

スリット入り鋼板耐震壁における
パネル型面外補剛法の検証と補剛設計式の導出

2012 年

伊藤 麻衣

目次

第1章 序	1
1.1 研究の背景	1
1.2 本研究に関する既往の研究	2
1.2.1 エネルギー吸収機構の分類と既往の研究	2
1.2.2 曲げ降伏型履歴減衰機構に関する既往の研究	3
1.2.3 座屈補剛設計式に関する既往の研究	4
1.3 研究の目的	4
1.4 本論文の構成	4
参考文献	5
発表論文リスト	8
第2章 パネルで面外補剛したスリット入り鋼板耐震壁の基本特性	11
2.1 はじめに	11
2.2 スリット入り鋼板の特長	11
2.3 スリット入り鋼板の耐力設計式と剛性設計式	12
2.3.1 既往の耐力設計式と剛性設計式	12
2.3.2 せん断力の影響を考慮した修正耐力設計式の導出	13
2.4 木パネルによる面外補剛	15
2.5 適用箇所と設置方法	17
2.6 まとめ	17
参考文献	18
第3章 耐震壁の要素実験	19
3.1 はじめに	19
3.2 スリットの効果と木パネル厚の影響を検証する正方形小型要素実験	20
3.2.1 実験計画	20
3.2.2 実験結果	23
3.2.3 正方形小型要素実験のまとめ	27
3.3 補剛材質とボルト、 載荷履歴の影響を検討する長方形小型要素実験	29
3.3.1 実験計画	29
3.3.2 実験結果	33
3.3.3 長方形小型要素実験のまとめ	47
3.4 実大要素実験	49
3.4.1 実験計画	49

3.4.2 実験結果	52
3.4.3 実大要素実験のまとめ	55
3.5 要素実験のまとめ	55
参考文献	56
第4章 耐震壁を間柱として組み込んだ3層建物のオンライン応答実験	59
4.1 はじめに	59
4.2 汎用オンライン応答実験システムの概要	59
4.2.1 背景	59
4.2.2 基本システム	60
4.2.3 システムの特徴	61
4.2.4 開発システムの長所	63
4.3 3層鋼構造骨組に対するオンライン応答実験	64
4.3.1 プロトタイプ建物の設計	64
4.3.2 構造実験用試験体	67
4.3.3. オンライン応答実験のためのモデル化	70
4.3.4 載荷計画	71
4.3.5 計測計画	71
4.3.6 オンライン応答実験結果	72
4.3.7 単調漸増載荷実験結果	77
4.4 サブストラクチャ法適用に関わる問題点	79
4.5 まとめ	80
参考文献	81
第5章 有限要素解析	83
5.1 はじめに	83
5.2 解析モデルと基本解析条件	83
5.3 解析条件の検討	85
5.3.1 基本解析と実験の履歴特性の比較	85
5.3.2 鋼板と補剛材間の摩擦の影響	86
5.3.3 鋼板上端のたわみの影響	87
5.3.4 鋼板スリット端の亀裂の再現	88
5.4 解析と実験との比較検討	89
5.5 まとめ	93
参考文献	93

第6章 スリット入り鋼板のパネル補剛設計式	95
6.1 はじめに	95
6.2 耐力・座屈設計式	95
6.2.1 耐力設計式	95
6.2.2 横座屈荷重設計式	97
6.3 補剛設計式	102
6.3.1 補剛の判定基準	102
6.3.2 補剛設計式の導出手順	103
6.3.3 補剛設計式その1（鋼板厚およびアスペクト比の影響）	104
6.3.4 補剛設計式その2（鋼板寸法の影響およびボルトの効果）	109
6.3.5 設計補剛厚の導出手順	113
6.3.6 k_1, k_2 の物理的意味	115
6.3.7 補剛設計式と実験における補剛厚・ボルト本数の比較検討	116
6.4 まとめ	117
参考文献	118
第7章 結論	119
謝辞	123

1 章 序

1.1 研究の背景

1995年の兵庫県南部地震^{1.1)}では、人命保護はなされたものの、地震後に補修を余儀なくされた建物も多く、甚大な経済的損失を引き起こした。このような地震被害を教訓に、建物には、財産・機能保持、地震後の補修の容易さといった性能が要求されるようになった。これまで建設されてきた高層建物は、柱・梁から構成される主架構には鉛直荷重の支持のみを期待し、地震動に対してはエネルギー吸収を行う機構を付与することで上記の要求性能を満たすものが多い。またエネルギー吸収機構やそれを組み込んだ建物の構造設計に一般的に供しうる設計指針^{1.2)}の準備が図られるなど、今後、高層建物に限らず、中小規模建物への適用が促進される可能性が高い。ただこれら一般的な建物への利用を考えると、高層建物等とは異なって、普段からなじみのある材料の利用や、製作や施工の手軽さが、普及への鍵になる。

エネルギー吸収機構は、図 1-1 に示すように、取付形式により、ブレースタイプ、壁タイプ、間柱タイプに分類される^{1.3)}。中低層建物は高層建物に比べて開口部設置など建築計画上の制約を受けやすく、梁スパン全体にわたって設置するブレースタイプや壁タイプのエネルギー吸収機構が設置しにくい。一方、間柱タイプは、梁間スパンの一部分に設置するため、設置自由度が高く、例えば集合住宅のような開口の多い建物へも適用することができる。

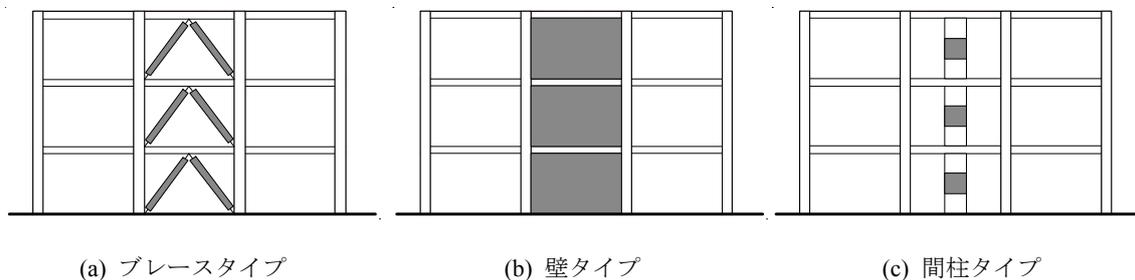


図 1-1 エネルギー吸収機構の取付形式による分類

集合住宅は一般的に、桁行き構面には窓やドアなど大きな開口が存在し、その間を幅 1～2m の RC 方たて壁が埋めている。このような方たて壁部分にエネルギー吸収機構を適用することを想定する。過去の地震被害調査^{1.4)}より、方たて壁において、腰壁に隣接する部分の損傷は軽微であったが、窓開口に隣接する上部はせん断変形が大きく、損傷が集中的に生じていた(図 1-2)。そこで、腰壁部を剛域とし、その上部にエネルギー吸収機構を設置する構造を考える。

本研究では、中低層建物の方たて壁部分に設置する間柱タイプのエネルギー吸収機構として、木パネルで面外補剛したスリット入り鋼板耐震壁を採用する(図 1-3)。本機構は、

1~5mm 程度の薄い普通鋼のスリット入り鋼板と合板 2 枚で構成されるため、機構全体が薄く、軽量であるという長所をもつ。また、周りの骨組にはアングルなどの接合要素を介して高力ボルトで接合するため、耐震改修で用いる際には、クレーンなどの機械を用いず人力で運ぶことができ、また、地震後の補修や交換が容易である。



(a) 2005 年福岡県西方沖地震

(b) 2011 年東北地方太平洋沖地震

図 1-2 方たて壁の被害例

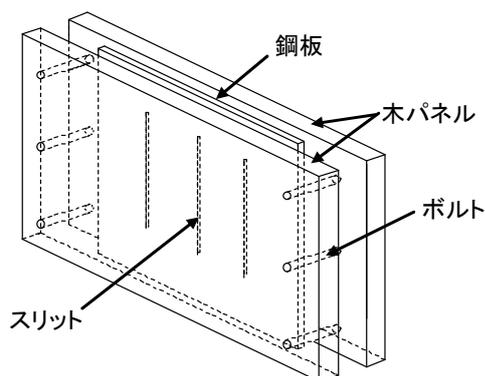


図 1-3 スリット入り鋼板

1.2 本研究に関する既往の研究

1.2.1 エネルギー吸収機構の分類と既往の研究

エネルギー吸収機構の中で最も多用される履歴減衰型機構は、降伏形式により、せん断降伏型、軸降伏型、および曲げ降伏型に分類される^{1.3)}。せん断降伏型は、フレームの層間変形に対しパネル部をせん断降伏させてエネルギー消費を行うものである。パネル部には低降伏点鋼や極低降伏点鋼を使用していることが多く、例として、せん断パネル、制振壁などがある。現在まで、数多くの実験研究^{1.5)-1.11)}が行われ、実用化も進んでいる。しかし、安定した復元力特性を得るためには、せん断座屈を防止する必要がある、外周リブおよび壁全体に格子状リブを溶接するなど施工性の面で課題がある。軸降伏型は、フレームの層

間変形に対し芯となる軸鋼材を早期に軸降伏させてエネルギー消費を行うものであり、例として、座屈拘束ブレースがある^{1.12)}。構造性能は高いが、設計や施工に高度な技術を必要とし、使用材料が特殊な場合が多く、経済性に難がある場合も少なくない。また、既存建物への耐震改修を考えた場合、一般的に、耐力の大きいブレースを用いると、周りの骨組が先に降伏してしまうおそれがある。曲げ降伏型は、鋼板にスリットを設け、スリット間のリブ材の端部を曲げ降伏させてエネルギー消費させるもので、例として、ハニカムダンパー、鋼板スリットパネルがある。本研究では、方たて壁部分の間柱タイプのエネルギー吸収機構として、日高、松井らにより研究されてきた、曲げ降伏型の一つである普通鋼を用いたスリット入り鋼板耐震壁^{1.13)~1.15)}を対象とする。この耐震壁は、加工性や施工性、経済性の点で有利であるため、せん断降伏型および軸降伏型の弱点を改善することができる。

1.2.2 曲げ降伏型履歴減衰型機構に関する既往の研究

曲げ降伏型履歴減衰機構としては、1989年に福元・小堀らによりハニカム開口を有する鋼板ダンパー^{1.16)}が提案され、その後、杉山・馬場らにより、1996年に普通鋼を用いたスリットダンパー^{1.17)}が、1997年には低降伏点鋼(SLY100)を用いたスリットダンパー^{1.18)}が提案されて、その基本性能が実験検証されている。どのダンパーも、鋼板に座屈を生じさせないため、鋼板厚を大きくして開口で挟まれた鋼板部分(柱状部)の幅厚比を1未満とし、柱状部のアスペクト比が8程度と大きくなるように設計されている。また、2010年にはJacobsenらにより、ダンパーとしての機能だけでなく、鋼板に塗料を付与し、複数のスリット幅をもつスリットを混在させる配置とすることで、地震後の損傷を判定する機能を併せもったスリット入り鋼板が研究開発されている^{1.19,20)}。このダンパーは、鋼板柱状部の幅厚比が9程度であり、付加機能を設けるかわりに面外変形をある程度許容する設計方針をとっている。

スリット入り鋼板の座屈を抑制し消費エネルギーを増大させる方法として、前記のように鋼板自体を座屈しにくくする方法と鋼板に面外補剛材を付与する方法が考えられる。本研究で対象とする鋼板耐震壁は、薄い鋼板を木で面外補剛する方法を用いる。この場合、機構全体の重量が小さくなって施工性が良くなり、特に簡易な耐震改修に適する。既往の研究例としては、スチフナやアンボンドのモルタルパネルで面外補剛したスリット入り鋼板がある。鋼板の左右端にスチフナをつけた補剛では、鋼板中央部での面外変形が大きくなり、十分なエネルギー消費が得られず、また、壁板全面に渡って面外変形を抑制するモルタルによる補剛では、エネルギー消費能力は大幅に向上したがスリット端からの亀裂が大きな問題となった^{1.21)}。そこで、本研究では、これらの問題を解決し、より軽量で加工性のよい面外補剛材を指向し、木パネル(構造用合板)を採用する。詳細は2.4節で示す。しかし、これまで、木パネルの面外補剛材としての有効性は検討されていない。

1.2.3 座屈補剛設計式に関する既往の研究

圧縮材の中間点での補剛が、座屈補剛設計式の基本であり、材の最大強度と補剛剛性は、座屈たわみ角法を用いた弾性解析により求められる。元たわみや偏心等の不完全さを有する材においても検討されており、圧縮力の2%が補剛力として一般的に採用されている^{1.22)}。

ブレース材の座屈補剛としては、ブレース材の周囲を鋼管で覆う方法や、鉄筋コンクリート壁に内蔵する方法がある。前者は、座屈拘束ブレースであり、軸力を負担する芯鋼材の周囲に座屈拘束材を設けて全体座屈を防止した部材である^{1.23)}。芯鋼材と拘束材の間には剛性の低い一定厚の離間材（アンボンド材）が設けられるか、一定のクリアランスが設けられている。設計においては、全体座屈の防止、適切なクリアランスの確保、高い軸力下での高次座屈（局部座屈）の防止^{1.24)}に留意する必要がある。後者は、若林らによって提案された耐震要素^{1.25)}であり、井上らは、全体座屈を防止するための補剛材の設計条件について検討している。有限要素解析により、補剛材となる鉄筋コンクリート壁を、たわみが一致する一様断面の線材にモデル化し、壁の有効幅を平鋼幅の5倍と仮定して、初期たわみを変数とした補剛材の必要剛性と必要強度の関係を導いている^{1.26)}。

板要素の座屈補剛では、種々の荷重状態とリブ補剛による補剛剛性^{1.27)}、また、有孔板においては、有限要素解析により、スチフナ補強の補剛材の高さまたは幅と座屈係数の関係が求められている^{1.22)}。しかし、本研究のように板要素を板で面外補剛する場合の補剛条件はこれまで研究されていない。

1.3 研究の目的

本研究において面外補剛材として採用する木パネルは、軽量で加工性は良いが、繊維方向と垂直な面外方向の剛性が小さくめり込みに対して弱いため、他の材料と比べ、期待する面外補剛性能が得られないことが懸念される。また、木パネルは、層内のせん断破断が生じやすいため、被補剛材から大きな力を受ける大変形時まで安定した挙動が得られない可能性もある。そこで、木パネルの面外補剛材としての有効性、さらに、両面の木パネルの面外変形を抑圧するために一定間隔に取り付ける補剛用ボルトの影響、鋼板と補剛材の摩擦の影響を検討する。また、単体の実験だけでなく、本機構を建物に組み込んだ場合の効果と単体の挙動との違いについても調査する。最後に、本機構の実用化に向けて、鋼板の座屈を抑制するために必要な補剛厚とボルト補剛区間を評価する設計式を導出する。

1.4 本論文の構成

本論は7章から構成されている。序である本章とまとめの7章を除く第2章から第6章の概要は下記の通りである。

第2章では、スリット入り鋼板耐震壁の特長、既往の耐力・剛性設計式を紹介し、せん断力の影響を考慮した修正耐力設計式を示す。また、木パネルを用いた面外補剛法の意義、本耐震壁の対象建物と適用箇所、設置方法について記述する。

第3章では、実物の約1/3スケールの単体の耐震壁試験体に対して行った一連の正負交番漸増繰返載荷実験の計画と結果、およびその考察について述べる。スリットの有無、補剛厚、補剛材質、ボルト本数や初期トルク値、載荷履歴を変数とし、耐震壁のエネルギー消費能力とこれら変数の関係に対する基礎データを獲得することを目的とする。その後、実寸規模の2段スリット入り鋼板の要素実験の内容を示し、鋼パネルによる補剛と木パネルによる補剛の挙動の違いを考察する。

第4章では、木パネルで面外補剛したスリット入り鋼板耐震壁を間柱として組み込んだ3層建物のオンライン応答実験を行い、骨組全体としての挙動と耐震壁のエネルギー消費能力について検討する。また、オンライン応答実験後に、単調漸増載荷実験を実施し、耐震壁の終局状態を観察する。

第5章では、ABAQUSを用いた有限要素解析のモデル化と解析条件の概要を示し、3章の要素実験に用いた試験体を模擬したモデルに対する数値解析結果と実験結果の照合から、解析条件や解析モデルの妥当性を検証する。

第6章では、5章で示した有限要素解析を用い、スリット入り鋼板の面外変形を抑制し十分なエネルギー消費能力を得るために必要な補剛厚とボルト補剛区間に対する実用的な設計式を導出する。

参考文献

- 1.1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編3, 1997.11.
- 1.2) 笠井和彦：鋼構造制振設計指針の考え方, 構造部門 PD, 日本建築学会大会（東京）, 2006.9.
- 1.3) 日本建築構造技術者協会：応答制御構造設計法, 2000.12.
- 1.4) 日本建築学会：2005年福岡県西方沖地震災害調査報告, 2005.9.（被災建物の個別詳細調査結果（KTビル）, pp.149-163.
- 1.5) 小林秀雄, 和田肇允, 許斐信三, 土屋博訓, 岩田衛, 中田安洋：低降伏点鋼を用いた高靱性せん断パネルの開発 その1 開発目的と目標性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.473-474, 1995.7.
- 1.6) 田中清, 佐々木康人：極低降伏点鋼を用いた制震パネルダンパーの静的履歴減衰性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第509号, pp.159-166, 1998.7.
- 1.7) 田中清, 佐々木康人, 米山真一郎：鋼種が異なるせん断型パネルダンパーの静的履歴特性に関する実験研究, 日本建築学会構造系論文集, 第520号, pp.117-124, 1999.6.
- 1.8) 中川郷司, 藤澤一善, 鳥井信吾, 清水孝憲, 岩田衛, 飯田仲男：極軟鋼制振壁の開発 その3 1層1スパンの骨組実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.827-828, 1996.7.
- 1.9) 廣田実, 伊藤茂樹, 加村久哉, 岡本晴仁, 形山忠輝, 高橋賢司, 金子洋文：極低降伏点鋼を用いたH形鋼の横連結型制震壁に関する研究 その1 単体制震壁の性能試験,

- 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.721-722, 1997.9.
- 1.10) 形山忠輝, 伊藤茂樹, 加村久哉, 中村信行, 廣田実, 高橋賢司, 金子洋文: 極低降伏点鋼を用いたH形鋼の横連結型制震壁に関する研究 その2 単体制震壁の性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.723-724, 1997.9.
- 1.11) Berman, J. and Bruneau, M.: Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 129(11), pp.1448-1456, 2003. 11.
- 1.12) 藤本盛久, 和田章, 佐伯英一郎, 渡辺厚, 人見泰義: 鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究, 構造工学論文集, Vol.34B, pp.41-49, 1988.3.
- 1.13) 日高桃子, 松井千秋, 今村輝武, 畑戸龍夫: スリット入り鋼板耐震壁の弾塑性性状について, 日本建築学会構造系論文集, 第 519 号, pp.111-117, 1999.5.
- 1.14) 日高桃子, 松井千秋, 津田恵吾, 貞包佳秀, 今村輝武, 畑戸龍夫: スリット入り鋼板耐震壁付鉄骨骨組の弾塑性挙動, 日本建築学会構造系論文集, 第 534 号, pp.153-160, 2000.8.
- 1.15) Toko Hitaka, Chiaki Matsui.: Experimental study on steel shear wall with slits. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 129(5), pp.586-595, 2003. 5.
- 1.16) 福元敏之, 小堀鐸二, 石井孝二, 山田俊一, 前田祥三: ハニカム開口を有する鋼板ダンパに関する研究 その1 静的加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B, 構造 I, pp.643-644, 1989.9.
- 1.17) 杉山聡, 馬場真史, 宮原貴昭: 履歴型鋼製ダンパーの高層建築物への適用その1, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.857-858, 1996.7.
- 1.18) 中村寛之, 小野喜信, 杉山聡, 和田章, 馬場真史, 宮原貴昭: 鋼製スリットダンパーに関する研究 その1 ダンパー部要素実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-2, 構造 II, pp.843-844, 1997.7.
- 1.19) Andres Jacobsen, 岡村拓弥, 中島正愛: Performance of Unequally Slitted Steel Walls Under Large Lateral Drift Demands Part1. Condition Assessments through Strain Pattern Identification, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.1017-1018, 2010.7.
- 1.20) 岡村拓弥, Andres Jacobsen, 中島正愛: Performance of Unequally Slitted Steel Walls Under Large Lateral Drift Demands Part2. Condition Assessments through Link Buckling, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.1019-1020, 2010.7.
- 1.21) 貞包佳秀, 松井千秋, 日高桃子, 柳田幸久: スリット入り鋼板耐震壁の面外補剛法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.945-946, 2000.7.
- 1.22) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, 2009.
- 1.23) 井上一朗: 建築鋼構造の理論と設計, 京都大学学術出版会
- 1.24) 竹内徹, 松井良太, ジェロム・ハジヤー, 西本晃治, イアン・アイケン: 座屈拘束ブレースにおける芯材局部座屈の拘束条件, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 巻,

第 634 号, pp.2231-2238, 2008.12.

- 1.25) 若林實, 中村武, 樫原章雄, 森菌哲郎, 横山浩明: 繰返し水平力を受ける絶縁ブレース内蔵 PC 壁板の弾塑性性状に関する実験的研究 その 1 基礎実験ならびに小型模型実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1041-1042, 1973.10.
- 1.26) 若林實, 中村武, 森野捷輔, 宮井清忠, 宮田一実, 小野徹郎, 横山浩明: 繰返し水平力を受ける絶縁ブレース内蔵 PC 壁板の弾塑性性状に関する実験的研究 その 2 大型模型実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1043-1044, 1973.10.
- 1.27) 井上一朗, 沢泉紳一, 東端泰夫, 井ノ上一博: アンボンド平鋼ブレース内蔵コンクリート壁の座屈補剛設計, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 432 号, pp.41-49, 1992.2.
- 1.28) 加村久哉, 形山忠輝, 伊藤茂樹, 岡本晴仁, 打越瑞昌, 和田章: 座屈補剛方法の違いに着目した極軟鋼制震壁の研究 その 1 FEM 解析によるリブ付鋼板制震壁の座屈補剛に関する検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.795-796, 1998.7.

発表論文リスト

査読論文：

1. 伊藤麻衣, 坪山紀子, 中島正愛：木質パネルで面外補剛されたスリット入り鋼板の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, 第75巻, 第657号, pp.2065-2071, 2010.11
2. 伊藤麻衣, 坪山紀子, 保木和明, 中島正愛：スリット入り鋼板ダンパーに対する等価平板モデルの構築, 鋼構造年次論文報告集, 第18巻, pp.355-360, 2010.11.
3. 伊藤麻衣, 村田庸介, 保木和明, 中島正愛：汎用オンライン応答実験システムの開発と木質パネル補剛鋼板ダンパーを組み込んだ鋼構造骨組に対する地震応答, 構造工学論文集, Vol.56B, pp.411-420, 2011.3.
4. 伊藤麻衣, 坪山紀子, 谷口雄大, 保木和明, 中島正愛：スリット入り鋼板耐震壁におけるパネル型面外補剛法の検証実験, 日本建築学会構造系論文集 (2012年2月 第672号 掲載予定)

会議論文：

1. Toko Hitaka, Mai Ito, Yosuke Murata, Masayoshi Nakashima: Seismic Behavior of Steel Shear Plates Stiffened by Wood Panels, Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA), August 16-19, 2009, Philadelphia, PA, pp.623-628.
2. Mai Ito, Yosuke Murata, Kazuaki Hoki, Masayoshi Nakashima: Online Hybrid Test on Building with Stud-type Damper Made of Slitted Steel Plates Stiffened by Wood Panels, Proceedings of the 12th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering & Construction, HongKong, 2011.1.

口頭発表：

1. 伊藤麻衣, 村田庸介, 董妮娜, 日高桃子, 中島正愛：木パネルで面外補剛した間柱型鋼板ダンパーの開発 その1 鋼板ダンパーの要素実験および有限要素解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2009.6.
2. 董妮娜, 村田庸介, 伊藤麻衣, 日高桃子, 中島正愛：木パネルで面外補剛した間柱型鋼板ダンパーの開発 その2 3層建物オンライン応答実験におけるプロトタイプ建物の設計および実験手法, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2009.6.
3. 村田庸介, 伊藤麻衣, 董妮娜, 日高桃子, 中島正愛：木パネルで面外補剛した間柱型鋼板ダンパーの開発 その3 実験結果, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2009.6.
4. 伊藤麻衣, 村田庸介, 董妮娜, 日高桃子, 中島正愛：木パネルで面外補剛した間柱型鋼板ダンパーの開発 その1 鋼板ダンパーの要素実験および有限要素解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.865-866, 2009.8.

5. 董妮娜, 村田庸介, 伊藤麻衣, 日高桃子, 中島正愛: 木パネルで面外補剛した間柱型鋼板ダンパーの開発 その2 3層建物オンライン応答実験におけるプロトタイプ建物の設計および実験手法, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.867-868, 2009.8.
6. 村田庸介, 伊藤麻衣, 董妮娜, 日高桃子, 中島正愛: 木パネルで面外補剛した間柱型鋼板ダンパーの開発 その3 実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.869-870, 2009.8.
7. 伊藤麻衣, 坪山紀子, 中島正愛: パネル型補剛材を用いたスリット入り鋼板ダンパーの復元力特性 その1 等価平板モデルの構築, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2010.6.
8. 坪山紀子, 伊藤麻衣, 中島正愛: パネル型補剛材を用いたスリット入り鋼板ダンパーの復元力特性 その2 実験結果及び有限要素解析, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2010.6.
9. 中島正愛, 伊藤麻衣, 坪山紀子: パネルで面外補剛したスリット入り鋼板ダンパーの復元力特性 その1 等価平板モデルの構築, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1057-1058, 2010.9.
10. 伊藤麻衣, 坪山紀子, 中島正愛: パネルで面外補剛したスリット入り鋼板ダンパーの復元力特性 その2 等価平板モデルの面外補剛効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1059-1060, 2010.9.
11. 坪山紀子, 伊藤麻衣, 中島正愛: パネルで面外補剛したスリット入り鋼板ダンパーの復元力特性 その3 実験結果及び有限要素解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1061-1062, 2010.9.
12. 伊藤麻衣, 坪山紀子, 谷口雄大, 保木和明, 中島正愛: 木パネルで面外補剛されたスリット入り鋼板耐震壁における補剛効果の検証実験 その1 実験計画と実験結果概要, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2011.6.
13. 谷口雄大, 伊藤麻衣, 坪山紀子, 保木和明, 中島正愛: 木パネルで面外補剛されたスリット入り鋼板耐震壁における補剛効果の検証実験 その2 パネル補剛効果の検証, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2011.6.
14. 坪山紀子, 伊藤麻衣, 谷口雄大, 保木和明, 中島正愛: 木パネルで面外補剛されたスリット入り鋼板耐震壁における補剛効果の検証実験 その3 アクリル補剛試験体の実験結果と摩擦の影響, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 2011.6.
15. 伊藤麻衣, 坪山紀子, 谷口雄大, 保木和明, 中島正愛: スリット入り鋼板耐震壁における木パネル補剛効果の検証実験 その1 実験計画と実験結果概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.903-904, 2011.8.
16. 谷口雄大, 伊藤麻衣, 坪山紀子, 保木和明, 中島正愛: スリット入り鋼板耐震壁における木パネル補剛効果の検証実験 その2 パネル補剛効果の検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.905-906, 2011.8.
17. 坪山紀子, 伊藤麻衣, 谷口雄大, 保木和明, 中島正愛: スリット入り鋼板耐震壁にお

る木パネル補剛効果の検証実験 その3 アクリル補剛試験体の実験結果と摩擦の影響,
日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.907-908, 2011.8.

2章 パネルで面外補剛したスリット入り鋼板耐震壁の基本特性

2.1 はじめに

1章で示したように、本研究では、耐震壁としての利用が期待されるスリット入り鋼板のエネルギー消費能力を向上させるため、軽量で比強度の大きい木パネルで面外補剛する方法を採用する。本章では、スリット入り鋼板の特長、既往の剛性設計式と耐力設計式を紹介し、せん断力の影響を考慮した修正耐力設計式を示す。また、木パネルを用いた面外補剛法の意義、本耐震壁の対象建物と適用箇所、設置方法について説明する。

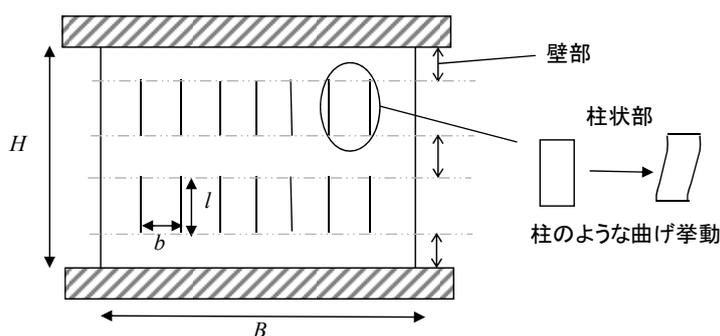


図 2-1 スリット入り鋼板

2.2 スリット入り鋼板の特長

スリット入り鋼板は、図 2-1 に示すように、普通鋼板に複数の縦方向に伸びるスリットを設けたものである。この鋼板の特長を以下に示す。

- 1) 鋼板に多数スリットを設けることにより、水平荷重下において、スリットで挟まれた部分の鋼板（以下、柱状部と称す）がシアリンクのように曲げせん断変形を呈し、大きな変形能力を発揮する。鋼板全体の水平挙動は、各柱の曲げ降伏で決まり、鋼板が座屈しなければ履歴性状は紡錘型で安定したものとなる。
- 2) 鋼板全体の寸法や鋼種は同じでも、鋼板のスリット間隔や長さ、層数を変えることで鋼板の耐力と剛性を容易に調整できる。そのため、耐震改修での利用を考えた場合、既存の建物に見合った寸法で、要求量を満たす耐震壁が柔軟に設計できる。
- 3) スリット入り鋼板は普通鋼をレーザーカットして製作され、梁への取り付けは主に高力ボルト摩擦接合による。このように、ディテールが簡単で設計・製作・加工が容易であり、高度な技術を必要としない。また、本研究では、鉄骨造の既存建物への耐震補強を想定しているが、取り付け方法を工夫すれば、鉄筋コンクリート構造等その他の構造にも取り付けができ、新築建物へも適用可能である。さらに、工場で作成するので品質が安定しており、柱・梁の構造種別にとらわれず、現場での取り付けや地震後の取替えが簡単で、施工性にも優れている。
- 4) 他のエネルギー吸収部材と比べ、非常に軽量で、安価である。耐力が同程度の低降伏点

鋼のせん断パネルと比較し、質量と価格はともに 1/2 程度となることを確認している。
2)の詳細を次節で説明する。

2.3 スリット入り鋼板の耐力設計式と剛性設計式

2.3.1 既往の耐力設計式と剛性設計式^{2.1), 2.2)}

これまでに、このスリット入り鋼板の耐力 Q_{wt} および剛性 K_{wt} の評価式が以下のように提案されている。

$$Q_{wt} = \frac{ntb^2}{2l} \sigma_y \quad (2-1)$$

$$K_{wt} = \frac{1}{\frac{\kappa(H - ml)}{GBt} + \frac{\kappa l}{Gbt} \cdot \frac{m}{n} + \frac{l^3}{Et b^3} \cdot \frac{m}{n}} \quad (2-2)$$

ここで、 E ：ヤング係数、 G ：せん断弾性係数、 κ ：形状係数 (=1.2)、 σ_y ：鋼板の降伏応力、 b ：柱状部の幅、 l ：柱状部の長さ、 B ：鋼板の幅、 t ：鋼板の板厚、 H ：鋼板の高さ、 n ：スリット一段当たりの柱状部の本数、 m ：スリット段数である。

耐震壁の耐力は、柱状部の両材端が全塑性曲げモーメントに達するときの負担水平力の和である。剛性は、水平力を受けたときの柱状部の弾性曲げ変形と、壁部と柱状部の弾性せん断変形を足し合わせたものを耐震壁の水平変位とし、この水平変位で水平力を除したものである。

スリットによる断面欠損率は最大でも 3%程度である^{2.1)}ことから、その影響を無視してもよいとすると、 $nb=B$ となり、これを式(2-1)、(2-2)に代入すると、式(2-3)、(2-4)になる。

$$Q_{wt} = \frac{\sqrt{3}}{2\alpha} \cdot Q_{w0} \quad (2-3)$$

$$K_{wt} = \frac{K_{w0}}{1 + \frac{G}{\kappa E} \cdot \alpha^2 \beta} \quad (2-4)$$

ここで、 Q_{w0} と K_{w0} はスリットが入っていない鋼板の降伏せん断耐力、せん断弾性剛性である。

$$Q_{w0} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot tB \quad (2-5)$$

$$K_{w0} = \frac{GBt}{\kappa H} \quad (2-6)$$

また、式(2-3)、(2-4)の α および β は式(2-7)、(2-8)で定義される値である。

$$\alpha = \frac{l}{b} \quad (2-7)$$

$$\beta = \frac{ml}{H} \quad (2-8)$$

α および β はそれぞれ柱状部の高さとの幅のアスペクト比、耐震壁の高さに占めるスリット長さの割合を示す値であり、耐震壁の外形寸法や材料特性が決定されていても、スリットの配置を変えることで強度と剛性を調整することができる。

2.3.2 セン断力の影響を考慮した修正耐力設計式の導出

式(2-1)の耐力式は、柱状部に曲げモーメントのみが作用したときの全塑性モーメントを用いて求められるが、実際には、せん断力の影響を受けており、全塑性モーメントの値はそれよりも小さい^{2,3)}。そこで、曲げモーメントとせん断力が同時に作用した場合の耐力を検討する。

柱状部の半分を取り出して考える。図 2-2 に示したように座標軸をとり、材軸方向の垂直応力度を σ 、材軸に直交する断面のせん断応力度を τ とし、その他の応力成分は、すべて 0 とする。垂直応力度とせん断応力度の組み合わせが降伏条件を満足するとき、その応力度分布と釣り合う荷重は、真の崩壊荷重の下界となる。

降伏条件としては、ミーゼスの条件を採用する。

$$\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2 \leq \sigma_y^2 \quad (2-9)$$

また、材軸および横方向の釣合条件式は、それぞれ次式となる。

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = 0 \quad (2-10)$$

$$\frac{\partial \tau}{\partial x} = 0 \quad (2-11)$$

この釣合条件式とミーゼスの降伏条件および荷重条件を満足する応力分布として、次式が誘導できる。

$$\sigma = \sigma_y \cdot \cos \left(\frac{\sqrt{3} \cdot d}{2 \cdot a} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot y}{d} \right) \right) \cdot \left(1 - \frac{x}{a} \right) \quad (2-12)$$

$$\tau = -\frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot \sin \left(\frac{\sqrt{3} \cdot d}{2 \cdot a} \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot y}{d} \right) \right) \quad (2-13)$$

ここで、 a は片持梁の長さ、 d は長方形断面のせいである。

式(2-12)、(2-13)は、 $\sqrt{3} \cdot d / (2 \cdot a) \leq \pi / 2$ の場合に成立し、 $x=0$ では、図 2-3(a)に示すような応力分布となる。一方、 $\sqrt{3} \cdot d / (2 \cdot a) > \pi / 2$ の場合には、図 2-3(b)に示すように、断面の上下縁に近い部分では式(2-12)、(2-13)の応力分布を仮定し、中央部分については、 $\sigma=0$ 、 $\tau=\tau_y$ の分布を仮定する。この両者の応力分布と釣り合うせん断力 Q を求めると、次式となる。

$\sqrt{3} \cdot d / (2 \cdot a) \leq \pi / 2$ の場合

$$Q = \frac{2}{3} \cdot \sigma_y \cdot a \cdot \left(1 - \cos \frac{\sqrt{3} \cdot d}{2 \cdot a} \right) \quad (2-14)$$

$\sqrt{3} \cdot d / (2 \cdot a) > \pi / 2$ の場合

$$Q = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot d \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot a}{\sqrt{3} \cdot d} \left(\frac{\pi}{2} - 1 \right) \right) \quad (2-15)$$

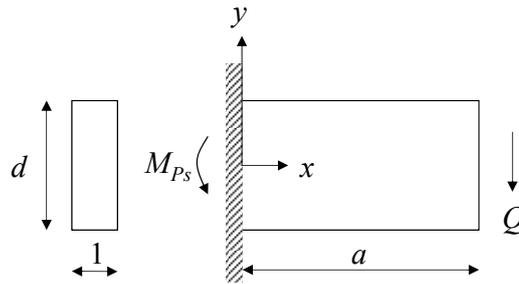


図 2-2 長方形断面片持梁（柱状部の半分）

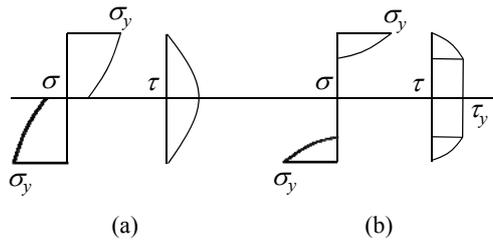


図 2-3 長方形断面の応力分布

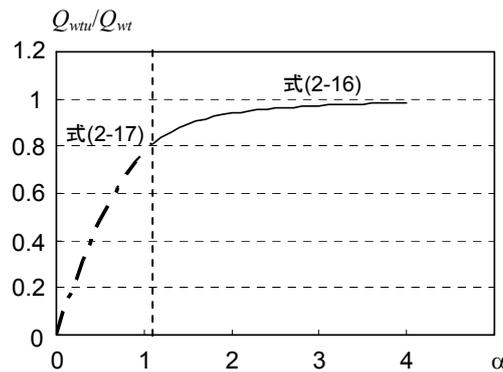


図 2-4 セン断力の影響を考慮した場合としない場合の設計耐力の比

スリット入り鋼板に適用すると、
 $\alpha \geq 2\sqrt{3} / \pi$ の場合

$$Q_{wtu} = \frac{\sigma_y}{3} \cdot l \cdot \left(1 - \cos \frac{\sqrt{3} \cdot b}{l}\right) \cdot n \cdot t = Q_{wt} \cdot \frac{2}{3} \alpha^2 \left\{1 - \cos \left(\frac{\sqrt{3}}{\alpha}\right)\right\} \quad (2-16)$$

$\alpha < 2\sqrt{3}/\pi$ の場合

$$Q_{wtu} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot b \cdot \left\{1 - \frac{l}{\sqrt{3}b} \left(\frac{\pi}{2} - 1\right)\right\} \cdot n \cdot t = Q_{wt} \cdot \frac{2}{\sqrt{3}} \alpha \left\{1 - \frac{(\pi/2 - 1) \cdot \alpha}{\sqrt{3}}\right\} \quad (2-17)$$

式(2-14), (2-15)の Q_{wtu} を (Q_{wtu}/Q_{wt}) と柱状部のアスペクト比 α の関係で図示すると、図 2-4 となる。 α が 2 の場合、せん断力を考慮することで約 6% 小さい値となり、 α が小さいほどその差は大きい。 α が大きくなるにつれ、せん断力の影響が小さくなって Q_{wt} に漸近する。

本耐震壁は、耐震改修用の構造部材としての利用をめざし軽量化を図るため、鋼板厚の薄いスリット入り鋼板を用いる。そのため、耐力をできるだけ上げることとし、アスペクト比 α は 2~4 程度の小さい値を採用する。鋼板の幅 B を 360mm、鋼板厚 t を 2.3mm、鋼板の降伏応力 σ_y を 295N/mm² とした場合の鋼板の設計耐力 Q_{wtu} を図 2-5 に示す。 α が 2~4 の範囲でも、設計耐力を 2 倍程度変化させることができる。

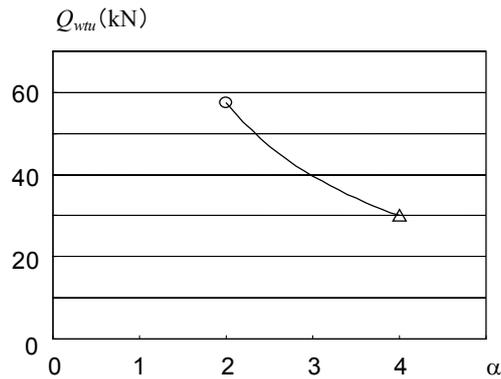


図 2-5 柱状部のアスペクト比と設計耐力の関係

2.4 木パネルによる面外補剛

スリット入り鋼板に面外変形が生じないと仮定すると、前節で示した耐力設計式(2-16), (2-17)から求められる耐力が得られる。しかし、本耐震壁は、できるだけ薄い鋼板を用いるため、幅厚比 b/t が大きくなり、壁面全体にせん断座屈波形に似た面外変形が生じて耐力が減少する傾向がある^{2.4)-2.6)}。また、アスペクト比が小さい柱状部を持つスリット入り鋼板では、ねじれ座屈荷重が小さく、全塑性曲げ耐力を発揮する前に横ねじれ座屈が生じることになる^{2.2)}。この面外変形量が過大になると、耐力低下や座屈箇所での低サイクル疲労破壊が発生し、十分なエネルギー吸収性能を得ることができない。そのため、スリット入り鋼板に何らかの面外補剛を行い、鋼板の面外座屈の発生時期および座屈量を制御する必要がある。

鋼板耐震壁の面外補剛方法として、局部座屈を抑制するために縦横に多くのスチフナを溶接することにより鋼板のせん断抵抗力を発揮させる方法が多く採用されている^{2.7)}。しかし、スリット入り鋼板の柱状部の曲げ変形能力を最大限利用するためには、各柱状部を横断するようにスチフナを設けることができず、これまでは、鋼板の左右端部にのみスチフナを溶接する方法が検討されていた^{2.1), 2.8)}。この方法では、スチフナ部にはほとんど面外変形が生じないが、各柱状部の端部で大きな面外変形が生じるために耐力向上があまり期待できない。また、スチフナにより、機構の厚さは柱幅と変わらないほどに大きくなる欠点がある。

本研究では、スリット入り鋼板を 2 枚のパネルで挟み込む面外補剛方式を採用する。スチフナが取り付く部分だけで鋼板の面外変形を抑えるのではなく、鋼板全体の面外変形をパネルで補剛することから、スチフナを用いる場合に比べて機構全体を薄くできる。

また、パネル型面外補剛材として構造用合板（以下、木パネルと称す）を適用する。パネルの曲げ剛性は厚さ (t) の 3 乗 (t^3) とヤング係数 (E) に、一方、単位面積あたりのパネル質量はその材料密度 (ρ) と厚さ (t) に比例することから、所定の曲げ剛性をもつ面外補剛パネルの質量は $\rho/E^{1/3}$ に比例して変動する。 E と ρ が木の約 60 倍と 30 倍の鋼^{2.9), 2.10)}を用いる場合と比べれば、木を使えば約 1/8 の重量で、また E と ρ が木の約 6 倍と 9 倍のモルタル^{2.9), 2.10)}の場合と比較しても、木であれば約 1/5 の重量で所定の剛性を確保できる。耐震改修での利用を考えた際に、クレーンなどの機械を用いず人力で運ぶことができるほど軽量の機構をめざす。また、さまざまな木の種類の中でも、スリット入り鋼板の補剛材として、構造用合板を採用する。構造用合板は、奇数枚の薄い板（単板）を繊維方向が 1 枚ずつ直交するように接着剤で貼り合わせた板であり、長所としては、1. 製材の板と違って割れにくい、2. 強度の異方性が小さい、3. 他のボード類と比べて強い、4. 他のボード類と比べて含水率の変化による収縮膨張が少ない、5. 他のボード類と比べて耐水性が高いことがあげられる^{2.11)}。

本研究で提案する耐震壁は、施工性を良くするため、スリット入り鋼板と補剛材の間にクリアランスを設けず密着させボルトでとめる構法とする。面外補剛材として、鋼パネルのようにめり込み剛性の大きい材料を用いた場合、鋼板スリット端部の応力集中が助長され、スリット端から亀裂が発生する恐れがある。座屈拘束ブレースにおいても、一般的に芯鋼材幅の 0.5~2%のクリアランスか離間材を設けて、芯鋼材と拘束材間の摩擦とそれに伴う剛性・耐力の上昇を防止している。それに比べ、補剛材に木パネルを用いた場合、鋼板が座屈して木パネルにめり込んだ際も、木パネルの繊維が切れやすいため、スリット入り鋼板に局所的な変形集中が起こらないと考えられる。そのため、面外補剛材に木パネルを用いれば、座屈補剛ブレースのようにクリアランスの設計が必要ない。その妥当性については 3 章の実験結果を参照して詳細に検討する。

2.5 適用箇所と設置方法

対象建物は、集合住宅や学校建築などの中低層建物とする。このような建物では、梁間方向には間仕切り壁が多いが、桁行き方向にはドアや窓などの開口部が多く耐震性が問題となっている。図 2-6 のように、本耐震機構を既存の開口部の間に設置することで、開口部を塞ぐことなく居住性を保ったまま、耐震性を向上させることができる。その際、腰壁部分を剛域とみなし、その上部に耐震壁を設置する構造を考える。水平荷重時の耐震壁のせん断変形角は骨組の層間変形角に対し 2 倍程度に増幅されるため、小さい層間変形段階からエネルギー吸収部材を機能させることができる。

腰壁と耐震壁の接合については、図 2-7 に示すように、あと施工アンカーと L 形アンクル、高力ボルトを組み合わせて接合する等が考えられる。ただし、剛域となる壁が存在しない場合の設計方法や鉄骨造以外の建物への取り付け方法、耐震壁部分の具体的な仕上げ方法に関しては今後の課題である。

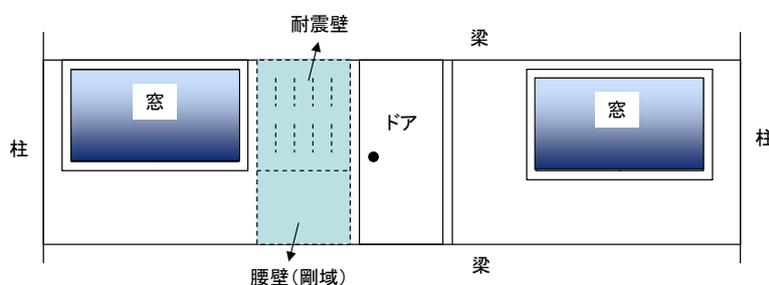


図 2-6 耐震壁の設置位置

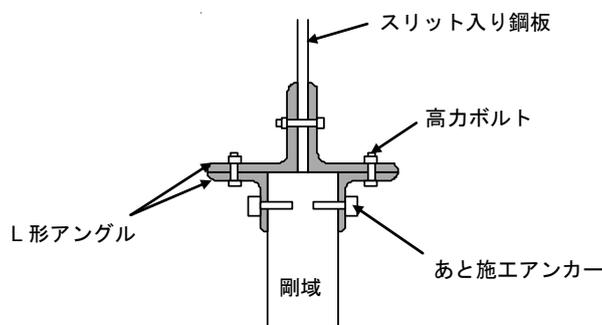


図 2-7 耐震壁の取り付け方法の例

2.6 まとめ

本章では、スリット入り鋼板の耐力評価式および補剛の必要性や適用箇所を示した。

- スリット入り鋼板の特長として、1. スリットで挟まれた部分が曲げ挙動し、大きな変形能力を発揮すること、2. 鋼板の耐力と剛性を容易に調整できること、3. 加工性・施工性が良いこと、4. 軽量で安価であること、の 4 つを示した。
- せん断力の影響を考慮した全塑性モーメントを用いて修正耐力評価式を導出した。柱状

部のアスペクト比が小さい場合はせん断力の影響が大きくなるため、修正耐力評価式は精度の良い値を与えることがわかった。

- ・ スリット入り鋼板は軽量化を目指してできるだけ薄い鋼板を使うため、鋼板の座屈を抑制する面外補剛材が必要であること、面外補剛材としてはパネル型が有効であること、その材料としては合板が最も適していることを示した。
- ・ 本耐震壁は、中低層住宅の桁行き方向にある窓の横に設置し、その下部の腰壁は剛域とすることで、小さい層間変形角からエネルギー吸収を行うことができる。

参考文献

- 2.1) 日高桃子, 松井千秋, 今村輝武, 畑戸龍夫: スリット入り鋼板耐震壁の弾塑性性状について, 日本建築学会構造系論文集, 第 519 号, pp.111-117, 1999.5.
- 2.2) Hitaka, T. and Matsui, C.: Experimental study on steel shear wall with slits. Journal of Structural Engineering, ASCE, 129(5), pp.586-595, 2003. 5.
- 2.3) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, pp.49-53, 2010.
- 2.4) 金箱温春, 小河利行, 竹内徹, 松原洋介: せん断力を受ける部分支持された薄鋼板の座屈耐力及び座屈後耐力の評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 610 号, pp.185-190, 2006.12.
- 2.5) 金箱温春, 小河利行, 竹内徹, 松原洋介: アスペクト比の異なる部分支持された薄鋼板のせん断座屈耐力及び座屈後耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 617 号, pp.161-167, 2007.7.
- 2.6) 五十嵐規矩夫, 清水真, 富澤徹弥: H 形鋼ウェブ薄板のせん断座屈後繰返し履歴特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 612 号, pp.197-205, 2007.2.
- 2.7) 日本建築学会: 鋼構造座屈設計指針, pp.74-82, 2009.
- 2.8) 貞包佳秀, 松井千秋, 日高桃子, 柳田幸久: スリット入り鋼板耐震壁の面外補剛法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, 構造Ⅲ, pp.945-946, 2000.7.
- 2.9) 国土交通省: 建築基準法, 2007.6.
- 2.10) 日本建築学会: 木質構造設計基準・同解説, 第 3 版, 1995.8.
- 2.11) 東京合板工業組合: 構造用合板の手引き, 2009.

3 章 耐震壁の要素実験

3.1 はじめに

耐震壁の軽量化を図る場合、補剛材に木パネルを採用することは非常に適していると考えられるが、一方で木は、その繊維方向と垂直な面外方向の剛性は小さいのでめり込みに対して弱く^{3.1),3.2)}、期待する面外補剛性能が得られないことも懸念される。またパネルで鋼部材を補剛する場合は、部材端部の拘束条件がパネルと鋼部材とで異なるために、パネル端部で局所的に大きな偶力が働くことも指摘されており^{3.3)}、このような応力による木のめり込みなど、面外補剛として用いる木パネルの挙動には、木という材料の特殊性もあって予測のつかないことが多い。また、木パネルで補剛されたスリット入り鋼板は、スリット本数、補剛厚、ボルト本数など変数が多いため、実用化に先立って、それぞれの変数が性能に与える影響を詳細に調べる必要がある。

本章では、以下の(A)~(H)の8つの目的をもって、耐震壁の要素実験を行う。

- (A) スリット入り鋼板とスリットのない鋼板を比較し、挙動の違いとスリットの効果を調べる。
- (B) 木パネル厚を変数とした試験体を比較し、補剛厚の影響を調べる。
- (C) 補剛を行わなかった試験体、木パネルで補剛した試験体、鋼パネルで補剛した試験体から、補剛の効果と補剛材のめり込み剛性が履歴特性や亀裂発生状況に与える影響を調べる。また、表面加工を行った鋼パネルと普通鋼パネルで補剛した試験体を比較し、スリット入り鋼板と補剛材間の摩擦の影響を調べる。
- (D) 補剛用ボルトの初期トルク値を変数とした試験体より、適切なトルク値を見つける。
- (E) 補剛用ボルト本数を変数とした試験体より、ボルトの影響を調べる。
- (F) 多数回繰り返し载荷を受けたときの挙動を調べ、耐震壁としての履歴減衰性能を検討する。
- (G) 透明なアクリル板で補剛した試験体より、これまで補剛材の中に隠れて観察できなかったスリット入り鋼板の载荷中挙動を調査し、座屈開始点や亀裂発生開始点を検討する。
- (H) より実際に近い、2段スリット入り鋼板の実大実験を行い、2段スリットの挙動および木パネルによる補剛の有効性を検討する。

3.2 節では、(A)と(B)を検討するために行った正方形縮小試験体の要素実験について、3.3 節では、鋼板端部の影響を軽減させるためにスリット本数を増加させた長方形縮小試験体を対象とし、(C)~(G)を検討する要素実験について示す。また、3.4 節では、(H)を検討するための実大要素実験について記す。

3.2 スリットの効果と木パネル厚の影響を検証する正方形小型要素実験

3.2.1 実験計画

(a) 試験体

試験体形状を図 3-1 に、試験体一覧を表 3-1 に示す。

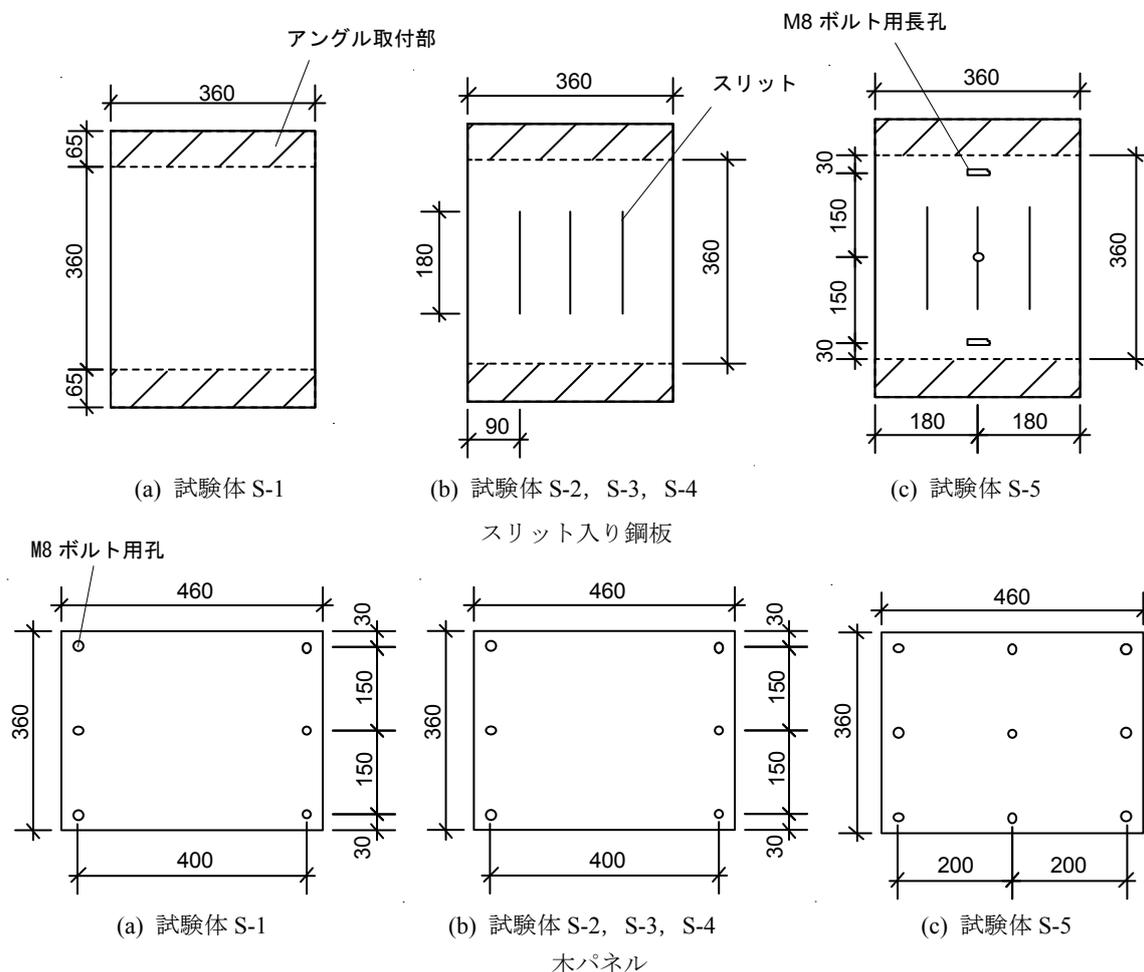


図 3-1 試験体形状

スリット入り鋼板は、実寸規模の約 1/3 の寸法 (360mm×360mm) とし、鋼板厚 2.3mm の圧延鋼板からレーザーカットにより所定の寸法に切断する。スリットは、1 段組 3 本とする。スリット入り鋼板耐震壁では、スリットで囲まれた柱状部のアスペクト比を上げてスリットを多く入れるほど耐力が低下するという特徴をもつ。本耐震壁では、加工性や施工性の向上を意図して薄い鋼板を用いるので、耐力をできるだけ上げることとし、小さなアスペクト比、ここでは 2、を採用した。柱状部以外のスリットが入っていない鋼板部分 (壁部分) の高さは、柱状部からの曲げモーメントに梁として耐え得るように、柱状部の幅と同じとしている。補剛材の高さは、スリット入り鋼板と同じとし、幅は鋼板より 100mm 大きく、460mm である。最も表層の板の繊維の向きが、長手方向にくるように木パネルを切

り出す。スリットは、レーザー加工とし、幅は 0.5mm 程度である。スリット端での応力集中を避けるため、図 3-2 のように、スリット加工と一続きでスリット端にレーザーで直径 2.5mm の円弧を設ける。ここで、円弧の直径は、耐力低下を無視できるように 2.3mm 厚鋼板にレーザーで加工できる最小の寸法である。



図 3-2 スリット拡大写真

表 3-1 試験体一覧

試験体名	スリット本数 (本)	補剛材質	補剛厚 (mm)	ボルト本数 (本)	初期トルク値 (Nm)	載荷履歴
S-1	0	木	18	6	0.5	0.05rad まで 2 回
S-2	3		24	6		
S-3	3		18	6		
S-4	3		9	6		
S-5	3		9	9		

表 3-2 材料特性

		厚さ (mm)	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	質量 (kg)
スリット入り鋼板		2.2	179000	214	348	2.2
木パネル	(S-2)	24.4	3029	-	-	2.2
	(S-1, S-3)	18.4	3576	-	-	1.7
	(S-4, S-5)	11.8	3304	-	-	1.1

実験変数は、スリットの有無、木パネル厚およびボルト本数とする。補剛材に用いる木パネルは、2 級構造用合板とし、3 層の薄板からなる 9mm 厚、5 層からなる 18mm 厚、7 層からなる 24mm 厚の 3 種類とする。構造用合板は、このように奇数枚の薄板が接着剤で張り合わされており、別途実施した単純曲げ試験から、接着剤が剥離するまではほぼ弾性的な挙動を示すことがわかっている。表 3-2 に示す木パネルのヤング係数は、この試験で測定した載荷荷重と載荷点の鉛直変位から求められたものである。引張試験より得られたスリット入り鋼板の材料特性を表 3-2 に併せて示す。

補剛用ボルトには、M8 の普通鋼ボルトを用い、図 3-1 に示すように、6 本を基本として、比較のため 9 本の試験体も作成する。鋼板と補剛材の接触力がせん断力の 20%以下であると仮定し、全ボルトの最小引張破断荷重の合計が接触力を上回ることを確認している。ボ

ルト 9 本の試験体において、鋼板を貫通するボルトの孔は、せん断変形角 0.05rad 時でも補剛材にせん断力が作用しないよう、 $(10\text{mm} \times 30\text{mm})$ の過大孔とする。この孔と木パネルにあけた $\phi 10\text{mm}$ の孔にボルトを通し、ボルトの初期トルク値は、レンチを使わず手回しで硬く締めた程度の 0.5Nm で統一した。

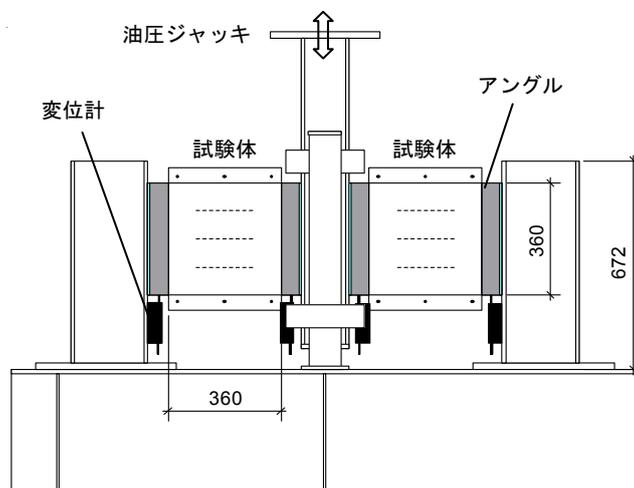


図 3-3 載荷装置 (単位 : mm)

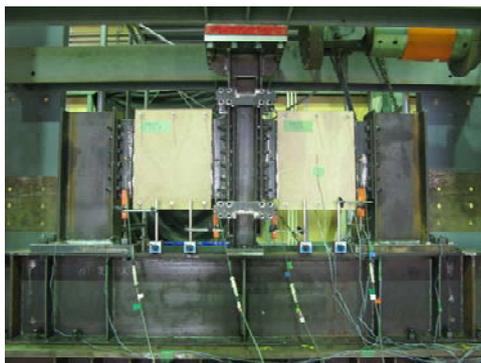


図 3-4 試験体設置状況写真

(b) 載荷装置と載荷計画, 計測計画

載荷装置を図 3-3 に、試験体設置状況の写真を図 3-4 に示す。試験体は、通常の設置向きから 90 度回転させ、鉛直ジャッキにより鋼板にせん断変形を与える。また図 3-3 に示すように同じ条件の鋼板を 2 枚同時に載荷する。スリット入り鋼板の左右両端を L 形アングル (L-65x65x8) で挟み、断続隅肉溶接接合する。そのアングルを載荷装置の柱 (H-244x175x7x11) にそれぞれ 6 本の M12 高力ボルトで接合する。中央の柱 (H-150x150x7x10) の上部には 150t 鉛直油圧ジャッキが取り付けられており、油圧ジャッキを変位制御する。ジャッキの面外拘束のため、中央の柱には 4 方向からローラーが取り付けられている。

試験体の高さが 490mm であるのに対し、試験体を載荷装置に取り付けるアングルのせい

は 65mm で、耐震壁のせん断変形は接合部アングルの内法高さ (=360mm) の間に生じると考えられるので、層間距離は 360mm とする。

載荷履歴を図 3-5 に示す。せん断変形角 0.05rad までの 1 回漸増繰り返し載荷とする。試験体に大きな損傷が発生した場合は途中で実験を終了する。

ロードセルで計測したジャッキ荷重を 2 で除したものを試験体の荷重とする。また、鋼板の左右に取り付けた変位計の差の平均を試験体のせん断変位とし、せん断変形角は、それをアングルの内法高さ 360mm で除した値とする。

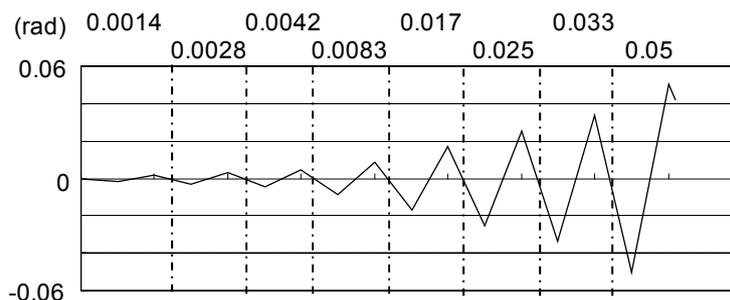


図 3-5 載荷履歴

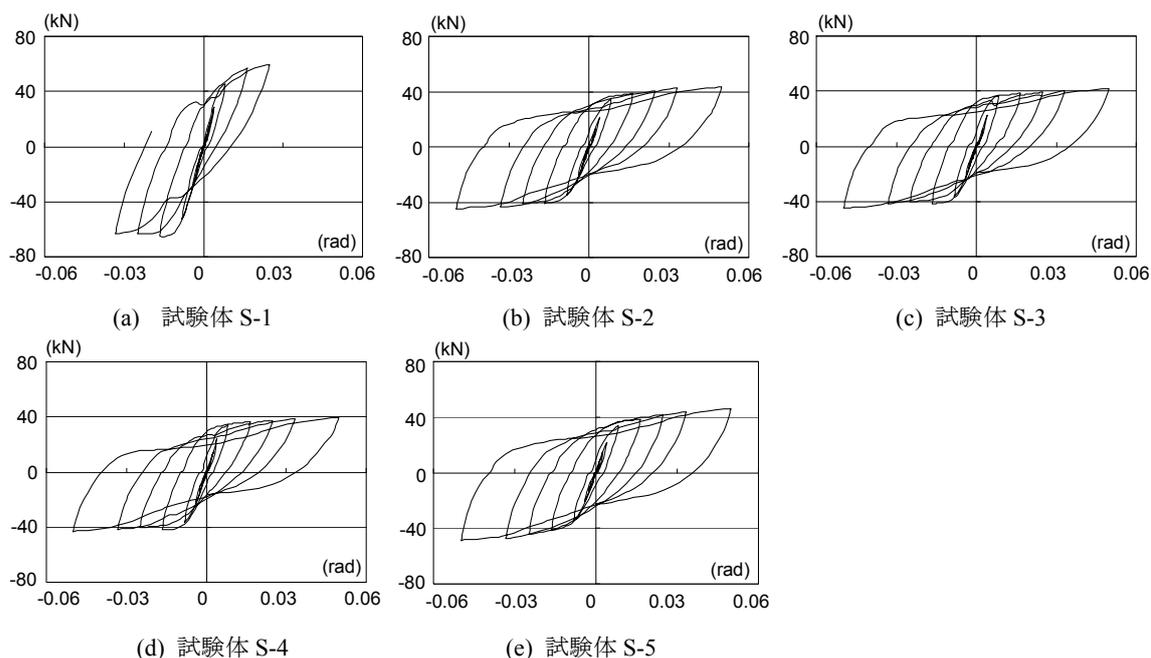


図 3-6 各試験体の履歴ループ (縦軸;せん断力(kN), 横軸;せん断変形角 (rad))

3.2.2 実験結果

実験から求められた各試験体のせん断力-せん断変形角関係を図 3-6 に、2 章で示した設計耐力と実験の最大耐力の比較を表 3-3 に示す。図 3-6 より、すべての試験体において、正

載荷時（ジャッキを下方方向に押した場合）の剛性が負載荷時よりも若干小さい。これは、鋼板の両端が接合されている載荷柱が正載荷時に内側にたわんだことに起因していると考えられる。このたわみの影響に関しては 5.3 節で詳しく説明する。以降、実験結果とその検討結果を詳述する。

表 3-3 実験における最大耐力と設計耐力の比較

試験体名	実験耐力 (kN)	設計耐力 (kN)	実験耐力 / 設計耐力
S-1	59.6	93.4	0.64
S-2	43.7	38.0	1.15
S-3	41.8		1.10
S-4	39.5		1.04
S-5	46.1		1.21

(a) スリットの効果

スリットのない鋼板試験体 S-1 とスリット入り鋼板試験体 S-3 を比較し、スリットの効果について検討する。スリットの有無以外の条件は全て同じである。

スリットのない鋼板は、せん断変形角 0.025rad の負載荷時、鋼板端部において木パネルの表面材と芯材の接着が大きく剥離し破壊^{3,4)}したため、実験を終了した。図 3-7(a)に木パネルの破壊状況の写真を、図 3-8(a)に、実験終了後の鋼板の写真を示す。鋼板全体に、せん断座屈波形に類似した対角線上に稜線をもつ面外変形が生じていた。さらに、図 3-8(a)中の丸印で示すように、圧縮力を受ける鋼板端部で局部的に面外変形が大きく発生していた。また、スリットなし試験体 S-1 は鋼板の耐力、剛性がともに他の試験体に比べて大きいため、木パネルにかかる接触力が過大となり、木パネルの破壊に至ったと思われる。

一方、スリットがある鋼板では、せん断変形角 0.05rad 時まで安定した挙動を示した。最大耐力と設計耐力の差は 10%程度でほぼ一致し、低下することなく概ね一定値を保った。せん断変形角 0.033rad 頃から鋼板の面外変形が大きくなり始め、それ以降ややスリップ型の挙動を示した。載荷中、鋼板の面外変形に伴い、2 枚の木パネルは、ボルト部分を節として、それぞれが面外方向に開き、せん断変形角が大きくなるにつれ、木パネルの曲げによるたわみも増大した（図 3-7(b)）。図 3-8(b)に、載荷終了後せん断力を 0 に戻した時点での、補剛材を取り外したスリット入り鋼板の写真を併せて示す。柱状部の座屈における面外変形はやや鋼板端部に接する柱状部で大きくなっているものの、各スリット端部に分散した。これら各部の面外変形の大きさはスリットなしの試験体と比べ小さく、木パネルの曲げ破壊も生じなかった。またスリット端からの亀裂も見られなかった。木パネルの内側には、鋼板の面外変形の大きくなるスリット端部に当たる位置で擦過痕と厚み方向へのめり込みが見られた。

以上のように、鋼板の全体座屈により木パネルが破壊したスリットなし試験体 S-1 に比べて、スリット入り鋼板は大変形時まで安定した挙動を示したことから、スリットは、鋼板

の面外変形を分散させて小さく抑え、木パネルへの負担を減らす効果があることが確認できた。

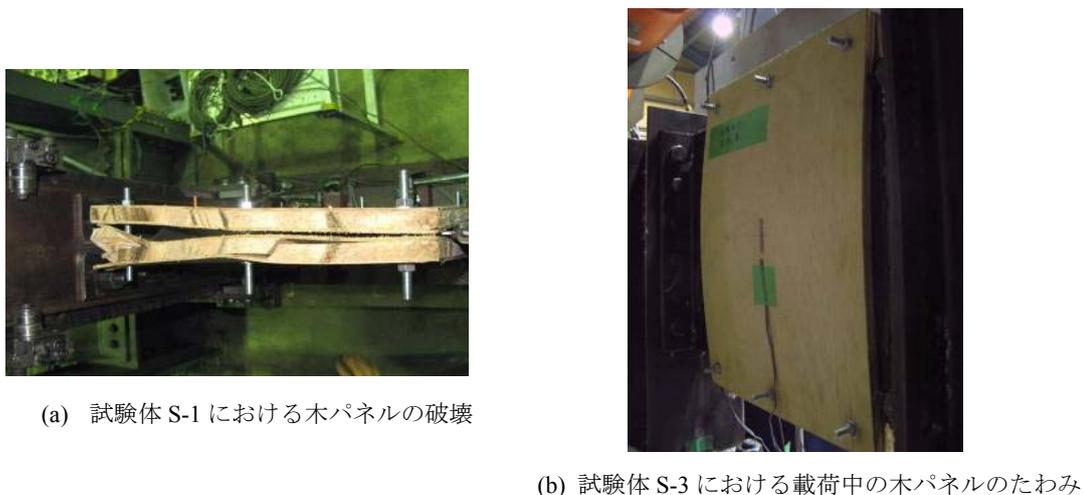


図 3-7 载荷中の木パネルの写真

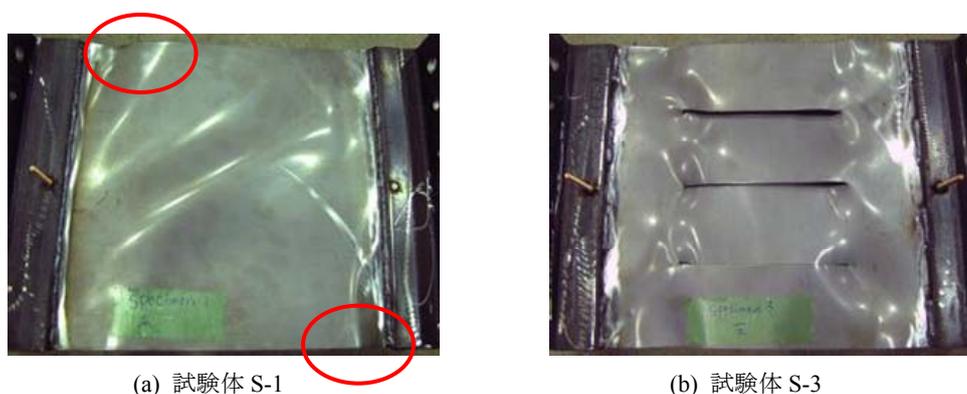


図 3-8 試験体 S-1, S-3 の鋼板の変形状態

(b) 木パネル厚の影響

木パネル厚 24mm の試験体 S-2, 18mm の試験体 S-3, 9mm の試験体 S-4 から木パネル厚の影響を検討する。木パネル厚以外の条件は全て同じである。

図 3-6 の履歴ループより、いずれの試験体でも、せん断変形角 0.05rad まで耐力低下のない安定した挙動を示した。木パネル厚の大きい試験体 S-2 では、木パネルのたわみの発生時期が一番遅く、最終 0.05rad 時であった。一方、木パネル厚の小さい試験体 S-4 では、 0.025rad 頃から木パネルがたわみ始め、履歴ループにおいてもスリップ挙動が顕著である。最大耐力はどの試験体でも設計耐力と概ね一致したが、消費エネルギーは木パネル厚が大きいほど増大した。図 3-9 に、実験終了後の鋼板の写真を示す。どの試験体においても、面外変形が各スリット端部に均等に分散している。木パネル厚が大きいほど曲げ剛性が大きいため、鋼板の面外変形が抑制される。木パネル厚の大きい試験体では、スリット端近傍での面外

方向の折れ曲がり急峻になっているものの、スリット端から亀裂は発生していない。



(a) 試験体 S-2

(b) 試験体 S-4

図 3-9 試験体 S-2, S-4 の鋼板の変形状態

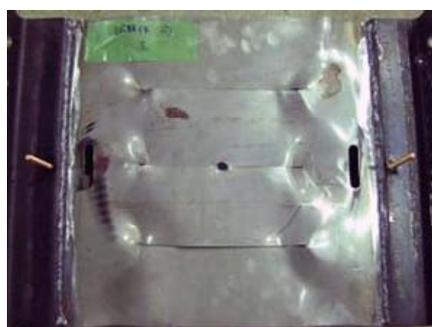


図 3-10 試験体 S-5 の鋼板の変形状態

(c) 補剛用ボルト本数の影響

ボルトを 6 本とした試験体 S-4 と 9 本とした試験体 S-5 を比較し、補剛用ボルト本数の影響を検討する。どちらも補剛厚は最小の 9mm であり、ボルト本数以外の条件は全て同じである。

図 3-6 の履歴ループより、ボルトを 6 本から 9 本に増やすことで、耐力は 17%増加し、消費エネルギーも増大した。図 3-10 に、実験終了後の鋼板の写真を示す。鋼板中央部に配されたボルトが、木パネルのふくらみを抑圧し、補剛材と鋼板の接触面積が増加した。スリット入り鋼板の変形は、補剛厚を 24mm とした試験体 S-2 と似た形状を呈しており、柱状部の面外変形は大幅に抑制され、スリット端近傍での変形の曲率が大きくなった。

(d) 履歴減衰性能

全試験体における等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を図 3-11 に示す。 h_{eq} の計算式は以下の式で表される。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W_e} \right) \quad (3-1)$$

ここで、 ΔW は履歴ループの1サイクルの面積、 W_e は図3-12のハッチング部の面積である。

等価粘性減衰定数 h_{eq} は、スリットのない試験体 S-1 で最も小さく、スリット入り鋼板ではその約 1.5 倍の値を示し、最終の 0.05rad までほぼ一定値を保っている。スリット入り鋼板の中では、補剛厚を大きくするほど減衰定数は増大し、ボルト本数を多くした試験体 S-5 で最も大きくなった。鋼板厚は小さくてもボルトを増やすことで、減衰効果が向上することが確認できた。

ただし、6章で導出した設計式より、木パネル厚 9mm（実際には 11.8mm）が適正な補剛厚であり、その他の試験体は過大な補剛厚であったため、各試験体の減衰定数の差が小さかったものと考えられる。6.3.7 項で詳細を示す。

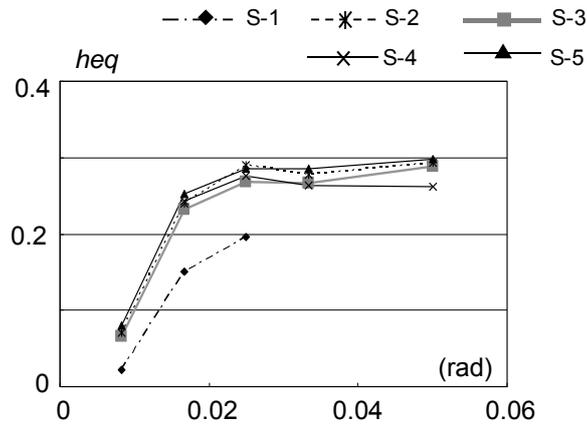


図 3-11 等価粘性減衰定数 h_{eq}

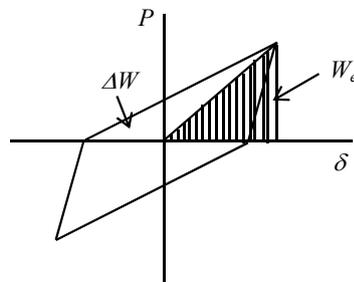


図 3-12 式(3-1)の記号の定義

3.2.3 正方形小型要素実験のまとめ

スリットの有無と木パネル厚，ボルト本数を変数とした正方形小型要素実験を行った結果，以下の知見を得た。

- ・ スリットのない鋼板では，四隅端部および引張対角線上に面外変形が大きく発生したため，せん断変形角 0.025rad 時に木パネルの接着が剥離し破壊した。
- ・ 鋼板にスリットを入れることにより，面外変形がスリット端部に分散するため，木パネルに作用する力が抑制され，せん断変形角 0.05rad まで木パネルが破壊することなく

安定した挙動を示した。また、最大耐力は、設計耐力（全塑性耐力）とほぼ一致した。

- 木パネルの剛性を大きくする、または木パネルの座屈補剛区間を短くすることで、鋼板の面外変形を小さく抑えることができ、耐力およびエネルギー消費が増えることを確認した。
- スリット入り鋼板において、鋼板の四隅端部では他のスリット端部に比べて面外変形が大きくなっており、鋼板端部に接する柱状部と中央部の柱状部の挙動に多少違いがでた。

3.3 補剛材質とボルト、載荷履歴の影響を検討する長方形小型要素実験

前節の正方形縮小試験体では、柱状部の数が 4 と少ないため、鋼板端部の影響を受けやすい。そこで本節では、スリット本数を 5 本に増加させ柱状部数を 6 とし、鋼板端部の影響を軽減させた長方形試験体を対象とした要素実験を行う。

3.3.1 実験計画

(a) 試験体

試験体形状を図 3-13 に、試験体一覧を表 3-4 に示す。スリット入り鋼板は、3.2 節で示す鋼板と高さは同じ 360mm とし、幅を 1.5 倍の 540mm とする。スリットで囲まれた柱状部は、アスペクト比を 2 とし、1 段組で数は 6 とする。補剛材は、高さ 360mm、幅 640mm である。スリット端は、1 体（試験体 R-5）を除いて、直径 2.5mm の円弧の加工を設けている。なお比較のため、試験体 R-5 のスリット端は、加工を行わずスリット幅 0.5mm を直径とする円弧となっている。

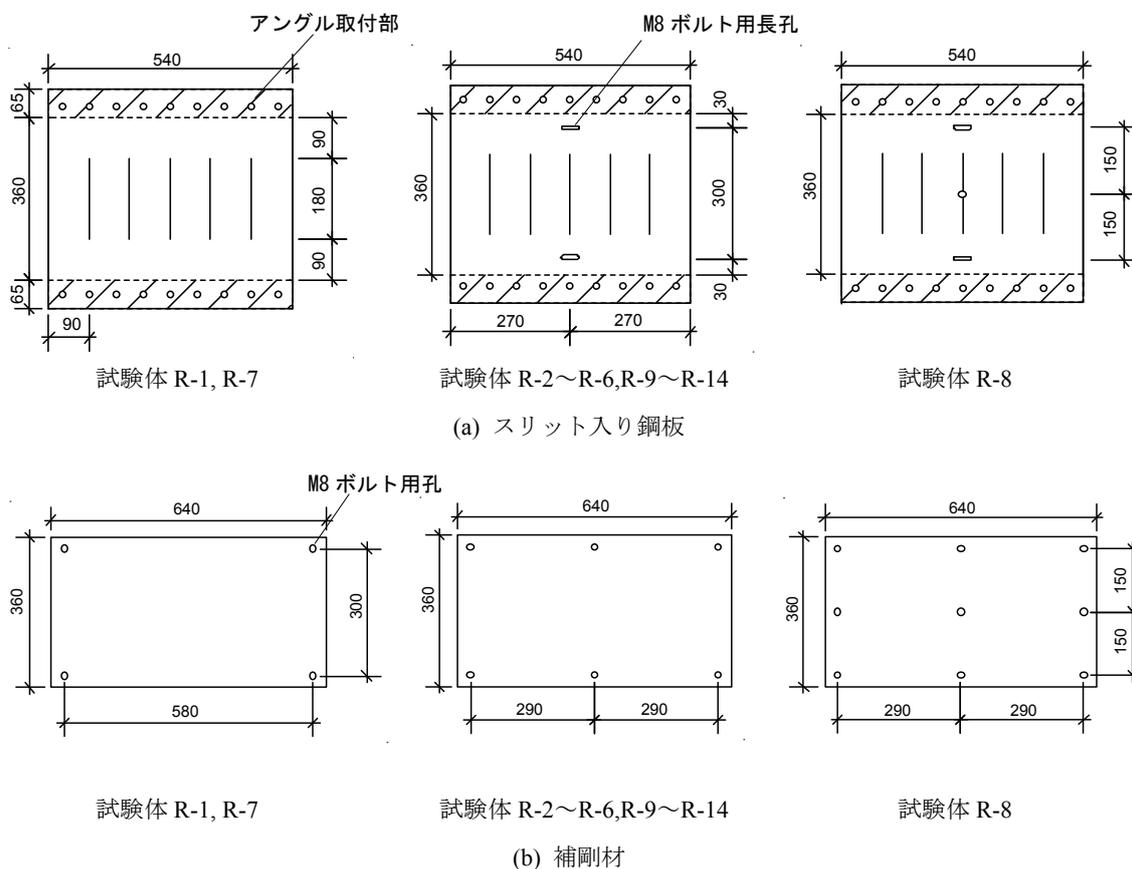


図 3-13 試験体形状 (単位 : mm)

表 3-4 の試験体一覧のうち、補剛材を 24mm 厚の木パネルとし、補剛用ボルト本数を 6、補剛用初期トルク値を 0.5Nm とした試験体 R-2 を基本試験体とする。実験変数は、補剛材

の有無，補剛材質，補剛用ボルトの初期トルク値，補剛用ボルトの本数とする。補剛材は，7層からなる24mm厚の2級構造用合板を基本とし，それとほぼ同じ曲げ剛性をもつ6mm厚の鋼板（以下，鋼パネル），25mm厚のアクリル板の3種類を用いる。基本となる補剛用木パネルの厚さ（24mm）は，既往の実験^{3.5)}をもとに，鋼板の座屈耐力には木パネルだけが寄与すると仮定して，木パネルの四辺を単純支持したときの木パネルのせん断座屈耐力 Q_{Scr} が鋼板の設計耐力 Q_{wtu} （2章）の2倍を上回るように設計した。高さ H_w ，幅 B_w の木パネルのせん断座屈耐力 Q_{Scr} は次式で求められる。

$$Q_{Scr} = 2 \cdot \frac{\pi^2 k_{cr} E_w}{12(1-\nu_w^2)} \cdot \left(\frac{t_w}{H_w} \right) \cdot B_w t_w \quad (3-2)$$

(3-2) 式中の k_{cr} は次式で近似される。

$$k_{cr} \approx 5.35 + 4(H_w/B_w)^2$$

ここで， E_w ：木パネルのヤング係数， ν_w ：同ポアソン比， t_w ：同厚さである。

ただし，木パネルは吸湿によるヤング係数の低下等^{3.6)}が見込まれるため，さらに2倍近い厚さになるようにした。試験体 R-2~R-5，R-7~R-9 では木パネルを，試験体 R-6 と R-10 では6mm厚鋼パネルを，試験体 R-11 ではアクリル板を用いる。木パネル補剛試験体 R-2 と鋼パネル補剛試験体 R-6 を比較することで補剛材質を検討し，アクリル板補剛試験体 R-11 でスリット入り鋼板の載荷時挙動を観察する。スリット入り鋼板，木パネル，鋼パネル，アクリル板の材料特性を表3-5に示す。補剛材の中で，木パネルが最も軽量で1枚3kg，鋼パネルはその3.5倍，アクリル板は2.3倍である。

表 3-4 試験体一覧

試験体名	鋼板材質	スリット端	補剛材質	補剛厚 (mm)	ボルト本数 (本)	初期トルク値 (Nm)	載荷履歴
R-1	SS400	φ 2.5	補剛なし				0.08rad まで 2 回
R-2			木	24	6	0.5	
R-3			木	24	6	3	
R-4			木	24	6	10	
R-5		なし	木	24	6	0.5	
R-6		φ 2.5	鋼	6	6	0.5	
R-7			木	24	4	0.5	
R-8			木	24	9	0.5	
R-9			木	24	6	0.5	
R-10			鋼	6	6	0.5	
R-11			アクリル	25	6	0.5	
R-12			鋼	10	6	0.5	0.08rad まで 2 回
R-13		加工鋼	10	6	0.5		
R-14		SUS	加工鋼	10	6	0.5	

表 3-5 材料特性

		厚さ (mm)	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	質量 (kg)
スリット 入り鋼板	SS400	2.29	198000	278	424	3.5
	ステンレス	2.43	186000	286	451	3.7
補剛材	木パネル	24.1	6045	-	-	3.0
	鋼パネル	5.68	206000	279	400	11
	アクリル板	24.3	3560	-	-	6.9

また、10mm 厚鋼パネル補剛試験体 R-12、摩擦を低減する表面加工を施した鋼板で補剛した試験体 R-13 および同じ表面加工鋼板で補剛したステンレス板試験体 R-14 の比較から、鋼板と補剛材間の摩擦の影響を検討する。この表面加工は、鋼同士の摩擦が通常の 1/4 程度（摩擦係数 0.05~0.1）となるように 30~50 μ m 厚のテフロンコーティング^{3.7)}を施したものである。また、ステンレスとの摩擦係数はその約 1/2 である。補剛用鋼板の表面加工を施す際、平坦度を保てないため、加工後 12mm 厚鋼板を削って 10mm 厚としている。ステンレス板の材料特性を表 3-5 に併せて示す。

補剛用ボルトは、図 3-13 に示すように、6 本を基本として、4 本（試験体 R-7）、9 本（試験体 R-8）の 3 種類を採用し、ボルト本数と耐力、消費エネルギーの関係を調べる。また、補剛用ボルトの初期トルク値は、器具を使わず手で硬く締めた程度の 0.5Nm を基本として、レンチで緩く締めた 3Nm（試験体 R-3）、その 3 倍の 10Nm（試験体 R-4）を採用し、初期トルク値による挙動の違いを調べる。

補剛用ボルトには、M8 の普通鋼ボルトを用い、鋼板と補剛材の接触力がせん断力の 20% 以下であると仮定した場合に、全ボルトの最小引張破断荷重の合計が接触力を上回ることを確認している。鋼板を貫通するボルトの孔は、せん断変形角 0.08rad 時でも補剛材にせん断力が作用しないよう、(10mm x 30mm) の過大孔とする。木パネルのめり込み強度が小さいことを考慮し、全ての試験体で 2.3mm 厚、直径 45mm の大きなワッシャーを用いる。また、载荷中にボルトが緩まないよう、ダブルナットとする。

(b) 载荷装置と载荷計画

载荷装置を図 3-14 に示す。試験体は、通常の設置向きから 90 度回転させ、鉛直ジャッキにより鋼板にせん断変形を与える。また図に示すように 2 体の試験体を同時に载荷する。試験体 R-1 と R-2、R-3 と R-4、R-5 と R-6、R-7 と R-8、R-9 と R-10、R-11 と R-12、R-13 と R-14 を同時に载荷する。スリット入り鋼板の左右両端をアングル (L-65x65) で挟んで、それぞれ 9 本の M12 高力ボルトで接合し、そのアングルを载荷装置の柱にそれぞれ 8 本の M12 高力ボルトで接合する。アングルと鋼板、载荷柱間のすべりを防止するため、それぞれの接続部分に赤錆加工を、またステンレス板には、グラインダーによる面荒らし加工を施した。中央の柱の上部には 2MN の容量を持つ油圧ジャッキを取り付け、油圧ジャッキを変位制御することでスリット入り鋼板にせん断力を与える。ジャッキを面外に拘束するた

め、中央の柱のジャッキ接合部と柱下部は、テフロン板を介して 4 方向をローラー支持する。

荷重履歴を図 3-15 に示す。大変形領域での鋼板の挙動や性能を調べるため、せん断変形角 0.08rad までの 2 回漸増繰り返し荷重を基本とした。2 体（試験体 R-9,R-10）のみ、何度も繰り返し荷重を受けた際の耐震壁としての減衰効果を調べるため、 0.02rad までは 2 回、その後 0.04rad を 10 回繰り返す荷重とした。想定取り付け状況を考慮すると、耐震壁の下部には剛域を設置し、耐震壁の高さは階高の $1/2\sim 1/3$ とする。よって、せん断変形角 0.04rad は、層間変形角 $0.015\sim 0.02\text{rad}$ に相当する。これは、一次設計の制限値である層間変形角 0.005rad に対して安全率 3~4 倍を考慮した変形角である。また、2 種類の荷重履歴において、累積変形量は同じとした。

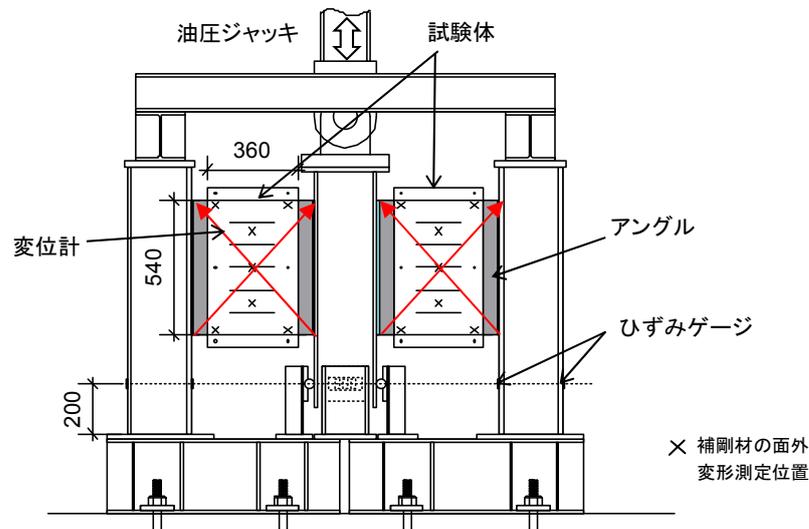
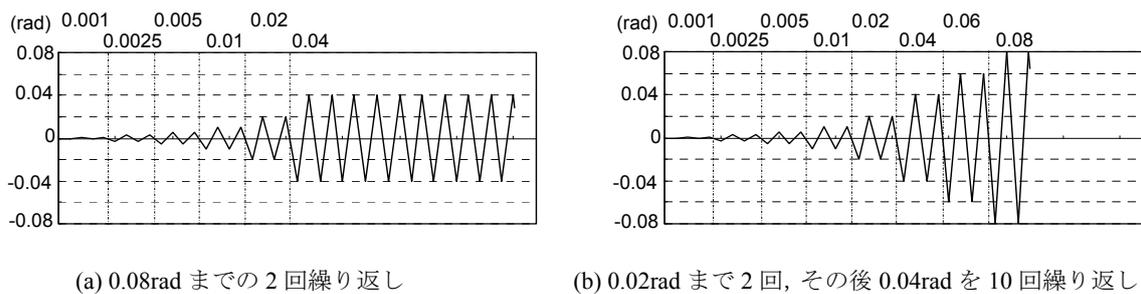


図 3-14 荷重装置 (単位 : mm)



(a) 0.08rad までの 2 回繰り返し

(b) 0.02rad まで 2 回、その後 0.04rad を 10 回繰り返し

図 3-15 荷重履歴

通常の設置向きから 90 度回転させたことで、ボルト 4 本試験体では上側の 2 本のボルトが鋼板の端にあたるまで、ボルト 6 本試験体では中央の 2 本のボルトが鋼板の長孔の下端にあたるまで、補剛材が下方方向に移動する可能性がある。また、ボルト 9 本試験体では鋼板中央のボルト部分に補剛材の全質量が作用する可能性がある。特にボルトの初期トルク

値が小さい場合に生じやすい。これらを防ぐため、補剛材の下側の端 2 ヶ所を下から木片で支え、補剛材が下方へ過度に移動しないようにした。

(c) 計測計画

計測位置を図 3-14 に示す。載荷装置の両側の柱の両フランジ中央部に弾性ひずみゲージを貼り、ジャッキ荷重を左右柱のひずみゲージの値の比で分割することで、各試験体の荷重を求める。なお、同じ条件の試験体を 2 体同時に載荷し、ひずみゲージから求めた各試験体の耐力がほぼ一致することを確認している。試験体のせん断変形角を、鋼板の対角上に交差する 2 つの変位計により測定する (図 3-16(a))。測定法は 4 章に記載しておりここでは省略する。また、載荷中の補剛材の面外変形を測定するため、図 3-16(b)に示すように、アルミ製の治具を組んで、各試験体について、補剛材のたわみが大きくなると想定される、ボルトから最も遠い位置と鋼板 4 隅にあたる位置、計 7 箇所を測定する。



(a) 試験体対角変位測定



(b) 補剛材の面外変形測定

図 3-16 計測治具の写真

3.3.2 実験結果

実験から求められた各試験体のせん断力-せん断変形角関係を図 3-17 に示す。せん断変形角はジャッキの変位計から得られた値を用いる。奇数番号の試験体 (R-1, 3, 5, 7, 9, 11, 13) では、負載荷時に耐力が大きく、正載荷時に小さくなり、偶数番号の試験体 (R-2, 4, 6, 8, 10, 12, 14) ではその逆となる傾向がみられる。ジャッキに取り付く載荷柱は 4 方向から面外拘束され真直ぐに押し引きするように設計されていたが、実際は載荷時に左右どちらかに傾いていたと考えられる。耐力を比較検討する場合は、正負の平均値を用いることとする。また、試験体 R-1 と R-2 では、鋼板の耐力差が大きいため、載荷柱の傾きが他の組み合わせよりも大きく、ジャッキ変位と鋼板の対角につけた変位計で値に差があった。図 3-18 に、試験体 R-2 における、変位の比較を示す。試験体 R-2 では、対角変位計から得られた鉛直変位がジャッキ変位よりも約 6mm 小さく、試験体 R-1 ではジャッキ変位の方が約 6mm 大きい。載荷柱の傾きの方向と変位量は、以下の式から求められる。

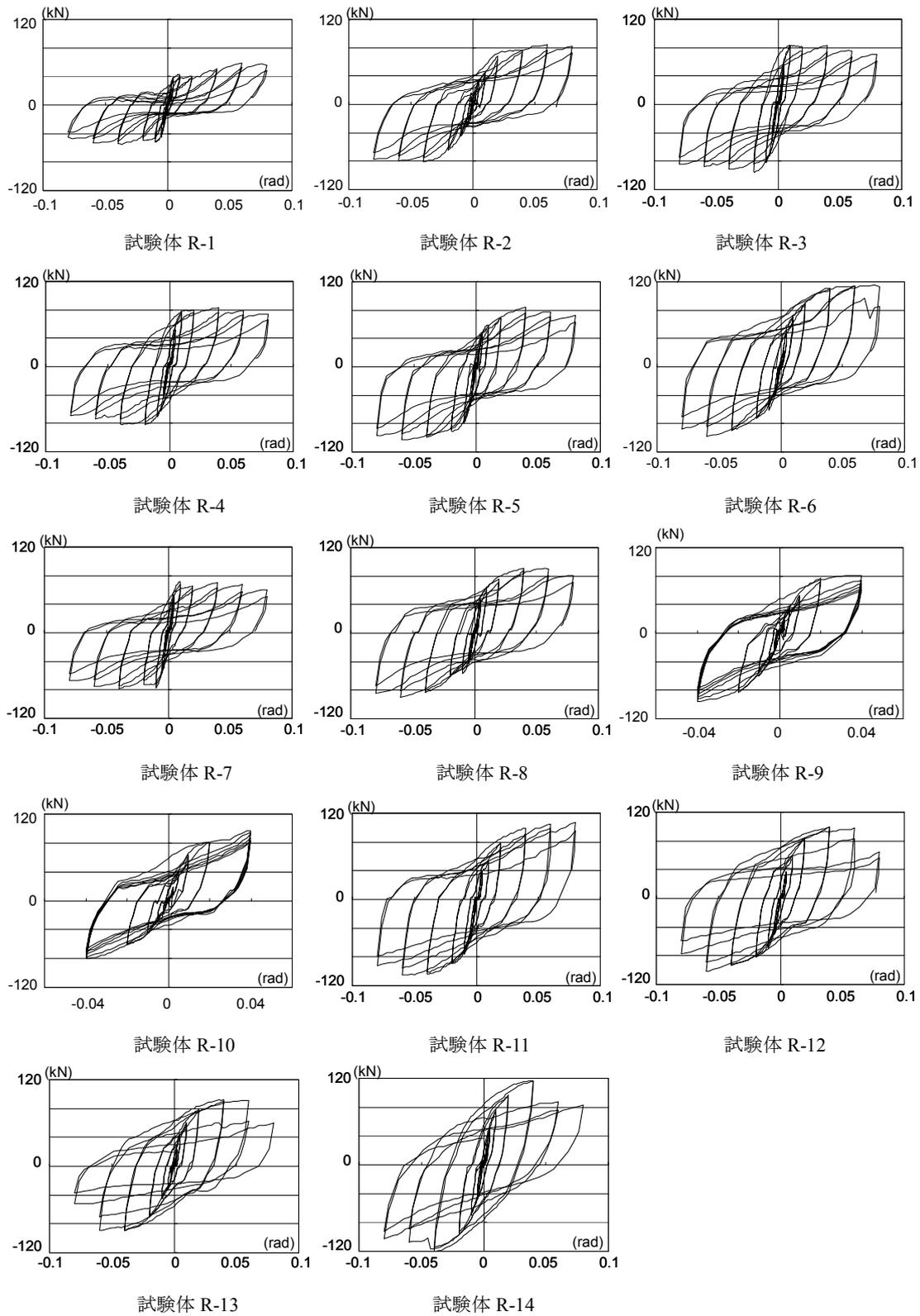


図 3-17 各試験体の履歴ループ（縦軸；せん断力 (kN)，横軸；せん断変形角 (rad)）

$$\delta = \frac{d_2 - d_1}{2 \cos \theta} - \frac{\Delta_1 - \Delta_2}{2} \tan \theta \quad (3-3)$$

ここで、 δ はジャッキ変位、 d_1 、 d_2 は変形後の対角変位、 Δ_1 は鋼板下部、 Δ_2 は鋼板上部における、載荷と直交方向の変位である（図 3-19）。式(3-3)の右辺第 1 項は対角変位から求めた見かけの変位量を、第 2 項は誤差成分を表す。

$(\Delta_1 - \Delta_2)$ は、試験体 R-1 では-10.2mm、試験体 2 では 10.2mm となる。鋼板下部の変位量 Δ_2 を 0 と仮定すると、載荷柱は、図 3-20 のように、上部のピン部分から試験体 R-1 の方に 10.2mm 傾いていたことが計算より求められた。以降、実験と検討結果を詳述する。

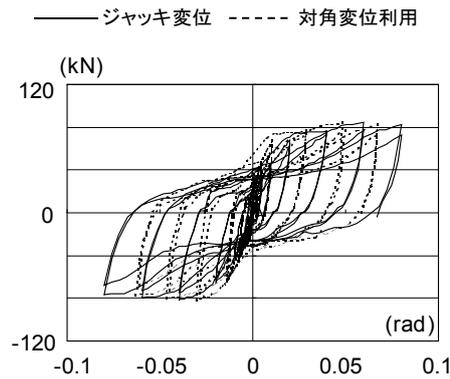


図 3-18 ジャッキ変位と対角変位計の値の比較

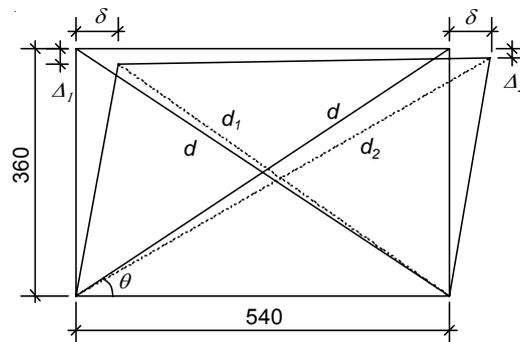


図 3-19 載荷柱傾きの模式図

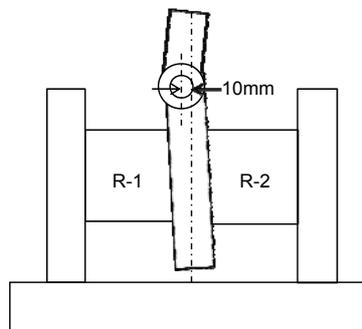


図 3-20 試験体 R-1, R-2 載荷時のジャッキの傾き

(a) 基本試験体の挙動とスリット端加工の効果

木パネルで補剛した基本試験体 R-2 は、せん断変形角 0.08rad まで安定した挙動を示した。1 サイクル目の各変形のピーク耐力を比較すると、 0.06rad 時に最大耐力に達し、 0.08rad はほぼ同等の耐力を示した。また、 0.04rad の 2 サイクル目からスリップ挙動を示し、それ以降、各サイクルの 2 サイクル目で 1 サイクル目と比べ耐力が低下した。せん断変形角 0.01rad までの実用範囲では、鋼板の座屈や履歴特性におけるスリップ挙動はほとんど生じていない。

試験体 R-5 は、スリット端に円弧加工を行わず、その他の条件は試験体 R-2 と同じとしたものである。スリット端加工の有無による亀裂の発生状況の違いを図 3-21 に示す。試験体 R-5 は、試験体 R-2 と比較し、スリット端からの亀裂長さが 1.5 倍大きく、その分耐力低下率が大きかった。レーザーでの加工最小サイズである、鋼板厚とほぼ同じ直径（ここでは 2.5mm ）をもつ円弧の加工をスリット端に行うことで、端部での応力集中が抑えられ、亀裂の発生を遅らせることができることを確認した。



試験体 R-2



試験体 R-5

図 3-21 試験体 R-2, R-5 のスリット端の亀裂

(b) 補剛材質の検討

補剛なし試験体（試験体 R-1）、木パネル補剛試験体（試験体 R-2）、鋼パネル補剛試験体（試験体 R-6）を比較し、補剛材質の違いによる補剛効果を検討する。これら 3 つの試験体は補剛材質以外の条件はすべて同じである。

補剛材質の違いをまとめた実験結果を図 3-22 に示す。ここで、亀裂長さとは、全亀裂の長さの合計を、各スリット端から 2 本の亀裂が発生しているとした場合の、合計亀裂本数 20 本で除した平均値である。後節で詳細を示すが、各スリット端の亀裂長さは一部分に偏ることなく、ほぼ同じであった。また、耐震壁の耐力は、各柱状部の耐力の和で求められるため、亀裂長さの指標は、最大値ではなく平均値とした。面外変形は、せん断変形角 0.08rad 時の補剛材の最大たわみ量である。ただし、木パネル補剛試験体の場合、この最大たわみ量と補剛材の平均めり込み深さを足した値とする。最大耐力は、正負両側の最大値の絶対値の平均とし、一点鎖線は設計耐力（ 85.9kN ）を示す。ここで設計耐力は、2 章で示したように、全柱状部の両材端が全塑性曲げモーメントに達するときのせん断力の和として求め

る。また、耐力低下率は、最大耐力から 0.08rad 時の耐力を引いて、それを最大耐力で除したものである。

図 3-17 の履歴ループより、木パネルで補剛した試験体 R-2 は、せん断変形角 0.08rad まで安定した挙動を示したが、鋼パネルで補剛した試験体 R-6 では、せん断変形角 0.08rad, 2 サイクル目の正載荷時において、中央部のボルトが鋼板の長孔の下端にあたりせん断破断した。

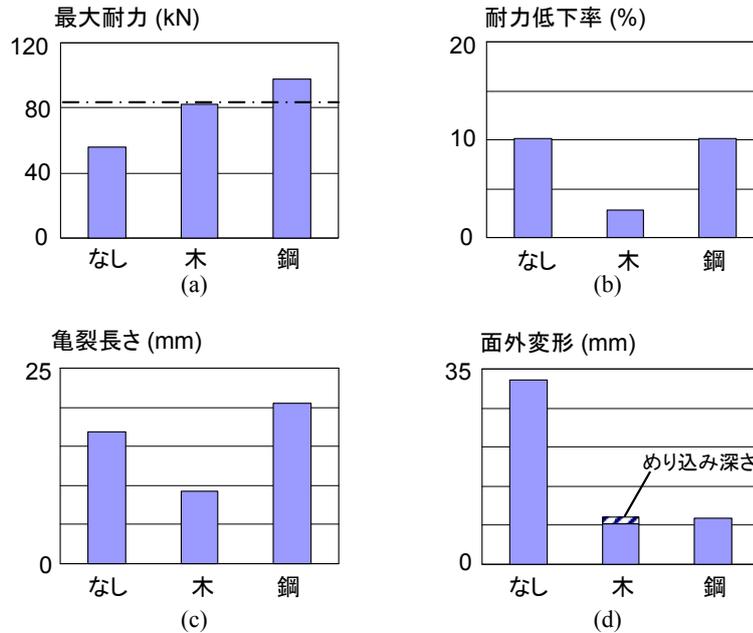


図 3-22 試験体 R-1 (なし), R-2 (木), R-6 (鋼) の実験結果

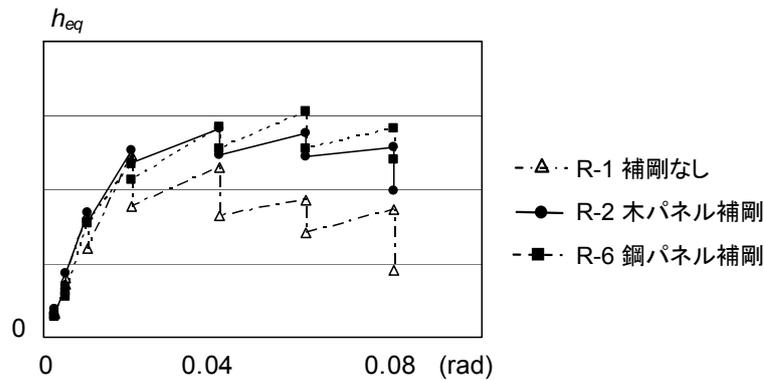
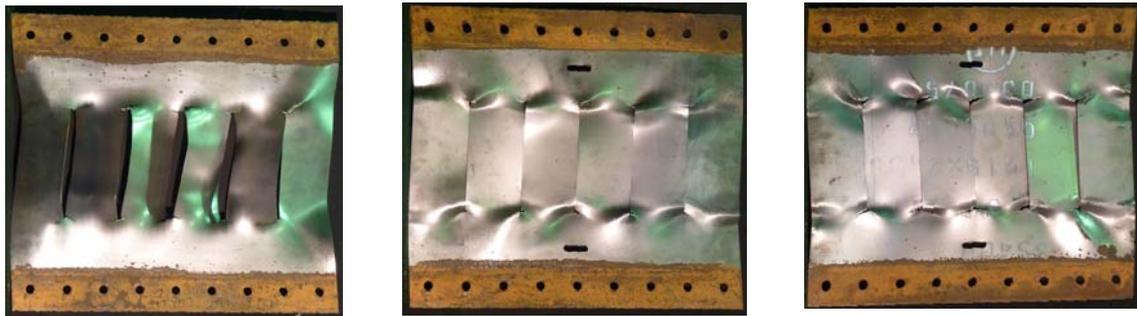


図 3-23 試験体 R-1, R-2, R-6 における等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移

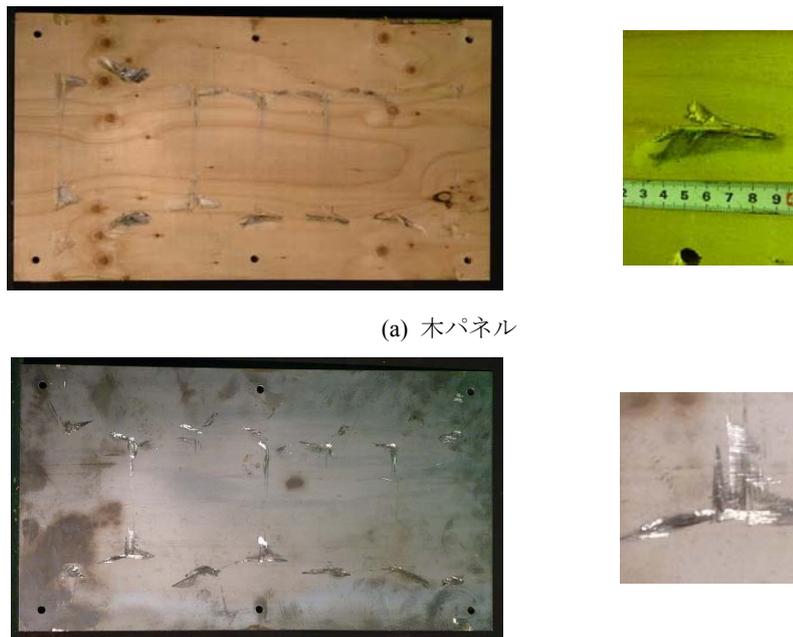
図 3-22 より、スリット入り鋼板をパネルで補剛することで、最大耐力は約 1.4 倍となり、消費エネルギーも約 1.5 倍に増加した。なお、鋼パネル補剛試験体では、ジャッキが圧縮となる正載荷 (図 3-14 中、下向きに力が作用する方向) 時に、鋼パネルが取り付け用アンクルに接触し、抵抗力が発生したため、見かけの耐力が増大している。一方、木パネルの場合

合は、アングルが木パネルの側面に容易にめり込むため、このような抵抗力は発生していない。木パネル補剛試験体 R-2 の最大耐力は設計耐力とほぼ一致した。負荷荷側の耐力を比較すると、鋼パネル補剛試験体は木パネル補剛試験体より 15%大きい値を示した。これは、鋼パネルの方がめり込み剛性が木パネルよりもはるかに大きいため、中の鋼板の面外変形量が小さくなったことに主に起因する。しかし、鋼板-鋼パネル間の摩擦が大きいことも関係している可能性が考えられるので、後節で鋼材間の摩擦の影響を検討する。図 3-23 に示すように、等価粘性減衰定数 h_{eq} は木パネル補剛と鋼パネル補剛でほぼ同じ値を示した。



(a) R-1 補剛なし (b) R-2 木パネル補剛 (c) R-6 鋼パネル補剛

図 3-24 試験体 R-1, R-2, R-6 のスリット入り鋼板の変形状態



(a) 木パネル

(b) 鋼パネル

図 3-25 補剛材内側の写真

載荷終了後、せん断力を 0 に戻した時点での、スリット入り鋼板の写真を図 3-24 に示す。どの試験体も、面外変形が各スリット端部に均等に分散している。補剛がない場合、スリ

ットで挟まれた柱状部の横ねじれ座屈が大きく、スリット端から引きちぎられるように亀裂が発生した。最大面外変形は、補剛なし試験体で 33mm に達したのに対して、補剛によって 5 分の 1 以下に抑制されている (図 3-22(d))。鋼パネル補剛試験体では、木パネル補剛試験体よりも、鋼板全体の面外変形は抑えられていたが、スリット端近傍での鋼板の屈曲が急峻になっている。またスリット入り鋼板が面外に変形できず、面内に応力が集中することで、スリット端部に亀裂が大きく発生した。一方、木パネル補剛試験体では、スリット端からの亀裂は他に比べて 1/2 程度と小さい (図 3-22(c))。これはスリット入り鋼板が木パネルにめり込んで面外変形することで、面内の応力が小さくなったことに起因する。そのため、図 3-22(b)に示すように、耐力低下率も小さい。

補剛材の内側の写真を図 3-25 に示す。木パネルには、面外変形の大きくなる鋼板柱状部端部にあたる位置で、擦過痕とめり込みが発生している。めり込み深さは、全ての箇所ではほぼ同じで、平均 0.9mm であった。鋼パネルには擦過痕はあるもののめり込みは見られなかった。

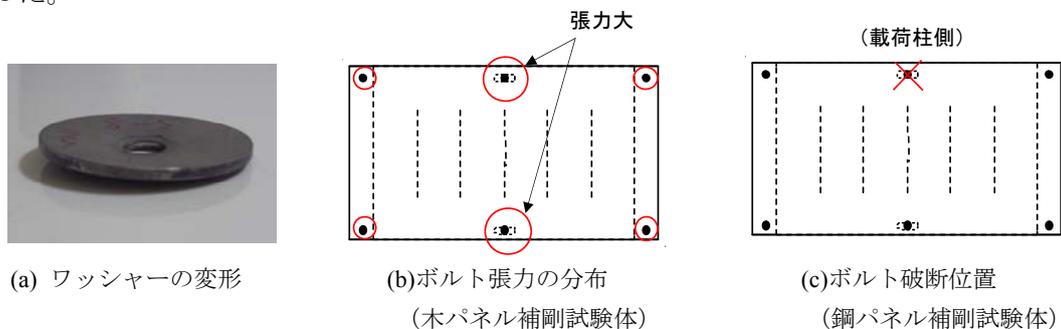


図 3-26 ワッシャーの変形とボルト張力の分布, ボルト破断位置

本実験では、载荷中のボルト張力は測定していないため全体の補剛力は得られないが、木パネル補剛試験体ではワッシャーの変形状態で補剛力の分布をある程度想定することはできる。鋼パネル補剛試験体では、ボルトに大きな張力がかかっても鋼パネルが局所的に変形しないため、ワッシャーは変形しない。木パネル補剛試験体では、補剛材四隅のボルトに比べ、鋼板を貫通させた中央部のボルト 2 本でワッシャーの変形が大きく、ほぼ同じ変形量であった。つまり、その部分でボルト張力が大きく、その張力がほぼ同等であったことがわかる。補剛材四隅のボルトのワッシャーは、変形は中央部ほど大きくないものの、変形量が同じであったことからボルト張力はほぼ等しい。なお、直径 45mm の大きなワッシャーを用いたため、変形は木材の弾性範囲内にとどまり木パネルへのめり込みはどのボルト位置でも見られなかった。ワッシャーの変形状態とボルト張力の分布の様子を図 3-26 に示す。鋼パネル補剛試験体では、ワッシャーの変形は生じなかったものの、鋼板を貫通させたボルトのうち 1 本が载荷中に破断しており、その部分で大きな張力がかかったと推定される。

(c) 荷役の繰り返し回数の影響

次に、同じ条件で作成した木パネル補剛試験体と鋼パネル補剛試験体を、せん断変形角 0.02rad までは 2 回繰り返し、その後 0.04rad を 10 回繰り返した実験の結果を比較する（試験体 R-9, R-10）。全荷役における最大耐力と等価粘性減衰定数の推移を図 3-27 に、0.04rad 時の繰り返し回数の最大耐力および等価粘性減衰定数への影響を図 3-28 に示す。

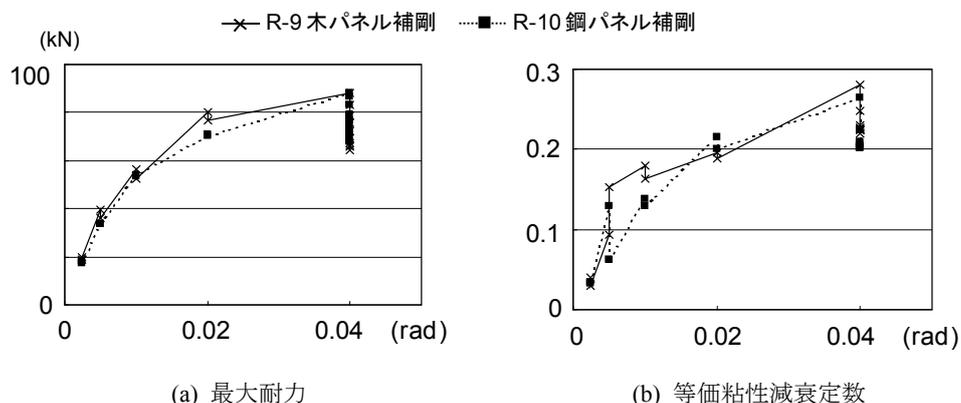


図 3-27 試験体 R-9, R-10 の耐力および heq の推移

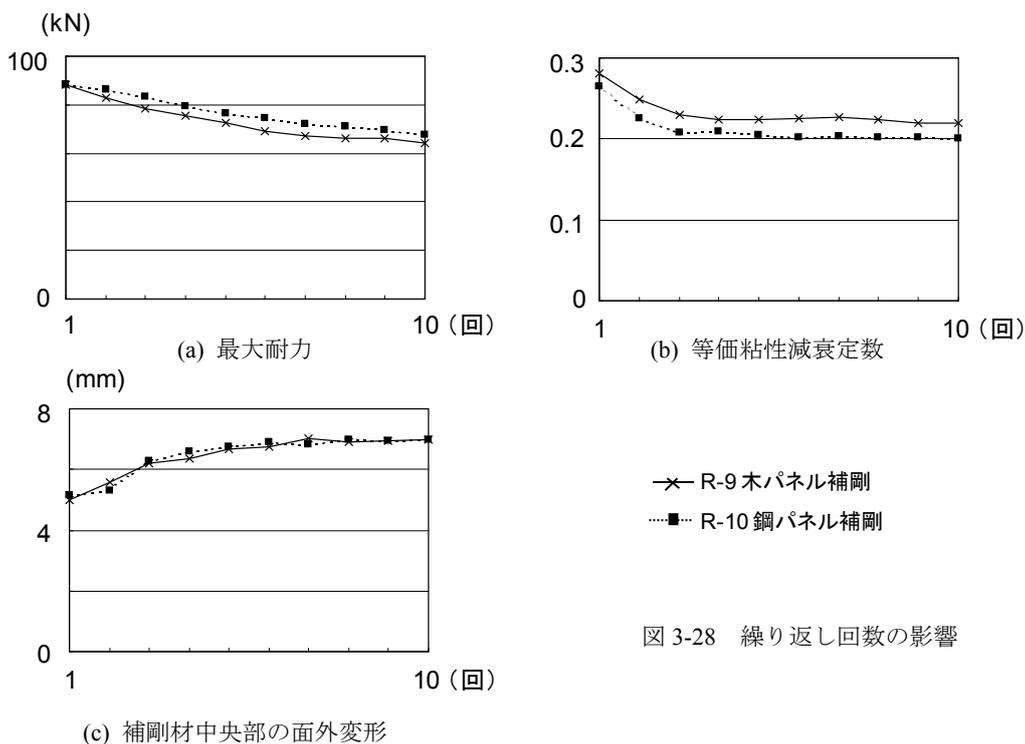


図 3-28 繰り返し回数の影響

図 3-28(a)より、最大耐力の推移は 2 体の試験体でほぼ同じ挙動となった。図 3-28(b)の等価粘性減衰定数の推移をみると、せん断変形角 0.005rad で何らかのガタまたはすべりが発生した可能性があり、両試験体とも値が急変している。それ以降はほぼ同じ挙動を示した。

0.04rad で 10 回繰り返した場合、耐力は、木パネル補剛が鋼パネル補剛よりも約 5%小さいが、耐力低下率はほぼ等しくなった。また耐力低下率はどちらの試験体でも繰り返し回数を増やすにつれ減少しており、10 回繰り返し後には耐力がほぼ飽和し、初期耐力の 75%となった。両試験体とも鋼板に亀裂は生じておらず、繰り返し軟化と呼ばれる低サイクル疲労により耐力が低下したものと考えられる。等価粘性減衰定数は、木パネル補剛の方が鋼パネル補剛より約 10%大きく、繰り返し 4 回目からほぼ 0.22 で一定となった。既往の研究に見られる鋼板耐震壁^{3.8), 3.9)}の多くにおいて、その減衰定数が 0.15~0.3 であることを考慮すると、本試験体は十分な減衰を保持していると考えられる。図 3-28(c)より、補剛材中央部の面外変形は 2 体で概ね一致した。繰り返し 4 回目からほぼ一定値となり、等価粘性減衰定数の傾向と一致した。また、試験体 R-9, R-10 どちらも鋼板に亀裂はほとんど生じておらず、0.04rad までは十分な靱性を持つことがわかる。

以上より、一般的な設計での変形を考慮したせん断変形角 0.04rad (層間変形角 0.02rad に相当し、一次設計の制限値である層間変形角 0.005rad に対して安全率 3~4 倍を考慮した変形角) では、木パネルと鋼パネルの補剛効果はほぼ同等である。0.08rad の大変形時では、補剛材のめり込み剛性の影響により、木パネル補剛の方が最大耐力は多少小さくなるものの、亀裂とそれに伴う耐力低下を抑える効果があり、大振幅、かつ多数の繰り返しに対して有効である。木パネルの利点である軽量、安価、施工性の良さも考慮すれば、スリット入り鋼板の補剛材として木パネルを用いることは妥当であると考えられる。

(d) 補剛用ボルトの初期トルク値の検討

試験体 R-2, R-3, R-4 から補剛用ボルトの初期トルク値の影響をまとめた実験結果を図 3-29 に、载荷終了後のスリット入り鋼板の写真を図 3-30 に示す。

図 3-17 における試験体 R-2, R-3, R-4 の履歴特性の比較より、せん断変形角 0.02rad 以下ではトルク値の最も小さい 0.5Nm の試験体 R-2 で耐力が若干低く、補剛効果が小さいことがわかる。0.5Nm 試験体では、補剛材同士の締め付け力が弱く、補剛材とスリット入り鋼板の間にやや隙間があった。そのため、鋼板の変形が小さい場合は、鋼板が補剛材に接触せず補剛効果が得られないことが、耐力の低い原因である。0.02rad 以降は、鋼板の面外変形が大きくなり、鋼板と補剛材が接触し補剛効果が得られるため、最大耐力は他の試験体と概ね一致した (図 3-29(a))。等価粘性減衰定数は、3 体が全変形角でほぼ等しかった。最大面外変形は 3 体でほぼ同じ値を示すが、木パネルのめり込み深さは、トルク値が大きいほど大きかった (図 3-29(d))。また耐力低下率は、試験体 R-3 (3Nm) と試験体 R-4 (10Nm) で 12%程度となり、試験体 R-2 (0.5Nm) の 4.5 倍であった (図 3-29(b))。実験終了後のスリット入り鋼板の変形状態を比較すると、トルク値が大きいほど、鋼板スリット端近傍での面外変形の曲率が大きくなり、3Nm 以上ではスリット端からの亀裂が進展していた。各試験体において、亀裂は全スリット端でほぼ均等に発生しており、試験体 R-3, R-4 の平均亀裂長さは約 18mm で、試験体 R-2 の 2 倍であった。補剛用ボルトのワッシャーの変形は、

全試験体で、鋼板を貫通するボルト位置で大きく、トルク値が大きいほどその変形は大きかった。トルク値が大きいほど鋼板中央部での鋼板と木の接触圧が大きくなっていたことがわかる。

以上より、木パネルによる補剛の場合、最小トルク値の 0.5Nm 試験体 R-2 で亀裂や耐力低下が最も小さいので、補剛用ボルトは、補剛材が鋼板に接触する程度に、緩く手回して締める方が良いことがわかる。

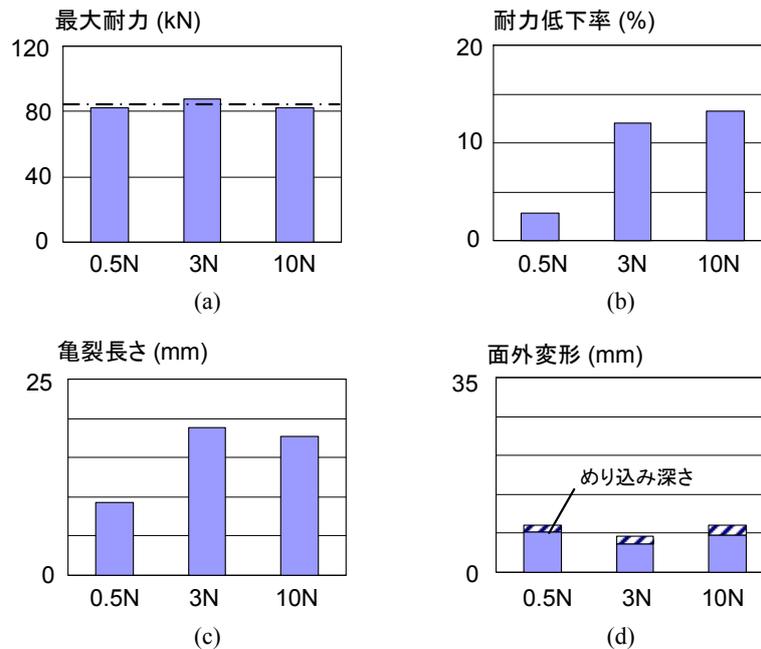
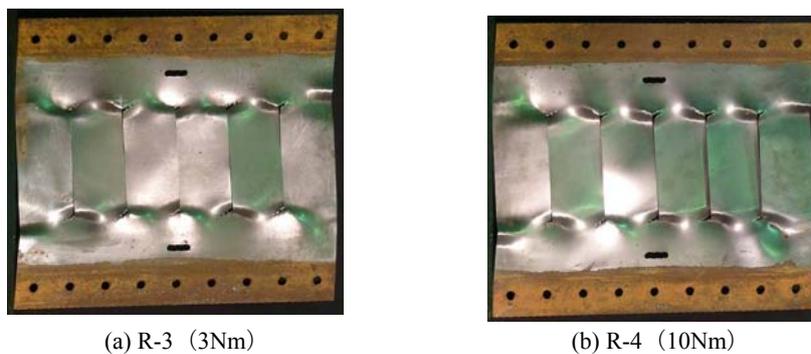


図 3-29 試験体 R-2 (0.5Nm), R-3 (3Nm), R-4 (10Nm) の実験結果



(a) R-3 (3Nm)

(b) R-4 (10Nm)

図 3-30 試験体 R-3, R-4 のスリット入り鋼板の変形状態

(e) 木パネル補剛におけるボルト本数の影響

試験体 R-7, R-2, R-8 からボルト本数の影響をまとめた実験結果を図 3-31 に、載荷終了後のスリット入り鋼板の写真を図 3-32 に示す。

せん断変形角 0.02rad 以降、ボルト本数が多いほど、最大耐力が大きい。一方、耐力低下

率は、ボルト 6 本の試験体 R-2 で最も小さく、ボルト 4 本の試験体 R-7 では 15%，ボルト 9 本の試験体 R-8 では 7%と大きくなるなど、亀裂長さの傾向（図 3-31(c)）と一致している。また図 3-31(d)に示すように、鋼板の最大面外変形は、ボルト本数が多いほど抑制されることは明らかである。ボルト 4 本の試験体 R-7 は補剛効果が小さいため、面外変形が大きく、補剛を行わなかった試験体 R-1 で見られた柱状部の横ねじれ座屈と似た形状を呈した。一方、ボルト 9 本試験体の面外変形は小さく、鋼パネル補剛試験体 R-6 と似た形状となり、スリット端での応力集中が亀裂を助長していることがわかる。木パネルのめり込み深さは、ボルト 4 本と 9 本の試験体でほぼ同じで、3mm 程度であった。これは、7 層の薄板からなる木パネルの 1 層分の厚さと一致する。せん断方向が 1 層目の木目方向と同じであるため、めり込み剛性の小さい木目方向のめり込みに留まったと考えられる。

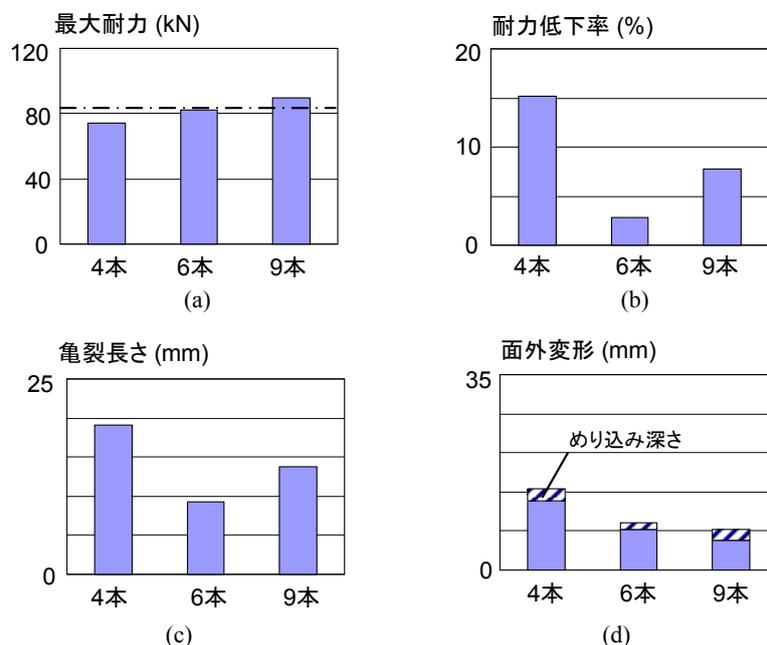
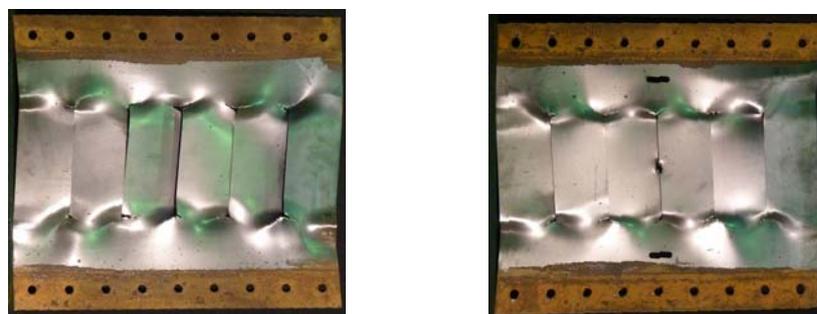


図 3-31 試験体 R-7 (4 本), R-2 (6 本), R-8 (9 本) の実験結果



(a) R-7 (4 本)

(b) R-8 (9 本)

図 3-32 試験体 R-7, R-8 のスリット入り鋼板の変形状態

補剛用ボルトのワッシャーの変形は、ボルト 9 本の試験体 R-8 では、図 3-33 に示すように、鋼板中心のボルトで最大となり、次いで鋼板を貫通する 2 本のボルト、補剛材四隅のボルトの順で大きく、その他の 2 本のボルトではほとんど変形しなかった。ボルト 4 本の試験体 R-7 では、ボルト 6 本試験体 R-2 の四隅に位置するボルトと変形がほぼ等しくなった。

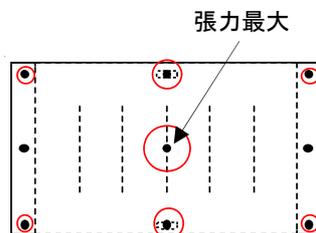


図 3-33 試験体 R-8 の張力分布

(f) スリット入り鋼板の荷重時挙動

これまでの実験では、荷重中の鋼板の挙動や木パネルとの接触の状態などを直接観察することができなかった。本実験では、補剛材として 25mm 厚の透明なアクリル板を用いることで、今まで明らかにされなかった鋼板の座屈の状態、スリット端からの亀裂の発生時期や進行状況を調査する。また、補剛を行わない試験体 R-1 との比較から、パネル型補剛材の面外補剛効果を検討する。アクリルは、6mm 厚鋼パネルとほぼ同じ曲げ剛性、めり込み剛性であり、めり込みはほとんど発生しない。

荷重中のアクリル補剛試験体 R-11 および補剛なし試験体 R-1 の全体写真を図 3-34 に、スリット端部の亀裂の拡大写真を図 3-35 に示す。また最大耐力および等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を図 3-36 に示す。

スリット入り鋼板の柱状部の横ねじれ座屈発生時期は、アクリル補剛試験体 R-11 でせん断変形角 0.01rad、補剛なしで 0.005rad である。アクリル補剛では、その後、鋼板が補剛材に接触し、座屈の進展が抑制されているが、補剛なしでは面外変形が急激に増加している。この面外変形の増加に伴い、図 3-36 に示すように 2 サイクル目の等価粘性減衰定数が低下している。アクリル補剛試験体 R-11 では、せん断変形角 0.04rad 頃から、鋼板の面外変形が大きくなり、ボルト部分を節として 2 枚のアクリル板がそれぞれ面外方向に開き始めた。各柱状部のスリット端近傍で急激に鋼板が曲がっており、その部分でアクリル板と接触し補剛力を受けている。接触箇所は各スリット端に分散しているため、各接触点での補剛圧は相対的に小さくなることから、パネル型補剛材はスリット入り鋼板の補剛にとって効果的であるといえる。

アクリル補剛試験体 R-11、補剛なし試験体 R-1 のどちらも、一部のスリット端からの亀裂が 0.04rad で発生した。柱状部の引張力が作用する位置で亀裂が斜め外側方向に伸びている。補剛なしの試験体 R-1 は、柱状部の横ねじれ座屈に伴いスリット端から引きちぎられるように亀裂が発生した。一方、アクリル補剛試験体 R-11 は、スリット入り鋼板の面外変

形が抑制されるため、面内に応力が集中することで亀裂が発生した。どちらの試験体もせん断変形角 0.06rad 時に全てのスリット端部に亀裂が発生した。図 3-36 より、0.06rad 時に各サイクルでの最大耐力が頭打ちとなり、その後亀裂が進展して低下に転じた。

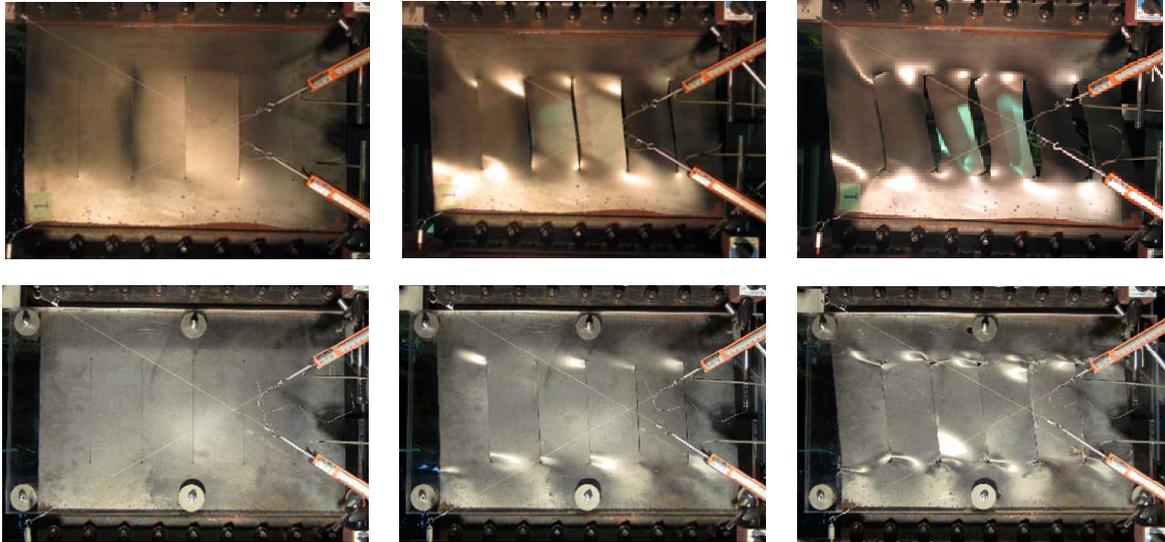


図 3-34 各せん断変形角における鋼板の全体挙動（上：試験体 R-1，下：試験体 R-11）

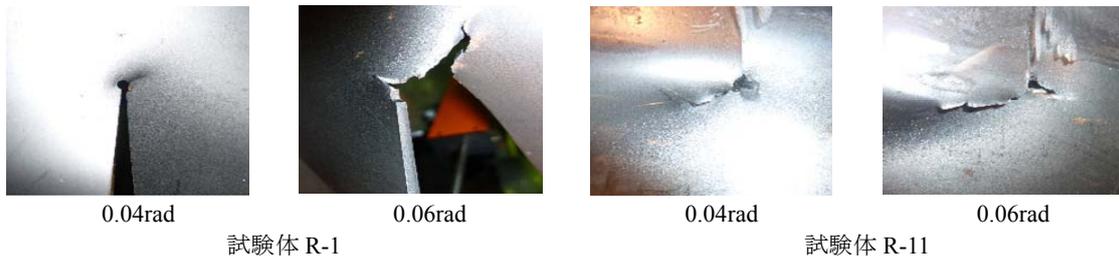


図 3-35 スリット端の亀裂

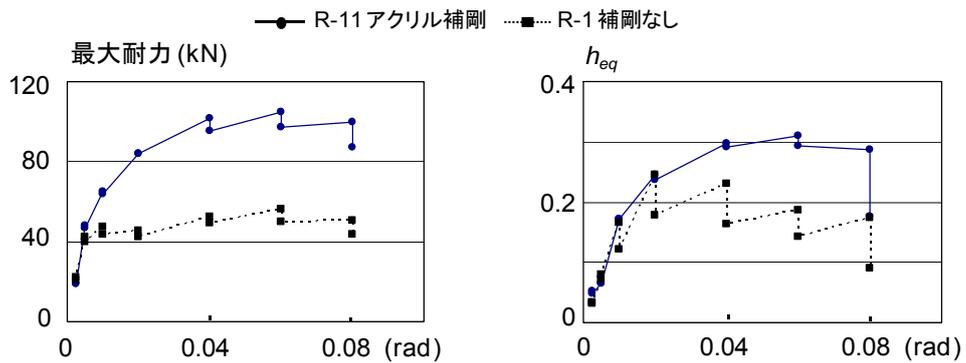


図 3-36 試験体 R-1 と試験体 R-11 の履歴挙動

(g) 補剛材と鋼板間の摩擦の影響

10mm厚普通鋼パネル補剛試験体 R-12, 10mm厚表面加工鋼パネル補剛試験体 R-13 およびステンレス板を表面加工鋼パネルで補剛した試験体 R-14 を比較し, 補剛材と鋼板間の摩擦の影響を検討する。

3体とも, 補剛用鋼パネルのめり込み剛性が高いため, せん断変形角 0.06rad 時において, 中央部のボルトが鋼板の長孔の端にあたり, ボルトがせん断破断した。図 3-17 の履歴特性より, ステンレス板を用いた試験体 R-14 では, 最大耐力が他と比べ大きい。これは, ステンレス材の降伏応力および引張強さがともに SS400 材よりも高い値となっていることに起因する。図 3-37 に等価粘性減衰定数の推移を示す。試験体 R-14 は, せん断変形角 0.06rad 時に中央のボルトが 2 本破断したため, 面外変形を抑圧できず, 減衰定数の値が大幅に減少した。試験体 R-12 と R-13 を比較すると, 普通鋼で補剛した試験体 R-12 は, 最大耐力が若干大きい値となっているが, 等価粘性減衰定数の推移はほぼ同等である。またスリット入り鋼板の面外変形量やスリット端からの亀裂長さもほぼ同じであった。鋼板と補剛材の接触力は, せん断耐力と比べ十分小さく, その間に働く摩擦力も小さいため, 摩擦係数の違いによる鋼板の挙動や亀裂発生への影響は少ないと考えられる。

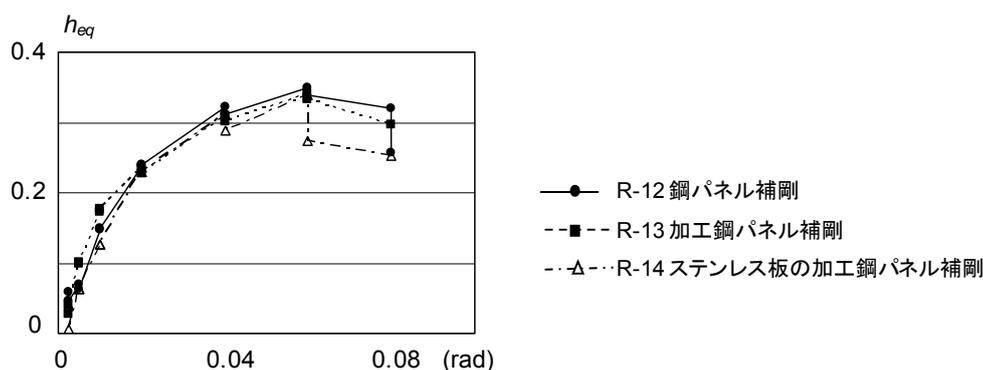


図 3-37 試験体 R-12, R-13, R-14 の等価粘性減衰定数の推移

(h) 鋼板の面外変形と亀裂が履歴特性に与える影響

図 3-38 に, 全試験体の亀裂長さと耐力低下率の関係, 鋼板の面外変形と最大耐力の関係, 面外変形と亀裂長さの関係を示す。図 3-38(b)中の一点鎖線は設計耐力を示す。

亀裂長さと耐力低下率の関係は, 鋼材, 補剛材の種別に関わらず, 高い正の相関関係が見られ, 亀裂の進展で耐力が低下することが確認できた。特に, めり込み剛性や曲げ剛性の大きい補剛材を用いた場合, 亀裂が大きくなり耐力が低下している。

最大耐力と鋼板の面外変形の関係は, 鋼板材質の異なる試験体 R-14 を除いて, 面外変形を小さく抑えるほど耐力が増大している。鋼パネル補剛はめり込みが生じないため, 鋼板の面外変形が抑圧されて耐力が大きい。一方, 木パネル補剛は, めり込み剛性が小さく, 鋼板の面外変形が鋼パネル補剛ほど抑制されないため, 最大耐力が多少小さく出るが, そ

の差はせいぜい15%であり、ボルトを4本とした試験体7以外は設計耐力を満足している。木パネル補剛において、ボルト本数を増やした場合、鋼板の面外変形が抑制され、最大耐力が増大する。

以上より、面外変形と亀裂長さはともに小さい方が高い性能が得られることがわかる。図 3-38(c)に示す面外変形と亀裂長さの関係図において、原点に近いほど望ましい性能であると考えられるため、木パネル補剛が他の補剛と比べ、バランスの取れた補剛であると判断することができる。補剛材として木パネルを用いる場合、合板の層数になるべく多いものを選択すれば、めり込み深さをさらに小さくすることができ、鋼板の面外変形量の抑制に効果的である。

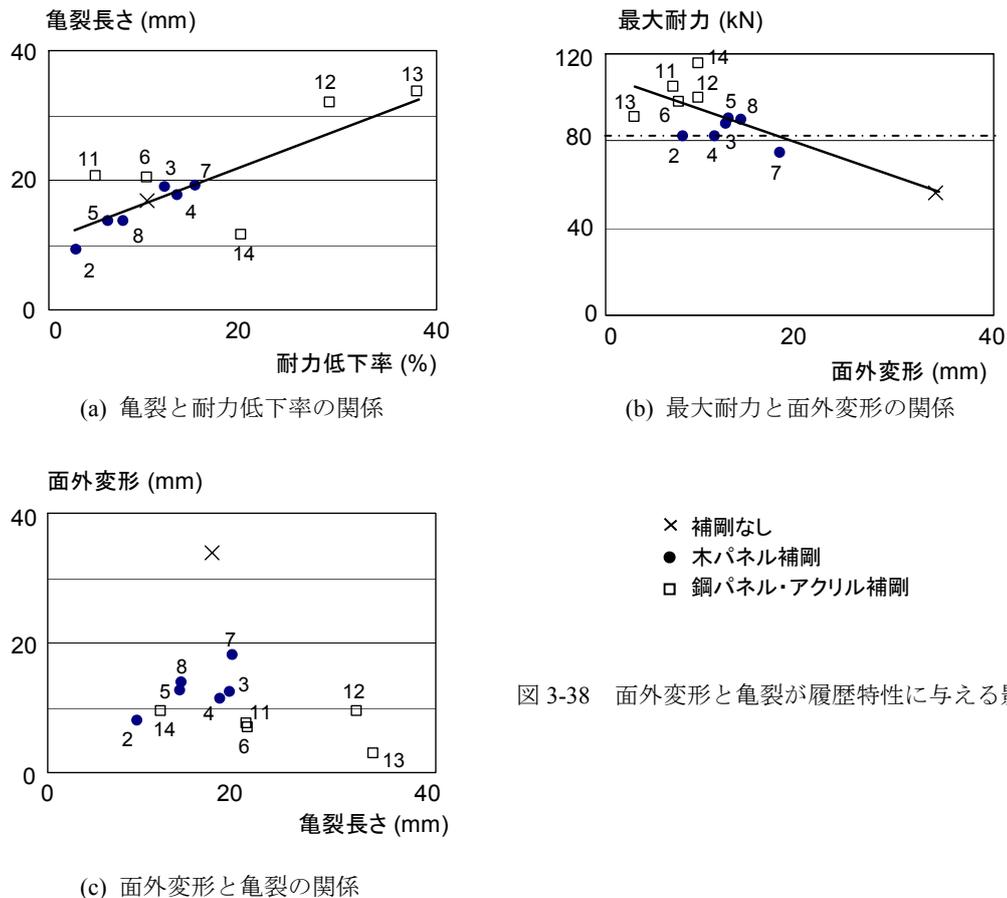


図 3-38 面外変形と亀裂が履歴特性に与える影響

3.3.3 長方形小型要素実験のまとめ

補剛材質、ボルト本数、初期トルク値、载荷履歴および補剛材と鋼板間の摩擦係数を変数とした長方形小型要素実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- 木パネルで面外補剛したスリット入り鋼板は、せん断変形角 0.08rad まで安定した挙動を示した。一方、鋼パネルで補剛した試験体は、鋼パネル厚や表面加工状態にかかわらず、载荷中に補剛用ボルトが破断し耐力低下が生じた。

- 木パネルには、鋼板の面外変形が大きくなるスリット端部にあたる位置でめり込みが生じており、めり込み深さは、最大で、木パネル（合板）の1層分約3mmであった。一方、鋼パネルでは擦過痕は見られたものの、めり込みは生じなかった。
- スリット端に、レーザーでの加工最小サイズである、鋼板厚と同じ直径の円弧の加工を行うことで、応力集中が緩和され、亀裂長さが33%抑制された。
- スリット入り鋼板をパネルで面外補剛すると、補剛前と比較し、面外変形が1/5倍となり、最大耐力が1.4倍、消費エネルギーが1.5倍に増大した。また、スリット端からの亀裂長さは1/2倍となり、耐力低下率は1/4に低減した。
- 同じ曲げ剛性の補剛材を用いる場合、補剛材の材質に関わらず消費エネルギーはほぼ等しい。
- せん断変形角0.04radで10回繰り返す载荷を行った場合、耐力および等価粘性減衰定数はどちらも25%程度低下するが、低下率は徐々に減少し、やがてこれらの値は飽和する。木パネル補剛試験体では、10回繰り返し後も等価粘性減衰定数0.22を維持し、また亀裂もほとんど生じていなかったことから、0.04radまでは耐震壁として十分な靱性を持つことが確認できた。
- 補剛用ボルトは、器具を用いて強く締める必要はなく、手で硬く、補剛材と鋼板が接触するまで締める方が、亀裂と耐力低下の抑制に効果的である。
- 鋼板と補剛材間の摩擦係数は鋼板の挙動や履歴特性に影響を与えない。これは、鋼板と補剛材の接触力がせん断力に比べて十分小さいためであると考えられる。
- すべての鋼パネル補剛試験体において、鋼パネル、鋼板ともにめり込み剛性が大きい場合、せん断変形時、鋼パネルが回転してボルトが鋼板の長孔の端にあたりせん断破断した。
- めり込み剛性や曲げ剛性が大きい補剛材を用いた場合や、ボルト本数を増やした場合には、スリット端部での面外変形が抑圧されて、スリット端部の応力集中が助長され、亀裂が発生する。一方、補剛がない場合やボルト本数が少ない場合は、柱状部の横座屈による面外変形が大きくなり、亀裂が発生する。
- スリット入り鋼板の柱状部座屈開始とその進展がスリップ挙動の発生を、また亀裂発生が最大耐力の低下を、それぞれ促す。
- 鋼板の亀裂長さと面外変形をともに抑制するほど耐震性能は向上する。木パネルによる補剛は、どちらもバランス良く抑制できるため、鋼パネルに比べて効果的である。

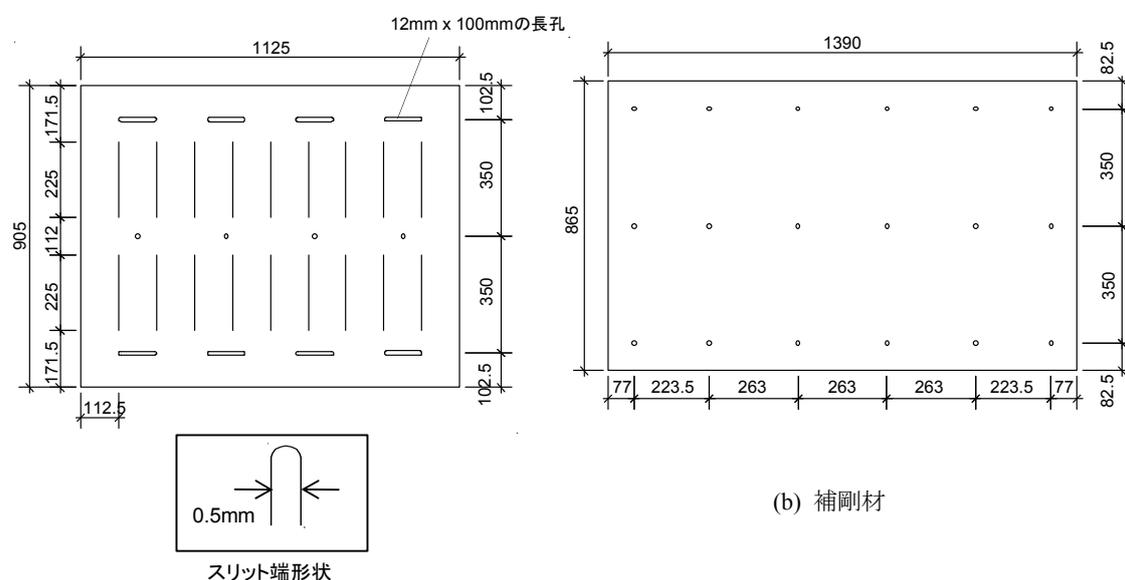
3.4 実大要素実験

本節では、より実際に近い、2段スリット入り鋼板の実大要素実験を行い、2段スリットの挙動および木パネルによる補剛の有効性を検討する。

3.4.1 実験計画

(a) 試験体

試験体形状を図 3-39 に示す。スリット入り鋼板は、ほぼ実大モデルとし、高さ 905mm、幅 1125mm、厚さ 3.2mm の SS400 材を用いる。スリットは、2 段組とし、1 段に 9 本、計 18 本で、柱状部のアスペクト比は 2 とする。スリットはレーザー加工とし、スリット端は、スリット幅を直径とする $\phi 0.5\text{mm}$ の円弧とする。補剛材は、鋼板と梁の継手部材との溶接重ね合わせ長さとして、鋼板の高さよりも 25mm 小さくし、高さ 865mm、幅 1390mm とする。



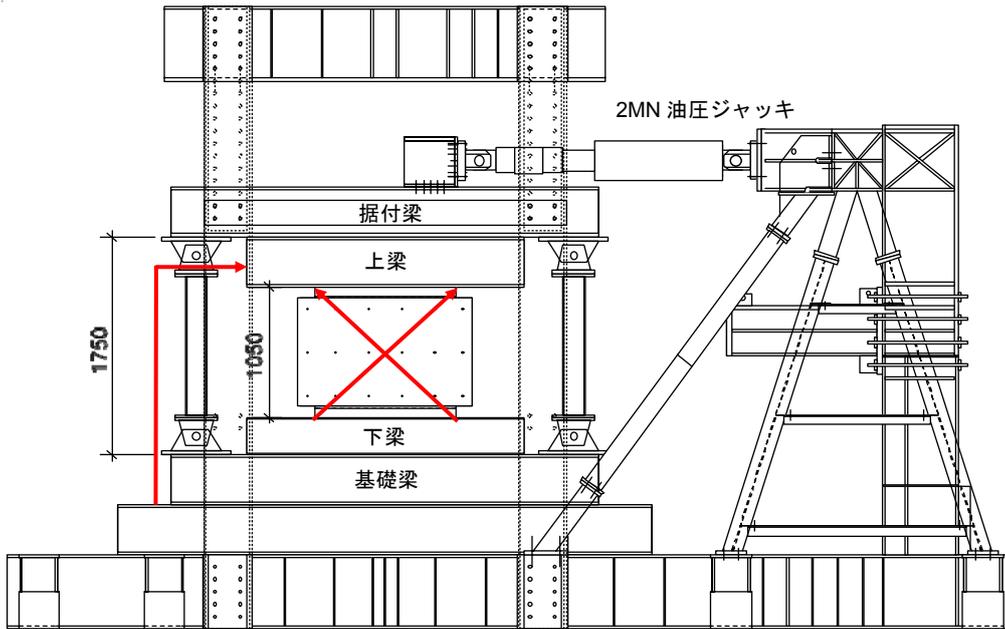
(a) スリット入り鋼板

(b) 補剛材

図 3-39 実大要素実験試験体図 (単位 : mm)

表 3-6 材料特性

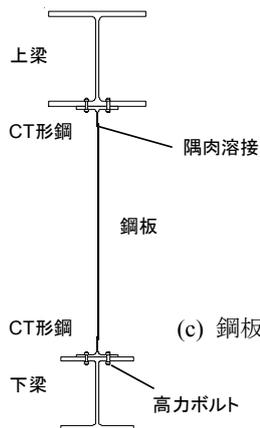
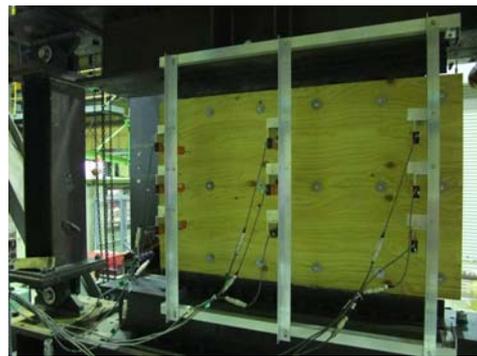
	厚さ (mm)	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	質量 (kN)
スリット入り鋼板	3.02	204000	295	433	28.5
補剛材	木パネル	24.3	-	-	16.1
	鋼パネル	5.02	183000	183	47.4



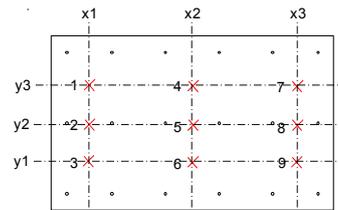
(a) 載荷装置図



(b) 試験体設置状況写真



(c) 鋼板と CT 形鋼，梁の接続



× 面外変形計測位置

(d) 補剛材の面外変形計測

図 3-40 載荷装置と計測位置

補剛材質は、9 プライからなる 24mm 厚の 2 級構造用合板（木パネル）と、ほぼ同じ曲げ剛性の 5mm 厚の鋼板（鋼パネル）の 2 種類を採用する。木パネルの曲げ試験結果から、鋼パネルの厚さを 5mm と決定したが、5mm の SS400 材は存在しないため、主に車体に用いる SPHC 材（熱間圧延軟鋼）を用いる。スリット入り鋼板、木パネル、鋼パネルの材料特性を表 3-6 に示す。SPHC 材は、SS400 材と比べ若干降伏耐力が低い。木パネルは 1 枚 16.1kg、鋼パネルは 47.4kg となり、木は鋼の約 1/3 の質量で、1~2 人で持てる重さである。補剛材をつなぐボルトは、M10 の普通鋼ボルトとし、既往の実験結果からスリット端で鋼板の面外変形が大きくなることを考慮し、スリット端の近くに計 18 本設けた。そのうち、12 本はスリット入り鋼板を貫通させ、鋼板上下端にもうけるボルト孔 8 個は(12mm x 100mm)の過大孔とし、せん断変形角 0.06rad 時でも補剛材にせん断力がかからないように設計する。補剛用ボルトの初期トルク値は 3Nm で統一した。前節の縮小要素実験より補剛用ボルトは手締めで良いという結論を得たが、本実験ではその 3 倍の実大寸法であるため、ボルトの初期トルク値はレンチで緩く締めた程度の 3Nm とした。また木パネルで補剛した試験体では、めり込み強度が小さいことを考慮して、3.2mm 厚、直径 45mm の大きなワッシャーを用いた。

(b) 荷重装置と荷重計画、計測計画

荷重装置を図 3-40(a)に、試験体設置状況の写真を図 3-40(b)に示す。スリット入り鋼板の上下両端に CT 形鋼 (CT-87.5x175x7.5x11) を 12.5mm 重ねて断続隅肉溶接し、それぞれ M16 の高力ボルト 30 本で荷重装置の上梁と下梁に接合する。その下梁は基礎梁に、上梁は据付梁にボルト接合されており、据付梁の上部には 2MN の容量を持つ油圧ジャッキが取り付けられている。油圧ジャッキを変位制御することで、スリット入り鋼板に水平方向のせん断力を与える。図 3-41 に示すような、せん断変形角 0.06rad までの 2 回漸増繰り返し荷重を行った。実験中は、図 3-40(a)に矢印で示す位置において、スリット入り鋼板の対角変位および上梁の水平変位を測定した。また、図 3-40(d)のようにアルミ製の治具を組み、補剛材の面外変形を 9 箇所測定した。なお、治具の縦材と横材の接合部にはテフロンワッシャーを用いて、荷重時に、鋼板の変形に伴って治具が平行四辺形として変形するように設計している。

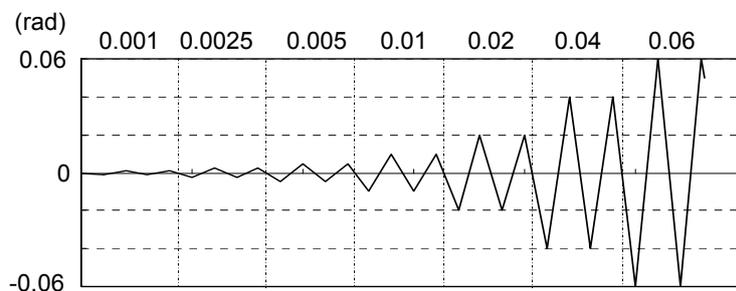


図 3-41 荷重履歴

3.4.2 実験結果

図 3-42 に 2 体の試験体のせん断力-せん断変形角関係を示す。横軸のせん断変形角は、鋼板の対角に取り付けた変位計から求めた値、縦軸はジャッキ荷重とする。鋼板に取り付けた変位計から求めた水平変位と巻き込み型変位計で計測した上梁の水平変位はほぼ同じ値となった。いずれの試験体も、せん断変形角 0.02rad までは安定した挙動を示した。また、表 3-7 に示すように、木パネル補剛試験体において、0.02rad ピーク時に得られた最大耐力は、2 章で示したスリット入り鋼板の設計耐力とほぼ同じである。初期剛性は、鋼板上端の傾きの影響で、設計値よりも 6%小さいが概ね一致している。鋼パネル補剛試験体では、木パネル補剛と比較し、耐力は約 4%大きく、剛性は 1.51 倍である。剛性が大きい理由としては、下段のスリットにせん断変形が集中したか、またはスリット入り鋼板と補剛用鋼パネルが一体となり挙動していた可能性が考えられる。木パネル補剛試験体では、せん断変形角 0.04rad の 2 サイクル目からスリップ挙動を示し、0.06rad 時の耐力は最大耐力より 20%低い値となった。鋼パネル補剛試験体においても、0.04rad の 2 サイクル目からスリップ挙動が顕著となり、最大耐力の低下率は木パネル補剛試験体の 1.5 倍となった。等価粘性減衰定数 h_{eq} の推移を図 3-43 に示す。2 体の試験体の h_{eq} はほぼ同じである。せん断変形角 0.02rad ~ 0.04rad の変形の小さいときは、鋼パネル補剛の h_{eq} が木パネル補剛よりもわずかに大きくなった。その原因としては、木パネル補剛ではめり込みが生じるため、中のスリット入り鋼板の面外変形が大きくなったことが考えられる。どちらも 0.02rad 以降 2 サイクル目の h_{eq} が低下し、0.06rad では鋼パネル補剛の h_{eq} が大きく低下した。

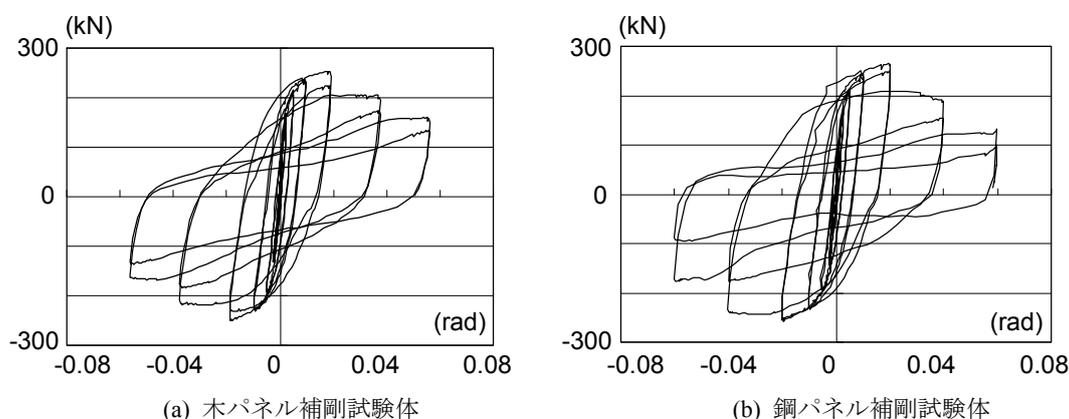


図 3-42 各試験体の履歴ループ（縦軸；せん断力 (kN)，横軸；せん断変形角 (rad)）

表 3-7 実験結果と設計値の比較

	実験結果		設計値
	木パネル補剛	鋼パネル補剛	
最大耐力 (kN)	253.1	265.3	250.7
最小耐力 (kN)	-250.4	-257.0	-250.7
初期剛性 (kN/mm)	66.6	101.1	70.8

木パネル補剛試験体と鋼パネル補剛試験体の、補剛材の面外変形を測定した9箇所の各位置における、0.06rad 時までの面外変形量の最大値を比較した。木パネル補剛試験体では、全箇所ではほぼ等しく平均で 12mm となった。ただし、y2 軸上（図 3-40(d)参照）の位置は y1 や y3 と比べボルトに近いので、面外変形が若干小さくなった。一方、鋼パネル補剛試験体では、下端側の y1 軸上で約 22mm と大きく、上にいくほど小さくなり、y3 軸上で約 14mm となった。図 3-44 に、せん断変形角-0.02rad の 2 サイクル目および-0.04rad の 1 サイクル目の面外変形分布を示す。-0.02rad 時は木と鋼の面外変形分布がほぼ等しく、y1 軸と y3 軸の変形にも大きな違いはないが、-0.04rad 時は、鋼パネル補剛試験体の y1 軸の変形が急激に増大し、y3 軸の変形が減少しているのが確認できる。载荷のせん断変形角を 0.02rad から 0.04rad に増やした際に、下部スリットに面外変形が集中したものと考えられる。

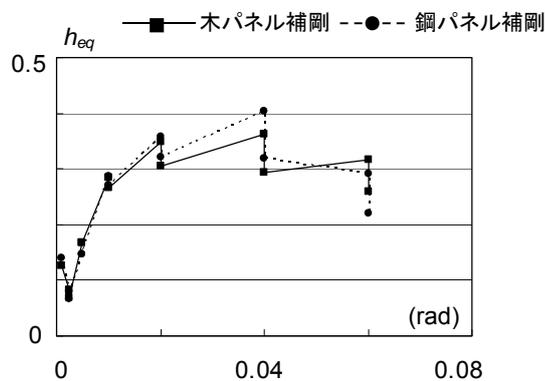


図 3-43 等価粘性減衰定数の推移 h_{eq}

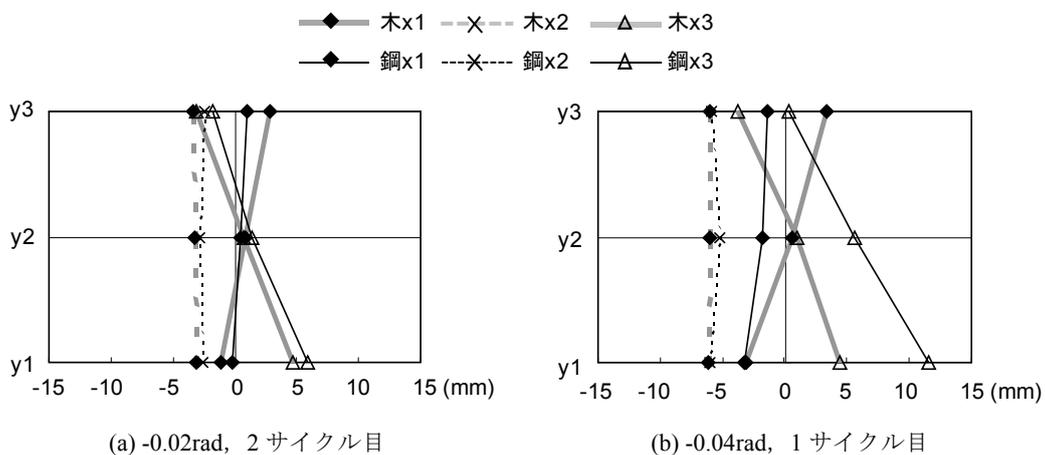


図 3-44 補剛材の面外変形分布

载荷終了後、せん断力を 0 にした状態で補剛材を外したスリット入り鋼板の写真と補剛材の内側の写真を図 3-45, 3-46 に示す。木パネル補剛試験体では、上下端の柱状部が均等にせん断変形し、面外変形が各スリット端部に分散している。スリット端に応力が集中し、

水平方向に平均長さ 29.5mm（柱状部の幅に対して 4/15）の亀裂が発生している。スリット端に加工を施さなかったこと、またボルトの初期トルク値を 3Nm と大きくしたことにより、亀裂長さは 3.2 節、3.3 節の小型要素試験体よりも大きかったものと考えられる。木パネルには、スリット端部のあたる位置で擦過痕とめり込みが生じている。めり込み深さは、木パネルの 1 層分約 2mm であった。一方、鋼パネル補剛試験体では、スリット入り鋼板の下部スリットにせん断変形および面外変形が集中している。各スリットから水平方向に大き

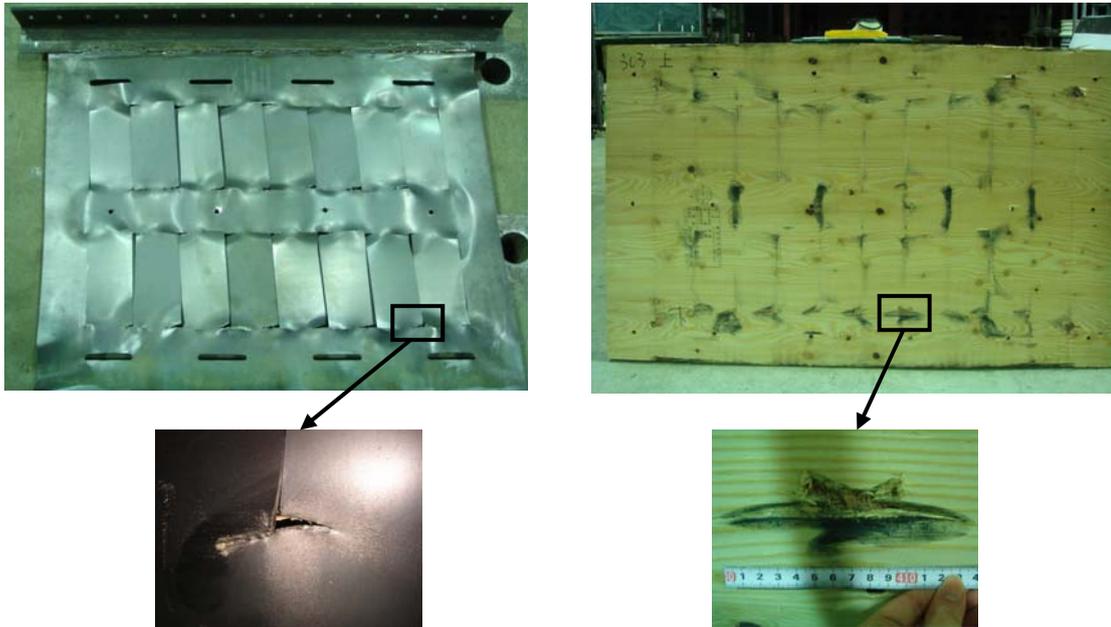


図 3-45 実験終了後のスリット入り鋼板と補剛材内側の写真（木パネル補剛）

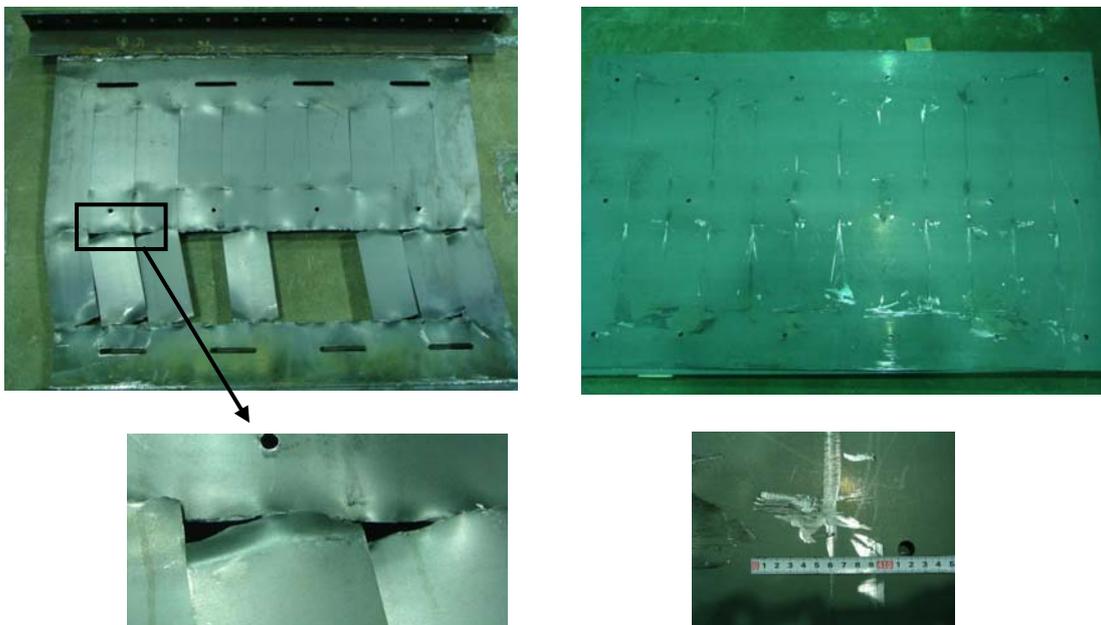


図 3-46 実験終了後のスリット入り鋼板と補剛材内側の写真（鋼パネル補剛）

く亀裂が進展しており、3箇所、左右に隣り合う柱状部のスリット端から進展した亀裂がつながり柱状部が破断した。これが、せん断変形角 0.06rad 時の急激な耐力低下の原因だと考えられる。亀裂は、下部スリットにのみ生じており、平均長さは 90mm (柱状部の幅に対して $4/5$)、木パネル補剛試験体の約 3 倍である。下部スリットに変形が偏った原因としては、鋼パネル補剛試験体では、補剛材の質量が大きいため、载荷中に補剛材が下がり、一部のボルトに鋼板のボルト孔の端があたって、そこでひっかかりが生じたと推測される。木パネルの場合は、ひっかかりが生じたとしても、めり込みや繊維の切断が起こるため、鋼板のせん断変形が阻害されることはない。

载荷中は、2体の試験体とも、スリット入り鋼板と補剛材の接触する音が鳴り、変形の増大に伴ってその音は大きくなった。補剛材の面外方向へのたわみが大きくなる 0.04rad 頃からは、補剛材の層間の接着剤が剥がれたような大きな音も聞かれた。また、せん断変形角 0.01rad を越えたあたりから、ピーク時に、試験体の上下端の圧縮力がかかる部分で、鋼板と補剛材どちらもが面外の一方向に変形する傾向が見られた。これは、ジャッキのねじれにより、鋼板が面外方向に変位したことが原因であると考えられる。今回の試験体は、補剛材の高さを鋼板よりも小さくしたため、補剛材と取り付け用アングルの間に隙間があったことが関係していると思われる。

3.4.3 実大要素実験のまとめ

同じ曲げ剛性の木パネルと鋼パネルを補剛材とした 2 体の 2 段スリット入り鋼板試験体の実大要素実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- ・ 木パネルで補剛した試験体は、各スリット端に面外変形が均等に分散し、せん断変形角 0.06rad 時まで安定した挙動を示した。各スリット端からは、水平方向に、柱状部幅の $4/15$ の長さの亀裂が発生していた。これは、スリット端に応力集中を避ける加工を施さなかったこと、またボルトの初期トルク値が大きかったことに起因すると考えられる。また、鋼板の面外変形の大きくなるスリット端位置で木パネルへのめり込みが見られた。
- ・ 鋼パネルで補剛した試験体は、せん断変形角 0.04rad 時頃から下部スリットに変形が集中し始め、 0.06rad 载荷後には下部スリットの柱状部が数ヶ所破断した。下部スリット端からの亀裂長さは木パネル補剛試験体の 3 倍であった。鋼パネルは木パネルのようにめり込みが起こらないため、一部のボルト部分でひっかかりが生じて鋼板のせん断変形が阻害された可能性がある。
- ・ 最大耐力は、鋼パネル補剛試験体の方が若干大きい、耐力低下率は鋼パネル補剛が木パネル補剛の 1.5 倍となり、等価粘性減衰定数の推移はほぼ同じであった。

3.5 要素実験のまとめ

パネル補剛したスリット入り鋼板耐震壁の縮小要素実験および実大要素実験を行い、耐

震壁の基本性能を検討した結果を示す。

- ・ スリット入り鋼板をパネルで面外補剛し、スリット端での面外変形を抑制することで、耐力およびエネルギー消費が増大した。
- ・ スリットのない鋼板と比較し、スリット入り鋼板は、面外変形がスリット端部に分散するため、木パネルに作用する力が抑制され、大変形時まで安定した挙動を示した。
- ・ 木パネル厚（木パネルの曲げ剛性）を大きくする、またはボルトによる補剛区間を短くすることで、木と鋼板の接触が増えるため、鋼板の面外変形が抑制されて、耐力およびエネルギー消費が大きくなる。
- ・ むり込み剛性や曲げ剛性が大きい補剛材を用いた場合には、スリット端部の応力集中が助長され、亀裂が発生する。一方、補剛がない場合やボルト本数が少ない場合は、柱状部の横座屈による面外変形が大きくなり、亀裂が発生する。
- ・ スリット入り鋼板の柱状部座屈開始とその進展がスリップ挙動の発生を、また亀裂発生が最大耐力の低下を、それぞれ促す。
- ・ むり込み剛性の小さい木パネルによる補剛は、面外変形および亀裂をバランス良く抑制できるため、鋼パネルに比べて効果的であるといえる。
- ・ 2段スリット入り鋼板を木パネルで補剛した場合においても、せん断変形が一部分に集中することなく、各段の各スリット端部に面外変形が分散するため、せん断変形角 0.06rad まで安定した挙動を示した。
- ・ スリット端での応力集中を避けるために円弧加工を施し、木パネル補剛を行うことで、せん断変形角 0.04rad までの実用範囲では、亀裂がほとんど発生せず、耐震壁として十分な靱性を持つことが確認できた。

参考文献

- 3.1) 松野浩一，青木繁：木材のむり込み挙動を考慮した木造単層スペースフレームの応力・変形状に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 473 号，pp.117-126，1995.7.
- 3.2) 杜重堅，榎本健，坂田弘安，和田章，伊東洋路，片岡良二，斎藤潔：集成材板目方向の表面回転むり込み実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，pp. 41-42，2001.7.
- 3.3) 井上一朗，沢泉紳一，東端泰夫，井ノ上一博：アンボンド平鋼ブレース内蔵コンクリート壁端部の補剛設計，日本建築学会構造系論文集，443 号，pp.137-146，1993.1.
- 3.4) 梶川久光，三津橋 歩，小川春彦，野口弘行：木質接着パネル耐力壁における合板の層内せん断破壊に関する実験的研究，一木質接着パネル構法における耐力壁のせん断挙動に関する研究（第 2 報）一，日本建築学会構造系論文集，618 号，pp.151-158，2007.8.
- 3.5) 伊藤麻衣，坪山紀子，中島正愛：木質パネルで面外補剛されたスリット入り鋼板の耐震性能，日本建築学会構造系論文集，第 75 巻，第 657 号，pp.2065-2071，2010.11.
- 3.6) 神谷文夫，杉本健一，青井秀樹，青木謙治：初期乾燥程度の異なる軸材で構成した耐

- 力壁の耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 73 卷, 第 631 号, pp.1585-1592, 2008.9.
- 3.7) 高塚健, 鈴木亨, 中南滋樹, 小幡達也, 田中久也: テフロン (PTFE) 被膜を形成した低摩擦型剛すべり支承の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集 B-2, 構造Ⅱ, pp.1063-1064, 2007.7.
- 3.8) 中川郷司, 藤澤一善, 鳥井信吾, 清水孝憲, 岩田衛, 飯田仲男: 極軟鋼制振壁の開発その 3 1 層 1 スパンの骨組実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 構造Ⅲ, pp.827-828, 1996.7.
- 3.9) Berman, J. and Bruneau, M.: Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls, Journal of Structural Engineering, ASCE, 129(11), pp.1448-1456, 2003. 11.

4 章 耐震壁を間柱として組み込んだ3層建物のオンライン応答実験

4.1 はじめに

3章では、木パネルで面外補剛したスリット入り鋼板の要素実験を行い、木パネルの補剛材としての有効性や、ボルト本数や補剛厚を変数としたときの挙動の変化について検討した。特に、実大2段スリットの要素実験では、木パネル補剛が鋼パネル補剛と比較し、鋼板の面外変形を各スリット端に分散させ、大変形時まで安定した挙動を示すことが確認できた。本章では、この実大要素実験で用いた試験体を間柱型耐震壁として組み込んだ建物の地震応答性状を調べる実験を行い、要素実験と建物内での挙動の違いや減衰性能を検討することを目的とする。その際、実験室や設備の大きさを考慮し、実大モデルを2.4分の1に縮小し、また建物の一部分のみを実験するオンライン応答実験法を採用する。

まず、この実験システムの概要と主要機器類の構成を記述するとともに、このシステムが他の同種のシステムに対してもつ特徴を紹介する。次にこのシステムを用いたサブストラクチャ・オンライン応答実験例として、木パネルで面外補剛された鋼板耐震壁を組み込んだ3層鋼構造骨組の地震応答を取り上げ、試験体の設計、実験の概要、実験の結果を報告するとともに、実験する構造部分の選択に関して考察を加える。

4.2 汎用オンライン応答実験システムの概要

4.2.1 背景

電算機による時刻歴応答解析と準静的実験を組み合わせたオンライン応答実験（仮動的実験、ハイブリッド実験等とも称される）は、1970年代初頭にわが国で提案された実験手法である^{4.1)}。振動台実験の代替たりうる実験手法として、また構造物全体を実験するのではなく、構造物を部分群（サブストラクチャ）に分割し、特に復元力特性の数値モデル化が難しい部分に実際の実験を施し、他の部分は数値解析で代用するという「サブストラクチャ・オンライン応答実験」の可能性、準静的載荷装置を動的載荷装置に置き換えることによる「リアルタイム・オンライン応答実験」の可能性等によって、この実験手法はその提案以来着目されてきた^{4.2), 4.3)}。また今世紀に入ってから、全米耐震プロジェクト^{4.4)}である「George E. Brown Jr. Network for Earthquake Engineering Simulation : 通称 NEES」が、複数の実験施設を有機的に結び合わせて共同実験するための環境整備事業を立ち上げたこともあって、「サブストラクチャ・オンライン実験」は更に脚光を浴び、複数の部分を別々の実験場で同時に実験し、それぞれの実験場で得られるデータ（部分構造物の復元力）をインターネットで互いにやりとりすることから、全体構造物の地震応答を再現する方法が提案されつつある^{4.5)-4.13)}。

オンライン応答実験では主として油圧式サーボアクチュエータが用いられるが、筆者らは、アクチュエータではなく、あえて準静的ジャッキを用いたオンライン応答実験システムの開発に取り組んできた^{4.14)}。これを順次拡張し、準静的ジャッキ4台、それに圧力を加

える油圧ポンプ 4 台，ジャッキの動きを制御するコントローラ 4 台，さらにこれらコントローラの動きを監視・制御し，データを計測する PC 群から構成される，「汎用オンライン応答実験システム」を整備するまでに至っている。

冒頭にも述べたように構造物を部分に分け，一部（復元力特性が数値モデル化しにくい部分）を実験からその他の部分（復元力特性が相対的に数値モデル化しやすい部分）を数値解析から，それぞれ復元力を得るという「サブストラクチャ・オンライン応答実験」はオンライン応答実験にもっとも適合する方法として期待されている。しかしながら，実験する部分の選択は実は容易ではない。構造物が一樣でどの部分のモデル化も同程度に難しい（易しい）場合には，一部を取り出すことの根拠が希薄になるし，一部だけを取り出した実験では高い精度をもつ応答が期待しにくい。また，ある構造部分を取り出して実験するとして，取り出し方によっては他の部分との境界条件を満足することが難しくなり，それを無理に満足させようとすると，構造物全体を実験するよりもよほど難しい実験を強いられることもある^{4.15)}。

4.2.2 基本システム

筆者らが構築したシステムは，4 台までの準静的ジャッキを同時に制御しつつオンライン応答実験を実施できるが，基本的には 1 台ずつの準静的ジャッキシステムを独立して制御するもので，多数台制御への拡張には，それぞれのシステムとデータをやりとりできる「仲介：Coordinator」を介在させる。図 4-1 は，1 台の準静的ジャッキを制御する基本システムである。準静的ジャッキは油圧ポンプユニットに連結され，70MPa の圧力で油を押しもしくは引きのチャンバーに圧入することからジャッキのシリンダを動かす。またジャッキに接続されたロードセルや変位計（デジタル型を使用）は，ジャッキ制御用コントローラに接続され，このコントローラがジャッキへの力や変位を参照しつつフィードバック制御をつかさどる。さらにこのコントローラは制御用 PC に接続され，PC 上からこのコントローラに載荷情報（変位指令や荷重指令）を与える。一方オンライン応答実験に必要な数値解析（時刻歴応答解析）は演算用 PC で実施し，先の制御用 PC と常にデータを交換している。また演算用 PC はデータロガーにも接続されており，試験体に取り付けられた歪ゲージや各種変位計からのデータをデータロガー経由で PC 内に取り込んでいる。

オンライン応答実験の手順に従えば，演算用 PC が次ステップに到達すべき変位を計算し，それを制御用 PC 経由でジャッキ制御用コントローラに送り，このコントローラが到達すべき変位に向けて静的ジャッキを制御する。所定の変位が得られた時点でジャッキはその動きを停止し，その時点での変位と荷重情報を，ジャッキ制御用コントローラから制御用 PC へさらには演算用 PC へと転送することによって，次のステップの変位を推定するための数値解析を実施する。

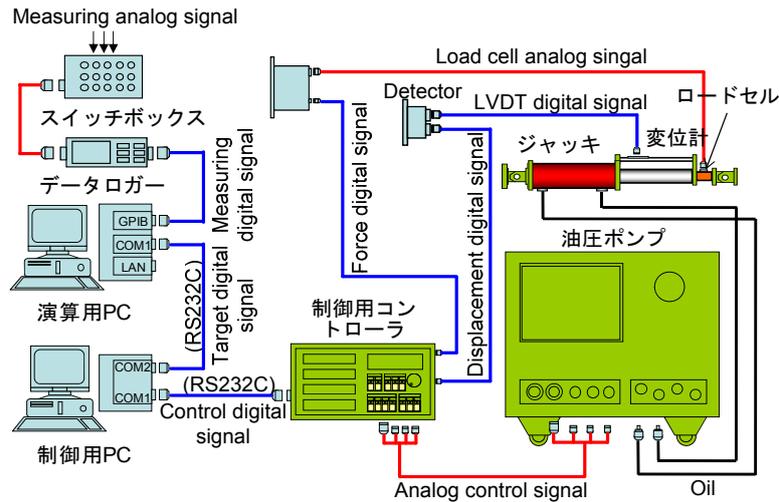


図 4-1 開発オンライン応答実験システムの基本構成

4.2.3 システムの特徴

(a) 準静的ジャッキ

最大出力 1,500kN、ストローク±400mm の準静的ジャッキを 4 台、最大出力 100kN、ストローク±400mm の準静的ジャッキ 4 台を保有し、実験に用いる試験体の強さに応じて選択できる。ジャッキの頂部には、定格範囲 1,500kN もしくは 100kN のロードセルを取り付け、フィードバック用荷重計測に用いる。これらはいずれも市販のジャッキとロードセルであるが、最大ストロークにかかわらず一定の解像度 (Resolution) を得るために、ジャッキのシリンダに平行して分解能 0.01mm のデジタル変位計を取り付け、これをフィードバック用変位計測に用いる。これは、オンライン応答実験においては、とりわけ高い変位計測精度が必要で、それが確保されないと特に多自由度系に対する実験では実験誤差の累積が甚だしく、実験の適切な制御と精度のよい応答が得られないという事情によっている。

(b) 油圧ポンプとジャッキ制御用コントローラ

ジャッキの加圧には油圧ポンプを稼働し、ポンプの駆動にはインバータモータを、減圧には高速オンオフ弁を使用する。また、減圧、さらには電磁弁によって行う制御方向の切替は、全てジャッキ制御用コントローラによって制御される。ジャッキに対して加圧する場合はインバータモータ駆動型の油圧ポンプが、減圧する場合は高速オンオフ弁が、また制御方向を切り替える場合には電磁弁がそれぞれ選択制御されるという構成をとっている。ジャッキ制御の詳細フローを図 4-2 に示す。

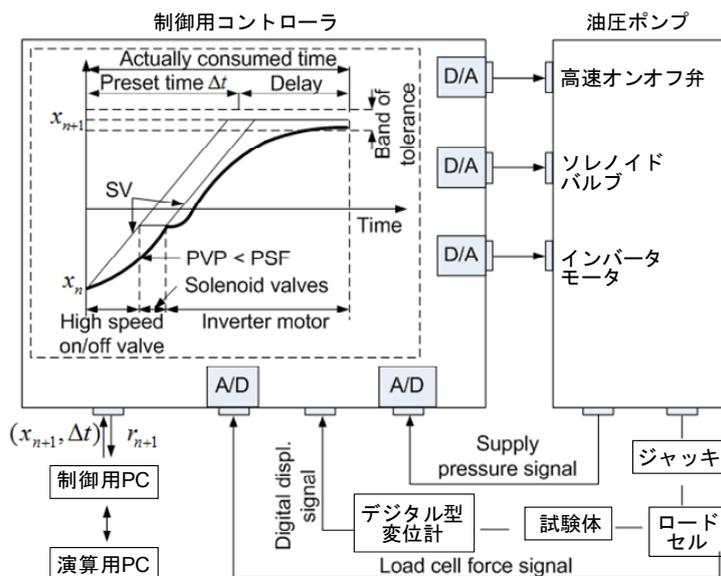


図 4-2 準静的ジャッキ制御のフロー

(c) 制御演算仲介用コントローラ

本実験システムでは、制御用 PC、演算用 PC、また複数のジャッキを同時に制御するときにはそれぞれのジャッキ制御コントローラに対応する制御用 PC 間のデータを交換するための仲介用 PC、から構成される。これら PC はいずれも、市場で安価に購入できるもので、OS には Microsoft Windows を、また、データ入力の簡便性とグラフィック画面への出力を充実させるために、プログラミング言語には Microsoft Visual Basic for Windows を用いる。それぞれの PC の概要と、そこで独自に組み込んだ機能は以下の通りである。

制御用 PC

ジャッキ制御用コントローラと RS232C シリアル通信ポートで接続されており、オンライン応答実験の 1 ステップ毎に目標変位または目標荷重と載荷速度をジャッキ制御用コントローラに送り、載荷後には、到達変位、到達荷重をジャッキ制御用コントローラから受け取る。また、換算値、極性、警報値、評価値などのコントローラ制御変数を、制御用コンピュータの操作画面上で入力する。

演算用 PC

演算用 PC は、制御用 PC と RS232C インターフェイスによって結ばれている。また多数台のジャッキを制御するオンライン応答実験の場合には、演算用 PC は、後述する仲介用 PC を経由して、制御用 PC とデータを交換する。演算用 PC では、対象構造物の動特性を支配する運動方程式に対する時刻歴応答解析を実行し、そこで得られた次ステップの目標変位を制御用 PC に転送する。一方制御用 PC からは、到達変位と到達荷重が返送される。転送されてきた荷重値を用いて演算用 PC は時刻歴応答解析を再度実行し、次ステップの載荷目標指令を算出し、以下同様の作業を入力地震が終了するまで繰り返す。試験体に取り付

けられた歪ゲージや各種変位計のデータは、通常のデータロガー（100channel/s）により計測され、計測データは GPIB インターフェイスを介して、演算用 PC に集録される。1 ステップ終了する毎にデータロガーにトリガー信号を送り、計測を実施する構成となっている。

仲介用 PC

仲介用 PC は、多数台のジャッキを制御するときに、各ジャッキ制御用コントローラに接続される制御用 PC や演算用 PC とデータを交換し、実験における各部の動作を管理する役割を担っている。さらに、ABAQUS 等の汎用解析コードをサブストラクチャ・オンライン応答実験に組み込むときには、解析コードとのデータ授受の任もこの仲介用 PC が果たしている。さらに多数台ジャッキを制御する際には、データロガーからの計測データは、演算用 PC ではなくこの仲介用 PC に転送され、そこに保存される。

4.2.4 開発システムの長所

油圧サーボ式アクチュエータを用いた世界に数多く存在するオンライン応答実験システムに対して、本論で紹介したシステムは次の特徴を有している。

高油圧特性

通常の油圧サーボ式アクチュエータでは 20MPa の油圧が用いられるが、準静的ジャッキであれば 70MPa までの油圧に対応できる。これはジャッキの寸法が同程度であれば 3 倍の載荷能力があること、逆に同程度の載荷能力でよければジャッキははるかに軽量になる、等の利点につながっている。また一般に準静的ジャッキの単位時間あたりの油量は同等のアクチュエータに比べて 1/10 以下となるが、これは誤動作（間違った方向への動き）への対応性の良さや、変位制御精度の向上にも寄与している。本油圧ジャッキシステムでは、現存の加力・計測・計算機器類を、市販のインターフェイスを用いた必要最低限のデータ通信を介して複合利用している。もちろん、これらを切り離して単体で使うことも可能であるし、準静的ジャッキ、油圧ポンプ、コントローラ、制御用コンピュータのセットは、それぞれ設定が容易で使い勝手がよい。ここに、仲介用 PC、演算用 PC を導入し、汎用的なプログラム言語を用いて解析ソフトウェアと実験部分を仲介することによって、複合的なオンライン応答実験の実施を可能にしている。

運搬の便

準静的ジャッキ 1 台に対するシステムが独立して構成されているので、一組のジャッキ制御システムが比較的軽く（油圧ポンプユニット：170kg）また持ち運びの便が高い。これは、サブストラクチャ・オンライン応答実験において、異なる実験場での同時実験時に効力を発揮する。多くの実験場は、試験体や載荷装置を設置するスペースはあっても、オンライン応答実験に供しうる載荷・計測システムを必ずしも有してはいない。そのようなときにも、本論で提案するシステムであれば、準静的ジャッキ、油圧ポンプシステム、ジャッキ制御用コントローラ（25kg）、制御用 PC、演算用 PC 等の必要機器をトラックで運搬することはたやすい。実験機器の一部を他の実験場に移送し、複数の実験場での同時実験に

よるサブストラクチャ・オンライン応答実験を実施した例もある。

ロバスト性

準静的ジャッキと油圧ポンプシステムをハードウェアの機軸とし、またごく通常の（特別仕様のない）PC 群だけを用いるので、維持管理に関わる費用と労力が驚くほど少ない。本システムの基本となる最初のジャッキシステムの導入からすでに 15 年弱が経過しているが、そのとき購入した準静的ジャッキはもとより、油圧ポンプ、制御装置等はいずれもほとんどメンテナンスを必要とせず、故障もなく現在まで稼働している。

4.3 3 層鋼構造骨組に対するオンライン応答実験

ここでは、開発オンライン応答実験システムを、木パネルで補剛した鋼板耐震壁を組み込んだ鋼構造骨組に対するサブストラクチャ・オンライン応答実験に適用する。この実験から得られた工学的知見に言及するとともに、サブストラクチャ法の適用にあたって、実験する構造部分の選択に関しても考察を加える。

3 章の木パネル補剛の要素実験結果から、スリット入り鋼板を木パネルで補剛することで、鋼板の全体座屈に十分な抑制効果を発揮することが確認されている。ただ要素実験においては、鋼板上下端に取り付ける梁は載荷の際平行に動き、反曲点は鋼板中央に位置するように設計されていた。実際の骨組内に設置した場合は、間柱型耐震壁は取り付けられる梁の変形の影響を受けるため、耐震壁としてのエネルギー消費能力の程度は必ずしも定かではない。また、間柱型耐震壁の全体建物への減衰効果や、鋼板の終局状態についても研究の蓄積は少ない。そこで、鋼構造骨組に組み込まれた鋼板耐震壁の減衰効果に対する実験情報を獲得することを目的として、サブストラクチャ・オンライン応答実験を計画した。

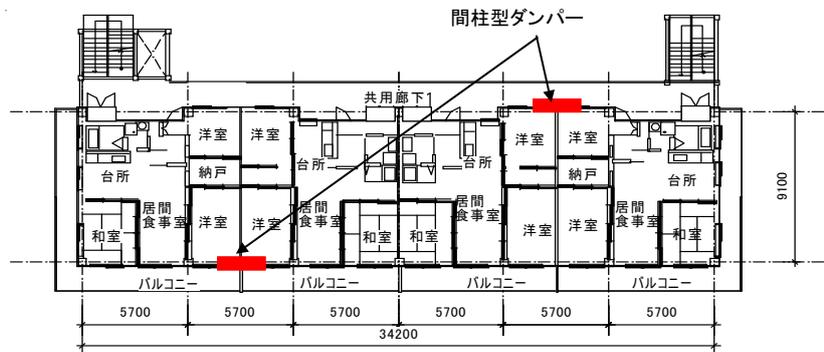


図 4-3 プロトタイプ建物の平面図

4.3.1 プロトタイプ建物の設計

対象とする建物を図 4-3 に示す。桁行方向 1 スパンに間柱型耐震壁を設けた、階高 3m、長辺方向 6m×6 スパン、短辺方向 9.1m×1 スパン、さらにバルコニーと通路に 1.8m の張り出しのある 3 層鉄骨造ラーメン構造の共同住宅^{4.16)}をプロトタイプ建物として選定し、この住宅の長手方向の一構面（図 4-4）を実験対象構造物とした。また、図 4-4 の枠内に示す間柱

型耐震壁とそれに付帯する骨組を実験部分とした、サブストラクチャ・オンライン応答実験を実施した。荷重システムの制約上、鋼板耐震壁付帯骨組とそれ以外の骨組の境界はローラー接合とし、またローラー接合部分では、骨組は鉛直方向にのみ変位し、曲げモーメントは伝達しない境界条件を設けた。

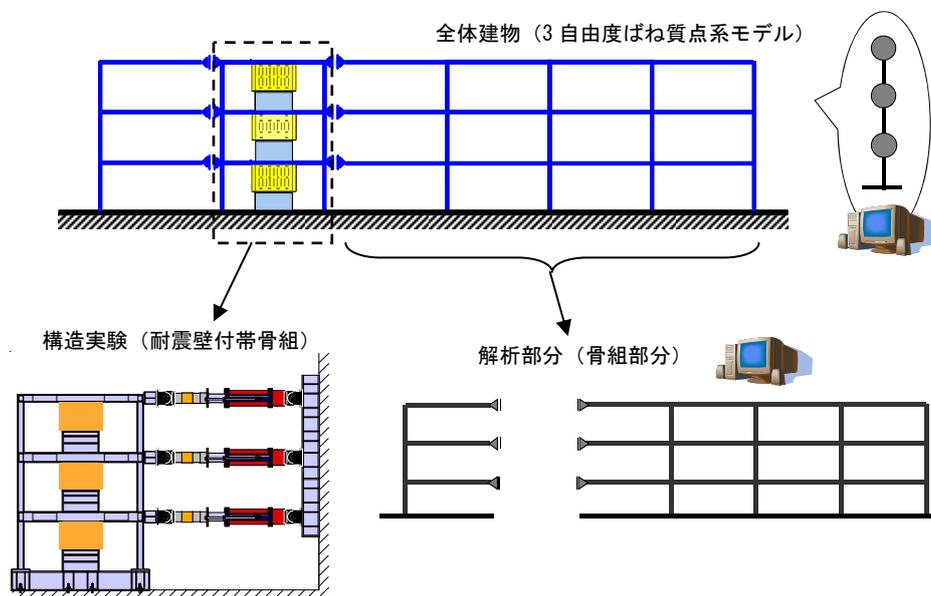


図 4-4 実験対象建物

プロトタイプ建物の設計において、自重と積載荷重による分布荷重は $0.9t/m^2$ とし、屋上はその 1.3 倍とした。また鉛直荷重による梁端の曲げモーメントの効果は無視し、建物全体の保有ベースシア係数を 0.3、そのうち 0.1 を間柱型耐震壁が負担するような保有耐力設計によって必要な幾何学的寸法を決めた。また 1 次設計用地震荷重に対して骨組が層間変形角 $1/200$ 以下となり弾性を保つ設計条件も設けた。設計用地震層せん断力の大きさは、1 層と 2 層はほぼ等しく、一方 3 層は 1 層の概ね半分であることから、耐震壁の耐力は、1 層と 2 層は等しく、3 層はその半分となるように設計した。また、鋼板の剛性を調整することによって、骨組の層間変形角が $0.002\sim 0.003rad$ するとき鋼板が降伏するように設計した。特に 2 層耐震壁は、上下端が取り付く梁の曲げ変形による回転が大きくなることを考慮し、他層より剛性を大きくした。以上の方針に沿って、2 章で示したスリット入り鋼板の耐力・剛性算定法に基づき、間柱型耐震壁を設計した。その結果を表 4-1 に示す。1 層のスリット入り鋼板と比べると、2 層はスリット段数 (m) がその半分、3 層は鋼板厚 (t) が半分となっている。

付帯骨組は、柱梁耐力比が 1.5 倍以上となる梁降伏型で、かつ、終局時においても、間柱型耐震壁左右端部において付帯梁が塑性化しないように部材を選定し、また付帯柱は軸力比が 0.3 程度となるように設計する。実験対象建物の部材断面を表 4-2 に示す。

表 4-1 プロトタイプ建物における耐震壁の諸元

	幅 (mm)	高さ (mm)	鋼板厚 (mm)	耐力 (kN)	剛性 (kN/mm)
3層ダンパー	1800	1500	3	290	50
2層ダンパー	1800	1400	6	550	170
1層ダンパー	1800	1400	6	550	130

表 4-2 実験対象建物の部材断面

付帯骨組	柱	H-300x300x16x22
	RF 梁	H-360x240x14x22
	2, 3F 梁	H-480x240x13x19
その他の骨組	柱	H-300x300x10x15
	梁	H-350x175x7x11

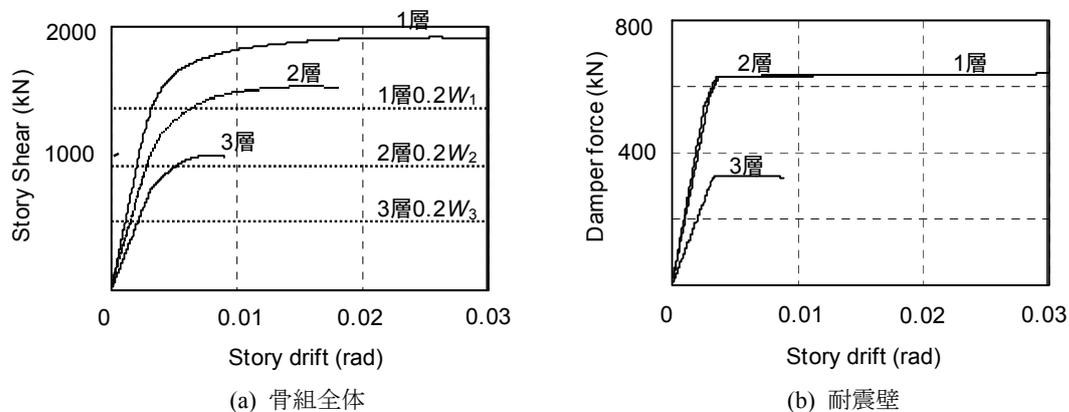


図 4-5 設計時せん断力—層間変形角関係

汎用解析プログラム OpenSees^{4,17)}を用いて、設計した3層プロトタイプ建物に対する予備静的解析を実施した。骨組の固有周期は0.7秒で、粘性減衰は考慮していない。間柱型耐震壁は初期剛性と終局耐力が等しい完全弾塑性ブレースに置換し、積載荷重は柱頭に集中荷重として与えた。

図 4-5 に間柱型耐震壁と骨組全体のせん断力-層間変形角関係を示す。図 4-5(a)より、層間変形角 1/100 での保有耐力が 0.3W (W: 総重量) 程度であり、また1次設計用荷重 0.2W に対し層間変形角が 1/200 以下である。さらに、図 4-5(b)より、間柱型耐震壁は層間変形角 1/400 程度で降伏している。頂点変位角 0.02rad 時における各層の間柱型耐震壁付帯梁の曲げモーメント分布を図 4-6 に示す。なお図の横軸は、間柱型耐震壁付帯骨組の左柱からの距離を表す。耐震壁から伝達する応力によって、2層梁の間柱型耐震壁左右端において、梁断面の全塑性モーメントに対して曲げモーメントが 80%程度となっている。しかし、柱梁接合部近傍の梁端でのモーメントの方が耐震壁近傍の梁のモーメントより大きな値となっていることから、先述の設計目標を満足していることが確認できる。

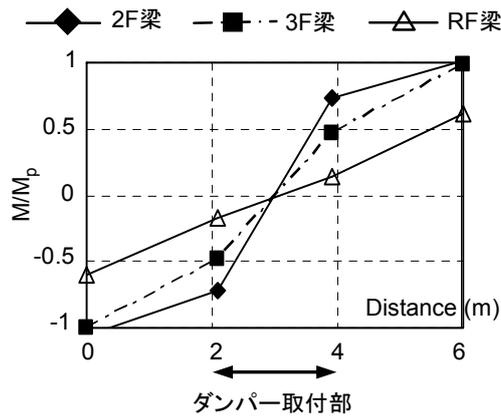


図 4-6 間柱型耐震壁付帯梁の曲げモーメント

さらに、OpenSees を用いて、設計した 3 層プロトタイプ建物の動的解析を行った。告示波とされる 3 種類の地震動を、地動最大速度を、 0.25 m/s^2 (Level-1)、 50 m/s^2 (Level-2)、 75 m/s^2 (Level-3) となるよう基準化して入力したときの最大層間変形角分布を図 4-7 に示す。Level-1 地震動を入力した場合、全ての地震波で最大変形角 $1/200$ 程度、Level-2 では $1/100$ 程度となっているが、用いた告示波の中では El Centro 波による応答が最も大きい。また、Level-1 地震動入力では 2 層の変形が大きいですが、Level-2 入力においては、柱脚の降伏に伴い相対的に 1 層の剛性が小さくなることによって、1 層の変形が最大となっている。

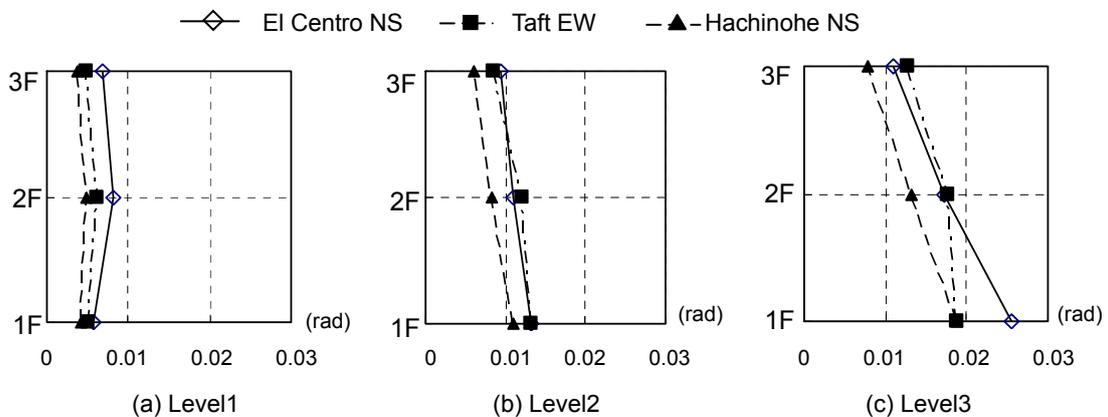


図 4-7 動的解析における最大層間変形角分布

4.3.2 構造実験用試験体

実験対象建物のうち、実際の実験部分とする間柱型耐震壁を設置する 1 スパン分の骨組を抜き出し、これを $1/2.4$ に縮小した試験体を製作した。

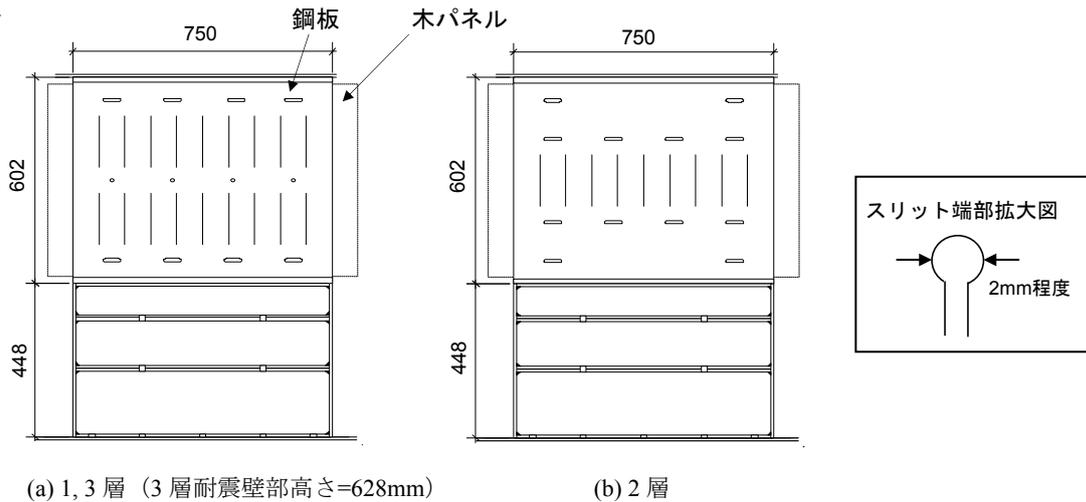


図 4-8 試験体に用いた間柱型耐震壁（単位：mm）

表 4-3 構造実験用試験体における間柱型耐震壁の諸元

	鋼板厚 (mm)	木パネル厚 (mm)	耐力 (kN)	剛性 (kN/mm)	木パネルのせん断座屈耐力 (kN)
3層ダンパー	1.2	12	38	21	277
2層ダンパー	2.3	18	96	65	935
1層ダンパー	2.3	18	96	50	935

(a) 耐震壁

図 4-8 に各層の間柱型耐震壁を、表 4-3 に各層耐震壁の設計諸元を示す。スリット入り鋼板には、厚さ 2.3mm の SS400 材を用いた。スリットはレーザー加工とし、スリット端は、応力が集中しないよう、直径 2 mm 程度の円弧加工を施した。補剛用木パネルの厚さは、鋼板の座屈耐力には木パネルだけが寄与すると仮定して、木パネルの四辺を単純支持したときの木パネルのせん断座屈耐力が鋼板の終局耐力の 2 倍を上回るように設計した。ただし、木パネルは吸湿によるヤング係数の低下等が見込まれるためさらに 2 倍近い厚さになるようにした。補剛材をつなぐボルトは、M8 の普通鋼ボルトとし、ボルトの初期トルク値は 0.5Nm 程度（手回しで硬く締めた程度）とした。実大要素実験では、3Nm（レンチで緩く締めた程度）としたが、それがスリット端に生じた亀裂発生の原因の一つであると考えられるため、0.5Nm と小さいトルク値を採用した。また、間柱型耐震壁に 0.05rad のせん断変形角が生じるまでボルトにせん断力が作用しないように、鋼板中央のボルト貫通用孔は 40mm の長孔とした。鋼板の引張試験と、木パネルの曲げ試験から得られた材料特性を表 4-4、4-5 に示す。

スリット入り鋼板は、下部を剛域部分に模擬した H 形鋼に、上部を梁に、いずれも幅 16mm、4.5mm 厚の鋼板を介して隅肉溶接で接合した。

表 4-4 鋼板の材料特性 (引張試験結果)

	鋼板厚 (mm)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏比	伸び
3層ダンパー	1.2	180	0.60	0.36
1,2層ダンパー	2.2	250	0.69	0.32

表 4-5 木パネルの材料特性 (曲げ試験結果)

	木パネル厚 (mm)	ヤング係数 (N/mm ²)	曲げ耐力 (N/mm ²)
3層ダンパー	13	5700	55
1,2層ダンパー	19	5900	57

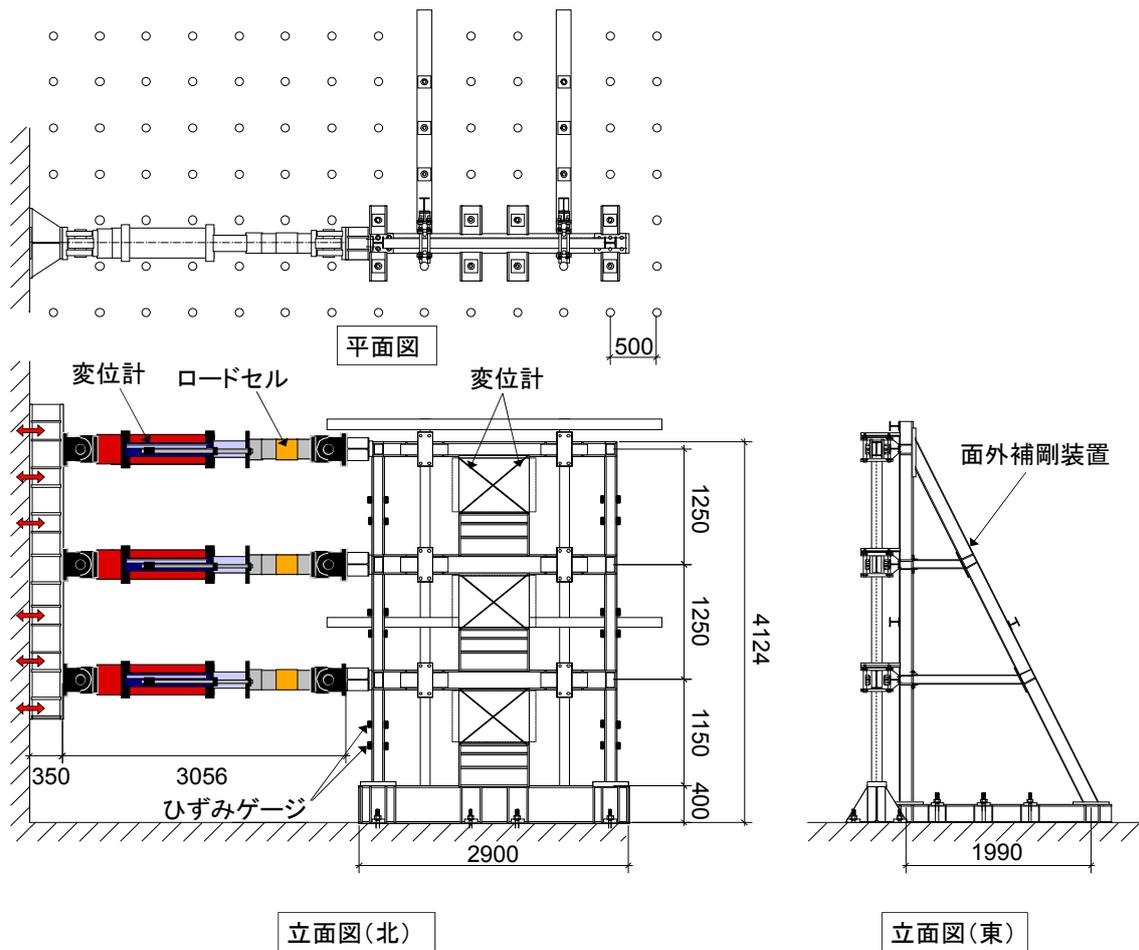


図 4-9 試験体骨組と載荷装置

(b) 試験体骨組

図 4-9 に試験体骨組と載荷装置図を、図 4-10 にその写真を示す。縮小率を勘案して、柱は、H-125×125×6.5×9、RF 梁は、H-148×100×6×9、2F と 3F 梁は、H-200×100×5.5×8 とした。骨組の柱と梁は開先加工を施した完全溶込溶接により接合し、さらに接合部パネル部分を弾性に留めるために、両面から 4.5mm 厚の鋼板 (ダブルプレート) を隅肉溶接で補強した。

また、柱脚部分は基礎梁と緊結するため、柱 H 形鋼の下端に 40mm 厚の鋼板をベースプレートとして全周隅肉溶接により取り付けました。

3 層骨組試験体の各層に設けた荷重治具を 3 台の油圧ジャッキに水平に緊結し、また骨組試験体の面外変形を防止するため、各層において間柱が設置されていない梁部分 2 ヶ所、試験体全体では計 6 ヶ所において、面外補剛装置を用いて面外方向の変位を拘束した。



図 4-10 試験体写真

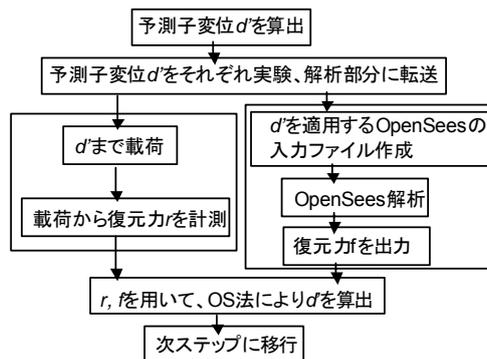


図 4-11 実験アルゴリズム

4.3.3 オンライン応答実験のためのモデル化

3 層 6 スパンの対象構造物を、図 4-4 に示すように間柱型耐震壁付帯骨組とその他の骨組に分割し、挙動の把握が難しいと考えられる前者に対しては実際の構造実験（図 4-9, 4-10）を実施することとし、後者に対しては汎用解析コード OpenSees を用いて数値モデル化し、このモデルによって解析部分各層の復元力を求めた。また解析部分と実験部分を合わせた構造物全体の動特性については、これを各層に水平 1 自由度を設けた 3 自由度ばね質点系にモデル化し、時刻歴応答解析によって地震応答を求めた（図 4-4）。運動方程式の解法には、線形部分の剛性が非線形部分の剛性を上回らないならば、無条件に安定な解を保證する直接積分法であるオペレータ・スプリッティング法（OS 法）^{4.18)}を適用した。図 4-11 に本実験で用いた基本アルゴリズムを、図 4-12 に本実験に用いた実験システム各機器の配置を示す。この配置は 4.2 節で説明した実験システムを 3 台のジャッキに対して適用したもの

で、仲介用 PC が、演算用 PC と制御用 PC の間に挟み込まれ、データ伝達・交換の管理役を果たしている。

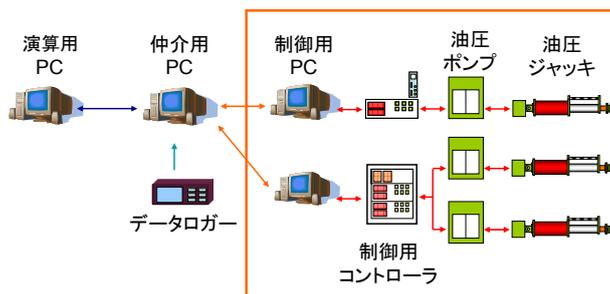


図 4-12 実験システムの構成

4.3.4 载荷計画

入力地震波として 1940 年 El Centro (NS 成分) の 30 秒間を用いた。最大地動速度を 25kine と 50kine に基準化した Level-1 と Level-2 相当の地震動を順次入力する、2 度のオンライン応答実験を実施した。試験体は実寸の 1/2.4 の縮尺となっているため、各ジャッキへの载荷目標変位の転送には解析で得られた目標変位を 1/2.4 倍した値を、一方水平復元力の返送には実载荷で得られた復元力の 2.4² 倍の値を、それぞれ適用した。さらに 2 回のオンライン応答実験後には、通常の耐震設計で考えるレベルを超す変形における間柱型耐震壁付帯骨組の崩壊形式の検証を目的とし、いずれかの層の耐力が低下するまで単調漸増载荷実験を実施した。

4.3.5 計測計画

ロードセルおよび変位計の設置位置と歪ゲージ貼付位置を図 4-9 に示す。歪ゲージは大変形時でも弾性状態を保つ柱梁断面のフランジ表面に 2 ヶ所ずつ、計 48 点に貼付した。歪から算出した各柱断面の曲率と柱の断面 2 次モーメントおよびヤング率を用いて各層の柱に生じる水平力を算出した。このようにして求めた水平力と各層のロードセルで計測した水平力との差を、各層における間柱型耐震壁負担分の水平力と考えた。

間柱型耐震壁のせん断変形角は、対角上に交差する 2 つの変位計のデータから下式により求めた。

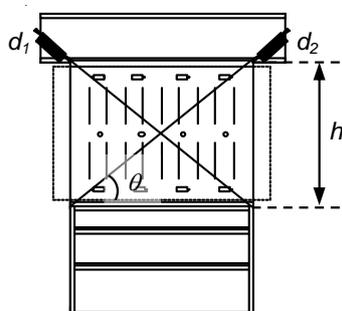


図 4-13 式(4-1)中の記号の定義

$$\gamma = \frac{d_2 - d_1}{2h \cos \theta} \quad (4-1)$$

ここで、 d_1 、 d_2 は間柱型耐震壁の対角変位、 h は耐震壁高さ、 θ は対角変位計の角度である(図 4-13)。

4.3.6 オンライン応答実験結果

(a) 制御精度

Level-1、Level-2 いずれの入力に対しても、オンライン応答実験はただの一度も中断することなく実行できた。図 4-14 は、Level-1 入力に対する最初の 5 秒間における変位制御精度を示したもので、縦軸には目標変位と到達変位の差をとっている。いずれの層のジャッキにおいてもその差は平均して 0.05mm 以内にとどまり、0.1mm を超すことはまれであった。本試験体における変位 0.1mm は、層間変形角に換算すると 0.0001rad と、試験体が受けた最大層間変形角に比べて無視できるほど小さい。このように、オンライン応答実験応答精度を左右する変位制御において、ここで用いた実験システムは十分な精度を発揮した。

(b) 地震応答結果

各実験における層間変形角の時刻歴応答を、図 4-15 に示すように 9 つの载荷 Stage に分割して考察する。

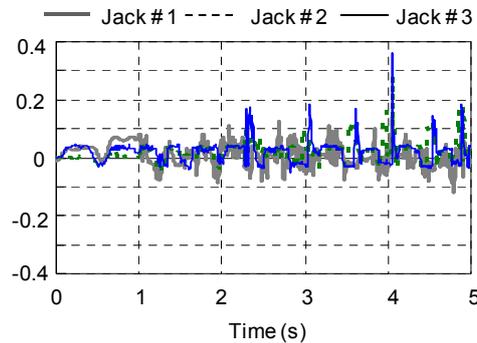


図 4-14 オンライン応答実験における変位精度

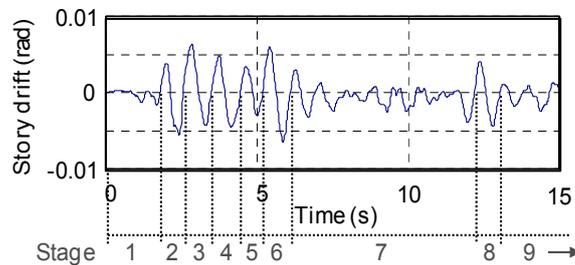


図 4-15 層間変形角時刻歴応答 (Level-1・1層)

全体挙動

各実験における骨組の最大層間変形角分布を図 4-16 に、Stage3（最大変位を被ったサイクル）の最大頂部変位時における、曲げモーメント分布と柱梁端部の塑性化が生じた順序（①，②・・・の順）を図 4-17 に示す。ここで，図の分布はひずみゲージ貼付位置における部材断面の曲げモーメントから求めた。さらに，柱梁端部の塑性化は，各端部での曲げモーメントが，断面係数に，材料試験による降伏強度を乗じた値を超えているか否かで判別した。

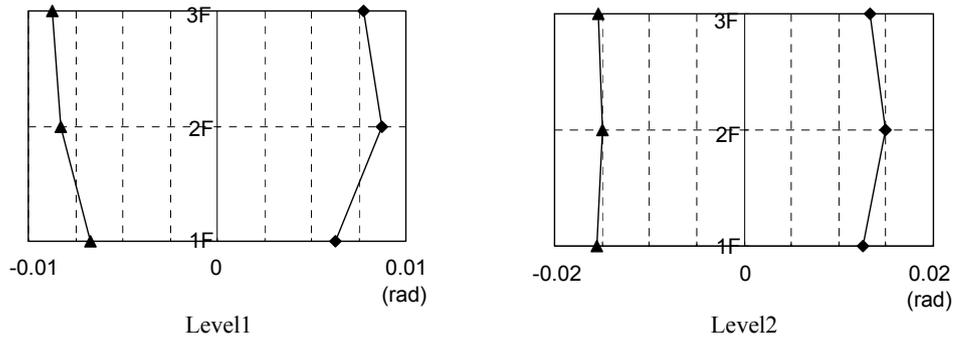


図 4-16 最大層間変形角分布

図 4-16 より，いずれの実験においても，特定層への変形集中は生じず，Level-1 では各層における層間変形角が 0.01rad 以内に収まった。また，図 4-17 より，Level-1 では，いずれの層においても骨組の柱梁端部における塑性化は見られなかった。Level-2 では，耐震壁塑性化後，Stage2 の正載荷において 1 層片側梁端部の塑性化，Stage2 の負載荷において 1 層のもう一方の梁端部と 2 層両側梁端部，その直後に両柱脚が塑性化し，Stage3 では，耐震壁に加え複数の箇所（⑨まで）が塑性化した。耐震壁取り付け近傍で梁の塑性化すると耐震壁が有効に機能しなくなることを考え，この部位での塑性化が生じないようにした設計については，それが満足されていることを検証できた。

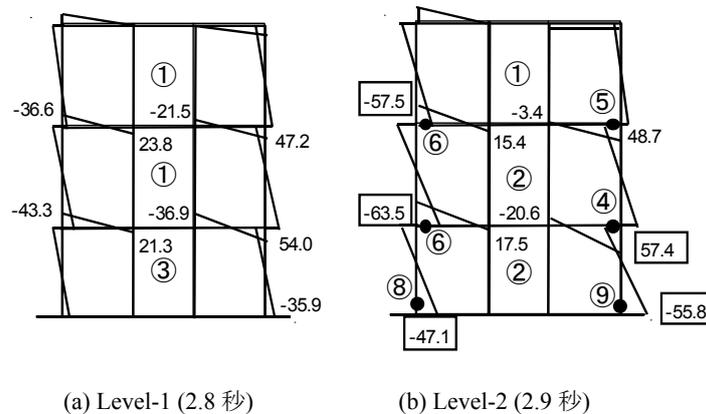


図 4-17 モーメント分布と塑性化順序

図 4-18 は、建物全体における、耐震壁、耐震壁付帯骨組（試験体骨組）、その他の骨組、それぞれのエネルギー消費の内訳を示している。耐震壁および試験体骨組のエネルギー消費量は変位計、ジャッキ荷重等の実測値から算出した。その他の骨組の消費量は OpenSees 骨組解析モデルから算出した。Level-1 では、骨組が弾性に留まっていたため、全体の 80% 以上のエネルギーを耐震壁が消費している。一方、Level-2 では、Level-1 に比べてエネルギー消費の総量は大きく、骨組のエネルギー消費の比率が増えている。しかしながら、耐震壁によるエネルギー消費はなお全体の 50%以上を占めており、主体構造への損傷低減効果を十分発揮している。

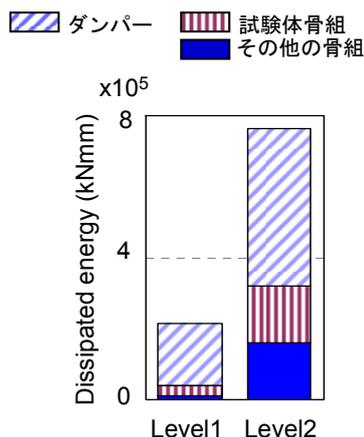


図 4-18 エネルギー消費量

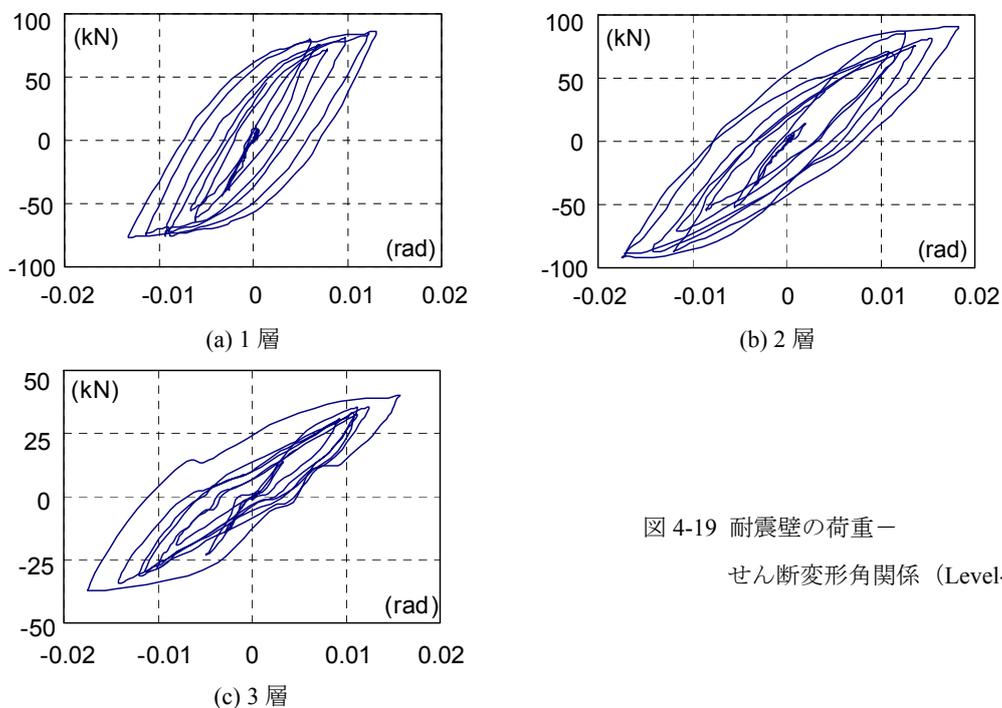


図 4-19 耐震壁の荷重—せん断変形角関係 (Level-1)

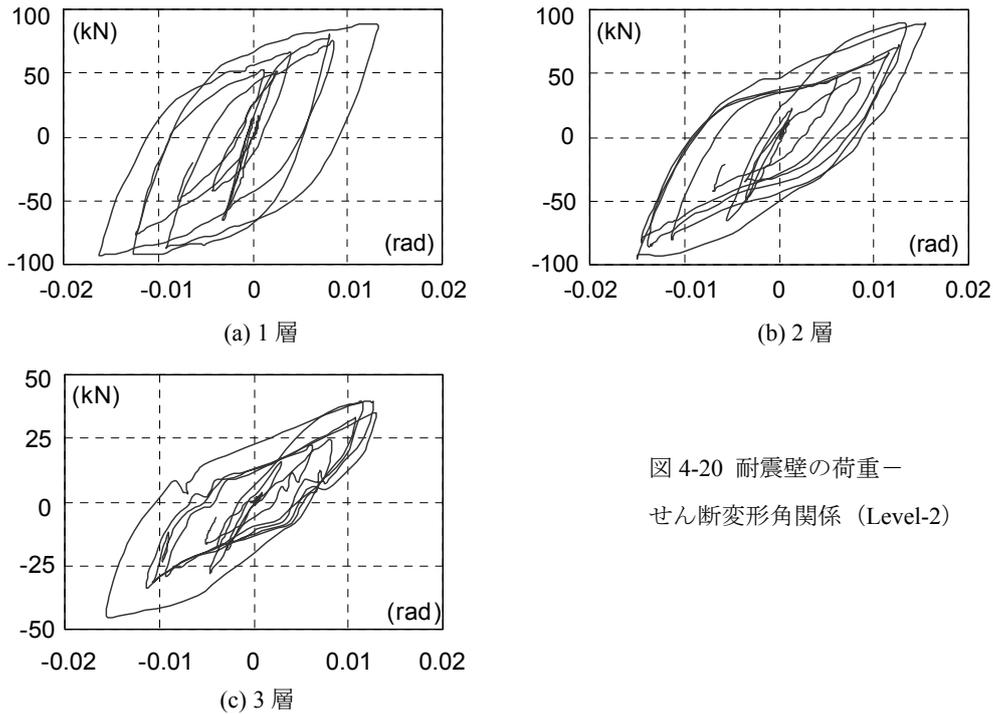


図 4-20 耐震壁の荷重-せん断変形角関係 (Level-2)

耐震壁の挙動

Level-1 での耐震壁の荷重-せん断変形角関係を図 4-19 に、Level-2 を図 4-20 に示す。せん断変形角は、耐震壁部分に対角に取り付けた変位計から算出した値である。Level-1 では、 $0.002\sim 0.003\text{rad}$ という小さいせん断変形角レベルから降伏し、安定したエネルギー吸収性を示しており、各層の挙動に大きな違いは確認できない。Level-2 において、1, 2 層では Stage2 の正載荷、3 層では Stage1 の負載荷で耐震壁が降伏した。ここで、耐震壁の降伏は、耐震壁に生じたせん断力が、スリット入り鋼板の耐力計算式により算出した降伏せん断耐力に達することを想定して判定する。履歴曲線は、1 層において紡錘形、2, 3 層においてはややスリップ形となっている。また、 0.02rad に達する周辺で、2, 3 層の鋼板端部の面外変形が大きくなるとともに、木パネルのたわみが観察された。2 層ではスリットを 1 段にしたことにより面外変形が分散する箇所が少なくなったこと、また 3 層では鋼板、木パネルをともに薄くしたことにより面外補剛力が相対的に弱くなったことが、スリップ型履歴の原因であると考えられるが、大きな耐力低下が見られないことから、耐震壁の設計は妥当であった。以上の結果から求めた実験における耐震壁のせん断耐力を、耐力計算式から導出した耐力と比較した結果を表 4-6 に示す。各層とも計算値と近い値を示し、耐力計算式の妥当性が確かめられた。

表 4-6 耐震壁の最大耐力

	実験 (kN)	計算 (kN)	実験 / 計算
3層ダンパー	40	38	110
2層ダンパー	100	96	110
1層ダンパー	87	96	90

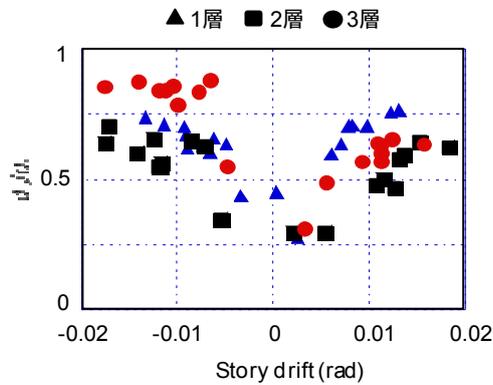


図 4-21 せん断変形角と d_d/d_f の関係

付帯梁の変形による影響

Level-1 実験における、各 Stage での骨組の層間変位 (d_j) の最大値と、間柱型耐震壁下部の剛域および付帯梁を完全に剛として換算した鋼板部分のせん断変位 (d_d) の比 (d_d / d_j) を図 4-21 に示す。どの層においても、 d_j に比べ d_d の方が小さいが、これは付帯梁の変形により間柱型耐震壁が回転したことによる。せん断変形角が $\pm 0.003\text{rad}$ より小さい領域の耐震壁降伏以前では d_d / d_j は約 0.3 と低く、一方降伏後は 0.6~0.7 となっている。耐震壁降伏以前は付帯梁の曲げ変形が相対的に大きかったが、降伏後は耐震壁の剛性の減少によって付帯梁の変形増加に比べて耐震壁の変形増加が相対的に増えたため、 d_d / d_j の値は上昇した。

エネルギー消費性状

本実験から得られた等価粘性減衰定数 h_{eq} を図 4-22 に示す。なお、本実験では、载荷履歴における振幅が正負で異なったため、各サイクルにおける最大値と最小値の絶対値の平均値を振幅として h_{eq} を算出した (図 4-23)。また図 4-22 中の番号は、図 4-15 に示す载荷 Stage の番号である。各層とも、Stage-2 での大きな入力が生じた後の Stage3~9 においては値が大きく変動することなく、0.15~0.3 の値を維持している。また、紡錘形の履歴挙動を示した 1 層は、スリップ形の挙動を示した 2, 3 層に比べて h_{eq} が大きくなっており、いずれも大振幅を受けた後でも安定した大きな減衰効果を発揮している。

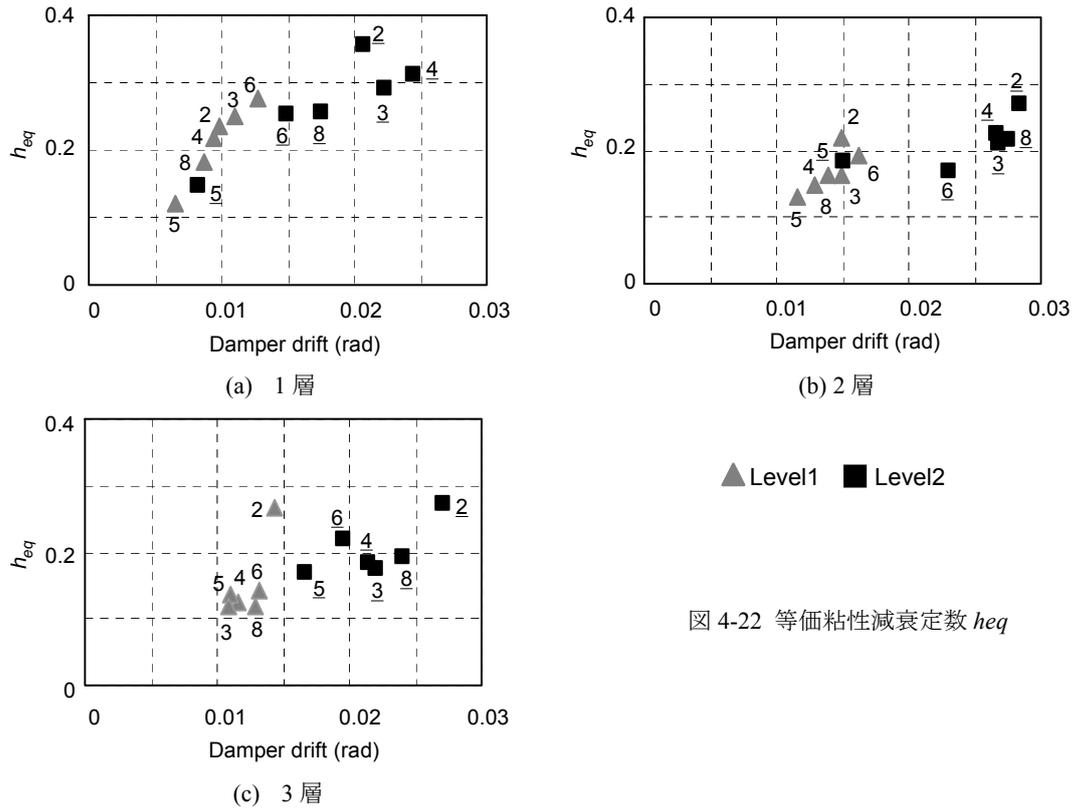


図 4-22 等価粘性減衰定数 h_{eq}

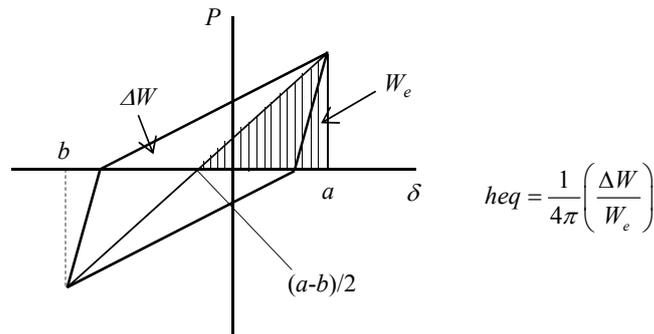


図 4-23 等価粘性減衰定数 h_{eq} の求め方

4.3.7 単調漸増載荷実験結果

Level-2 に対する実験終了後、Level-2 地震入力時に得た最大応答時のジャッキ荷重の比率 (1F:2F:3F=1:1.4:1.7) を維持して、いずれかの層における耐力劣化が生じるまで単調漸増載荷を実施した。1, 2 層に変形が集中し、耐震壁のせん断変形角が 1, 2, 3 層でそれぞれ 0.14, 0.11, 0.05rad となったところで、1 層の木パネル取り付け用ボルトのせん断破断が生じて、1 層層せん断耐力が低下したため実験を終了した。実験終了後の各層におけるスリット入り鋼板 (木パネル補剛除去後) の写真を図 4-24 に示す。

どの層の鋼板にも、鋼板の隅角部での局部的面外変形はほとんど見られず、スリット端部に面外変形が分散していることから、補剛設計は妥当であったことがわかる。また、図

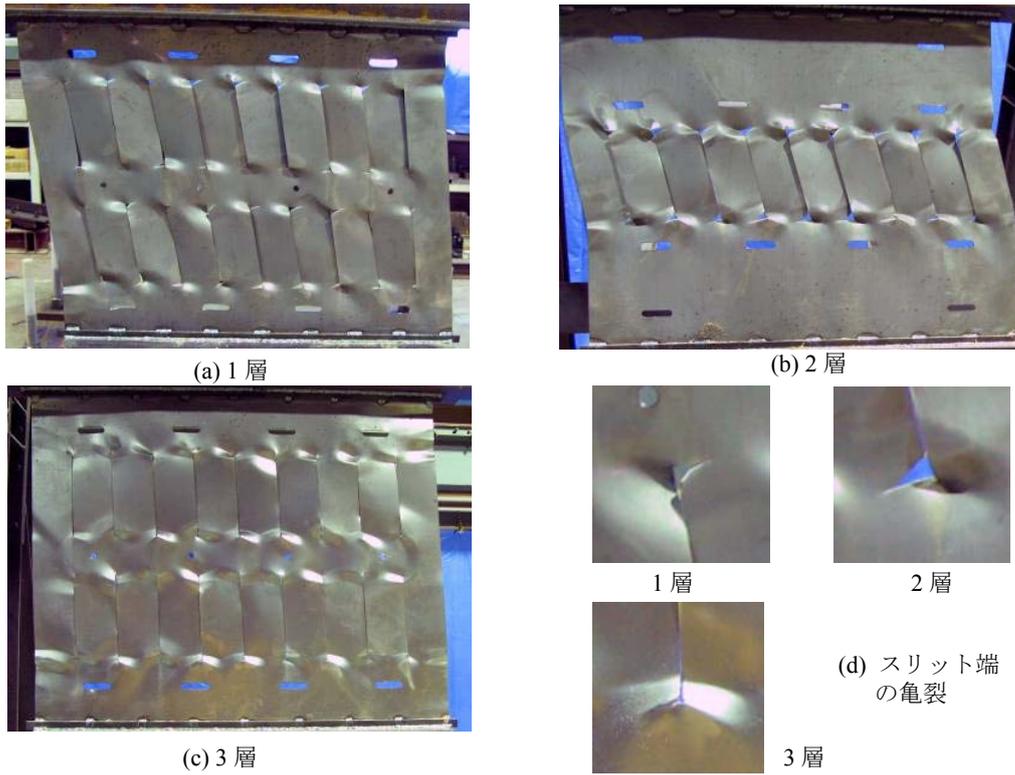


図 4-24 実験後の鋼板写真

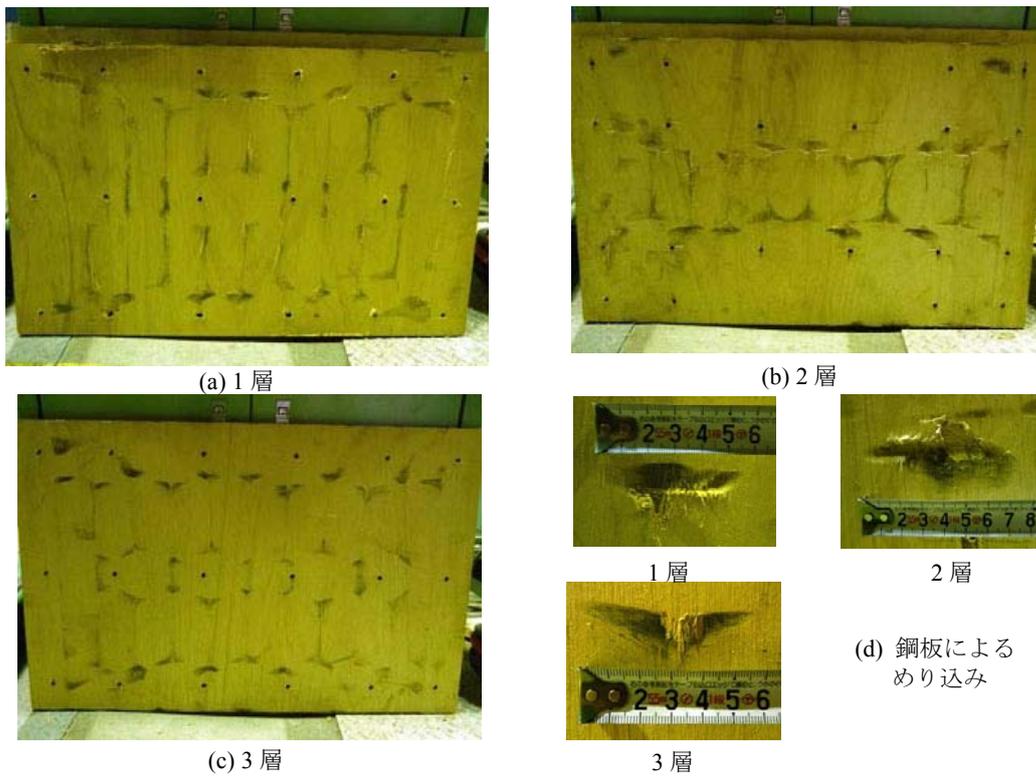


図 4-25 実験後の木パネル写真

4-24(d)に示すように1, 2層ではスリットの端部で亀裂が生じている。特に, 2層耐震壁は2段スリット構成の1層耐震壁よりもせん断変形角は小さいにもかかわらず, スリットが1段であるため, 各柱状部のせん断変形は大きくなっていることがわかる。そのため, 2層耐震壁は1層に比べ, スリット端での亀裂の進展がより顕著になる。一方, 3層耐震壁のスリット端部では亀裂がほとんど生じていないが, 鋼板厚が他層よりも薄いため, 面外変形の曲率が大きくなり, スリット端部で急な折れ曲がりが生じている。しかし, 3層が被った最大せん断変形角である0.05radまでは鋼板に亀裂が生じず, さらに変形が進み亀裂が生じても, それが急激な耐力劣化の原因とはならなかったことは, 本論で試した木パネルで補剛したスリット入り鋼板耐震壁が大変形に至るまで安定した挙動を示しうることを示唆している。

鋼板を補剛した木パネルの, 鋼板と接触した側の表面写真を図4-25に示す。いずれの層においても, 鋼板スリット端部の面外変形が大きくなった部分で, 鋼板が木パネルにめり込み, 木パネルの繊維が直交方向に切断されている。これは鋼板が木パネルにめり込んだ後も, その部分で凝着することなく, 鋼板がせん断方向に移動できたことを示している。3層に配した耐震壁は, 実験終了時におけるせん断変形角が小さかったことに加え, 木パネルの曲げ変形が大きくなったため, 木パネルに対する鋼板の顕著なめり込みは見られない。一方, 1層, 2層耐震壁では, 実験終了時におけるせん断変形角が大きかったため, 鋼板のめり込みが相対的に大きくなった。

4.4 サブストラクチャ法適用に関わる問題点

実験部分の選択

梁降伏型鋼構造骨組のように塑性化や損傷が構造物全体に一樣に広がる場合, 実験部分(復元力特性のモデル化が難しい部分)を選択することは容易ではない^{4.19)}。一方前章で示した実験のように, 耐震壁という特定要素の塑性化や損傷が他の部分より遙かに進行する構造物においては, 耐震壁を実験部, その他を数値解析部と分けることには理がある。ただこのような場合においても, 3枚の耐震壁だけを取り出して, それぞれの耐震壁を別個に実験するか, それとも本実験で採用したように, 3枚の耐震壁とそれを囲う骨組を一まとめにして実験するかの決断が必要となる。耐震壁単体で実験する場合も周辺骨組も含めて実験する場合も, 最低でも同数(3台)の载荷ジャッキが必要となること, 前章に示したように耐震壁と周辺骨組の塑性化の進行状況に応じて, 耐震壁の効き具合が刻々と変化すること, さらに, 耐震壁単体実験を1つのジャッキで制御しようとする, 周辺骨組の柔性に起因して生じる耐震壁への二次曲げなどの影響を考慮しにくいことなどを考えると, サブストラクチャ法の適用とは言え, 部分群への分割は細かくし過ぎない方が全体挙動との関連が付けやすいと考えられる。

境界条件

本実験では, 実験部分として採用した耐震壁付帯骨組とそれに隣接する周辺骨組を結ぶ

梁の接続を、ピン接合と仮定した(図 4-4)。実際には、これら接続梁は付帯骨組に剛接されているが、この境界条件を忠実に模擬しようとするれば、付帯骨組の梁端部に強制回転(曲げモーメント)を与える必要があり、実験装置が極めて複雑・煩雑になる。本実験に先立つ予備数値解析から、耐震壁付帯骨組は周辺骨組の梁よりもその強度と剛性において相当大きいので、この接合部を剛接にしようがピン支持にしようが、全体の応答にほとんど影響がないことを考慮してピン支持の仮定を設けたが、この例からも明らかなように、実験部と解析部の境界条件の取り扱いはずしも容易ではない。

4.5 まとめ

本章では、鋼板間柱耐震壁を付与した鋼構造骨組の地震応答を汎用オンライン応答実験システムを用いたサブストラクチャ・オンライン応答実験によって再現した。本章から得られた主たる結論は下記の通りである。

- ・ 準静的ジャッキ4台を利用したオンライン応答実験システムの基本構成を示したうえで、このシステムの長所を、汎用性、高油圧特性、運搬の便、ロバスト性という視点から紹介した。
- ・ 既往の要素実験でその基本性能が把握できている木パネルで補剛されたスリット入り鋼板耐震壁を、間柱として用いた3層鋼構造骨組に対して試設計を実施し、その性能をサブストラクチャ・オンライン応答実験によって検証した。
- ・ 試設計は妥当であり、変形がいずれかの層に集中することなく、Level-1の地震動に対しては耐震壁だけが塑性化し、Level-2に対しては、付帯骨組の耐震壁近傍の梁に塑性化は生じず、耐震壁が主たるエネルギー消費源として機能することを確認した。
- ・ 耐震壁に付帯する梁の変形による影響は、耐震壁降伏以前は大きいですが、降伏後は耐震壁の変形増加により相対的に小さくなる。
- ・ 耐震壁は、大きな入力が生じた後も、等価粘性減衰定数0.15~0.3を維持していた。
- ・ 最大層間変形が0.14radに至るまでの単調載荷実験によって、スリット入り鋼板とそれを補剛する木パネルの損傷状況を調べた結果、0.05rad程度までは鋼板内スリットに亀裂は生じないこと、補剛木パネルに対して鋼板は適度にめり込むことによって、その動きが保証されたことを確認した。
- ・ 本章で用いたサブストラクチャ法を例にとり、実験部分の選択方法(部位毎に細かく分割するか、ある程度の部分を一まとめにして選ぶか)と、境界条件を満足することの難しさを指摘した。

ただし、耐震壁近傍の梁を塑性化させないための耐震壁と付帯梁の設計方法に関しては今後の検討課題である。

参考文献

- 4.1) 高梨晃一他: 計算機-試験器オンラインシステムによる構造物の地震時崩壊の解析, 東京大学生産技術研究所, 生産研究 26 卷 11 号, 413-425, 1974.11.
- 4.2) Mahn, S. A., Shing, B. P. Pseudo dynamic method for seismic testing. *Journal of Structural Engineering*, ASCE1985; 11(7): 1482-1503.
- 4.3) Takanashi, K., Nakashima, M. On-Line Computer Test Control Method and its Application to Earthquake Response Simulation of Steel Structural Models. *Journal of Constructional Steel Research* 1988.11; 11: 27-40.
- 4.4) <http://nees.org/index.php>
- 4.5) Elkhoraibi T, Mosalam MK. Towards error-free hybrid simulation using mixed variables. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2007; 36: 1497-1522.
- 4.6) Yang YS, Hsieh SH, Tsai KC, Wang SJ, Wang KJ, Cheng WC, Hsu CW. ISEE. Internet-based simulation for earthquake engineering, Part I. Database approach. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2007; 36: 2291-2306.
- 4.7) Wang KJ, Tsai KC, Wang SJ, Cheng WC, Yang YS. ISEE. Internet-based simulation for earthquake engineering, Part II: The application protocol approach. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2007; 36: 2307-2323.
- 4.8) Mosqueda G, Stojadinovic B, Hanley J, Sivaselvan M, Reinhorn MA. Hybrid seismic response simulation on a geographically distributed bridge model. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 2008; 134(4): 535-543.
- 4.9) Stojadinovic B, Mosqueda G, Mahin AS. Event-driven control system for geographically distributed hybrid simulation. *Journal of Structural Engineering*, ASCE 2006; 132(1): 68-77.
- 4.10) Pinto AV, Pegon P, Magonette G, Tsionis G. Pseudo-dynamic testing of bridges using non-linear substructuring. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2004; 33:1125-1146.
- 4.11) Pan P, Tada M, Nakashima M. Online hybrid test by internet linkage of distributed test and analysis domains. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2005; 34: 1407-1425.
- 4.12) Takahashi Y, Fenves GL. Software framework for distributed experimental-computational simulation of structural systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2006; 35: 267-291.
- 4.13) Wang. T., McCormick, J., Yoshitake, N., Pan, P., Murata, Y., and Nakashim, M. Collapse simulation of a four-story steel moment frame by a distributed online hybrid test. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 2008; 37(6): 955-974.
- 4.14) Nakashima, M., Akazawa, T., and Igarashi, H., "Pseudo Dynamic Testing Using Conventional Testing Devices," *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley & Sons Ltd., Vol.24, No.10, October 1995, pp.1409-1422.

- 4.15) Nakashima, M., “Development, Potential, and Limitations of Real-Time Online (Pseudodynamic) Test,” Philosophical Transactions of the Royal Society, No.359, September 2001, pp.1851-1867.
- 4.16) 日高桃子：被災建物の個別詳細調査結果（KT ビル），2005 年福岡県西方沖地震災害調査報告，149-163，2005.9.
- 4.17) Mazzoni, S., Frank McKenna, Michael H.Scott, Gregory L.Fenves. OpenSees Command Language Manual version 2.0. 2006.
- 4.18) 中島正愛，赤沢隆士，阪口理：実験誤差制御機能を有したサブストラクチャ仮動的実験のための数値積分法，日本建築学会構造系論文報告集，第 454 号，61-71，1993.12.
- 4.19) Nakashima, M. Development, Potential, and Limitations of Real-Time Online (Pseudodynamic) Test. Philosophical Transactions of the Royal Society 2001; 359: 1851-1867.

5章 有限要素解析

5.1 はじめに

3章, 4章では, 木パネルで面外補剛したスリット入り鋼板の挙動や減衰効果を実験検証した。その結果, スリット入り鋼板の面外補剛材としては木パネルが妥当であること, また, 要素実験だけでなく, 耐震壁を建物に組み込んだ場合でも, 大変形時まで安定した挙動, 減衰性能を示すことが確認できた。本章では, 特に, 3章で示した要素実験の試験体を対象として, ABQUS ver.6.7^{5.1)}を用いて有限要素解析を試みる。その解析結果と実験結果を比較することで, 数値解析のモデルや解析条件の精度を検討するとともに, 実験からは直接得られない補剛メカニズムについても検討する。

5.2 解析モデルと基本解析条件

有限要素解析とは, 数値解析手法の一種であり, 方程式が定義された領域を小領域(要素)に分割し, 各小領域における方程式を比較的単純な補間関数で近似し, 微分方程式の近似解を数理的に得る方法である^{5.2)}。特に, 対象の構造物に外力が加わった際の変形状態や応力状態を詳細に解析することができる。

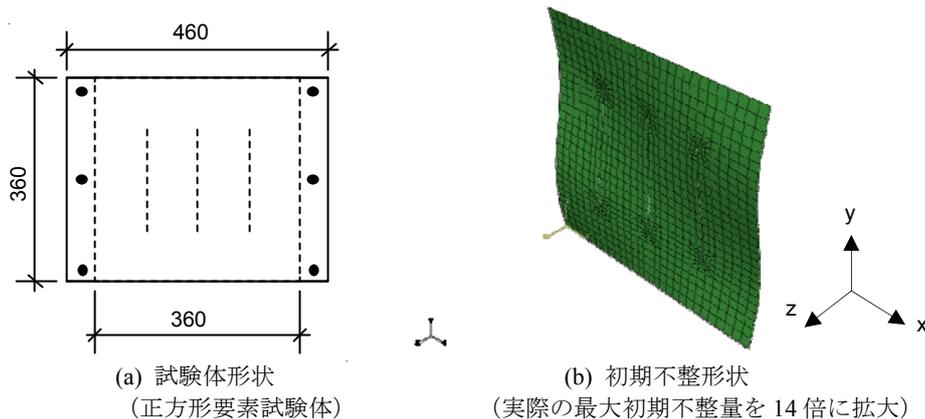


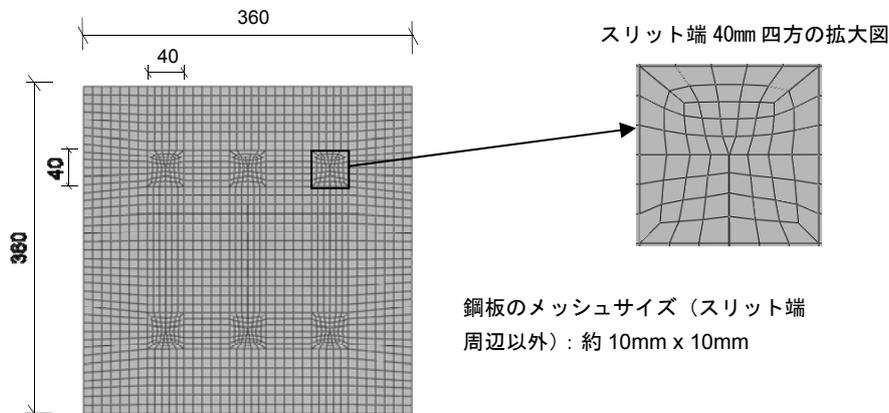
図 5-1 解析モデル

解析モデルは, 図 5-1(a)に示すように, スリット入り鋼板の取り付け用アングルで覆われていない部分とする。鋼板および補剛材は線形 4 辺形シェル要素 (S4R) とし, 鋼板は等方性弾塑性材料, 補剛材は等方性線形弾性材料とする。シェル要素とは, 板厚が幅の 1/10 以下のものに適用でき, 節点は板の中立面にあると仮定するため, メッシュの増大を防ぎ解析時間が大幅に削減できる特長がある。スリット形状は幅 0.2mm の長方形とし, スリット端の圆弧加工や補剛用ボルトの過大孔はモデル化しない。鋼板上端の各節点の境界条件は, 水平加力方向 x の変位を自由, その他は拘束とする。また鋼板下端は固定とする。鋼板には, 面外方向 z に, (5-1)式に示すような三角関数で表された初期不整形を与える。この初期不整形状は, スリットの無い鋼板の載荷後の変形状態と似た原点对称の形状とする (図 5-1(b))。

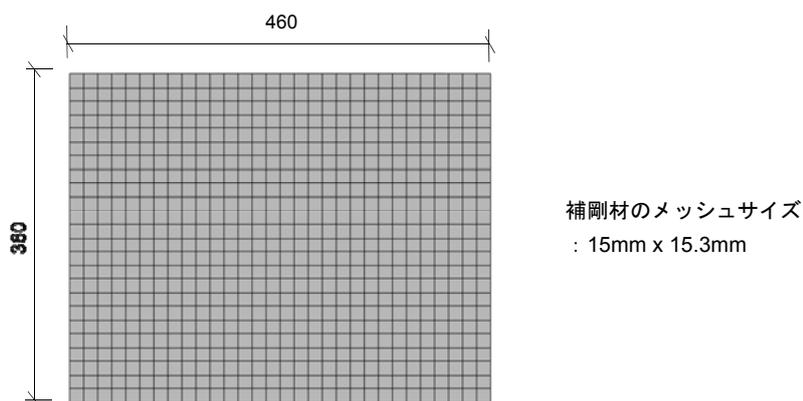
最大初期不整量 z_0 は、鋼板高さの 1/500 とする。 z_0 を 1/250~1/1000 まで変化させた解析から、初期不整量により鋼板の挙動に差は見られなかったため、 z_0 はその中間の 1/500 とした。

$$z = z_0 \cos(\pi x / B) \sin(2\pi y / H) \quad (5-1)$$

ここで、 B は鋼板幅、 H は鋼板高さである。



(a) スリット入り鋼板



(b) 補剛材

図 5-2 正方形要素試験体のメッシュ分割

鋼板の初期不整が最大となる位置から面外方向に両側に 0.05mm ずつ離して、2 枚の補剛材を配置する。最初から接触させると解析の収束性で問題となり、一方離しすぎると補剛効果が低下するため、十分小さい距離として 0.05mm を選んだ。鋼板に面外変形が生じて凸になった部分が補剛材に接触することにより、鋼板の面外変形抑制効果が発生することを模擬するため、鋼板と補剛材の間にはコンタクト条件を与える。接触後の分離を許す剛接触とし、鋼板と補剛材間の摩擦はないものとする。また接触時のめり込みも考慮しない。補剛材同士を繋ぐボルトは、補剛材上でのボルト位置にある節点間の距離が固定である拘束条件を与えることによってモデル化する。補剛材中央の節点と鋼板中央の節点の水平変位と鉛直変位は同じとし、補剛材が回転しないよう、左側の上下端部 2 点の水平変位と鉛

直変位を同じとする条件を与える。荷重は、鋼板上端の各節点に強制変位を与えてせん断変形させることによって行う。強制変位に対する解析モデルの復元力は、固定条件を与えた鋼板下端の各節点の反力の和とする。

正方形要素試験体のメッシュ分割の様子を図 5-2 に示す。鋼板のメッシュサイズは、柱状部幅の 1/9~1/10 程度とし、スリット端は応力が集中するため、スリット端を中心として、柱状部幅の約 1/5 四方は通常の 1/3 程度と細かく分割する。また、補剛材のメッシュサイズは鋼板とほぼ同じか、それより若干大きくする。鋼板と補剛材のメッシュサイズをさらに小さくした解析も別途行い、履歴特性や座屈性状などの結果に違いがないことを確認している。

5.3 解析条件の検討

5.3.1 基本解析と実験の履歴特性の比較

3.2 節に示した正方形試験体のなかから、9mm 厚補剛でボルト 6 本の試験体 S-4 を ABAQUS の CAE を用いてモデル化した基本的な有限要素解析を実施した。鋼板と木パネルの材料特性は、実験で用いた材料の引張試験および曲げ試験から得られたものとし、荷重履歴は、実際に実験で鋼板が受けた繰り返しせん断変形をそのまま解析で再現した。この解析から得られたせん断力-せん断変位関係を図 5-3(a)に示す。比較のため、実験結果を同図(b)に再掲する。最大耐力の解析結果は実験結果より 6%大きかったが概ね一致した。しかし、解析では初期剛性および除荷剛性が実験よりも大きくなった。特に正載荷時にこの差が大きく、実験において、両側の載荷梁が正載荷時に内側にたわんだことが主な原因であると考えられる。また、解析では、木パネルのめり込みや鋼板と木パネル間の摩擦はないと仮定したため、その影響により履歴特性に差が出た可能性もある。この差については後項で詳細に検討する。

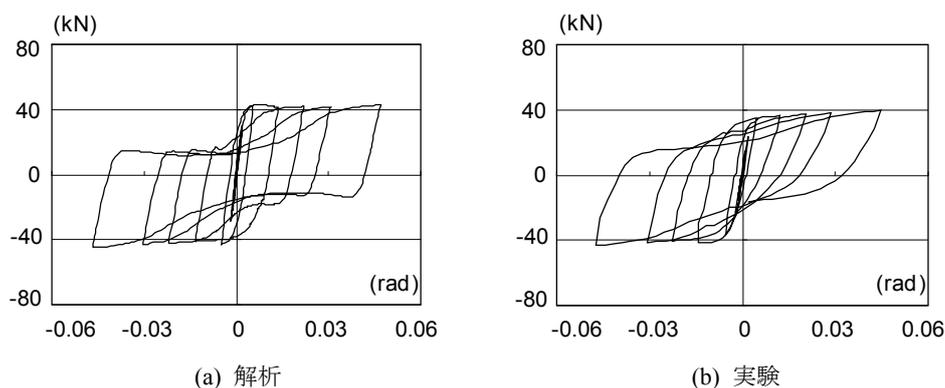


図 5-3 解析と実験のせん断力-せん断変形角関係の比較 (試験体 S-4)

次に、3.3 節の長方形試験体のなかから、24mm 厚木パネル補剛でボルトを 4 本とした試験体 R-7 を例にとり、有限要素解析を行った。せん断力-せん断変形角の解析と実験の比

較を図 5-4 に示す。最大耐力の解析結果は実験結果よりも 20%大きく、また、初期剛性、除荷剛性も大きいため、履歴特性はあまり一致しない。要素実験では、ジャッキにつながれた荷柱は、垂直に荷重するように 4 方向からローラーで面外拘束はしていたものの、同時に荷重する試験体の耐力の差により、多少の鉛直変位が発生していた可能性がある。また、正方形試験体と同様、木パネルのめり込みや鋼板と木パネル間の摩擦の影響も考えられる。さらに、長方形試験体では、実験において、各スリット端から亀裂が生じていたため、履歴挙動を追跡するには、亀裂を解析で再現する必要がある。これについては 5.3.4 項で検討する。

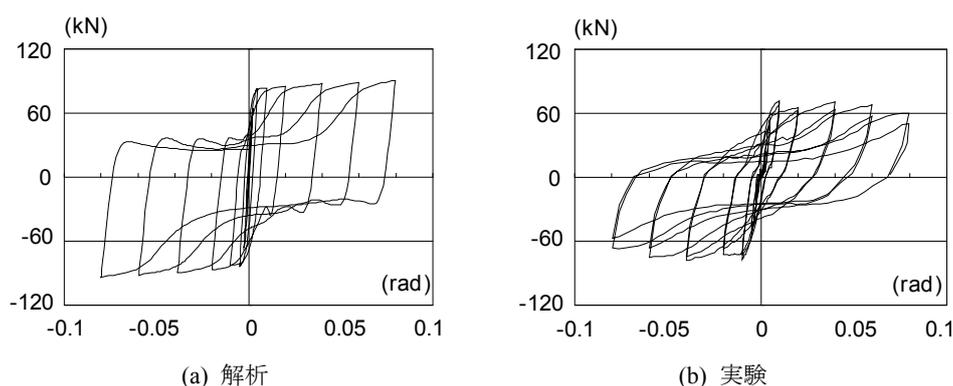


図 5-4 解析と実験のせん断力-せん断変形角関係の比較（試験体 R-7）

5.3.2 鋼板と補剛材間の摩擦の影響

前節では、鋼板と補剛材間の摩擦はないものとして解析していたが、実験では、摩擦により鋼板の挙動や履歴特性が変化する可能性が考えられる。木パネルはめり込みや繊維の切断など複雑な現象が生じ、本機構の摩擦係数を調べることは容易ではないため、ここでは、既往の参考文献^{5.3)}より、有限要素解析における摩擦係数を 0.3 と設定し、鋼板と補剛材間の摩擦の影響を検討する。

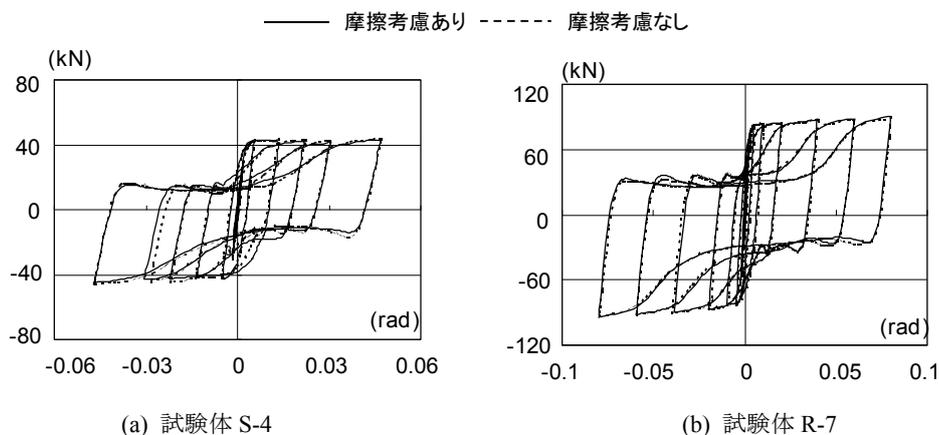


図 5-5 摩擦係数設定前と設定後の履歴特性の比較

正方形試験体 S-4 および長方形試験体 R-7 における摩擦係数を考慮した解析結果を図 5-5 に示す。最大耐力の差は 3%程度で、せん断力-せん断変形角関係、スリット入り鋼板の変形状態ともに、摩擦係数の設定前と大きな変化は見られず、鋼板と補剛材間の摩擦は挙動にほとんど影響を与えないことが確認できた。鋼板と補剛材の接触力は、せん断耐力と比べ十分小さく、その間に働く摩擦力も小さいため、摩擦係数の違いによる鋼板の挙動や亀裂発生への影響は少ないと考えられる。この解析結果は、鋼板の摩擦係数を変数とした実験結果 (3.3 節) とよく一致している。これ以降は、摩擦はないものとして解析を行う。

5.3.3 鋼板上端のたわみの影響

5.3.1 項で、実験と解析の剛性が合わない原因として、実験では、載荷装置の影響でスリット入り鋼板上端が平行に載荷できていなかった可能性があることを示した。そこで、正方形試験体 S-4 の解析において、載荷梁のたわみを、鋼板上端の各節点に鉛直方向変位に対する剛性 2.5kN/mm のばねを与えることで模擬し、載荷変位が大きくなるほど、鋼板上端が内側にたわむように設定する。

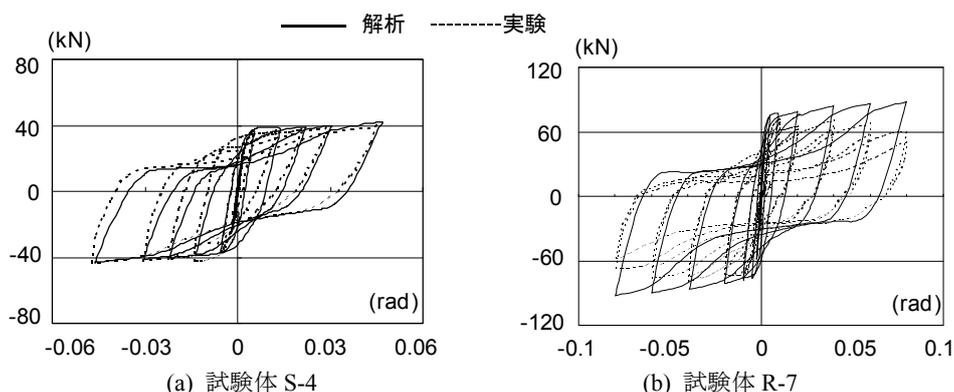


図 5-6 鋼板上端にばねを付与した解析結果

表 5-1 0.05rad 時における鋼板上端の変位と剛性 (試験体 S-4)

	鋼板上端の変位	剛性 (kN/mm ²)
自由 (剛性 0)	14.72	4.51
剛性 1.3kN/mm	3.54	9.10
剛性 2.5kN/mm	1.73	12.22
固定 (剛性∞)	0	24.62

解析から得られた履歴ループを実験結果とともに図 5-6(a)に示す。また、せん断変形角 0.05rad ピーク時における鋼板上端の鉛直方向の最大変位とモデル全体の剛性を表 5-1 に示す。

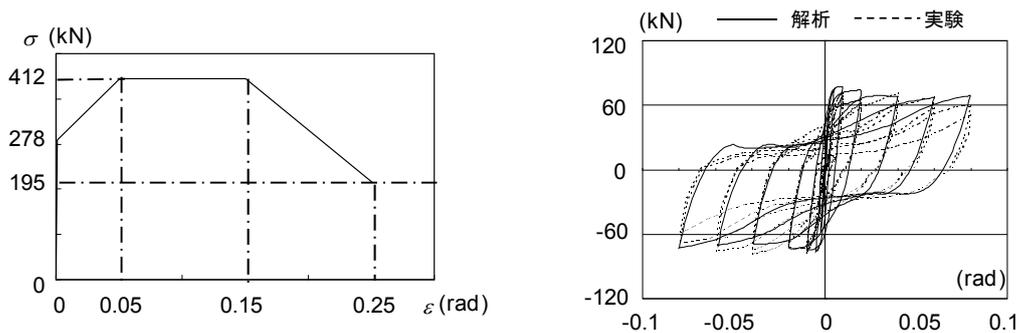
剛性 2.5kN/mm のばねを付与した場合、鋼板上端が鉛直方向に最大 1.73mm 変位し、ばねを付与する前と比較し付与した後は剛性が 50%低下した。図 5-6 の履歴ループより、耐力お

よび剛性は実験と良く一致しており、せん断変形角 0 時の耐力もほぼ同じ値となりスリップ挙動もよく再現できている。比較のため、上端を自由とした場合および剛性 0.5kN/mm のばねを付けた場合の鋼板上端のたわみと剛性の解析結果も表 5-1 に併せて示す。剛性が小さいばねを用いるほど、剛性が低減しており、鋼板上端のたわみ量が試験体の剛性に直接関係していることが確認できた。

同様に、試験体 R-7 を対象に剛性 2.5kN/mm のばねを鋼板上端に付与した解析結果と実験結果を図 5-6(b)に示す。試験体 R-7 でも、耐力が 2%、剛性が 71%低下し、せん断変形角 0.01rad 時のピーク耐力と剛性が実験結果と概ね一致した。せん断変形角 0.08rad 時の鋼板のたわみは 3.65mm であった。試験体 S-4 と比較し、試験体 R-7 はせん断力が大きく、また大きなせん断変形角まで载荷しているため、同じ剛性のばねを付与した場合、鉛直変位量が大きくなり剛性の低下率が增大した。しかし、実験結果で見られた、変形角を大きくした際の最大耐力の低下は再現できていない。一方 3.4 節での長方形要素試験体の実験で、スリット端での亀裂により耐力が低下した結果が得られている。亀裂による耐力低下については、次項で検証する。

5.3.4 鋼板スリット端の亀裂の再現

試験体 R-7 において、最大耐力の低下が再現できない原因は、鋼板スリット端からの亀裂であると考えられる。3 章の実験結果からも、亀裂長さと耐力低下率には正の相関関係があることを確認している。そこで、鋼板のスリット端部周辺 40mm 四方の要素に対して、引張強さに至った後応力がせん断変形角 0.025rad に降伏応力の 70%までに低下する材料特性 (図 5-7(a)) を指定した解析を行い、スリット端からの亀裂とそれに伴う耐力低下を模擬することを考える。スリット端周辺以外の要素には、鋼材の引張試験から得られた材料特性をそのまま与える。



(a) スリット端周辺の要素に与える材料特性 (b) 解析と実験における履歴特性の比較 (試験体 R-7)

図 5-7 亀裂を再現した解析

解析結果を図 5-7 (b)に示す。せん断変形角 0.08rad 時の最大耐力は約 15%低減し、実験結果との差は 2%となり、これまでの解析に比べてかなり良く一致していることがわかる。た

だし、実験では、繰り返しの 1 回目は、各変形のピーク耐力が高く、ピーク耐力に達する直前の耐力の上昇率は低い、2 回目は、1 回目と比較しピーク耐力が低く、耐力の上昇率は高くなっている。繰り返し 1 回目でスリット端からの亀裂が進展し、2 回目にはすでに亀裂ができていた状態であるため、このような違いが出ていると考えられる。解析では、初めから亀裂が発生していると仮定した材料特性を与えているため、ピーク耐力に達する直前の耐力の上昇率が高くなっており、実験での繰り返し 2 回目と特性が似ているものと思われる。また、せん断変形角 0 時の耐力は、実験の方が若干小さいが、スリップ挙動を概ね再現できている。

以上より、応力が低下し始めるひずみや低下率を予測して定めることは難しいが、解析条件を工夫することで亀裂を間接的に模擬することが可能であることがわかった。

5.4 解析と実験との比較検討

5.3 節の考察から、繰り返し載荷時の亀裂の進展を模擬することは困難であるが、発生後の亀裂を考慮した解析と鋼板上端部のたわみを考慮することで、有限要素解析により実験結果を良く模擬できることがわかった。これらの追加解析条件を反映して、他の試験体の実験結果も含めた比較検討を行う。

(a) スリットの効果と補剛厚の影響

正方形試験体において、スリットのない試験体 S-1 および 24mm 厚補剛でボルト 6 本の試験体 S-2 の解析を行い、前節で示した試験体 S-4 (9mm 補剛でボルト 6 本) と比較することで、スリットの効果と補剛厚の影響を解析的に検討した。解析条件は試験体 S-4 と同様とし、鋼板上端に剛性 2.5kN/mm のばねを付与した。

図 5-8 より、解析から得られた最大耐力 (試験体 S-1 はせん断変形角 0.025rad 時) は実験結果と 5%以下の誤差となり、また剛性もほぼ一致し、履歴ループ形状は実験結果と良い対応を示すことが確認できた。図 5-9 (a)に、せん断変形角 0.025rad 負荷荷時におけるスリットのない試験体 S-1 の鋼板変形図を示す。実験結果 (再掲) と同様、鋼板の圧縮対角線上に多モードの座屈が見られ、ほぼ 45 度方向に座屈の波が発生している。せん断変形角が大きくなるほど、この座屈波数は増加する。スリットのない試験体 S-1 では、鋼板全体に張力場が形成されたことにより、スリット入り鋼板と比較し、耐力が増大した (図 5-8 (a))。そのため、鋼板が補剛材を押す力が強くなり、木パネルが載荷中に破損したと考えられる。一方、スリット入り鋼板では、鋼板の柱状部が各々横座屈により面外変形するため、張力場は発生せず、各変形角の最大耐力はほぼ一定値を保つ。せん断変形角 0.05rad 時の試験体 R-4 の鋼板面外変形図と実験結果 (再掲) を図 5-9 (b)に示す。各スリット端部と鋼板端部での面外変形が大きくなっており、解析は実験結果と同じ傾向を示している。

せん断変形角 0.05rad 時の最大面外変形量は、24mm 厚補剛の試験体 S-2 では 9.9mm、9mm 厚補剛の試験体 S-4 では 17.2mm で、補剛厚を 2.7 倍とすることで面外変形は約 45%低減し

試験体 S-2 と試験体 S-4 を比較すると、木パネル厚が大きい場合（試験体 S-2）、面外変形の大きくなる鋼板スリット端部で木パネルとの接触箇所が増え、鋼板の座屈が抑制される。木パネル厚が小さい場合（試験体 S-4）は、曲げ剛性が小さく、鋼板の座屈に押されて木パネル中央部での曲げ変形が大きくなるため、鋼板と木パネルの接触箇所が減り、鋼板の座屈を抑制する力が弱くなるものと考えられる。

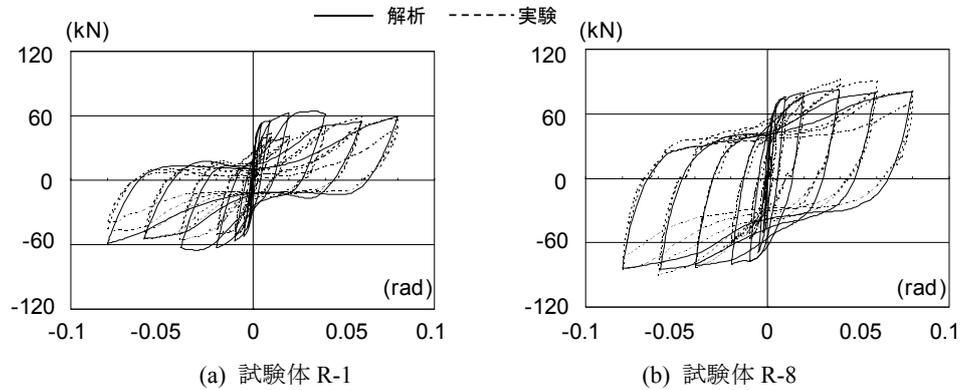


図 5-11 ばねを付与し、亀裂を再現した試験体 R-1, R-8 の解析と実験の比較

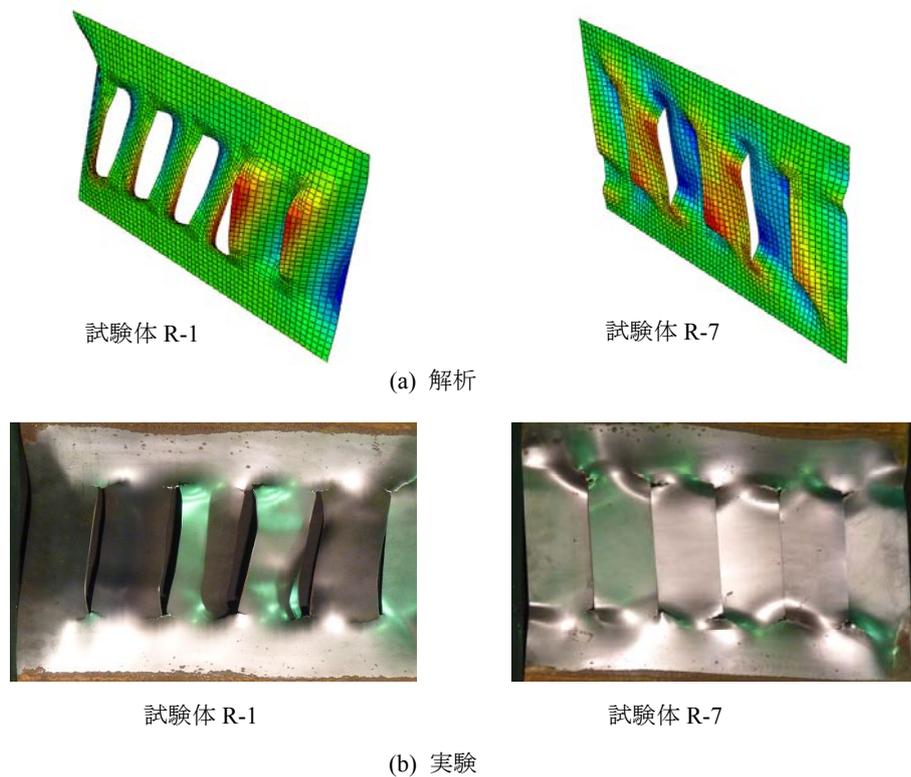


図 5-12 鋼板変形図の実験と解析の比較

(b) 補剛の効果とボルトの影響

長方形試験体において、補剛を行わなかった試験体 R-1, ボルトを 9 本とした試験体 R-8

の解析を行い、前節で示した試験体 R-7 (ボルト 4 本) と比較することで、補剛の効果とボルトの影響を解析的に検討した。解析条件は試験体 R-7 と同様とし、鋼板上端に剛性 2.5kN/mm のばねを付与し、スリット端周辺の要素に図 5-7 (a) のような材料特性を与えることで亀裂を再現した。

図 5-11 より、どちらのモデルも、解析から得られた最大耐力は実験結果と 10% 程度の誤差となり、また剛性もほぼ一致し、履歴ループ形状は実験結果と概ね良い対応を示すことが確認できた。ただし、せん断変形角が小さいときに、実験の耐力が解析と比べ小さくなっている。これは、実験において、鋼板の初期不整が大きく、所定の耐力を発揮できなかったことに起因すると思われる。せん断変形角 0.05rad 時の面外変形図における実験と解析の比較を図 5-12 に示す。試験体 R-1 では、各柱状部のねじれる方向に違いはあるものの、大きく横座屈している様子を再現できている。試験体 R-7 でも、解析は実験と同様、各柱状部の横座屈が補剛材により抑制されて、柱状部の中央部は平坦になっているが、スリット端近傍で鋼板が急激に曲がっている。せん断変形角 0.05rad 時の鋼板の最大面外変形量は、解析と実験で誤差 9% 以内に収まりほぼ一致した (表 5-2)。

表 5-2 解析と実験の鋼板最大面外変形の比較

	実験	解析
試験体 R-1	33.0	35.9
試験体 R-7	14.5	14.5
試験体 R-8	7.4	7.5

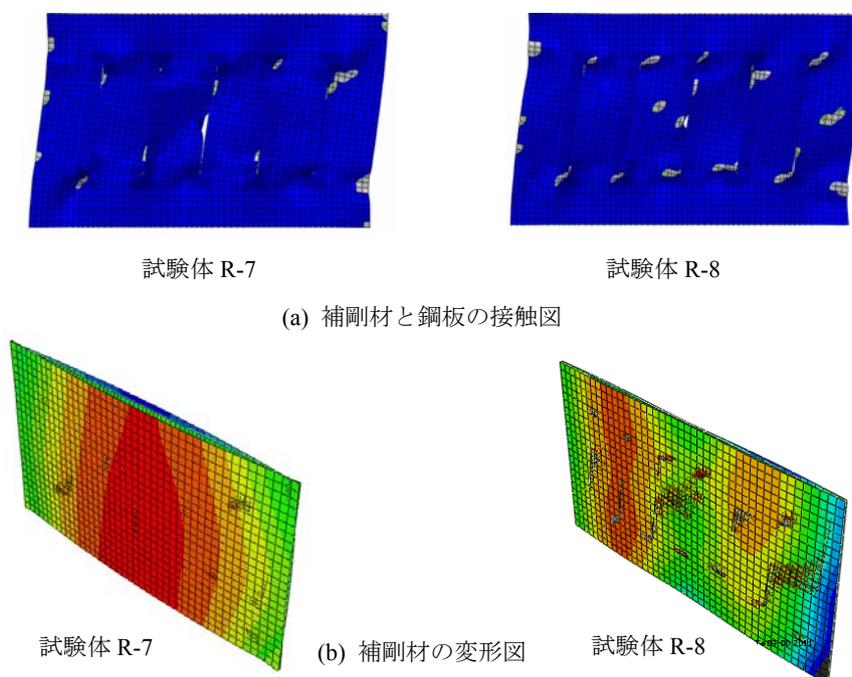


図 5-13 試験体 R-7, R-8 における補剛材と鋼板の接触図および補剛材の変形図

ボルト 4 本の試験体 R-7, ボルト 9 本の試験体 R-8 の鋼板と補剛材の接触図および補剛材の変形状態を図 5-13 に示す。試験体 R-7 では, ボルトを設置した補剛材四隅の位置での面外変形は抑圧されており, 中の鋼板に押されて 2 枚の補剛材がそれぞれ長手方向に大きく面外に曲げ変形する。鋼板と補剛材の接触箇所は, 鋼板端部とボルト位置に近いスリット端に数箇所あるものの, 比較的少ない。一方, 試験体 R-8 では, 9 箇所のボルト部分が節となり, ボルトで囲まれた領域が一つの板のように曲げ変形している。その変形量はボルト 4 本の試験体 R-7 の約 1/2 となり, 鋼板と補剛材の接触箇所がスリット端近傍および鋼板中央部のボルト位置で大幅に増えている。解析で得られた接触図は, 実験終了後の木パネルの擦過痕やめり込みが生じた箇所と概ね一致した。

本解析では, 実験で見られた木の局所的なめり込みや繊維の切断等は再現していないが, 座屈の再現や最大耐力・スリップ耐力 (せん断変形角 0 時の耐力) の評価, 座屈による耐力・剛性劣化等の現象をほぼ追跡できている。さらに解析の精度を上げるためには, 木に異方性材料を用いることで, 木のめり込みをある程度考慮することができる^{5.4), 5.5)}。

5.5 まとめ

本章では, ABAQUS を用いた有限要素解析を行い, 実験結果と比較することで, 解析条件の追加やモデルの妥当性を検証した。その結果, 以下の知見を得た。

- ・ 有限要素解析において, 鋼板と補剛材間の摩擦は履歴特性に影響を与えないことが確認できた。この結果は 3 章の要素実験結果とよく一致した。
- ・ 要素実験では载荷装置の影響で試験体が平行に载荷できず, 鋼板に, 载荷方向と直交する方向の変位が生じた。その鉛直変位を鋼板上端に設置した有限の剛性をもつばねにより模擬することで, 50%~70%の剛性の低下, 数%の耐力低下が生じ, 実験結果の履歴ループ形状を再現できた。
- ・ 長方形試験体では, さらに, スリット端の亀裂をスリット端部周辺の要素の応力特性をせん断変形角に応じて変化させて模擬することで, 大変形時の耐力低下をよく再現できることがわかった。
- ・ 補剛厚を増大させると, 補剛材の面外変形量が抑制され, 鋼板と補剛材の接触箇所が増える。また, ボルト本数を増加させた場合, ボルトで囲まれた領域が一つの板のように曲げ変形するため, 面外変形量が抑制され接触箇所が増加し, 耐力および消費エネルギーが増大する。

以上より, ここで用いた有限要素解析モデルは, 実験結果を良い精度で再現している。本有限要素解析モデルは, 本論文で提案する制振機構の履歴性状をより広範に検討するための解析ツールとして有益であることが明らかになった。

参考文献

- 5.1) <http://abaqus.civil.uwa.edu.au/docs/abaqus/v6.7/>

- 5.2) 岸正彦：構造解析のための有限要素法実践ハンドブック，森北出版株式会社，2007.
- 5.3) 桑村仁：高接触圧における木材と鋼材の摩擦係数 鉄骨木質構造の研究その9，日本建築学会構造系論文集，第666号，pp.1469-1478，2011.8.
- 5.4) 大熊徹，瀧野敦夫，宮本裕司：有限要素解析によるスギのめり込み挙動に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.7-8，2010.9.
- 5.5) 野口弘行，橋爪靖彦：有限要素解析を用いた木材のめり込み規定に関する解析的考察 木材の繊維に直角方向の圧縮に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第491号，pp.81-87，1997.1.

6章 スリット入り鋼板のパネル補剛設計式

6.1 はじめに

耐震壁としての利用が期待されるスリット入り鋼板は、2枚のパネルで挟み込みボルトで数箇所止めることで、鋼板の面外変形が抑制されエネルギー消費能力が大幅に増加することを、前章までの実験と解析より確認した。面外剛性が非常に大きい補剛材を用いれば、鋼板柱状部の座屈が生じず、端部が降伏し全塑性モーメントにほぼ達する。しかし、厚い木パネルの入手は困難であり、また施工性・加工性を考えた場合、面外変形をある程度許しても、耐震壁として妥当な減衰性能を保持していれば十分である。

これまで、板要素の座屈に対する補剛において、多数のリブの縦、横、またはその組み合わせによる設置に対しての設計式が導出されている^{6.1), 6.2)}。しかし、スリット入り鋼板に対するリブ補剛の設計式や、スリット入り鋼板をパネルで補剛したときの補剛条件を求める設計式は見あたらない。3章、4章で示した実験では、補剛厚やボルト本数を経験や予備解析に基づいて決定してきた。実際の設計で用いる場合、予備解析をすることは技術的にも時間的にも容易ではなく、これらを求めるための設計式が必要となる。

そこで、本章では、まず、5章で示した有限要素解析と耐力設計式、横座屈荷重設計式の結果を比較検討して、これらの設計式の妥当性を確認する。その後、この設計式を用いて、スリット入り鋼板の面外変形を抑制し耐震壁として十分なエネルギー吸収能力をもたせるために必要な木パネル厚とボルト補剛区間の設計式について検討する。5章の解析で検討した鋼板上端の鉛直変位は、耐震壁取り付け梁の設計上の問題であり、補剛用パネルの設計には直接関係しないため、ここで検討する設計式には考慮しない。また、鋼板スリット端の亀裂についても、3章で述べたように通常の地震動の範囲では亀裂を発生しないように設計できるため、補剛厚への直接的な制約条件とはならない。

6.2 耐力・座屈設計式

6.2.1 耐力設計式

2章に示した耐力設計式と有限要素解析の結果を比較する。耐力設計式は、せん断力の影響を考慮した修正式を用いる。以下に、スリット入り鋼板に適用した全塑性耐力設計式を再掲する。

$\alpha \geq 2\sqrt{3}/\pi$ の場合

$$Q_{wtu} = \frac{\sigma_y}{3} \cdot l \cdot \left(1 - \cos \frac{\sqrt{3} \cdot b}{l} \right) \cdot n \cdot t = Q_{wt} \cdot \frac{2}{3} \alpha^2 \left\{ 1 - \cos \left(\frac{\sqrt{3}}{\alpha} \right) \right\} \quad (2-16)$$

$\alpha < 2\sqrt{3}/\pi$ の場合

$$Q_{wtu} = \frac{\sigma_y}{\sqrt{3}} \cdot b \cdot \left\{ 1 - \frac{l}{\sqrt{3}b} \left(\frac{\pi}{2} - 1 \right) \right\} \cdot n \cdot t = Q_{wt} \cdot \frac{2}{\sqrt{3}} \alpha \left\{ 1 - \frac{(\pi/2 - 1) \cdot \alpha}{\sqrt{3}} \right\} \quad (2-17)$$

ここで、

$$Q_{wt} = \frac{ntb^2}{2l} \sigma_y \quad (2-1)$$

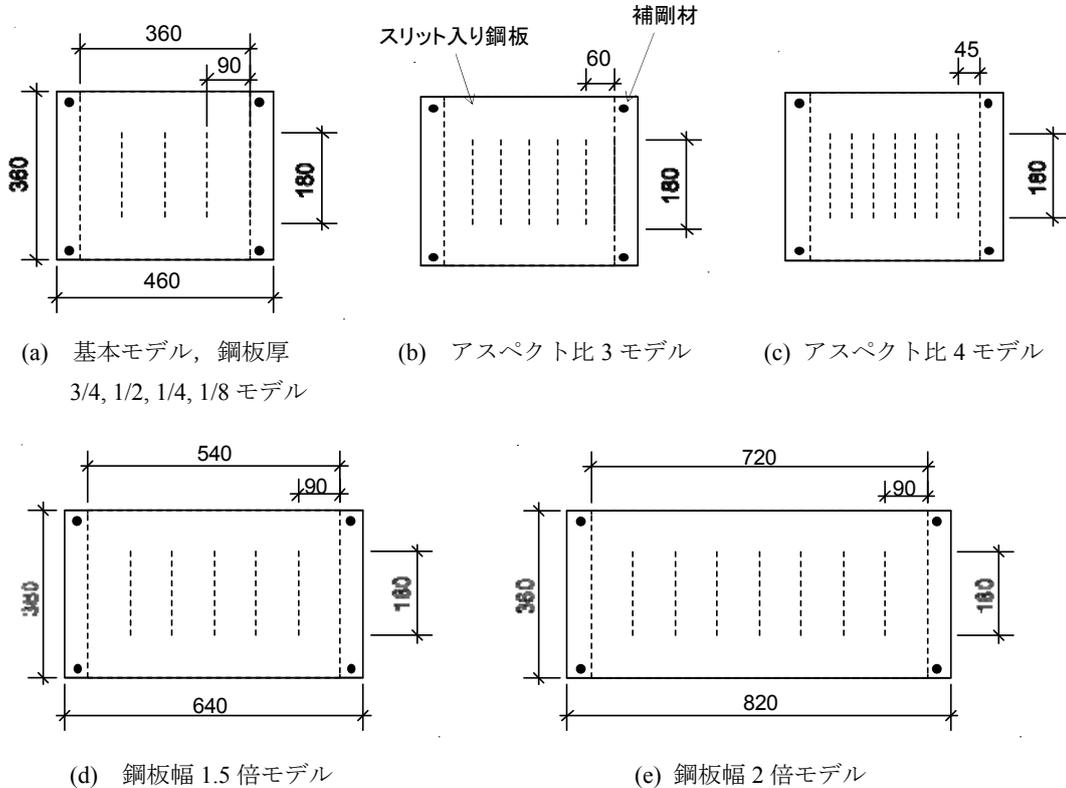


図 6-1 解析モデル

本耐震壁は、手で持てる程度の重さとし、寸法約 1m 四方、鋼板厚 1mm (9.4kg) ~6mm (47.1kg) を想定している。耐力をできるだけ上げるため、柱状部のアスペクト比はなるべく小さい値、2~4 程度とする。6 章で検討する解析モデルは、実験検証の容易性を考慮して、実大規模で想定される寸法の 1/3 の大きさとする。解析モデルを図 6-1 に示す。幅 360mm、高さ 360mm、厚さ 2.3mm のスリット 3 本、アスペクト比 $\alpha=2$ の鋼板を基本モデルとし、鋼板厚をその 3/4 倍 (1.7mm 厚)、1/2 倍 (1.15mm 厚)、1/4 倍 (0.6mm 厚)、1/8 倍 (0.3mm) としたモデル、鋼板厚を 2.3mm とし柱状部のアスペクト比を 3, 4 としたモデル、そして鋼板幅を 1.5 倍 (540mm)、2 倍 (720mm) としたモデル、の計 9 種類である。解析および計算に用いた材料特性は、鋼板のヤング係数 E が 205000 N/mm^2 、降伏応力 σ_y が 295 N/mm^2 の完全弾塑性とする。これらの鋼板の各節点の面外変形を完全拘束し、せん断変形角 0.03rad まで繰り返し解析を行い、 0.03rad 時のピーク耐力を求める (面外拘束解析)。また比較のため、補剛厚を 1000mm とし十分に剛とみなすことで、鋼板の面外拘束を行ったモデルの解析 (補剛厚大解析) も行う。その際、鋼板の初期不整は最大 0.1mm 、鋼板と補剛材の隙

間は 0.15mm として、解析が可能な範囲で補剛材間の距離を最小とした。その他の詳細な解析条件は 5 章 5.2 節と同じである。解析と計算の耐力の比較を表 6-1 に示す。表中の () 内の数値は、計算値に対する解析値の比である。

各節点の面外変形を完全に拘束した解析（面外拘束解析）の最大耐力は、耐力設計式から得られる全塑性耐力計算値より 4~11%大きい値となった。これは、解析では鋼板の上下端を固定としていることで、不完全ではあるが張力場が発生し、それが耐力を上昇させた結果であると考えられる。また、補剛厚を増加させた解析（補剛厚大解析）では、鋼板と補剛材の隙間の分だけ鋼板が面外変形するため、最大耐力が耐力設計式による計算値より最大で 4%小さくなっているが、概ね一致している。以降、補剛設計式にはこの耐力設計式を用いることとする。

表 6-1 計算と解析の面内耐力の比較

	計算 (kN)	面外拘束解析 (kN)	補剛厚大解析 (kN)
基本モデル	57.34	61.23 (1.07)	55.17 (0.96)
鋼板厚 3/4 モデル	42.38	45.24 (1.07)	40.90 (0.97)
鋼板厚 1/2 モデル	28.67	30.32 (1.06)	27.69 (0.97)
鋼板厚 1/4 モデル	14.96	15.71 (1.05)	14.36 (0.96)
鋼板厚 1/8 モデル	7.48	7.81 (1.04)	7.19 (0.96)
アスペクト比 3 モデル	39.60	43.79 (1.11)	38.02 (0.96)
アスペクト比 4 モデル	30.06	34.44 (1.10)	29.71 (0.99)
鋼板幅 1.5 倍モデル	86.01	94.08 (1.09)	85.76 (0.99)
鋼板幅 2 倍モデル	114.69	126.71 (1.11)	117.07 (1.02)

6.2.2 横座屈荷重設計式

補剛がないスリット入り鋼板は、せん断力を受けると、スリットで挟まれた柱状部が各々面外変形する。柱状部の両端は壁部に接続しており変形が拘束されているが、面内荷重がある値に達すると、図 6-2 の解析コンター図に示すように、柱状部全体が弱軸方向（面外方向）にねじれを伴って横座屈する。

面内荷重を受ける片持ち梁の横座屈荷重設計式は、Timoshenko により導出されている^{6.3)}。スリット入り鋼板の柱状部は、上下対称であるため、片持ち梁を 2 つ繋ぎ合わせたものとして評価する。以下、図 6-3 にて、スリット入り鋼板柱状部 1 つ当たりの横座屈荷重設計式を求める。図において、固定端を z 軸の原点とし、任意断面 z におけるモーメント M_x , M_y , M_z の正の向きを図 6-3 の各軸の正の方向に向いて時計回りのモーメントにとると、

$$\left. \begin{aligned} M_x &= -P(l/2 - z) \\ M_y &= 0 \\ M_z &= -P(u_1 - u) \end{aligned} \right\} \quad (6-1)$$

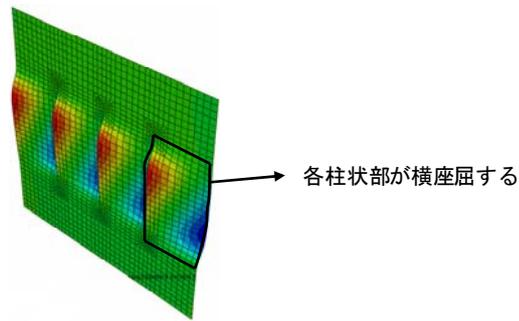


図 6-2 スリット入り鋼板柱状部の座屈性状

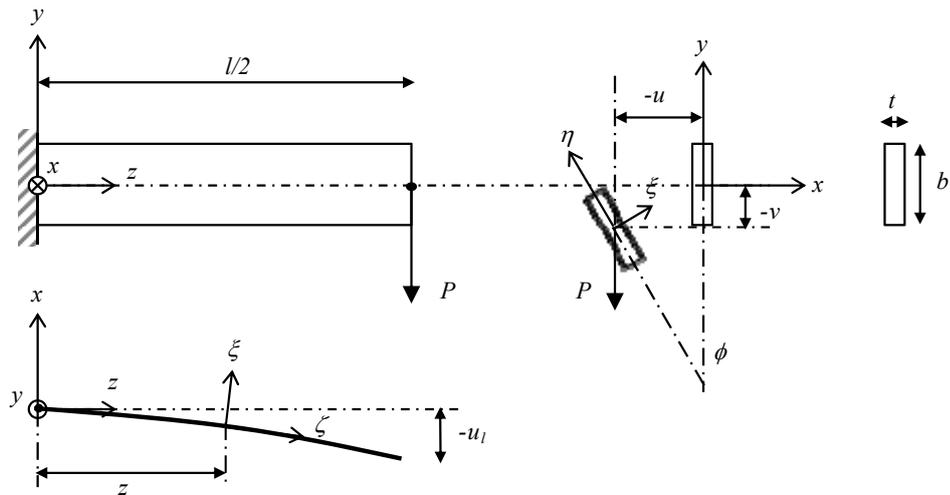


図 6-3 片持ち梁の横座屈解析モデル

ここで、 u_1 は自由端 ($z = l/2$) での水平変位である。変形後の任意断面での重心点を原点に図のように ξ , η , ζ 軸をとる。変位が微小であると仮定すると、各軸まわりのモーメントは、

$$\begin{bmatrix} M_\xi \\ M_\eta \\ M_\zeta \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ \phi & 1 & 0 \\ -\frac{du}{dz} & \frac{dv}{dz} & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_z \end{bmatrix} \quad (6-2)$$

で表される。(6-1)式を代入すると、

$$\left. \begin{aligned} M_\xi &= -P(l/2 - z) \\ M_\eta &= -P\phi(l/2 - z) \\ M_\zeta &= P(l/2 - z)\frac{du}{dz} - P(u_1 - u) \end{aligned} \right\} \quad (6-3)$$

梁の曲げモーメントの微分方程式は、

$$\left. \begin{aligned} EI_{\xi} \frac{d^2 v}{dz^2} &= M_{\xi} \\ EI_{\eta} \frac{d^2 u}{dz^2} &= M_{\eta} \end{aligned} \right\} \quad (6-4)$$

また、座屈梁のねじりモーメントは、

$$GJ \frac{d\phi}{dz} - EI_w \frac{d^3 \phi}{dz^3} = M_{\xi} \quad (6-5)$$

で表される。

(6-3)式を(6-4)式、(6-5)式に代入すると、

$$EI_{\xi} \frac{d^2 v}{dz^2} + P(l/2 - z) = 0 \quad (6-6)$$

$$EI_{\eta} \frac{d^2 u}{dz^2} + P\phi(l/2 - z) = 0 \quad (6-7)$$

$$EI_w \frac{d^3 \phi}{dz^3} - GJ \frac{d\phi}{dz} + P(l/2 - z) \frac{du}{dz} - P(u_1 - u) = 0 \quad (6-8)$$

(6-7)式、(6-8)式より、

$$EI_w \frac{d^4 \phi}{dz^4} - GJ \frac{d^2 \phi}{dz^2} - \frac{P^2}{EI_{\eta}} (l/2 - z)^2 \phi = 0 \quad (6-9)$$

$s = l/2 - z$ とおくと、(6-9)式は、

$$EI_w \frac{d^4 \phi}{ds^4} - GJ \frac{d^2 \phi}{ds^2} - \frac{P^2}{EI_{\eta}} s^2 \phi = 0 \quad (6-10)$$

ここで、 $EI_w \approx 0$ と仮定したときの反りを考慮しない場合の解は、以下の Bessel 関数で表される。

$$\phi = \sqrt{s} \left[A_1 J_{\frac{1}{4}} \left(\frac{1}{2} \sqrt{\frac{P^2}{EI_{\eta} GJ}} s^2 \right) + A_2 J_{-\frac{1}{4}} \left(\frac{1}{2} \sqrt{\frac{P^2}{EI_{\eta} GJ}} s^2 \right) \right] \quad (6-11)$$

梁の両端の境界条件より、

$$A_1 = 0$$

$$J_{-\frac{1}{4}} \left(\frac{1}{2} \sqrt{\frac{P^2}{EI_{\eta} GJ}} (l/2)^2 \right) = 0 \quad (6-12)$$

(6-12)式を満足する最小の解は、

$$\frac{1}{2} \sqrt{\frac{P^2}{EI_{\eta} GJ}} (l/2)^2 = 2.0063 \quad (6-13)$$

となる。従って、反りを考慮しない場合の横座屈荷重 P_{cr1} は、

$$P_{cr1} = 4.013 \frac{\sqrt{EI_{\eta} GJ}}{(l/2)^2} \quad (6-14)$$

となる。また、

$EI_w \neq 0$ としたとき、すなわち反りを考慮する場合の横座屈荷重 P_{cr2} は、

$$P_{cr2} = \frac{4.013}{\left(1 - \sqrt{\frac{EI_w}{GJ(l/2)^2}}\right)^2} \frac{\sqrt{EI_{\eta} GJ}}{(l/2)^2} = \frac{4.013}{\left(1 - \sqrt{\frac{EI_w}{GJ(l/2)^2}}\right)^2} \frac{\sqrt{EIGJ}}{(l/2)^2} \quad (6-15)$$

$$EI_w = \frac{E}{12} \cdot \int_{-b/2}^{b/2} x^2 t^3 dx = E \cdot \frac{b^3 t^3}{144}$$

として求めることができる。

ここで、 EI_{η} ($=EI$) : スリット入り鋼板の曲げ剛性、 GJ : スリット入り鋼板の捩り剛性、 EI_w : スリット入り鋼板の反り剛性、 l : 柱状部の長さ、 b : 柱状部の幅、 t : スリット入り鋼板の厚さ、である。(6-15) 式において、断面 2 次モーメントの添え字 η は材軸方向を示しており、他の章との整合性を考慮し、以後、 I_{η} を I に置き換える。

次に、設計式から求められる横座屈荷重と有限要素解析の結果を比較する。まず、反りの影響を調べるため、単純な片持ち梁の有限要素解析を行う。解析モデルは図 6-3 に示すように、自由端の中央部にせん断力を与えた、幅 90mm の片持ち梁とし、変数は梁の長さ l_0 (90, 180, 450, 900 mm) と厚さ t_0 (1.5, 2.3, 3 mm) とする。解析上、荷重点で梁が曲がる可能性があるため、平面保持の仮定が成り立つよう、梁の自由端の要素は剛とする。解析および計算に用いた材料特性は、塑性変形の影響を排除して座屈のみの効果を求めるため、ヤング係数 E が 205000 N/mm² の完全弾性とする。また、解析において横座屈荷重は、座屈により剛性が変化する点である 1 次剛性と 2 次剛性の交点として求める。解析と計算の結果の比較を表 6-2 に示す。表中の () 内の数値は、計算値に対する解析値の比である。図 6-4 には、鋼板厚 2.3mm、アスペクト比 5 および 1 の片持ち梁の横座屈の様子を示す。

表 6-2 片持ち梁における計算と解析の横座屈荷重の比較

鋼板厚 (mm)	アスペクト比 α	解析 (kN)	反りなし計算 P_{cr1} (kN)	反りあり計算 P_{cr2} (kN)
1.5	1	6.60	3.19 (2.07)	5.42 (1.22)
2.3	10	0.11	0.11 (1.00)	0.12 (0.95)
	5	0.51	0.46 (1.11)	0.51 (1.01)
	2	4.31	2.87 (1.50)	3.68 (1.17)
	1	22.03	11.50 (1.92)	19.53 (1.13)
3	1	49.41	25.51 (1.94)	43.33 (1.14)

アスペクト比が大きい場合には反り剛性の有無で横座屈荷重に差はないが、アスペクト比が小さくなると反り剛性の影響により横座屈荷重が大きくなり、アスペクト比が 2 の場合 P_{cr2}/P_{cr1} は 1.3 倍に、アスペクト比が 1 の場合は 1.7 倍となる。全てのモデルにおいて、反りを考慮した計算値は解析値に近い値となった。以後、反りを考慮した横座屈荷重 P_{cr2} (式(6-15)) を用いる。

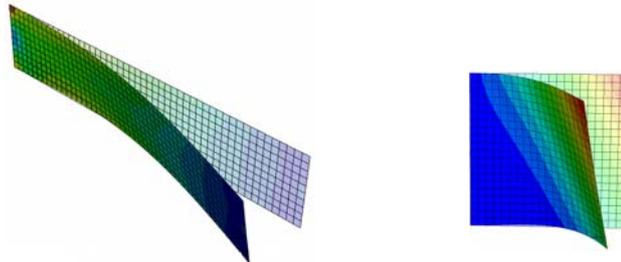


図 6-4 片持ち梁の横座屈 (左 : アスペクト比 5, 右 : アスペクト比 1)

表 6-3 スリット入り鋼板における計算と解析の横座屈荷重の比較

	解析 (kN)	計算 Q_{cr} (kN)	解析 / 計算
基本モデル	65.73	78.11	0.84
鋼板厚 3/4 モデル	31.54	35.64	0.88
鋼板厚 1/2 モデル	8.70	9.76	0.89
鋼板厚 1/4 モデル	1.17	1.39	0.84
鋼板厚 1/8 モデル	0.17	0.20	0.85
アスペクト比 3 モデル	61.20	64.42	0.95
アスペクト比 4 モデル	53.34	58.89	0.91
鋼板幅 1.5 倍モデル	103.1	117.16	0.88
鋼板幅 2 倍モデル	150.0	156.22	0.96

スリット入り鋼板の横座屈荷重設計式は、式(6-15)に柱状部の数 n を乗じて、下式で表される。

$$Q_{cr} = nP_{cr2}$$

$$\therefore Q_{cr} = n \frac{4.013 \sqrt{EIGJ}}{\left(1 - \sqrt{\frac{EI_w}{GJ(l/2)^2}}\right)^2 (l/2)^2} \quad (6-16)$$

スリット入り鋼板における解析と計算の横座屈荷重の比較を表 6-3 に示す。解析モデルは前節に示した図 6-1 の 9 種類とし、鋼板のヤング係数 E を 205000 N/mm^2 の完全弾性とした一方向荷重解析において、剛性の変化点から座屈荷重を求める。表 6-3 より、解析は計算より 4~16%小さい値となる。これは、計算では各柱状部の端部の境界条件を固定と仮定しているが、実際は完全固定ではないためであると考えられる。しかし、解析と計算で傾向は一致しており、補剛設計式にはこの横座屈荷重設計式を用いることとする。

6.3 補剛設計式

6.3.1 補剛の判定基準

ここでは、補剛の必要性の有無を評価するための基準値を設定する。図 6-5 に、基本モデルにおいて、補剛がない場合、18mm 厚補剛、36mm 厚補剛、鋼板の面外変形を完全に拘束した場合（面内挙動）のせん断変形角 0.03rad まで繰り返し解析した履歴特性を示す。解析では、鋼板は、ヤング係数 E_s が 205000 N/mm^2 、降伏応力 σ_y が 295 N/mm^2 の完全弾塑性とし、補剛材は木パネルを使用することを想定してヤング係数 E_w が 5500 N/mm^2 の完全弾性とする。補剛厚を増大させることにより、最大耐力が増加し、スリップ現象が解消されていく様子がわかる。そこで、補剛の設計指標として、耐震壁の性能にとって重要な指標である耐力および消費エネルギーを直接表す「最大耐力比」と「スリップ耐力比」の 2 種類を用いる。最大耐力比とは、図 6-5 に示すように、せん断変形角が最大せん断変形角（ここでは 0.03rad）時のピーク耐力と、鋼板の面外変形を完全に拘束した解析の最大耐力（面内耐力）の比であり、鋼板の取り得る最大耐力（全塑性耐力）に対する実際の耐震壁の耐力の比である。また、スリップ耐力比とは、最大せん断変形角（0.03rad）の繰り返し後、変形を 0 に戻した際の耐力と 0.03rad 時のピーク耐力の比であり、エネルギー消費量の指標となる値である。鋼板の面外変形を完全に拘束した場合、最大耐力比、スリップ耐力比はともに 1 となる。

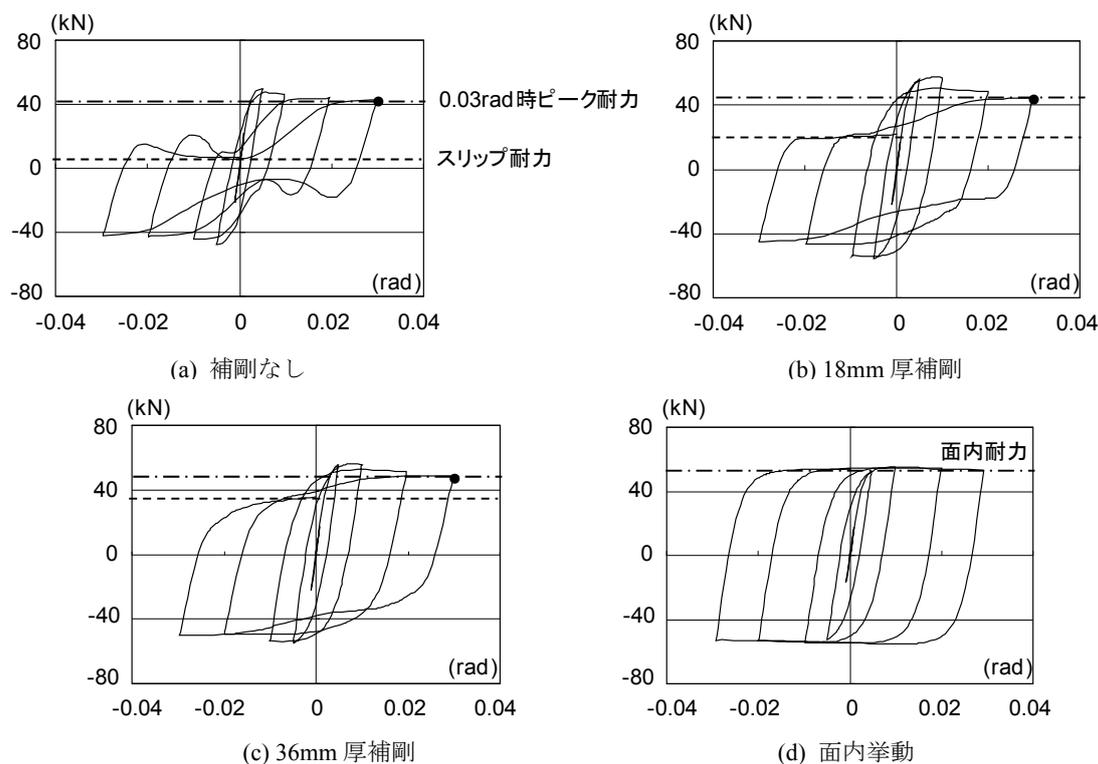


図 6-5 基本モデルにおける補剛厚を変数とした履歴特性

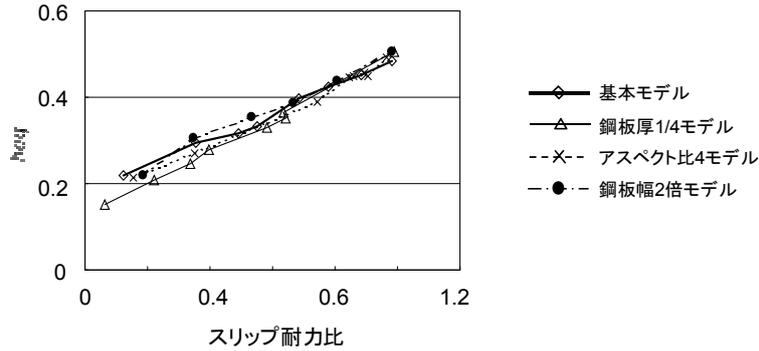


図 6-6 スリップ耐力比と等価粘性減衰定数の関係

基本モデル，鋼板厚 1/4 モデル，アスペクト比 4 モデル，鋼板厚 2 倍モデルの 4 種類において，補剛厚を変数とした解析を行い，そこから得られたスリップ耐力比と等価粘性減衰定数の関係を図 6-6 に示す。各種モデルにおいて等価粘性減衰定数 h_{eq} はスリップ耐力比と非常に良い相関関係にある。既往の研究に見られる鋼板耐震壁^{6.4), 6.5)}の多くにおいて，その減衰定数が 0.15~0.3 であることを考慮し，スリップ耐力比の基準値を 0.5 とする。この場合，等価粘性減衰定数は 0.3 以上となり，補剛の判定基準としてスリップ耐力比 0.5 は適切である。また，最大耐力比の基準値は 0.8 とする。ここでは，完全弾塑性モデルを対象としているが，実際の鋼板にはひずみ硬化があるため，最大耐力はさらに大きくなり，設計式から得られる全塑性耐力より高い値となる。ひずみ硬化による最大耐力の上昇については後節で詳述する。

鋼板厚が小さい場合，または補剛厚を増大させた場合は，スリット入り鋼板が多数の局部座屈を生じ，面外変形の曲率が大きくなる傾向がある。最大耐力比 0.8，スリップ耐力比 0.5 は，このような局部座屈や鋼板全体のせん断座屈，柱状部の横座屈を実用上十分に抑制できた場合の数値であると考えられ，以後，補剛判定基準値として補剛設計式に利用する。

なお，補剛厚を無限大にする，または無限大の剛性をもつ材料を用いれば，鋼板の面外変形が生じず，最大耐力比，スリップ耐力比がともに 1 に近い理想的な特性を得ることができる。しかし，補剛材の重量が大きくなり，材料コストも大きくなり，施工上の問題も生ずることから，ここでは実用的な補剛条件を求めることを考える。

6.3.2 補剛設計式の導出手順

せん断力を受ける薄板の挙動は非常に複雑であるため，薄板と補剛板が干渉したときの薄板の挙動，せん断耐力等を平板の理論式を展開することで求めるのは困難である。そこで，本研究では，補剛厚を変数とした有限要素解析により，最大耐力比，スリップ耐力比が基準値を満足する必要補剛厚を求め，さらに，横座屈荷重設計式を補剛に対応するように補正し一般化した補剛設計式を導出する。

スリット入り鋼板の必要補剛厚の具体的な導出手順を以下に示す。

1. 補剛厚を変数とした弾塑性繰返し解析により，補剛判定基準（最大耐力比が 0.8 以上かつスリップ耐力比が 0.5 以上）を満足する必要補剛厚を求める。
2. 横座屈荷重設計式において，補剛の効果を曲げ剛性の増加と仮定した場合の補正横座屈荷重 Q_{cr} を求める。その際，鋼板と補剛材は一体となって挙動しないため，補剛剛性には結合係数 k_1 を乗じる。

すなわち，

$$Q_{cr} = n \frac{4.013}{\left(1 - \sqrt{\frac{EI_w}{GJ \cdot (l/2)^2}}\right)^2} \cdot \frac{\sqrt{(EI + k_1 E_r I_r) \cdot GJ}}{(l/2)^2} \quad (6-17)$$

ここで， $E_r I_r$ は，鋼板の柱状部に等しい幅を持った補剛材の曲げ剛性である。

3. 2 で求めた座屈荷重は，スリット入り鋼板が完全弾性であると仮定したときの座屈荷重である。一般に，圧縮材の細長比が小さくなると弾性座屈荷重は降伏荷重よりも大きくなる。スリット入り鋼板にせん断荷重を与えた場合においても，同様に考えて，座屈荷重 Q_{cr} と降伏耐力 Q_{wtu} との比較から座屈降伏耐力比 k_2 を求める。

$$Q_{cr} = k_2 Q_{wtu} \quad (6-18)$$

4. 9 種類のモデルで上記の解析および計算を行い，補剛判定基準を満足する k_1 と k_2 を求める。

6.3.3 補剛設計式その 1（鋼板厚およびアスペクト比の影響）

鋼板厚またはアスペクト比を変化させたときの必要補剛厚を検討する。

図 6-7 に，鋼板寸法の同じ 7 種類のモデル（図 6-1 (a)~(c)）における補剛厚を変数とした弾塑性繰返し解析から得られた最大耐力比とスリップ耐力比の推移を示す。ただし，ボルトは補剛材の四隅に設置し，鋼板の材料特性はヤング係数 E が 205000 N/mm^2 ，降伏応力 σ_y が 295 N/mm^2 の完全弾塑性とする。図中に示した縦線は，最大耐力比 0.8 以上かつスリップ耐力比 0.5 以上の補剛判定基準を超える必要補剛厚を示す。鋼板厚を変数としたモデルを比較すると，鋼板厚が小さいほど，補剛を行わない場合の最大耐力比，スリップ耐力比が小さい。また，補剛を増やした場合のスリップ耐力比の増加率も小さいため，鋼板が薄いほど必要補剛厚が大きい。鋼板が薄いと座屈が生じやすく面外変形の曲率が大きくなるため，それを抑制するためにはより多くの補剛が必要であると考えられる。また，アスペクト比を大きくすると，座屈耐力が降伏耐力に比べ相対的に大きくなるため，座屈が生じにくく，補剛を行わない場合の最大耐力比，スリップ耐力比が大きい。また，わずかの補剛で座屈が抑制されるので，補剛を増やした場合のスリップ耐力比の増加率も大きくなり，必要補剛厚は小さくてよいことが確認できた。さらにアスペクト比を大きくすると，補剛をしなくとも最大耐力比，スリップ耐力比が補剛判定基準を満足し，補剛が不要になる可能性がある。

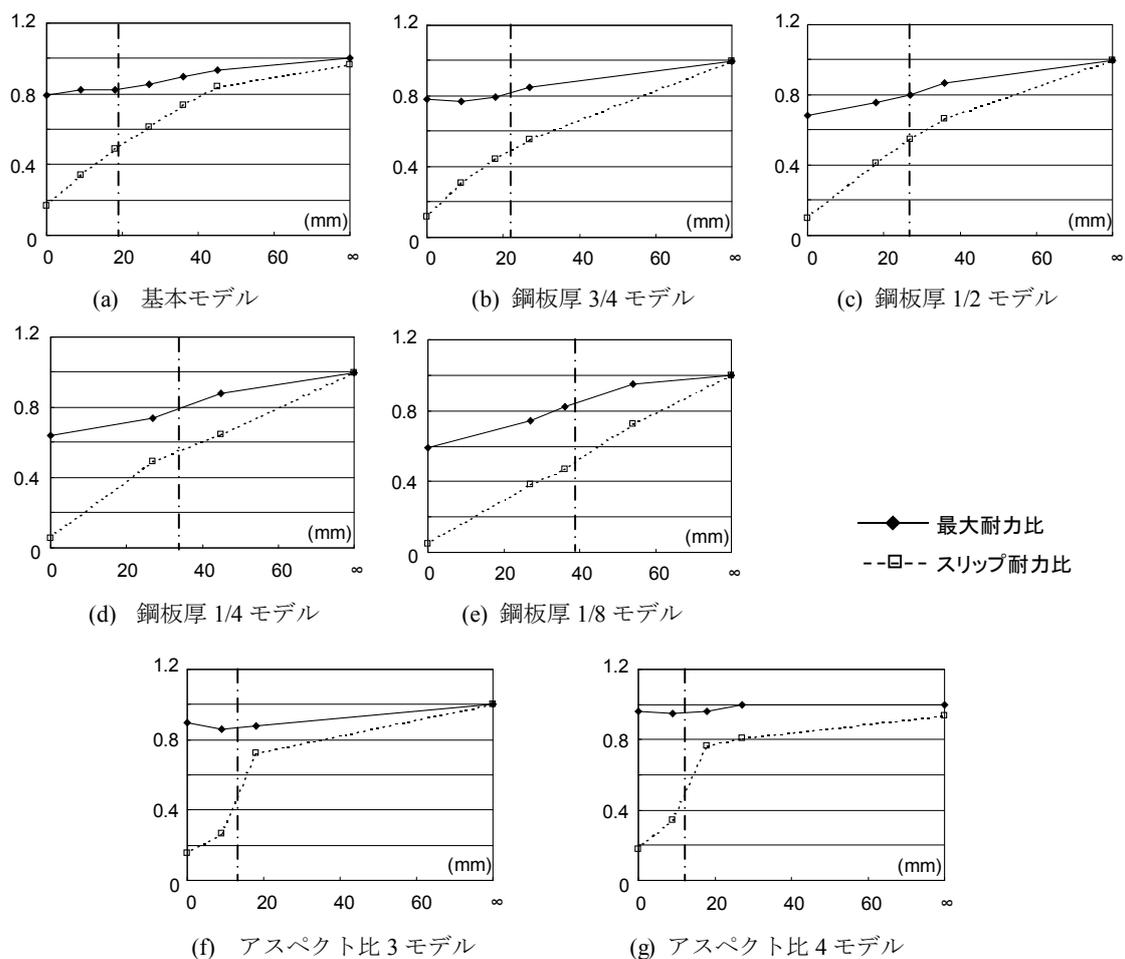


図 6-7 補剛厚を変数としたときの最大耐力比とスリップ耐力比の推移（横軸：補剛厚，縦軸：耐力比）

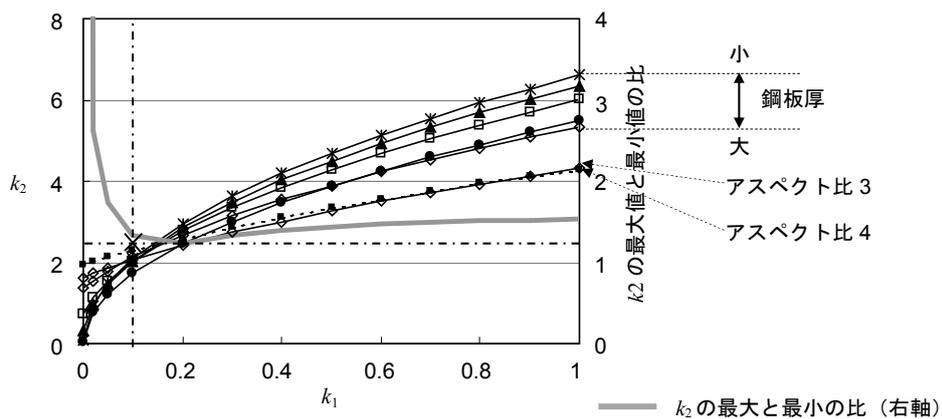


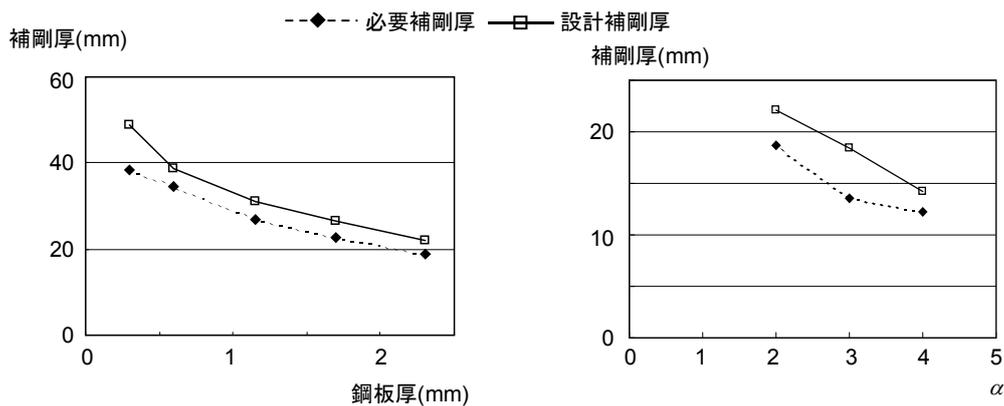
図 6-8 必要補剛厚の補剛を行った際の結合係数 k_1 と座屈降伏耐力比 k_2 の関係

有限要素解析から得られた必要補剛厚を式(6-17), (6-18)に代入し, 結合係数 k_1 と座屈降伏耐力比 k_2 の関係を求めた結果を図 6-8 に示す。 k_1 を一定とした場合, 鋼板厚が大きいほど k_2 が小さく, アスペクト比が大きいとさらに k_2 が小さくなる。各曲線の上側は, 補剛厚が必要補剛厚よりも大きいことを示し, 安全側の評価となる。ここでは, 7 種類のモデル全てにおいて, 式(6-17), (6-18)の設計式から求められる補剛厚 (設計補剛厚) が, 解析から求められる必要補剛厚よりも大きくなるように, また, 過大な補剛厚となることを避けるため設計補剛厚と必要補剛厚の各モデルの差が小さくなるように考える。そこで, k_1 を一定とした場合の, 7 種類のモデルにおける k_2 の最大値と最小値の比を図 6-8 の右軸に示す。 k_1 が 0.1 から 1.0 までの間では, k_2 の最大と最小の比は 1.5 程度でほぼ一定であることがわかる。よって, 基本モデルと同じ寸法の鋼板において, 四隅をボルトで固定した補剛材を用いる場合, 図 6-8 を参照して, k_2 のばらつきがほぼ最小となる k_1 として 0.1 を, k_2 は安全率を考慮してそのときの 7 種類のモデルの最大値より少し大きい 2.5 を採用する。

表 6-4 各モデルの必要補剛厚, 結合係数 k_1

	必要補剛厚 (mm)	$k_2=2.5$ のときの k_1	$k_1=0.1, k_2=2.5$ 時の設計補剛厚 (mm)	$k_1=0.7, k_2=6.0$ 時の設計補剛厚 (mm)
基本モデル	18.7	0.165	22.1 (1.18)	22.8 (1.22)
鋼板厚 3/4 モデル	22.8	0.160	26.6 (1.17)	25.6 (1.12)
鋼板厚 1/2 モデル	27.0	0.153	31.1 (1.15)	29.3 (1.09)
鋼板厚 1/4 モデル	34.5	0.143	38.8 (1.12)	36.4 (1.06)
鋼板厚 1/8 モデル	38.3	0.210	49.0 (1.28)	44.8 (1.17)
アスペクト比 3 モデル	13.6	0.225	18.4 (1.35)	17.6 (1.29)
アスペクト比 4 モデル	12.3	0.154	14.2 (1.15)	17.6 (1.43)

()内: 必要補剛厚に対する比



(a) 鋼板厚を変数とした場合

(b) 柱状部のアスペクト比を変数とした場合

図 6-9 必要補剛厚と設計式から求められる補剛厚 (設計補剛厚) の比較

鋼板寸法が同じで鋼板厚とアスペクト比を変数とした 7 種類のモデルにおいて、有限要素解析から得られた必要補剛厚と、座屈降伏耐力比 k_2 を 2.5 としたときの補剛剛性の結合係数 k_1 、また k_1 を 0.1, k_2 を 2.5 で固定した際の設計補剛厚を表 6-4 に示す。 $k_1=0.7, k_2=6.0$ としたときの設計補剛厚も併せて示すが、この詳細は 6.3.6 節に述べる。図 6-9 に必要補剛厚と設計補剛厚の比較を示す。 k_1 と k_2 を固定した場合の補剛厚は、実際の必要補剛厚と比較し、12~35%大きい、どのモデルでも安全側の数値を示している。また、補剛材で用いる構造用合板の厚さの規格は 3~9mm 刻みであることを考慮すると、この差はそれほど大きくはなく、設計補剛厚としては妥当な値である。図 6-8 より、7 種類のモデルにおいて、 $k_1=0$ 、すなわち補剛がない場合の k_2 の値は最大でも 2.0 であることから、補剛がない場合の k_2 の値が、安全率を考慮し 2.5 よりも大きい場合には補剛が不要であるとする。

本章では、実用的な設計範囲として、鋼板厚 0.3mm から 2.3mm（実大モデルはその 3 倍とし 0.9mm から 6.9mm）およびアスペクト比 2 から 4 の補剛設計式を導出した。今後、さらに広い範囲の鋼板厚および柱状部長さを変えてアスペクト比を変化させた場合等の検討も行い、本設計式の有効性と限界を明確にし、必要であれば新たに設計式へと展開する必要がある。

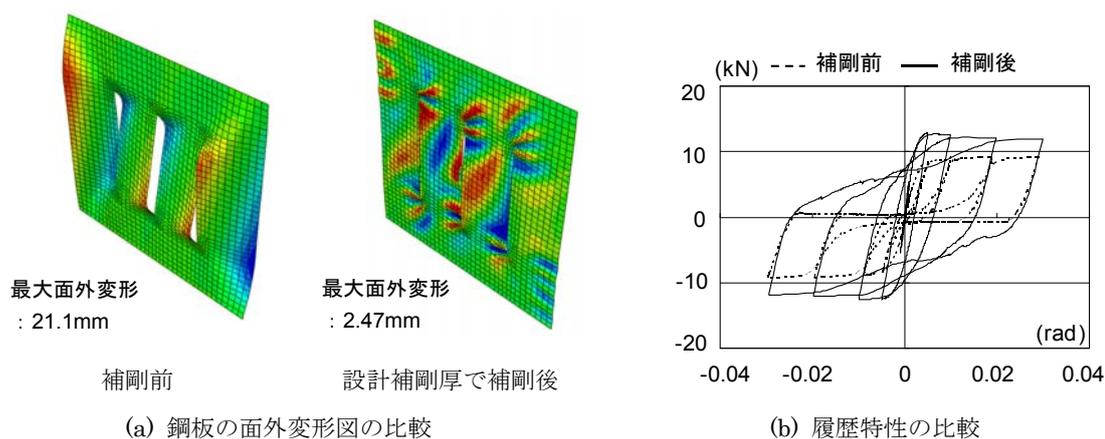


図 6-10 鋼板厚 1/4 モデルにおける補剛前後の面外変形図と履歴ループの比較

鋼板厚 1/4 モデルにおける、補剛前と設計補剛厚で補剛した場合の面外変形図と履歴特性の比較を図 6-10 に示す。補剛前は各柱状部が大きく横座屈していたが、補剛後は面外変形が約 1/9 に抑制されている。薄い鋼板に補剛を行った場合、図 6-10(a)に示すように面外変形の曲率が大きくなるため鋼板に多数のしわが発生する傾向があり、それを抑え込むために補剛厚を大きくする必要がある。同図(b)より耐力および消費エネルギーは補剛を行うことで大幅に増加していることがわかる。

実際は、鋼板にはひずみ硬化があるため、完全弾塑性モデルよりも耐力が大きく、鋼板が補剛材を押す力が大きくなると考えられる。そのため、設計補剛厚の補剛を行った場合に、ひずみ硬化があるモデルにおいても最大耐力比とスリップ耐力比が基準値を超えるこ

とを確認する必要がある。

鋼板に与える材料特性を図 6-11 に示す。基本モデルにおいて、設計補剛厚 22.1mm の補剛を行った解析と、鋼板の面外変形を完全に拘束した解析を行い、最大耐力比とスリップ耐力比を求めた。その結果、最大耐力比は 0.805、スリップ耐力比は 0.501 となった。すなわち、完全弾塑性モデルで求めた設計補剛厚を用いて、ひずみ硬化のあるモデルの解析を行った結果、最大耐力比、スリップ耐力比ともに設計の基準値を満足しており、完全弾塑性モデルを使った設計式は通常のひずみ硬化のあるモデルにも有効であることがわかった。ひずみ硬化の有無で、鋼板の面外変形はほぼ一致したため、補剛力には大きな違いがなかったことがその理由であると考えられる。また、22.1mm 厚補剛を行った際のせん断変形角 0.03rad 時ピーク耐力は 61.57kN となり、計算式から得られる全塑性耐力 (57.34 kN) の 1.07 倍ではほぼ一致した。

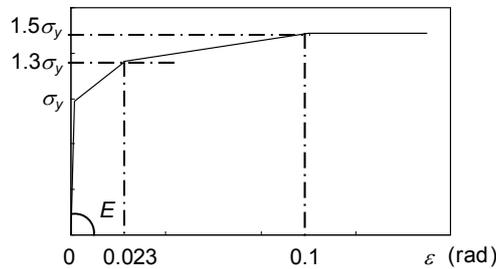
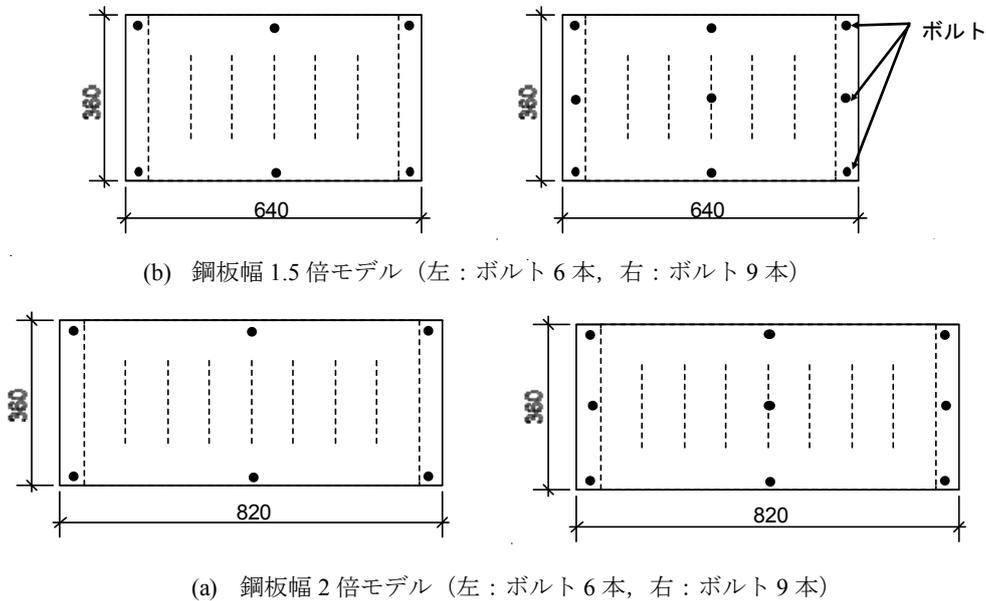


図 6-11 ひずみ硬化のある鋼板の材料特性



(b) 鋼板幅 1.5 倍モデル (左 : ボルト 6 本, 右 : ボルト 9 本)

(a) 鋼板幅 2 倍モデル (左 : ボルト 6 本, 右 : ボルト 9 本)

図 6-12 ボルト効果検証用の解析モデル

6.3.4 補剛設計式その 2 (鋼板寸法の影響およびボルトの効果)

鋼板寸法の影響およびボルトの効果を知るための解析モデルを図 6-12 に示す。図 6-1(d),(e)に示す、補剛材の四隅にボルトを付与した鋼板幅 1.5 倍, 2 倍モデルを基準として、ボルトで囲まれた面積が元の 4 本ボルトの 1/2, 1/4 となるように、ボルトを 6 本, 9 本に増やす。図 6-13 に、補剛厚を変数とした弾塑性繰返し解析から得られた最大耐力比とスリップ耐力比の推移を示す。どちらのモデルでも、ボルト 4 本のモデルに対し、ボルトを増加させると耐力比の増加率が大きくなっている。これは、ボルトを増やすことで、補剛材のたわみが小さくなり、鋼板と補剛材の接触が増えるため、必要補剛厚を小さくできることを示している。

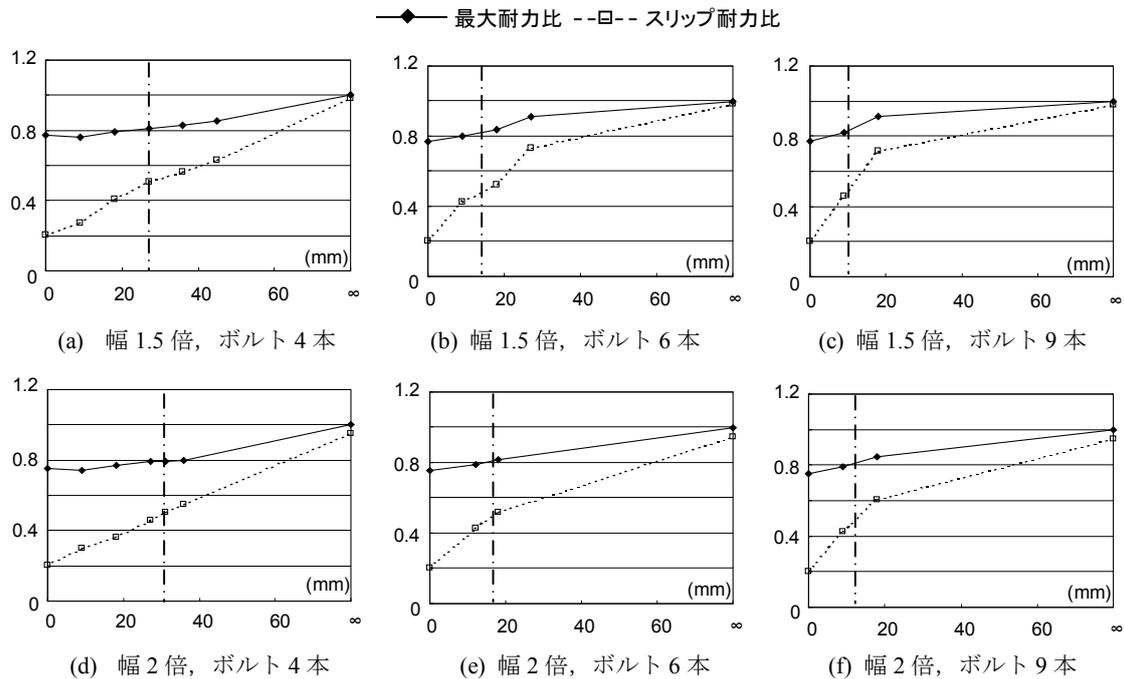


図 6-13 補剛厚を変数としたときの最大耐力比とスリップ耐力比の推移 (横軸：補剛厚, 縦軸：耐力比)

座屈荷重と降伏荷重の比 (座屈降伏耐力比) k_2 を 2.5 に固定し、ボルトの効果を経合係数 k_1 の増加で表す。解析より得られた必要補剛厚から k_1 を求めた結果を表 6-5 に示す。図 6-14 は、ボルトで囲まれた部分の面積とこの k_1 との関係を示しているが、図中に示した近似式 (最小二乗近似) より、 k_1 は面積の 2 乗に反比例する傾向にあることがわかる。鋼板幅 2 倍モデルでボルト 6 本のモデルと基本モデルを比較すると、ボルトで囲まれた面積は同じであるが、鋼板幅 2 倍モデルの方が k_1 が若干大きい。これは、基本モデルでは 4 本のボルトの位置で補剛材が単純支持されているが、鋼板幅 2 倍モデルは中央の 2 本のボルトの位置で補剛材が固定となり、鋼板と補剛材の接触箇所が多いことに起因する。しかし、その差は、図 6-14 のように僅かである。ボルトによる固定は、外周辺部での単純支持と中間部

での固定支持が混在するが、その差による影響は少ないと考えて、以下の検討を行う。

表 6-5 各モデルの必要補剛厚，結合係数 k_1

	必要補剛厚 (mm)	$k_2 = 2.5$ のときの k_1
基本モデル	18.7	0.165
鋼板幅 1.5 倍 (ボルト 4 本)	27.0	0.055
鋼板幅 1.5 倍 (ボルト 6 本)	15.0	0.319
鋼板幅 1.5 倍 (ボルト 9 本)	10.4	0.967
鋼板幅 2 倍 (ボルト 4 本)	31.0	0.036
鋼板幅 2 倍 (ボルト 6 本)	16.8	0.219
鋼板幅 2 倍 (ボルト 9 本)	12.8	0.514

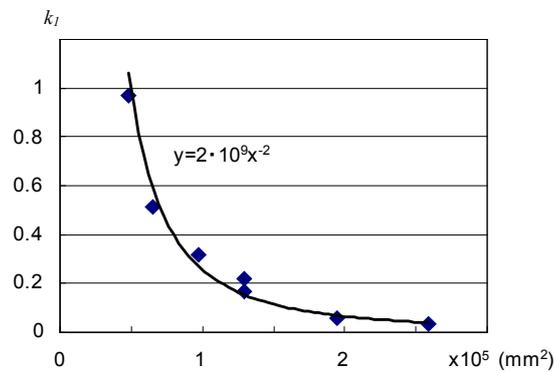


図 6-14 ボルトで囲まれた部分の面積と結合係数 k_1 の関係

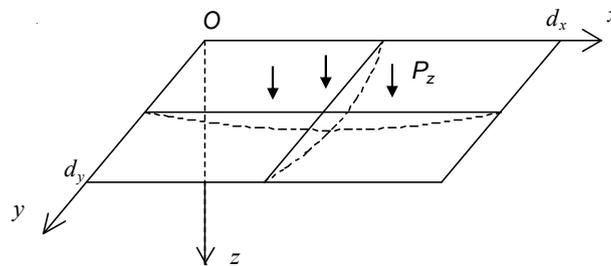


図 6-15 4 辺単純支持板のたわみ

ここで、補剛板のボルトで囲まれた部分 ($d_x \times d_y$) を 4 辺単純支持板と仮定し、複数点での鋼板との接触圧を等分布荷重 P_0 としたときの中心部のたわみ w_{max} を考える。

図 6-15 のモデルにおいて、4 辺単純支持された平板の境界条件は、

$$w = 0, \quad \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0 \quad \text{at} \quad x = 0, d_x \quad (6-19)$$

$$w = 0, \quad \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0 \quad \text{at} \quad y = 0, d_y \quad (6-20)$$

上記境界条件を満足するたわみ $w(x,y)$ は、下記の2重フーリエ級数展開式で表わすことができる。

$$w(x,y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} a_{mn} \sin \frac{m\pi x}{d_x} \sin \frac{n\pi y}{d_y} \quad (6-21)$$

同様に、平板に垂直に加えた力 $P_z(x,y)$ も2重フーリエ級数展開式で表すことができる。

$$P_z(x,y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} p_{mn} \sin \frac{m\pi x}{d_x} \sin \frac{n\pi y}{d_y} \quad (6-22)$$

力とたわみの関係式は以下の式で表される。

$$D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) = P_z \quad (6-23)$$

ここで、 D は平板の曲げ剛性である。

$$D \equiv \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \quad (6-24)$$

式(6-23)に式(6-21)、(6-22)を代入すると、

$$a_{mn} = \frac{P_{mn}}{D\pi^4 \left\{ \left(\frac{m}{d_x} \right)^2 + \left(\frac{n}{d_y} \right)^2 \right\}^2} \quad (6-25)$$

したがって、たわみは、

$$w(x,y) = \frac{1}{D\pi^4} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{P_{mn}}{\left\{ \left(\frac{m}{d_x} \right)^2 + \left(\frac{n}{d_y} \right)^2 \right\}^2} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (6-26)$$

平板に加わる荷重が等分布荷重 $P_z(x,y) = P_0$ と仮定すると、式(6-22)より、

$$P_{mn} = \begin{cases} \frac{16P_0}{mn\pi^2} & (m,n=1,3,5,) \\ 0 & (m,n=2,4,6,) \end{cases} \quad (6-27)$$

したがって、

$$w(x,y) = \frac{16P_0}{D\pi^6} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{mn \left\{ \left(\frac{m}{d_x} \right)^2 + \left(\frac{n}{d_y} \right)^2 \right\}^2} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (6-28)$$

(m,n : 奇数)

平板の中心部におけるたわみの最大値^{6.6)}は、

$$w_{max} = w\left(\frac{d_x}{2}, \frac{d_y}{2}\right) = \frac{16P_0}{D\pi^6} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{(m+n)/2-1}}{mn \left\{ \left(\frac{m}{d_x}\right)^2 + \left(\frac{n}{d_y}\right)^2 \right\}^2} \quad (6-29)$$

(m, n : 奇数)

式(6-29)において、 m, n の高次成分は大きく減衰するので、3次以降の成分を無視すると、

$$w_{max} \cong \frac{16P_0}{D\pi^6} \frac{1}{\left\{ \left(\frac{1}{d_x}\right)^2 + \left(\frac{1}{d_y}\right)^2 \right\}^2} = \frac{16P_0}{D\pi^6} \frac{d_x^4 d_y^4}{(d_x^2 + d_y^2)^2} = \frac{16P_0}{D\pi^6} \frac{(d_x d_y)^2}{\left(\frac{d_x}{d_y} + \frac{d_y}{d_x}\right)^2} \quad (6-30)$$

が得られる。平板の曲げ剛性式(6-24)を代入し、 d_x と d_y の比の影響を無視すると、

$$w_{max} \cong \frac{192(1-\nu^2)P_0}{Et^3\pi^6} \frac{(d_x d_y)^2}{4} \quad (6-31)$$

上式より、たわみ w_{max} はボルトで囲まれた部分の面積($d_x d_y$)の2乗に略比例し、等分布荷重 P_0 にも比例することがわかる。鋼板と補剛材との接触圧は、ボルト本数、補剛寸法に基本的には依存しないので、ボルトの効果としては、ボルトで囲まれた面積のみを考慮すればよい。補剛剛性の結合係数 k_1 は、鋼板と補剛材との距離が遠ざかるほど小さくなると考えられるので、たわみ w_{max} に反比例すると仮定する。したがって、 k_1 はボルトで囲まれた部分の面積($d_x d_y$)の2乗に反比例し、解析より得られた関係(図 6-14)とよく一致している。

k_1 の設計式として、鋼板寸法、複数ボルトの効果も含めて、ボルトで囲まれた最小面積の2乗に反比例した式で表すことを考える。ボルトを四隅に設けた基本モデルにおける、ボルトで囲まれた領域の辺の長さを d_{x0} 、 d_{y0} 、補剛剛性の結合係数 k_1 を k_{10} とおく。ボルトを増設して、ボルトで囲まれた領域を d_x 、 d_y とした場合の k_1 は、次式から得られる。

$$k_1 = k_{10} \cdot \frac{(d_{x0} d_{y0})^2}{(d_x d_y)^2} = \frac{1.68 \times 10^9}{(d_x d_y)^2} \quad (6-32)$$

ここで、 $k_{10} = 0.1$ 、 $d_{x0} = d_{y0} = 360\text{mm}$ とした。 d_x 、 d_y の単位は mm である。表 6-6 に、 k_2 を 2.5 とした場合の設計補剛厚を示す。表中の () 内の数値は、必要補剛厚に対する設計補剛厚の比である。安全率は 7~32% となり、設計補剛厚として妥当な数値である。また、 k_2 を 6.0 とした場合の設計補剛厚も表 6-6 に併せて示す。この詳細は 6.3.6 節に示す。

式(6-32)は基本モデルにボルト本数を増やした場合だけでなく、任意の鋼板サイズ、ボルト間隔に対しても適用できる式となっているが、鋼板高さを変えた場合や実大モデルでも検証が必要である。また今後、スリットを 2 段とした場合の補剛設計式も導出する必要がある。

表 6-6 各モデルの設計補剛厚

	$k_1 = \text{注 1}, k_2=2.5$ 時の 設計補剛厚 (mm)	$k_1 = \text{注 2}, k_2=6.0$ 時の 設計補剛厚 (mm)
基本モデル	22.1 (1.18)	22.8 (1.22)
鋼板幅 1.5 倍 (ボルト 4 本)	28.9 (1.07)	29.9 (1.11)
鋼板幅 1.5 倍 (ボルト 6 本)	18.2 (1.21)	22.8 (1.52)
鋼板幅 1.5 倍 (ボルト 9 本)	11.5 (1.11)	11.9 (1.14)
鋼板幅 2 倍 (ボルト 4 本)	35.0 (1.13)	36.3 (1.17)
鋼板幅 2 倍 (ボルト 6 本)	22.1 (1.32)	22.8 (1.36)
鋼板幅 2 倍 (ボルト 9 本)	13.9 (1.09)	14.4 (1.13)

(注1) $k_1 = \frac{1.68 \times 10^9}{(d_x d_y)^2}$ (注2) $k_1 = \frac{1.18 \times 10^{10}}{(d_x d_y)^2}$ ()内：必要補剛厚に対する比

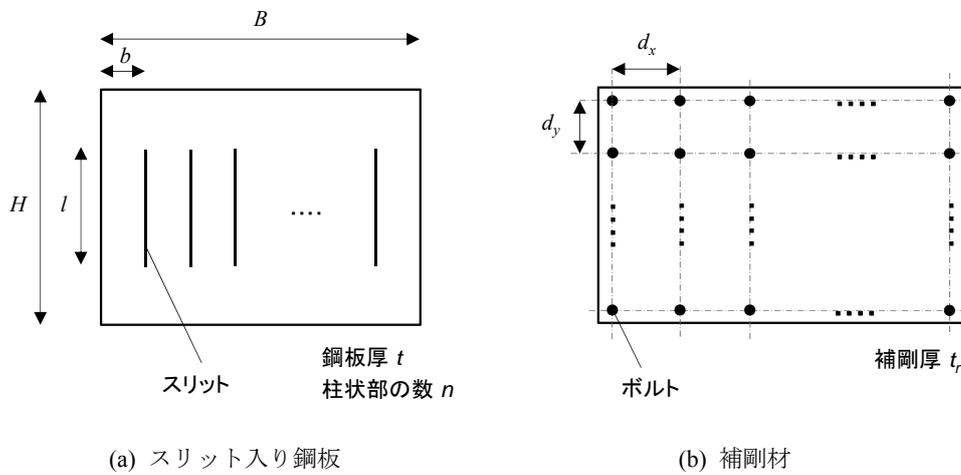


図 6-16 スリット入り鋼板の補剛厚算出の構造モデル

6.3.5 設計補剛厚の導出手順

以上より得られた k_1, k_2 の組み合わせを用いて、スリット入り鋼板の設計補剛厚を求める手順を詳述する。図 6-16 にスリット入り鋼板の補剛厚算出のための構造モデルを示す。

1. 設計したスリット入り鋼板の横座屈荷重 Q_{cr} ，降伏耐力 Q_{wtu} ，および座屈降伏耐力比 k_2 を求める。

$$Q_{cr} = n \frac{4.013 \sqrt{EIGJ}}{\left(1 - \sqrt{\frac{EI_w}{GJ(l/2)^2}}\right)^2 (l/2)^2} \quad (6-16)$$

$$Q_{wtu} = \frac{\sigma_y}{3} \cdot l \cdot \left(1 - \cos \frac{\sqrt{3} \cdot b}{l}\right) \cdot n \cdot t \quad (2-16)$$

式(6-18)より，

$$k_2 = Q_{cr} / Q_{wtu} \quad (6-33)$$

ここで、

$$EI \equiv \frac{Ebt^3}{12} \quad (\text{鋼板柱状部の曲げ剛性})$$

$$EI_w \equiv \frac{Eb^3t^3}{144} \quad (\text{鋼板柱状部の反り剛性})$$

$$GJ \equiv \frac{Gb^3t}{3} \quad (\text{鋼板柱状部の捩り剛性})$$

2. 1.で求めた座屈降伏耐力比 k_2 が 2.5 以上の場合には補剛は不要となる。 k_2 が 2.5 未満であれば補剛が必要であり、次のステップに進む。
3. k_2 が 2.5 未満の場合、下記の補剛設計式(6-17)を用いて、横座屈荷重が降伏耐力の 2.5 倍になるように、 $E_r I_r$ 中の補剛厚を定める。その際、結合係数 k_1 は式(6-32)より求めた値とする。ボルトは x 軸、 y 軸方向に等間隔に配置するものとし、 d_x 、 d_y は x 軸及び y 軸方向のボルト間隔(mm)である。

$$Q_{cr} = n \frac{4.013}{\left(1 - \sqrt{\frac{EI_w}{GJ \cdot (l/2)^2}}\right)^2} \cdot \frac{\sqrt{(EI + k_1 E_r I_r) \cdot GJ}}{(l/2)^2} = 2.5 \cdot Q_{wtu} \quad (6-17)$$

$$k_1 = \frac{1.68 \times 10^9}{(d_x \cdot d_y)^2} \quad (6-32)$$

ここで、補剛材の剛性 $E_r I_r$ は、鋼板の柱状部の幅 b と補剛材の厚み t_r により次式で与えられる。

$$E_r I_r \equiv \frac{E_r b t_r^3}{12} \quad (6-34)$$

4. 式(6-34)により得られた補剛厚が入手可能な標準材の厚み（一般に容易に入手できる構造用合板の厚みは 24mm 以下）を超える場合には、ボルト本数を増やして補剛厚を薄くすることを検討する。スリット配置等を考慮しつつ、ボルト本数を順次増やして $(d_x \cdot d_y)$ を小さくし、式(6-32)より k_1 を再度求め、式(6-17)、(6-34)に代入して設計補剛厚 t_r を算出する。

補剛に用いる合板の入手性を考慮して、ボルト本数を増加させて補剛厚を低減させることで、補剛材を軽量化しそれにより施工性を向上させることができる。ただし、鋼板内に設置するボルト本数を過度に増加させると、鋼板に設ける長孔の断面欠損による耐力低下や補剛材の強度低下による破損を引き起こす可能性があり、補剛厚の下限と、最適なボルト本数およびスリット配置を考慮したボルト配置は今後の検討課題である。また、補剛材

としてめり込み剛性の高い鋼材等を使う場合、3章の実大要素実験で示したように、鋼板内に配置したボルトがボルト用の長孔の端に引っかかって鋼板のせん断変形を阻害する危険性があるため、この場合はボルト本数を増加させることは必ずしも望ましくないと考えられる。

6.3.6 k_1, k_2 の物理的意味

k_1 の物理的イメージを図 6-17 に示す。 k_1 は、補剛材を取り付けたときの見かけの剛性向上の結合係数を示す。鋼板がせん断力を受けた場合、力がある値を超えると鋼板が座屈し、補剛材を押し上げる。6.3.4 節より、補剛材の面外変形量 w_{max} は、ボルトで囲まれた領域の面積の 2 乗に比例する。結合係数 k_1 は w_{max} の逆数であると仮定する。



図 6-17 k_1 の物理的イメージ

k_2 は、式(6-16)および式(2-16)を式(6-33)に代入し整理することにより、

$$k_2 = \frac{Q_{cr}}{Q_{wtu}} \cong \frac{16E}{3\sqrt{2(1+\nu)}\sigma_y} \cdot \frac{t}{l} \cdot \sqrt{1 + \frac{k_1 E_r t_r^3}{Et^3}} \quad (6-35)$$

ここで、板材（長さ $l \times$ 幅 $b \times$ 厚さ t ）の細長比 λ は、

$$\lambda = \frac{\sqrt{12}l}{t} \quad (6-36)$$

で表されることから、式(6-35)、式(6-36)より、板材の座屈降伏耐力比 k_2 は細長比 λ に反比例し、また補剛厚 t_r を厚くするほど大きくなる。 k_2 と細長比 λ の関係を図 6-18 に示す。ここで、 $k_2=1$ は、座屈荷重がせん断力を加えたときの全塑性耐力と同等であることを示す。横軸の細長比は鋼板柱状部の寸法から求められ、その場合に $k_2=2.5$ となるまで補剛厚 t_r を大きくする必要がある。

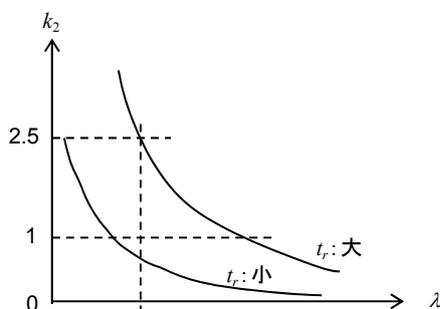


図 6-18 k_2 と細長比 $\lambda(\sqrt{12}l/t)$ との関係図

一方、圧縮材の曲げ座屈耐力と細長比 λ の関係は、

$$N_E / N_y \propto 1 / \lambda^2 \quad (6-37)$$

となり、圧縮の場合は細長比の2乗に反比例するものの、 k_2 の細長比依存性と類似している。

次に k_1 、 k_2 の任意性について検討する。図6-8より補剛判定基準を満足する $k_1=0.7$ 、 $k_2=6.0$ とした場合の設計補剛厚を表6-4に示す。また、鋼板寸法やボルト本数を変数としたモデルにおいて、 $k_2=6.0$ とした場合の設計補剛厚を表6-6に示す。すべてのモデルにおいて、 $k_2=2.5$ の場合の設計補剛厚とよく一致しており、 k_1 、 k_2 の組み合わせには任意性があることがわかった。これは、補剛厚という1つの解を求めるのに2つの変数 k_1 、 k_2 を使っており、 k_1 、 k_2 の組み合わせは一意には決まらないことを意味している。

6.3.7 補剛設計式と実験における補剛厚・ボルト本数の比較検討

有限要素解析と一部理論展開式を使って導出した設計補剛厚の導出手順を、3章の試験体に適用し、本設計手順が実際の耐震壁に適用できるかどうかを以下で確認する。

正方形試験体に適用した結果を表6-7に示す。設計に用いた変数はすべて実験と同じとする。表中のスリップ耐力比はせん断変形角0.025radでの実験結果から得られたスリップ耐力を用いる。補剛判定基準の指標には最大耐力とスリップ耐力の2つがあるが、設計補剛厚はスリップ耐力で決定されることが多いため、補剛が十分であるかどうかの判断基準にはスリップ耐力比0.5以上を用いる。表より、スリップ耐力比が基準値の0.5に最も近い試験体S-4では、実験補剛厚と設計補剛厚がほぼ一致していることがわかる。試験体S-2、S-3とスリップ耐力比が0.5より大きくなるに従い、実験補剛厚が設計補剛厚より大きくなっている。実験では、補剛厚を変化させた場合の特性の違いについて検討することが目的であったため、補剛厚の多少の大小は問題とはならないが、補剛は全体的に過度であったことがわかった。ボルトを9本とした試験体S-5では、ボルトで囲まれた領域が試験体S-4の1/2となっており、設計補剛厚は小さくなった。実験では、試験体S-5とS-4は同じ補剛厚を用いたため、スリップ耐力比は試験体S-5の方が大きくなっている。

表 6-7 正方形試験体の実験補剛厚と設計補剛厚の比較

試験体番号	ボルトで囲まれた領域 (mm)	k_1	設計補剛厚 (mm)	実験補剛厚 (mm)	実験から得られたスリップ耐力比 (0.025rad 時)
S-2	180 x 460	0.818	11.0	24.4	0.603
S-3	180 x 460	0.818	11.0	18.4	0.541
S-4	180 x 460	0.818	11.0	11.8	0.506
S-5	180 x 230	1.6	8.8	11.8	0.599

次に、長方形試験体に適用した結果を表6-8に示す。スリップ耐力比はせん断変形角0.02radでの値である。0.04radでは、スリット端で亀裂が進展し始めスリット耐力比が低く

なると考えられるため、亀裂が発生しない0.02rad時の値を用いる。試験体 R-2 を基準として、試験体 R-7 は、ボルトで囲まれた領域の面積が2倍、試験体 R-8 は1/2である。そのため、設計補剛厚は、R-7はR-2より大きく、R-8は小さくなった。表より、スリップ耐力比が0.493と0.5に近い数値を示す試験体 S-7において、補剛設計式から求めた設計補剛厚と実験補剛厚がよく一致している。その他の試験体も、スリップ耐力比が大きくなるに従い、設計補剛厚が実験補剛厚に比べ小さくなるなど、設計式は実験結果の傾向を良好に追跡している。

比較した実験数は少ないが、上記の比較検討より、補剛設計式が、鋼板寸法やボルト本数を変えた場合も含めて、実験結果と矛盾せず妥当な補剛厚を設計できていることを示した。

表 6-8 長方形試験体の実験補剛厚と設計補剛厚の比較

試験体番号	ボルトで囲まれた領域 (mm)	k_1	設計補剛厚 (mm)	実験補剛厚 (mm)	実験から得られたスリップ耐力比 (0.02rad 時)
R-2	360 x 320	0.197	17.7	24.1	0.538
R-7	360 x 640	0.067	25.3	24.1	0.493
R-8	180 x 320	1.066	10.1	24.1	0.658

6.4 まとめ

本章では、鋼板厚や柱状部のアスペクト比、鋼板幅を変数としたモデルを対象として、有限要素解析と柱状部の座屈理論を組み合わせることで、鋼板の座屈を抑制し耐震壁として十分なエネルギー消費を持つために必要な補剛厚の設計式を検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- ・ 反りを考慮した Timoshenko の横座屈荷重設計式において、鋼板の曲げ剛性に補剛材の曲げ剛性を加算することで、補剛を行った際の座屈荷重を求める方法を検討した。この方法では、補剛材は鋼板と一体となって挙動しないため、補剛材の曲げ剛性には結合係数 k_1 を導入した。
- ・ 鋼板のサイズが基本モデル (360mm×360mm) と同一でかつ鋼板厚が 0.3~2.3mm、柱状部の幅を変化させたアスペクト比が 2~4 の場合、補剛剛性の結合係数 k_1 を 0.1、座屈荷重と降伏荷重の比 (座屈降伏耐力比) k_2 を 2.5 とすることで、ボルトを補剛材の四隅に設置したモデルの設計補剛厚が求められることを示した。
- ・ 鋼板サイズを変える場合またはボルトを増やす場合は、補剛剛性の結合係数 k_1 を、ボルト増設後と増設前のボルトで囲まれた面積の比の2乗に反比例させた値とすることで妥当な設計補剛厚が求められることを示した。
- ・ これらの関係から、スリット入り鋼板をパネル補剛する際の補剛厚を導出する設計式を明確にした。
- ・ この補剛設計式を使って算出した補剛厚は、3章の実験で使ったスリット入り鋼板に対

して妥当な値となり，本設計式が有効であることを示した。

今後の課題としては，柱状部長さや鋼板高さを変えたモデル，4章で用いたような2段スリット入り鋼板，実大モデルでの鋼板等にも本設計式を適用し，その有効性と適用可能な条件を明確にすることである。

参考文献

- 6.1) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針，2009.
- 6.2) 加村久哉，形山忠輝，伊藤茂樹，岡本晴仁，打越瑞昌，和田章：座屈補剛方法の違いに着目した極軟鋼制震壁の研究 その1 FEM解析によるリブ付鋼板制震壁の座屈補剛に関する検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，構造Ⅲ，pp.795-796，1998.7.
- 6.3) Timoshenko, S. and Gere, J. M. : Theory of Elastic Stability, 1961.
- 6.4) 中川郷司，藤澤一善，鳥井信吾，清水孝憲，岩田衛，飯田仲男：極軟鋼制振壁の開発 その3 1層1スパンの骨組実験，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造Ⅲ，pp.827-828，1996.7.
- 6.5) Berman, J. and Bruneau, M.: Plastic Analysis and Design of Steel Plate Shear Walls, Journal of Structural Engineering, ASCE, 129(11), pp.1448-1456, 2003. 11.
- 6.6) 半谷裕彦著：平板の基礎理論，1995.

7章 結論

本論文では、主に中低層建物を対象とした耐震構造用部材としての利用を意図するスリット入り鋼板耐震壁を構造用合板（木パネル）で面外補剛する方法を新たに提案した。そして、その性能を各種の要素実験および3層建物オンライン応答実験で評価・検証し、さらに、これまで経験や有限要素解析に基づいて求めていた耐震壁に採用する木パネルの必要補剛厚や必要ボルト本数に関する設計式を導出し、その有効性を確認した。

本研究の端緒として、まず第2章では、スリット入り鋼板耐震壁の特長、スリット入り鋼板の耐力・剛性設計式を紹介し、その後、木パネルによる面外補剛の意義、対象建物、取り付け方法について説明した。第3章では、本耐震壁の挙動や基本性能を、補剛に関するさまざまな変数を用いた縮小要素実験および実大要素実験により明らかにした。第4章では、本耐震壁を間柱として用いた鋼構造骨組のオンライン応答実験を通じて、建物に組み込まれた際の耐震壁の挙動や、建物の地震応答性状と耐震壁の有効性を明らかにした。第5章では、第3章で示した要素実験試験体モデルの有限要素解析を行い、実験結果と比較することで、解析モデルや解析条件の妥当性を示した。第6章では、第5章で示した木パネルで補剛したスリット入り鋼板耐震壁の有限要素解析と横座屈理論から展開したスリット入り鋼板の耐力式を用いて、パネル補剛に対応するように横座屈荷重設計式を補正して一般化した設計式を導出した。これにより、鋼板の座屈を抑制し十分なエネルギー吸収能力を得るために必要な補剛厚とボルト補剛区間を求めることを可能とした。

本研究で得られた主な知見を以下に示す。

木パネルで面外補剛したスリット入り鋼板耐震壁の基本性状（第2章）

スリット入り鋼板耐震壁の主な特長として、1. 柱状部が各々曲げ変形するため大きな変形能力を持つこと、2. 構造種別によらず、新築建物、既存建物どちらにも適用可能であること、3. 施工性・加工性が良いこと、4. 軽量で安価であること、があげられる。また、既往の耐力設計式と剛性設計式から示されるように、スリット配置により耐震壁の耐力と剛性が独立に調整できるという利点も持つ。一方で、既往の耐力設計式では、柱状部のアスペクト比が大きい場合は精度よく評価できるが、アスペクト比が小さい場合に過大評価となる問題があった。それを解決するため、せん断力の影響を受けて全塑性モーメントが小さくなることを考慮した修正耐力設計式を導出した。

本耐震壁は、施工性を考慮しできるだけ薄い鋼板を用いるため、幅厚比が大きく、柱状部のアスペクト比が小さくなる傾向があり、座屈が生じやすい。その結果、耐力設計式で求められる耐力を発揮できず、十分なエネルギー消費能力を得ることができない可能性がある。そこで、本研究では、スリット入り鋼板全体をパネルで覆う面外補剛法を採用した。面外補剛パネルの材質としては、構造用合板を適用する。一般的によく用いられるスチフナーよりも、軽量、コンパクトで施工性が良く、効率的な補剛方法である。本耐震壁の適

用箇所としては、中低層建物の桁行方向にある開口部の隙間とし、腰壁部を剛域、その上部に耐震壁を設置する構造とした。

耐震壁単体の挙動（第3章）

スリットの有無による鋼板の挙動の比較、および木パネル厚の影響を検討する目的で正方形小型試験体の要素実験を行った。試験体は、実大規模の約1/3のサイズとした。その結果、スリットのない試験体では、耐力は大きいものの、鋼板の対角線上に稜線をもつ大きな面外変形が集中して発生し、木パネルが载荷中に破損した。一方、スリット入り鋼板では、面外変形が各スリット端部に均等に分散することで接触圧が小さくなり、木パネルは破損することなく、せん断変形角 0.05rad まで安定した挙動を示した。木パネル厚を変数とした場合、木パネル厚が大きいほど、鋼板と補剛材の接触箇所が増加し、鋼板の面外変形を抑制することができた。また、耐力や消費エネルギーも木パネル厚が大きいほど増大することがわかった。

次に、補剛材質やスリット端加工、ボルトの初期トルク値、ボルト本数の影響を検討する目的で長方形小型試験体の要素実験を行った。その結果、スリット端部に、レーザーの最小加工寸法である、鋼板厚と同じ長さの直径をもつ円弧の加工を行うことで、スリット端での応力集中が抑えられ、亀裂の発生を抑制することがわかった。補剛の有無を比較した結果、補剛を行うことで鋼板の面外変形が1/5以下に、等価粘性減衰定数が1.5倍になり、パネル型面外補剛の有効性が確認できた。また、せん断変形角 0.04rad を10回繰り返し载荷した実験より、繰り返し後も耐震壁としての一般的な等価粘性減衰定数が得られ、スリット端からの亀裂も生じなかったため、本耐震壁は十分な靱性を持つことが明らかとなった。また、亀裂の発生を抑制するためには、ボルトは、器具を使って強く締めるよりも、手回しで硬く締める方が効果的であることがわかった。本要素実験では、鋼パネルやアクリルパネル等のめり込み剛性や曲げ剛性が大きい補剛材を用いた場合や、ボルト本数を増加させた場合、または、補剛がない場合やボルト本数が少なすぎる場合は、スリット端から亀裂が発生する傾向が見られた。しかし、木パネルは、鋼板のスリット端での面外変形の大きくなる部分でめり込みが生じるため、他の補剛材と比べ、亀裂とそれに伴う耐力低下を抑制することができるので、設計・施工に対する誤差を許容しやすいと考えられる。

より実際に近い耐震壁の挙動を検討するため、実大規模の2段スリット入り鋼板の要素実験を行った。鋼パネルを用いた補剛試験体では、補剛材の重量が大きくボルト部分での負荷が大きかったことが原因で、下部スリットに、せん断変形および面外変形が集中した。また、スリット端から亀裂が進展して、柱状部が破断し、耐力が大きく低下した。一方、木パネル補剛試験体では、鋼板の面外変形が一部分に集中することなく、各スリット端に均等に分散した。木パネルではめり込みや繊維の切断が容易に起こるため、中の鋼板のせん断挙動が保証されたことを確認し、実大規模の試験体および2段スリット入り鋼板の試

験体においても、木パネル補剛は鋼パネル補剛よりも有効であることを確認した。

間柱型耐震壁を組み込んだ3層建物のオンライン応答実験（第4章）

3章で単体の性能が明らかとなった本耐震壁を間柱として組み込んだ3層鉄骨骨組のオンライン応答実験を行い、要素実験と建物内での挙動の違いや減衰性能、鋼板の終局状態を検討した。

ここで用いたオンライン応答実験システムは、汎用性、高油圧特性、運搬の便、ロバスト性という観点で他のシステムよりも優れている。実験プロトタイプ建物は、3層6スパン、各層の1スパン分に間柱型の耐震壁を組み込んだ建物とし、1/2.4に縮小した耐震壁付帯骨組を構造実験部分、その他の骨組を数値解析部分とした。耐震壁は、全体建物の保有耐力の1/3の耐力を持ち、層間変形角0.0025radで降伏するように剛性を定め、骨組は、一般的な低層建物の保有耐力設計を行った。

オンライン応答実験の結果、特定層への変形集中は生じず、また、耐震壁近傍の梁の塑性化は生じなかったことから、試設計は妥当であることが確認できた。また、El Centro Level-1地震動を入力した実験では全体建物の80%以上の、Level-2地震動の実験では50%以上のエネルギーをそれぞれ耐震壁が消費しており、主体構造への損傷低減効果を発揮したことがわかった。耐震壁は、全層でほぼ紡錘型の履歴ループ挙動を示し、等価粘性減衰定数も0.15~0.3という比較的高い値を維持した。耐震壁を骨組に組み込んだ場合、付帯梁の変形の影響で耐震壁のせん断変形が減少しエネルギー吸収能力が低下する可能性が当初懸念されたが、耐震壁が降伏した後は、耐震壁の剛性が大幅に低下して耐震壁の変形が大きくなるため、付帯梁の変形の影響が相対的に小さくなった。オンライン応答実験後、層間変形角0.14radに至るまでの単調漸増载荷実験を行った結果、0.05radまではスリット端から亀裂が生じず、面外変形も各スリット端に均等に分散し、大変形まで安定した挙動を示すことを示した。これにより、木パネルで補剛したスリット入り鋼板耐震壁を3層鉄骨骨組に組み込んだ実際の建物を模擬した実験においても、耐震壁の有効性を確認した。

有限要素解析（第5章）

縮小要素実験試験体を対象として、ABAQUSを用いて有限要素解析を行い、その解析結果と実験結果を照合することで、解析モデルや解析条件の妥当性を検証した。

鋼板と補剛材間の摩擦係数を0.3と設定した解析と摩擦を考慮しなかった解析を比較した結果、鋼板の挙動や履歴特性に変化はなく、摩擦の影響はほぼないことが確認できた。鋼板と補剛材との接触力は、せん断耐力に比べ十分小さく、その間に働く摩擦力も小さいため、その影響は無視できると考えられる。次に、载荷梁のたわみを、鋼板上端の各節点に鉛直方向のばねを与えることで模擬した結果、剛性が50~70%低下し、実験結果の耐力および剛性とほぼ一致した。また鋼板スリット端の亀裂を、スリット端周辺の要素の応力特性をせん断変形角に応じて変化させて模擬することによって、大変形時の最大耐力の低下

を追跡できた。

補剛厚を変数としたモデルの解析より、補剛厚を増大させると、補剛材の面外変形量が抑制され、鋼板と補剛材の接触箇所が増えることがわかった。また、ボルト本数を増加させた場合、ボルト部分を節として、ボルトで囲まれた領域が一つの板のように曲げ変形するため、鋼板と補剛材の接触箇所が増加し、それに伴って耐力や消費エネルギーが向上した。

スリット入り鋼板のパネル補剛設計式（第6章）

補剛材の剛性を極端に大きくし剛とみなした有限要素解析とせん断力の影響を考慮した修正耐力設計式の全塑性耐力を比較した結果、設計式は解析値を4%程度上回るが良い精度を示した。また、補剛を行わない鋼板の有限要素解析と、反りを考慮した Timoshenko の横座屈荷重計算式を比較することから、柱状部端部の境界条件の違いにより、解析値の方が4~19%小さくなるが傾向をとらえることができた。

これら2つの計算式を用いて、鋼板の座屈を抑制し耐震壁として十分なエネルギー消費を持つために必要な補剛厚の設計式を導出した。まず初めに、鋼板寸法、アスペクト比等のパラメータを変化させた複数の有限要素解析を行い、耐震壁の性能に重要な指標である耐力、消費エネルギーと直接結びつく設計基準を明確化した。一連の解析結果を参照して、補剛の要否を決める設計要件として、せん断変形角 0.03rad までの繰り返し解析における最大耐力と全塑性耐力の比（最大耐力比）は 0.8 、繰り返し後変形を 0 に戻した時の耐力と最大耐力の比（スリップ耐力比）は 0.5 を採用した。次に、補剛を行った場合の座屈耐力を、完全弾性であると仮定した Timoshenko の横座屈荷重設計式を基に、パネル補剛に対応するよう補正した設計式を考案した。その際、スリット入り鋼板の曲げ剛性に補剛材の曲げ剛性の k_1 倍（結合係数）を加算したものとして表した。また、この弾性横座屈荷重設計式の補正座屈耐力と降伏耐力の比を k_2 （座屈降伏耐力比）とした。鋼板寸法が基本モデルと同一の場合、結合係数 k_1 を 0.1 、座屈耐力と降伏耐力の比 k_2 を 2.5 とすることで、ボルトを補剛材の四隅に設置したモデルの必要補剛厚が求められることを示した。また、鋼板寸法を変えた場合またはボルトを増やす場合は、ボルトで囲まれた平板のたわみ量の検討から、補剛剛性の結合係数 k_1 を、鋼板寸法変更後またはボルト増設後のボルトで囲まれた面積と基本モデルでのボルトで囲まれた面積の比の2乗に反比例させた値とすることで、妥当な補剛厚が求められることを示した。この補剛設計式を使って算出した補剛厚は実験結果の傾向を良好に追跡しており、設計式として妥当であることを示した。

謝辞

筆者は、神戸大学工学部および神戸大学大学院自然科学研究科博士前期課程を修了した後、2008年4月に京都大学大学院工学研究科博士後期課程に編入学し、京都大学防災研究所の中島研究室の一員として、研究を遂行いたしました。本論文をまとめるにあたり、多数の方々からご指導、ご支援をいただきました。ここに、心より感謝の意を表します。

恩師である中島正愛先生（京都大学防災研究所教授）には、約四年間ご指導いただきましたことをまず深くお礼を申し上げます。同じ建築構造とはいえ他大学の違う分野から飛び込んで来た一学生の私を受け入れ、研究内容をはじめ、研究者としての心構えなど様々な面からご指導くださいました先生には感謝の気持ちでいっぱいです。

また、その間二年間直接ご指導いただきました故日高桃子先生（元京都大学防災研究所准教授）にも深くお礼を申し上げます。日高先生との毎日行われた打ち合わせと熱心なご指導があったからこそ今日の私があることを今更ながら痛感しております。

日高先生が急逝され目の前が真っ暗になり呆然としていた私を叱咤一割、激励九割で進むべき方向へ導いて下さいました中島先生には随分ご心配をお掛けしながらも、本論文提出に至りました。わたしにとって先生との出会いと、教えを受けることができたということは人生の財産になったと思っています。

吹田啓一郎先生（京都大学大学院工学研究科教授）ならびに金子佳生先生（京都大学大学院工学研究科教授）にも、本論文をまとめるにあたり貴重なご意見とご助言をいただきましたことに謹んで厚く御礼を申し上げます。

また、倉田真宏先生（京都大学防災研究所助教）には、研究内容、発表方法に対して貴重なご意見をいただきました。ここに深く感謝の意を表します。

元神戸大学教授 故大井謙一先生には、神戸大学三年生の折、博士後期課程まで進みたい旨を相談し、研究室に入れていただきました。その後まもなく闘病生活に入られ、教えを受けることはできなくなってしまいました。大井研究室の卒業論文の相談に乗って下さり、その後の修士課程の二年間ご指導下さいました藤谷秀雄先生（神戸大学教授）にも深くお礼を申し上げます。

持ち前のくよくよしない性格と周りの方々の支えもあり何とか今まで研究を続けることができました。論文完成をまずは第一歩ととらえ、今後もますますの研鑽を重ね、故大井先生との約束を果たし、及ばずながら故日高先生の意志を受け継ぎたいと思っております。

最後に、中島研究室の諸先輩や学生の皆様には研究をすすめるにあたり実験などで様々なご助力をいただき、本論文を完成させることができました。編入したばかりの私に研究内容や実験の基礎を教えていただいた Dr. Andres Jacobsen ならびに村田庸介氏、研究の遂行に対してご協力いただいた諸先輩の方々、大学院生、学部学生の皆様にも深く感謝いたします。

2012年1月 伊藤 麻衣