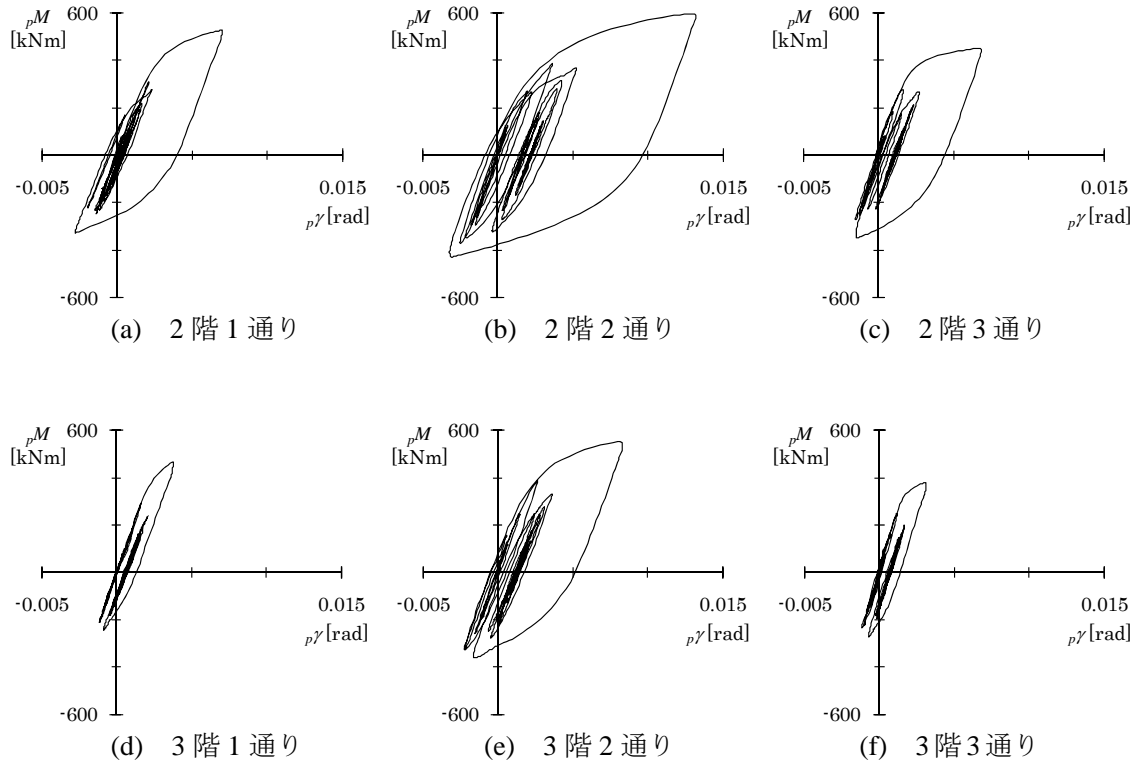


図 3.31 60%加振 A 構面 パネルモーメント-せん断変形角関係

表 3.9 に B 構面のパネルも含めたパネルモーメントの最大値を示す。パネルの降伏モーメントを降伏せん断耐力 ($332/\sqrt{3} = 192 \text{ kN}\cdot\text{m}$) とせん断パネルの体積 (梁フランジ板厚中心間距離×柱幅×柱板厚×2) との積で表わすと、2 階が $401 \text{ kN}\cdot\text{m}$ 、3 階が $399 \text{ kN}\cdot\text{m}$ となる。表中太字はこの降伏モーメントを上回った値を示す。3 通りのパネルは最大変形時に梁が負曲げで作用するため、正曲げで作用する 1 通りに比べ最大モーメントが小さくなっている。それでもパネルのせん断変形量は 1 通りと 3 通りで大きく変わらないことから、正曲げ時のパネル耐力は負曲げ時に比べ大きくなっていることが分かる。パネルモーメントが降伏モーメントに達する以前から塑性履歴を示すパネルがあるが、これは冷間成形コラムの残留歪により、降伏耐力よりも低い領域から剛性低下が生じるためである。

塑性化後は歪硬化が顕著に見られ、60%加振での 2 階 A 構面 2 通りではパネルモーメントが $596 \text{ kN}\cdot\text{m}$ と、降伏モーメントの 1.49 倍にも達した。静的増分解析ではパネル降伏型の崩壊メカニズムが想定されパネル耐力により保有水平耐力が決まっていたが、実験によるパネル耐力の大幅な上昇が、最大層せん断力が解析上の保有水平耐力を大きく上まわる原因となったと考えられる。

表 3.9 パネルモーメントの最大値 [単位 : $\text{kN}\cdot\text{m}$]

部位		40%加振			60%加振		
		1通り	2通り	3通り	1通り	2通り	3通り
A 構面	2 階	449	528	373	525	596	450
	3 階	366	467	300	464	551	378
B 構面	2 階	415	477	367	506	555	449
	3 階	324	420	275	444	515	362

3.3.4 塑性化部位の分布と崩壊メカニズムの形成

ここまでの部材レベルの挙動分析と、試験体全体の層せん断力-層間変形角関係から、塑性化部位の分布とそこで形成された崩壊メカニズムについて検討する。

図 3.32 に、40%加振と 60%加振における A 構面の塑性化部位の分布を示す。黒色の部位が塑性ヒンジが形成され大きな塑性変形が生じている個所、灰色の部位は全塑性耐力に達しているが大きな塑性変形は生じていない個所である。

40%加振では 1,2 層に非線形性が見られたが、それに対応したパネルの塑性化が 2,3 階の中柱で生じている。このときの最大層間変形角は 1 層の 0.0114 rad で、この程度の変形では柱脚の塑性化も顕著ではない。

60%加振では、柱脚と中柱パネルの塑性化が進行するとともに、2 階側柱のパネル、側柱に取り付く梁端にも塑性ヒンジが生じた。1 層の柱頭と 2 層中柱の柱頭柱脚が全塑性耐力

に達したが、大きな塑性変形が生じることはなく、建物全体としてはパネル・梁降伏型の全体崩壊メカニズムが形成された、もしくはされつつある状態であると言える。

柱の耐力は、梁・パネルの耐力に比べて十分大きな耐力比を持つような設計としていたが、柱は2軸曲げや付加軸力の影響で耐力が低下する傾向にあるのに対し、パネルと梁は歪硬化や床スラブの影響で耐力が上昇する傾向があるため、その耐力差は小さくなり、1層の柱脚以外でも柱が全塑性耐力に達する結果となった。現行の耐震設計における部材耐力比の検討では、これらの影響を考慮した安全率を用いることで、柱の耐力が梁とパネルの耐力に対して十分大きくなるように設計するが、現実の地震時挙動ではこの安全率が必ずしも十分ではないことがこの実験結果より明らかになった。特に、柱材の部材ランクをFB、FCとした場合は、全塑性耐力到達後の耐力劣化が早期に予想されるため、この耐力比に注意する必要がある。現行の基準では部材耐力の割増率を梁で1.5倍、パネルで1.3倍としているが、全体崩壊系を保証するにはこれらの値をさらに大きくする必要がある。本実験結果からは、パネルの最大耐力が降伏耐力の1.5倍に達していることから、パネル耐力の割増率は最低でも1.5倍が必要であり、梁耐力もそれに合わせて1.7~1.8倍が必要となる。

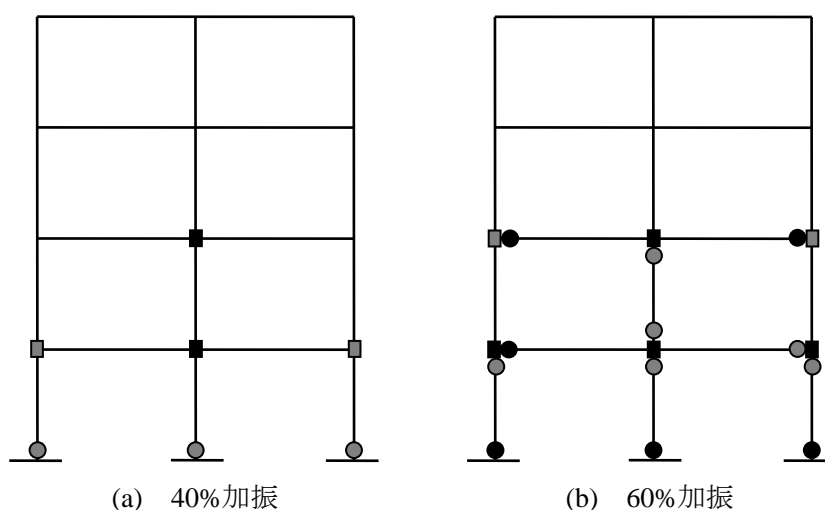


図 3.32 A 構面 塑性化部位の分布

3.3.5 試験体の崩壊過程

100%加振時に試験体が崩壊に至る過程を、部材レベルで検証する。

図 3.33~36 に 100%加振における 1 層柱の材端モーメント-材端回転角関係を示す。図中 □○△印は、表 3.4 で示した時刻における値である。

柱頭 Y 軸回りの関係をみると、耐力上昇を伴う塑性履歴が何回か繰り返された後、最大耐力に達しそのまま崩壊過程に進行する。A 構面では 5.78 秒 (□印) でほぼ最大耐力に達

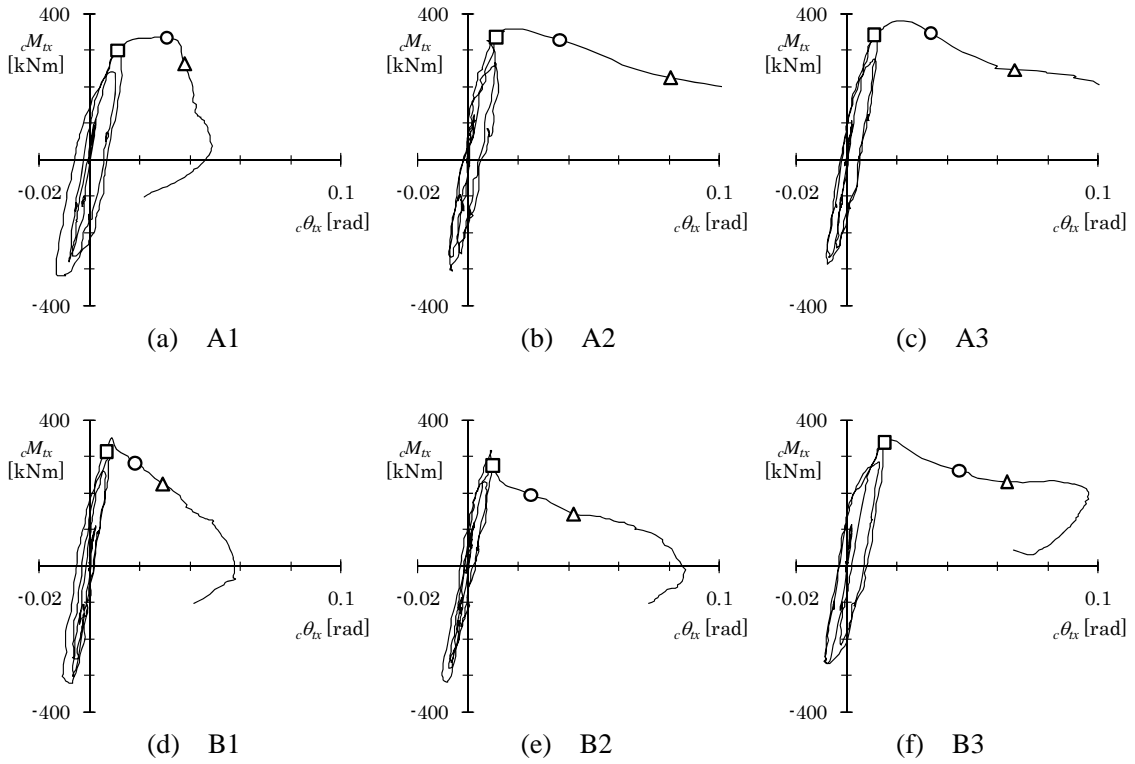


図 3.33 100%加振 1層柱頭 Y 軸回り 材端モーメント-材端回転角関係

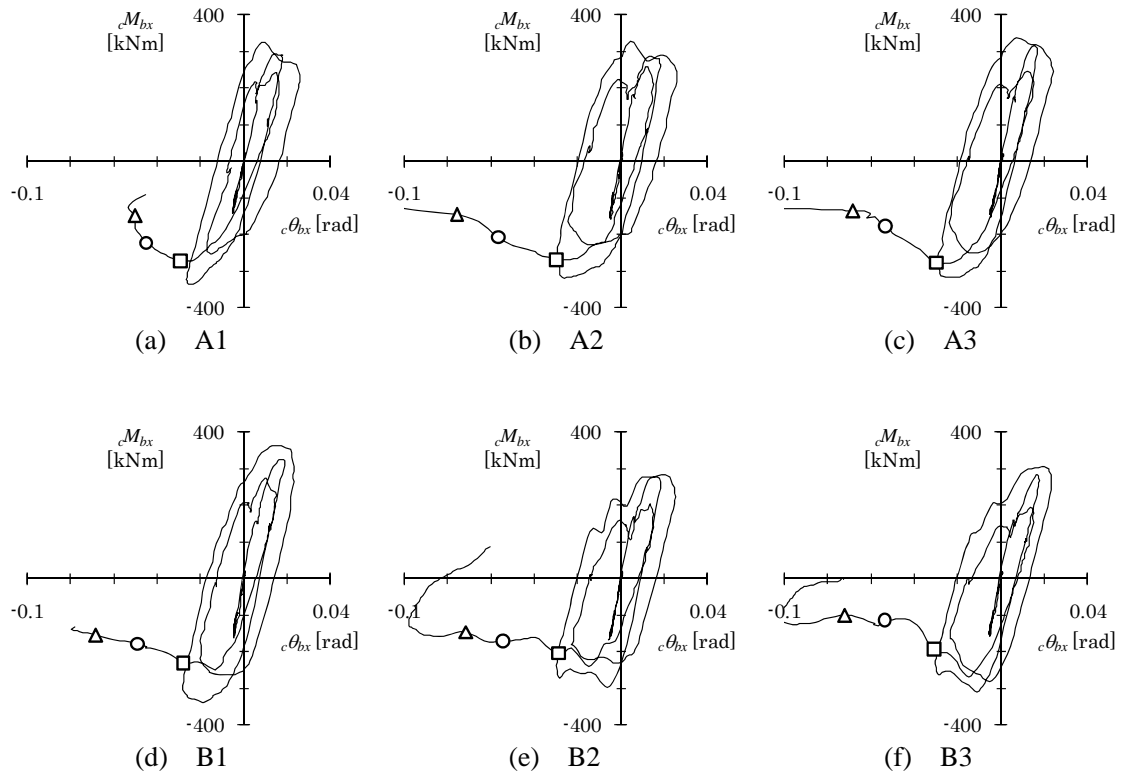


図 3.34 100%加振 1層柱脚 Y 軸回り 材端モーメント-材端回転角関係

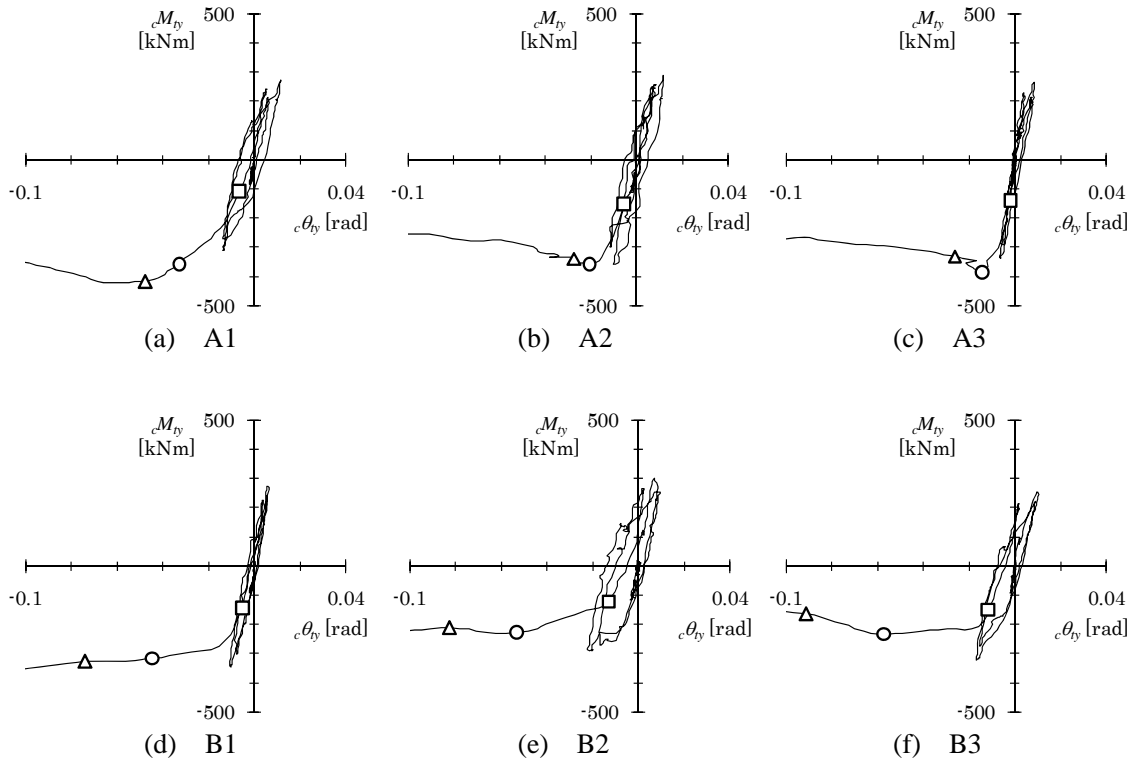


図 3.35 100%加振 1層柱頭 X 軸回り 材端モーメント-材端回転角関係

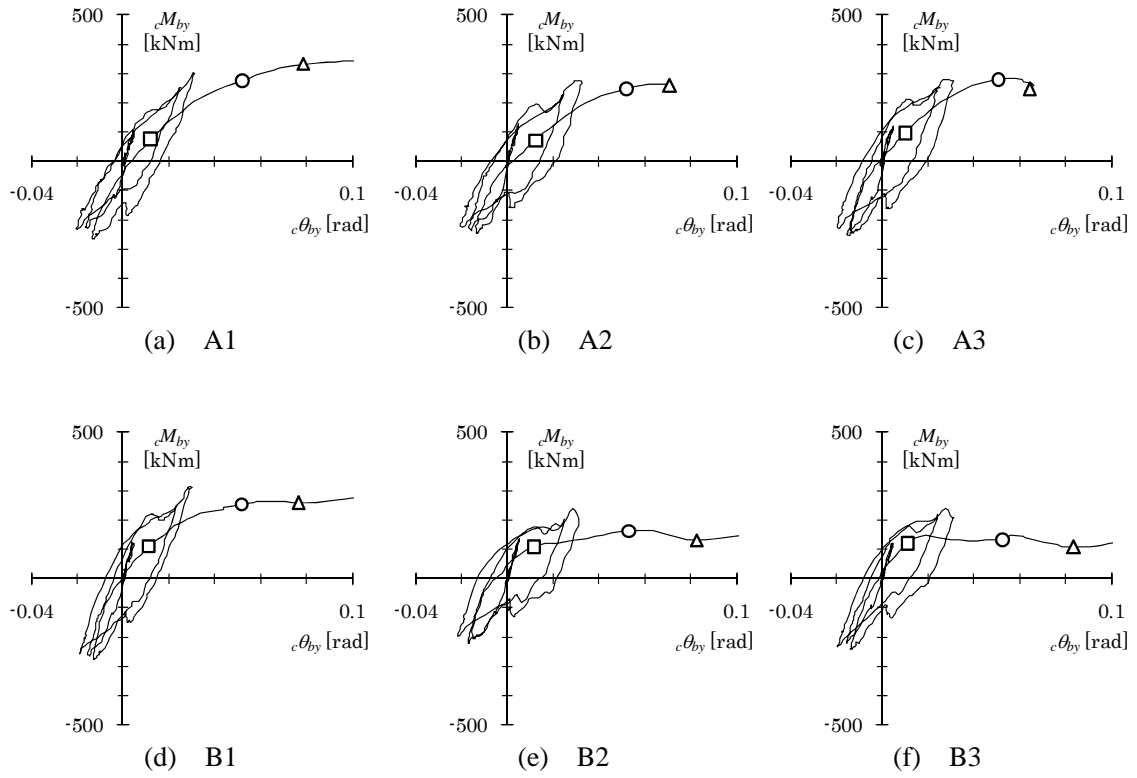


図 3.36 100%加振 1層柱脚 X 軸回り 材端モーメント-材端回転角関係

し 5.92 秒（○印）までその耐力が維持され、その後に劣化が生じるのに対し、B 構面では 5.78 秒（□印）前後で最大耐力に達した後、直ちに劣化が生じている。

柱脚 Y 軸回りでは耐力低下を伴う大きな塑性履歴が繰り返された後、A 構面では 5.78 秒（□印）前後でから劣化勾配に入り、B 構面では 5.78 秒のかなり前から劣化勾配に入っ
て崩壊過程へと進行している。このように A 構面と B 構面で挙動が異なるのは、転倒モー
メントによる柱への付加軸力の影響を受けているためである。表 3.10 に歪ゲージの値から
算出した各時刻での柱への付加軸力を示す。A 構面の柱には引張軸力が作用し局部座屈に
よる耐力劣化が生じにくくなっていることが分かる。

表 3.10 1 層柱の付加軸力 [単位：kN]

	時間[S]	A1	A2	A3	B1	B2	B3
□	5.78	768	799	403	-537	-267	-957
○	5.92	1,020	666	16	-146	-194	-1,146
△	6.00	773	229	-420	-150	-418	-1,280
常時軸力 (計算値)		-273	-482	-273	-273	-482	-273

一方の X 軸回りで柱頭の間接関係をみると、A 構面では耐力劣化は見られず 5.92 秒（○印）
から 6.00 秒（△印）にかけて全塑性耐力を超える最大耐力に達した後劣化が生じ、崩壊
過程へ進行する。B 構面、特に B2,B3 柱では耐力低下が大きく、5.78 秒（□印）から 5.92
秒（○印）の間に全塑性耐力よりも低い耐力で塑性変形が急激に進行している。X 軸回り
柱脚では耐力低下の影響が顕著で、全塑性耐力よりも低い耐力で塑性履歴が繰り返された
後、5.78 秒（□印）から崩壊過程に至る塑性変形が進行している。

これら耐力低下の原因は、二軸曲げ・付加軸力・繰り返しによる局部座屈の進展などが
考えられる。このうち二軸曲げの影響を明らかにするため、2 方向材端曲げモーメントの
相関関係を図 3.37 に示す。ここでは、崩壊時の付加軸力が引張側に作用し耐力低下の少な
い A1 柱、付加軸力が圧縮側で耐力低下の大きい B2 柱、付加軸力が引張から圧縮に転じた
A3 柱について、それぞれの柱頭・柱脚での相関関係を示す。図中には 60%加振の結果を
破線で、以下の式で表わされる全塑性相関曲線を灰色線で示した。

$$\begin{cases} \frac{M_{pX}}{cM_p} + \frac{3}{4} \left(\frac{M_{pY}}{cM_p} \right)^2 = 1 & (M_{pX} \geq M_{pY}) \\ \frac{3}{4} \left(\frac{M_{pX}}{cM_p} \right)^2 + \frac{M_{pY}}{cM_p} = 1 & (M_{pX} < M_{pY}) \end{cases} \quad (3.4)$$

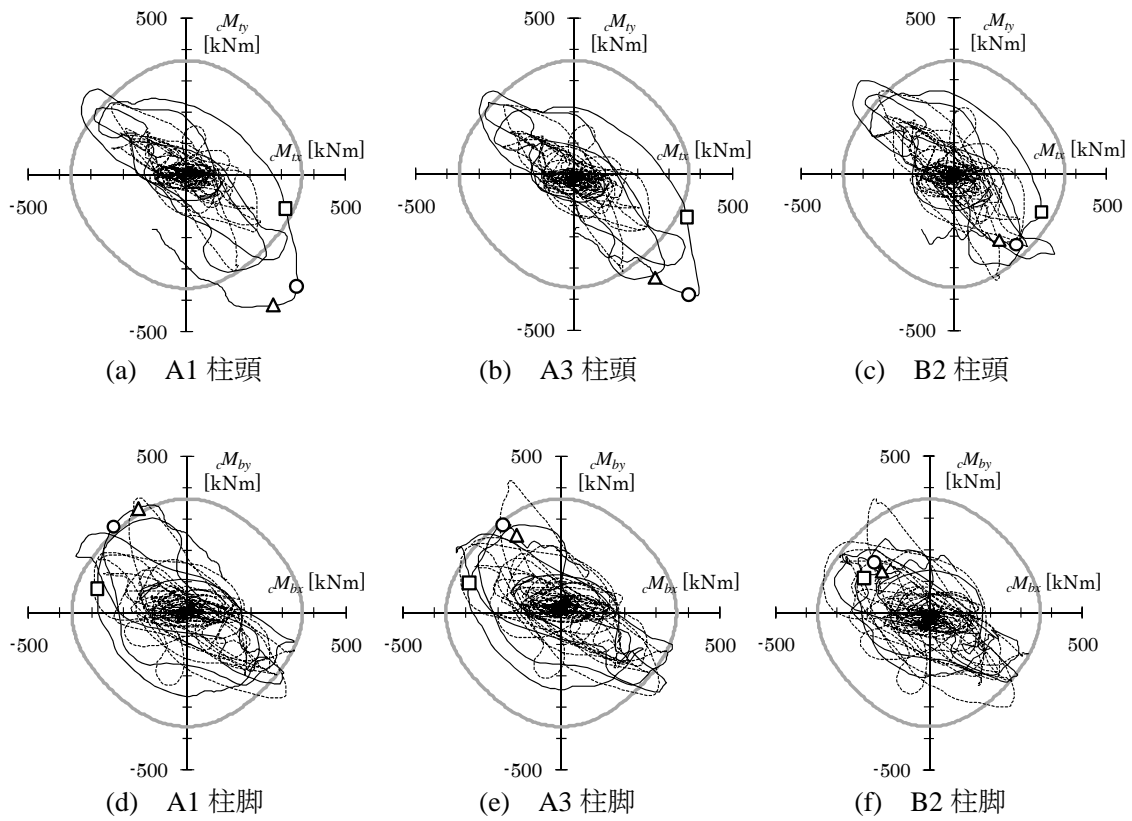


図 3.37 100%加振 1層柱 材端モーメント履歴

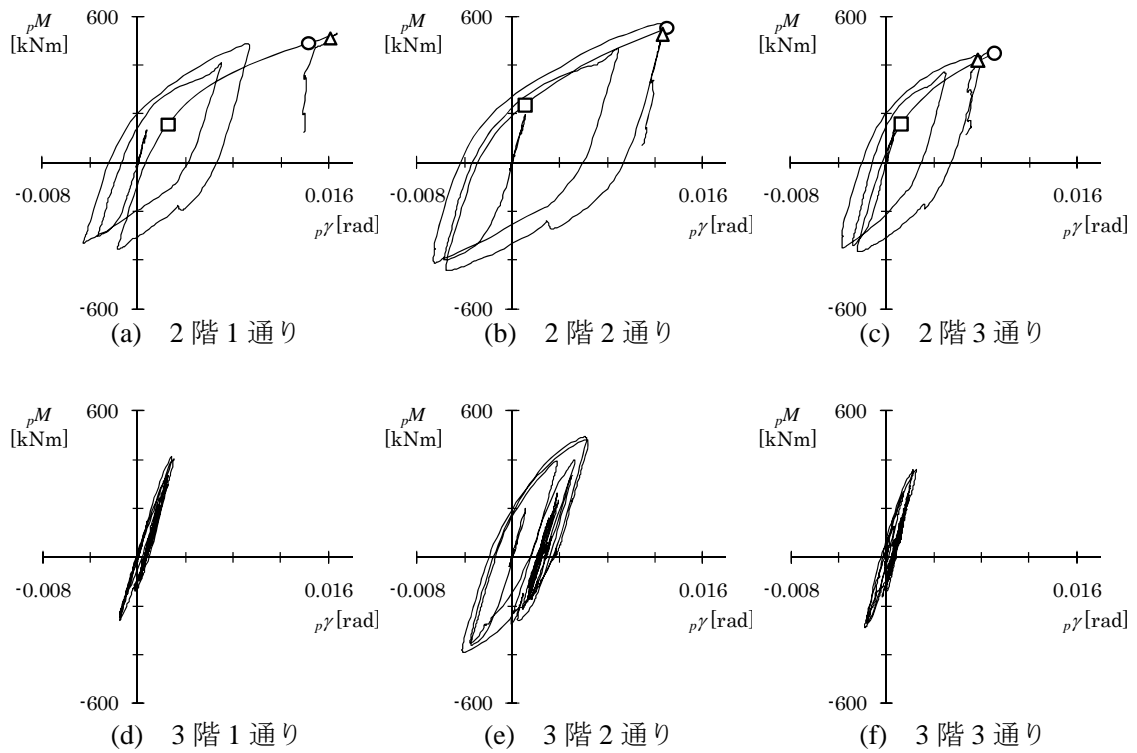


図 3.38 100%加振 A構面 パネルモーメント-せん断変形角関係

ここに、 M_{pX} : X 軸回りの全塑性耐力 M_{pY} : Y 軸回りの全塑性耐力
 M_p : 柱の 1 軸全塑性耐力

A1 柱の柱脚では、5.78 秒 (□印) から 6.00 秒 (△印) にかけてほぼ全塑性耐力線上の履歴が見られ、耐力劣化は生じていない。これは転倒モーメントによる引張軸力で局部座屈が発生しなかったためである。柱頭には大きな耐力上昇が見られ、6.00 秒の段階でも劣化は生じていない。その後、6.10 秒前後まで耐力を保持した後、柱頭柱脚でほぼ同時に耐力劣化が生じている。

A3 柱の柱脚では、5.78 (□印) 秒から 5.92 秒 (○印) にかけて全塑性耐力線の僅かに内側で履歴ループを描いている。60%加振では全塑性耐力線を大きく超えるところまで耐力上昇が進んでいることから、既に局部座屈による耐力低下が進行していることが分かる。柱頭では 5.92 秒 (○印) の直前まで耐力上昇が見られるが、そこから一転して劣化に転じると同時に柱脚でも耐力低下が生じている。

B2 柱は柱頭でも耐力劣化が生じており、5.78 (□印) 秒から 5.92 秒 (○印) まで全塑性耐力線の内側で履歴ループを描いている。柱脚の劣化は更に顕著で、崩壊過程に至る前の繰返し載荷で履歴ループが徐々に小さくなっているのが分かる。

柱に耐力劣化が生じた際の 2 階柱梁パネルの挙動を確認する。図 3.38 に A 構面のパネルモーメント-せん断力関係を示す。2 階のパネルでは Y 方向で柱の耐力劣化が生じる 5.92 秒 (○印) 以降に、パネルモーメントの減少とともにせん断変形角も減少する除荷が生じている。これ以降パネルのせん断変形角が増加することなく、変形は柱の塑性ヒンジに集中していったことが分かる。

以上の検討から、1 層は以下の過程で崩壊に至ったと考えられる。

- (1) 全塑性耐力を超える曲げモーメントによる繰返し載荷で、柱脚の耐力が劣化する。
- (2) 柱頭の耐力は低下しないため反曲点が下がり、柱頭のモーメントが増大する。
- (3) 増加したモーメントにより柱頭にも局部座屈が生じ、耐力低下が生じる。
- (4) 1 層柱の両端が塑性ヒンジとなり、層崩壊メカニズムが形成される。
- (5) 1 層柱の耐力低下により 2 階パネルのパネルモーメントが減少し、除荷に転じる。
- (6) 損傷が 1 層に集中し、1 層の変形が更に増大する。
- (7) 柱の倒れによる P-Δ効果で、層崩壊が生じる。

崩壊過程の分析からも明らかなように、柱の局部座屈による耐力劣化が崩壊メカニズムの変化をもたらしている。幅厚比の大きな角形鋼管柱は、全塑性耐力到達後に局部座屈による耐力劣化が早期に生じるため層崩壊を誘引しやすく、建物の耐震余裕度を低下させる主因となっていると言える。

3.4 まとめ

本章では実大4層鉄骨造建物の震動台実験結果のうち、主に構造体の応答について検討した。その結果、以下の知見を得た。

1. 慣性力から得た建物せん断力は、鋼骨組だけに作用する骨組せん断力より10~30%程度大きい。この差は主に非構造部材の水平抵抗によるものである。この非構造部材の力学特性については第7章で詳述する。
2. 弾性加振における各層の骨組せん断力による水平剛性は、静的解析における計算値の1.03~1.34倍となった。解析では柱脚の固定度とR階のパラペットの評価が正確ではなかったため、1,4層の誤差は20%以上となったが、中間の2,3層の誤差は15%以下であり、解析の仮定や計測方向が概ね妥当であることが確認された。
3. 現行の耐震設計で想定する稀れに生じる地震動の1.6倍の入力に相当する20%加振では、全ての鋼部材が降伏耐力以下にとどまり、構造部材が無損傷であることが確認された。ただし、非構造部材の抵抗や床スラブのひび割れに起因すると考えられる履歴曲線の非線形性も見られた。
4. 現行の耐震設計で想定する極く稀れに生じる地震動入力に相当する60%加振の結果、主に1層の柱脚と2,3階の柱梁接合部パネルと側柱に取り付く梁端が塑性化して塑性ヒンジが形成され、下層部を中心として部材耐力比や静的増分解析で想定された梁-パネル複合崩壊型の全体崩壊メカニズムの形成が進行した。加振時の骨組の最大耐力は、鋼材の歪効果や非構造部材の影響によって、解析による保有水平耐力を20%以上上回り、建物が耐震設計上の十分な水平耐力を有していることが実験的に確認された。
5. 60%加振時には、1層柱の柱頭と一部の2層柱の柱頭柱脚が、塑性ヒンジの形成には至らなかったものの、最大応力が全塑性耐力に達した。これは、柱の耐力が二軸曲げと転倒モーメントによる付加軸力の影響で低下したことや、梁とパネルの耐力がスラブの合成効果や歪硬化によって上昇したことによる。耐震設計における部材耐力比の検討では、これらの影響を考慮した安全率を用いることで、柱の耐力が梁とパネルの耐力に対して十分大きくなるように設計するが、現実の地震時挙動ではこの安全率が必ずしも十分ではなく、本実験結果からは最低でも20%は安全率を大きくする必要があることが示された。
6. 極く稀れに生じる地震動入力を遙かに上回る100%加振では、1層柱の柱頭柱脚に塑性ヒンジが形成され、1層の層崩壊により建物全体が倒壊した。これは、局部座屈による柱脚の耐力が劣化で柱頭のモーメントが増大した結果、柱頭にも局部座屈が生じて層崩壊メカニズムが形成され、柱の倒れによるP- Δ 効果で層崩壊に至ったものである。幅厚比の

大きな角形鋼管柱は、全塑性耐力到達後に局部座屈による耐力劣化が早期に生じるため層崩壊を誘引しやすく、建物の耐震余裕度を低下させる主因となりうる。

第3章の参考文献

- 3.1) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説（第2版），2002
- 3.2) 秋山宏，山田哲，松本由香，田中宏志，三山剛史，寺田岳彦：冷間成形角形鋼管柱の実大振動台実験，日本建築学会構造系論文報告集第521号，pp.133-140，1999.7
- 3.3) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針・同解説，2001
- 3.4) 島田侑子，伊藤陽介，赤澤資貴，松岡祐一，山田哲，吹田啓一郎，笠井和彦，吉敷祥一：実大鉄骨建物完全崩壊実験のための部材実験その1～3，日本地震工学会大会2007梗概集，pp.216-221，2007.11

第4章 震動台実験における外装材の耐震性能評価

4.1 はじめに

実大4層鉄骨造建物の震動台実験の特徴の一つは、ALCパネル外壁や軽量鉄骨間仕切り壁など、中低層鋼構造建物に一般的に使われている非構造部材を試験体に組み込んだことで、それら非構造部材の地震時の損傷状況が微小地震から建物崩壊に至るまで詳細に記録された。本試験体のALCパネル外壁は、縦使いALCパネルの上部及び下部の2点をピン支持となるように固定して、ALCパネルのロッキング回転によって躯体の変形に追従する縦壁ロッキング構法で施工された。ALCパネルの変形追従能力を実証するための実験はこれまでもいくつか行われており^{4.1)~4.6)}、これらの中で縦壁ロッキング構法は、最大層間変形角0.03radまでは脱落を起こすような重大な損傷が生じないことが確認されている。しかし、それを超える変形での破壊に至る終局状態までを対象とした研究は行われていない。

本章ではこのALCパネル外壁に焦点を当て、その耐震性能を考察する。まずALCパネル単体及び開口部付ALCパネルの大変形載荷実験を行い、その変形性状と力学的性状を把握する。その上で、実大4層鋼構造建物の震動台実験でのALCパネル外壁の挙動を詳細に分析して、実際の建物において設計で想定した変形追従性能が発揮されているかを評価する。次に建物崩壊時の損傷過程を分析し、ALCパネル外壁が破壊に至った要因を明らかにする。

4.2 要素実験

実大震動台実験に先立ち、縦壁ロッキング構法によるALCパネル外壁のみを取り出した要素実験を行い、その基本性状を把握した。

4.2.1 試験体

要素実験では、一般的なALCパネル外壁の1層部分を模擬するための2体の試験体を用意した。各々の試験体の立面図を図4.1, 2に、ALCパネル取付詳細を図4.3に示す。なお、ALCパネル間の目地を埋めるシーリング材は、乾燥期間の不足という理由により用いておらず、後述する実大震動台実験試験体とは異なっている。

図4.1に示す「基本試験体」は、幅600mm、高さ2,560mm、厚さ100mmのALCパネル6枚のみで構成される試験体である。ALCパネル上部(図4.3左)では、OボルトによってALCパネルに固定された取付金物が、通しアングル(L-50×50×6)に溶接で取付けられている。ALCパネル下部(図4.3右)でも、OボルトによりALCパネルに固定された取付金物が受けアングル(L-50×50×6)に写真4.1に示すような隅肉溶接で取り付けら

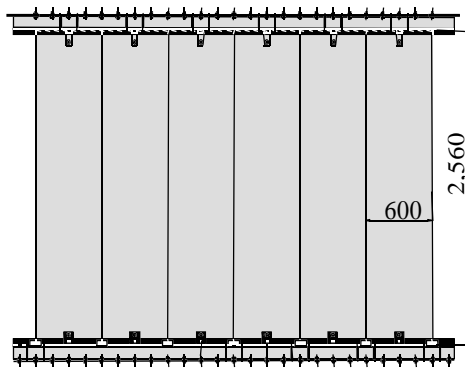


図4.1 基本試験体 (単位: mm)

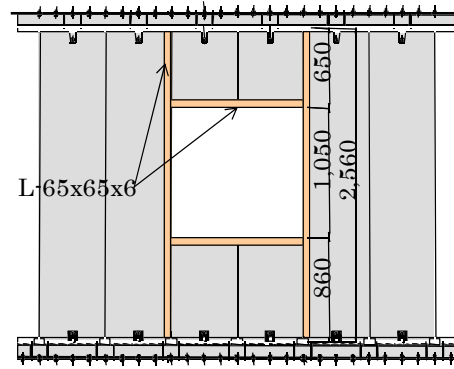


図4.2 開口付試験体 (単位: mm)

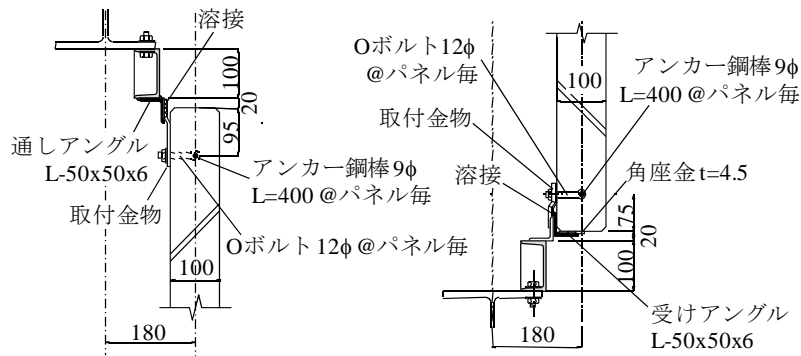


図4.3 ALCパネル取付詳細 (単位: mm)

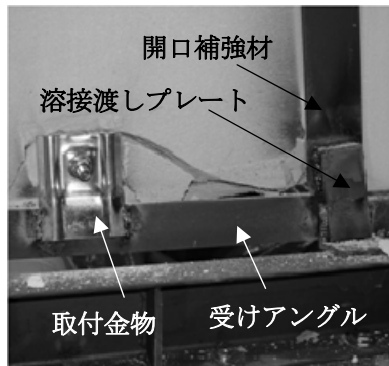


写真4.1 取付金物と開口補強材の溶接状況



写真4.2 ALCパネルのロッキング回転

れている。ALCパネルは上下のOボルトを回転軸としたロッキング回転により、写真4.2に示すように建物の層間変形に追従する。受けアンゲルとALCパネル下端の間には厚さ4.5mmの角座金が配され、ALCパネルのロッキング回転角が 0.015rad (4.5mm/300mm)に達するまでALCパネルは受けアンゲルに接触しない。

図4.2に示す「開口付試験体」は、6枚あるALCパネルのうち中央の2枚分に開口部を設けた試験体である。開口部の大きさは幅1,200mm、高さ1,050mmで、山形鋼(L-65x65x6)

による開口補強がなされている。これら開口補強材は写真 4.1 に示すように、溶接渡しプレートを通じて隅肉溶接で周辺フレームに固定され、更に開口部のアルミサッシュとの間にモルタルが充填される。これらの特徴により、開口付試験体は基本試験体に比べ大きな水平抵抗を示すとともに、大変形時の破壊性状も異なることが予想される。

4.2.2 実験方法

実験は図 4.4 に示す鋼製フレームに試験体を取付け、準静的繰返し载荷で行った。加力するためのアクチュエータを反力壁側の鋼柱の高さ中央付近（柱脚ピンから 1,550mm）に取付け、地震力を模擬する水平力を強制変位として加える。鋼柱・鋼梁は互いにピンで接合されているので、鋼製フレームは水平力を負担しない。また、フレーム下部に設置された鋼梁は反力床に固定されており、鋼製フレームは平行四辺形として変形する。

図 4.5 に载荷履歴を示す。漸増変位振幅繰返しを载荷の基本とし、全体変形角として、0.0025, 0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.04, 0.06, 0.08, 0.1, 0.15rad を選択した。この全体変形角は、フレーム上部の鋼梁軸心位置での水平変位を柱脚ピンからその位置までの高さ (3,050mm) で除した値として定義する。各変位振幅における繰返し数は 0.08rad までが各 2 回、それ以降は各 1 回である。

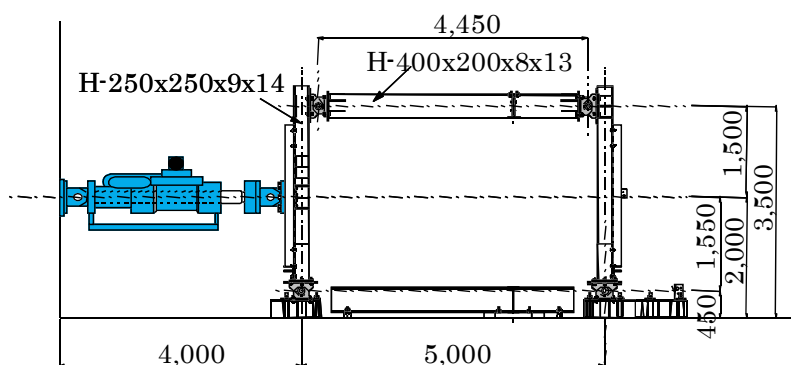


図4.4 载荷フレーム (単位:mm)

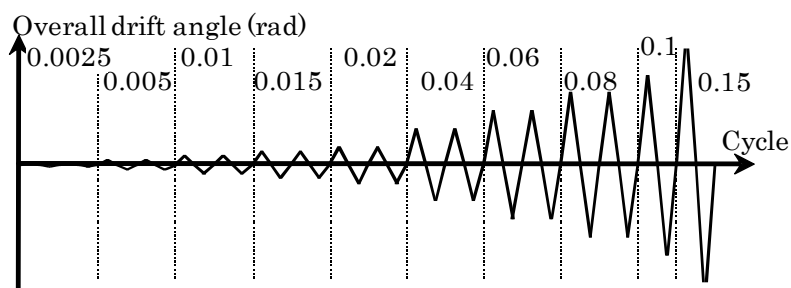


図4.5 载荷履歴

4.2.3 実験結果

4.2.3.1 損傷観察

表 4.1 に各変位振幅での試験体の損傷観察結果を示す。表中丸数字は後述する荷重-変形関係との対応を示す。

表4.1 試験体の損傷

振幅	基本試験体	開口付試験体
0.0025, 0.005	損傷なし	損傷なし
0.01		開口部上部の ALC パネルにひび割れ ⑤
0.015		開口部下部の ALC パネルにひび割れ ⑥
0.02	ALC パネル下端角部にひび割れ ①	ALC パネル下端角部にひび割れ ⑦
0.04	ALC パネル下部取付金物周りにひび割れ ②	ALC パネル下部取付金物周りにひび割れ 水平開口補強材端部の溶接破断 ⑧
0.06		鉛直開口補強材端部の溶接破断 ⑨
0.08	ALC パネル上部取付金物周りにひび割れ ③	ALC パネル上部取付金物周りにひび割れ ⑩
0.1	剥落多数，アンカー鋼棒露出 ④	剥落多数，アンカー鋼棒露出 ⑪
0.15		開口部及び開口下部の ALC パネルが，開口補強材とも面外へ脱落 ⑫

「基本試験体」は、ALC パネルの取付部や角部にひび割れ、剥落などの多数の損傷が生じたが、最大振幅時でも ALC パネル自体が脱落することは無かった。「開口付試験体」は、開口部上下の ALC パネルで早期に損傷が生じ、0.04rad 振幅において開口補強の水平材と鉛直材をつなぐ溶接接合部が破断し、0.06rad 振幅において鉛直材と受けアングルをつなぐ溶接渡しプレート（写真 4.1 参照）の溶接部が破断した。更に最大振幅時に開口下部の ALC パネルが、写真 4.3 に示すように開口補強材もろとも面外へ脱落したが、その他の ALC パネルの脱落は見られなかった。



写真 4.3 開口付試験体の損傷

4.2.3.2 荷重－変形関係

図 4.6 は各試験体の荷重－変形関係で、縦軸はアクチュエータ荷重の 0.51 倍（柱脚ピン芯からアクチュエータ芯までの距離 1,550mm を柱脚ピン芯から上部鋼梁軸心の距離 3,050mm で除した値）、横軸は全体変形角である。図中丸数字は表 4.1 の損傷状況に対応する。グラフ中のスリップ部にわずかな負勾配が見られるのは、载荷フレームの柱の倒れによる効果である。

「基本試験体」(図 4.6(a)) では、ALC パネルの角部が接触しない 0.015rad 振幅までは 3kN 程度の摩擦抵抗が生じるのみで、変形量が増加しても水平力はほとんど増加しない。この摩擦抵抗は大振幅領域でもほぼ一定の値で生じていることから、载荷装置のピンなどの摩擦であると予想される。損傷観察においても、この振幅まではひび割れ等も見られないため、損傷の生じない範囲では ALC パネルはほとんど水平力を負担しないと云える。しかし、ひび割れが確認され始める 0.02rad 以上の振幅では、振幅の増加に伴った水平力の増加が見られる。この水平力の増加は 2 回目以降の载荷振幅では見られないことから、ALC パネル角部の接触とそこでの局部破壊に伴う現象であると推察される。この水平力を正負で平均すると最大で約 12kN となるので、ALC パネル 1 枚当たり最大 2kN の水平力を負担

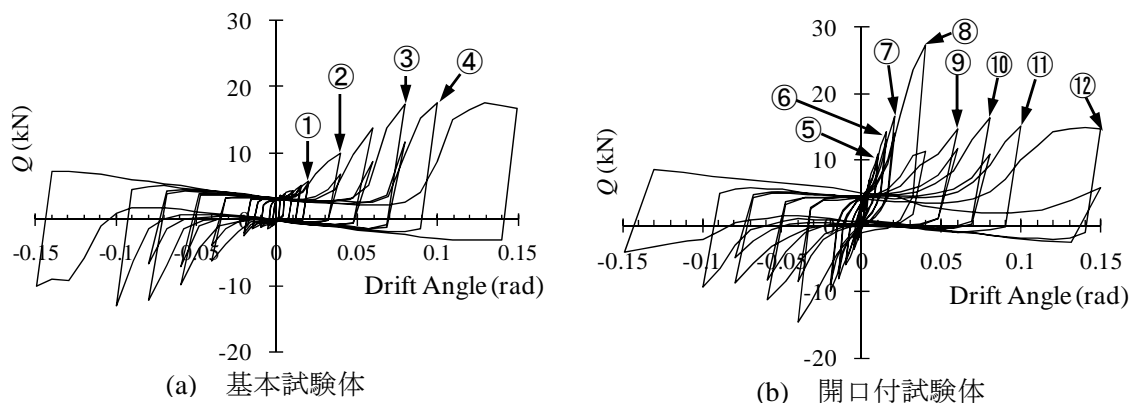


図 4.6 荷重－変形関係

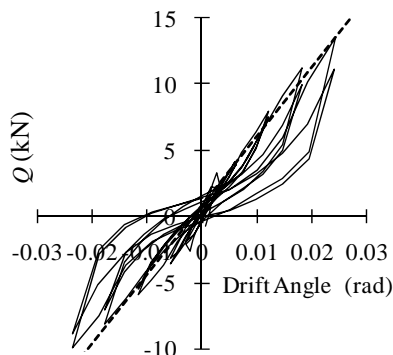


図 4.7 補正後の荷重－変形関係 (開口付試験体)

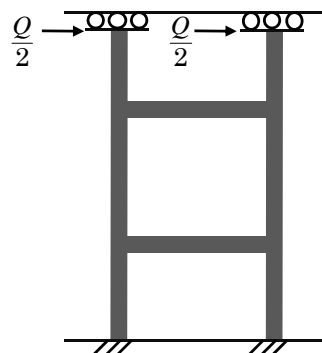


図 4.8 開口補強材のフレームモデル

している。

一方の「開口付試験体」(図 4.6(b)) では、「基本試験体」と比べて小さな変位振幅から変位比例的な水平力を負担している。これは、開口補強材が鋼製フレームに固定されており、水平変形に抵抗するためである。この開口補強材による水平剛性を溶接破断が生じる前の 0.02rad 以下の振幅において評価するため、载荷装置の摩擦力分 3kN を除き、変形角を载荷フレームの高さ 3,050mm ではなく ALC パネルの高さ 2,650mm で補正した時の荷重-変形関係を図 4.7 に示す。図中破線は 0.01rad 振幅以下の結果から最小二乗法によって得られた剛性 522kN/rad を示す直線で、この剛性が一か所の開口部により付加されたことになる。一方で図 4.8 に示すようなフレームモデルを考えた場合の水平剛性は 720kN/rad で、実験値は計算値の 0.7 倍程度となっている。開口補強材の山形鋼の接合部は完全な剛接合とはなっていないため、図 4.8 のモデルは剛性を若干高めに評価するが大きく外れた値とはなっていない。開口補強材の溶接接合部が破断した 0.04rad を超える振幅では、「基本試験体」に比べやや小さい耐力を有していることから、ALC パネルの開口部では開口補強材の破壊が生じない 0.04rad 程度の振幅まではある剛性を持った水平抵抗力が生じるが、それを超える大振幅領域では、ALC パネルが局部的に破壊されることによる水平抵抗力のみが生じることが確認された。

4.3 震動台実験における外装材

4.3.1 試験体

実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験では、試験体に前述の要素実験と同様の縦壁ロックング構法による ALC パネルの外装材を取り付けた。図 4.9 に ALC パネル設置構面の立面図を示す。1 枚の ALC パネルの寸法は幅 600mm、高さ 3,270~3,500mm、厚さ 125mm で、短辺方向は 12 枚、長辺方向は 18 枚から構成される。開口部はアルミサッシのガラス窓で、長辺方向の B 構面は幅 1200mm の引違窓、短辺方向の 1 構面は幅 600mm の固定窓、同じく 3 構面は幅 600mm の一軸回転窓である。図 4.10 に ALC パネルの取付詳細を示す。通しアングルと取り付け金物を介した ALC パネルとの関係や、開口補強材の部材サイズは要素実験と同じである。

4.3.2 外装材の計測方法

ALC パネル外壁は、層間変形が大きく脱落などの甚大な損傷が予想される 1,2 階を対象に面内・面外変形を計測した。図 4.11 に ALC パネルの面外・面内変形の計測方法とその回転角の算出方法を示す。計測位置は図 4.12 に示す 1,2 階の計 8 か所で、それぞれの計測位置を「開口部下」、「一般」、「コーナー」、「直交」と呼ぶ。

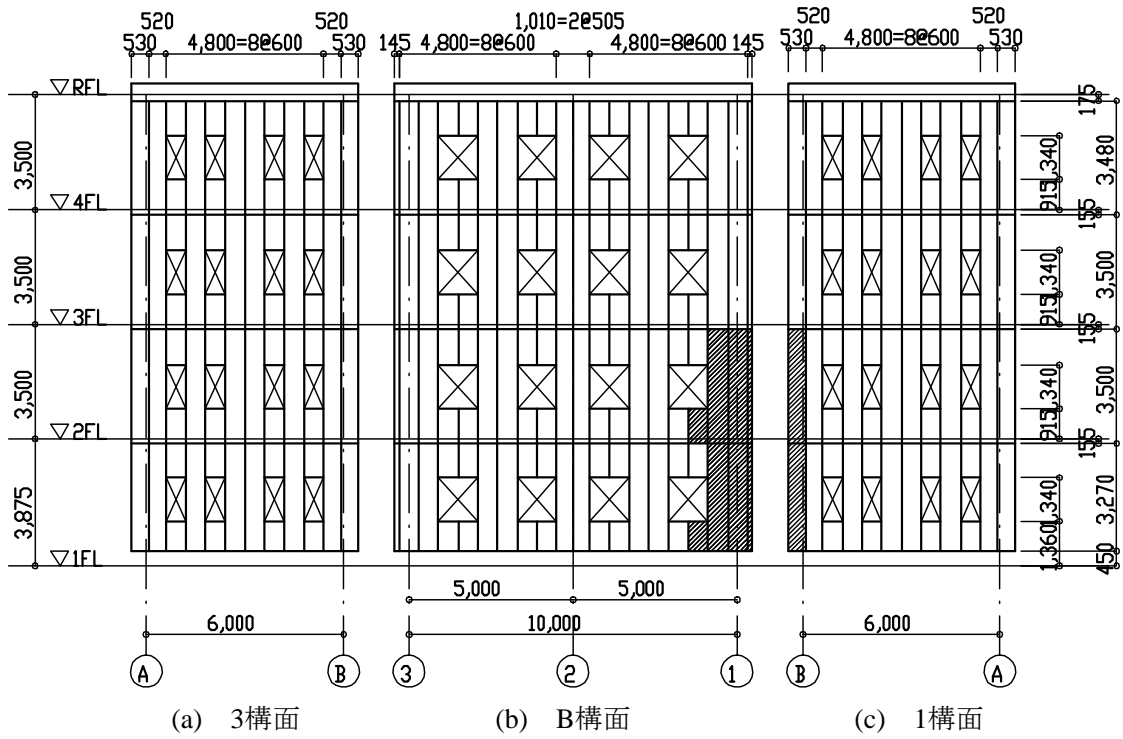


図4.9 ALCパネル外壁立面図 (単位: mm)

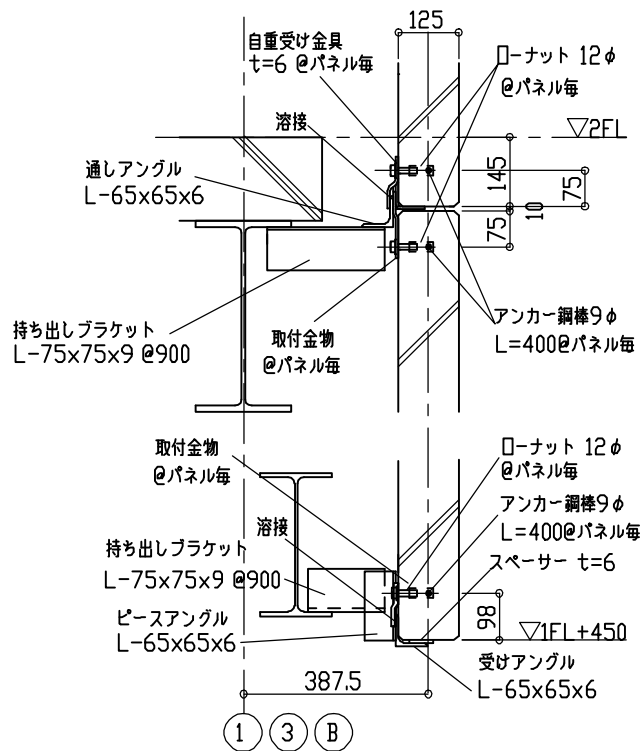


図4.10 ALCパネル取付詳細図 (単位: mm)

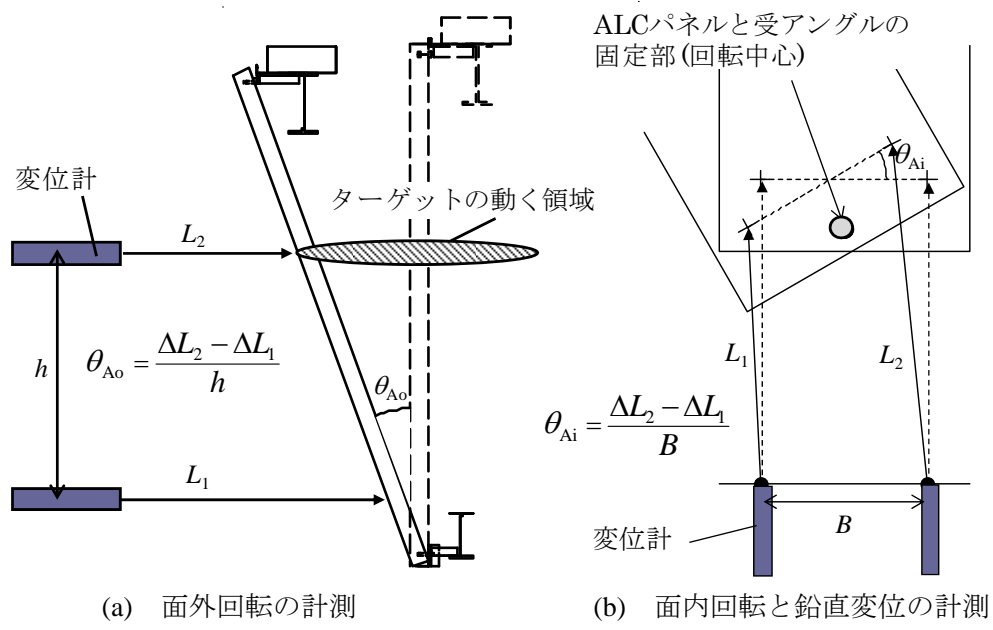


図4.11 ALCパネル外壁の変位計測方法

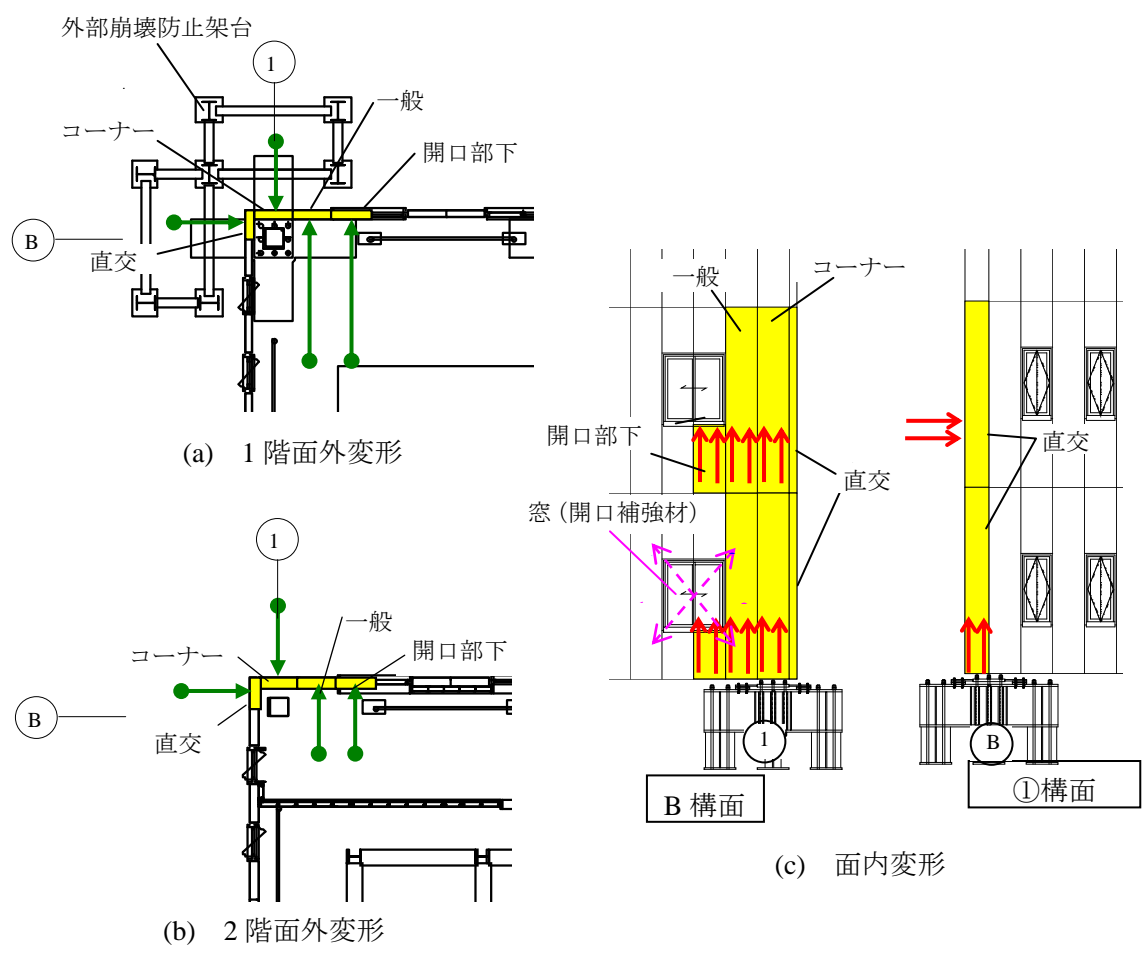


図 4.12 ALC パネル外壁の計測箇所

計測には巻込み式変位計 DP2000D,DP500D（以上東京測器製），DTP-K-2KS（共和電業製）を使用した。これらの算出式は微小変形を仮定しているので，大変形時には誤差が大きくなる。また，1階窓枠周りの開口補強材のせん断変形の計測を図4.12に示す位置で行った。この計測にはSDP-200（東京測器製）を使用した。

4.4 外装材の挙動

4.4.1 損傷状況

各加振における試験体1,2層の最大層間変形角を表4.2に示す。目視による損傷の観察は，20%加振，60%加振，100%加振の後に行った。

表 4.2 試験体の最大層間変形角（単位：rad）

加振レベル	1層		2層	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
20%	0.0046	0.0049	0.0055	0.0053
40%	0.0092	0.0114	0.0101	0.0110
60%	0.0122	0.0190	0.0142	0.0168
100%	0.115	0.199	0.0187	0.0148

20%加振では，目視による損傷は観察されなかった。

60%加振では，図4.13と写真4.4に示すような100mm程度のひび割れが，1層のコーナ一部や2層と3層の境界などの一部で生じたが，外壁としての機能に影響を及ぼすほどの損傷ではなかった。窓についても損傷はなく，加振後はすべて開閉が可能であった。

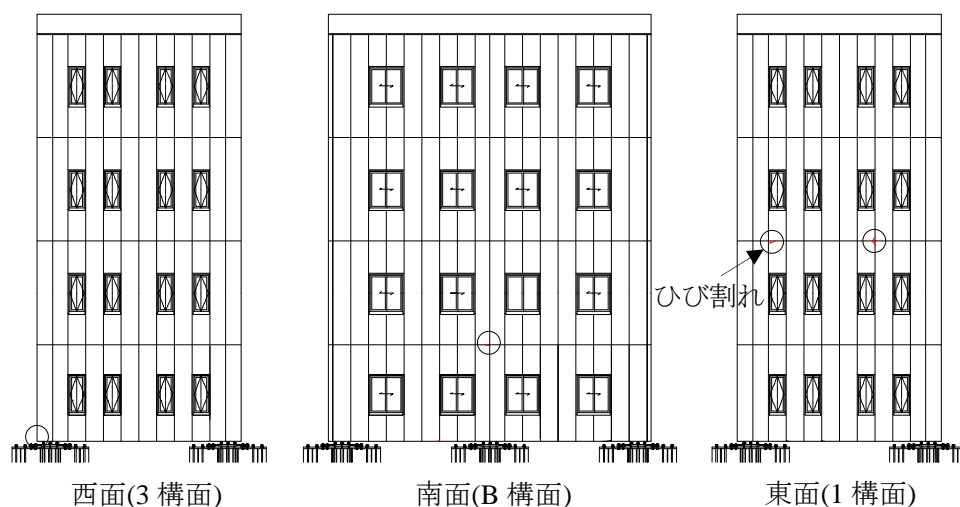
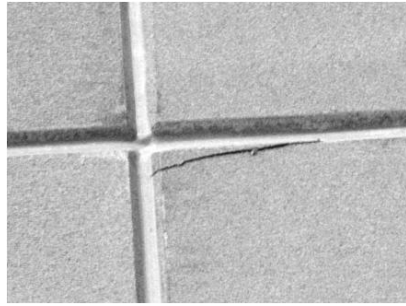


図 4.13 60%加振後の外壁損傷分布



(a) 角部のひび割れ



(b) 受けアングル接触部の割れ

写真4.4 60%加振後のALCパネル外壁の損傷

100%加振では1層の損傷が大きく、図4.14に示すように多くのALCパネルが上下の固定部が共に破壊される脱落や、下部の固定部のみ破壊される宙吊り状態となった。ALCパネル固定部の破壊には、表4.3と写真4.5に示すよう損傷形式が見られた。ALCパネル上部の損傷は、取付金物と通しアングルの溶接部が破断した「溶接損傷」と、ALCパネル自体の損傷が進みOナット周辺の挿し筋が露出した「金物損傷」、ALCパネル下部の損傷は、受けアングルを固定する持ち出しブラケットとピースアングルの溶接部が破断した「溶接損傷」と、Oナットが破断した「金物損傷」である。脱落したALCパネルは上部に「溶接損傷」、下部に「金物損傷」が生じ、宙吊りとなったALCパネルには上部に「金物損傷」、下部に損傷「溶接損傷」または「金物損傷」が生じた。開口補強鉛直材上端では数カ所で溶接部が破断した。3構面では、ALCパネル固定部に大きな損傷は生じなかった。

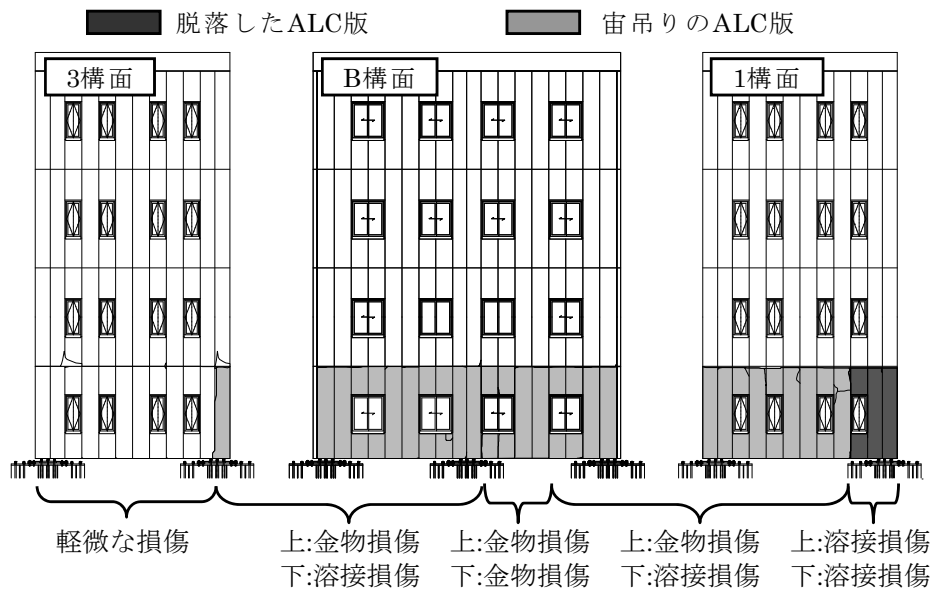
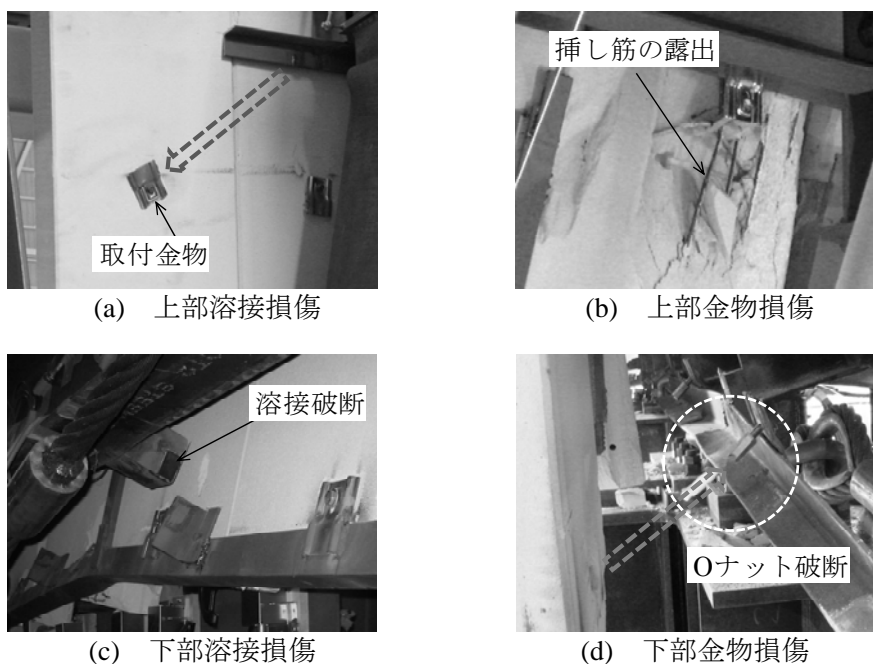


図4.14 100%加振後の損傷状況



(a) 上部溶接損傷

(b) 上部金物損傷

(c) 下部溶接損傷

(d) 下部金物損傷

写真4.5 ALCパネル取付部の損傷

表 4.3 ALC パネル取付部の損傷形式

上部溶接損傷	取付金物と通しアンクル溶接部の破断
上部金物損傷	ALC パネル自体の損傷による O ナット周辺の挿し筋の露出
下部溶接損傷	ALC パネル下端の持ち出しブラケットとピースアンクル溶接部の破断
下部金物損傷	ALC パネル固定部 O ナットの破断

窓の損傷については、B 構面の引き違い窓に窓ガラスの割れ・サッシのせん断変形・サッシの鉛直材と水平材の接合部破壊などが見られた。2 層より上層の窓はすべて開閉が可能で損傷は見られなかった。

4.4.2 ALC パネルの回転挙動

1,2層の ALC パネルの面外および面内回転と建物の層間変形角の関係から ALC パネルの挙動を検討する。建物の層間変形角は各層床スラブ間の相対変位を階高（1 層：3,875mm，2 層：3,500mm）で除した値である。一方で ALC パネルは，下部が下端の自重受け，上部が O ボルトで支持されているため，これらの支持点が床スラブと同一の変形をすると仮定すれば，各層床スラブ間の相対変位を上下の支持点間距離で除した値が ALC パネルの回転角となる。この支持点間距離は 1 層で 3,195mm，2 層で 3,415mm である。

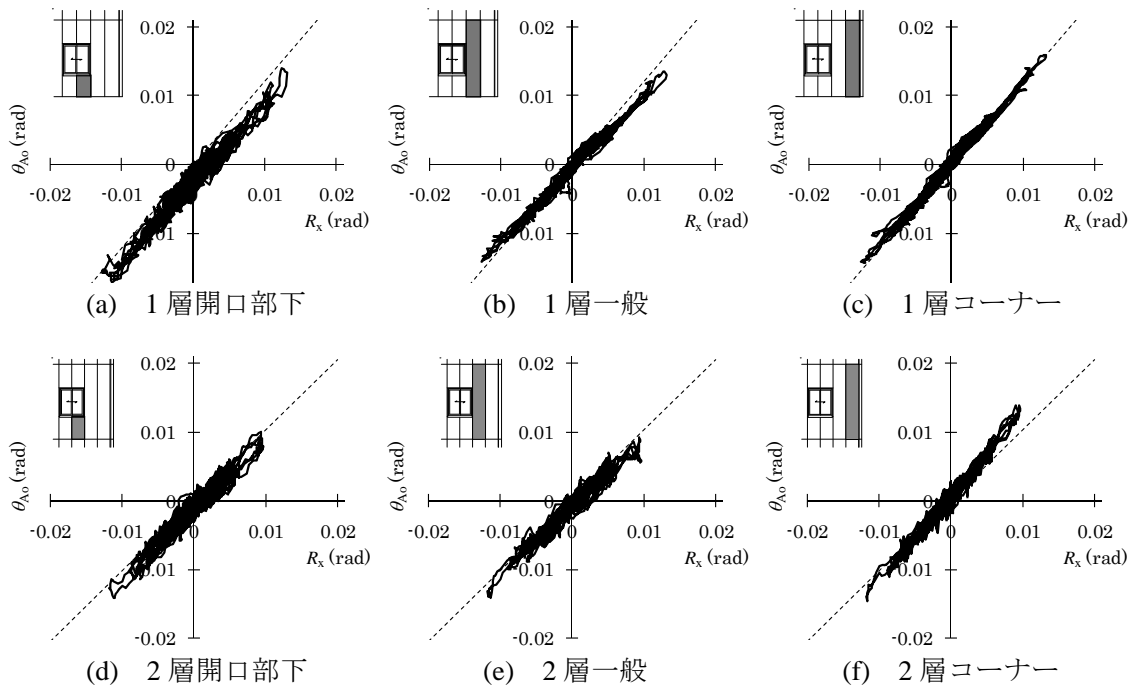


図 4.15 60%加振 ALC パネル 面外回転角一層間変形角関係

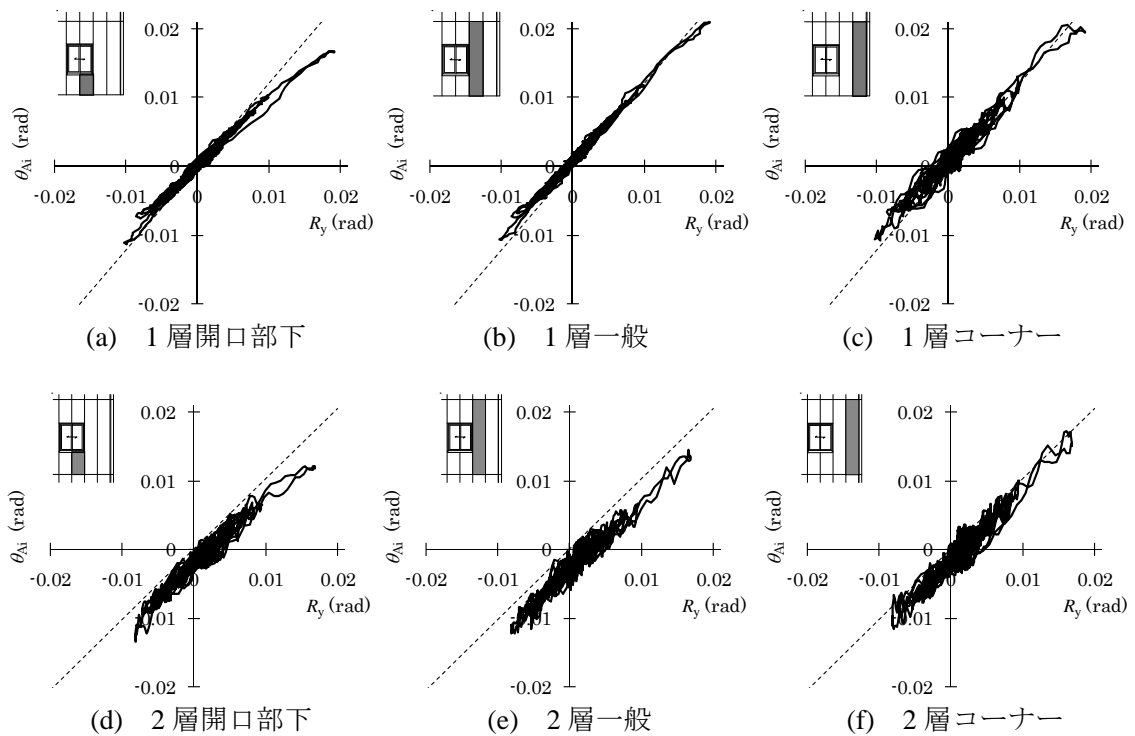


図 4.16 60%加振 ALC パネル 面内回転角一層間変形角関係

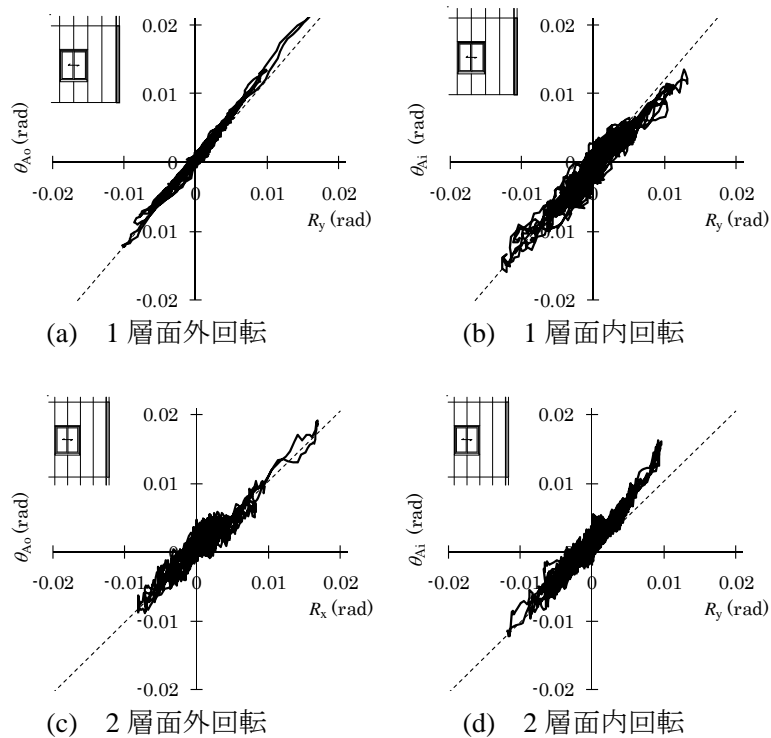
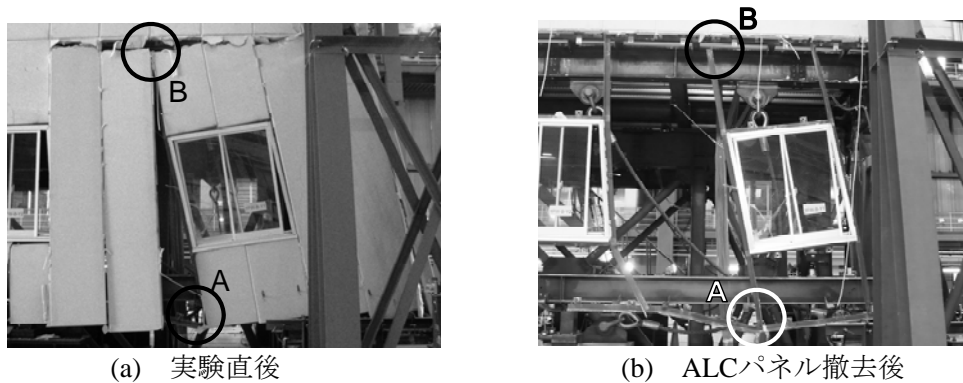


図 4.17 60%加振 直交 ALC パネル 回転角一層間変形角関係

60%加振の場合について、図 4.15~17 に ALC パネルの面外回転角 θ_{Ao} ・面内回転角 θ_{Ai} と層間変形角 R_x, R_y の関係を示す。グラフ中の破線は上述の回転角の比を示す。全ての ALC パネルにおいて面外および面内回転角は層間変形角と概ね線形関係にあり、変形の増大による逸脱は見られないことから、縦壁ロックング構法による ALC パネルが層間変形に十分追従することが確認された。

4.4.3 ALC パネルの損傷過程

100%加振後の観察記録と変位計測の結果から ALC パネル脱落の過程について分析する。写真 4.6 に加振後の B 構面 1 通り側の ALC パネルの状況を示す。ALC パネル下部に「溶



(a) 実験直後

(b) ALCパネル撤去後

写真4.6 100%加振後の1階B構面

接損傷」が生じ1階のALCパネル受梁とALCパネルは完全に分離したが、写真4.6中Aの位置で鉛直方向の開口補強材が持ち出しブラケットに接触することで開口補強材下側の水平変位が拘束された。このとき、1通り側から4枚目までのALCパネルは開口補強材とともに層間変形に追従して大きな面内回転を生じているが、5枚目以降はALCパネル下部に「金物損傷」が生じ、ALCパネルは完全な宙吊り状態となっている。更に写真4.6中Bの位置で開口補強鉛直材上端の溶接が破断した結果、ALCパネル上部のOナットに負荷がかかって「金物損傷」が生じ、3,4枚目の開口部上下のALCパネルは、開口補強材とサッシュとともに剛体回転している。一方の面外方向においては、ALCパネル上部ではスラブがALCパネルを押し出す方向であるため、2階床スラブとほぼ同等の水平変形が生じているのに対し、ALCパネル下部では前述のような「溶接損傷」によりALCパネルが骨組の変形に追従できず、面外回転角が層間変形角に比べ小さくなっている。

4.4.4 ALCパネル損傷時の回転角

これらの状況を、ALCパネルの変位計測の結果から考察する。図4.18, 19に1層B構面ALCパネルの面外回転角 θ_{Ao} ・面内回転角 θ_{Ai} と建物の層間変形角 R_x , R_y の関係を示す。各グラフ中には、開口部下の面内回転角が層間変形角から逸脱を始める5.86秒後の時刻 t_1 、一般部・コーナー部の面内変形角が層間変形角から逸脱を始める5.98秒後の時刻 t_2 、サッシュ枠のせん断変形角が頭打ちとなる6.09秒後の時刻 t_3 を、それぞれ○△◇印で示した。一般ALCパネルの θ_{Ao} が時刻 t_3 以降急激に増大しているが、ビデオ映像からはこのような現象は観察されていないため、計測ワイヤーに落下物が接触したなどの計測エラーとして無視する。表4.4には各時刻での1層の層間変形角を示した。表中()内の数値は、階高とALCパネル支持点間距離の比を考慮したALCパネルの相当回転角である。

表 4.4 各時刻での層間変形角

	時刻	R_x (rad)	R_y (rad)
t_1 ○	5.86 秒	0.035 (0.042)	0.024 (0.029)
t_2 △	5.98 秒	0.059 (0.072)	0.052 (0.063)
t_3 ◇	6.09 秒	0.078 (0.095)	0.086 (0.104)

面外回転角 θ_{Ao} の結果をみると、開口部下及び一般ALCパネルの θ_{Ao} は建物の層間変形角 R_x に追従しているが、コーナーALCパネルは時刻 t_1 以降、 θ_{Ao} が R_x を下回るようになっている。これは、時刻 t_1 の前後で下部受けアングルの「溶接損傷」が生じたことを窺わせる。

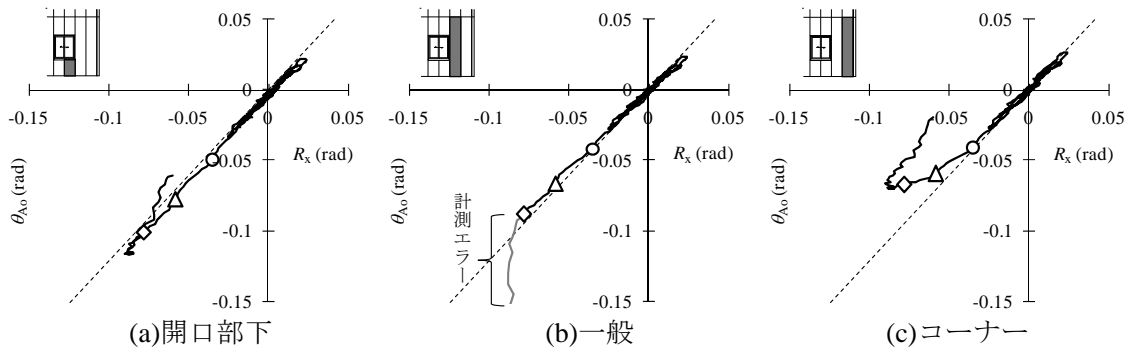


図 4.18 100%加振 1 層 ALC パネル面外回転角-層間変形角関係

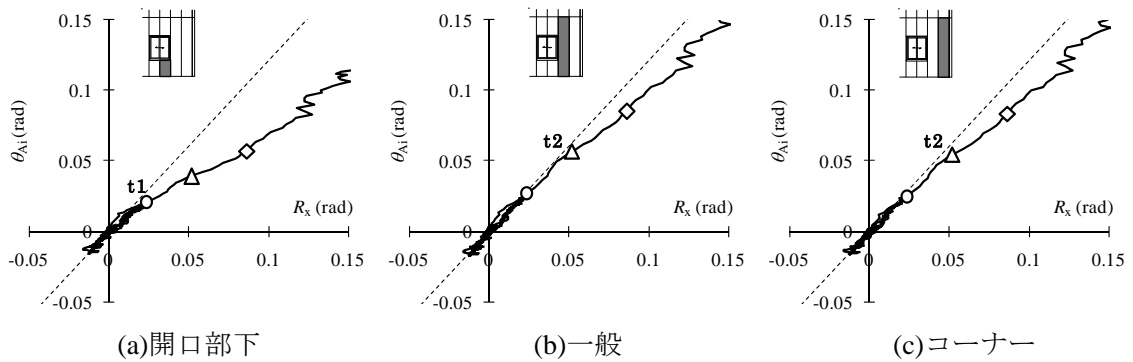


図 4.19 100%加振 1 層 ALC パネル面内回転角-層間変形角関係

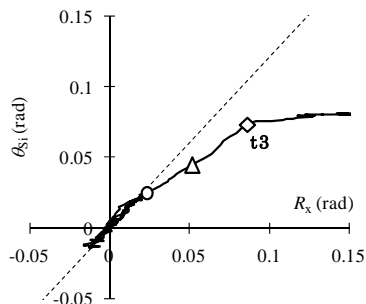


図 4.20 100%加振 1 層サッシュ枠せん断変形角-層間変形角関係

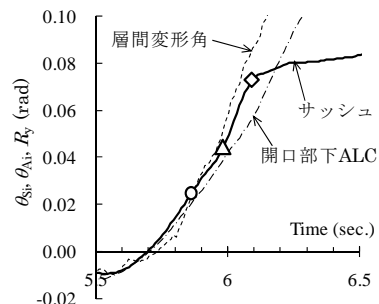


図 4.21 100%加振 変形角の時刻歴

これに対し開口部下 ALC パネルでは、「溶接損傷」後のブラケットと開口補強材の接触により面外変形が幾分か拘束されたことで、開口部下 ALC パネルと一般 ALC パネルの θ_{Ao} が R_x に追従したと推察される。

面内回転角 θ_{Ai} では、開口部下 ALC パネルで時刻 t_1 の前後から層間変形角 R_y を下回るようになる。図 4.20 に窓枠開口部のせん断変形角 θ_{Si} と R_y の関係を示す。開口部下 ALC パネルと同様に時刻 t_1 の前後から R_y からの逸脱が見られ、さらに時刻 t_3 からは θ_{Si} の増加が止まっている。これは、時刻 t_1 の前後で開口部下に「溶接損傷」が生じ、その後時刻 t_3 の前後で開口補強鉛直材上端の溶接が破断してせん断変形から剛体回転へ移行したと合致する。

図 4.21 に θ_{Si} , θ_{Ai} , R_y の時刻歴を示すが、ここでも θ_{Si} のみ増加が止まっていることが見て取れる。一般・コーナー ALC パネルの θ_{Ai} は、 R_y からの逸脱が開口部下 ALC パネルよりも遅く時刻 t_2 の前後から始まっており、「溶接損傷」が幾分か遅れて生じたことが予想される。

これらの結果より、ALC パネルが宙吊り状態となったのは時刻 t_1 から t_2 の間であり、その間に ALC パネルの相当回転角は面内・面外とも 0.05rad に達している。この変形角を超えると、2 方向変形を受ける ALC パネルは層間変形に追従できなくなる可能性が高いと言える。即ち、地震時の層間変形により ALC パネル外装材が脱落しないようにするには、終局状態での構造体の層間変形角を 0.05rad 以下に抑える必要がある。

4.4.5 ALC パネルの損傷メカニズム

ALC パネルの脱落につながった損傷メカニズムを考察する。

図 4.22(a)に上部溶接損傷が生じた様子を示す。ALC パネルが大きく面外に回転すると、通しアンクルと ALC パネルが接触する箇所が回転中心となり O-ナットに引張力が作用する。これにより O-ナット周辺の ALC パネルが損傷すると「金物損傷」となるが、その前に取付金物と通しアンクルの溶接部が破断すると「溶接損傷」となる。この力は図の矢印の向きに回転したときのみ生じるから、試験体の 1 構面で見られ、崩壊時に逆方向に回転した 3 構面には見られない。B 構面には「金物損傷」が生じているが、これは面内回転による影響が大きい。

図 4.22(b)に下部「溶接損傷」が生じた様子を示す。崩壊時に 1 層の柱頭・柱脚に局部座屈が発生して柱が軸方向に縮むことにより、ALC パネルを支持する開口補強材と ALC パネルが鉛直下向きに移動し、これらを支持する部材に鉛直方向力が伝わる。この力は受けアンクルを固定している持ち出しブラケットとピースアンクルの隅肉溶接部に大きなせん断力として作用し、溶接部が破断に至ったと考えられる。図 4.22(c)には下部「金物損傷」

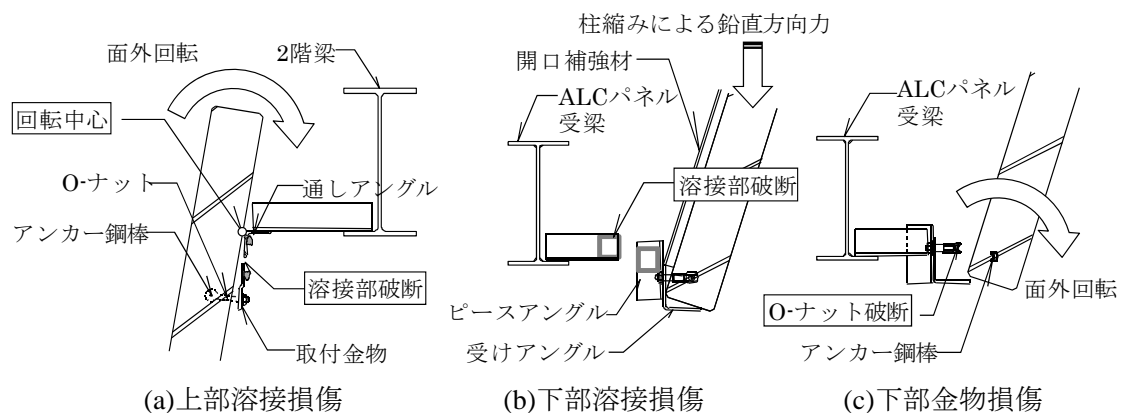


図 4.22 ALC パネル取付部の損傷メカニズム

が生じた様子を示す。ALCパネルが大きく面外に回転したとき、受けアングルとの接触位置を中心に回転してO-ナットに過大な引張力が作用する。下側の固定部で「金物損傷」が生じたのは4枚だけで、大半はその前の「溶接損傷」が生じている。

3構面にはALCパネル固定部に大きな損傷は生じていないが、1階のALCパネル受梁の取付部で写真4.7の丸囲み内に示すようにガセットプレートが大きく曲がっており、この変形がALCパネルに対する過大な変形を緩和したためである。



写真 4.7 ALC パネル受梁
ガセットの損傷

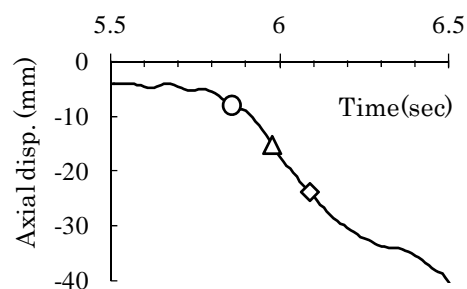


図 4.23 1層柱の軸方向変形

4.4.6 要素実験との比較

ALCパネルの面内回転角が層間変形角から逸脱を始めたと思われる時刻 t_1 から時刻 t_2 の間に、層間変形角は要素実験で開口補強材の溶接部が破断した 0.04rad を超えており、本実験で溶接部が破断したことと合致する。また、第3章で考察したように、1層柱頭・柱脚の局部座屈により骨組の崩壊メカニズムが1層の層崩壊へと移行し始めるのは地震開始後5.82秒後である。図4.23に1層柱端部の変位計測から求めた柱の軸方向変形の平均を、5.5秒から6.5秒までの時刻歴で示す。ALCパネルの損傷が進展した時刻と、柱の局部座屈による軸方向変形が急激に増大した時刻は一致しており、柱の軸方向縮みが受けアングル溶接部の破壊を引き起こしたことが分かる。

要素実験では最大変形角が 0.15rad に達しても脱落に至るようなALCパネル固定部の損傷は起こらなかったが、崩壊実験では100%加振の層間変形角 0.05rad 程度で取付部に損傷が生じ、その結果脱落や宙吊り状態となった。これらの損傷は前述のように要素実験では生じなかったALCパネルの面外回転と柱の軸方向縮みの影響であると考えられ、要素実験で行ったような一方向載荷ではALCパネル外壁の終局挙動を必ずしも再現できないことが明らかとなった。

4.5 まとめ

本章では実大4層鉄骨造建物の震動台実験におけるALCパネル外装材に着目し、微小変

形から脱落に至るまでの挙動について分析を行った。得られた知見を以下にまとめる。

1. ALC パネル単体及び開口部付 ALC パネルの要素実験を行った。ALC パネルがロッキング回転により層間変形に追従可能な 0.015rad 以下の変形角では、開口部周りを除き損傷が生じることはなく、また ALC パネル単体では水平力をほとんど負担しない。ロッキング回転により ALC パネル角部の接触が生じる 0.02rad 以上の変形では、角部や取付金物周りで損傷が生じ、パネル 1 枚あたり最大 2kN 程度の水平力を負担する。
2. ALC パネルの要素実験では、ALC パネル外装材の開口部で 0.01rad の層間変形角から損傷が生じるとともに、開口補強材をフレームモデルとして考えたときの水平剛性に応じた水平力を負担する。 0.04rad の層間変形角で開口補強材の溶接部が破断するが、 0.15rad まで ALC パネル全体の脱落には至らない。
3. 実大震動台実験における外装材の損傷は、最大層間変形角 0.02rad 近くに達する加振まで、角部の軽微なものを除き見られない。1 層が層崩壊した 100%加振では、ALC パネルを取り付ける金物の溶接部や ALC パネル内部の O ナットの破断により、ALC パネルが脱落したり宙吊り状態となった。
4. 加振中の変位計測から、 0.02rad 以下の層間変形角において ALC パネルの面外・面内回転はともに層間変形によく追従性しており、縦壁ロッキング構法の変形追従性能が非常に高いことが確認された。
5. 構造体の崩壊に伴う ALC パネルの破壊過程では、ALC パネルの回転角が面内・面外とも 0.05rad を超えると、層間変形に追従できなくなる可能性が高い。このことから、地震時の層間変形により ALC パネル外装材が脱落しないようにするには、終局状態での構造体の層間変形角を 0.05rad 以下に抑える必要がある。
6. ALC パネルの破壊過程では、面内回転に加え面外回転と柱の軸方向変形の影響で ALC パネル取付部の破壊が早期に始まる。これらの破壊モードは、面内方向载荷のみの要素実験では見られず、一方向载荷では ALC パネル外壁の終局挙動を必ずしも再現できない。

第 4 章の参考文献

- 4.1) 坂本功・山下武則・伊藤弘：非耐力壁の層間変位追従性に関する研究（その 1，その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造系，pp.1251～1254，1977.10
- 4.2) 崎山格・横木光一郎・斎藤隆幸・永井昌志・深沢優・伊藤弘・西田和生・坂本功：一日米共同大型耐震実験研究（鉄骨造）58—鉄骨造実大 6 層建物による非構造部材の耐震実験（その 9，その 10），日本建築学会大会学術講演梗概集，A，pp.315～318，1986.8

- 4.3) 坂本功・大橋好光・山田誠・渡辺拓文・横木光一郎：ALC パネル外壁の耐震性に関する実験的研究（その1～その3），日本建築学会大会学術講演梗概集，A，pp.201～206，1987.10
- 4.4) 黍野和彦・幅祐司・高橋大祐：大型ALC 外壁パネルのロック工法に関する実験的研究（工法概要と層間変位追従性能試験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，A-1，pp.429～430，1997.9
- 4.5) 伊藤弘・西田和生・濱崎仁・水谷吉克・相子恒夫・廣波純二・高橋光雄・富田和男：ALC ロッキング構法実大変形追従性試験（その1～その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，A-1，pp.107～114，1998.9
- 4.6) 菊池雅史・小山明男・小宮岳枝・小林正人・中山政則・横家尚：ALC 帳壁部材の耐震安全性に関する基礎的研究（その1～その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，A-1，pp.195～198，2003.9
- 4.7) 日本建築学会：非構造部材の耐震設計指針・同解説および耐震設計施工要領（第2版），2003.
- 4.8) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS21 ALC パネル工事，2005
- 4.9) 日本建築センター：ALC 耐震マニュアル ー中層ビル用ー，1998

第5章 震動台実験における内装材の耐震性能評価

5.1 はじめに

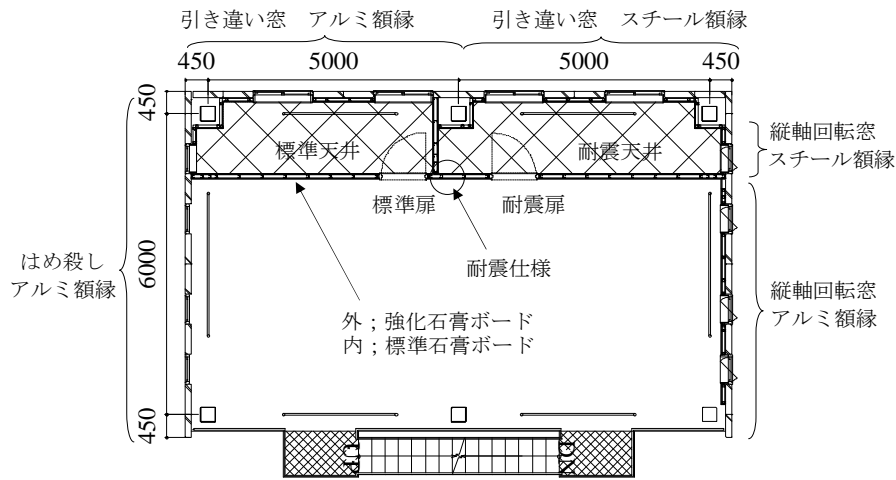
一般の鉄骨造建物で用いられる内装材には、間仕切り壁、天井、扉などの鋼製建具、外装材の内貼りに相当する内壁などがある。それらは軽量鉄骨の下地にボードなどをビスで固定する乾式工法で施工されることが多い。ALC パネルやガラスカーテンウォールなどの外装材は、ロッキングやスライドによって地震時の層間変形に追従するよう取り付けディテールに十分な配慮がなされていることが多いが、内装材については必ずしもそうではない。それは、間仕切り壁全体としてはスライドによって層間変形に追従するようになっていたとしても、出入隅部、開口部周り、部材ジョイント部などで、その変形を吸収できるだけの十分なクリアランスが確保されていないといった場合があるためである。また、その耐震性能については静的載荷実験により 1/100 を超える層間変形に対して、無視できない損傷費用が発生することが報告されている^{5.1)}が、その実験での載荷は壁面内の一方方向に限られており、面内面外の二方向の変形を受ける実際の地震時の立体的な状況を必ずしも反映していないし、動的な効果も明らかではない。

実大4層鉄骨造建物の震動台実験では、試験体に軽量鉄骨間仕切り壁などの内装材を組み込んだ。本章ではこの内装材に焦点を当て、その損傷を中心とした耐震性能について論じる。本試験体での内装材には、一般的な構法を用いた納まりと、変形追従性を高めるよう特別な配慮をした納まりの2種類を用意し、それらの挙動を比較することで内装材の地震時の働きを分析する。そして、それらの違いによって地震時被害がどのように変わるかを論じる。

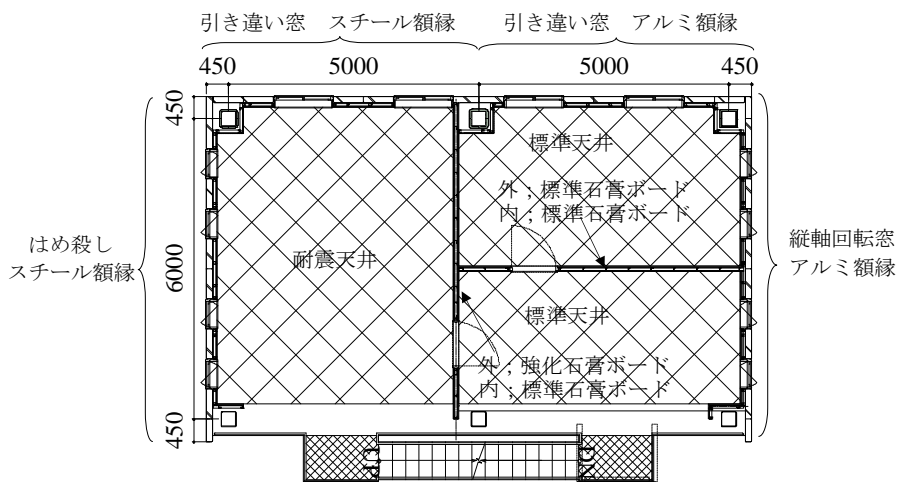
5.2 震動台実験における内装材

震動台実験の試験体へ設置した内装材の概要を図5.1に示す。内装材には、一般的な構法で施工した標準仕様と、地震時の層間変形への変形追従性を考慮した耐震仕様の2種類を用意し、地震時のその挙動の違いを比較した。それぞれの仕様についての詳細は後述する。

2, 3階はフロー中央に大きな内部倒壊防止架台を設置しているため、建物南側(図2.4では上側)の1.7m×10.9mの範囲を内装材施工の対象範囲とした。間仕切り壁によって床面積6~9m²の2つの居室を作り、その入口には鋼製扉を設置した。4階はフロー全体を施工対象範囲とし、間仕切り壁によって床面積約28m²の居室1室と床面積約17m²の居室2室を作った。これら各居室には天井を設置している。



(a) 2,3 階



(b) 4 階

図 5.1 内装材の配置

5.2.1 間仕切り壁

間仕切り壁は軽量鉄骨下地工法により施工した。2,3 階及び4 階 X 方向の間仕切り壁は耐火区画壁を想定して上階スラブ下まで完全に石膏ボードで覆い（以下、区画壁）、それ以外の 4 階 Y 方向間仕切り壁、及び各階の内壁は床スラブから天井高さまでの施工としている（以下、一般壁）。石膏ボードは 2 枚張りで、下張りは区画壁・一般壁とも厚さ 12.5mm の標準石膏ボード用い、上張りには区画壁で厚さ 9.5mm の普通硬質石膏ボード、一般壁では厚さ 9.5mm の標準石膏ボードを用いた。表 5.1 に各石膏ボードの性能を示す。普通硬質石膏ボードは、圧縮強度が一般の石膏ボードの 7.5 倍にも達する非常に硬いものとなっている。

間仕切り壁は、上下階の床スラブとの取合い部は緊結せず、ランナー上をスライドする

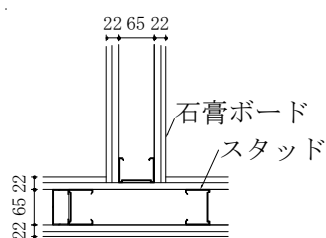
ことによって面内の層間変形に追従する仕組みとなっている。しかし第6章で述べる要素実験で見られるように、直交壁や開口部が存在するとその動きに合わせてロッキング変形が生じ、想定したスライドによる変形追従性能が発揮されない恐れがある。このことを考慮し、耐震仕様の間仕切り壁では直交する壁との間に 15mm のクリアランスを設けることによって、この影響を緩和するようにした。図 5.2 にクリアランスを設けない標準仕様とクリアランスのある耐震仕様それぞれの、直交壁・ALC パネル外壁との取合い詳細を示す。クリアランスには実際の建物と同様、ロックウールなどの緩衝材を充填した。

表 5.1 石膏ボードの性能

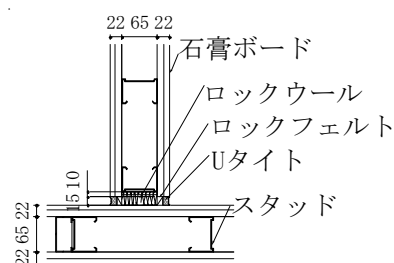
		石膏ボード GB-R	普通硬質 石膏ボード GB-R-H
比重		0.67	1.2
曲げ破壊 荷重(N)	長手方向	360 以上	500 以上
	幅方向	140 以上	200 以上
圧縮強度(N/mm ²)		1.7	12.7

5.2.2 鋼製扉

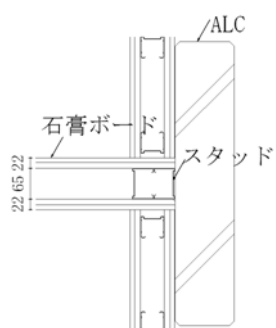
間仕切り壁には図 5.1 に示す位置に鋼製扉を設置した。一般的な鋼製扉は上下階の床スラブに固定した軽量溝形鋼の開口補強材に取り付けられることにより、層間変形とともにせ



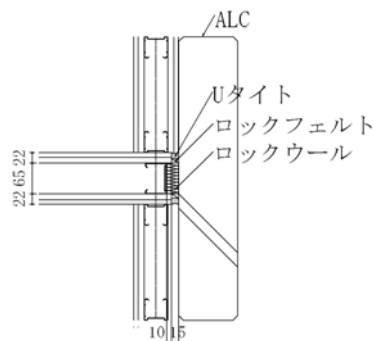
(a) 標準仕様 直交壁取合



(b) 耐震仕様 直交壁取合



(c) 標準仕様 ALCパネル取合



(d) 耐震仕様 ALCパネル取合

図5.2 間仕切り壁 端部詳細 (単位: mm)

せん断変形が生じる。それに対して間仕切り壁は、上下のランナー上をスライドして層間変形に追従しようとするため、扉枠と間仕切り壁の間で変形差が生じ、この部分で損傷が生じる可能性が高い。標準仕様の扉では一般的な構法として開口補強材の上下を床スラブに固定したが、耐震仕様の扉では、開口補強材上端での床スラブ固定部に±35mmのルーズホールを設けた。これにより、扉枠はせん断変形ではなく上部のスライドによって±1/100までの層間変形に追従し、間仕切り壁との間に変形差が生じないようになる。

扉枠と間仕切り壁の取合いは、一般的にはクリアランスを設けることなく突きつけで施工されるため、扉枠と間仕切り壁との間に生じた変形差によって損傷が生じる。標準仕様の扉枠はこの突きつけによる納まりとしたが、耐震仕様の扉枠では石膏ボードを扉枠に10mm程度のみ込ませ、扉枠の内側で10mm程度の変形差に追従できる納まりとした。

これら鋼製扉の取合い詳細を図5.3に示す。

5.2.3 内壁

外装材の室内側に設置される内壁は、間仕切り壁と同様に軽量鉄骨下地工法により施工した。この内壁は間仕切り壁と同様に上下のランナー上でのスライドにより層間変形に追従する。これに対し外装の開口補強材に固定されている窓枠は、外装材とともにせん断変形を生じるため、窓の額縁と内壁の間に変形差が生じる。標準仕様の内壁では石膏ボードを窓のアルミ製額縁に突きつけとする納まりとしたが、耐震仕様では扉枠と同様に石膏ボードを鋼製額縁にのみ込ませ、変形差に追従できる納まりとした。内壁と窓の額縁との取

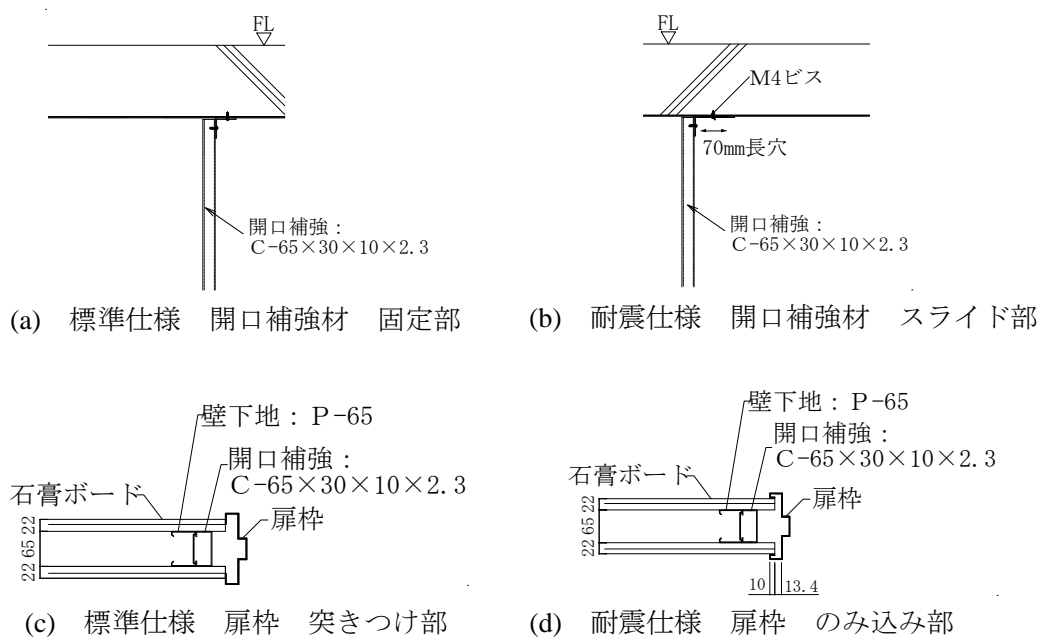


図5.3 鋼製扉 取付詳細 (単位: mm)

合い詳細を図 5.4 に示す。

5.2.4 天井

天井は軽量鉄骨下地吊天井を用いた。床面からの天井高さは 2,700mm で上階床スラブからの吊代は 2, 3 階で 625mm, 4 階で 650mm である。2, 4 階は厚さ 12.5mm の石膏ボードに厚さ 9mm 岩綿吸音板仕上げの 2 枚張りとし、3 階は厚さ 9.5mm の化粧石膏ボード 1 枚張りとした。

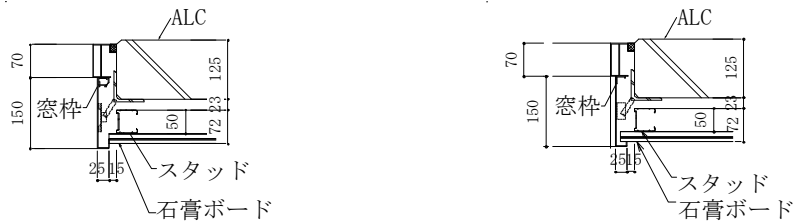
天井においては第 6 章の要素実験と同様に、天井面端部を周囲の間仕切り壁・内壁とクリアランス無しで取付けたものを標準仕様とし、天井ふところ内にブレースを設けて天井面の水平変形を拘束した上で、周囲の間仕切り壁・内壁との間に 10mm のクリアランスを設けたものを耐震仕様とした。図 5.5 に天井の詳細図を示す。なお、4 階標準仕様の天井内に設置された間仕切り壁は、上端を天井面に固定した天井勝ちの納まりとしている。

5.2.5 内装材の計測方法

内装材に対して、以下(a)~(e)に示す 5 種類の計測を行った。

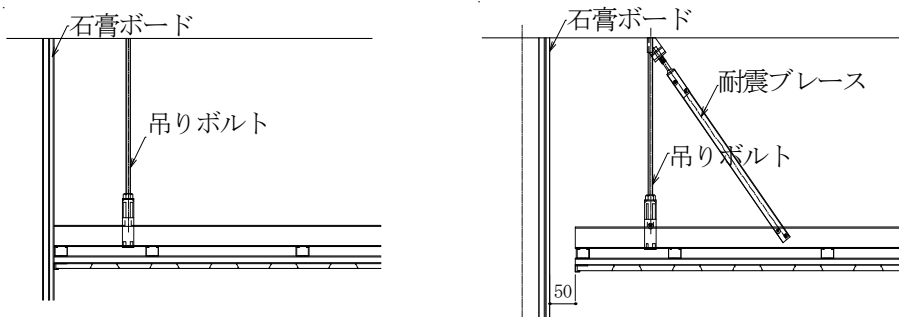
(a) 間仕切り壁中央部の面内・面外変形

2, 3 階の図 5.6 に示す位置において、間仕切り壁の面内・面外方向の変形を計測した。



(a) 標準仕様 窓枠 突きつけ部 (b) 耐震仕様 窓枠 のみ込み部

図5.4 内壁 端部詳細 (単位: mm)



(a) 標準仕様 クリアランス無し (b) 耐震仕様 クリアランス有り

図5.5 天井 取付詳細 (単位: mm)

写真 5.1 と図 5.7 にその計測方法と面内回転角 θ_{pi} ・面内水平変位 δ_{pi} ・面外回転角 θ_{po} ・面内水平変位 δ_{po} の算出方法を示す。計測には巻込み式変位計 DTP-K-2KS（共和電業製）を使用した。

(b) 間仕切り壁端部クリアランスの変位

図 5.8 に示す間仕切り壁端部で、直交する間仕切り壁または ALC パネル外壁とのクリアランスの変化を測定した。ALC パネル外壁は建物の層間変形に追従することを第 4 章で確認しているのので、その変形角とクリアランスの計測結果から、間仕切り壁面内方向の動きを推定することができる。写真 5.2 と図 5.9 にクリアランスの計測方法と間仕切り壁端部下端スライド変位 δ_1 、ボードのロックンク変形やせん断変形などに伴う回転変位 δ_2 、

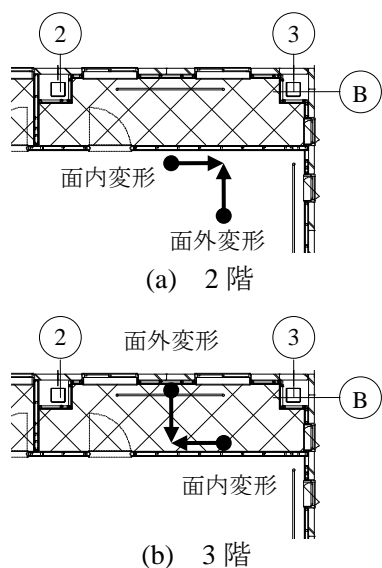


図 5.6 間仕切り壁 計測位置

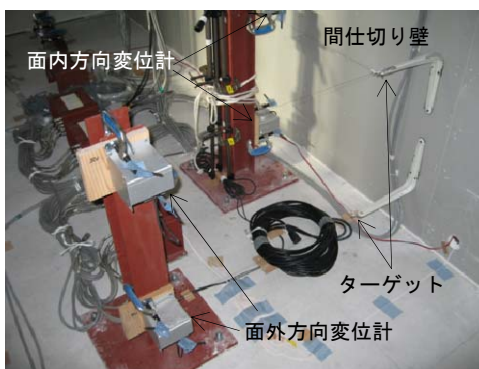


写真 5.1 間仕切り壁 計測状況

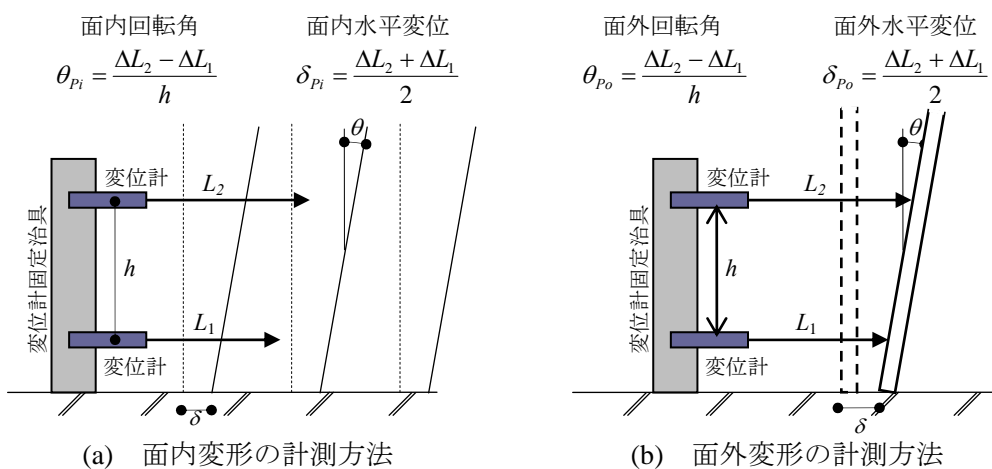


図 5.7 間仕切り壁の変位計測方法

上端スライド変位 δ_3 の算出方法を示す。計測にはバネ式変位計 SDP-200（東京測器製），DTH-A-50（共和電業製）を使用した。

(c) 間仕切り壁と ALC 版取合い部の圧力

図 5.10 に示す耐震仕様の間仕切り壁端部で，ALC パネルとの接触による力の伝達を確認するため，クリアランス部に圧力センサーを設置した。使用したセンサーは PDA-

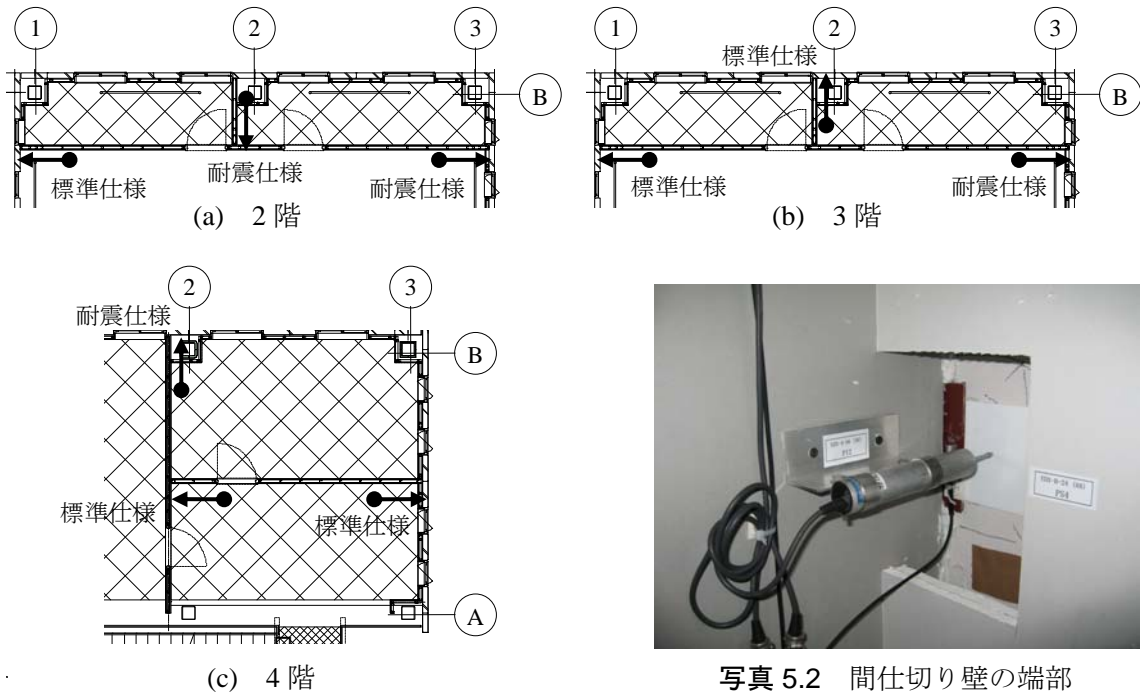


図 5.8 間仕切り壁の端部クリアランス計測位置



写真 5.2 間仕切り壁の端部
クリアランス計測状況

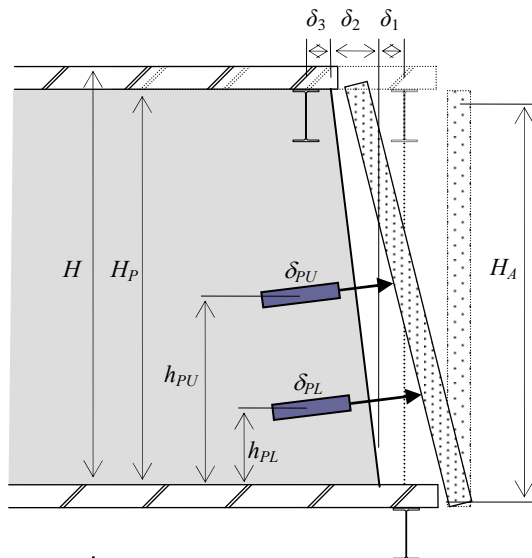


図 5.9 間仕切り壁端部での変位計測方法

$$\delta_1 = \delta_{PU} - \frac{\delta_{PU} - \delta_{PL}}{h_{PU} - h_{PL}} h_{PU}$$

$$\delta_2 = \left(R \frac{H}{H_A} - \frac{\delta_{PU} - \delta_{PL}}{h_{PU} - h_{PL}} \right) H_P$$

$$\delta_3 = RH - \delta_1 - \delta_2$$

δ_{PU} : 上側変位計測値

δ_{PL} : 下側変位計測値

h_{PU} : 上側変位計高さ

h_{PL} : 下側変位計高さ

R : 層間変形角

H : 階高

H_A : ALC パネル支持点距離

H_P : 間仕切り壁高さ

3MPa（東京測器製）で、写真 5.3 に示すように鉄板で挟み込んで設置した。

(d) 扉枠のせん断変形

図 5.11 に示す標準仕様の扉枠のせん断変形角を測定した。計測状況とせん断変形角 γ の算出方法を写真 5.4 に示す。使用した変位計はバネ式変位計 SDP-200（東京測器製）である。

(e) 天井の加速度

図 5.12 に示す位置で、天井の水平 2 方向の加速度を計測した。使用した加速度計は、サーボ型加速度計 TA-25E-10-1（トキメック製）である。

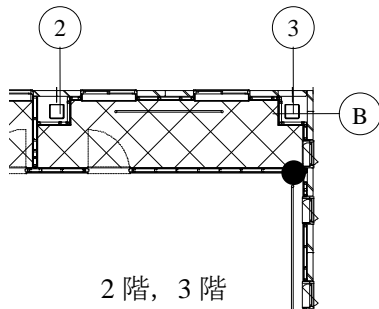


図 5.10 間仕切り壁端部
圧力センサー設置位置



写真 5.3 圧力センサー設置状況

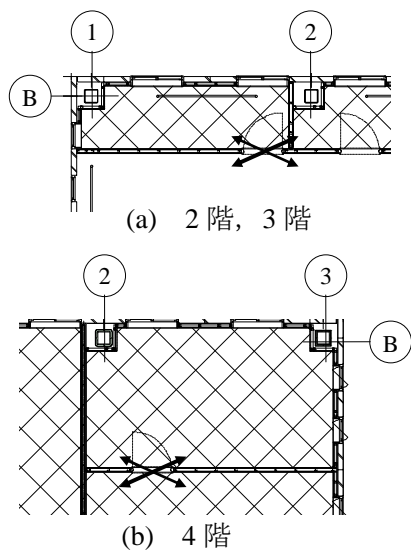


図 5.11 扉枠 計測位置



写真 5.4 扉枠 計測状況

$$\gamma = \frac{\sqrt{W^2 + H^2}}{WH} \cdot \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$$

δ_1 : 対角変位計測値 1

δ_2 : 対角変位計測値 2

W : 扉枠幅

H : 扉枠高さ

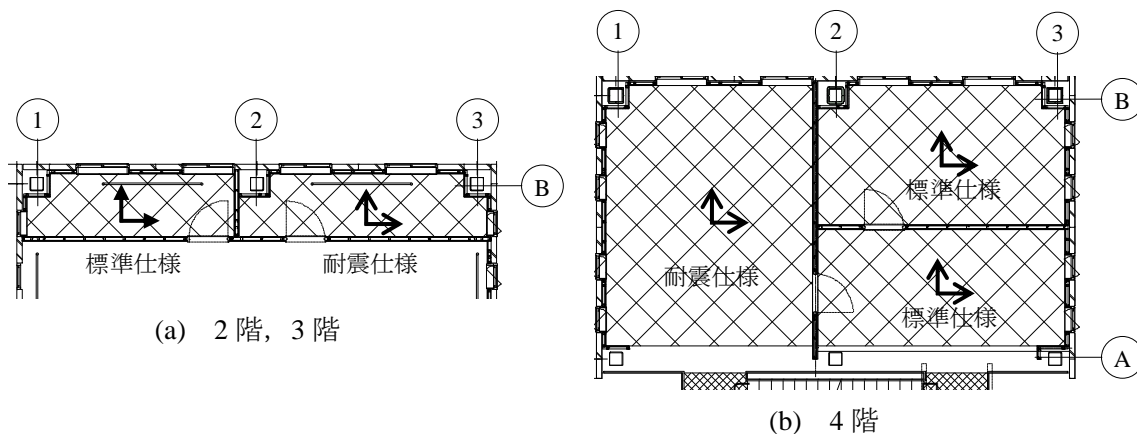


図 5.12 天井加速度 計測位置

5.3 内装材の損傷

5.3.1 損傷の分類

日本建築学会の「非構造部材の耐震設計施工要領」では、内装材の損傷を、早期に補修を要する「著しい損傷」、計画的に補修を要する「損傷」、必要に応じて補修する「軽微な損傷」の3つのグレードに分類している。以下それぞれの損傷を「大破壊」「中破壊」「小破壊」と呼ぶ。

ボードの損傷では、下地とボードが完全に分離し剥落した状態が「大破壊」、ボードと下地を止めるビスが緩んでガタつきが見られる状態が「中破壊」、隅部・ジョイント部などの局所的に割れなどが見られる状態が「小破壊」となる。実際の地震被害では、全面的な撤去・新設が必要となるのが「大破壊」、上貼りのみの張り替えやビスの打ち直しなど部分的な補修を必要とするのが「中破壊」、パテ埋め程度の補修か、あるいは全く補修を要しないのが「小破壊」である。

表 5.2 試験体の最大層間変形角 (単位: rad)

加振レベル	2層		3層		4層	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
20%	0.0055	0.0053	0.0044	0.0045	0.0024	0.0030
60%	0.0142	0.0168	0.0114	0.0121	0.0066	0.0072
100%	0.0192	0.0151	0.0133	0.0103	0.0089	0.0062

この損傷分類に従い、20%、60%、100%の各加振終了後に行った目視による観察から、内装材の損傷状況を分析する。特に層間変形角と損傷の関係を明らかにするため、表 5.2 に各加振での各層の最大層間変形角を示す。

5.3.2 間仕切り壁端部

間仕切り壁端部の直交壁・ALC 壁との取合い部における損傷は一部を除いて観察されなかった。目視による損傷が確認されたのは 60%加振後の 4 階標準仕様の直交間仕切り壁の取合い部で、写真 5.5 に示すようにボードの膨れが見られた。この損傷は隅部に限定されており、「小破壊」に相当する。層間変形角の小さい 4 階で損傷が見られたのは、この間仕切り壁が一般の石膏ボードであるためであり、2, 3 階の硬質石膏ボードの端部には損傷が見られなかった。硬質石膏ボードは層間変形による損傷が生じにくい材料であると言える。



写真 5.5 4 階間仕切り壁端部の損傷



写真 5.6 20%加振後の扉枠下端部

5.3.3 鋼製扉と周辺の間仕切り壁

鋼製扉とその周辺の間仕切り壁では、加振の進行とともに損傷の進展が観察された。

2 層の層間変形角が 0.0055rad に達した 20%加振後の観察では、2, 3 階標準仕様の扉枠周辺の間仕切り壁で、写真 5.6 に示すように標準仕様の扉枠下端部での石膏ボードのわずかな膨らみと、扉枠の間に 1mm 程度の隙間が観察された。これらの損傷は「小破壊」に相当する。4 階標準仕様と 2~4 階耐震仕様の扉枠と間仕切り壁との取合い部は、上紙がめくれる程度でボード自体の損傷は見られなかった。

2 層の層間変形角が 0.017rad に達した 60%加振後の観察では、全ての扉枠下の床スラブのモルタルにひび割れを確認した。更に 2, 3 階の標準仕様の扉枠では、床スラブから上 100mm 程度の範囲で曲げ変形が生じ、石膏ボードの膨れが進展して損傷が顕著となった。これら扉枠周辺のボードではビスがゆるみ始めており、「中破壊」にまで損傷が進行した。一方、耐震仕様の扉では一部で亀裂が生じたが全体的に石膏ボードの損傷はほとんど見られず、のみ込みを設けた効果で損傷は「小破壊」にとどまった。また、すべての扉は 100%加振後まで開閉可能であった。

これらの損傷状況を写真 5.7 に示す。

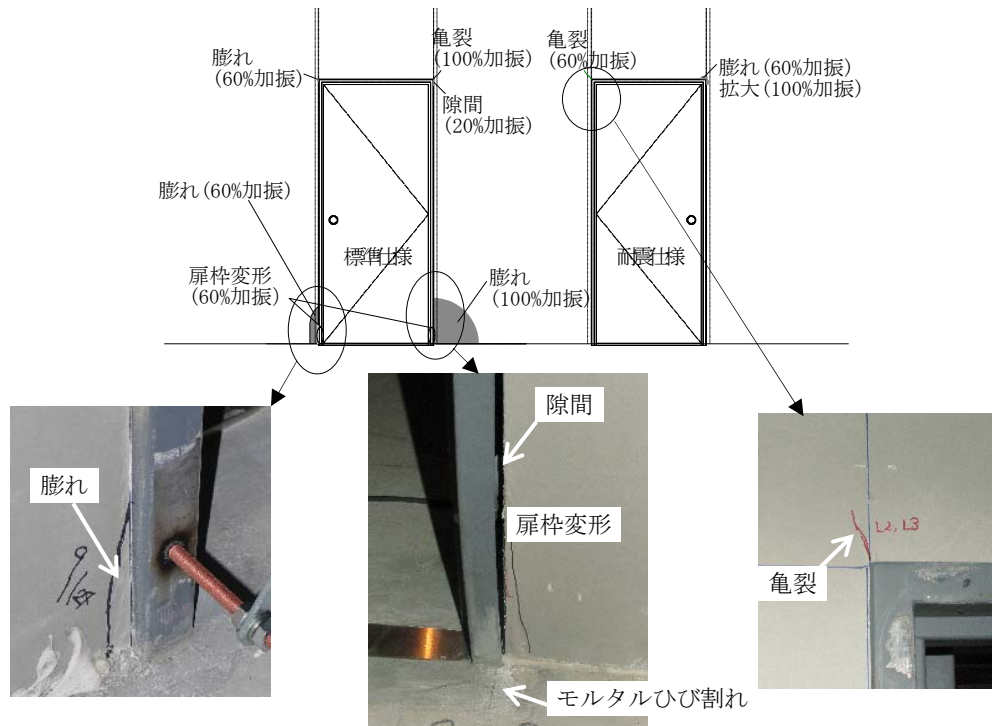


写真 5.7 扉枠と間仕切り壁の損傷

5.3.4 窓枠と周辺の内壁

窓枠とその周辺の内壁には、20%加振から広範にわたって損傷が生じた。

20%加振後の観察では、標準仕様の窓枠取合い部で石膏ボードのわずかな膨れや写真 5.8 に示すような窓枠との隙間、窓枠コーナー部の亀裂、上紙のめくれを確認した。これは「小破壊」に相当する。2, 3 階の耐震仕様では、のみ込み部に写真 5.9 に示すような 2mm 程度の残留変位がみられたが、亀裂などの損傷はなかった。4 階の窓枠との取り合い部に損傷はなかった。

60%加振後の観察では、2, 3 階の標準仕様の窓枠取り合い部での大きな膨れや亀裂、写真 5.10 に示すような窓枠コーナー部の圧縮破壊が生じた。また、ボードを叩くと鈍い音がし、下地鉄骨を留めるビスの緩みが確認され、損傷が「中破壊」まで進行した。4 階の標準仕様では、わずかに亀裂や膨れを確認したが、2, 3 階のほどの損傷はなく「小破壊」にとどまった。耐震仕様の窓枠との取合い部では、2~4 階で石膏ボードののみ込みが進展し、2 階では最大 10mm の残留変位となったが標準仕様のような「中破壊」には至らなかった。3 階の耐震仕様の一部では、一度窓枠のみ込みから出てきた石膏ボードが再度窓枠内に収まる際に面外の動きが生じたために、写真 5.11 に示すようなボード表面が窓枠に接触したと推察される亀裂を確認した。



写真 5.8 標準仕様
窓枠周囲の隙間



写真 5.9 耐震仕様
のみ込み部の残留変形

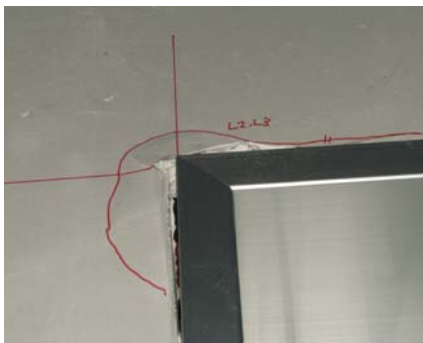


写真 5.10 標準仕様
窓枠コーナー部の損傷



写真 5.11 耐震仕様
のみ込み部の損傷

5.3.4 天井

天井はいずれの加振においても目視による損傷は確認されなかった。

5.3.5 内装材の損傷と層間変形角の関係

以上の損傷観察の結果から層間変形角と損傷の関係を整理する。表 5.3 に部位毎の損傷レベルとそれが生じた層間変形角を示す。これより明らかになった点を以下に述べる。

- ・硬質石膏ボード仕上げの間仕切り壁端部は、標準仕様・耐震仕様とも $1/60$ の層間変形角まで損傷を生じない。
- ・標準石膏ボード仕上げの間仕切り壁端部は、 $1/333$ の層間変形角までは損傷を生じないが、 $1/139$ の層間変形角になると「小破壊」が生じる。
- ・標準仕様の扉枠・窓枠とその周辺の間仕切り壁は、層間変形角 $1/333$ では損傷を生じないが、 $1/222$ になると「小破壊」が生じ、 $1/83$ に達すると「中破壊」にまで損傷が進行する。
- ・耐震仕様の扉枠・窓枠とその周辺の間仕切り壁は、層間変形角 $1/189$ までは無損傷で、 $1/152$ で「小破壊」が生じるものの、 $1/60$ まで「小破壊」にとどまる。

これらの結果から本実験における内装材の損傷状況を概括する。稀れに生じる地震で想

定される 1/200 の層間変形角に対し，標準仕様の内装材では扉枠や窓枠周辺でボードに亀裂が生じるなどの「小破壊」が生じるが，耐震仕様の内装材では無損傷にとどまる．層間変形角が 1/200 を超えると，耐震仕様でも「小破壊」が生じ始めるが，1/60 の層間変形角まで，ビスが緩んでガタつきが見られるような「中破壊」に至ることはない．一方の標準仕様では，極稀れに生じる地震で想定される 1/100 を超える層間変形角になると，損傷は「中破壊」まで進行するが，ボードが脱落するような「大破壊」は 1/60 の層間変形角まで生じることはない．

表5.3 内装材の損傷と最大層間変形角（単位：rad）

		標準仕様			耐震仕様		
		無損傷	小破壊	中破壊	無損傷	小破壊	中破壊
間仕切り壁 端部	2階	1/60			1/60		
	3階	1/83			1/83		
	4階	1/333	1/139		1/112		
扉枠と周囲の 間仕切り壁	2階		1/189	1/60	1/189	1/60	
	3階		1/222	1/83	1/222	1/83	
	4階	1/333	1/112		1/417	1/152 ~1/112	
窓枠と周囲の 内壁	2階		1/189	1/60	1/189	1/60	
	3階		1/222	1/83	1/222	1/83	
	4階	1/333	1/112		1/333	1/152 ~1/112	

5.4 間仕切り壁の移動と変形

間仕切り壁が層間変形に対してどのような変形によって追従したのかを，変位計測結果をもとに検討する．

5.4.1 間仕切り壁中央部の回転と移動

図 5.13, 14 に 2, 3 階の間仕切り壁中央部の 60%加振における面内回転角 θ_{pi} ，面外回転角 θ_{po} と Y 方向の層間変形角 R_y の関係を示す．図中破線は階高と間仕切り壁内法高さの比（3325/3500）から求めた間仕切り壁の層間変形角追従線である．グラフから明らかのように面内方向ではボードのせん断変形やロッキング回転に伴う面内回転がほとんど生じておらず，上下階床スラブとの間のスライドによって層間変形に追従していることが分かる．一方の面外方向は，面外回転角と層間変形角がほぼ一致しており，面外回転によって層間変形に追従している．

変位計測の結果より得られた面内水平変位 δ_1 は，間仕切り壁と下階スラブとのスライド量に相当する．面内回転角と間仕切り壁高さの積を回転に伴う水平変位量 δ_2 とすれば，間

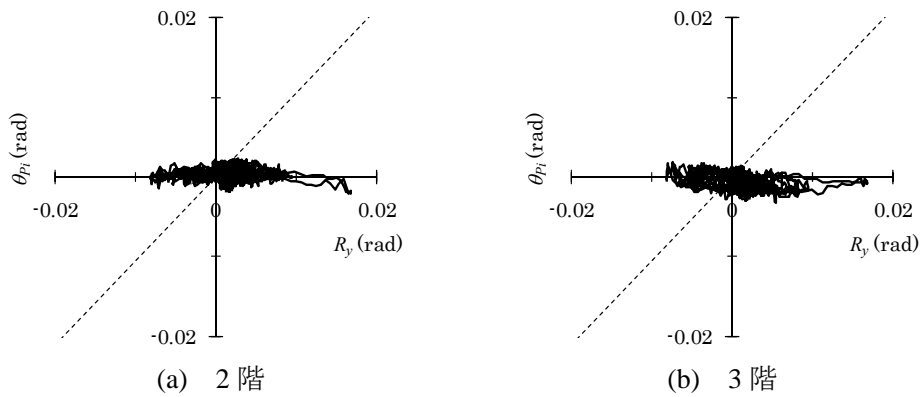


図 5.13 60%加振 間仕切り壁中央部 面内回転角—層間変形角関係

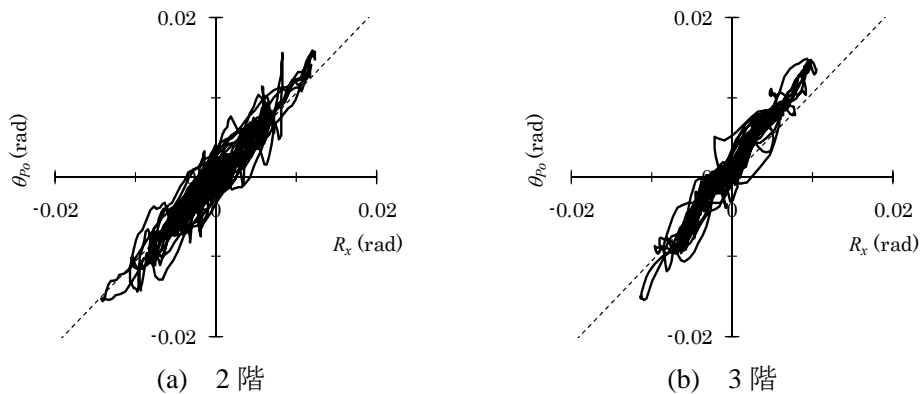


図 5.14 60%加振 間仕切り壁中央部 面外回転角—層間変形角関係

仕切り壁と上階スラブとのスライド量 δ_3 は、層間変位から δ_1 と δ_2 を引いた差で表わされる。図 5.15, 16 に 60%加振における層間変位と間仕切り壁上下の面内スライド量 δ_1 , δ_3 の関係を示す。グラフ中の破線は、変位量の関係を最小二乗法で線形近似したもので、近似式を図中に示した。上階スラブと下階スラブそれぞれで層間変位に比例するスライドが生じており、それらは変形の方法や変形量には依存せず、比例定数は概ね 0.4~0.6 となっている。

これらの結果より、2,3 階の間仕切り壁中央部面内方向ではボードの回転がほとんど生じることなく、上下のランナー部分のスライドによって層間変形に追従していることが確認された。

5.4.2 間仕切り壁端部の回転とスライド

図 5.20 に 60%加振での 2,3 階間仕切り壁端部の面内方向における層間変位 δ_x , δ_y と図 5.9 で示した間仕切り壁変位 δ_1 , δ_2 , δ_3 との関係を示す。それぞれのグラフに見られる特徴を以下に述べる。

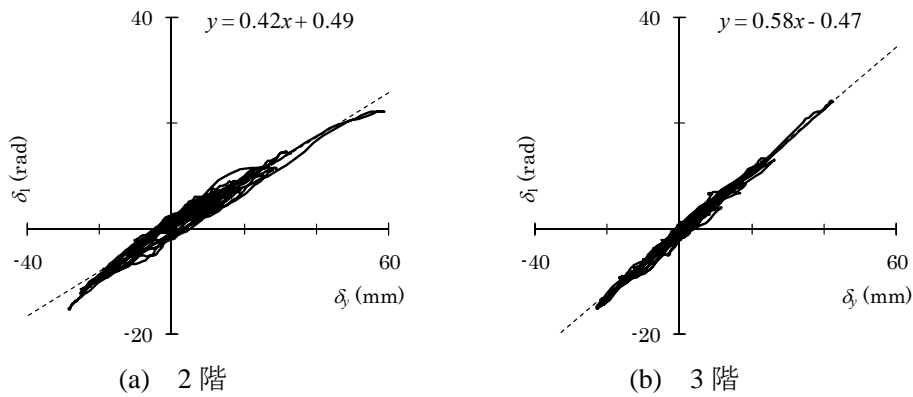


図 5.15 60%加振 間仕切り壁中央下部 面内スライド量—層間変位関係

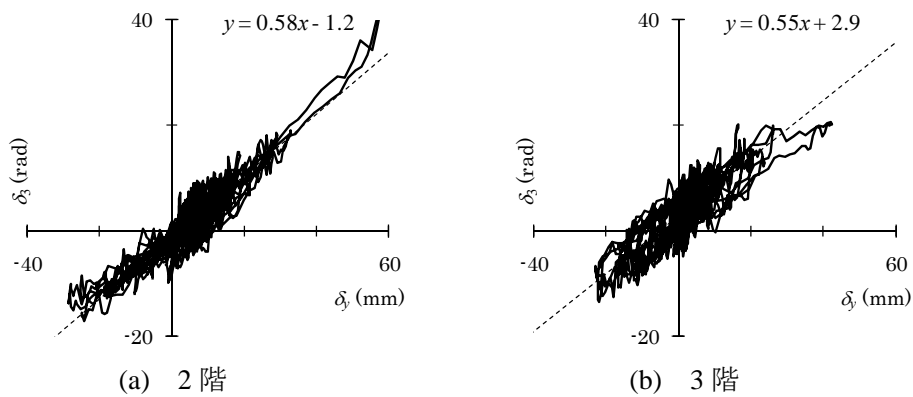


図 5.16 60%加振 間仕切り壁中央上部 面内スライド量—層間変位関係

(a) 2階2通り 耐震仕様

正負どちらの変形においても面内回転による水平変形が卓越しており，壁上下端でのスライドはほとんど生じていない。

(b) 2階1通り 標準仕様

正方向と負方向で変形の傾向が異なる．ALC パネルが間仕切り壁を押し正方向変形では面内回転による変形が卓越し，壁上下端でのスライドはほとんど生じない．一方のALC パネルが離れる負方向変形では，壁上端で回転変形による変位と同程度のスライドが生じ，正方向に比べ回転変形の寄与率が小さくなっている．この時でも下端でのスライド量は小さい．ただし，下側のクリアランスの測定値が変位計の伸び方向 1mm 前後で頭打ちとなっており，変位計ばねの異常による計測不良の可能性もあるため参考にとどめる．

(c) 2階3通り 耐震仕様

ALC パネルが壁から離れる正方向変形では，面内回転と上端のスライドによる変位が卓越し，壁下端のスライド量は 10mm 程度で頭打ちとなっている．一方，ALC パネルが

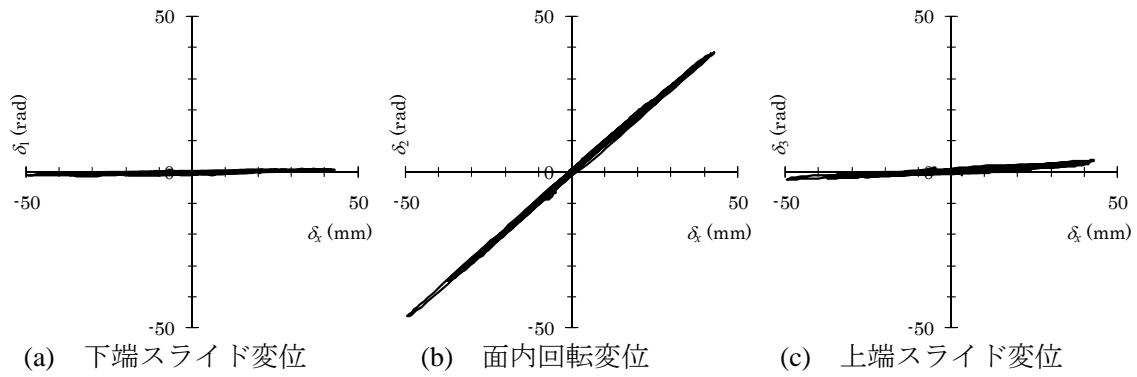


図 5.17 60%加振 2階2通り (耐震仕様) 間仕切り壁端部面内変形—層間変位関係

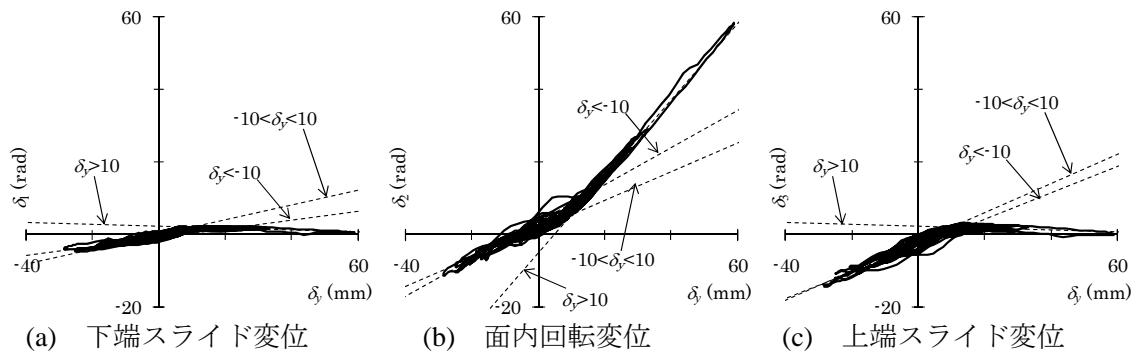


図 5.18 60%加振 2階1通り (標準仕様) 間仕切り壁端部面内変形—層間変位関係

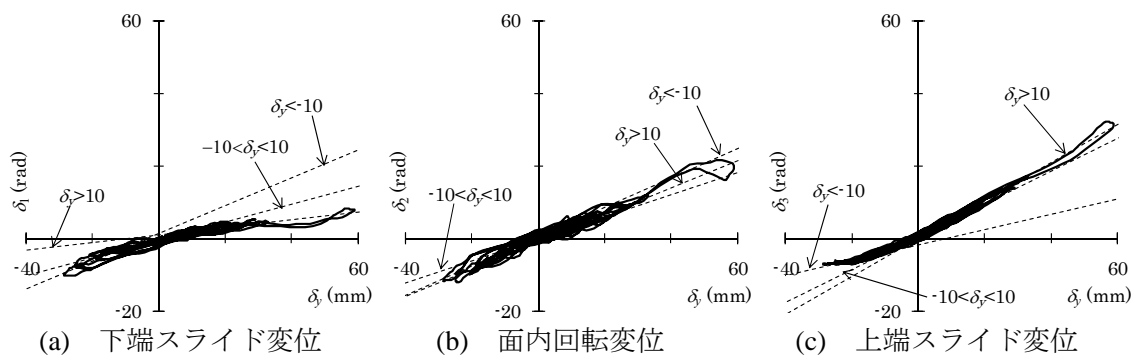


図 5.19 60%加振 2階3通り (耐震仕様) 間仕切り壁端部面内変形—層間変位関係

壁を押し負方向変形では壁上端のスライドが頭打ちになり，面内回転と下端のスライドが同程度生じている。

(d) 3階2通り 標準仕様

2階2通りと同様，正負どちらの変形においても面内回転による水平変形が卓越しており，壁上下端でのスライドはほとんど生じていない。

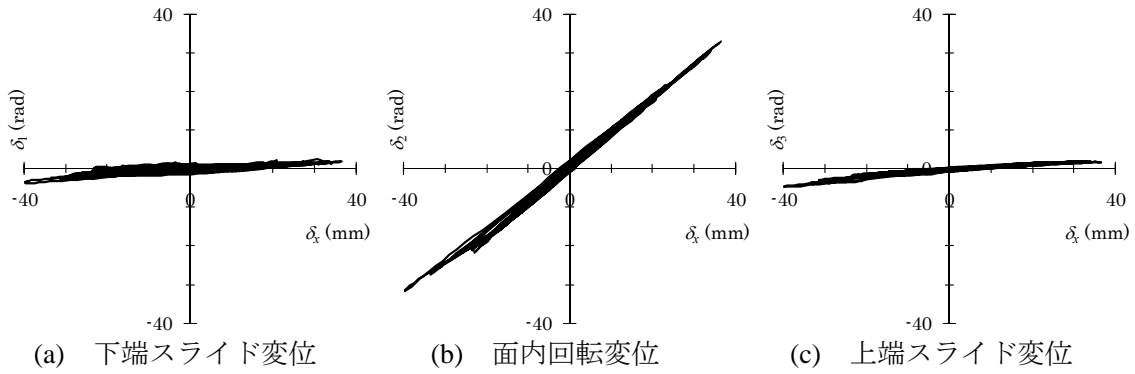


図 5.20 60%加振 3階2通 (標準仕様) 間仕切り壁端部面内変形—層間変位関係

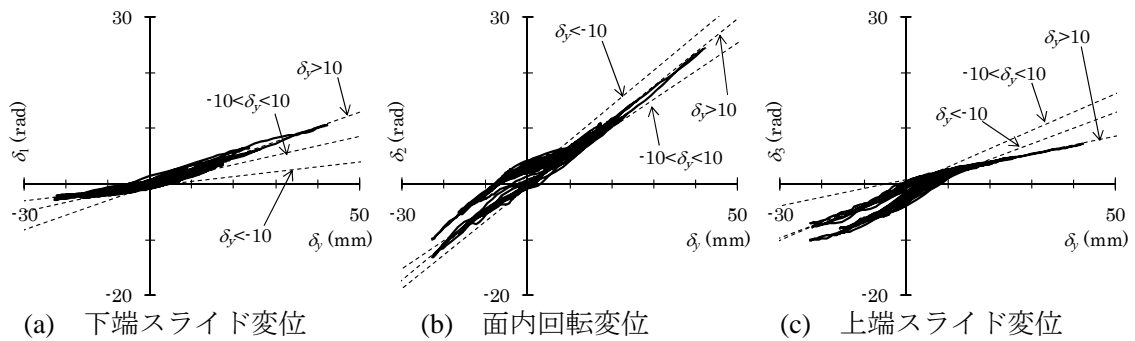


図 5.21 60%加振 3階1通り (標準仕様) 間仕切り壁端部面内変形—層間変位関係

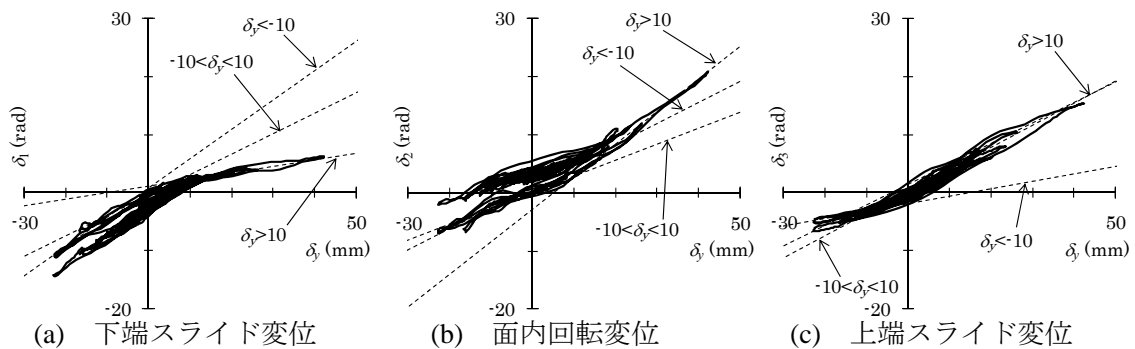


図 5.22 60%加振 3階3通り(耐震仕様) 間仕切り壁端部面内変形—層間変位関係

(e) 3階1通り 標準仕様

2階1通りとは異なり、正方向の変形で壁上下端にスライドが生じている。上下端のスライド量を比較すると、正方向では下端が大きく、負方向では上端が大きい傾向がある。回転による変形は正方向の最大変位時までは正負とも層間変位に比例する変形をしていたが、正方向の最大変位後に残留変形を生じ、層間変位0の前後でスリップ挙動を示すようになった。この残留変形は上端のスライドにも表れている。

(f) 3階3通り 耐震仕様

2階3通りと同様に、正方向では下端のスライドが頭打ちとなり、面内回転と上端のスライドによる変位が卓越する。逆に負方向では下端のスライドが顕著になり面内回転と上端のスライドが減少する。ここでも3階1通りと同様に、正方向の最大変位後に残留変形を生じた。

以上の特徴より、間仕切り壁端部の挙動について考察する。

2通り X 方向の間仕切り壁は、2階の耐震仕様と3階標準仕様とも回転を主体とした挙動を示している。この壁は幅よりも高さが大きく、その比は2.2である。このため、ロッキングによる面内回転に対する抵抗が小さく、上下階スラブとの間でスライドが生じたものと推測される。この傾向は第6章で述べる壁要素の振動台実験でも見られた。2階直交壁との取合い部は、クリアランスを変化させることでスライドによる変形差を吸収する想定であったが、このクリアランスはほとんど変化しなかった。

1通りの標準仕様の取合い部では2階と3階で異なる結果となったが、2階の結果には計測不良の可能性があるため、ここでは3階についてのみ論じる。この間仕切り壁は両側を外壁 ALC パネルと鋼製扉枠に挟まれ、どちらも標準仕様でクリアランスが無いため床スラブでのスライドは生じにくい。層間変形に対する追従は、ロッキングもしくはボードのせん断変形による面内回転が主体で、それに壁が押す方向の変形で下端のスライド、壁が離れる方向の変形で上端のスライドが付随する傾向にある。

耐震仕様となる3通りの取合い部は、基本的な傾向は標準仕様の1通りと同じであるが、面内回転の成分が相対的に少なく、上下端のスライド量が多い。これは、壁の両端に設けたクリアランスが有効に機能した結果と言えるが、そのクリアランスは15mm程度と層間変形量に対して十分ではなく、面内回転も同時に生じている。また、5.4.1で述べたように壁中央部では面内回転がほとんど生じていないにもかかわらず端部で回転が生じていることから、間仕切り壁は必ずしも一体として挙動しているわけではなく、端部と中央部で異なる変形をすることが分かる。このとき、石膏ボードを固定するビスの緩みや、ボードのせん断変形が生じていることが予想される。

これらの傾向を定量的に評価するために、層間変形角が $\pm 0.003\text{rad}$ （層間変形 $\pm 10\text{mm}$ ）以下の微小変形領域と、 0.003rad 以上、 -0.003rad 以下の大変形領域のそれぞれで、層間変形角と端部間仕切り壁の変形量の関係を最小二乗法で線形近似し、その直線を各グラフに破線で記した。表5.4には各近似直線の勾配を示す。なお、3階では最大層間変位後に残留変形が生じているため、最大層間変位生じる前の地震開始から6秒後までの範囲で線形近似を行った。

表 5.4 間仕切り壁端部変形と層間変形の関係

	2階1通り (標準仕様)			2階3通り (耐震仕様)			3階1通り (標準仕様)			3階3通り (耐震仕様)		
	下端	回転	下端	下端	回転	上端	下端	回転	上端	下端	回転	上端
$R_y < -0.003$	0.12	0.51	0.36	0.38	0.40	0.21	0.07	0.69	0.23	0.44	0.40	0.15
$-0.003 < R_y < 0.003$	0.20	0.39	0.40	0.24	0.30	0.45	0.18	0.41	0.40	0.41	0.25	0.34
$R_y > 0.003$	-0.03	1.05	-0.03	0.10	0.37	0.52	0.28	0.55	0.16	0.14	0.47	0.38

これらの値は間仕切り壁が層間変形に追従するための各部位の寄与率を示している。上下端スライド変形量の層間変形量に対する割合は、耐震仕様の 0.003rad 以下の層間変形角で 70~75%，それを超える層間変形角で 53~63%となる。標準仕様では、0.003rad 以下の層間変形角で 60%，それを超えると 30~45%となる。耐震仕様では回転の寄与率が 0.25~0.47 であるのに対し、標準仕様では 0.39~1.05 と明らかに回転の寄与率が高い。しかし、10mm を超える層間変形領域では、それ以下の微小変形領域に比べスラブとのスライド量の割合が減り、回転の寄与率が上昇することから、間仕切り壁の回転を止めるだけの十分なクリアランスが確保できているとは言えない。

5.4.3 間仕切り壁端部と ALC パネル外壁の接触

図 5.23 に 60%加振における 2 階 3 通り側の間仕切り壁端部のクリアランス部に設置した圧力センサーの計測値と層間変位の関係をしめす。この圧力センサーの設置位置は壁端部上側の変位計測位置に対応する。この計測位置では、負方向の層間変位で ALC パネルが間仕切り壁を押す。これに対応して圧力センサーの計測値が急激に増加していることが分かる。この増加は層間変位-10mm 程度から生じており、5.4.2 節で示した間仕切り壁端部の変形挙動が変化する領域と対応している。

図 5.24 に、60%加振における 3 秒から 9 秒までの圧力の時刻歴（実線）を、層間変位（破線）と重ねて示した。層間変位が負方向の極値に至る瞬間には圧力値が低下している

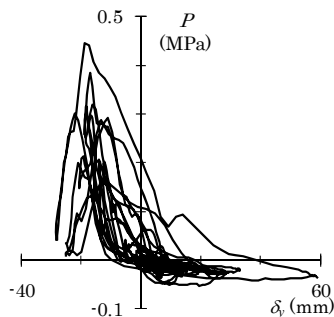


図 5.23 間仕切り壁端部
圧力-層間変位関係

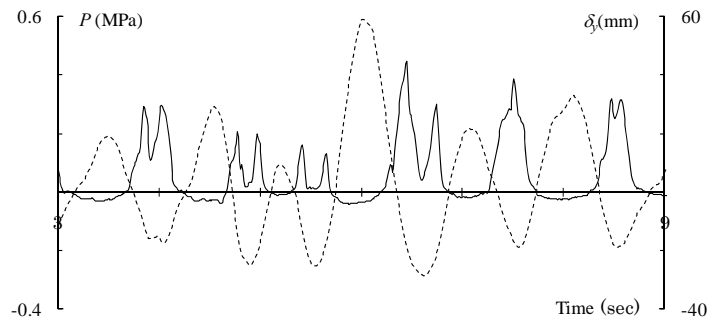


図 5.24 間仕切り壁端部圧力 時刻歴

ことが分かる。これは、ALC パネルが間仕切り壁を押す点が、圧力計測点の下側から上側に移動することで、層間変位の増加に対して圧力が減少する状態へと変化したことを窺わせる。

5.4.4 扉枠の変形

標準仕様の扉枠で測定したせん断変形角について分析する。図 5.25, 26 に 60%加振における扉枠のせん断変形角 γ_d と層間変形角 R_y の関係、及びその時刻歴を地震開始後 3 秒から 9 秒までの範囲で示す。時刻歴では実線が扉のせん断変形角、破線が層間変形角である。各階とも R_y の極値の前後で、 γ_d が頭打ちとなる傾向が見られるが、それ以外の部分では γ_d は R_y に概ね追従している。この γ_d が頭打ちとなる変形角は必ずしも一定ではなく小振幅

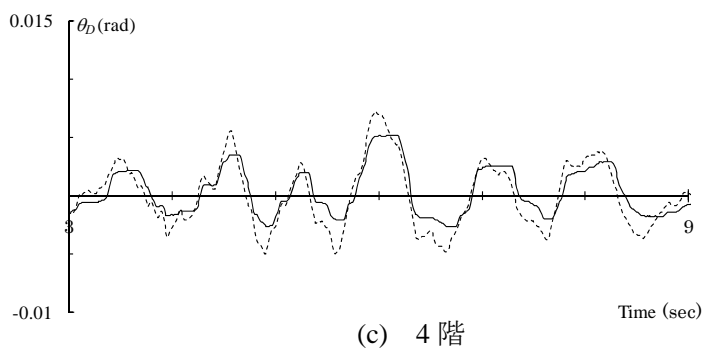
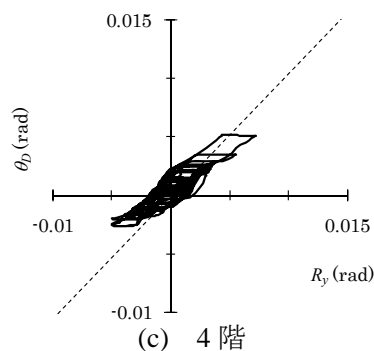
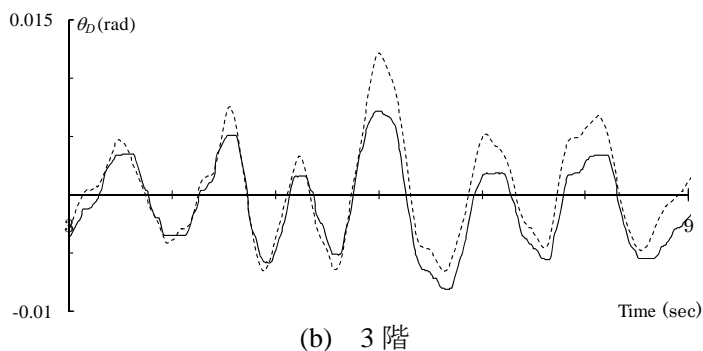
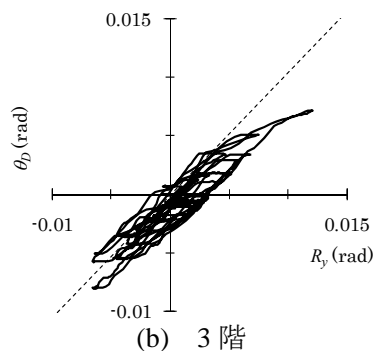
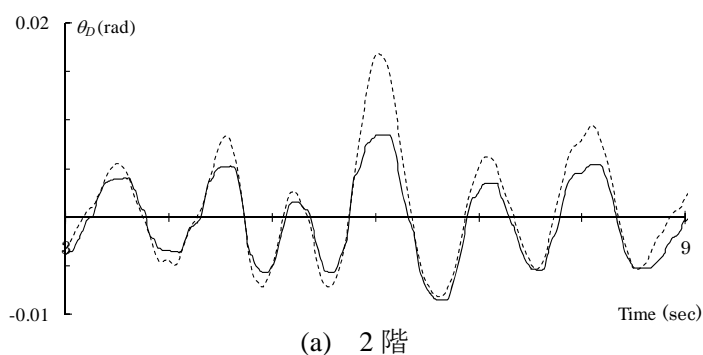
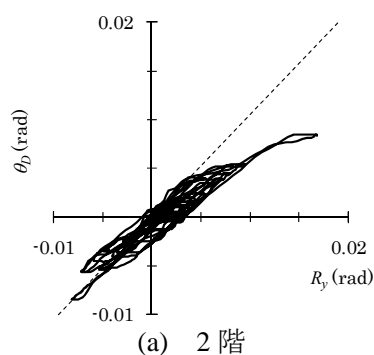


図 5.25 扉枠せん断変形角
一層間変形角関係

図 5.26 扉枠せん断変形角 時刻歴

でも生じていることから、層間変形の速度に依存している可能性がある。これは以下のよう
に説明される。

5.4.1 節でみたように、間仕切り壁中央部での面内回転量は小さく、主に上下階の床ス
ラブとの間のスライドで層間変形に追従する。一方の扉枠は、上下階の床スラブに固定さ
れた開口補強材に固定されているため、せん断変形によって層間変形に追従する。このよ
うに間仕切り壁と扉枠では層間変形への追従機構が異なるため、その取り合い部で損傷が
生じやすい。これを扉枠のせん断変形履歴に当てはめると、層間変形速度の大きい領域で
は扉枠のせん断変形が進行して間仕切り壁との取合い部での損傷が生じ、層間変形速度の
小さい領域ではせん断変形が停滞し、間仕切り壁と床スラブとのスライドに合わせて、扉
枠下部のモルタルの損傷が生じる。損傷観察においても小振幅の 20%加振から扉枠下端
部で石膏ボードの損傷が見られたことや、60%加振後にはモルタルのひび割れが見られた
ことと符合する。層間変形速度によって扉枠の変形モードが変わる原因は得られたデータ
からでは分からないが、石膏ボード端部の破壊強度が関わっていることが推測される。

また、4 階の扉枠は上部が天井に固定されており、2,3 階とは若干挙動が異なる。 γ_d は
 R_y の極値前後での頭打ちに加えて、位相が遅れるような追従をしている。上階床スラブ
の変形が扉枠に伝わるまで直交間仕切り壁と天井を介しているため、このような位相遅れ
が生じたものと考えられる。

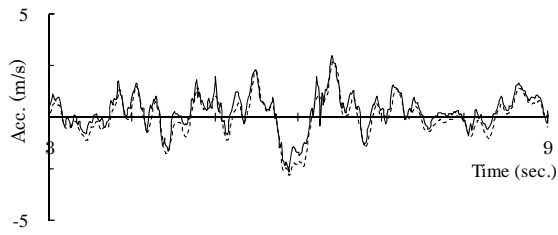
このように、扉枠のせん断変形が頭打ちになることでせん断変形角は 0.009rad 以上に
進行することなく、扉が開閉不能になることはなかった。

5.5 天井の挙動

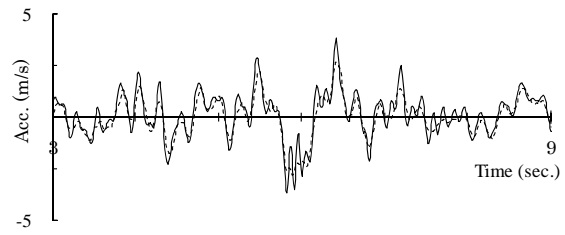
天井には目視による損傷は見られなかったが、その加速度履歴から加振中の天井の挙動
を分析する。図 5.27 に 20%加振と 60%加振における Y 方向天井加速度の時刻歴を地震開
始後 3 秒から 9 秒までの範囲で示す。ここでは比較のため天井が吊り下げられている上階
床スラブ上の加速度を破線で重ねて示した。更に表 5.5 には、加振中に計測された Y 方向
加速度の絶対値の最大を示した。図中()内の数値は上階床加速度に対する応答倍率である。

表 5.5 天井の最大加速度 (単位:m/s)

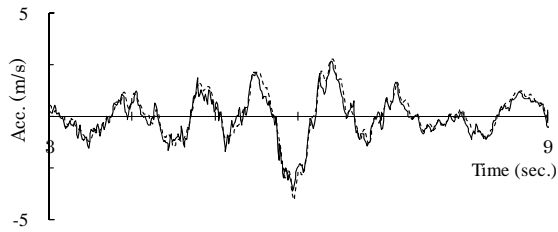
加振レベル	階	床スラブ	標準仕様天井	耐震仕様天井
20%	4 階	4.26	4.25 (1.00)	4.13 (0.97)
	3 階	4.05	3.63 (0.90)	5.18 (1.28)
	2 階	2.82	2.98 (1.06)	3.84 (1.36)
60%	4 階	9.42	9.29 (0.99)	10.32 (1.10)
	3 階	8.64	9.50 (1.10)	9.95 (1.15)
	2 階	6.90	7.48 (1.08)	11.94 (1.73)



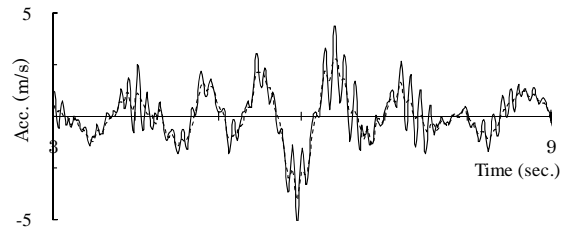
(a) 20%加振 2階 標準仕様



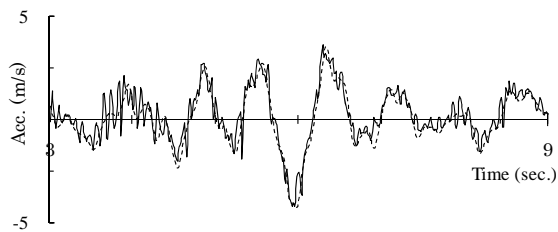
(b) 20%加振 2階 耐震仕様



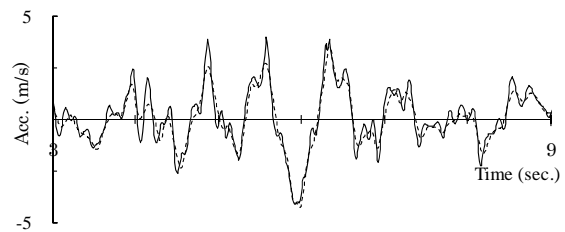
(c) 20%加振 3階 標準仕様



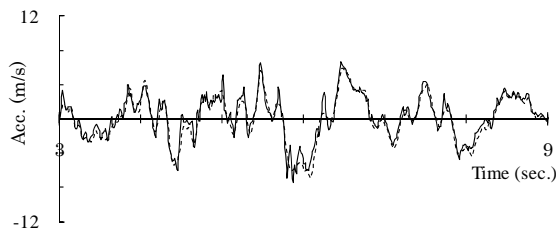
(d) 20%加振 3階 耐震仕様



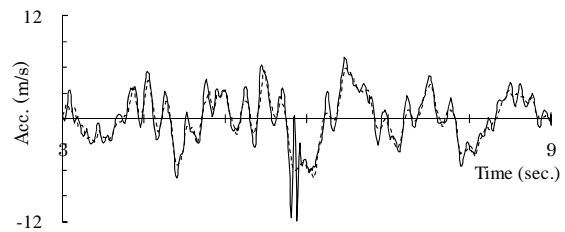
(e) 20%加振 4階 標準仕様



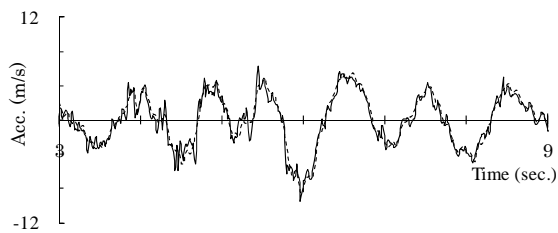
(f) 20%加振 4階 耐震仕様



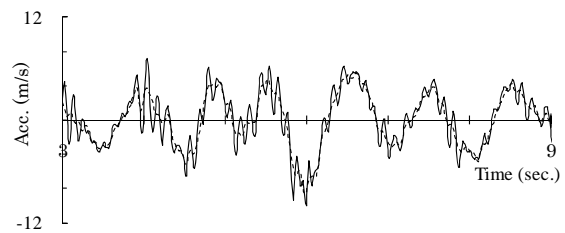
(g) 60%加振 2階 標準仕様



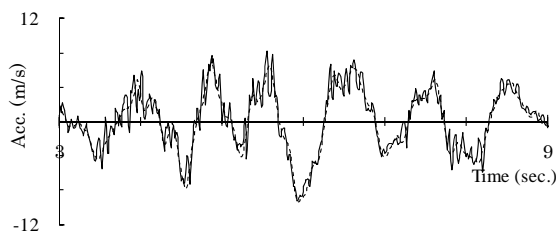
(h) 60%加振 2階 耐震仕様



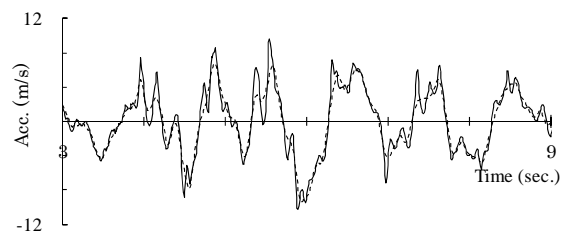
(i) 60%加振 3階 標準仕様



(j) 60%加振 3階 耐震仕様



(k) 60%加振 4階 標準仕様



(l) 60%加振 4階 耐震仕様

図 5.27 天井加速度の時刻歴

20%加振の結果をみると、2,3 階では標準仕様で天井加速度と床加速度がほぼ一致しているのに対し、耐震仕様で周期 0.5 秒以下の高周波成分が表れ、最大加速度が床加速度を上回っている。4 階では耐震仕様ではなく標準仕様に高周波成分が顕著に見られるが、最大加速度はいずれも床加速度にほぼ等しい。

60%加振でも 20%加振と同様の傾向が見られるが、2 階の耐震仕様では最大層間変形時に 20%加振では見られなかったパルス的な加速度の増加が生じている。このときの 2 階の最大層間変形角は 0.0168rad で天井のふところ高さは 625mm であるから、天井面での変形量は 11mm となり、間仕切り壁との 10mm のクリアランス部で衝突が起こったと推測される。このパルス的な応答を除くと、標準仕様と耐震仕様の最大加速度における差は、20%加振の場合ほど大きくはない。

各階での挙動の違いを分析するため、その重量と振動周期を考える。各階の間仕切り壁で区画された天井面積と重量を表 5.6 に示す。ここで天井の単位重量は、2 階と 4 階が石膏ボード 12.5mm と岩綿吸音板 9mm で 130N/m²、3 階が化粧石膏ボード 9.5mm で 60N/m² とし、これに下地材 20N/m² を加えた。標準仕様の天井は周辺の間仕切り壁での拘束を考えなければ、吊長さ 650mm で周期 1.6 秒の振り子とみなせ、各階同一である。一方の耐震仕様の天井は、C-20x20x1.4 のブレースがおおよそ 45° の角度で 2, 3 階に 1 対、4 階に 4 対取り付けられている。このブレース 1 対による水平剛性は約 20×10³kN/m で、各階の天井重量とこの水平剛性から計算される振動の周期は 0.037~0.049 秒となる。実験の加速度時刻歴からフーリエ変換によって求めた耐震仕様天井の短周期成分の卓越周期は 2 階と 4 階で約 0.24 秒、3 階で約 0.13 秒であり、ブレース剛性から求めた計算値よりかなり長い。

表 5.6 天井の重量

	標準仕様		耐震仕様	
	面積 (m ²)	重量 (N)	面積 (m ²)	重量 (N)
4 階	32.935	4,940	27.679	4,152
3 階	7.627	610	8.780	702
2 階	6.438	966	7.376	1,106

ここで、天井を吊り下げている上階床の加速度による応答を考える。図 5.28 に各階の床加速度に対する加速度応答スペクトルを示す。図中実線が 5%減衰の場合、破線が 10%減衰の場合である。また細線で耐震仕様の天井加速度時刻歴のフーリエスペクトルを示した。3 階と R 階の加速度応答には 0.24 秒前後に応答のピークが見られ、2, 4 階の天井加速度の卓越周期とも一致する。これは構造体の 2 次モードの振動で、この振動モードにより 2, 4 階の天井の応答が増幅されていることが確認される。4 階の床は 2 次モードの節に近

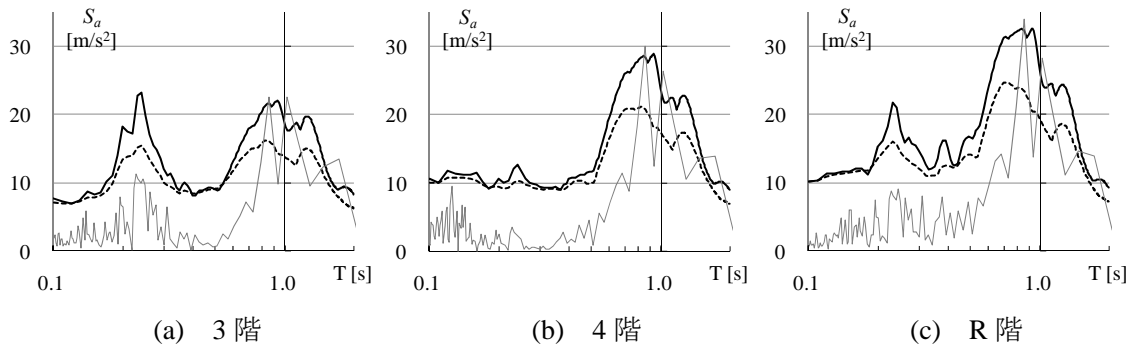


図 5.28 床加速度に対する加速度応答スペクトル

いため、応答加速度スペクトルに 0.24 秒前後のピークは見られないが、0.12~0.13 秒前後の周期で 3 階の天井の振動が励起されていることから、この振動が 3 階耐震仕様の天井の固有周期であると推定される。

以上の考察から、加振中の天井の挙動について説明する。

標準仕様の天井は周辺間仕切り壁の拘束により、上階床スラブと概ね同じ加速度履歴を示す。ただし、天井面積が広くその中央で間仕切り壁の水平力を負担する 4 階の天井には 10Hz を超える短周期成分の振動が生じる。最大加速度は上階床スラブの値を大きく超えることはなく、本実験では破壊に至るような挙動は観察されなかった。

耐震仕様の天井は、2, 4 階で周期 0.24 秒の建物 2 次モードによる振動が励起され、最大応答加速度が上昇する。3 階では天井自身の固有周期と推測される 0.12 秒前後の振動が表れ、最大加速度が上昇する。これら最大加速度の上昇は大きくとも 3 割程度であり、天井に大きな損傷を与えるものではない。しかし、60%加振の 2 階で観察されたように、間仕切り壁とのクリアランス部で衝突が生じるとパルス的に大きな加速度が生じ、それは上階床スラブでの値の 1.7 倍を超える。

これらの結果より、本実験での試験体のような規模の天井では、周囲を間仕切り壁に拘束された標準仕様の天井で耐震性能は十分に満足されることが確認された。周囲にクリアランスを設けてブレースで水平移動を拘束する耐震仕様では、建物の振動に合わせて短周期の応答が励起されることや、クリアランスが消失した場合の衝撃荷重など、天井に損傷が生じる恐れのある現象が観察された。しかし、比較的大きな天井面積となる 4 階では標準仕様で短周期の応答が見られ、大規模天井における標準仕様の問題点を改めて確認する必要がある。

5.6 まとめ

本章では実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験における内装材の間仕切り壁、鋼製扉、内

壁，天井に着目し，内装材を設置した階の最大層間変形角 0.019rad までの挙動について分析を行った．得られた知見を以下にまとめる．

1. 0.005rad の層間変形角に対し，標準仕様では扉枠や窓枠周辺でボードに亀裂が生じるなどの「小破壊」が生じるが，耐震仕様では無損傷にとどまる．層間変形角が 0.005rad を超えると，耐震仕様でも「小破壊」が生じ始めるが， 0.019rad の層間変形角まで，ビスが緩んでガタつきが見られるような「中破壊」に至ることはない．一方の標準仕様では， 0.01rad を超える層間変形角になると，損傷は「中破壊」まで進行するが，ボードが脱落するような「大破壊」は少なくとも 0.019rad の層間変形角まで生じることはない．
2. 間仕切り壁の建物の層間変形に対する追従機構は，壁の形状や部位・納まりにより異なる．幅よりも高さが大きい間仕切り壁ではロックンク変形が卓越し，上下階床スラブとのスライドが生じない．一方，高さよりも幅が大きい間仕切り壁の中央部では，上下階床スラブとのスライドが卓越し，ロックンク変形は生じない．高さよりも幅が大きい間仕切り壁の端部では，ロックンクとスライドのいずれもが生じ，その比率は直交壁との納まりや変形の大きさ・方向により異なる．
3. 間仕切り壁の端部における壁上下端のスライド変形は，直交壁との間にクリアランスを設けた耐震仕様がクリアランスのない標準仕様に比べ大きくなり，壁のロックンク回転が抑制される．しかし，層間変形量が 10mm を超える 0.003rad 以上の変形ではロックンク回転が増加する傾向があり，面内回転を抑制して間仕切り壁を無損傷とするには，目標性能に応じた適切なクリアランスをとる必要がある．
4. 間仕切り壁に設けた標準仕様の扉枠は上下を床スラブに固定されるため，間仕切り壁との間に変形差が生じ，扉枠周囲の石膏ボードに 0.005rad の層間変形角から軽微な損傷が生じる．しかし，扉枠の変形は層間変形速度が小さくなるとせん断変形が停滞するため，せん断変形角が 0.009rad 以上に進行することなく，扉が開閉不能になることはない．
6. 周囲の間仕切り壁によって水平移動を拘束した標準仕様の天井と，天井ふところ内のブレースにより水平移動を固定した耐震天井とも，加振中に大きな変形・加速度が生じることはなく，地震による損傷は観察されなかった．天井面積 30m^2 程度までの本試験体規模の天井では，標準仕様・耐震仕様ともその耐震性に問題はない．

第5章の参考文献

- 5.1) 加登美喜子，松宮智央，吹田啓一郎，松岡祐一，中島正愛：軽量鉄骨下地間仕切壁の耐震性能と修復性の検証，日本建築学会構造系論文集 No.614，pp.139～146，2007.4

- 5.2) 金子美香, 神原浩, 田村和夫: 非構造部材の耐震性に関する一考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集. B-2, 2002.8
- 5.3) 国土交通省営繕部監修, 公共建築工事標準仕様書 (建築工事編) 平成 16 年版, (社) 公共建築協会, 2004.
- 5.4) 国土交通省営繕部監修, 建築工事監理指針 (下巻) 平成 16 年版, (社) 公共建築協会, 2004.
- 5.5) 国土交通省営繕部監修, 建築工事標準詳細図 平成 17 年版, (社) 公共建築協会, 2005.
- 5.6) (社) 日本建築学会, 建築工事標準仕様書・同解説 JASS26 内装工事, 2006.
- 5.7) 日本建築学会, 非構造部材の耐震設計指針・同解説および耐震設計施工要領 (第 2 版), 2003.
- 5.8) 全国建設室内工事業協会, 建築内装仕上工事標準施工要領書 平成 16 年度版, 2004.
- 5.9) (財) 日本規格協会, 建築用鋼製下地材 (壁・天井) JIS A 6517:2002.
- 5.10) Lee TH, Kato M, Matsumiya T, Suita K, Nakashima M. Seismic performance evaluation of non-structural components: Drywall partitions, *Earthquake engineering & structural dynamics* 2007, vol. 36, no3, pp. 367-382

第6章 軽量鉄骨下地間仕切壁とそれに囲まれた鋼製下地天井の耐震性能

6.1 はじめに

前章では、実大4層鉄骨造建物の震動台実験における内装材に着目し、地震時の損傷状況とその挙動を明らかにした。しかし、これら内装材は最終加振で崩壊を免れた2層以上に設置されており、建物崩壊時の終局状態での破壊挙動まで明らかにすることはできなかった。また、2層以上には内装材と外装材が混在しており、必ずしも内装材単独の力学的挙動が明確ではない。

内装材のうち吊天井については、近年の地震被害で大規模な落下が報告される^{6.3-6.5)}など、注目が集まっており、20~30m²程度のシステム天井や在来工法天井の振動実験^{6.6-6.11)}や下地材の接合部の耐力評価などの研究^{6.12, 6.13)}が行われている。これらの実験は、ブレース補強された天井を研究対象としたもので、天井単体での耐震性能が議論されている。しかし、一般的な事務所ビルなどに広く適用されている鋼製下地在来工法天井は、ブレースを設置することなく周囲の壁体と接触する納まりで設置される場合が多く、既往の実験対象とは異なる耐震機構を有する。一方で大規模空間用ではあるが、耐震ブレースを設置して、壁体との間に適当なクリアランスを取る納まり^{6.14)}も推奨されており、一般の居室への適用も提案されている。

これら非構造部材の性能は、通常的设计レベルはもとより、それを超えるレベルでの破壊挙動まで再現してこそ把握することができる。本章では、間仕切壁の動的挙動と、壁体との相互作用を考慮した鋼製下地吊天井の耐震性能を調べるため、これら内装材を試験体とする振動台実験を行った。試験体は、周囲の壁体と接触させた在来工法天井と、耐震ブレースを設置して天井と壁体との間にさまざまなクリアランスを設けた二種類を用意し、鉄骨フレームと一体して加振した。この実験結果に基づき、それぞれの天井のもつ耐震性能を明らかにし、その利点と問題点を検証する。また、間仕切壁について同種の間仕切壁に対する静的実験^{6.1)}との比較検証を通じて、その耐震性能を検証する。

6.2 載荷フレーム

試験体となる天井・間仕切壁を取り付ける鉄骨フレームを図6.1に示す。部材は全てH形鋼で、縦2m、横4m、高さ3.5mの直方体を構成している。以降、幅4mの長辺方向をX構面、幅2mの短辺方向をY構面とする。柱材の上下は球座とし、平面内2方向に対して1/10radまでの層間変形角に追従する機構とした。上面の梁間には山形鋼の水平ブレースを設置し、剛床とした。このフレーム全体に水平剛性を付与するため、皿バネを利用した弾性ブレースを柱・梁で構成される4つの鉛直構面内に設置した。このブレースに用い

た皿バネ装置の概要を図 6.2 に、その仕様を表 6.1 に示す。皿バネ単体の剛性は非線形性を有するため、密着変形量の 1/2 時点の剛性に基づいてブレースの剛性を設定した。皿バネを用いることにより、軸方向に 5%以上弾性変形し、最大軸荷重が 30~60kN 程度という、低剛性かつ弾性域の大きなブレース材を実現した。

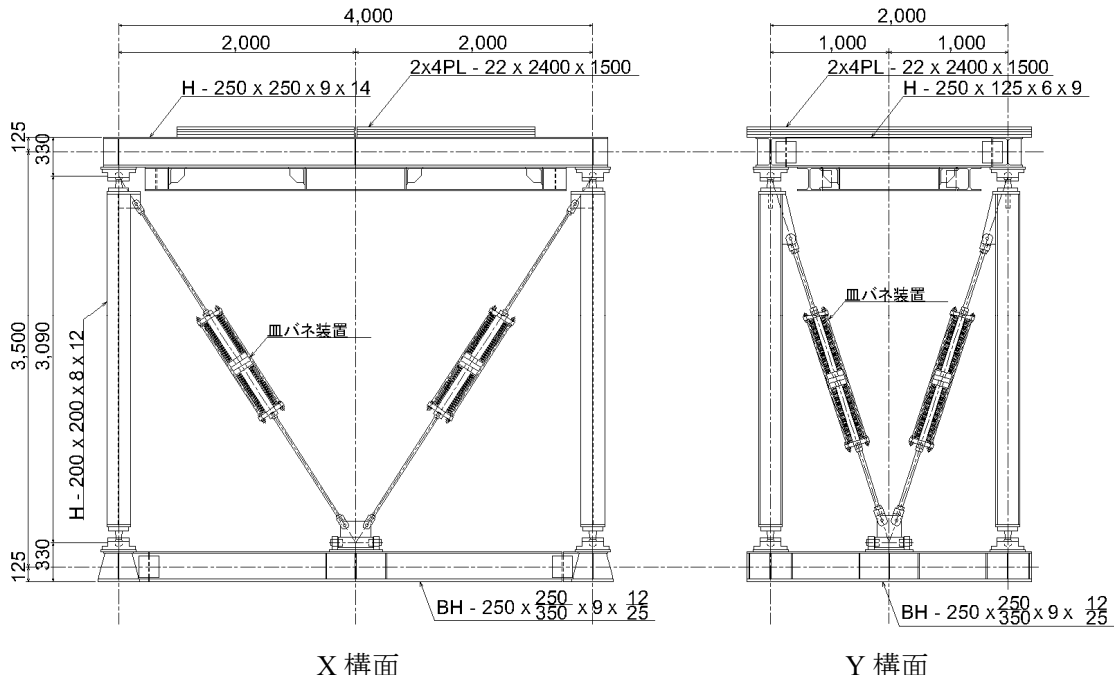


図6.1 载荷フレーム (単位:mm)

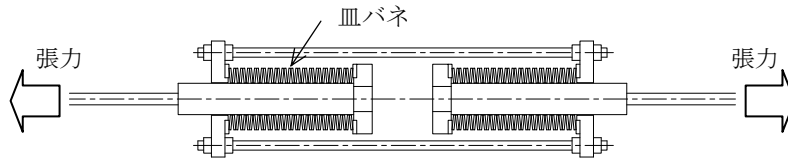


図6.2 皿バネ装置

表 6.1 バネ装置の諸元

	皿バネ単体				直列数 M	許容変位 δ_{Smax} $=0.75m(H_0-t)$	全剛性 K_B $=\frac{P}{0.5m(H_0-t)}$ kN/mm
	外径 D mm	内径 d mm	厚さ t mm	高さ H_0 mm			
X 構面	160	82	6	10.5	72	243	0.192
Y 構面	125	64	8	10.6	88	172	0.539

皿バネ装置は引張荷重に対してのみ作用するため、試験フレーム内では常に引張荷重となるようブレースを V 字型に配した上で、プレストレスを導入した。導入張力は、伸び側ブレースの皿バネが許容変位に達するとき、縮み側のブレース軸力が 0 となるよう、皿バネ許容変位の 1/2 変形時の荷重とした。このように設置されたブレース構造の水平剛性 K_F は、ブレース軸剛性 K_B とブレース本数 n 、ブレース取付角度 θ_B を使って以下の式で表される。

$$K_F = n \times K_B \times \cos^2 \theta_B \quad (6.1)$$

X 構面の θ_B は、 $\tan^{-1} 3.09/2 \text{ rad}$ 、Y 構面の θ_B は、 $\tan^{-1} 3.09 \text{ rad}$ であるから、表 6.1 の値を使って計算すると、 K_F は X 構面で 0.227kN/mm、Y 構面で 0.204kN/mm となる。一方でフレームの片側許容最大変形 δ_{Fmax} は、皿バネ装置の許容変位 δ_{Smax} の 1/2 に対応しているので、以下の式で表される。

$$\delta_{Fmax} = \delta_{Smax} / 2 / \cos \theta_B \quad (6.2)$$

δ_{Fmax} は X 構面で 224mm、Y 構面で 279mm となる。これはフレーム高さ 3.5m に対してそれぞれ 1/15.6、1/12.5 の層間変形角まで変形可能であることを示している。ただし、実際の加振では、この変形に達しないよう、最大でも 60%程度の変形になるように安全率を考慮した制御を行った。

フレーム上面には約 5t の鋼板による錘を設置し、振動系の慣性質量とした。この錘の質量と先ほど求めた水平剛性から計算される振動系の固有周期は、X 構面で 0.93 秒、Y 構面で 0.98 秒となり、中低層鉄骨造建物の一次固有周期に相当する。

本実験では、京都大学防災研究所保有の強震応答実験装置を用いた。表 6.2 にその基本性能を示す。本振動台は 3 次元振動台であるが、垂直方向には加振しない 2 次元で加振した。載荷フレームの組立て状況を写真 6.1 に示す。



写真6.1 載荷フレーム

表6.2 振動台の性能

項目	諸元
テーブル	5m(X軸方向)×3m(Y軸方向)
加振方向	水平2軸(X,Y), 垂直(Z), 回転($\theta_x, \theta_y, \theta_z$)
駆動方式	電気・油圧サーボ方式
継手方式	静圧軸受方式
最大搭載重量	定格15ton, 最大30ton
最大変位	水平(X) : ±300mm
	水平(Y) : ±250mm
	垂直(Z) : ±200mm
最大速度	水平(X) : ±150cm/s
	水平(Y) : ±150cm/s
	垂直(Z) : ±150cm/s
最大加速度 (15tonf载荷時)	水平(X) : ±1G (無負荷時±1.5G)
	水平(Y) : ±1G (無負荷時±1.5G)
	垂直(Z) : ±1G (無負荷時±1.5G)
最大回転角度	X, Y, Z軸まわり($\theta_x, \theta_y, \theta_z$): ±3°
加振周波数	DC~50Hz
加振入力波形	正弦波, 不規則波, 任意波形

6.3 試験体

内装材の試験体は、在来工法の天井を用いた試験体 A と、後に示す耐震性に配慮した天井を用いた試験体 B の 2 種類である。壁面の仕様は 2 種類とも同一で、文献^{6.1)}に示す軽量鉄骨下地間仕切壁と同様の石膏ボード 2 重張りとした。载荷フレームに壁下地鉄骨を別途取り付け、壁の有効高さは 3,050mm とした。平面的には、長辺方向の一面は鋼製扉付き、もう一面は 1,500mm 幅の開口付きとし、短辺方向は全面張りである。図 6.3 に試験体平面図、図 6.4 に試験体長辺方向の立面図を示す。壁面は、载荷フレームの内側で組立てる必要があるため、壁芯寸法で長辺 3,350mm、短辺 1,350mm とした。

(1) 試験体 A

図 6.5 に天井と間仕切壁の取合い部詳細を示す。天井下地を構成する部材は、全て JIS A 6517^{6.15)}に示される 19 型とした。天井を設置するため、上階の下地鉄骨から 9φ の吊りボルトを長辺方向 900mm ピッチ、短辺方向 800mm ピッチで取り付けた。吊りボルトからハンガーを介して野縁受けを 900mm ピッチで短辺方向に流した。さらに野縁受けからクリップを介して野縁受けと直交方向に、野縁を 360mm ピッチで流した。(写真 6.2 参照) このときのクリップの方向は、野縁受けに対して背掛けと腹掛けが交互になるようにした。クリップの取付方法により耐力・破壊形式が異なることは、既往の文献^{6.7)}により報告されている。

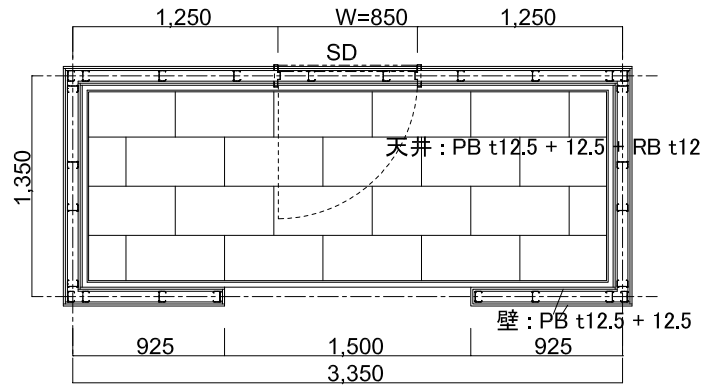


図6.3 試験体平面図(単位:mm)

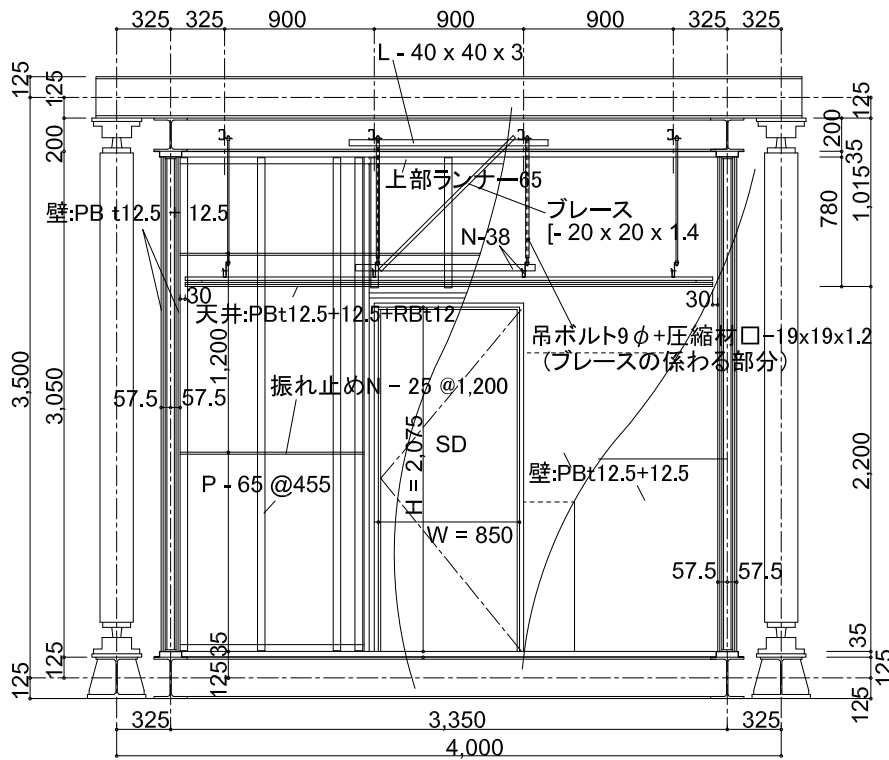


図6.4 試験体立面図(単位:mm)

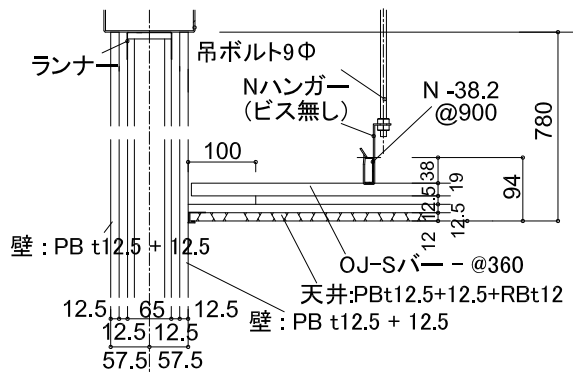


図6.5 試験体A(単位:mm)



写真6.2 天井下地材

天井材は厚さ 12.5mm の石膏ボード(図中 PB : 単位重量 80kN/m²) 1 枚に、岩綿吸音板(図中 RB : 単位重量 50kN/m²) を貼り付けるのが一般的であるが、本実験では天井面積が小さいため、振動実験での慣性質量を補うために石膏ボード 2 重張りに岩綿吸音板を貼り付けた。ただし、壁との取り合い部は、耐力上の 2 重張りの影響を極力排するため、壁面から 100mm の範囲を 1 枚張りとした。

試験体 A の天井では、天井面を水平方向に拘束する特別の部材はない。天井面端部と壁面とのクリアを 0 とすることで、壁面によって水平方向に拘束されたディテールとなっている。

(2) 試験体 B

図 6.6 に天井と間仕切壁の取合い部詳細を示す。試験体 B の天井では、天井面端部と壁面との間に一定のクリアランスを設けるとともに、天井ふところ内に水平方向の変形を拘束する耐震ブレースを設置した。(写真 6.3 参照) ブレースは軽量溝形鋼でサイズは 20x20x1.4, 上下端を野縁受け等にビスで固定した。また、耐震ブレースが取り付く近傍の吊りボルトには、ブレースからの反力で座屈が生じないように、角形鋼管□-19x19x1.2 を取り付けた。壁面と天井とのクリアランスは、一般的な非構造部材の変形追従性能を考慮して、天井ふところ高さ 1,000mm の層間変形角 1/100 に相当する 10mm 以上とし、図 6.7 に示すように部位ごとに異なる値とした。これにより、クリアランスの違いが地震時挙動に及ぼす影響を観察した。そのほかの仕様は試験体 A と同じである。

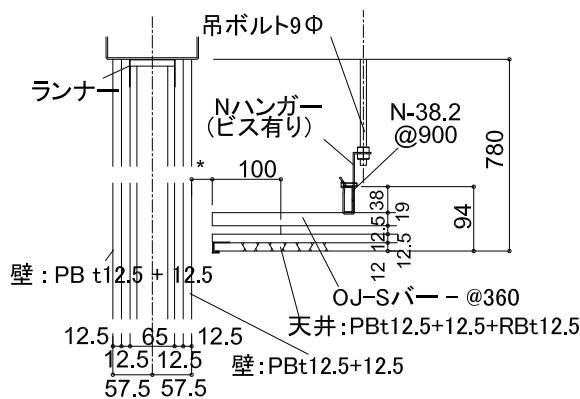


図6.6 試験体B(単位:mm)



写真6.3 耐震ブレース

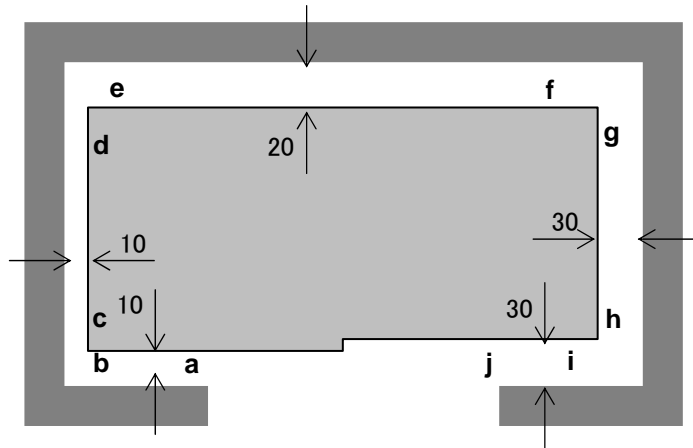


図6.7 試験体B 天井クリアランス(単位:mm)

6.4 荷重方法と計測方法

6.4.1 荷重方法

振動台への入力は、あらかじめ目標層間変形角を設定し、それに達するように決定した。表 6.3 に 5 つの目標レベルとそれに相当する荷重フレームの変位、実際に計測された最大層間変形角を示す。通常の設計における中地震動時に対して荷重番号 1, 大地震動時に対して荷重番号 2,3, さらに破壊挙動を確認するため、設計で想定するレベルを超える極大地震動時に対して荷重番号 4,5 をそれぞれ想定している。

表6.3 目標荷重レベルと計測変形角

荷重番号	目標層間変形角(rad)	目標層間変位(mm)	計測最大層間変形角(rad)	
			X構面	Y構面
1	1/200 (0.005)	17.5	0.0048	0.0053
2	1/100 (0.010)	35	0.0092	0.0089
3	1/66 (0.015)	52.5	0.0177	—
4	1/35 (0.029)	70	0.0288	—
5	1/28 (0.036)	122	0.0311	0.0419

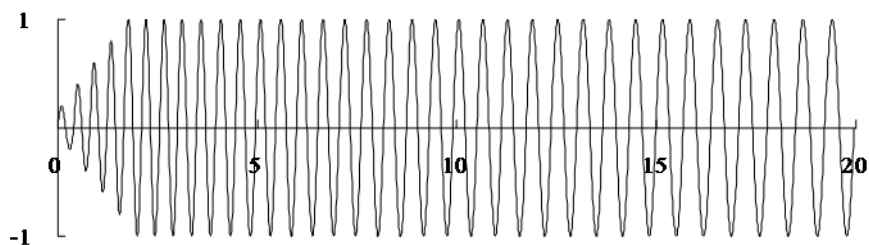


図6.8 入力波形

振動台は図 6.8 に示すようなスweep波で加振した。入力初期に瞬間的なパルス応答が生じるのを避けるため、入力最大加速度を徐々に上げていくようにしている。正弦波の継続時間は 20 から 25 秒で、振動数を 0.4Hz から 1.0Hz へ徐々に増加させている。振動台は 2 方向加振を考えているので、試験体長辺方向に沿った X 方向加振と、短辺方向に沿った Y 方向加振、XY 同時加振を行ったが、同時加振による特異的な挙動は観測されなかったため、本報では X 方向 Y 方向それぞれの加振について述べる。おのおのの目標層間変形レベルに対し初めに X 方向加振を実施し、次に Y 方向加振、2 方向加振の順で载荷を行った。加振後には、目視による試験体の損傷調査を行った。

6.4.2 計測方法

計測機器は、非構造部材試験体の負担せん断力・層間変形角・応答加速度が適切に評価できるよう設置した。設置位置を図 6.9 に示す。まず、振動台面と载荷フレーム頂部に計測精度の高いレーザー変位計と大変形時の追従性の高い巻き込み式ワイヤー変位計を並べて、XY 両方向それぞれに配置した。これにより、载荷フレームの応答変位を測定し、非構造部材試験体の評価指標となる層間変形角を求めた。加速度計は、载荷フレームの慣性力を推定するためにその頂部と、入力加速度を測定するために振動台面に設置した。さらに、天井の応答加速度を測定するために、天井の下面にも設置した。加速度計による測定は、全て XY の水平 2 方向で行った。载荷フレームのブレース軸部には、歪ゲージを貼付し、ブレースの負担軸力を測定した。

6.5 载荷フレームの振動特性

载荷フレーム単体の構造特性を定量的に評価するために、X 方向 Y 方向それぞれに対して、正弦波スweep加振を行った。頂部に設置した加速度計と震動台との伝達関数から固有周期を推定し、X 方向 0.92 秒、Y 方向 1.08 秒の値を得た。各方向の有効質量は、ブレースに貼付した歪ゲージから得られたせん断力と、フレーム頂部の加速度計から得られた加速度を使って求めた。一般的に、このせん断力-加速度関係は原点を通る直線となり、その勾配が有効質量を表す。図中には最小二乗法により線形補完した直線を破線でしました。これにより得られた有効質量は、X 方向で 7,620kg、Y 方向で 7,580kg となった。頂部に設置した錘の質量は約 5,000kg であるが、頂部梁の質量約 1,300kg、柱質量約 1,000kg の 1/2 などを考慮すれば妥当な値である。以降、1 質点系としてみた载荷フレームの有効質量として、両方向の平均値である 7,600kg を採用する。

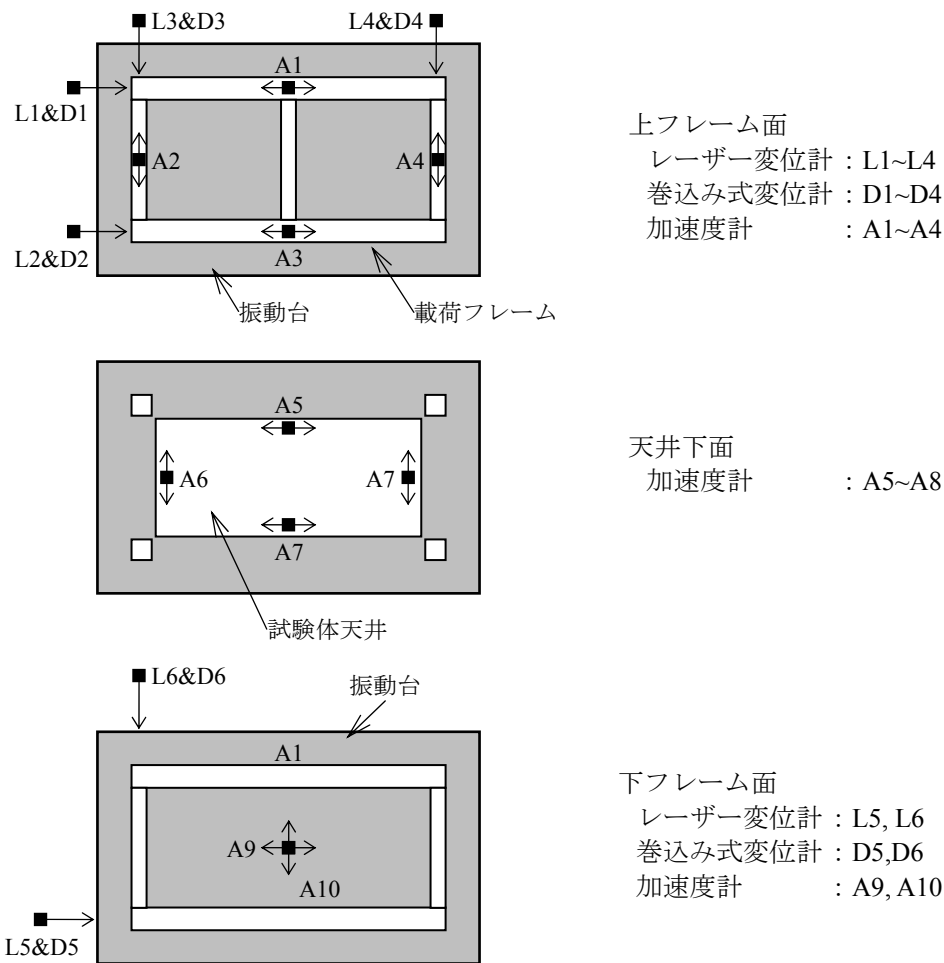


図6.9 計測位置

図 6.11 に、荷重フレームのせん断力-層間変位関係を示す。ここでのせん断力は、ブレース歪から求めた値を使用している。これらの図は、荷重フレームの全体挙動を示しており、バネ装置による弾性剛性と皿バネ間の摩擦抵抗に起因する履歴減衰を伴った挙動が見られる。荷重フレームの剛性を割線剛性として求めると、X 方向で 300N/mm、Y 方向で 250N/mm となった。これらの値は、前述した固有周期と有効質量から計算した値、X 方向 354N/mm、Y 方向 257N/mm に対して、それぞれ 15%と 3%の誤差を持っている。X 方向で誤差が大きいのは、Y 方向では見られない層間変形 50mm を超える領域での非線形性の影響と考えられる。

せん断力-層間変位関係からは荷重フレームの持つ減衰力を推定することもできる。ここで求めた等価粘性減衰定数は、X 方向で 11%、Y 方向で 6.6%となった。X 方向での減衰定数が大きいのは、Y 構面に比べバネの鉛直面からの取り付け角度が小さいため、バネ装置の自重によるブレース軸直交方向力が作用し、摩擦力を増加させる原因となっている

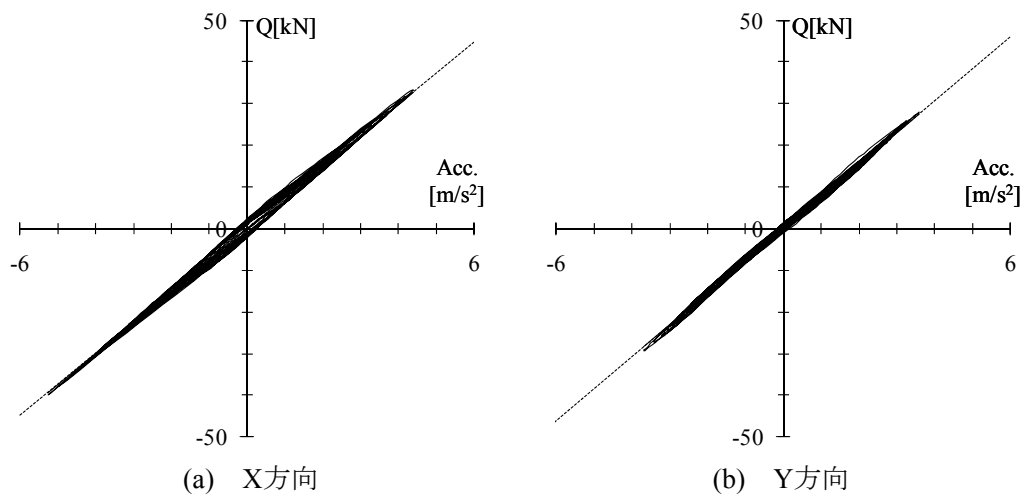


図6.10 載荷フレーム上部加速度－せん断力関係

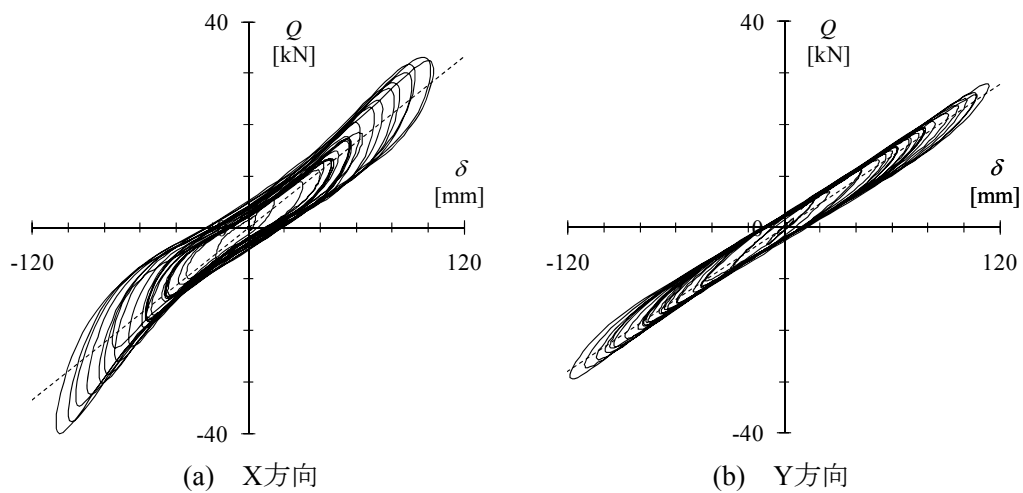


図6.11 載荷フレームせん断力－層間変位関係

ためである。

6.6 試験体の損傷

試験体の損傷は、載荷フレームの応答振幅の増加とともに拡大した。間仕切壁の損傷は、試験体 A・試験体 B とも同様の経過をたどったため、以下に合わせて述べる。天井の損傷は、試験体ごとに後述する。

6.6.1 間仕切壁

壁の下地材となるスタッドは上下端がビス等で固定されていないため、この部分の滑りで建物の層間変形に追従することが期待されており、一枚壁ではその効果は実験的にも確認されている。しかし、本試験体では下地鉄骨を含む壁材とフレームとの間に明瞭な滑り

は観察されず、壁材は微小変形領域からロッキング挙動を示した。これは、直交する壁により滑りが拘束されたことによる。この現象は、文献 6.1) の直交壁を持つ L 字型壁試験体でも見られたが、本実験の壁配置は壁の両端が直交壁に拘束されるコの字型であったため、この現象がより顕著に観察されたものである。また、本試験体は壁の高さに比べその幅が狭いため、ロッキング変形に対する抵抗力が小さくなったことも、その一因である。実際の建物では、直交壁を伴う壁配置が多いため、本実験での挙動は現実でも生じる現象であり、この場合、クロスの剥がれなどの現象が外部より観察されるはずである。

壁材の損傷は 1/200 の目標変形角までは観察されず、1/100 の目標変形角から確認され始めた。ここでの特徴的な損傷はボードコーナー部のロッキングによる圧壊である。特に、扉上部のまぐさ部分は、扉による拘束によってせん断変形が集中する傾向があるため、他の部分に比べ損傷が大きい。この損傷は 5.3.1 節で述べた損傷分類による「小破壊」に相当する。

更に 1/66 の目標変形角に至ると、上貼りボードと下貼りボードの剥がれが確認された。これは、上貼りと下貼りではボードの目地位置が異なるため、ロッキング変形の分布が一致せず、両者の接着面をずらすような力が働いたためと考えられる。この損傷は「中破壊」に相当し、地震後の補修が必要となるレベルである。

1/35 の目標変形角では、下貼りボードをスタッドに固定しているビス周りの損傷が激しくなり、ビスの保持力が失われることとなった。この状態では、ボードはせん断力をほとんど負担していないと予想され、損傷分類による「大破壊」に相当する。更に 1/28 ままで変形が進むと、脱落するボードも生じた。上貼りのみ脱落する場合もあれば、上貼りと下貼りが一体となって脱落する場合もあった。

また、これらの損傷は面内方向の変形によるものが支配的であり、面外変形を含めた直交二方向同時加振による影響は見られない。

1/200 層間変形角までは無損傷で、1/100 層間変形角から損傷が発生し、1/66 層間変形角で補修を必要とする損傷にまで至り、1/35 層間変形角以上で壁としての機能が保持できなくなっていることを考えると、現行の設計で一般的に想定している「中地震動時に対して無損傷、大地震動時に対して脱落や重要な機能低下なし」というクライテリアに概ね対応した損傷状況であると言える。

6.6.2 天井（試験体 A）

天井面の、載荷フレームの変形に対する追従性は非常に良く、大変形に至っても、ほとんど損傷は観察されなかった。これは、壁面が面外変形を生じることなく、天井の平面形状を維持したまま、変形したためである。壁面の平面形状が変わらなければ、天井面には

強制変形は働かず、損傷しない。また、本実験では天井面積が小さいため、天井自身の慣性力も小さく、天井と壁との接触部に損傷を与えるだけの力を持つことはなかったと考えられる。

6.6.3 天井（試験体 B）

表 6.4 に、天井と壁との間に設けたクリアランスの加振後の測定値を示す。表中のアルファベットは、図 7 に示した計測位置を示す。1/100 変形角までは、天井と壁との間に設けたクリアランスが有効に働き、損傷は確認されず、クリアランスにも変化は見られない。1/66 の変形角に至ると、10mm のクリアランスの部分が接触し始め、加振後のクリアランスの変化が認められる。長辺方向の変形に対しては、クリップの開きもしくは、野縁とクリップの間に滑りが生じ、短辺方向の変形に対しては、野縁受けとクリップとの間に滑りが生じる。接触後、天井面は壁によって押され、原施工位置に対して残留変形を生じる結果となっている。更に、1/50 の変形角に至ると、ブレースの取り付く野縁受けで、腹掛け方向のクリップが脱落した。背掛けに比べ腹掛けのクリップが脱落しやすいとの報告に対して、同様のことがここでも確認された。最終的に 1/28 の変形角で、ブレースに取り付く野縁受けのクリップ全てが脱落し、ブレースに関わりのない野縁受けのみで、天井を吊り下げる状態となった。このときの天井の支持状態は試験体 A と同じであるが、周囲に 0 から 30mm 程度のクリアランスを持つことになる。しかし、このクリアランスが天井の損傷に寄与することはない、これ以降の加振での損傷の進展は見られなかった。

また、クリップの脱落といった明確な損傷は、壁体と天井の接触後に直ちに生じるわけではなく、接触後の複数回の更に大きな変形によって生じたため、クリアランスと損傷との明快な関係は明らかにならなかった。クリップの破損は見られたものの、天井面における損傷は全く観察されなかった。

表 6.4 試験体 B 天井－壁クリアランスの推移 (mm)

载荷番号	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j
初期値	9	12	9	9	17	20	27	30	28	26
1	9	12	9	10	17	20	28	30	28	27
2	10	13	9	10	17	20	28	29	28	26
3	11	16	12	15	14	22	24	26	26	26
4	5	12	12	20	16	37	14	22	13	14
5	0	0	14	19	26	35	20	21	16	13

6.7 試験体の力学性状

地震被害においては、非構造部材それ自身の損傷の程度も重要であるが、それが有する耐力や減衰力など建物の構造性能に与える力学性状を定量化することも必要である。ここでは、試験体の力学性状として間仕切壁の履歴挙動と天井の加速度履歴について調べた。履歴曲線からは、間仕切壁の剛性と損傷に関連する付加減衰を推定した。間仕切壁に関しては、試験体 A と試験体 B での挙動がほぼ同じであるため、ここでは試験体 A のデータを用いる。天井については、加速度応答値を用いて試験体 A と試験体 B と比較する。

6.7.1 間仕切壁

6.7.1.1 全体挙動

間仕切壁単独の履歴挙動を確認するために、載荷フレーム頂部に設置した加速度計の計測値と有効質量の積により求めた全体せん断力と、ブレースの歪ゲージより得られた載荷フレームの負担せん断力の差をとり、間仕切壁の負担せん断力とした。このようにして求めた試験体 A における間仕切壁のせん断力 - 層間変形角関係を、1/200, 1/100, 1/66, 1/35, 1/28 の目標変形角ごとに図 6.12 に示す。

履歴曲線は、繰り返し載荷による剛性と耐力の劣化、その非線形性などに共通の特徴を持っており、静的実験の結果^{1,2)}とも一致する。変形レベルの増加とともに、耐力増加が始まる変形角が大きくなる傾向があるが、これは、それ以前の加振中に受けた損傷の影響である。このように、間仕切壁に生じた損傷は不可逆的であり、履歴曲線状で一度劣化した耐力と剛性が回復することはない。履歴曲線の形状は、1/66 変形角まではほぼ相似形を保っており、設計で想定する変形の範囲内において損傷メカニズムはほぼ同じであると推定される。

図 6.12(g)に示すように、1/28 の目標変形角では、履歴曲線の形状が多少変化している。この変形角にまで達すると、ボードの脱落が生じるなどの甚大な損傷により、大きな耐力劣化が生じたためである。最大せん断力は、1/35 の目標変形角レベルで 46kN まで達するが、1/28 の目標変形角レベルでは最大 28kN となり、39%の減少となる。

せん断耐力の減少は、同じ変形角レベルの繰り返し中にも見られ、1/66 の目標変形角レベルでは、初めのサイクルの 39kN から、最終サイクルの 26kN まで減少する。

図 6.12(b), (d), (h)は Y 方向加振時の Y 方向のせん断力-層間変形角関係である。X 方向と同様の傾向が見られるが、せん断耐力の絶対値は小さい。最大耐力は約 1/50 変形角で 28kN と、X 方向と比較すると 28%小さくなっている。この主な原因は、Y 方向壁の延べ長さは 2,700mm で、X 方向の扉を除いた延べ長さ 4,350mm の 62%であるためである。

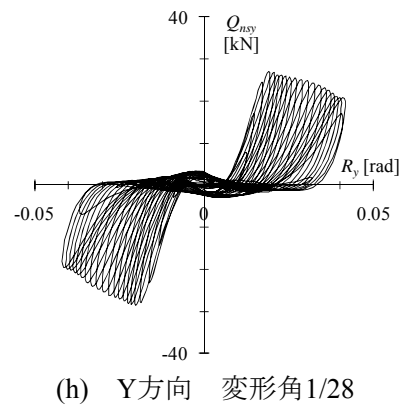
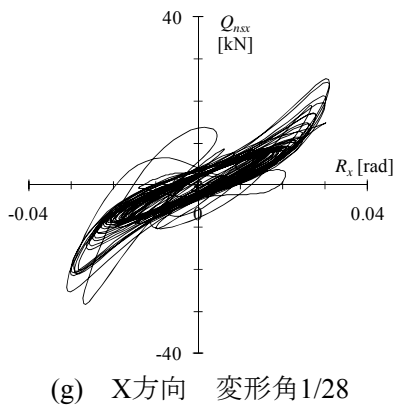
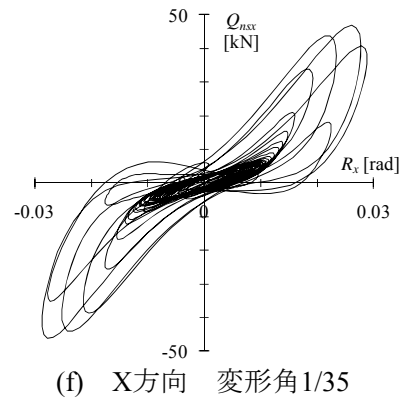
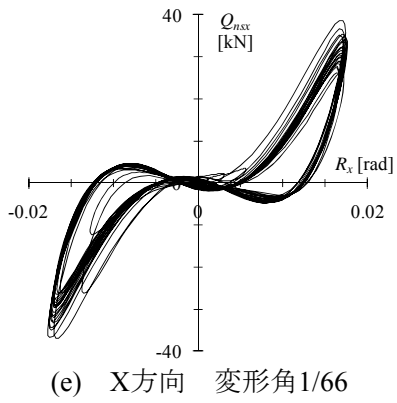
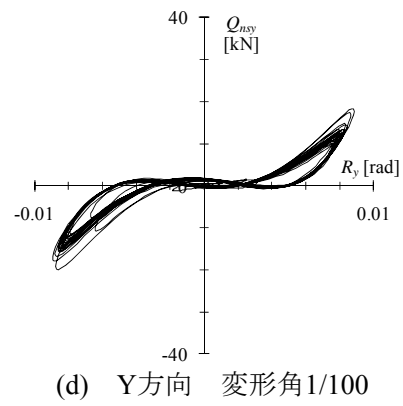
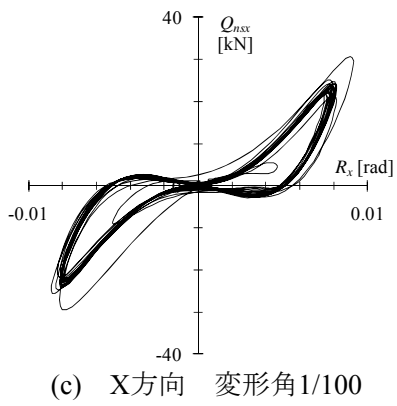
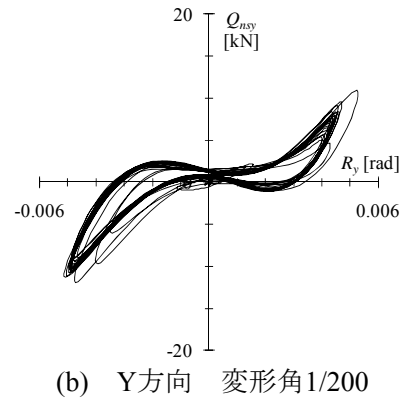
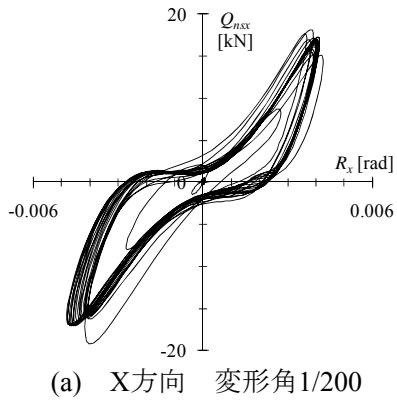


図6.12 非構造部材の層せん断力 - 層間変形角関係

6.7.1.2 剛性

間仕切壁の剛性は、過去の载荷履歴と現在の载荷振幅に大きく依存している。非構造部材による剛性の付加は地震時の建物挙動への影響が予想されるため、試験体 A の X 方向载荷を対象に、この剛性の影響を検討する。加振中の剛性として、原点近傍の初期剛性、最大変位近傍の二次剛性、全体平均の全体剛性の、3 種類の剛性を考える。これらは図 6.13 に示すように、初期剛性は最大変形に対して $\pm 30\%$ での剛性、二次剛性は最大変形に対して $50\sim 90\%$ での剛性、全体剛性は原点と最大変形点を結んだ剛性である。表 6.5 に、各加振で最大変形を記録した半サイクルの各剛性値を、目標変形角ごとに示す。

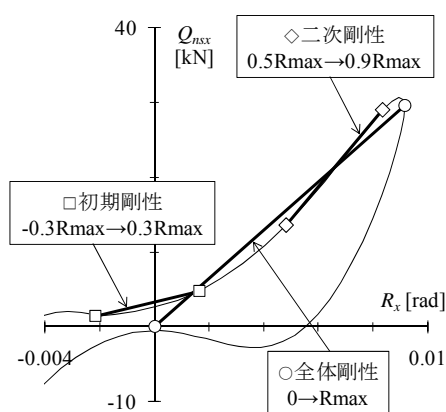


図6.13 非構造部材剛性

表 6.5 試験体 A X 方向加振時
非構造部材剛性

目標変形角 レベル	剛性 (kN/rad)		
	初期	二次	全体
1/200 (17.5 mm)	1,785	5,215	4,655
1/100 (35 mm)	875	4,340	3,220
1/66 (52.5 mm)	175	3,430	2,065
1/35 (100 mm)	1,295	1,925	1,610
1/28 (122 mm)	455	945	805

まず、初期剛性について考える。0.005rad 変形角の場合が最も剛性が大きく、変形角が大きくなるにつれ小さくなる傾向がある。また、同一変形角の载荷中でも、剛性の減少が見られ、0.005rad 変形角レベルでは 47%減少する。微小変形レベルでもわずかながら剛性が観察されることから、間仕切壁はスウェーではなくロッキング変形していることが予想される。しかし、繰り返し载荷による損傷で、ロッキング変形の抵抗力も徐々に失われるため、振幅が大きくなるにつれ初期剛性が減少する。

二次剛性は、間仕切壁が損傷する際の現実的な剛性を示している。1/66 を超える変形角では、壁ボードをスタッドに固定しているビスの働きが悪くなるため、二次剛性も大きく減少する。1/28 の目標変形角では、脱落しているボードも多く、壁の抵抗機構が失われているため、二次剛性も初期剛性に近い値となっている。全体剛性は、初期剛性と二次剛性の間の値となっており、変形角の増加とともに減少する。

ここで、間仕切壁の剛性と耐力が実際の建物における地震時挙動に対して、どの程度の影響を及ぼすかを考える。図 6.14 に示す鉄骨造建物の一室として縦横 6×10m、階高 3.5m で、最上層から 3 層目の居室を想定する。各階の床重量を 9kN/m² とすると、この床

面積に対応する構造躯体が負担する重量 ΣW_i は 1,620kN となる。この層での地震時層せん断力係数 C_i を 0.3 と仮定し、0.01rad の層間変形角で最大耐力に達したとすれば、この層における水平耐力 Q_y は 490kN、0.01rad 層間変形角時の水平剛性 K は 49,000kN/rad となる。間仕切り壁の剛性と耐力は、その水平投影長さやそれと直交する壁や躯体との取り合い方法といった境界条件に依存すると考えられるが、ここでは概算数値を求めることを目的として、境界条件には関係なく水平投影長さに比例するものと仮定して議論を進める。この居室部分に寄与する間仕切壁の水平投影長さを 8m (外周長さの 1/4) とすれば、本実験における X 方向間仕切壁の水平投影長さ 5.2m の約 1.5 倍である。そこで、本実験結果の剛性と耐力を 1.5 倍とすれば、0.01rad 変形角時の初期剛性は 1,300kN/rad、全体剛性は 4,800kN/rad で、それぞれ構造体剛性に対して 2.7%と 9.9%となる。最大耐力は、1/35 変形角レベルでの実験結果 46kN の 1.5 倍で 69kN と、構造体耐力の 14%に相当する。

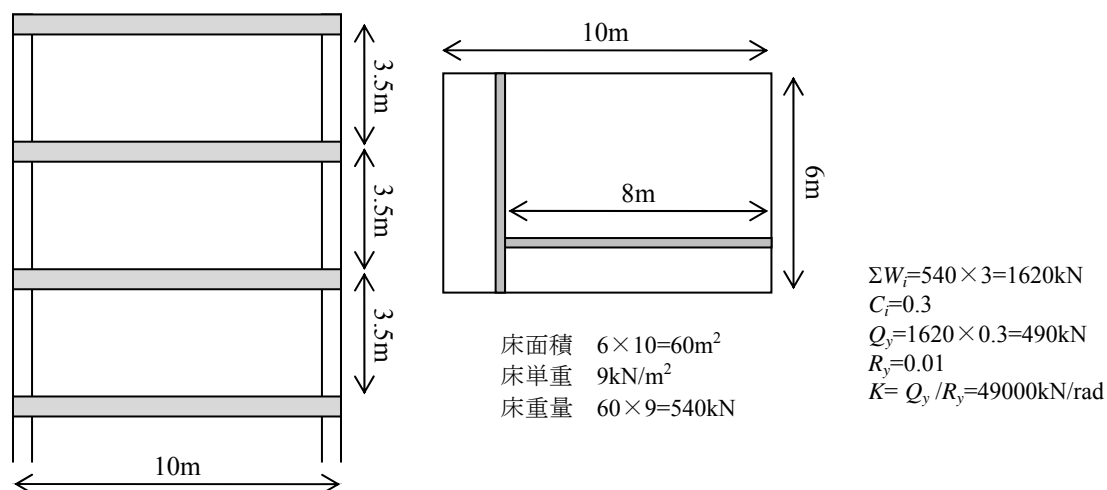


図6.14 想定建物

以上の概算から、間仕切壁が構造体に与える影響として、間仕切壁の損傷を生じない初期剛性レベルでは無視できるオーダーであるが、損傷を生じる際の間仕切壁の剛性と耐力は構造体のそれに対して 10%~20%の寄与となり、構造体の固有周期を数%のオーダーで変化させるなど、精緻な解析を行うにあたっては十分に考慮に値する要素となりうる事が分かる。

6.7.1.3 減衰

1 サイクルでの履歴吸収エネルギーと等価粘性減衰定数を、各目標変位に対して求めた。試験体 A の X 方向载荷での値を、表 6.6 に示す。1 サイクルでの履歴吸収エネルギー

表 6.6 試験体 A X 方向加振時 減衰

目標変形角 レベル	エネルギー 吸収量 (N・m)	等価減衰 定数 (%)
1/200 (17.5 mm)	188	13.6
1/100 (35 mm)	553	9.3
1/66 (52.5 mm)	1,421	10.4
1/35 (100 mm)	3,349	17.3
1/28 (122 mm)	1,852	11.2

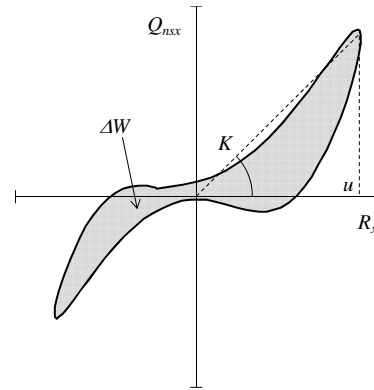


図6.15 等価粘性減衰定数の定義

は，図 6.15 の面積で定義される．等価粘性減衰定数 h_{eq} は，履歴吸収エネルギーと歪エネルギーの比により，図 6.15 と下式で定義される．

$$h_{eq} = \frac{\Delta W}{2\pi K u^2} \quad (6.3)$$

履歴吸収エネルギーは，1/200 変形角における 188N・m から，1/35 変形角における 3,349N・m まで増加したが，1/28 変形角では 1852N・m へと減少した．また，同じ変位レベルでの繰り返し中にも減少することも観察された．Y 方向载荷での履歴吸収エネルギーは，壁面積が小さいため，X 方向载荷の半分以下で，1/28 変形角では，705N・m であった．

等価粘性減衰定数も，履歴吸収エネルギーと同じ傾向を持つ．平均的な等価粘性減衰定数は約 12%となる．これは間仕切壁単体の剛性から求めた値であるが，先ほどの議論と同様に，その剛性が構造体の 10~20%に相当すると考えれば，等価粘性減衰定数も 0.1~0.2 倍の 1.2%~2.4%となる．一般的な鉄骨構造の設計で想定する構造減衰が，2%から 5%であることを考えると，これは十分考慮に値する数字であるが，制振構造や免震構造におけるエネルギー吸収部材のように，建物の地震応答を劇的に減少させるレベルでもない．これらの結果から明らかなように，間仕切壁の量は，地震時の構造挙動に無視できない影響を与えるものの，積極的にエネルギー吸収部材として期待するほどの能力は保有していないことがわかる．

6.7.2 吊天井

図 6.16 に天井面の加速度と载荷フレーム頂部の加速度の関係を，試験体 A と試験体 B に分け，X 方向载荷における 1/200，1/66，1/28 の変形角に対して示す．試験体 A では，1/66 変形角まで天井加速度とフレーム加速度がほぼ等しくなる関係を保っており，天井とフレームが同じ動きをしていることが確認される．目視による観察でも天井の損傷は観察されていないため，周囲の壁により水平移動が拘束されるという機能が，設計で想定する

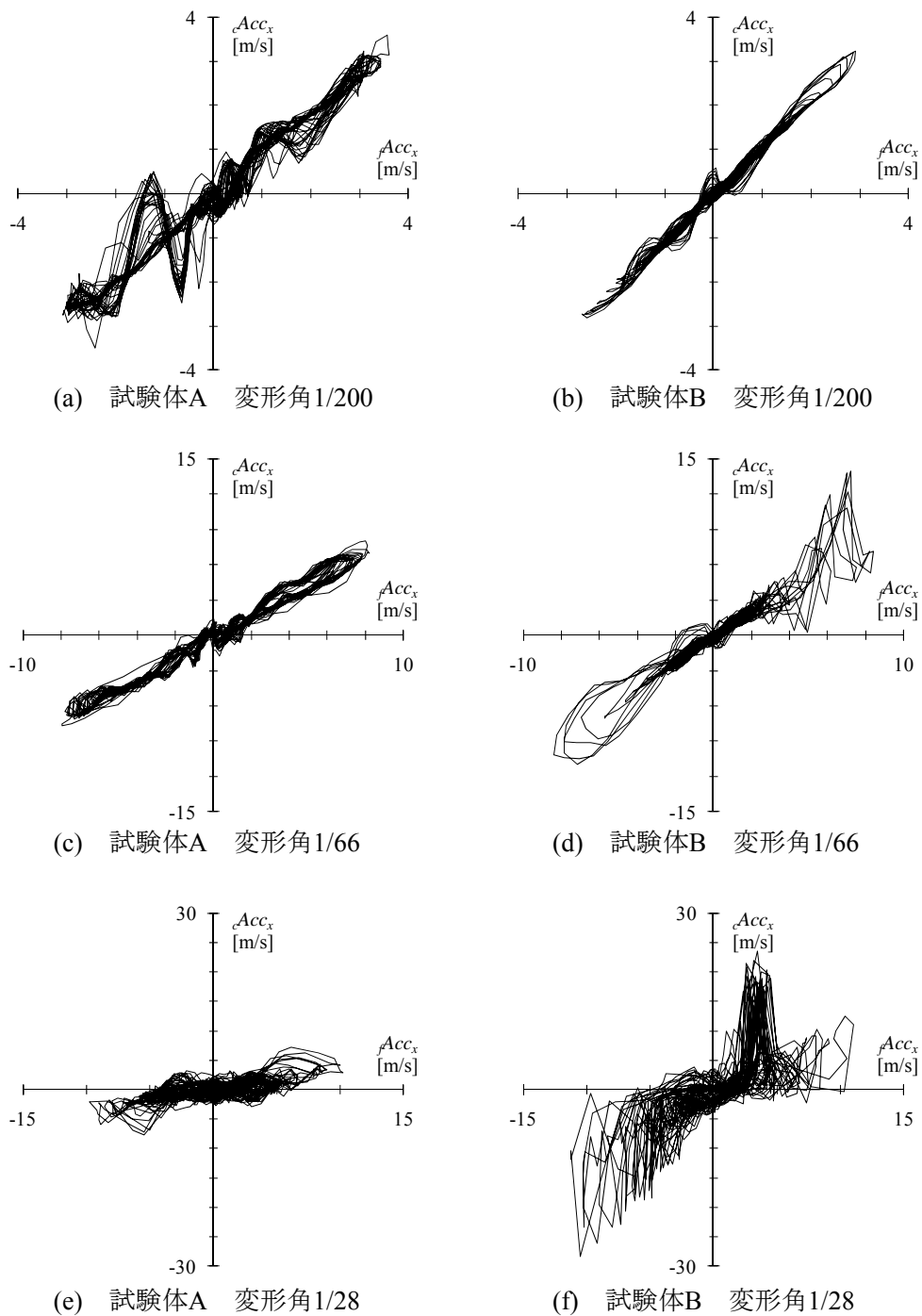


図6.16 天井加速度 - フレーム加速度関係

範囲内では十分に作用していることを示している。1/28 変形角になると、間仕切壁自体の損傷が進むためにその拘束効果が部分的に失われ、天井加速度は減少傾向となる。

一方で試験体 B は、表 6.4 のクリアランスの推移からも明らかなように壁との間に設けたクリアランスが、1/100 の変形角を越えるあたりから機能しなくなる。初期クリアランスは、フレーム加速度の正方向に対応して 10mm、負方向に対応して 30mm としているため

(図 6.7 参照), 1/66 変形角ではクリアランスが早期に消失する正方向加速度での天井加速度の上昇が著しい. しかし, この状態で天井が脱落に至るような大きな損傷は生じておらず, 設計で想定する範囲内の変形では天井の安全性は損なわれていない. さらに 1/28 変形角では, 天井加速度は正負両方向に対して載荷フレームの加速度を大きく超える値を示しており, クリアランスでの衝突が, 大きな加速度を誘発することがわかる.

表 6.7 に, 天井の最大加速度とフレームの最大加速度との差の割合を変形角レベルごとに, それぞれの工法で示す. 試験体 B は最大 2.89G の加速度を示したのに対して, 試験体 A の天井では 1.31G に留まっている. 平均すると, 試験体 B の天井の加速度は, 試験体 A 天井に比べ 80%大きい. この違いは, ブレース拘束による天井の短周期化と壁とのクリアランス部で生じる衝突に関係する. 試験体 B の天井では, 大きな変形角レベルでは, 構造体よりも大きな加速度が生じることに注意しなければならない.

表 6.7 天井最大加速度と載荷フレーム加速度に対する比

目標変形角	試験体 A		試験体 B	
	最大加速度 (g)	加速度比 (%)	最大加速度 (g)	加速度比 (%)
1/200	0.37	0	0.33	+11
1/100	0.83	+39	0.87	+65
1/66	0.82	-2	1.42	+66
1/35	1.31	+13	2.15	+95
1/28	0.78	-25	2.89	+151

試験体 A の天井では, 天井面から天井吊元への剛性の高い応力伝達部材が存在しないため, 吊元と天井面の間での変形により, 天井が破壊することはない. 想定される破壊形式として, 壁に囲まれた天井面内の形状が変形し, 壁からの強制変形による破壊が挙げられるが, 今回の実験のように矩形の壁面が変形した場合は, 天井面の形状はそのまま矩形に維持されるため, 壁による拘束力は作用せず, 破壊には至らない. 壁面との間に何らかのクリアランスが存在し, ある速度を持って壁面に衝突した場合も, 衝突の反力は, 天井吊元へ伝達されることはなく, 全て面内慣性力との釣り合いとなる. 本実験規模の天井では, この衝突部が破壊に至るほどの慣性力は生じなかった. ただし, 照明やダクトなどの設備機器が適切に取り付けられていない場合, それらが天井から吊元への応力伝達機構として作用する恐れがあるため, その部分で破壊が生じる可能性は存在する.

一方, 試験体 B の天井では, 天井面から天井吊元への応力伝達部材としてブレースが存在するため, 壁とのクリアランス消失後の強制変形で吊元と天井面の間で相対変位が生じた場合, ブレース取付部近傍へ応力が集中する. それにより, その近傍のクリップが破

壊される。このように、試験体 B の天井はクリアランスが確保される変形に対しては安全であるが、クリアランス消失以降は、むしろブレース近傍への応力集中により、取付部材等の破壊に至る要因となる。

6.8 まとめ

本章では間仕切り壁と鋼製下地吊天井を試験体とする振動台実験を行い、それら内装材の耐震性能を検証した。得られた知見を以下にまとめる。

1. 単独間仕切り壁に対する既往の研究では、壁の上下端がスライドすることにより、層間変形に追従する傾向があることが示されてきたが、本実験では直交壁やドアが取り付くことにより、むしろロッキング変形が主体となり、変形に追従することが確認された。これは、直交壁によるスライド変形の拘束と、試験体の壁高さに比べその幅が狭いためロッキング変形に対する抵抗力が小さくなったことが原因である。
2. 間仕切り壁の損傷は、その面内方向の変形が支配的であり、面外変形を含めた直交二方向同時加振による影響は見られない。面内変形による損傷は 1/100 層間変形角から生じ始め、1/66 の層間変形角で補修を必要とするレベルに達し、1/35 層間変形角以上で壁としての機能が保持できなくなるに至る。
3. 間仕切り壁耐力の履歴曲線は、スリップ型の挙動を示す。耐力増加が始まる変形角は変形レベルの増加とともに大きくなり、最大耐力は減少する。これは、間仕切り壁に生じた損傷が不可逆的であり、履歴曲線状で一度劣化した耐力と剛性が回復することがないことを示している。即ち、剛性と減衰はそれが経験した変形レベルに依存し、一度大きな変形を経験すると、それ以降の剛性と減衰は大きく減少する。
4. 一般的な事務所ビルを想定すると、間仕切り壁に損傷が生じる際の剛性と耐力は、構造体に対して剛性で 10%、耐力で 14%程度の割合を占める。同様に間仕切り壁が吸収するエネルギーから求めた等価減衰定数は、建物全体に対して 1.2~2.4%に相当する。これらの値は、精緻な構造解析を行う上では無視できないオーダーであり、その場合は間仕切り壁の配置に応じた適切な値を設定する必要がある。
5. 矩形の在来工法を用いた天井であれば、躯体の層間変形に対する追従性は極めてよく、1/28 層間変形角まで損傷は生じない。これは天井自身の重量が軽く面内剛性も高いためであり、耐震性能は極めて高いと言えるが、照明等の設備機器が取り付けられた場合や天井面が異型の場合などは、この限りではない。
6. 耐震性に配慮した天井は、目標性能に応じたクリアランス確保が性能発揮の必要条件となる。想定するクリアランスを超える変形が発生した場合は、衝突による大きな加速度とともにブレース構面への応力集中が生じ、その近傍で破壊に至る可能性が高い。

第6章の参考文献

- 6.1) 加登美喜子, 松宮智央, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 中島正愛: 軽量鉄骨下地間仕切壁の耐震性能と修復性の検証, 日本建築学会構造系論文集 No.614, pp.139~146, 2007.4
- 6.2) 田村和夫, 金子美香, 神原浩, 塩原等, 寺田武彦: 軽量鉄骨下地間仕切壁の静的加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集.A-1, 2006.9
- 6.3) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人建築研究所: 2001年3月24日芸予地震被害調査報告—体育館など大空間を構成する建築物の天井落下一, 2001.5.
- 6.4) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人建築研究所: 2003年十勝沖地震における空港ターミナルビル等の天井被害に関する現地調査報告, 2003.10.
- 6.5) 国土交通省住宅局, 国土交通省国土技術政策総合研究所, 独立行政法人建築研究所: スポパーク松森における天井落下事故調査報告—大空間を有するスポーツ等施設の天井落下一, 2005.8.
- 6.6) 小林俊夫, 五十嵐克也, 黒川泰嗣: グリッドシステム天井の耐震実験, 日本建築学会技術報告集 第15号, pp.83~88, 2002.6
- 6.7) 西山功, 伊藤弘, 西田和生, 梁一承: 在来工法天井およびシステム天井の動的加振実験 その1 その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集.B-2, 2002.8
- 6.8) 高井茂光, 武内義夫, 浅沼裕之, 三橋建: グリッドシステム天井の耐震安全性に関する振動実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集.B-2, 2002.8
- 6.9) 倉本真介, 高山正春, 佐々木晴夫, 木村雄一, 欄木龍大, 原史彦, 小竹達也, 糸井達哉: 耐震性に優れた大規模在来天井工法の開発 その1 その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集.B-2, 2006.9
- 6.10) 金川基, 中原理揮, 松本喜代隆, 稲井慎介, 桑素彦, 飯塚信一, 鹿籠泰幸: 在来天井の耐震対策に関する振動台実験 その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集.B-1, 2007.8
- 6.11) 中川祐介, 元結正次郎, 森田佑輔: 小規模天井試験体による鋼製下地在来工法天井の動的実験 その1 その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集.B-1, 2007.8
- 6.12) 中本康, 元結正次郎, 吉川昇, 中川祐介: 鋼製下地在来工法天井におけるクリップの力学特性に関する研究 その1~3, 日本建築学会大会学術講演梗概集.B-1, 2006.9
- 6.13) 大矢俊治, 川口健一, 服部真子, 大塚彩: 鋼製下地在来工法のクリップ金具の水平繰り返し載荷実験.B-1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2007.8

- 6.14) 国土交通省住宅局建築指導課：大規模空間を持つ建築物の天井の崩落対策について
(技術的助言)，2003.10
- 6.15) (財) 日本規格協会，建築用鋼製下地材 (壁・天井) JIS A 6517, 2002.
- 6.16) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，1985

第7章 非構造部材が建物の全体挙動に及ぼす影響

7.1 はじめに

鉄骨造建物の構造設計では、内外装材などの非構造部材は層間変形に追従するよう取付けられ外力を負担しないことが前提になっている。このため、剛性・耐力・減衰などの構造性能は柱・梁・ブレース・床スラブなどの構造部材から計算され、非構造部材は質量として考慮されるのみである。しかし、ALC パネル外装材や間仕切り壁・天井の要素実験で明らかになったように、非構造部材も無視できない剛性と耐力を有しており、建物の構造性能に何らかの影響を与えている。

本震動台実験では、実物に近い方法で非構造部材を取付けたことで、非構造部材を含めた建物全体の構造性能をとらえる事ができた。本章ではこのうちの非構造部材の力学特性に焦点をあて、外力を負担しないものとされる非構造部材が、実際には構造体にどのような影響を与えているのかについて、試験体の応答結果から考察する。

7.2 非構造部材が負担する層せん断力

第2章で示したように、加振実験において計測される層せん断力には、加速度計測値から算出した上層に作用する慣性力の和（建物の層せん断力 buQ ）と、柱の歪計測値から算出した柱せん断力の和（骨組の層せん断力 frQ ）の2種類がある。層間で慣性力を伝達する部材は柱と外装材、間仕切り壁であるので、 buQ と frQ の差が非構造部材の負担せん断力と考えられる。ここで、非構造部材の層せん断力 msQ を次式で定義する。

$$msQ = buQ - frQ \quad (7.1)$$

図 7.1~4 に 20%加振、40%加振、60%加振のそれぞれにおける各層の X,Y 方向非構造部材の層せん断力 msQ と層間変形角 R の関係を示す。図中破線は、後述する主要動終了後の剛性を表す直線である。

本試験体の1層は2層以上と異なり内装材を設置していないため、1層の msQ は ALC パネル外壁が負担する層せん断力に一致し、2層以上の msQ は外装材と間仕切り壁を合わせた負担せん断力となる。以下の節では、まず1層の履歴曲線を分析して外装材の力学特性を明らかにし、次にその結果を踏まえたうえで外装材と内装材が混在する2層以上の力学特性を分析する。

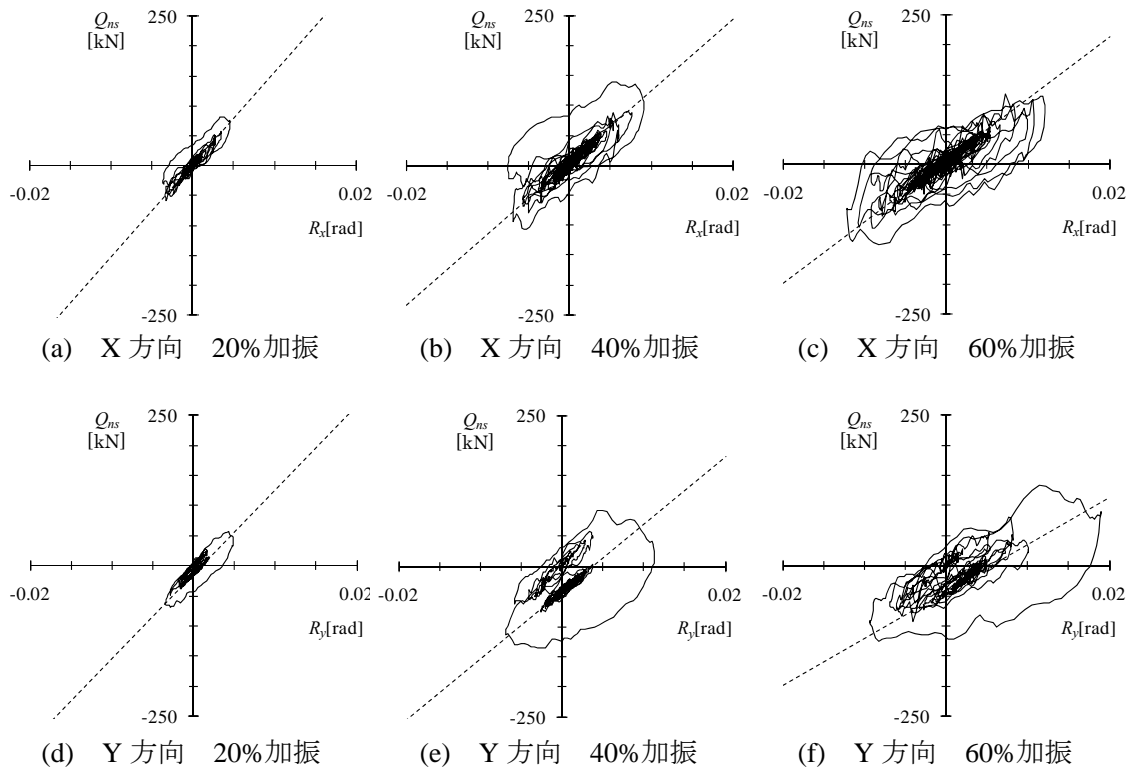


図 7.1 1層非構造部材せん断力一層間変形角関係

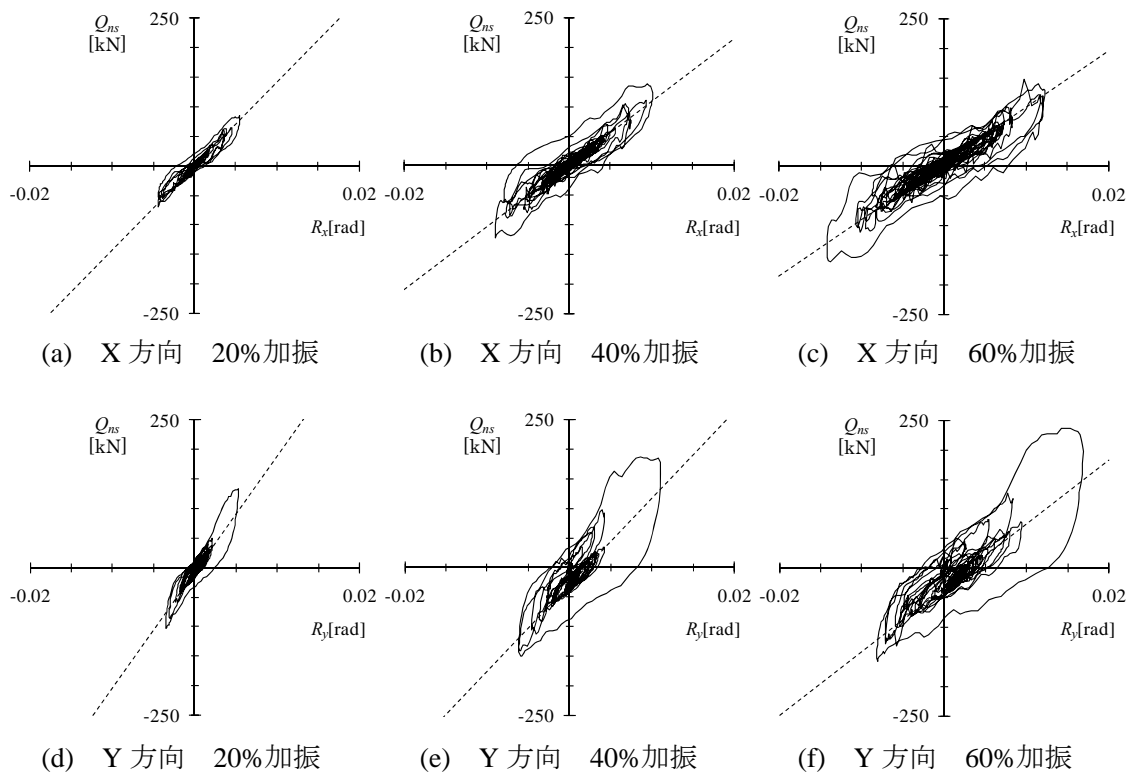


図 7.2 2層非構造部材せん断力一層間変形角関係

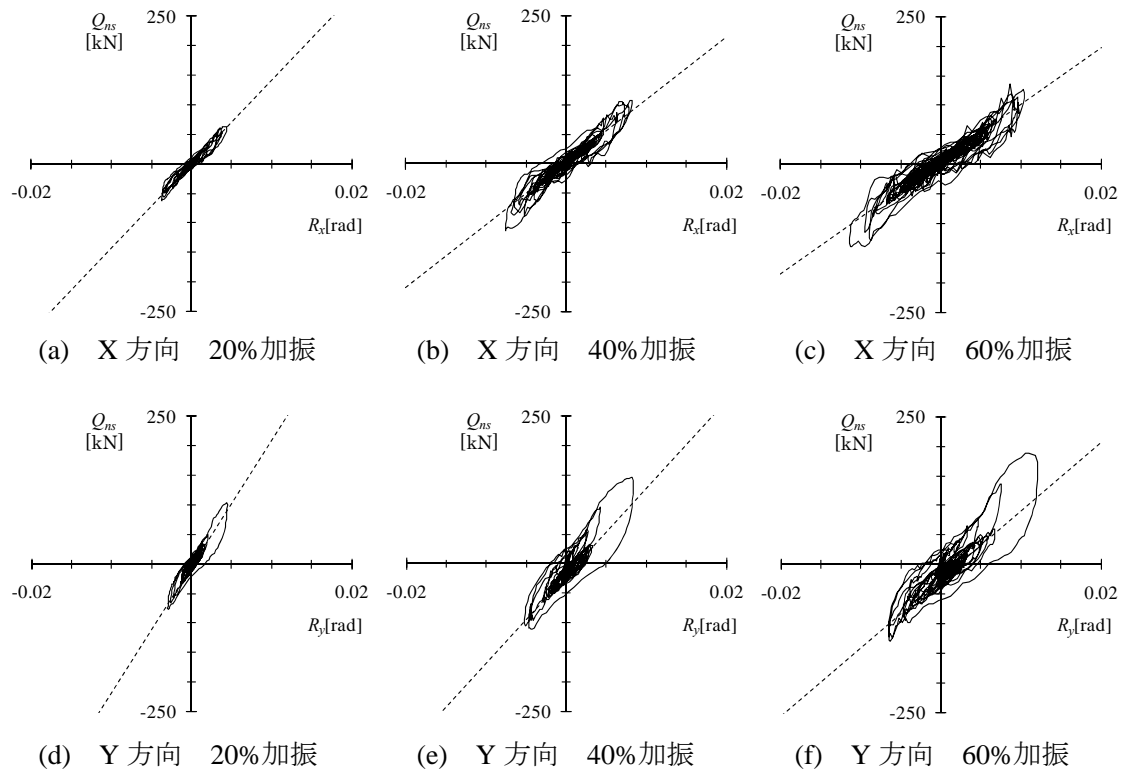


图 7.3 3層非構造部材せん断力一層間変形角関係

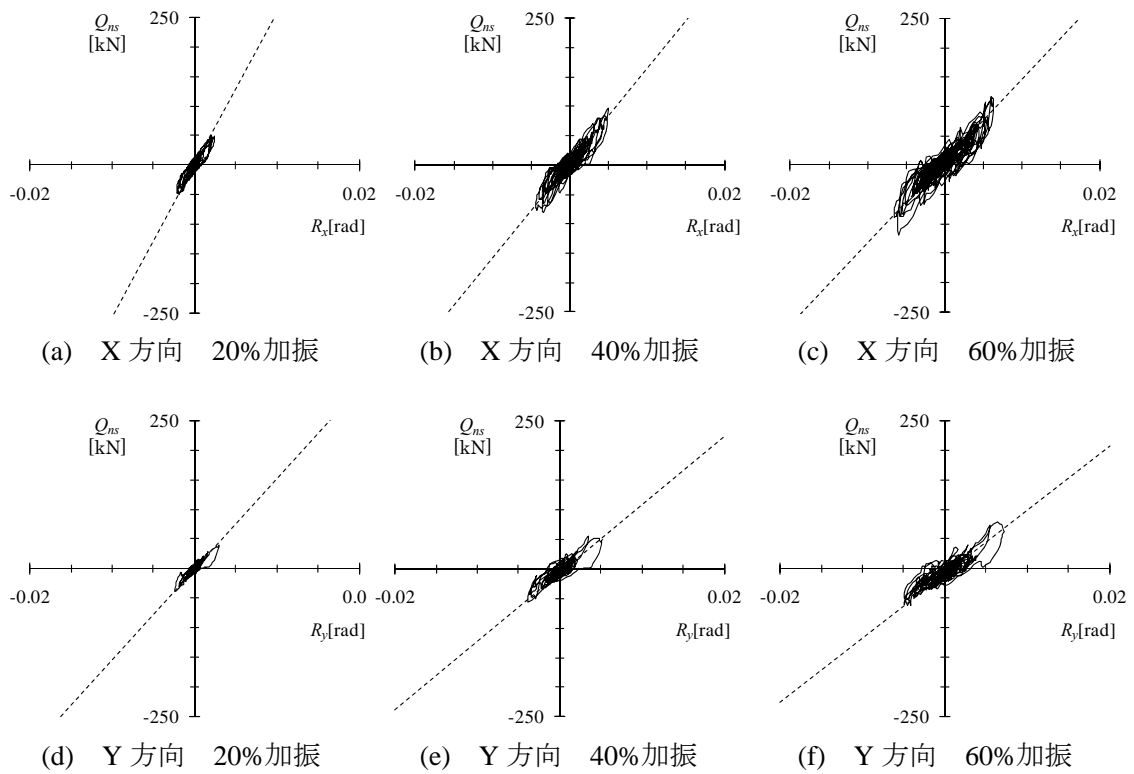


图 7.4 4層非構造部材せん断力一層間変形角関係

7.3 非構造部材の力学特性

7.3.1 ALC パネル外装部材の剛性

図 7.1 から、ALC パネル外装材は一定の弾性剛性を有していることが分かる。これは第 4 章の ALC パネル要素実験の開口付き試験体で見られた開口補強材による剛性に相当するものである。

非構造部材による層のせん断剛性を最小二乗法によって求めた。剛性の計算には微小振幅での摩擦抵抗の影響と大振幅での振幅依存性の影響を除くため、地震開始後 8 秒以降の主要動が終わった後の 1/2000~1/500rad の層間変形角に対応するデータから算出した。図 7.1 中の破線はこの方法により求めた線形近似線である。表 7.1 に、1 層非構造部材のせん断剛性を示す。

表 7.1 1 層非構造部材のせん断剛性 (kN/rad)

	20%加振	40%加振	60%加振
X 方向	14,800	11,800	10,000
Y 方向	13,700	10,800	7,900

加振レベルの上昇とともに剛性が低下するのは、外壁の局所的な損傷が生じているためと考えられる。目視による観察ではほとんど認められなかった損傷が、剛性の評価からは徐々に進行していることが窺える。

この剛性が生じる原因の一つは開口補強材である。要素実験での開口補強材による剛性への寄与は、0.01rad 振幅以下の実験結果から開口 1 か所あたり 522kN/rad であった。これを 0.02 振幅以下の結果で考えると図 4.8 のフレームモデルの計算値 720kN/rad に近い。そこで本試験体の開口部の剛性を要素実験と同様に図 4.8 のフレームにモデル化すると、開口部 1 か所あたりのせん断剛性は X 方向で約 660kN/rad、Y 方向で約 500kN/rad と計算される。開口部が X 方向構面 8 か所、Y 方向構面に 4 か所あることを考慮すると、開口補強材による層剛性への寄与はそれぞれ X 方向で 5,300kN/rad、Y 方向で 2,000kN/rad 程度となる。これらの値は実験で計測された層剛性を大きく下回っており、せん断剛性の要因として開口補強材以外にも、別の原因を考える必要がある。

本試験体の要素実験との違いは、ALC パネルの目地に充填されたシーリング材である。本試験体に使用されたシーリング材はポリウレタン系のもので、50%モジュラスは 0.17N/mm² (メーカー参考値) の低モジュラスタイプである。このシーリング材のポアソン比を 0.4 とすれば、せん断剛性は 0.12N/mm² と計算される。シーリング材を充填する目地の幅は 10mm で ALC パネル幅 600mm の 1/60 であるから、ALC パネルが剛体変形して

いと仮定すれば、シーリング材のせん断変形角は層間変形角の 60 倍となる。各構面の ALC パネル間鉛直方向の目地総長さは 1 層 X 構面で約 50m, Y 構面で約 46m, シーリング材の厚さは 10mm であるから、シーリング材によるせん断剛性は X 構面で約 3,600kN/rad, Y 構面で約 3,300kN/rad となる。これと開口補強材の剛性を合計し、層高さと ALC パネル高さの比 3,875/3,195 を考慮すると、求められるせん断剛性は X 構面で 10,800kN/rad, Y 構面で 6,400kN/rad となり、60%加振後に計測された剛性に近づくが、20%加振後の剛性はさらに大きい。この原因については本実験結果からは不明であるが、ALC パネル間の摩擦、転倒防止ワイヤー、サッシュ周りのモルタルなど、本論では考慮していない様々な要素が関連しているものと考えられる。また、面外変形による剛性への寄与はないとしているが、後述するように面内変形を受けると面外方向の耐力が上昇する現象が見られることから、実際にはある程度の剛性を持っていると考えられる。

7.3.2 ALC パネル外装部材の耐力

外装材の負担せん断力は最大層間変形角が 0.01rad を超える 40%加振以降、Y 方向の最大振幅領域で耐力が頭打ちとなる。表 7.2 に 1 層非構造部材の正負両方向での最大負担せん断力を示す。

表 7.2 1 層非構造部材最大負担せん断力 (kN)

	20%加振		40%加振		60%加振	
X 方向	82	-59	140	-107	118	-133
Y 方向	57	-68	93	-136	133	-125

40%加振以降に耐力上昇は見られず、外装材の最大耐力は X 方向 Y 方向とも 140kN 程度である。2 層以上ではこの値を超えるせん断力を非構造部材が負担しているが、これは内装材によるものであると言える。

要素実験では変形角 0.04rad で開口補強材端部の溶接破断が生じるまで、耐力上昇が見られたが、本実験では 0.005rad 程度の層間変形角で剛性が低下し、耐力上昇が止まっている。ALC パネルの変形角は層間変形角に追従していることが、その変形の計測から確認されており、外装材はロッキング変形を生じるとともに剛性低下を起している。この原因として、剛性に寄与するシーリング材が変形とともに剛性が低下したことや、要素実験と異なり、ALC パネルを固定する通しアングルと本体梁と繋ぐ持ち出しブラケットが影響して、変形が大きくなると外装材の力が十分伝達されないことなどが考えられる。

図 7.1 の履歴曲線では Y 方向の最大変形時に、エネルギー吸収を伴う大きな非線形性が

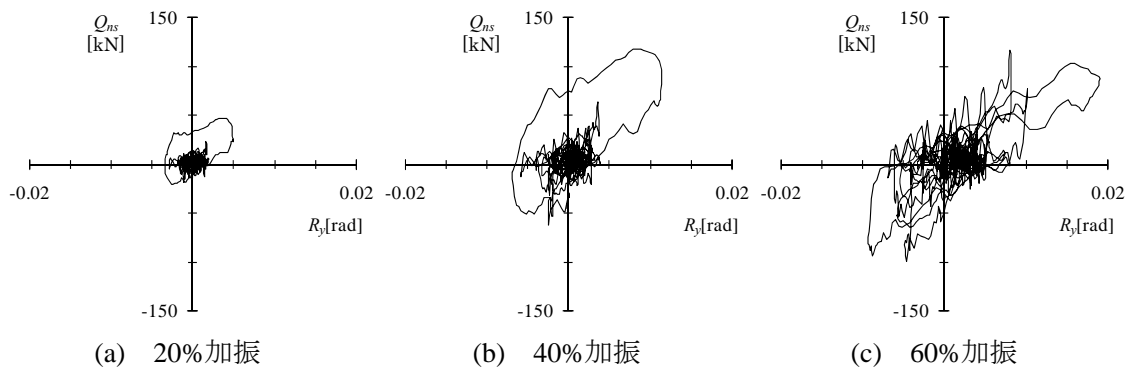


図 7.5 1 層 X 方向非構造部材せん断力非線形成分－Y 方向層間変形角関係

見られる．それに対し X 方向で見られる非線形曲線は必ずしも X 方向の最大変形とは対応していない．これを Y 方向変形との相関で考えるため，X 方向の非構造部材せん断力のうち，表 7.1 に示した線形剛性による変位比例成分を除いた非線形成分と，Y 方向層間変形角の関係を図 7.5 に示す．

このように，Y 方向最大変形時に X 方向せん断力の非線形成分が増大することが分かる．これは，Y 構面の ALC パネル外壁が面内に大きく変形した時に，面外方向の耐力が上昇することと，X 構面の外壁が面外に大きく変形したときに面内方向の耐力が上昇することを意味し，要素実験では分からなかった 2 方向入力による影響が顕著に表れている．

7.3.3 間仕切り壁の剛性

図 7.2 の 2 層非構造部材の層せん断力には，外装材とともに内装材が負担するせん断力が含まれる．2 層の間仕切り壁は水平投影長さが X 方向に 1.5m，Y 方向に 10.6m で Y 方向が長い．これを反映して，層せん断力への影響も Y 方向に顕著に見られるため，ここでは主に 2 層 Y 方向について論じる．

表 7.3 に，1 層と同様に求めた地震開始後 8 秒以降の 2 層非構造部材のせん断剛性を示す．

表 7.3 2 層非構造部材のせん断剛性 (kN/rad)

	20%加振	40%加振	60%加振
X 方向	13,500	10,300	9,360
Y 方向	18,800	13,800	10,800

X 方向は 1 層のせん断剛性に近く内装材の影響は見られないが，Y 方向は 1 層に比べ 3,000~5,000kN/rad 程度剛性が高く，間仕切り壁の影響が表れている．第 6 章で述べた間仕切り壁と天井の振動台実験では，1/200rad 振幅時の間仕切り壁の初期剛性は 1,785kN/rad であった．このときの壁長さは 5.2m で鋼製扉が一か所あるので，本実大建物

試験体 2 層 Y 方向間仕切り壁のおよそ半分である。これは、実大建物試験体に付加された剛性 3,000~5,000kN と、オーダー的に一致する。実際には、間仕切り壁の仕上げが標準石膏ボードと硬質石膏ボードであったり、高さに対する幅の比が異なったりするなど、比較のための条件が一致しないため定量的な評価は難しいが、間仕切り壁によって層剛性が付加されていると言える。また、この剛性は加振時の振幅が大きくなるにつれて低下している点も、要素実験の結果と一致する。

7.3.4 間仕切り壁の耐力

図 7.2 の Y 方向の履歴でさらに特徴的なのは、初期振幅領域で見られる耐力上昇である。この現象を表すため、図 7.5 と同様に Y 方向の非構造部材せん断力のうち、表 7.3 に示した線形剛性による変位比例成分を除いた非線形成分と、Y 方向層間変形角の関係を図 7.6 に示す。ここでは外装材の影響と比較するため、1 層のグラフも合わせて示した。

外装材の影響のみを受ける 1 層では大きな耐力上昇が見られないのに対し、2 層では 20%加振から最大振幅時に急激な耐力上昇が生じている。その値は 20%加振で約 30kN、40%加振で約 50kN、60%加振で約 60kN である。そしてその耐力上昇が始まる層間変形角は 20%加振で 0.002rad、40%加振で 0.003rad、60%加振で 0.007rad と徐々に大きくなっていく。これは以下のように説明される。

層間変形の増加により変形に追従できなくなった間仕切り壁の石膏ボードが、局所的に破壊される。そのときに耐力上昇が生じるが、一旦破壊された石膏ボードはその後の振動では破壊された変形角に達するまで耐力を失う。第 5 章で見たように、間仕切り壁の端部ではボードのせん断変形が生じていたり、扉枠の周辺で局所的な破壊が観察されたりしたが、このような局所的な破壊が耐力上昇の一因になっていると考えられる。

表 7.4 に 2 層非構造部材の最大負担せん断力を示す。X 方向では 20%、40%加振までは 1 層とほぼ同じであるが、60%加振で 1 層を 28kN 上回り内装材の影響が見られる。Y 方向は 1 層に比べ 20%加振から負担せん断力が大きく、60%加振では 104kN 上回っている。しかし、この耐力上昇は最大振幅の直前に生じるもので、耐力履歴としてはスリップ型の引張ブレースに近い。最大振幅の前に小振幅の変形を受けると、その範囲での耐力上昇は消失しており、最大振幅時に大きなエネルギー吸収が期待できるものではない。

最大振幅後の除荷領域では、1, 2 層とも大きな非線形履歴を描いているが、内装材のない 1 層と内装材を設置した 2 層で同様の傾向が見られるため、これは外装材の影響であると考えられる。

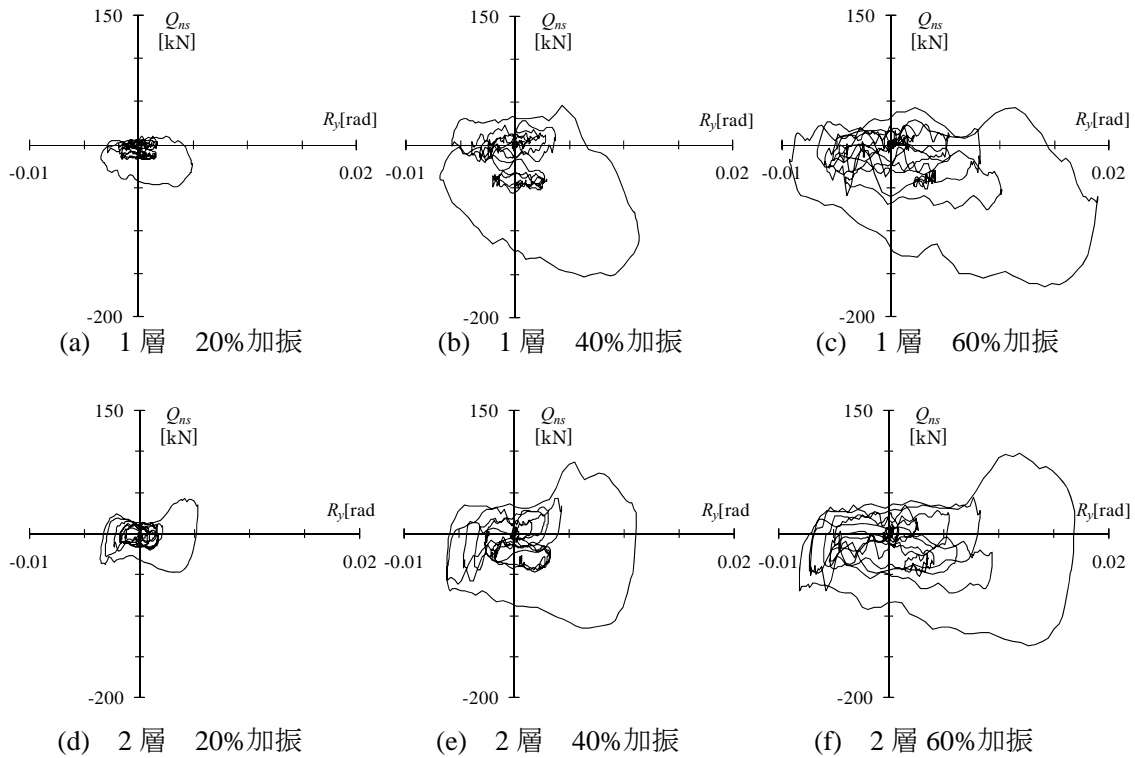


図 7.6 Y 方向非構造部材せん断力非線形成分-Y 方向層間変形角関係

表 7.4 2 層非構造部材最大負担せん断力 (kN)

	20%加振		40%加振		60%加振	
X 方向	85	-69	138	-122	148	-161
Y 方向	133	-102	187	-150	237	-157

7.4 非構造部材履歴曲線のモデル化の試み

7.4.1 外装材履歴曲線のモデル化

これまでの検討をもとに、非構造部材が負担する層せん断力履歴から、その履歴曲線のモデル化を試みる。ここでの検討対象は、1,2 層の Y 方向とする。

1,2 層非構造部材のせん断剛性は、加振レベルの上昇とともに低下する。表 7.1, 7.3 に示したせん断剛性とその加振での最大層間変形角の関係を図 7.7 に示す。1,2 層とも最大層間変形角に応じてせん断剛性は直線的に低下することから、各層の弾性剛性 ${}_{ns}K_{e1y}$, ${}_{ns}K_{e2y}$ [kN/rad]を、それまでにその層が経験した最大層間変形角 R_{max1y} , R_{max2y} [rad]の関数として最小二乗法により近似すると ${}_{ns}K_{e1y}$, ${}_{ns}K_{e2y}$ は以下の式で表される。

$${}_{ns}K_{e1y} = -413,000 R_{max1y} + 15,700 \text{ [kN/rad]} \quad (7.2)$$

$${}_{ns}K_{e2y} = -686,000 R_{max2y} + 22,070 \text{ [kN/rad]} \quad (7.3)$$

図 7.7 には(7.2), (7.3)式による直線を示した。 ${}_{ns}K_{e1y}$ は外装材による剛性を示し、 ${}_{ns}K_{e2}$ は

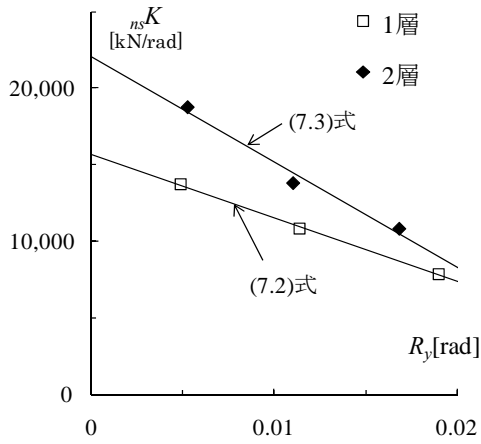


図 7.7 非構造部材せん断剛性—最大層間変形角関係

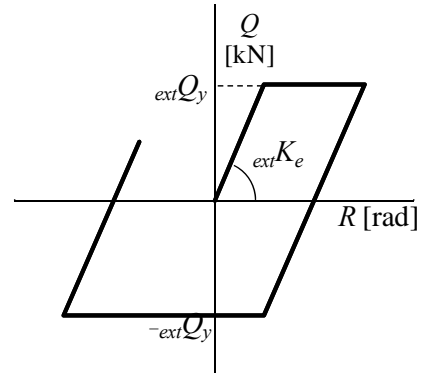


図 7.8 外装材の完全弾塑性要素

内装材と外装材を合わせた剛性となるので、1層と2層の外装材による剛性が等しいと仮定すれば、内装材による剛性は nsK_{e2y} と nsK_{e1y} の差で表される。ここで改めて外装材による剛性を $extK_e$ [kN/rad]、内装材による剛性を $intK_e$ [kN/rad]とし、以下の式で表す。

$$extK_e = nsK_{e1} = -413,000 R_{max} + 15,700 \text{ [kN/rad]} \quad (7.4)$$

$$intK_e = nsK_{e2} - nsK_{e1} = -273,000 R_{max} + 6,370 \text{ [kN/rad]} \quad (7.5)$$

次に、7.3.2 節示した外装材の耐力が最大振幅領域で頭打ちになる現象をモデル化するため、外装材の降伏耐力を $extQ_y$ とした完全弾塑性モデルを仮定する。本実験結果のみで $extQ_y$ を決定するのは難しいが、40%加振での1層正側の非構造部材最大耐力が93kNであることから、それを外装材の降伏耐力と仮定する。

$$extQ_y = 93 \text{ [kN]} \quad (7.6)$$

この(7.4)、(7.6)式で表される外装材の完全弾塑性モデルを、せん断力と変形角の関係で表すと図7.8のようになる。

さらに外装材の速度に比例する粘性抵抗を考える。図7.1の1層非構造部材層せん断力履歴より、層間変形角0 [rad]から始まる1ループの履歴吸収エネルギー ΔW_1 [kN·m]を階高 H_1 [m]として求め、そのループの全振幅を1/2倍したものを平均片振幅 R_{amp} [rad]として、(7.7)式により外装材の等価粘性減衰定数 $exth_{eq}$ を求める。

$$exth_{eq} = \frac{\Delta W_1}{2\pi extK_e H_1 R_{amp}^2} \quad (7.7)$$

(7.7)式を使って20%、40%、60%加振の地震開始後2秒から10秒までの全てのループで $exth_{eq}$ を求め、 R_{amp} との関係として図7.8に示す。このグラフより $exth_{eq}$ と R_{amp} の線形関係が見てとれることから、最小二乗法により $exth_{eq}$ と R_{amp} の関係を(7.8)式で近似する。

$$exth_{eq} = 23 R_{amp} + 0.08 \quad (7.8)$$

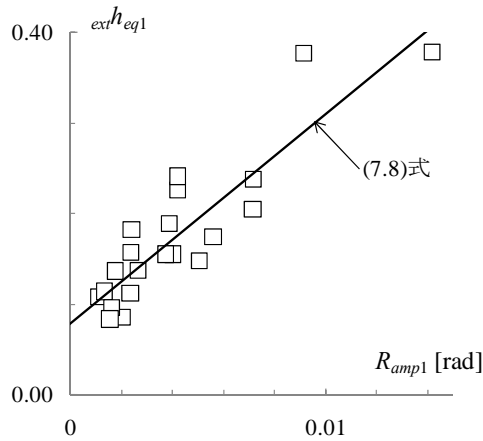


図 7.9 1 層等価粘性減衰定数と片振幅の関係

図 7.8 には(7.8)式による直線を示した。外装材による減衰係数 $_{ext}C$ [kN·s/rad]はこの $_{ext}h_{eq}$ を使い、剛性比例型を仮定し、一次固有円振動数を ω_1 とすれば(7.9)式で表される。

$$_{ext}C = \frac{2_{ext}h_{eq}}{\omega_1} _{ext}K_e = \frac{2(23R_{amp} + 0.08)(-413000R_{max} + 15700)}{\omega_1} \text{ [kN·s/rad]} \quad (7.9)$$

ここで、 ω_1 は計測された Y 方向の一次固有周期 0.9 秒と仮定すればよい。即ち、外装材による粘性抵抗は、その層がそれまでに経験した最大振幅 R_{max} と、1 ループの平均片振幅 R_{amp} によってモデル化されることになる。

以上の検討により、外装材の履歴曲線を表すことができる。即ち、外装材の耐力は、最大層間変形角に依存する弾性剛性を持つ完全弾塑性要素と、振幅に依存する減衰定数を持ち、瞬間剛性に比例する粘性要素の和によって表される。

図 7.10 に外装材のみからなる 1 層 Y 方向非構造部材の層せん断力と層間変形角の関係を、履歴モデルと合わせて示す。破線が実験結果、実線が履歴モデルである。図 7.11 には縦軸を履歴モデル、横軸を実験結果としてそれぞれの層せん断力の関係を示した。図中破線は両者が一致した場合の直線である。これらのグラフより、60%加振での結果の対応が比較的良いことが分かる。20%加振では微小振幅での対応は良いものの、最大振幅時のループとその後の残留応力に差が見られる。さらに 40%加振では最大耐力が大きく異なり、最大振幅時のループ形状も 80kN 程度の差が見られる。このことから、弾性剛性 $_{ext}K_e$ と減衰係数 $_{ext}C$ のモデル化は良い対応を示しているが、降伏耐力 $_{ext}Q_y$ のモデル化が必ずしも十分でないことが分かる。本実験結果からは、降伏耐力は一定ではなく振幅が大きくなるに従って増大し、かつ正負でも異なった値をとることが定性的には予想されるが、定量的なモデル化をするには実験データが十分ではない。

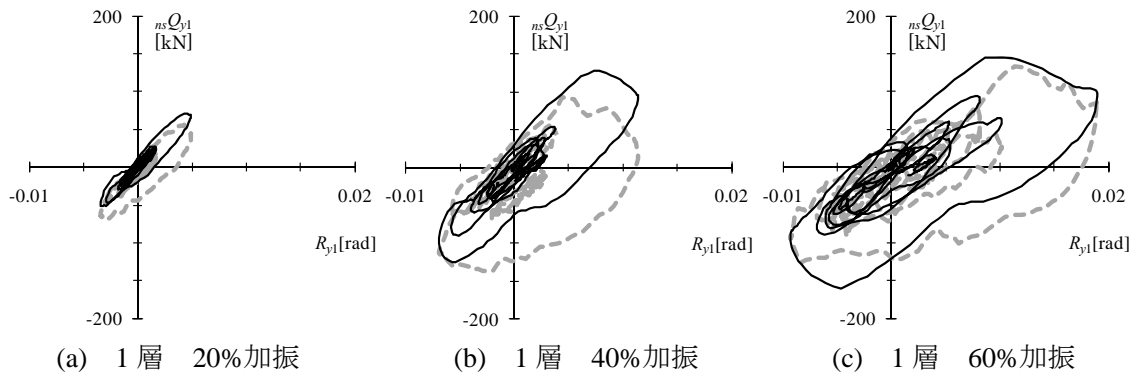


図 7.10 非構造部材せん断力－層間変形角関係

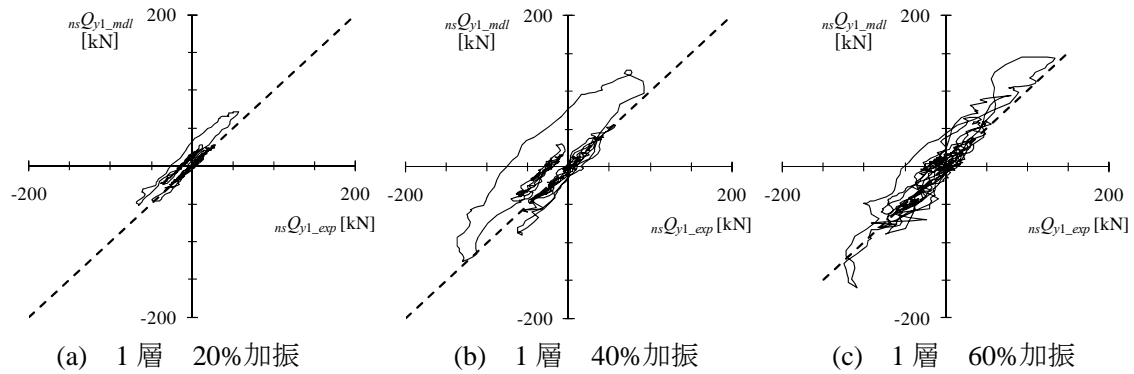


図 7.11 非構造部材履歴モデルと実験結果の比較

7.4.2 内装材履歴曲線のモデル化

外装材耐力履歴のモデル化ができたことから、このモデルと2層の非構造部材の実験結果を用いて、内装材履歴曲線のモデル化を考える。1層と2層の外装材の履歴モデルがおねじであると仮定し、2層の非構造部材耐力履歴から外装材の履歴モデルによる耐力を除く。さらに、内装材の弾性剛性 $intK_e$ は(7.5)式により推定されているので、そこから内装材の弾性剛性による耐力も除き、その残差と層間変形角との関係を図 7.12 に示す。

この図より内装材には、微小振幅領域での摩擦抵抗と 7.3.4 節でも確認した大変形領域でのスリップ耐力履歴があることが分かる。まず摩擦要素として、図 7.11(a)の 20%加振による残差が最小になるように、摩擦抵抗 $intQ_{frc}$ を 3.4kN とする剛塑性モデルを仮定する。

$$intQ_{frc} = 3.4 \text{ [kN]} \quad (7.10)$$

スリップ要素の耐力は加振レベルとともに上昇する傾向にあるが、ここでは 20%加振での正側の最大残差 30.5kN から摩擦抵抗分を除いた 27.1kN を、スリップ要素の耐力 $intQ_{slp}$ とする。

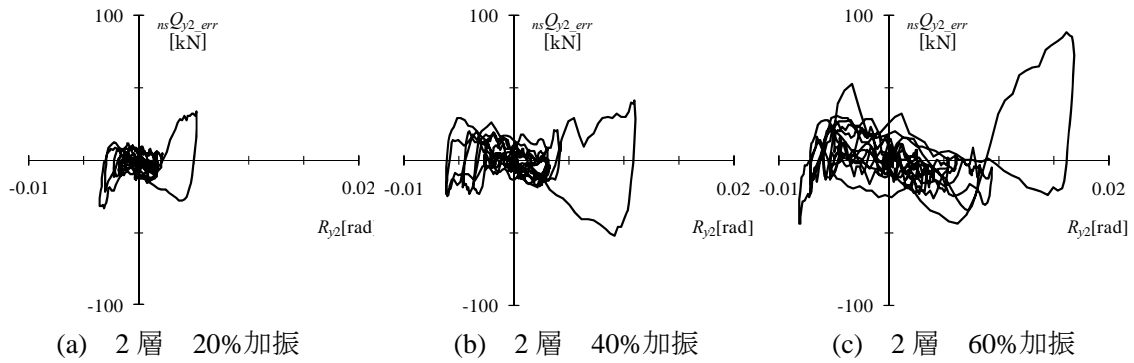


図 7.12 非構造部材せん断力残差一層間変形角関係

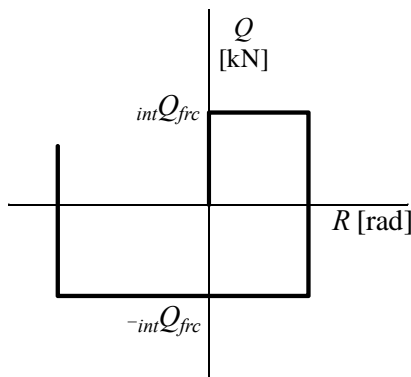


図 7.13 内装材の摩擦要素

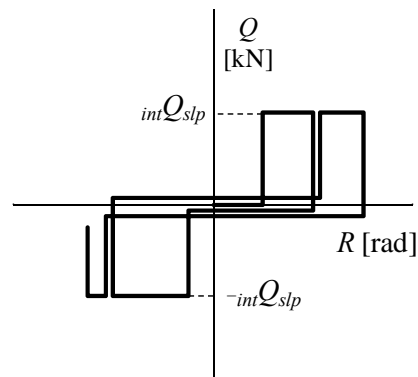


図 7.14 内装材のスリップ要素

$$intQ_{slp} = 27.1 \text{ [kN]} \quad (7.11)$$

スリップ要素は正側負側それぞれにおいて、それまでに経験した最大層間変形角 R_{max} 以下では耐力が発生せず、それを越えて載荷方向に変形が進行する場合にのみ、 $intQ_{slp}$ の耐力が生じる履歴モデルとする。

これら内装材の摩擦要素とスリップ要素を、せん断力と変形角の関係で表すと図 7.13,14 のようになる。

以上の検討により内装材の耐力を、最大層間変形に依存する弾性剛性を持つ弾性要素と摩擦要素・スリップ要素の和によって表す。図 7.15 に外装材と内装材からなる 2 層 Y 方向非構造部材の層せん断力と層間変形角の関係を、履歴モデルと合わせて示す。破線が実験結果、実線が履歴モデルである。図 7.16 には縦軸を履歴モデル、横軸を実験結果としてそれぞれの層せん断力の関係を示した。図中破線は両者が一致した場合の直線である。これらのグラフより、内外装材含む 2 層では外装材のみの 1 層と異なり 20%加振と 40%加振での結果の対応が比較的良好いことが分かる。60%加振では正側最大振幅時の最大耐力が大きく異なり、60kN 程度の差が見られる。このことから、スリップ要素の耐力上昇のモデル化が必ずしも十分でないことが予想される。しかし、外装材の弾塑性要素の耐力も十分なモデル化ができていないため、正確な定量化には外装材も合わせた検討を行う必要

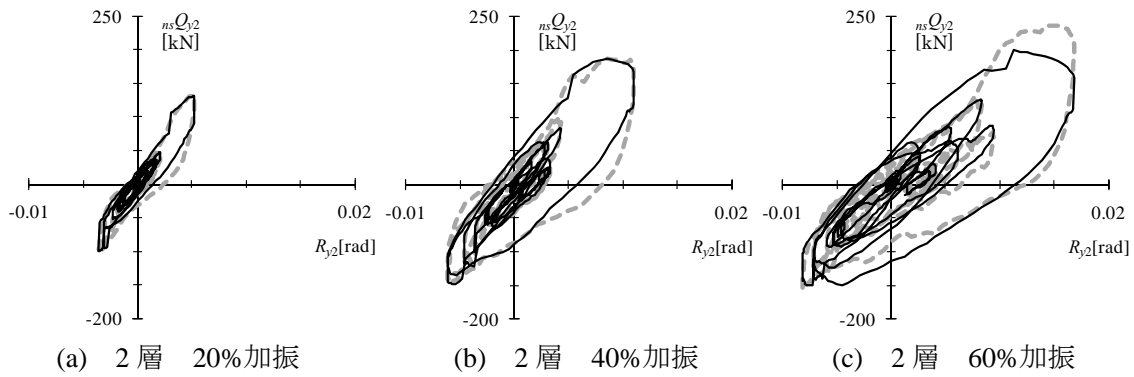


図 7.15 非構造部材せん断力－層間変形角関係

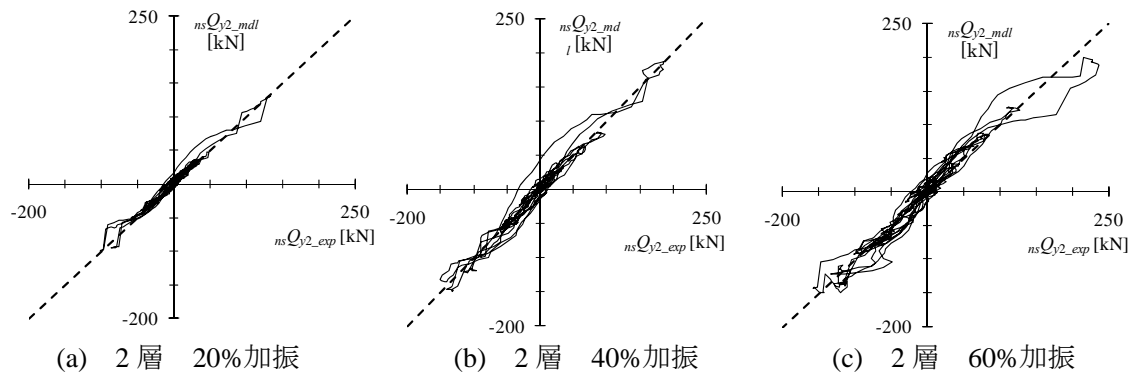


図 7.16 非構造部材履歴モデルと実験結果の比較

がある。

このように、非構造部材の耐力履歴は、大振幅時の耐力モデルに問題を残すものの、弾性剛性はその層が経験した最大変形角に依存し、かつ一定の降伏耐力を持つ弾塑性要素と、等価減衰定数が振幅に比例して増加する粘性要素、間仕切り壁による摩擦要素とスリップ要素を組み合わせることで、概ね表現できることが分かった。

7.5 非構造部材が建物の全体挙動に及ぼす影響

7.5.1 剛性と耐力の影響

ここまでに述べた非構造部材の力学特性が、建物の全体挙動へ及ぼす影響を考える。

図 7.17 に横軸を層間変形角、縦軸を非構造部材のせん断剛性とし、加振ごとの最大層間変形角と表 7.2, 7.3 と同様の方法で求めた主要動後の非構造部材のせん断剛性の関係を示す。

X 方向は層に関係なく最大層間変形角に対してせん断剛性がほぼ同じ値で低下している。ALC パネル外壁は、各層ともほぼ同じ形状・配置となっているため、最大変形に依存した剛性低下も同じように起こっていると言える。また、間仕切り壁を含めた内装材の

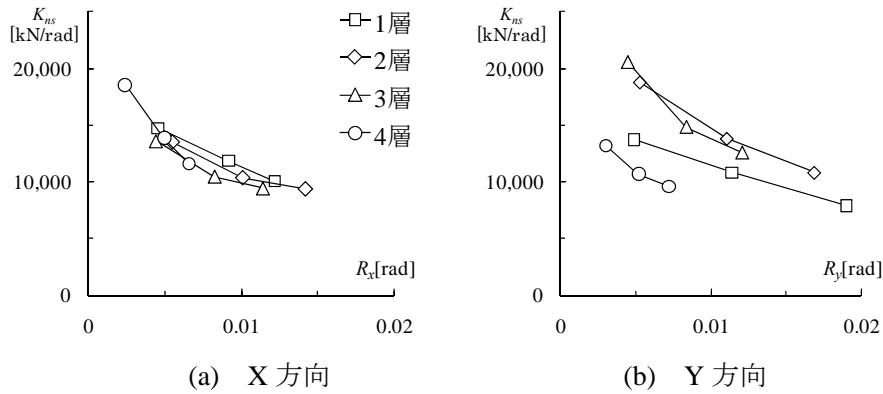


図 7.17 非構造部材せん断剛性—最大層間変形角関係

影響は見られない。一方の Y 方向は、2, 3 層が間仕切り壁の影響で剛性が高くなっているものの、X 方向と同様のせん断剛性の低下がみられる。4 層の間仕切り壁は天井下で止まっているため、剛性には寄与していない。このような最大層間変形角に対応した微小変形領域での剛性低下は、地震後の建物の損傷度を計測するヘルスマonitoringの重要な指標になることを示している。

ここまで見たように、非構造部材によるせん断剛性は主に ALC パネル外壁が各層で同じ影響を及ぼし、これに間仕切り壁の影響が付加される。この剛性を構造体の剛性と比較して考えてみると、表 3.4 で示したように骨組せん断力は 1 層 Y 方向の 120,000kN/rad から 3 層 Y 方向の 66,000kN/rad の間にあるので、10,000kN/rad から 20,000kN/rad の間にある非構造部材のせん断剛性は、全体の 8%から 23%を占めることになる。これは建物の固有周期が最大で 10%程度短くなることに相当する。低層建物のように、地震時の応答加速度が一定であれば、剛性の付加は層間変形の減少として安全側に作用するが、高層建物のように固有周期の短縮が応答加速度の増加として作用する場合もあるので、常に安全側となるわけではない。

次に最大耐力について考える。表 7.5 に各層の最大層せん断力を骨組と非構造部材に分けて示す。表中()内の数値は各層の耐力に占める割合である。骨組せん断力と非構造部材せん断力を比較すると、2, 3 層の Y 方向は間仕切り壁の影響によって耐力が大きくなっており、層の耐力のおよそ 20%を占める。一方で間仕切り壁のない 1 層ではその割合は 10%である。

これら非構造部材による剛性や耐力の付加が、建物の全体挙動にどのような影響を及ぼすのかを考察する。主に外装材によって付加される剛性は、外装材の構成が各層で同じであるため一定になる。それに対し構造体は上層階ほど剛性が小さくなるため、剛性が付加される割合は上層階ほど大きい。このことにより、全体としては変形を抑制する効果があ

るものの、下層階ほどその効果が小さいため下層階の変形が相対的に大きくなる。大きな変形は剛性の低下を招くため、さらに下層階の変形は大きくなっていく。耐力で考えると、外装材の耐力は変形が大きくなると頭打ちとなるため、大きな変形が生じる下層階で耐力上昇が小さくなる。このように外装材は低層階の変形を相対的に増加させる要因となりうる。

表 7.5 各層の最大層せん断力

		X 方向			Y 方向		
		20%	40%	60%	20%	40%	60%
4 層	骨組	167 (0.77)	348 (0.78)	448 (0.79)	235 (0.86)	405 (0.88)	533 (0.87)
	非構造	50 (0.23)	98 (0.22)	120 (0.21)	39 (0.14)	56 (0.12)	78 (0.13)
3 層	骨組	299 (0.82)	538 (0.83)	707 (0.83)	357 (0.78)	634 (0.81)	819 (0.81)
	非構造	64 (0.18)	113 (0.17)	140 (0.17)	103 (0.22)	146 (0.19)	189 (0.19)
2 層	骨組	410 (0.83)	711 (0.84)	936 (0.85)	436 (0.77)	841 (0.82)	1,030 (0.81)
	非構造	85 (0.17)	138 (0.16)	161 (0.15)	133 (0.23)	187 (0.18)	237 (0.19)
1 層	骨組	507 (0.87)	881 (0.86)	1,063 (0.89)	583 (0.90)	1,102 (0.89)	1,333 (0.91)
	非構造	82 (0.14)	140 (0.14)	133 (0.11)	68 (0.10)	136 (0.11)	133 (0.09)

一方の内装材は大振幅時に耐力増加をもたらすため、最大変形を抑制する効果がある。本実験では 1 層に内装材がないためこの効果が顕著に表れ、20%加振では 2 層の変形が大きかったが、60%加振となると Y 方向で 1 層の変形が 2 層を大きく上回るようになった。実際の建物においても、1 階部分は店舗やエントランスホールなどで内装材が少なく、2 階以上で間仕切り壁などの内装材が多くなることもあり、これは 1 層への変形集中をもたらすことになる。

このように、非構造部材は構造材に対して 10~20%程度の剛性と耐力を付与することで、建物の変形を抑制し耐力を増加させるが、その力学特性により低層階への変形集中を助長する傾向を持っていると言える。

7.5.2 非構造部材が吸収するエネルギー

非構造部材が吸収するエネルギーの観点から、それが建物に及ぼす影響を考察する。

図 7.18 に、地震開始 20 秒後までの骨組と非構造部材それぞれの 1, 2 層の層せん断力履歴から得られたエネルギー吸収量の時刻歴を加振ごとに示す。表 7.6 には加振 10 秒後のエネルギー吸収量を数値で示した。

鋼骨組が弾性である 20%加振では、そもそも骨組の吸収エネルギー量が小さく、非構造部材による吸収量とほぼ同等となっている。文献(7.4)によれば、骨組せん断力から得ら

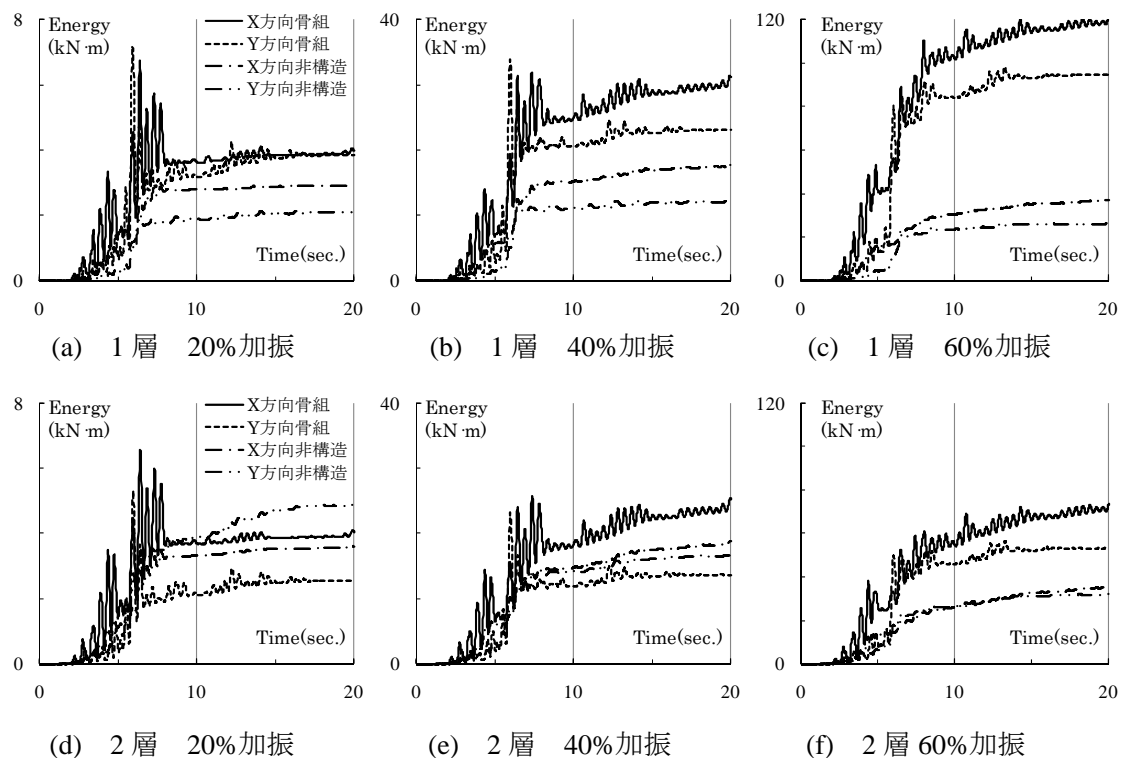


図 7.18 エネルギー吸収量の時刻歴

れた減衰定数は X 方向で 2.4%，Y 方向で 2.6%，建物せん断力から得られた減衰定数は X 方向で 4.2%，Y 方向で 5.4% であるから非構造部材により付加される減衰定数は 1.8~2.8% となり，エネルギー吸収量の結果と同じく，骨組と非構造部材でほぼ同等である。

表 7.6 各層のエネルギー吸収量[kN·m]

		X 方向			Y 方向		
		20%	40%	60%	20%	40%	60%
4 層	骨組	1.0	5.0	11.9	1.1	4.1	9.7
	非構造	1.7	6.1	10.9	0.7	2.2	3.4
3 層	骨組	2.9	12.3	27.8	1.8	7.4	21.3
	非構造	2.1	9.2	16.5	2.7	8.1	14.6
2 層	骨組	3.7	18.3	54.8	2.1	11.9	45.8
	非構造	3.3	14.8	25.8	3.9	14.2	26.4
1 層	骨組	3.6	24.9	102.1	3.2	20.5	84.2
	非構造	2.8	11.2	30.4	1.9	11.2	23.5
合計	骨組	11.3	60.6	196.6	8.2	43.9	161.0
	非構造	9.9	41.3	83.6	9.1	35.6	67.8

鋼骨組が塑性化する 40%加振でも非構造部材のエネルギー吸収量は全体の 40~45%を占めており，間仕切り壁による耐力上昇が大きい 2, 3 層の Y 方向では骨組のエネルギー吸

収量を上回っている。鋼骨組がさらに大きく塑性化する 60%加振ではその割合は減少し、30%程度となる。

20%加振のような中小地震では構造体に匹敵するエネルギー吸収をし、大地震時にも建物の 30%のエネルギーを吸収する非構造部材は、建物の耐震性能余力として考慮に値するものであることが、エネルギー吸収の観点からも示された。

7.5.3 非構造部材による減衰定数の推定

非構造部材によるエネルギー吸収が、建物に対する減衰としてどの程度作用しているかを分析する。

図 7.1~7.4 の非構造部材層せん断力履歴より、層間変形角 0rad から始まる 1 ループの履歴吸収エネルギー ΔW を求め、そのループの全振幅を 1/2 倍したものを片振幅 R_{amp} として、(7.12)式により非構造部材の建物全体に対する等価粘性減衰定数 $_{ns}h_{eq}$ を求める。

$$_{ns}h_{eq} = \frac{\Delta W}{2\pi_{bu}KR_{amp}^2} \quad (7.12)$$

ここで建物の層剛性 $_{bu}K$ は、3.2.2 節で求めた弾性加振時における各層の弾性剛性とした。

1 ループ毎にプロットした等価粘性減衰定数と片振幅の関係を図 7.19 に示す。0.002rad 以下の微小振幅領域を除いた減衰定数の値は、外装材のみの 1 層で 1~3%程度、内装材のある 2 層以上で 1~5%程度となった。外装材のみの 1 層では減衰定数は振幅に比例する傾向があるのに対し、内装材のある 2~4 層では小振幅で減衰定数が増加する傾向が見られる。特に、内装材の影響が大きい 2, 3 層の Y 方向と 4 層の X 方向でこの傾向が大きいことから、内装材は振幅や速度に依存しない摩擦抵抗的な作用をしていることが予想される。また、3, 4 層では高次モードの影響から、1 ループの吸収エネルギーが過大に評価される傾向がことも、減衰定数が大きくなる一因である。

1 層の減衰定数は振幅比例の傾向があるものの、加振レベルが増加するにつれて、その比例係数は減少する。せん断剛性も加振レベル増加に伴って低下していることから、減衰定数も同様の傾向があることが分かる。

7.5.4 一般の鉄骨造建物に対する非構造部材の影響

ここまでは、震動台実験における非構造部材の挙動について分析してきたが、これを一般の鉄骨造建物に拡張して考える。試験体 2 層の Y 方向は外装材と内装材が混在しているので、この層の履歴モデルを拡張する。

試験体 2 層 Y 方向の外装材と内装材の壁長さは、いずれも 10m である。(ここでは内壁

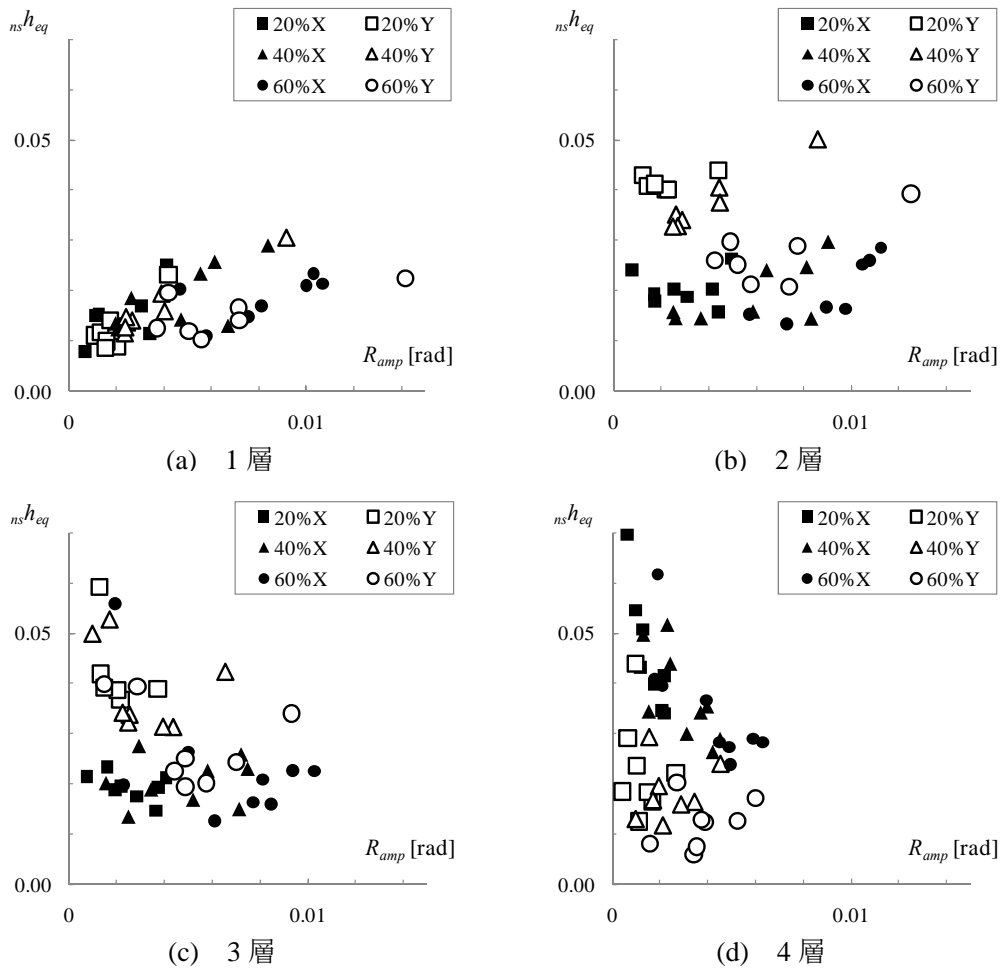


図 7.19 等価粘性減衰定数—片振幅関係

は耐力要素として考えないとする。) 2 階の床面積は 60m^2 なので、床面積当たりの壁長さで考えると、 $10\text{m}/60\text{m}^2 = 1/6$ (1/m)となる。これを壁率として単位壁率当たりの剛性・耐力・減衰を求めるとすれば、本実験での非構造部材負担せん断力を 6 倍すればよい。このように求めた値に対象とする建物の壁率を乗ずれば、その非構造部材の力学特性の推定が可能となる。

7.4 節で求めた非構造材履歴モデルのパラメータは最大振幅に依存するので、一例として 0.005rad の層間変形角を受けた場合を考える。

外装材による弾性剛性 $extK_e = (-413,000 \times 0.005 + 15,700) \times 6 = 81,800$ (kN m / rad)

外装材による降伏耐力 $extQ_y = 93 \times 6 = 558$ (kN m)

外装材による減衰定数 $exth_{eq} = (23 \times 0.005 + 0.08) \times 6 = 1.17$ (m)

内装材による弾性剛性 $intK_e = (-273,000 \times 0.005 + 6,370) \times 6 = 30,000$ (kN m / rad)

内装材による摩擦抵抗 $intQ_{frc} = 3.4 \times 6 = 20.4$ (kN m)

内装材によるスリップ耐力 $intQ_{slp} = 27.1 \times 6 = 162.6$ (kN m)

これらの数字に壁率を乗じて 7.4 節の各式に適用すれば、対象とする層の非構造部材の履歴モデルを得ることができる。

7.6 まとめ

本章では震動台実験における非構造部材の力学特性を分析し、それが建物全体に及ぼす影響について検討した。その結果、以下の知見を得た。

1. ALC パネル外装材は開口補強材や目地のシーリング材による弾性剛性を有し、その剛性は層が経験した最大変形に応じて低下する。ALC パネル外装材の耐力は層間変形角が 0.01rad を超えると頭打ちとなる。また、面内とともに面外変形を受けると面外方向の耐力が増加し、面外とともに面内変形を受けると面外方向の耐力が増加する。
2. 扉付き間仕切り壁は剛性を有するが、ALC パネル外装材に比べて小さい。間仕切り壁の耐力は変形時の局所破壊に伴い、それまでに経験のない変形領域において増加するスリップ型の挙動を示す。
3. 非構造部材はその力学特性として構造材の 10~20%程度の水平剛性と耐力を建物に付与する。このことにより建物は地震時の変形が減少し、保有耐力も上昇するので建物の耐震性能は向上するが、その効果は上層階で大きく下層階では小さくなるので、低層階の相対的な耐力低下をもたらすことがある。
4. 非構造部材は中小地震時には構造体に匹敵するエネルギーを吸収し、大地震時にも建物全体の 30%のエネルギーを吸収する。これは等価粘性減衰定数で表すと、1~5%に相当し、耐震性能余力として考慮に値する要素であることが震動台実験から示された。
5. 非構造部材の耐力履歴は、弾性剛性とその層が経験した最大変形角に依存して、かつ一定の降伏耐力を持つ弾塑性要素と、等価減衰定数が振幅に比例して増加する粘性要素、間仕切り壁による摩擦要素とスリップ要素を組み合わせることで、概ね表現できる。この力学モデルは、床面積に対する壁長さ使って一般化すれば、一般の鉄骨造建物にも拡張可能となる。

参考文献

- 7.1) 日本建築学会：建築物の減衰，2000
- 7.2) 松宮智央，吹田啓一郎，中島正愛，劉大偉，井上真木，竹原創平：ALC 版外壁が構造性能に及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集 第 581 号，pp.135-141，2004.7
- 7.3) 竹内徹，田中栄次，久田隆司，片野史大：ガラス壁面に組み込まれたシーリング材の動的特性，日本建築学会構造系論文集 第 625 号，pp.481-488，2008.3

- 7.4) 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 多田元英, 笠井和彦: 震動台実験の概要と弾性応答特性—実大4層鉄骨造建物の完全崩壊実験 その1—, 日本建築学会構造系論文集, 第635号, pp.157-164, 2009.1

第 8 章 結論

鉄骨造建物の地震時挙動をとらえるため、現行の設計基準に則した試験体を製作し、震動台上で微小地震から倒壊に至る巨大地震までの加振を行い、試験体の応答を詳細に分析した結果、以下の結論を得た。

実大 4 層鉄骨造建物の震動台実験の概要

実験に用いた試験体は実大 4 層 2×1 スパンの純ラーメン構造の鉄骨造建物で、鉄骨フレームのみならず床スラブや ALC パネルの外装材、軽量鉄骨下地による乾式間仕切り壁を取り付けることで、実際の建物を再現した。この試験体の鉄骨は現行の耐震設計基準を満足しており、終局状態では梁パネル複合型の全体崩壊メカニズムが形成されるよう設計されている。

この試験体に対して実測した鋼材の材料強度を用いた静的増分解析を行い、その保有水平耐力が設計上の必要保有水平耐力を上回って、全体崩壊メカニズムが形成されることを確認した。一方で試験体の倒壊可能性を高めるため、部材を局部座屈が生じやすい幅厚比の大きな FB ランクの柱とし、柱脚の耐力が柱を十分に上回るようにした。また、入力地震波には現行の設計基準における入力レベルを遙かに上回る JR 鷹取波を使用し、柱梁の耐力比が柱に対して不利となる 45° 方向が主軸となるように入力方向を選定した。このことにより、震動台実験では試験体が柱の局部座屈による層崩壊に至る危険性も高まっている。

震動台実験における構造材の応答

震動台実験では、鉄骨部材に貼付した歪ゲージや、床面に設置した加速度計、各種変位計により、加振中の力の流れや試験体の動きを詳細に計測した。

加速度記録と試験体質量の積で表される慣性力から得た建物せん断力は、歪記録から求められる鉄骨骨組だけに作用する骨組せん断力より 10～30%程度大きくなった。この差は主に非構造部材の水平抵抗によるものである。また、弾性加振における各層の骨組せん断力による水平剛性は、静的解析における計算値の 1.03～1.34 倍となった。解析では柱脚の固定度と R 階のパラペットの評価が正確ではなかったため、1, 4 層の誤差は 20%以上となったが、中間の 2, 3 層の誤差は 15%以下であり、解析の仮定や計測方向が概ね妥当であることが確認された。

現行の耐震設計で想定する稀れに生じる地震動の 1.6 倍の入力に相当する JR 鷹取波の 20%加振では、全ての鋼部材が降伏耐力以下にとどまり、構造部材は無損傷であった。た

だし、非構造部材の抵抗や床スラブのひび割れに起因すると考えられる非線形性が履歴曲線に見られた。

更に大きい入力レベルである極く稀れに生じる地震動入力に相当する JR 鷹取波の 60% 加振では、主に 1 層の柱脚と 2, 3 階の柱梁接合部パネルと側柱に取り付く梁端が塑性化して塑性ヒンジが形成され、下層部を中心として部材耐力比や静的増分解析で想定された梁-パネル複合崩壊型の全体崩壊メカニズムの形成が進行した。このときの加振時の骨組の最大耐力は、鋼材の歪効果や非構造部材の影響によって、解析による保有水平耐力を 20% 以上上回り、現実の鉄骨造建物が耐震設計上の十分な水平耐力を有していることが実験的に確認された。このとき、1 層柱の柱頭と一部の 2 層柱の柱頭柱脚は、塑性ヒンジの形成には至らなかったものの、最大応力が全塑性耐力に達した。これは、柱の耐力が二軸曲げと転倒モーメントによる付加軸力の影響で低下したことや、梁とパネルの耐力がスラブの合成効果や歪硬化によって上昇したことによる。耐震設計における部材耐力比の検討では、これらの影響を考慮した安全率を用いることで、柱の耐力が梁とパネルの耐力に対して十分大きくなるように設計するが、現実の地震時挙動ではこの安全率が必ずしも十分ではなく、本実験結果からは最低でも 20% は安全率を大きくする必要があることが示された。

極く稀れに生じる地震動入力を遙かに上回る JR 鷹取波の 100% 加振では、1 層柱の柱頭柱脚に塑性ヒンジが形成され、1 層の層崩壊により建物全体が倒壊した。これは、局部座屈による柱脚の耐力が劣化で柱頭のモーメントが増大した結果、柱頭にも局部座屈が生じて層崩壊メカニズムが形成され、柱の倒れによる P- Δ 効果で層崩壊に至ったものである。幅厚比の大きな角形鋼管柱は、全塑性耐力到達後に局部座屈による耐力劣化が早期に生じるため層崩壊を誘引しやすく、建物の耐震余裕度を低下させる主因となりうることも、本実験により示された。

震動台実験における外装材の耐震性能評価

ALC パネル外装材の地震時挙動を把握するために、ALC パネル単体及び開口部付 ALC パネルの要素実験を行った。その結果、ALC パネルがロッキング回転により層間変形に追従可能な 0.015rad 以下の変形角では、開口部周りを除き損傷が生じることはなく、また ALC パネル単体では水平力をほとんど負担しないことを確認した。しかし、それを超える 0.02rad 以上の変形角では、ロッキング回転により ALC パネル角部の接触が生じる角部や取付金物周りで損傷が生じ、パネル 1 枚あたり最大 2kN 程度の水平力が生じた。また、ALC パネル外装材の開口部では 0.01rad の層間変形角から損傷が生じるとともに、開口補強材をフレームモデルとして考えたときの水平剛性に応じた水平力が生じた。更に

0.04rad の変形角で開口補強材の溶接部が破断するが、0.15rad まで ALC パネル全体の脱落には至らなかった。

実大震動台実験における外装材の損傷は、最大層間変形角 0.02rad 近くに達する加振まで、角部の軽微なものを除き見られない。1 層が層崩壊した 100%加振では、ALC パネルを取り付ける金物の溶接部や ALC パネル内部の O ナットの破断により、ALC パネルが脱落したり宙吊り状態となった。

加振中の変位計測からは、0.02rad 以下の層間変形角において、ALC パネルの面外・面内回転はともに層間変形によく追従性しており、縦壁ロックンク構法の変形追従性能が非常に高いことが示された。また、構造体の崩壊に伴う ALC パネルの破壊過程では、ALC パネルの回転角が面内・面外とも 0.05rad を超えると、層間変形に追従できなくなる可能性が高いことが分かった。このことから、地震時の層間変形により ALC パネル外装材が脱落しないようにするには、終局状態での構造体の層間変形角を 0.05rad 以下に抑えることが重要であることが示された。このときの ALC パネルの破壊過程では、面内回転に加え面外回転と柱の軸方向変形の影響で ALC パネル取付部の破壊が早期に始まった。これらの破壊モードは、面内方向荷重のみの要素実験では見られず、一方向荷重では ALC パネル外壁の終局挙動を必ずしも再現できないことが明らかになった。

震動台実験における内装材の耐震性能評価

実大震動台実験における内装材の間仕切り壁、鋼製扉、内壁、天井に着目し、内装材を設置した階の最大層間変形角 0.019rad までの挙動について分析を行った。

内装材の納まりには耐震性に配慮して地震時の層間変形に追従するクリアランスを確保した耐震仕様と、クリアランスのない標準仕様の 2 種類を用意し、その損傷状況を比較した。0.005rad の層間変形角に対し、標準仕様では扉枠や窓枠周辺でボードに亀裂が生じるなどの「小破壊」が生じるが、耐震仕様では無損傷にとどまった。層間変形角が 0.005rad を超えると、耐震仕様でも「小破壊」が生じ始めるが、0.019rad の層間変形角まで、ビスが緩んでガタつきが見られるような「中破壊」に至ることはなかった。一方の標準仕様では、0.01rad を超える層間変形角になると、損傷は「中破壊」まで進行するが、ボードが脱落するような「大破壊」は少なくとも 0.019rad の層間変形角まで生じることはなかった。

加振中の間仕切り壁の変形を計測した結果、その建物の層間変形に対する追従機構は、壁の形状や部位・納まりにより異なることが分かった。幅よりも高さが大きい間仕切り壁ではロックンク変形が卓越し、上下階床スラブとのスライドが生じないのに対し、高さよりも幅が大きい間仕切り壁の中央部では、上下階床スラブとのスライドが卓越し、ロックンク変形は生じない。また、高さよりも幅が大きい間仕切り壁の端部では、ロックンクと

スライドのいずれもが生じ、その比率は直交壁との納まりや変形の大きさ・方向により異なる。間仕切り壁の端部における壁上下端のスライド変形は、直交壁との間にクリアランスを設けた耐震仕様がクリアランスのない標準仕様に比べ大きくなり、壁のロッキング回転が抑制される。しかし、層間変形量が 10mm を超える 0.003rad 以上の変形では耐震仕様でもロッキング回転が増加する傾向があり、面内回転を抑制して間仕切り壁を無損傷とするには、目標性能に応じた適切なクリアランスをとる必要があることが分かった。

間仕切り壁に設けた標準仕様の扉枠は上下を床スラブに固定されるため、間仕切り壁との間に変形差が生じ、扉枠周囲の石膏ボードに 0.005rad の層間変形角から軽微な損傷が生じる。しかし、扉枠の変形は層間変形速度が小さくなるとせん断変形が停滞するため、せん断変形角が 0.009rad 以上に進行することなく、扉が開閉不能になることはなかった。

本試験体では、間仕切り壁によって水平移動を拘束した標準仕様の天井と、天井ふところ内のブレースにより水平移動を固定した耐震天井を用意した。いずれの天井も加振中に大きな変形・加速度が生じることはなく、地震による損傷は観察されなかった。天井面積 30m² 程度までの本試験体規模の天井では、標準仕様・耐震仕様ともその耐震性に問題はないことが分かった。

軽量鉄骨下地間仕切壁とそれに囲まれた鋼製下地天井の耐震性能

実大震動台実験では明らかにできない、建物崩壊時の終局状態での内装材の破壊挙動を明らかにし、同時に内装材単独の力学的挙動を把握するため、これら内装材を単独で試験体とする振動台実験を行った。

単独間仕切壁に対する既往の研究では、壁の上下端がスライドすることにより、層間変形に追従する傾向があることが示されてきたが、本実験では直交壁やドアが取り付くことにより、むしろロッキング変形が主体となって変形に追従することが確認された。これは、直交壁によるスライド変形の拘束と、試験体の壁高さに比べその幅が狭いためロッキング変形に対する抵抗力が小さくなったことが原因である。また、間仕切壁の損傷はその面内方向の変形が支配的であり、面外変形を含めた直交二方向同時加振による影響は見られない。面内変形による損傷は 1/100 層間変形角から生じ始め、1/66 の間変形角で補修を必要とするレベルに達し、1/35 層間変形角以上で壁としての機能が保持できなくなるに至った。

この振動台実験における間仕切壁耐力の履歴曲線は、スリップ型の挙動を示した。耐力増加が始まる変形角は変形レベルの増加とともに大きくなると同時に、最大耐力は減少する。これは、間仕切壁に生じた損傷が不可逆的であり、履歴曲線状で一度劣化した耐力と剛性が回復することがないことを示している。即ち、剛性と減衰はそれが経験した変形レ

ベルに依存し、一度大きな変形を経験すると、それ以降の剛性と減衰は大きく減少することになる。

この実験結果を一般的な事務所ビルに適用すると、間仕切壁に損傷が生じる際の剛性と耐力は、構造体に対して剛性で 10%、耐力で 14%程度の割合を占める。同様に間仕切り壁が吸収するエネルギーから求めた等価減衰定数は、建物全体に対して 1.2~2.4%に相当する。これらの値は、精緻な構造解析を行う上では無視できないオーダーであり、その場合は間仕切り壁の配置に応じた適切な値を設定する必要がある。

この実験により、矩形の在来工法を用いた天井は躯体の層間変形に対する追従性は極めてよく、1/28 層間変形角まで損傷は生じないことが分かった。これは天井自身の重量が軽く面内剛性も高いためであり、耐震性能は極めて高いと言える。ただし、照明等の設備機器が取り付けられた場合や天井面が異型の場合などは、この限りではない。一方の耐震性に配慮した天井は、目標性能に応じたクリアランス確保が性能発揮の必要条件となる。想定するクリアランスを超える変形が発生した場合は、衝突による大きな加速度とともにブレース構面への応力集中が生じ、その近傍で破壊に至る可能性が高い。

非構造部材が建物の全体挙動に及ぼす影響

震動台実験における建物せん断力と骨組せん断力の差から求められる非構造部材の負担せん断力をもとに、その力学特性を分析し、それが建物全体に及ぼす影響について検討した。

ALC パネル外装材は開口補強材や目地のシーリング材による弾性剛性を有し、その剛性は層が経験した最大変形に応じて低下する。また、ALC パネル外装材の耐力は層間変形角が 0.01rad を超えると頭打ちとなり、面内とともに面外変形を受けると面外方向の耐力が増加し、面外とともに面内変形を受けると面外方向の耐力が増加する。

扉付き間仕切り壁は剛性を有するが、その剛性は同一長さの ALC パネル外装材に比べて小さい。間仕切り壁の耐力は変形時の局所破壊に伴い、それまでに経験のない変形領域において増加するスリップ型の挙動を示す。

非構造部材はその力学特性として構造材の 10~20%程度の水平剛性と耐力を建物に付与している。このことにより建物は地震時の変形が減少し、保有耐力も上昇するので建物の耐震性能は向上するが、その効果は上層階で大きく下層階では小さくなるので、低層階の相対的な耐力低下をもたらすことがある。一方で非構造部材は中小地震時には構造体に匹敵するエネルギーを吸収し、大地震時にも建物全体の 30%のエネルギーを吸収する。これは建物全体に対する等価粘性減衰定数で表すと、1~5%に相当し、耐震性能余力として考慮に値する要素であることが分かる。

非構造部材の耐力履歴は、弾性剛性はその層が経験した最大変形角に依存して、かつ一定の降伏耐力を持つ弾塑性要素と、等価減衰定数が振幅に比例して増加する粘性要素、間仕切り壁による摩擦要素とスリップ要素を組み合わせることで、概ね表現できる。この力学モデルは、床面積に対する壁長さを使って一般化すれば、一般の鉄骨造建物にも拡張可能となる。

謝辞

筆者は2005年から2007まで、防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターにて、研究員としてE-ディフェンスを活用した耐震実験研究に従事するとともに、2006年より京都大学大学院工学研究科博士後期課程の学生として研究活動を行ってきました。本論文は、多数の方々の御支援、御指導のもと、この間に行った研究の成果をまとめたものです。

中島正愛先生（京都大学防災研究所教授 兼 兵庫耐震工学研究センター長）には、大学での御指導のみならず、防災科学技術研究所研究員としての実務においても多大なる御支援を頂きました。本格的な鋼構造の研究から遠ざかっていた筆者に、改めて研究の素晴らしさ、楽しさを教えて頂いたことに、心より感謝の意を表します。今後も鋼構造に関わる一研究者として、社会に貢献できるよう努力していきたいと思います。

吹田啓一郎先生（京都大学大学院工学研究科准教授）には、E-ディフェンスでの震動台実験を通して御指導頂くとともに、論文審査においても貴重なご意見をいただきました。また、金子佳生先生（京都大学大学院工学研究科教授）には、本論文をまとめるにあたり貴重なご意見を賜りました。ここに深く感謝いたします。

E-ディフェンスでの震動台実験は、完全崩壊実験WGの笠井和彦先生（東京工業大学教授）、多田元英先生（大阪大学教授）、山田哲先生（東京工業大学准教授）、大崎純先生（京都大学准教授）、佐藤栄児氏（防災科学技術研究所）、田代靖彦氏（日建設計）、新居努氏（大林組）、島野幸弘氏（竹中工務店）及びその研究室の方々の御指導・御協力を得て行いました。ここに深く感謝の意を表します。

震動台実験の遂行には、兵庫耐震工学研究センターの梶原浩一氏をはじめとする職員の方々、試験体の施工を担当して頂いた株式会社高階の道清勝也氏、山本幸弘氏、試験体鉄骨の製作を担当して頂いた竹島鉄工建設の竹島徹氏、震動台の操作、試験体の計測を担当して頂いた震動実験総合エンジニアリングの一ノ尾博幸氏、松本昌禎氏、ほか多くの方々の御支援を頂きました。ここに厚く御礼申し上げます。

第4章で行ったALCパネルの要素実験では松宮智央先生（現近畿大学助教）の御助言を頂きました。また、第6章の天井・間仕切り壁の振動台実験では、潘鵬先生（Assistant professor, Tsinghua University）、Jason. P. McCormick先生（Assistant professor, Michigan University）、株式会社オクジューの高岡昌史氏に多大なご協力を頂きました。ここに、深く感謝致します。

最後に、日高桃子先生をはじめとする中島・日高研究室の方々には、研究および実験の遂行に対してご協力いただくとともに、大変お世話になりました。皆様方のご協力に深く感謝いたします。