

CLTパネル工法における脚部接合部が耐力壁の地震時挙動に及ぼす影響

メタデータ	言語: Japanese 出版者: 公開日: 2021-06-11 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 張, 雲翔 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12099/77392

**CLT パネル工法における脚部接合部が
耐力壁の地震時挙動に及ぼす影響**

2018 年

岐阜大学大学院連合農学研究科

生物資源科学

(静岡大学)

張 雲翔

CLT パネル工法における脚部接合部が 耐力壁の地震時挙動に及ぼす影響

張 雲翔

目次

第1章 緒言.....	1
1.1 はじめに.....	1
1.2 直交集成板（CLT）とは.....	3
1.2.1 海外における CLT 利用.....	4
1.2.2 日本における CLT 利用.....	5
1.3 研究の目的.....	7
第2章 既往の研究.....	9
2.1 海外における CLT 耐力壁に関する研究.....	9
2.2 日本における CLT 耐力壁に関する研究.....	11
第3章 CLT 接合部性能の把握.....	13
3.1 CLT 物性試験.....	13
3.1.1 試験体.....	13
3.1.2 試験方法.....	14
3.1.3 試験結果.....	15
3.2 引きボルトを用いた CLT 接合部の引張試験.....	18
3.2.1 試験体.....	18
3.2.2 試験方法.....	20
3.2.3 試験結果と考察.....	21
3.2.4 CLT 引きボルト接合部における終局耐力.....	25
3.3 接合部の有限要素解析.....	27
3.3.1 解析モデルと解析方法.....	27
3.3.2 解析結果と考察.....	31
3.4 ABR490 - M16 アンカーボルトの引張試験.....	34
3.4.1 試験体.....	34
3.4.2 試験方法.....	34
3.4.3 試験結果.....	35
3.5 ビス留め型接合部の引張試験.....	37
3.5.1 試験体.....	37
3.5.2 試験方法.....	39
3.5.3 評価方法.....	40
3.5.4 試験結果と考察.....	41
3.6 まとめ.....	44
第4章 CLT 耐力壁の正負繰り返し水平加力実験.....	45
4.1 試験体.....	45

4.2	試験方法.....	50
4.3	試験結果と考察.....	56
4.4	等価粘性減衰定数.....	68
4.5	まとめ.....	70
第5章	CLT 耐力壁の仮動的水平加力実験.....	71
5.1	試験体.....	71
5.2	試験方法.....	72
5.3	試験結果と考察.....	75
5.4	まとめ.....	85
第6章	CLT 耐力壁の動的解析.....	86
6.1	時刻歴地震応答解析.....	86
6.2	解析方法.....	86
6.3	解析結果.....	92
6.4	仮動的水平加力実験と時刻歴地震応答解析の比較.....	98
6.5	まとめ.....	107
第7章	結論.....	108
参考文献		110
謝辞		115

第1章 緒言

1.1 はじめに

近年、地球全体の平均気温が上昇し、急激な温暖化現象が観測されてきた。地球温暖化の影響で、平均海面が上昇し沿岸域が水没したり、動植物の種類、数、分布が変化したりするなど重大な地球環境問題が起きている。産業革命以降の人間活動による温室効果ガスの増加、石油石炭など化石燃料使用による CO₂ 増加にあることが IPCC 第4次報告書により明らかになった¹⁾。まだ、この報告書では建築分野の課題が取り上げられ、地球温暖化の緩和や防止に貢献すべき分野としてポテンシャルを有することが述べられている。

世界の多くの国々で 2050 年までに温室効果ガス排出を現状から半減させることが、地球温暖化対策の長期目標となっている。地球温暖化を緩和するには、二酸化炭素の排出量を削減することである。建築分野において、温暖化対策として炭素固定能を有する木材の使用が注目されている。木造住宅に使われている木材は、樹木として吸収した CO₂ をしっかりと蓄えている。木造住宅が増えると、その分だけ CO₂ 貯蔵量が増加するので大気中から CO₂ を取り除いたことになる。木材の利用や木造建築の建設を推進することで、地球環境にやさしい社会に貢献できると考えられる。

日本における樹種別の人工林の蓄積を図 1.1.1 に、スギ人工林の齢級別蓄積を図 1.1.2 に示す²⁾。スギが人工林蓄積において 6 割を占めるほど利用可能資源として多く存在していることがわかる。日本における製材用材の約 8 割は建築用に使われており、製材用材の需要量はとりわけ木造住宅着工戸数と密接な関係にある。新設住宅着工戸数に占める木造住宅の割合は、一戸建住宅における木造率は 9 割と引き続き高い水準にあるが、公共建築物・マンション等の非木造建築物は 3 割がある³⁾。

多くのスギ人工林が木材として利用可能な時期を迎えて、森林資源を持続させるため、国産材利用の推進と森林維持管理は重要な課題となっている。平成 22 年に公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律⁴⁾により公共建築物における木質化の原則化等、国産材活用の施策がなされており、森林資源の利用拡大、特に最も大きな資源量を有するスギ材の利用拡大が求められている状況である。公共建築物における木材の利用の解決策のひとつとして、CLT の新たな木質部材の活用が拡大されることが挙げられる。

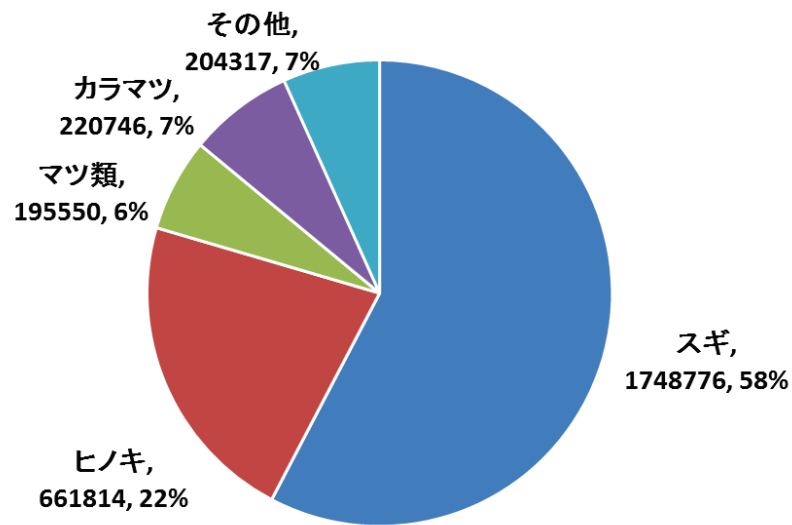


図 1.1.1 樹種別人工林蓄積

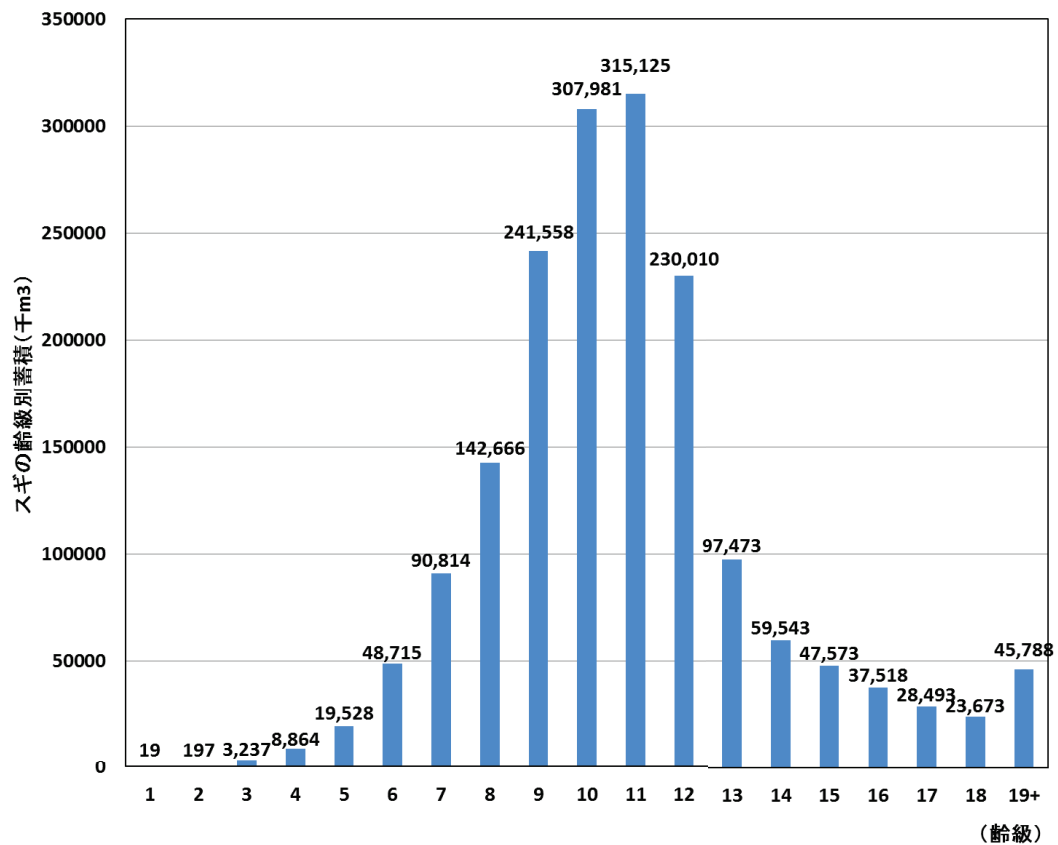


図 1.1.2 スギ人工林の年齢別蓄積

1.2 直交集成板（CLT）とは

CLT（Cross Laminated Timber、以下 CLT）とは、ラミナ（ひき板）を直交させて積層接着したパネルのことで、1990 年代に欧州で開発され、X-Lam と表記されている場合が多く見られる。CLT においては最初オーストリアのみ使用するが、欧州各国の認定を取得する必要があったが欧州技術認定（ETA）の CE マークを取得することにより欧州全体で使用する事が可能となった。また、もともと欧州から開発されたもので、欧州における大学・研究機関など木質構造学に関する分野の研究が充実し、さらに発展している⁵⁾。

図 1.2.1 に示しているように、欧州における CLT 生産量は 1995 年を基準とすると、2000 年で 2 倍、2005 年で 4 倍、2010 年から 12 倍、2015 年で 22 倍と急激な増加が見られ、2020 年では 30 倍となることが予想されている⁶⁾。

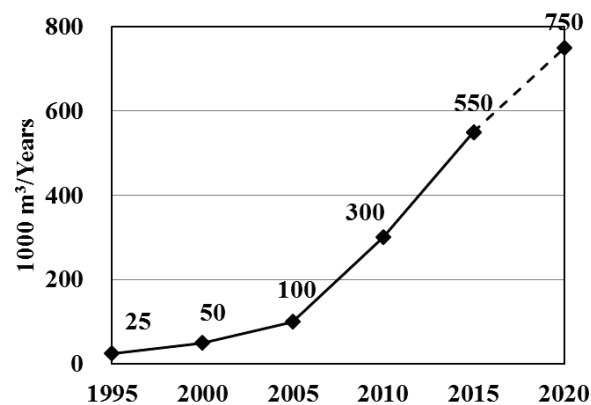


図 1.2.1 欧州における CLT 生産量の推移

最初、カナダにおける CLT の建築材料の規格や認定がなく、構造要素として CLT は使いにくかった。しかし、2000 年頃からカナダの NBCC (National Building Code of Canada) には、材料の規格や認定が存在しなくても設計者が自らリスクを負うことによって新しい材料を使用することができるという道筋が開かれた。カナダで CLT 規格が存在しなかった時期にこのルートが CLT を用いた建築例が見られた⁷⁾。

カナダでは CLT の Handbook⁸⁾を 2011 年に発行し、アメリカもカナダの CLT Handbook を変更し発行している。これらは、欧州で得られた CLT 研究をまとめるとともに、カナダにおける CLT の研究成果を公表している。これから、カナダではカナダ材を用いた CLT パネル製造が始まっている。北米にも CLT のメーカーとして製造を行っている工場が 3 社ある。他にも数社の工場建設計画があり CLT の建築への利用に向けての研究・設計が進められている⁹⁾。

1.2.1 海外における CLT 利用

CLT パネルはラミナを直交させて積層するため、高い寸法安定性が得られ、大判のパネルとして利用することができる。この CLT パネルを建築物に利用する場合、床・壁を構成し、壁式工法が可能となり、従来の柱、梁を用いた建築物の工法が異なる。また、CLT パネル自体が床・壁を構成するため、従来の木質構造と比べて施工がシンプルになる。図 1.2.2 に示す。このような理由から中層建築物で CLT パネルを利用する事例が見られる。



共同住宅ラクイラ（イタリア）小林研治撮影



共同住宅ベクショー（スウェーデン）小林研治撮影

図 1.2.2 CLT パネルを用いた建築物事例

1.2.2 日本における CLT 利用

CLT パネルを用いた中層・公共木造建築物の建設事例の情報が海外から伝わってくる。日本における木材利用の可能性が広がることから、海外と同様に中層・公共建築物の木造化の建設が期待されている。

CLT パネルの構成とプライ・層の概要を図 1.3.1 に示す。日本においては、2011 年頃より本格的な CLT の研究開発が始められた。CLT の材料に対応した規格が整備され、2013 年 12 月に「直交集成板」の名称で日本農林規格（JAS）が制定され¹⁰⁾、CLT パネル製造条件、強度性能等基準が定められている。

また、接合部試験、耐力壁実験、実大震動台実験等を行い、2016 年 4 月に CLT パネル工法を用いた建築物の一般的な設計法等に関して、建築基準法に基づく告示¹⁰⁾を公布・施行されている（以下、告示とする）。告示に基づく構造計算等を行うことにより、大臣認定を個別に受けることなく、建築確認により CLT 建築が可能となっている。

現在、日本における CLT を用いた建築物の例を図 1.3.2 に示す。JAS 認定された CLT 製造企業は 9 社があり、CLT を用いた建築物の実例が多く見られている¹²⁾。しかし CLT を用いた建築物は日本ではまだ始まったばかりの段階であり、実例を増やしていきながら、設計・施工の改善点を見つけ出し、今後、問題点の解決策の提案を行うことが必要である。

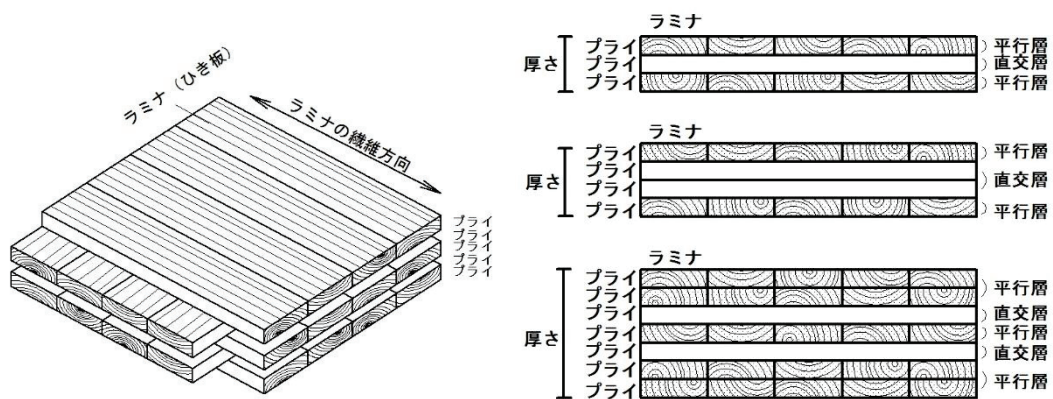


図 1.3.1 CLT の構成とプライ・層の概要



高知県大豊町
社員寮（H26.3 竣工）
3 階建て・1 棟



岡山県真庭市
集合住宅（H27.3 竣工）
3 階建て・1 棟



北海道北見市
研修施設（H27.3 竣工）
2 階建て・1 棟



岡山県真庭市
集合住宅（H27.3 竣工）
3 階建て・2 棟



高知県四万十町
宿舎（H28.5 竣工）
2 階建て・1 棟



長崎県佐世保市
ホテル（H28.2 竣工）
2 階建て・6 棟

図 1.3.2 日本における CLT を用いた建築物の例 ⁸⁾

1.3 研究の目的

告示第 611 号の第十（以下ルート 1 とする）第 2 第七号イ（1）または（2）に耐力壁-基礎の引張接合部の要求性能を表 1.4.1 に示す。CLT 耐力壁脚部接合部について引きボルトやアンカーボルトによって変形性能を確保する仕様を想定して定められている。CLT との金物接合に要求される性能は終局引張耐力であり、接合部の種類や形状については指定されていないものの、ルート 1 において金物接合に変形性能を期待する仕様は定められていない。告示第 611 号の第九第二号および告示第 611 号の第八第二号では接合部の応力割増係数および各階の構造特性係数 D_s が規定されているが、壁パネル-基礎接合部の終局変形量が 40mm に満たない場合（告示第 611 号の第八第二号ニを満足しない場合）には、特別な調査または研究に該当する場合を除いて接合部の変形性能を考慮しない値を用いることとなる。

表 1.4.1 告示第 611 号における構造計算ルート 1 に
耐力壁-基礎の引張接合部の要求性能

接合部位	接合部の種類	要求性能
耐力壁-基礎	金物+アンカーボルト	アンカーボルト ABR490 (JIS B 1220)、 M16、有効長さ ≥ 40 cm
		アンカーボルトと壁パネル接合部(U 型 金物)の終局引張耐力 ≥ 86 kN
	引きボルト	引きボルトは ABR490 (JIS B 1220)、 M16、有効長さ ≥ 40 cm
		引きボルトと壁パネル接合部の終局引張 耐力 ≥ 86 kN

一方、地震が多い日本では、公共建築物等における CLT パネルの利用する際、CLT 耐力壁の耐震性能を確保する必要がある。構造物全体や構造部分の地震時挙動の推定手法として、静的加力実験、振動台実験、仮動的実験があり、計算で地震時挙動の推定として、時刻歴地震応答解析があげられる。

静的加力実験では、最も多く行われてきているもので、ゆっくりと加力を行うため試験体の挙動を詳しく観察することができるが、試験体の重量による慣性力が試験への影響について考慮されていない。

振動台実験では、台上に設置した構造物を直接揺すって観察するもので、地震時挙動をリアルタイム再現できる優れた実験方法である。しかし、構造物を揺らすためには構造物の質量が必要となり、実際の構造物を建て振動させる必要がある。試験装置・計測機器・労力等を含めて非常に費用が高い。

仮動的加力実験では、コンピュータの振動解析計算と静的加力実験を組み合わせ、構造物の地震時挙動が振動台を使うことなく地震応答を再現することができる実験手法である。実験装置が比較的簡単で、質量を必要としない、構面のみの実験が可能である。動的实验をゆっくりと観察できるメリットがあり、実験データの計測が容易となる。コンピュータ上で振動解析を行うが、実験結果の精度を確保するためには、設定する構造物の質量・粘性係数等の設定値の注意が必要となる。

計算のみで行う時刻歴地震応答解析では、試験体を実際に加力するものとは異なるが、コンピュータで行うシミュレーション数値実験である。質点モデルが用いられる場合が多い。質点モデルとは、構造物の質量をまとめ、必要なパラメーターをコンピュータに入力して、行う解析手段である。

現在、CLT 耐力壁の静的加力実験は多く行われており、データの蓄積も進んできている状況にある。しかし、これらの様々な脚部接合部を有する耐力壁が各種地震波に対してどのような挙動を示すかについては十分に把握されているとはいえない。

そこで本研究では、脚部接合部の仕様をルート 1 に適合する ABR490 (JIS B 122017) M16 引きボルトとしたもの（以下引きボルト型とする）、および ABR ボルトを用いずビス留め金物接合部で降伏するもの（以下ビス留め型とする）のみとしたものについて、小幅 CLT 耐力壁の静的水平加力実験および仮動的水平加力実験を行い、これらの接合部の違いが CLT 耐力壁の力学的特性および地震時挙動に及ぼす影響について調べることで、ABR ボルトを用いないビス留め金物接合による合理的な耐力壁の可能性について検討した。

第2章 既往の研究

2.1 海外における CLT 耐力壁に関する研究

欧米における CLT 耐力壁の接合方法としては、ビスと金物を用いた CLT 耐力壁脚部や、構造用合板とビスを用いた接合部等が多く見られている^{14)、15)}。

2006 年にイタリア CNR-IVALSA は CLT を用いて造られた多層階の建築物の可能性と性能を確認のため、SOFIE プロジェクトを組織し、耐震性能検証のため、CLT を用いた 3 階の振動実験を実施した¹⁶⁾。実験結果として試験体は倒壊せずかつ大きな残留変形も生じない結果が得られている。また、CLT 構造の構造特性係数等の評価を行った。

その後 CLT に関する研究が進められ、2010 年頃から、多くの CLT 耐力壁に関する研究成果を発表している。

C. Sandhaas ら¹⁷⁾ は、CLT 壁を想定し、ビスと LVL スプラインを用いた 3 層 3 プライ CLT (厚さ 95mm) および 5 層 5 プライ CLT (厚さ 95mm) の接合部における一方向、正負繰り返し試験を実施した。試験結果と T. Uibel らの研究結果¹⁸⁾を比較して、ほぼ一致することが確認された。

M. Popovski ら¹⁹⁾ は、4 種類の金物と 9 種類の接合具を用いて、約 30 体の CLT 耐力壁について、一方向および正負繰り返し加力試験を行った。破壊はほぼ接合部が生じて、CLT パネルは十分な耐震性能があることをわかった。それぞれの CLT 耐力壁の力学的特性を求めて、CLT 耐力壁性能の評価を行った。

また、CLT 耐力の耐震性能に関する研究として、M. Popovski ら²⁰⁾ は同様な CLT 耐力壁について、一方向および正負繰り返し加力実験を行い、脚部の接合部の強度性能を検討し、CLT 耐力壁の補正係数を推定した。結果として破壊はすべて耐力壁の接合部が見られ、斜め打ちビスが脆性的に引き抜き破壊した。ホールダウン金物が用いた CLT 耐力壁の剛性が高くなることがわかった。

J. Schneider ら²¹⁾ は、2 種類の金物と 5 種類の接合具を用いて、CLT 接合部および約 30 体の CLT 耐力壁について、一方向および正負繰り返し加力実験を行った。接合部結果と耐力壁結果の吸収エネルギーの損傷係数の値を比較し、ほぼ一致することが確認された。

A. Ceccotti ら²²⁾ は、CLT 接合試験、CLT 耐力壁試験および 3 階 CLT 構造振動台実験の結果をもとに、7 階振動実験を実施した。基礎-壁パネルの接合方法ホールダウン金物としている。CLT 構造に接合部を使用した金物や接合具が十分な耐震性能があることが確認された。また、CLT 構造における接合部に使用する金物とビスの仕様を付録にまとめている。

Y. Shen ら²³⁾ は、2 種類の解析モデルの結果と CLT 耐力壁一方向および正負繰り返し加力試験の結果を比較し、*Pinching4* モデルのほうが、よく一致する結果となった。

G. Flatscher ら²⁴⁾ は、ビスのみを接合した CLT 接合部および CLT 耐力壁の正負繰り返し

返し試験を行い、接合部剛性により、耐力の推定式を提案した。

I.Gavric ら²⁵⁾ は、ビスを接合した CLT 接合部が正負繰り返し試験を行い、良好な性能を有することが確認され、解析結果と実験結果を比較し、よく一致することがわかった。また、I.Gavric ら²⁶⁾ は、ホールダウン金物を用いた CLT 実験結果および解析結果に基づいて、剛性によりホールダウン金物を用いた CLT 耐力の推定式を提案した。

海外における CLT 耐力壁の研究がビスや釘と金物を用いた CLT 耐力壁について、一方向や正負繰り返し加力実験を行い、その実験により耐力壁の力学特性値を求めることおよび接合部性能を推定することが多く見られた。CLT 接合部と CLT 耐力壁の正負繰り返し加力実験結果と解析結果を比較し、CLT 接合部、CLT 耐力壁性能を推定することも見られた。CLT 耐力壁実験において CLT パネルはほぼ変形が見られず、変形性能のほとんどが接合部に左右されることが示された。地震が多いイタリアでは、振動台実験を中心とした一連の研究が実施されているが、CLT 耐力壁の地震時挙動に関する研究が多く静的正負繰り返し実験から求めている。

2.2 日本における CLT 耐力壁に関する研究

日本においては、2006 年にイタリア CNR－IVALSA は日本で 3 階建て CLT 構造物の振動台実験を行ったのが最初である。2007 年に 7 階建て CLT 構造物の振動台実験を行い、CLT 構造が地震に対して十分な耐震性を有することが示された。一部の仕様については CLT 構造物の耐震性能に関する振動台実験の研究成果²⁷⁾⁻²⁸⁾²⁹⁾があるが、実際の CLT 建築物を建てて振動させるために試験装置・計測機器等を含めて非常に費用と労力を必要とする。

岡部ら²⁷⁾は、日本で実験したイタリア CNR－IVALSA は 3 階建て CLT 構造物の振動台実験を行い、CLT 構造の固定振動数、減衰定数等を確認された。実験の CLT 建物では、減衰定数は 4%~5%であることがわかった。

須藤ら²⁸⁾は、CLT パネルを用いた 7 階建て CLT 構造物の振動台の設計方法、CLT 建物および使用する治具について記述した。また、岡部ら²⁹⁾は、7 階建て CLT 構造物の振動台実験を行った結果、固定振動数の減少に伴い減衰定数が増加することを確認した。

志村ら³⁰⁾は、M24 引きボルトを用いた構面実験の水平加力実験を実施した。構面の耐力性能、破壊性状等が確認され、接合部の変形性能は引きボルトが高くなることも確認された。

岡部ら³¹⁾は、CLT 壁パネル幅 1m、2m、3m の 3 条件、鉛直荷重 0kN/m、15kN/m、30 kN/m について面内せん断試験を実施した。鉛直荷重の影響については、鉛直荷重載荷により耐力上昇が見られた。また壁長さが長くなると粘りを考慮した指標以外は壁長さに応じて、耐力が上昇したことが確認された。

村上ら³²⁾は、M24 引きボルトを用いた 2 種類の大型 CLT 耐力壁の正負繰り返し試験を行い、耐力壁の性能が評価された。求めた特性値を比較し、CLT 耐力性能が確認された。

弥浦ら³³⁾は、耐力壁脚部に引きボルトの本数を変えて、大型開口部を有する CLT の 1 層構面の大型 CLT 耐力壁に接合し、正負繰り返し加力実験を実施した。脚部の固定は両端ボルトでよいこと、腰壁による耐力、剛性の向上効果が確認された。

また、佐々ら³⁴⁾は、大型開口部を有する CLT の 2 層構面の CLT 耐力壁を脚部に引きボルトを接合し、正負繰り返し加力実験を実施し、垂れ壁入隅部から破壊が生じたことが確認され、2 層の大型パネルに腰壁を設けた場合の影響や、水平構面パネルの仕様の違いによる影響を確認された。

鈴木ら³⁵⁾は、M27 の引きボルトを用いた 5 層 5 プライ CLT 接合部の引張試験を行い、CLT に曲げヤング係数と初期剛性、密度と最大荷重の間にはわずかに比例関係が見られたという報告をしている。

また、鈴木ら³⁶⁾は、M27 の引きボルトを用いた 5 層 5 プライ CLT 接合部の引張試験を行い、剛性、降伏耐力、最大耐力の推定式を提案した。

弥浦ら³⁷⁾は、引きボルトを用いた幅 1m 高さ 3m の CLT パネル (JAS Mx60 相当 5 層 5 プライ)、上下間の接合部、耐力壁とまぐさなどの接合した 1P 耐力壁と 4P 構面について水平加力試験を行い、1P 耐力壁では脚部を引きボルトの強度、靱性にその性能が依存する。4P 構面の終局耐力について簡易計算により 80%~115%程度の精度で終局耐力が追跡可能であることが指摘している。

加藤ら³⁸⁾は、2 階 CLT 構面せん断試験を行い、CLT 耐力壁の接合部性能から推定した結果の比較を行った。結果として、接合具ボルトの強度より算出した降伏耐力の値と CLT 耐力壁の降伏耐力がほぼ一致し、剛性についても推定できることがわかった。

混構造の研究例として、塩屋ら³⁹⁾は、鉄筋集成材の柱があり、その間に CLT パネルを組み込み、水平に繰り返し加力実験を実施した。鉄筋集成材構造の架構に CLT パネルを組み込んで、水平抵抗する耐震壁の概念を提案して、CLT パネルの寸法により、水平剛性と水平耐力を調整して、高剛性・高耐力の強度抵抗型の耐震壁と、中剛性・中耐力の靱性抵抗型の耐震壁を実現できることを確認した。

日本における CLT 耐力壁の研究が接合部の引張接合方法やせん断接合方法について、引きボルト接合・ラグスクリューボルト接合・ビス留め接合等、様々なものを想定し、正負繰り返し加力実験を行い、CLT 耐力壁性能を求めることが多く見られた。また、振動台実験を行い、CLT 構造の耐震性能を検討した。日本国内の発表だけでなく、海外学会で研究の成果⁴⁰⁾⁴¹⁾⁴²⁾も発表した。

しかしながら、引きボルト接合については、集成材を対象とした研究⁴³⁾⁴⁴⁾⁴⁵⁾⁴⁶⁾があるが、引きボルトを用いた CLT 耐力壁に関する実験データは十分蓄積されていない。また、在来軸組構法や枠組壁工法が仮動的加力実験および時刻歴地震応答解析についての研究⁴⁷⁾⁴⁸⁾⁴⁹⁾⁵⁰⁾があるが、仮動的加力実験や時刻歴地震応答解析による CLT 耐力壁に関する研究があまり見られない。一方、佐藤ら⁵¹⁾は各種地震波に対する CLT パネル耐力壁の仮動的水平加力実験を行い、破壊モードの違いが耐力壁の地震時特性にどのような影響を及ぼすか調べており、CLT 耐力壁の地震時挙動を把握するために仮動的加力試験が有効であると示唆された。

時刻歴地震応答解析の履歴モデルについて、接合部または耐力壁に用いられたモデルとして研究成果⁵²⁾⁵³⁾⁵⁴⁾⁵⁵⁾が多く提案された。本研究においては、安村の提案する履歴モデルを用いて、CLT 耐力壁の地震時挙動の研究を進めることとした。

第3章 CLT 接合部性能の把握

引きボルトおよびビス留め金物を用いた CLT 耐力壁を設計するため、まず接合部の性能を把握することが必要である。そのために CLT 耐力壁試験に先立ち引きボルトおよびビス留め金物を用いた CLT 接合部試験を行い、CLT 接合部性能を確認した。

3.1 CLT 物性試験

引きボルトの座金によるスギ CLT 材への部分圧縮試験および層内せん断試験を行い、ラミナの密度とヤング係数がこれにより構成されたスギ CLT 材の強度性能に及ぼす影響について調べた。

3.1.1 試験体

製作した CLT 試験体を図 3.1.1 および表 3.1.1 に示す。試験体は厚さ 30 mm、幅 110 mm、長さ 2000 mm のスギラミナ 200 本を用いて製作した。用いたラミナの密度とヤング係数の関係により、ラミナを密度とヤング係数の異なる 20 グループに振り分け、各グループから 6 種類（集成材 A1 と A2、5 層 CLT 材 B1 と B2、3 層 CLT 材 C1 と C2）の試験体が 1 体ずつ製作できるように木取りを行った（全 120 体）。その際、試験部分にはなるべく節が存在しないように留意した。ラミナの各層の接着には水性高分子-イソシアネート系接着剤(主剤: ピーアイボンド MK100W、架橋剤: ピーアイボンド用架橋剤 H-3MSH)を用いた。なお、幅はぎ接着は行っていない。

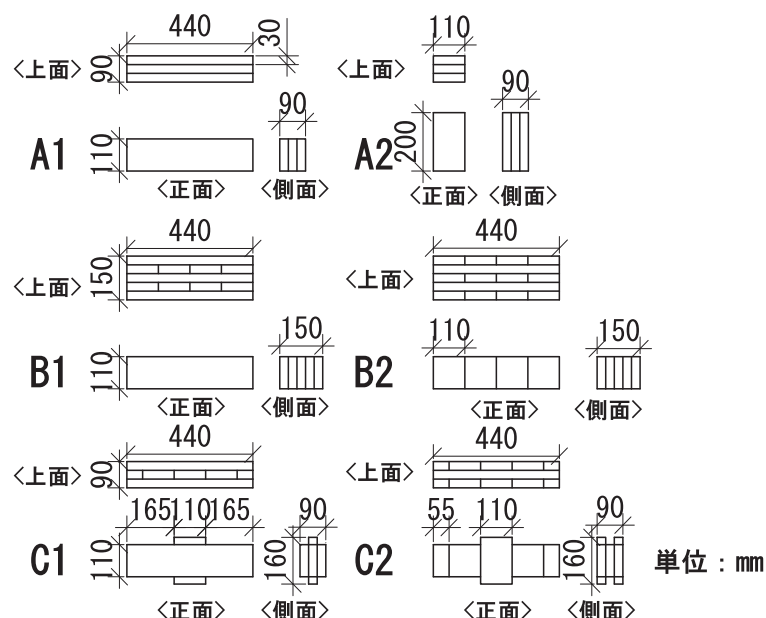


図 3.1.1 縦・部分横圧縮試験体の概要

3.1.2 試験方法

試験方法を図3.1.2に示す。試験体 A1 は AG-1 オートグラフ(島津製作所製)を用いて、試験体 A2、B1、B2 は 500 kN 構造性能試験機[IPU-20-/50R-B43] (前川試験機製作所製)を用いて行った。荷重はロードセルにより測定し、集成材部分横圧縮試験の変位は変位計(東京測器研究所製 SDP-100C 100 mm)を用いて、A2、B1、B2 の変位は変位計(東京測器研究所 CDP-25 25 mm)を用いて測定した。試験体の中心に厚さ 80 mm、加力幅 100 mm の鋼製ブロックを置き、加力速度 2 mm/min で加力し、変位が 10 mm に達するか、最大荷重を示した後、最大荷重の 80%に低下するまで加力を行った⁵⁶⁾。試験体数はそれぞれの試験において各 20 体とした。

C1、C2 は試験体の両端を固定し、試験体中央部分で突き出した繊維方向の部材に圧縮荷重を加え、クロス部分のせん断試験を行った。

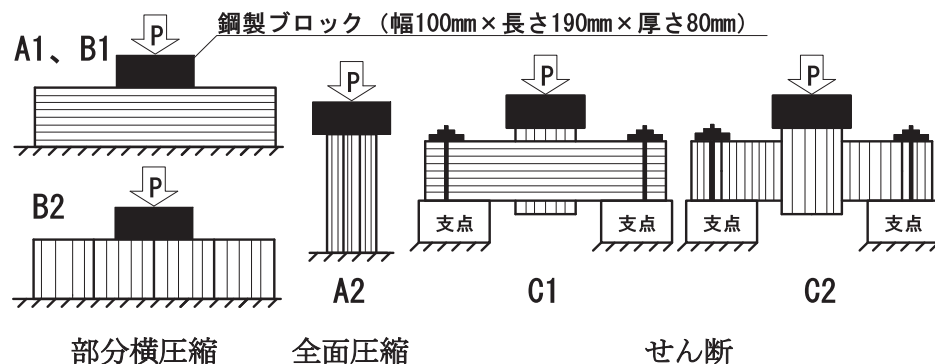


図 3.1.2 試験方法

表 3.1.1 CLT 縦、部分横圧縮、層内せん断試験体の密度とヤング係数

試験体	A1		A2		B1		B2		C1		C2	
	密度 kg/m ³	ヤング kN/mm ²	密度 kg/m ³	ヤング kN/mm ²	密度 kg/m ³	ヤング kN/mm ²	密度 kg/m ³	ヤング kN/mm ²	密度 kg/m ³	ヤング kN/mm ²	密度 kg/m ³	ヤング kN/mm ²
1	313	5.72	308	5.41	310	5.49	312	5.57	312	5.40	315	5.57
2	377	5.25	382	5.42	379	5.33	380	5.38	386	5.35	377	5.37
3	316	6.32	301	6.26	308	6.29	308	6.34	312	6.32	309	6.40
4	345	6.45	344	6.41	344	6.44	344	6.42	343	6.42	344	6.47
5	369	6.62	374	6.58	370	6.55	372	6.69	374	6.57	371	6.74
6	403	6.48	403	6.38	401	6.50	402	6.41	399	6.55	403	6.34
7	309	7.27	311	7.55	306	7.35	309	7.42	309	7.35	307	7.39
8	343	7.43	341	7.32	341	7.40	341	7.33	340	7.40	341	7.33
9	366	7.55	367	7.48	365	7.46	366	7.45	365	7.37	366	7.45
10	401	7.46	399	7.98	400	7.36	400	7.36	397	7.30	400	7.36
11	310	7.92	307	8.31	308	8.09	307	8.11	306	8.13	306	8.04
12	340	8.41	339	8.28	339	8.30	339	8.32	340	8.25	339	8.28
13	369	8.01	373	8.38	370	8.16	370	8.22	371	8.31	370	8.19
14	393	7.96	398	8.04	394	8.04	397	8.07	400	8.20	396	8.14
15	354	9.38	353	9.20	354	9.33	352	9.22	355	9.26	351	9.09
16	397	10.25	389	9.21	391	9.24	391	9.26	388	9.06	391	9.24
17	374	10.32	371	10.13	371	10.32	372	10.24	370	10.33	372	10.25
18	420	10.34	413	10.48	415	10.46	417	10.40	416	10.50	414	10.37
19	386	10.87	392	11.51	390	11.27	387	11.19	391	11.56	385	11.07
20	430	11.54	428	12.49	427	11.93	431	12.01	431	11.84	434	11.93

3.1.3 試験結果

密度およびヤング係数と圧縮強度との関係を図 3.1.3 に示す。CLT 試験体の密度が高くなると、圧縮強度が大きくなる傾向が見られた。また、B1、B2 を比較すると、加力方向に平行なラミナの割合が多くなるほど見かけの部分横圧縮強度が大きくなる傾向を示した。強度と密度の相関と比べて、強度とヤング係数の相関は低かった。

CLT の部分横圧縮耐力を式 (3.1) により推定した。ラミナの強度算定式(3.2)、(3.3)については図 3.1.3 に示す回帰直線を用いた。

$$P_{CLT} = F_{C//}A_{//} + F_{C\perp}A_{\perp} \quad (3.1)$$

ここに、 $F_{C//}$ ：ラミナの縦圧縮強度 (N/mm²)、

$$F_{C//} = 0.1\rho + 0.378 \quad (3.2)$$

$F_{C\perp}$ ：直交方向ラミナの部分横圧縮強度 (N/mm²)、

$$F_{C\perp} = 0.024\rho - 1.661 \quad (3.3)$$

$A_{//}$ ：縦圧縮ラミナ面積 (mm²)、 $A_{\perp}$ ：部分横圧縮ラミナ面積 (mm²)、

ρ ：ラミナの密度 (kg/m³)

部分横圧縮耐力の実験値と計算値の関係を図 3.1.4 に示す。(3.1)式による部分横圧縮耐力の推定値は、実験値とほぼ一致することが確認された。

3 層 CLT せん断試験において破壊性状はほとんどが木部におけるせん断破壊であり、加力方向に直交するラミナの接着面付近で層内せん断破壊が生じた。C1 および C2 における層内せん断強度と密度の関係を図 3.1.5 に示す。C1 の層内せん断強度（平均値 1.82 N/mm²）は、C2 の層内せん断強度（平均値 1.53 N/mm²）と比べて、約 2 割程度大きな値を示したが、ともにバラツキも大きいので、両者をまとめて、層内せん断強度と密度の関係を近似すると(3.4)式で表される。

$$F_{rs} = 0.00495\rho - 0.133 \quad (3.4)$$

ここに、 F_{rs} ：層内せん断強度(N/mm²)、 ρ ：ラミナの密度(kg/m³)。

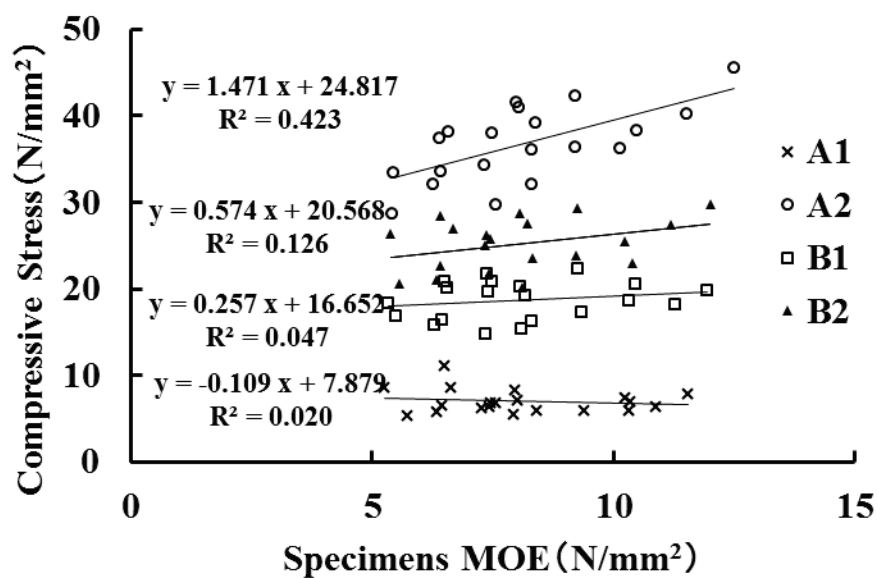
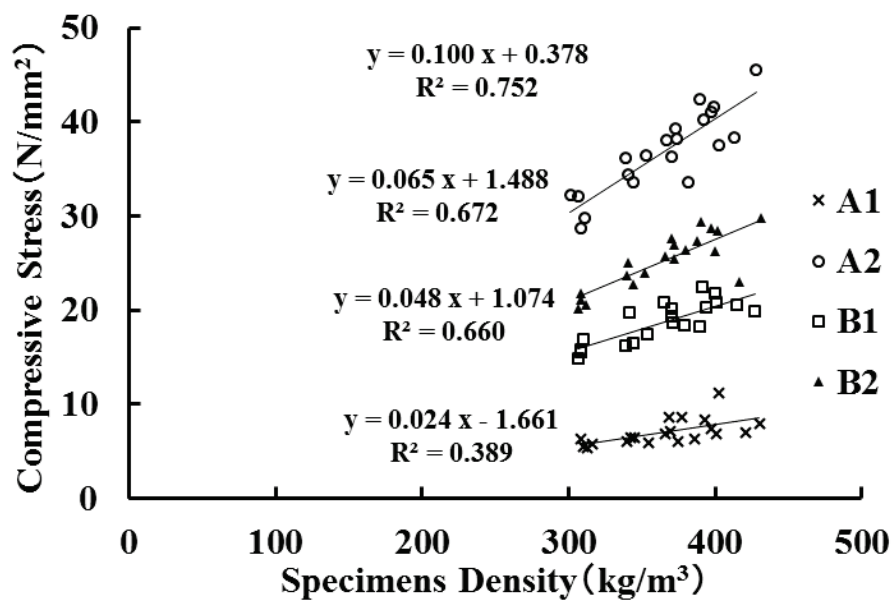


図 3.1.3 密度およびヤング係数と圧縮強度との関係

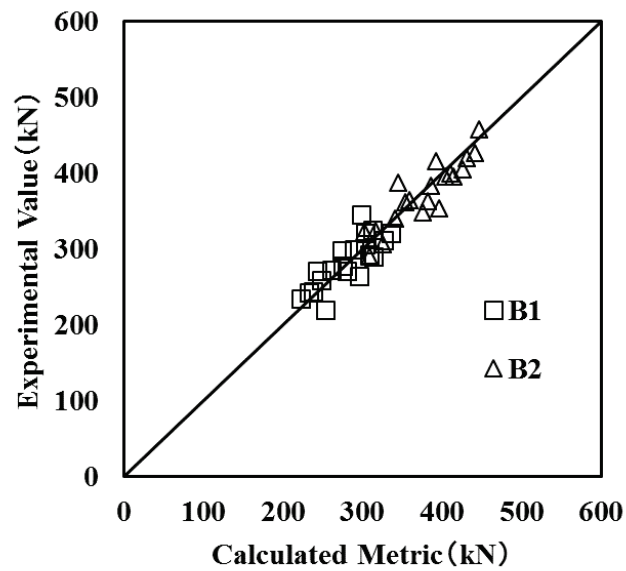


図 3.1.4 部分横圧縮試験における実験値と計算値の比較

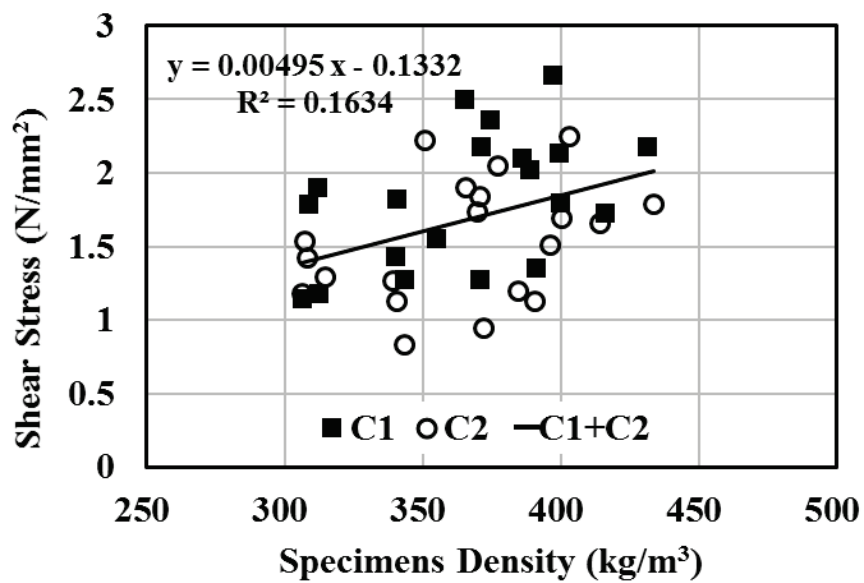


図 3.1.5 層内せん断強度と密度の関係

3.2 引きボルトを用いた CLT 接合部の引張試験

本節では 3 層 3 プライの CLT 引きボルト接合部について引張試験を行い、接合部の端距離を変化させ、接合部の破壊性状および耐力に及ぼす影響について検討を行った。

3.2.1 試験体

試験体命名法を図 3.2.1 に、試験体概要を図 3.2.2 に示す。試験用両ねじ引きボルトおよび座金を図 3.2.3 に示す。試験体材料は厚さ 30 mm 幅 110 mm のスギラミナを水性高分子-イソシアネート系接着剤を用いてに積層接着した 3 層 3 プライ CLT パネルで(曲げヤング係数 3.0 GPa 以上、スギ CLT : S60-3-3 相当)、幅はぎ接着は行っていない。試験体図に示すように中央部に 110 mm×110 mm の開口を設け、内層ラミナに設けた直径 21 mm の材端方向の先孔に、十分な強度を有する両ねじ引きボルト (M20-SCM435) を挿入し、100 mm×90 mm×40 mm の座金 (SS400) を介して接合したもので、8 種類各 8 体とした。なお、支圧部に外層ラミナの切れ目を有さない試験体を CLT-P、中央部に切れ目を有するものを CLT-I とした。

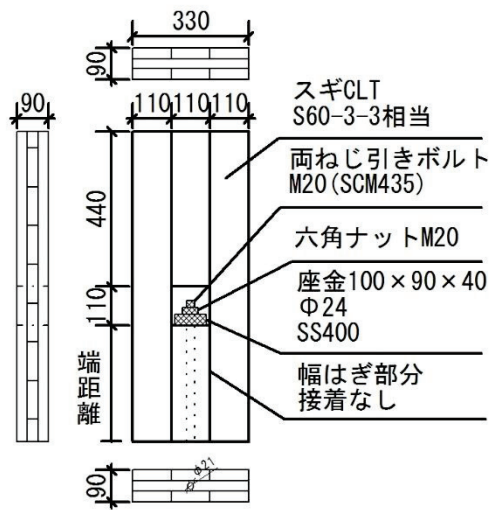
CLT – P – 110

CLT : CLT 材 P : 圧部に外層ラミナ切れ目を有さない 110 : 端距離

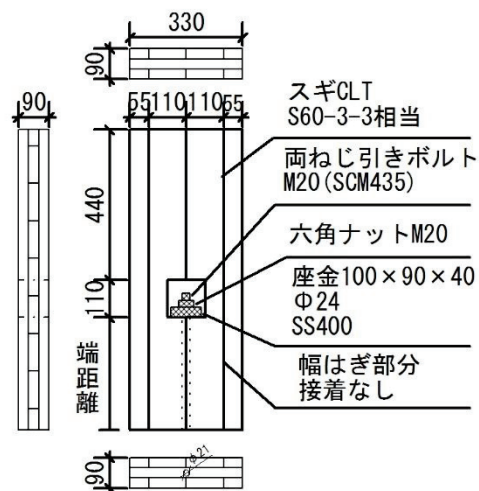
CLT – I – 110

CLT : CLT 材 I : 圧部に外層ラミナ切れ目を有する 110 : 端距離

図 3.2.1 試験体命名法

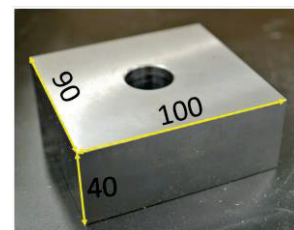
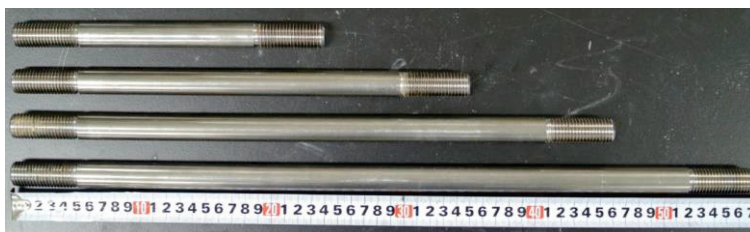


CLT-P



CLT-I

図 3.2.2 試験体概要



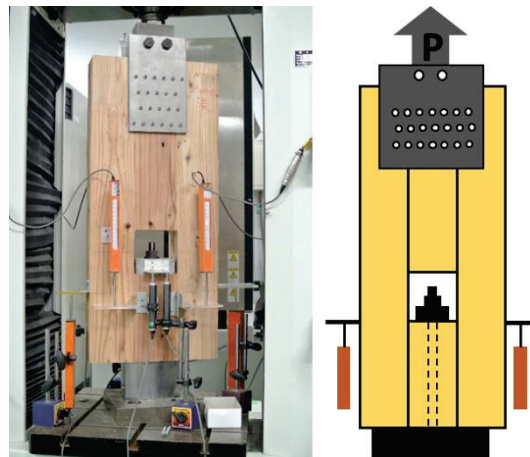
両ねじ引きボルト (M20-SCM435) 座金 (SS400)

図 3.2.3 両ねじ引きボルトおよび座金

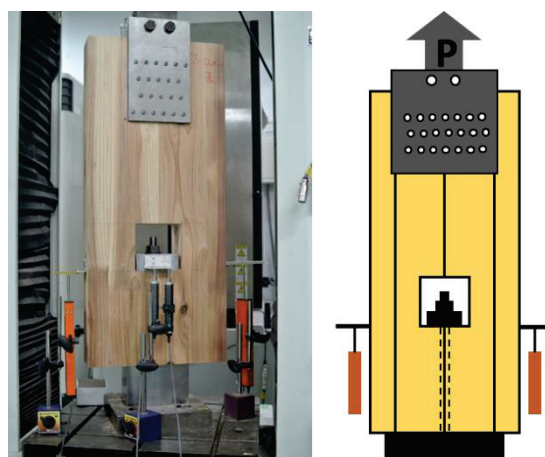
3.2.2 試験方法

試験方法を図 3.2.4 に示す。試験は温度 20℃、湿度 65%に設定された恒温恒湿室において、AG-1 オートグラフ（島津製作所製）を用いて行った。試験体は両ネジ引きボルト（M20-SCM435）と引きボルト用座金（SS400）を用いて試験装置に緊結した。ナットの締め付けは、レンチを用いて約 40 N・m 程度のトルクで締め付けた。

試験体頂部に 44 本のビス（TBA-65）で留めつけた金物に引張荷重を加え、荷重はロードセル（容量 250 kN）を用いて測定し、接合部の外側脚部に 2 台の変位計（東京測器研究所製 SDP-100C 100 mm）を設置し、絶対変位を計測した。試験は一方向加力とし、加力速度 2 mm/min で最大荷重に達した後、接合部が破壊するまで加力した。測定された変位は引きボルトの伸び、CLT 試験体のめり込み等を含んだものである。



CLT-P 試験方法



CLT-I 試験方法

図 3.2.4 試験方法

3.2.3 試験結果と考察

CLT 接合部試験における破壊性状を図 3.2.5 に、各試験体における最大耐力と破壊性状を表 3.2.1 に示す。

破壊性状については、(a).外層・内層ラミナの接着面せん断破壊、(b).外層ラミナの割裂破壊、(c).開口部の周りにおけるフィンガージョイント破壊、(d).外層・内層ラミナの接着面せん断破壊と外層ラミナの引張破壊、(e).内層ラミナの引張破壊と接着面のせん断破壊、(f).座金のめり込み破壊に分類した。



(a).外層・内層ラミナの接着面
せん断破壊 (CLT-P)



(d).外層・内層ラミナ接着面のせん断破
壊と外層ラミナの引張破壊 (CLT-I)



(b).外層ラミナの割裂破壊 (CLT-P)



(e).内層ラミナの引張破壊と接着面
のせん断破壊 (CLT-I)



(c).開口部の周りにおける
フィンガージョイント破壊 (CLT-P)



(f).座金のめり込み破壊
(CLT-I)

図 3.2.5 破壊性状

表 3.2.1 CLT 接合部試験の最大耐力と破壊性状

CLT-P							CLT-I						
試験体		密度	$P_{\max}$	破壊性状			試験体		密度	$P_{\max}$	破壊性状		
		kg/m ³	kN	a	b	c			kg/m ³	kN	d	e	f
110	1	419	47.51	○			110	1	401	64.69	○		
	2	398	42.98	○				2	407	83.31	○		
	3	397	51.05	○				3	387	75.33	○		
	4	392	48.12	○				4	390	63.50	○		
	5	392	40.17	○				5	395	64.11	○		
	6	408	46.90	○				6	402	69.81	○		
	AVE	401	46.12					AVE	397	70.12			
	SD	10.80	3.90					SD	7.82	7.88			
	COV	0.03	0.08					COV	0.02	0.11			
220	1	402	103.34	○			220	1	387	127.88	○		
	2	394	95.88		○			2	393	133.63	○		
	3	414	113.47	○				3	374	145.73	○		
	4	396	109.32		○			4	386	136.32	○		
	5	401	102.32	○				5	388	138.15	○		
	6	404	92.71	○				6	394	135.97	○		
	AVE	402	102.84					AVE	387	136.28			
	SD	6.84	7.83					SD	6.92	5.84			
	COV	0.02	0.08					COV	0.02	0.04			
330	1	432	160.75		○		330	1	397	199.09		○	
	2	392	124.64	○				2	401	202.15		○	
	3	384	163.64	○				3	414	198.00			○
	4	405	167.94	○				4	416	207.83		○	
	5	399	165.88		○			5	394	190.43			○
	6	406	166.48	○				6	396	196.91			○
	AVE	403	158.22					AVE	403	199.07			
	SD	16.53	16.64					SD	9.69	5.77			
	COV	0.04	0.11					COV	0.02	0.03			
440	1	404	158.54			○	440	1	388	214.16			○
	2	424	183.25	○				2	399	198.51			○
	3	413	174.67	○				3	416	214.01			○
	4	418	180.66	○				4	418	204.56			○
	5	408	166.59	○				5	416	194.72			○
	6	390	180.16	○				6	418	195.36			○
	AVE	410	173.98					AVE	409	203.55			
	SD	11.83	9.61					SD	12.52	8.87			
	COV	0.03	0.06					COV	0.03	0.04			

CLT-P では、ほとんどの試験体は端距離によらず(a)の破壊性状を示したが、(b)および(c)の破壊性状を示したものもあった。CLT-I では、端距離が 110 mm および 220 mm のものではすべて(d)の破壊性状を示し、端距離 330 mm では(e)または(f)の破壊性状、端距離 440 mm では全て(f)の破壊性状となった。なお、(f)座金のめり込み破壊においては、加力とともに座金が傾斜しながら不均等にめり込んでおり、引きボルトにも曲げ降伏が生じた。これは、座金下部の CLT において外層ラミナと内層ラミナの圧縮強度が異なること、外層ラミナどうしの圧縮強度のばらつきがあることにより、相対的に弱いラミナに変形が集中したものと考えられる。

CLT 接合部試験における荷重 - 変位関係を図 3.2.6 に示す。最大耐力の平均値と端距離との関係を図 3.2.7 に示す。端距離が 330 mm までは、端距離の増加に伴い最大耐力が直線的に増加する傾向が見られた。端距離が 330 mm になると、最大耐力の値の増加は徐々に緩やかになる傾向が見られた。CLT-I では端距離 330 mm と 440 mm の最大耐力の平均値はほぼ一致した。2 種類の試験体の最大耐力を比較すると、端距離が長くなると、CLT-I と CLT-P の最大耐力の比は小さくなる傾向が見られた。

CLT-P の最外層ラミナにおける各仕様の最大層せん断応力度は端距離にかかわらずほぼ 1.80~2.18 MPa となったが、式(3)より内層ラミナの支圧 (7.94 N/mm^2) による抵抗を差し引くと、最大層せん断応力度は 1.69~1.89 MPa となった。この結果は部材試験における式(3.4)より求めた値 1.85 MPa(密度 400 kg/m^3)とほぼ一致した。

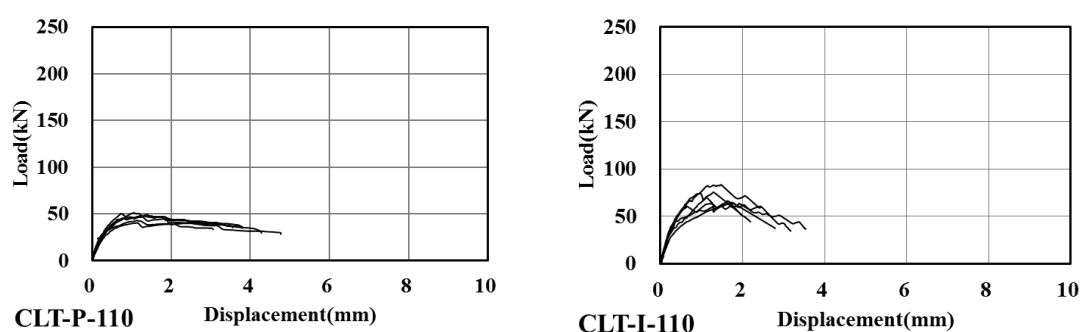


図 3.2.6 CLT 接合部における荷重-変位関係 (左 : CLT-P 右 : CLT-I)

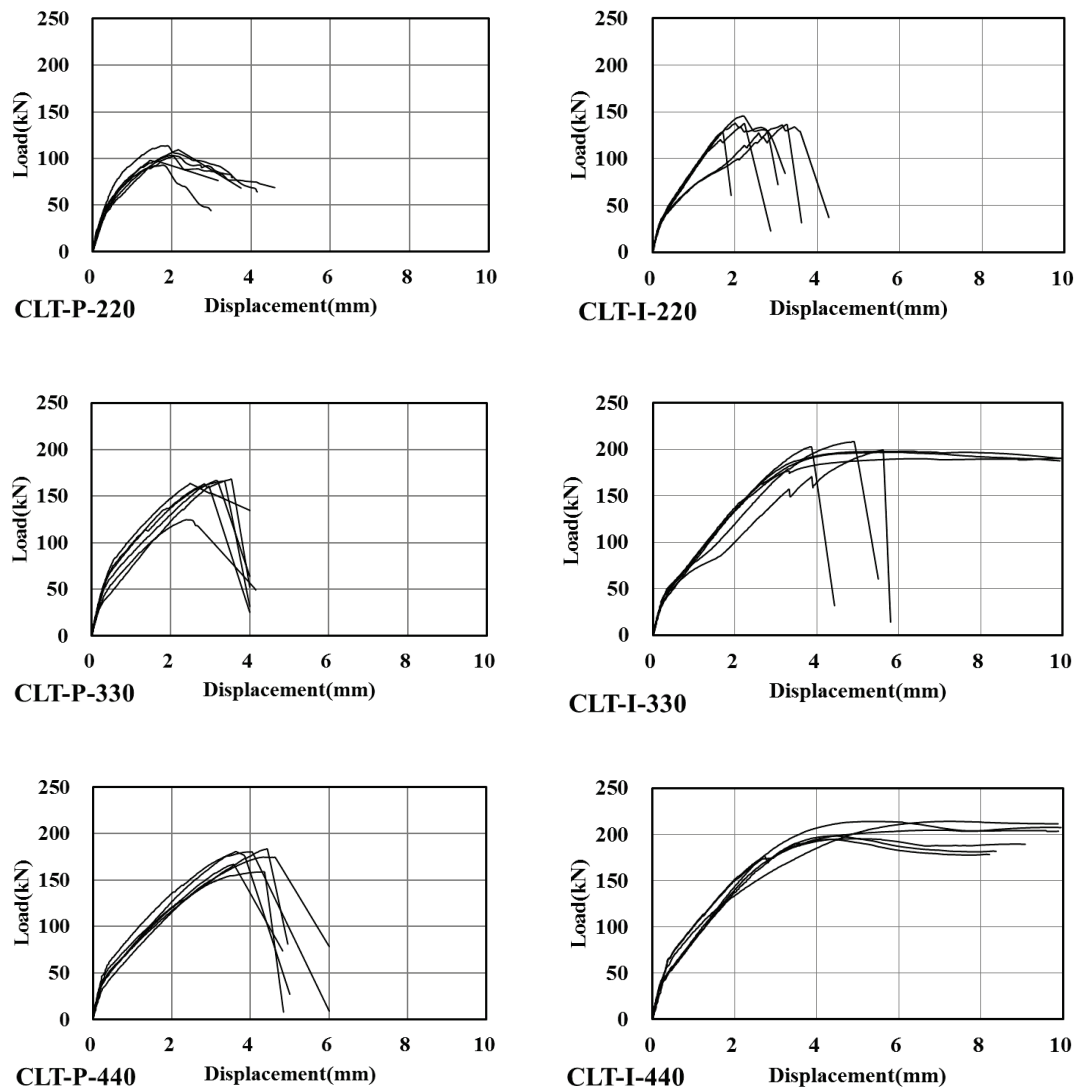


図 3.2.6 CLT 接合部における荷重-変位関係 (左 : CLT-P 右 : CLT-I)

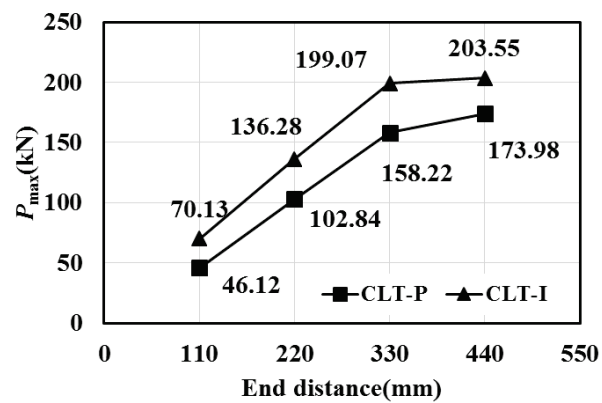


図 3.2.7 最大耐力の平均値と端距離の関係

3.2.4 CLT 引きボルト接合部における終局耐力

CLT 引きボルト接合部の破壊機構を推定するためには、更なる詳細な解析が必要となるが、ここでは、実験データをもとにした簡易計算法の検討を行った。

- ・ 引きボルト (M20-SCM435)

軸部の耐力 (ネジ部を考慮した設計値)

降伏応力度 : $\geq 785 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{耐力} \geq 184.87 \text{ kN}$

引張り強度 : $\geq 930 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{耐力} \geq 219.02 \text{ kN}$

より引きボルトの引張耐力 $P_{t-bolt} = 219.02 \text{ kN}$

- ・ 木材の圧縮強度 (密度 400 kg/m^3)

繊維平行方向強度 : (3.2)式より、 $F_{c//} = 40.38 \text{ N/mm}^2$

繊維直交方向強度 : (3.3)式より、 $F_{c\perp} = 7.94 \text{ N/mm}^2$

部分横圧縮耐力 : (3.1)式より、 $P_{CLT} = 266.19 \text{ kN}$

- ・ 層内せん断耐力 (密度 400 kg/m^3)

層内せん断強度 : (3.4)式より、 $F_{rs} = 1.85 \text{ N/mm}^2$

3.2.4.1 CLT-P の終局耐力

CLT-P の終局耐力(P_{u-P})を(3.5)式によって決定するものとした。CLT-P の破壊は外層・内層のラミナの接着面せん断破壊($P_{shear-P}$)、外層ラミナの割裂破壊、開口部の周りにおけるフィンガージョイント破壊、座金のめり込み破壊(P_{CLT})および引きボルトの引張破壊(P_{t-bolt})のうち一番小さい値で決定されるが、CLT-P について外層ラミナの割裂と開口部の周りにおけるフィンガージョイントにより破壊した試験体は限られていたため、ここでは外層ラミナの割裂破壊と開口部の周りにおけるフィンガージョイント破壊については考慮しないこととした。

$$P_{u-P} = \min \{ P_{shear-P}, P_{CLT}, P_{t-bolt} \} \quad (3.5)$$

$$P_{shear-P} = S_{CLT-P} \times F_{rs} \quad (3.6)$$

有効せん断面積 S_{CLT-P} を $b \times h \times 2$ と仮定する。ここに、 b : ラミナの幅 (110 mm)、 h : 端距離 : 図 3.2.8 参照。

(3.5)式より求めた P_{u-P} と実験による P_{max} の平均値を表 3.2.2 に示す (下線は最小値)。 P_{u-P} はすべて $P_{shear-P}$ により決定した。CLT-P の実験結果と計算結果はほぼ一致した。

3.2.4.2 CLT-I の終局耐力

CLT-I の終局耐力(P_{u-I})を(3.7)式によって決定するものとした。CLT-I の破壊は外層・内層ラミナの接着面せん断破壊と外層ラミナの引張破壊、内層ラミナの引張破壊と接着面のせん断破壊、座金のめり込み破壊(P_{CLT})および引きボルトの引張破壊(P_{t-bolt})のうち一番小さい値で決定される。座金のめり込み破壊と引きボルトの引張破壊で計算されるが、外層・内層ラミナの接着面せん断破壊と外層ラミナの引張破壊、内層ラミナの引張破壊と接着面のせん断破壊は複合応力によるものと考えられ、詳細な解析を行うことは現段

階では難しい。そこで、ここでは外層・内層ラミナの接着面せん断破壊($P_{\text{shear-I}}$)の計算において図 3.2.8 に示す有効せん断面積を仮定して複合的な効果を評価することとした。

$$P_{u-I} = \min\{P_{\text{shear-I}}, P_{\text{CLT}}, P_{t\text{-bolt}}\} \quad (3.7)$$

$$P_{\text{shear-I}} = S_{\text{CLT-I}} \times F_{rs} \quad (3.8)$$

有効せん断面積 $S_{\text{CLT-I}}$ を $(a+b) \times h/2 \times 2$ と仮定する。ここに、 a : 座金の幅 (100 mm)、 b : 下端ラミナの有効幅(220 mm)、 h : 端距離: 図 3.2.8 参照。

(3.7)式より求めた P_{u-I} と実験による P_{max} の平均値を表 3.2.3 に示す (下線は最小値)。CLT-I の端距離が 330 mm 以下では $P_{\text{shear-I}}$ により決定し、実験結果と計算結果はほぼ一致した。一方、端距離 440 mm の条件では $P_{t\text{-bolt}}$ により決定した。実験値は約 200 kN であり計算結果と近いが、実験の破壊性状とは異なった。実験で見られた座金めり込みの計算値と比較すると、実験結果が 25%程度低かった。これは、計算では座金の全面がめり込むと仮定して耐力を求めているのに対し、実験では座金が部分的にめり込んだために十分な耐力を発揮できなかったためだと考えられる。また、引きボルトの曲げ降伏についても考慮されておらず、今後より詳細な検討が必要である。

表 3.2.2 P_{u-P} の計算値と実験値の比較

h (mm)	$P_{\text{shear-P}}$ (kN)	P_{CLT} (kN)	$P_{t\text{-bolt}}$ (kN)	P_{u-P} (kN)	P_{max} (kN)
110	<u>44.77</u>	266.19	219.02	44.77	46.12
220	<u>89.54</u>	266.19	219.02	89.54	102.84
330	<u>134.31</u>	266.19	219.02	134.31	158.22
440	<u>179.08</u>	266.19	219.02	179.08	176.98

表 3.2.3 P_{u-I} の計算値と実験値の比較

h (mm)	$P_{\text{shear-I}}$ (kN)	P_{CLT} (kN)	$P_{t\text{-bolt}}$ (kN)	P_{u-I} (kN)	P_{max} (kN)
110	<u>65.12</u>	266.19	219.02	65.12	70.12
220	<u>130.24</u>	266.19	219.02	130.24	136.28
330	<u>195.36</u>	266.19	219.02	195.36	199.07
440	260.48	266.19	<u>219.02</u>	219.02	203.55

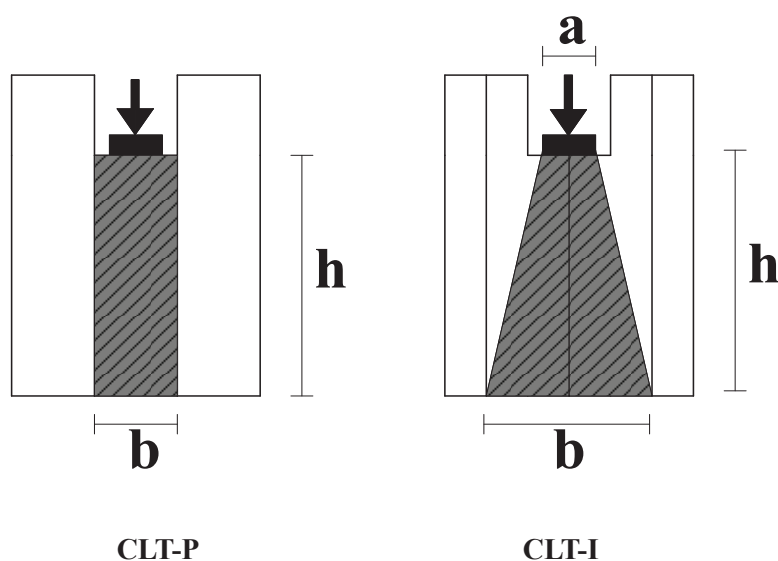


図 3.2.8 有効せん断面積のとり方

3.3 接合部の有限要素解析

本節では引きボルト接合部について有限要素法（以下 FEM）解析を行い、接合部における引張応力の分布とせん断応力の分布を求め、接合部試験結果と解析結果を比較した。

FEM 解析に使用したプログラム「CASTEM」はフランスの力学技術部門（DMT）と原子力委員会（CEA）によって開発され、構造及び構成要素のための有限要素法を用いた解析プログラムである。

3.3.1 解析モデルと解析方法

解析用パラメーター、2次元の解析モデル、3次元の解析モデルを表 3.3.1 に、図 3.3.1 に、図 3.3.2 に示す。接合部試験体 CLT-P および CLT-I に対して、 5×5 mm の要素に分割し、外層（厚さ 30 mm）、内層（厚さ 15 mm）内層ボルト（厚さ 4 mm）の試験体 1/2 とし、2次元 X 軸、Y 軸で FEM 解析を行った。また、モデルは試験体の 4 分の 1 になり、 $5 \times 5 \times 5$ mm の要素に分割し、X 軸、Y 軸、Z 軸が外層と内層の 2 層として、それぞれモデル化し、これらを結合した 3 次元モデルについて、解析を行った。3 次元モデルは外層厚さ 30 mm、ラミナの繊維方向と Z 軸が平行するとし、内層厚さ 15 mm、ラミナの繊維方向と Z 軸が直交するとし、内層はボルトの穴を設置した。

解析方法を図 3.3.3 に示す。外層・内層のラミナ配置を考慮してそれぞれにヤング率を与えて異方性がある面要素よりモデル化し、これらを結合したモデルについて、端距離を 220 mm、330 mm、440 mm に変化させて、2次元モデルの座金を Y 軸、3次元モデルの座金 Z 軸を固定して、試験体上部に上向き強制変位を与え、モデルの外層と内層のそれぞれの応力分布を求めた。

表 3.3.1 解析用パラメーター

2 次元 モデル	ラミナのヤング係数(MPa)		せん断係数(MPa)
	X 軸	Y 軸	XY 軸
外層	425	8500	400
内層	8500	425	400

3 次元 モデル	ラミナのヤング係数(MPa)			せん断係数(MPa)		
	X 軸	Y 軸	Z 軸	XY 軸	YZ 軸	XZ 軸
外層	425	425	8500	400	100	400
内層	8500	425	425	400	100	400

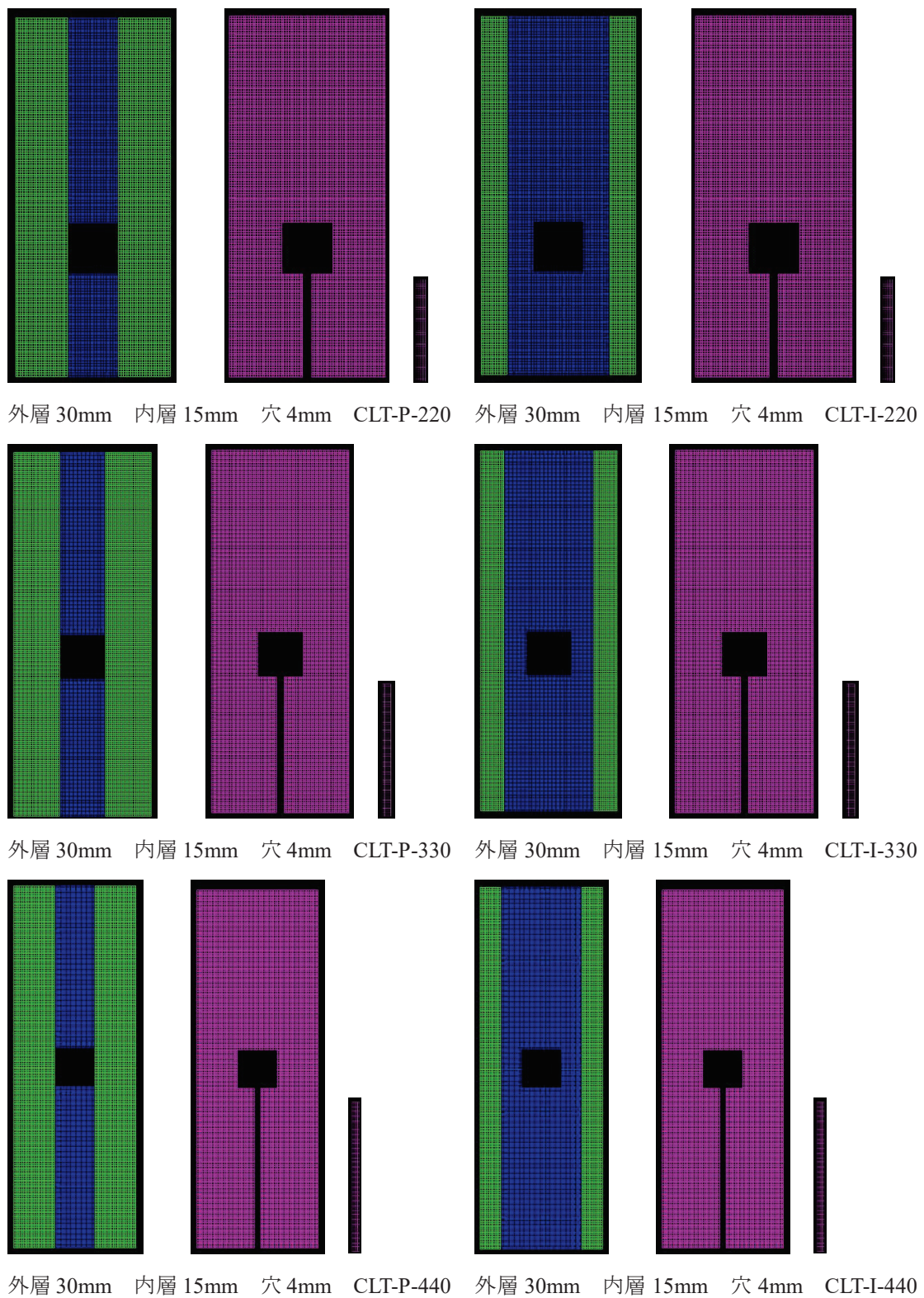
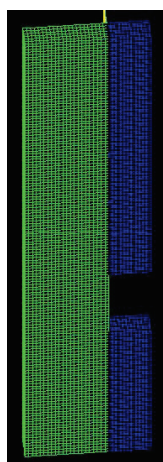
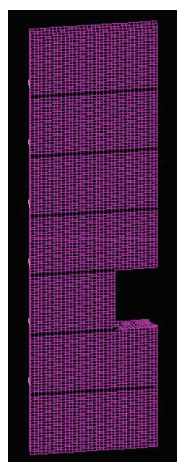


図 3.3.1 2次元の解析モデル

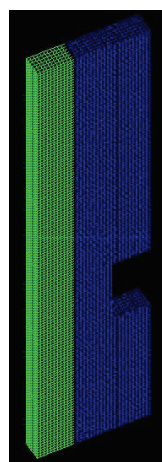


外層 30mm

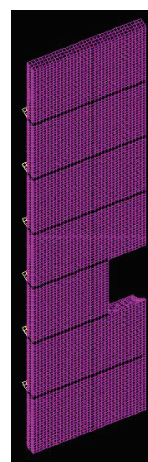


内層 15mm

CLT-P-220

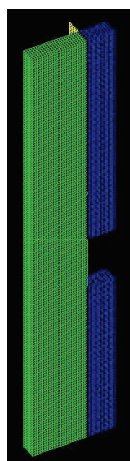


外層 30mm

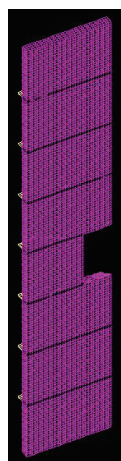


内層 15mm

CLT-I-220

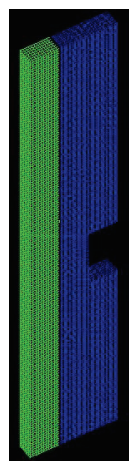


外層 30mm

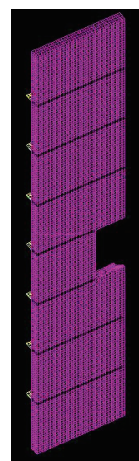


内層 15mm

CLT-P-330

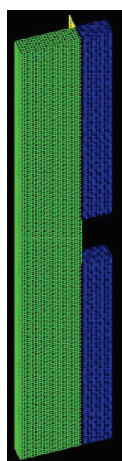


外層 30mm

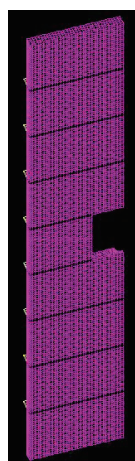


内層 15mm

CLT-I-330

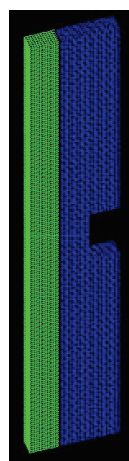


外層 30mm

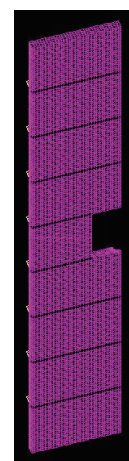


内層 15mm

CLT-P-440



外層 30mm



内層 15mm

CLT-I-440

図 3.3.2 3次元の解析モデル

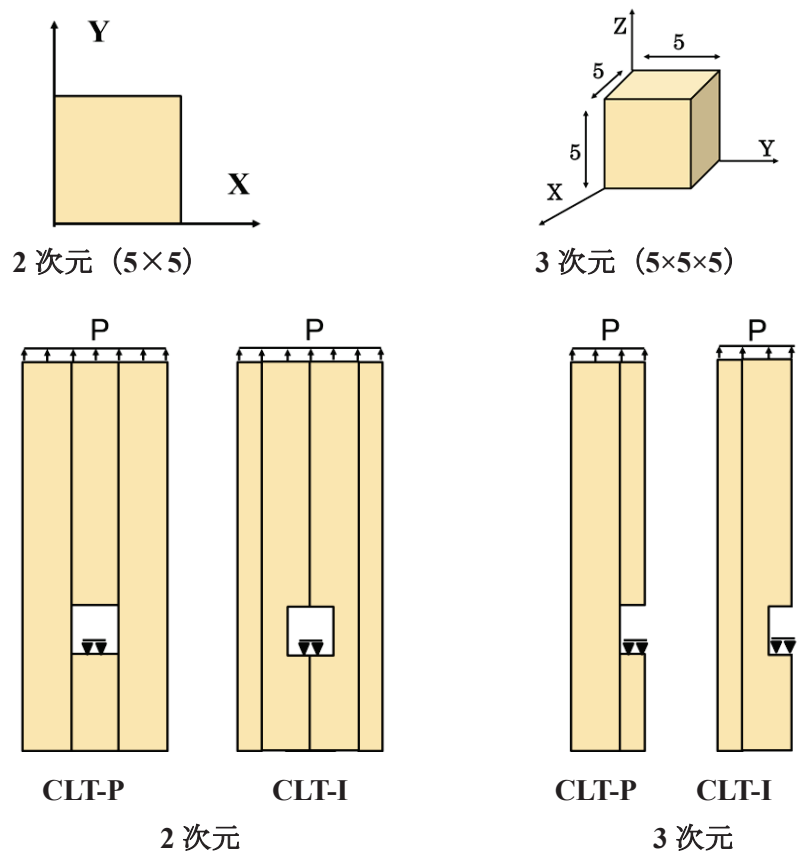


図 3.3.3 解析方法

3.3.2 解析結果と考察

2次元の解析結果と接合部試験結果の比較を図 3.3.4 に示す。点線は解析の初期剛性となり、解析結果と試験結果はほぼ一致した。

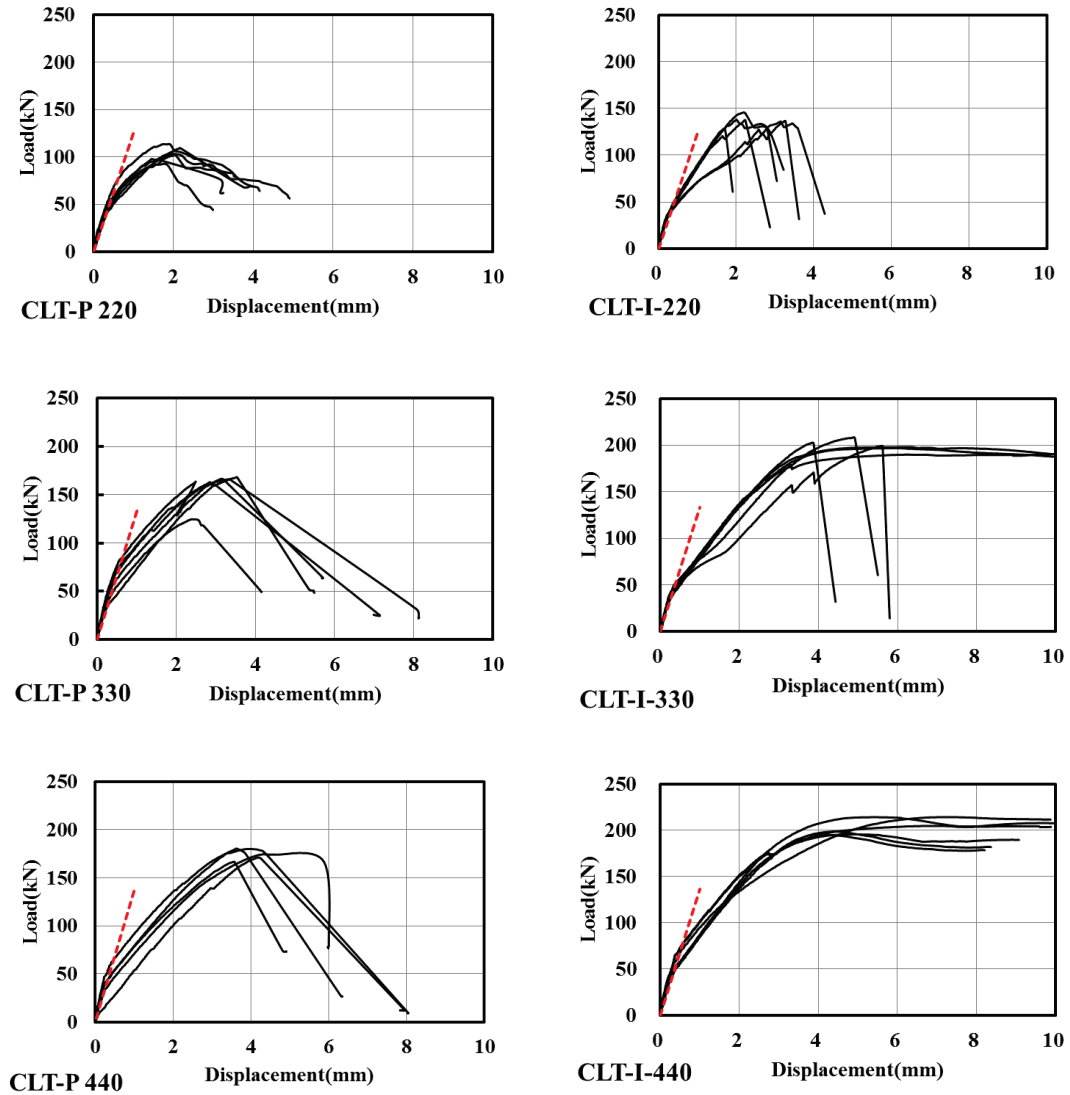
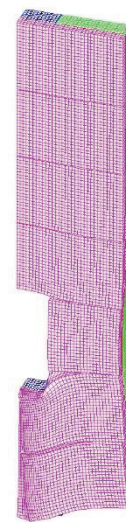


図 3.3.4 2次元の解析結果と接合部試験結果の比較（点線は解析結果）

3次元の解析と接合部試験の破壊性状の比較を図 3.3.5 に示す。CLT-P と CLT-I の解析結果と試験結果はほぼ一致している。応力分布の例を図 3.3.6 に、CLT-I の内層引張最大応力値の結果を図 3.3.7 に、CLT-I における最大荷重の解析値と試験結果の比較を図 3.3.8 に示す。CLT-I 試験体における内層かたん中央部の引張応力度が 43.47 MPa となる荷重は、端距離 220 mm、330 mm の時、解析値と実験値の最大荷重と比較的よく一致し、端距離 440 mm の場合、めりこみによる最大荷重値と実験値が比較的よく合った。



外層・内層ラミナの接着面せん断破壊



試験結果

解析結果

CLT-P の破壊性状



内層ラミナの引張破壊と接着面のせん断破壊

座金のめり込み破壊



試験結果

解析結果

CLT-I の破壊性状

図 3.3.5 3次元の解析と接合部試験の破壊性状の比較

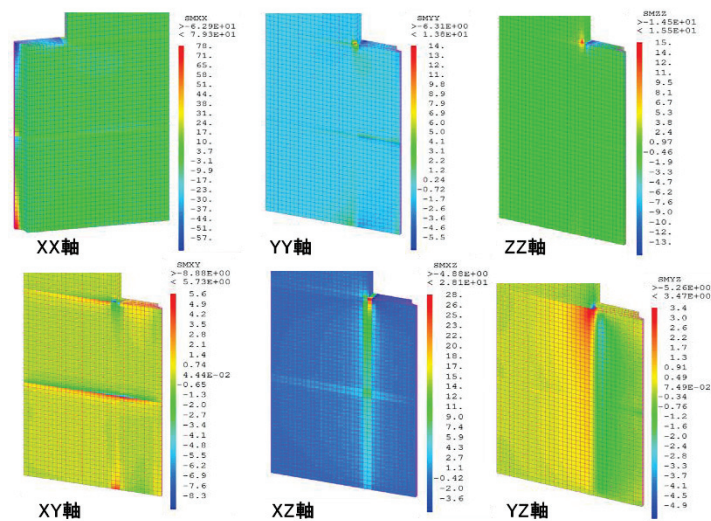
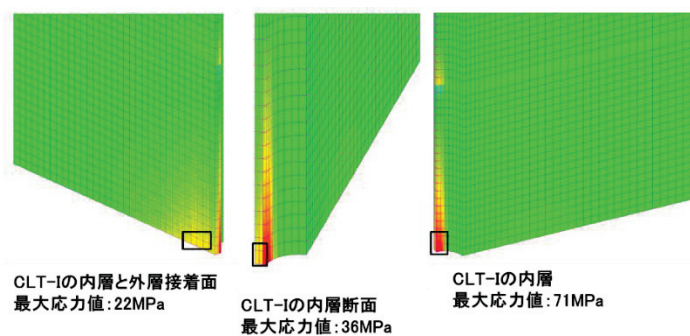


図 3.3.6 応力分布の例（端距離 220 mm）



得られた結果により平均値を算出:

220 CLT-Iの内層引張応力最大値:43.0 Mpa	荷重:113.68 kN
330 CLT-Iの内層引張応力最大値:24.7 Mpa	荷重:122.80 kN
440 CLT-Iの内層引張応力最大値:15.0 Mpa	荷重:126.32 kN

図 3.3.7 CLT-I の内層引張最大応力値

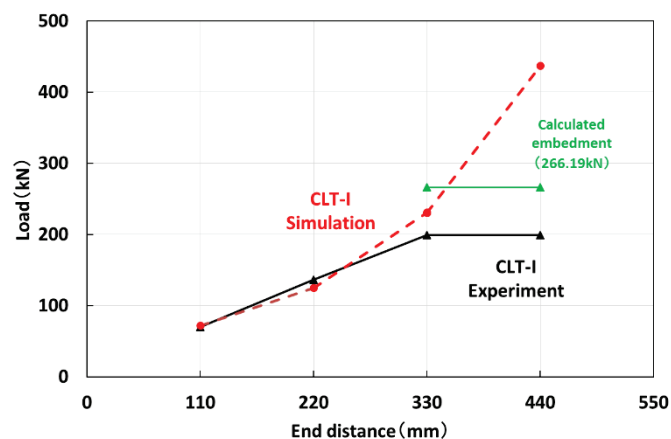


図 3.3.8 CLT-I における最大荷重の解析値と試験結果の比較

3.4 ABR490 - M16 アンカーボルトの引張試験

告示第 611 号ルート 1 の構造設計に対して CLT 耐力壁の脚部に用いる引きボルトとして、ABR490 (JIS B 1220) M16 アンカーボルトの有効長さ (定着下端からナット下端までの距離) 40 cm 以上を確保して、壁パネルとの接合部 (座金部) の終局引張耐力を 86kN 以上とすることが記載されている。CLT 耐力壁の試験に用いるボルトの実際の強度を検証するために、ABR490-M16 アンカーボルトの一方向引張試験を行った。

3.4.1 試験体

試験体を図 3.4.1 に示す。 両ねじ ABR490 - M16 ボルトの長さ 580 mm とした⁵⁷⁾。

3.4.2 試験方法

試験方法を図 3.4.2 に示す。試験は室温 20℃、相対湿度 65%の恒温恒湿室中で、AG-1 オートグラフ (島津製作所製、容量±250 kN) を用いて行った。ABR490-M16 アンカーボルト引張試験では、アンカーボルトの両端を鋼製ブロックに通し、ナットで締めた。鋼製ブロックは治具を介してクロスヘッドおよび試験機下部に緊結した。試験は一方向加力試験とし、アンカーボルト 30 本を破壊するまで加力した⁵⁸⁾。荷重はロードセル (容量 250 kN) を用いて測定し、変位計を用いて上部治具の絶対変位を計測し、アンカーボルトの変形とみなした (ABR490-M16 アンカーボルトの伸びだけでなく、治具の変形や初期すべりを含んだものであるが、降伏以降の挙動に対しては影響が少ないものと判断した)。

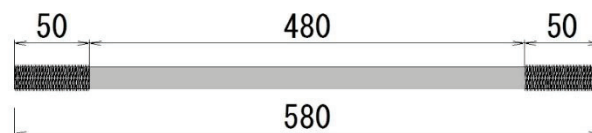


図 3.4.1 両ねじ M16 引きボルト

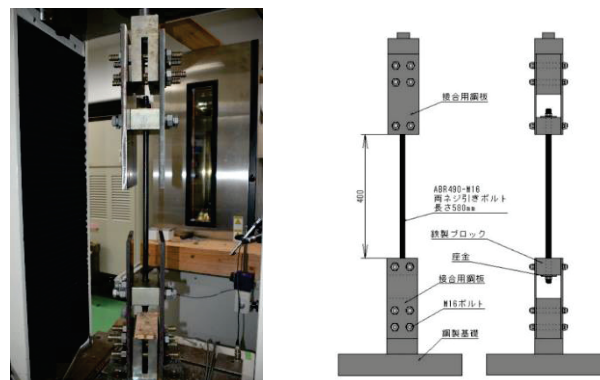


図 3.4.2 試験方法

3.4.3 試験結果

破壊性状を図 3.4.3 に、試験における荷重 - 変位関係を図 3.4.4 に示す。また、降伏耐力、最大耐力等特性値を表 3.4.1 に示す。

図 3.4.3 のように、引張試験における引きボルトの長さは伸びて、最大耐力を示した後、破壊は引きボルトの胴部が生じたことが見られた。

一方向加力試験において、ABR490-M16 アンカーボルト 1 本あたりの降伏耐力は 57 kN（下限値 53 kN）、最大耐力は 97 kN（下限値 95 kN）、終局引張耐力は 90 kN（下限値 88 kN）となった。

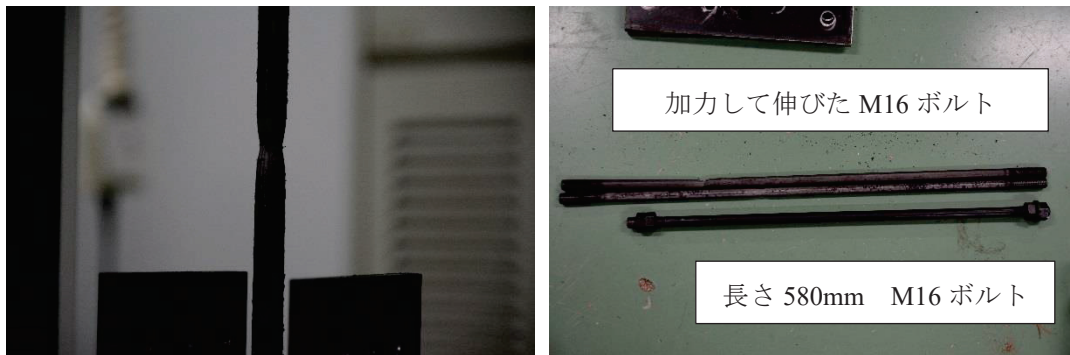


図 3.4.3 破壊性状

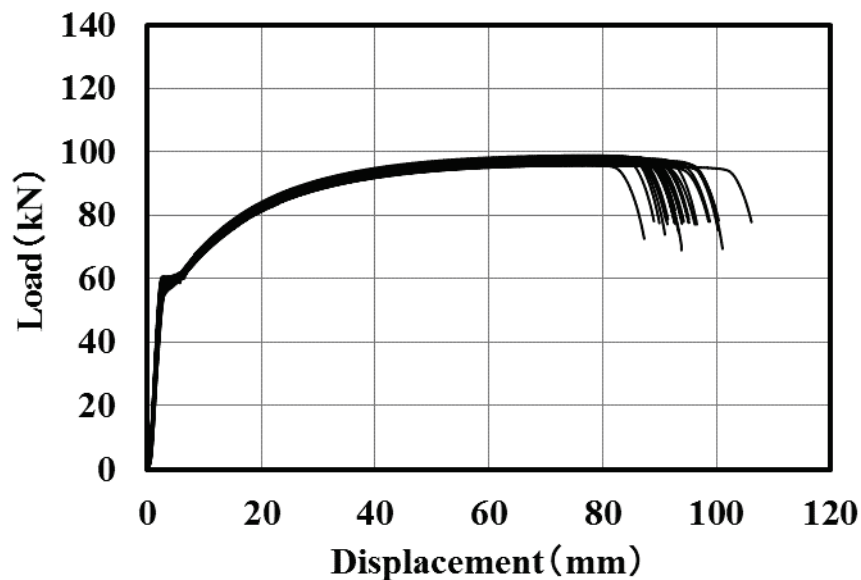


図 3.4.4 ABR490 - M16 ボルト試験における荷重 - 変位関係

表 3.4.1 アンカーボルト引張試験における特性値一覧

試験体	$P_{\max}$	$D_{\max}$	P_y	D_y	P_u	D_u	K
	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN/mm
1	97.35	73.54	56.48	3.01	89.95	95.14	18.78
2	97.66	75.50	55.27	2.95	89.83	91.27	18.74
3	95.99	73.15	57.17	2.91	88.13	86.82	19.62
4	96.95	74.95	58.43	2.83	89.81	100.26	20.68
5	96.34	79.42	57.43	2.70	88.65	93.16	21.27
6	99.09	79.87	53.28	4.14	91.72	93.91	12.88
7	98.27	78.51	54.61	2.74	90.45	91.46	19.94
8	97.63	81.16	57.30	2.60	90.36	99.97	22.02
9	98.83	76.13	55.41	2.98	91.30	89.81	18.60
10	95.92	78.32	58.86	2.51	88.60	96.20	23.42
11	97.42	74.17	57.09	2.36	89.80	92.96	24.19
12	98.10	75.30	54.75	2.55	90.32	90.47	21.47
13	97.17	76.97	56.61	2.98	89.29	91.14	18.99
14	97.43	74.74	56.27	2.40	89.68	92.60	23.45
15	96.35	79.72	58.44	2.44	89.26	100.39	23.97
16	97.34	76.17	54.34	2.40	89.61	92.81	22.67
17	98.52	77.40	54.99	2.58	90.90	92.55	21.28
18	98.38	73.78	54.78	2.60	90.57	88.94	21.04
19	96.83	76.90	55.94	2.37	89.25	92.71	23.58
20	96.23	81.22	57.47	2.64	89.23	98.83	21.76
21	95.98	76.70	58.04	2.54	88.56	93.95	22.82
22	97.26	79.71	56.48	2.51	89.69	93.88	22.51
23	97.05	76.28	58.53	2.32	89.56	95.08	25.26
24	95.78	75.55	59.80	2.33	88.66	98.63	25.69
25	95.74	80.67	59.49	2.35	89.11	106.16	25.35
26	97.58	75.14	54.64	2.43	90.08	92.57	22.51
27	96.95	75.00	55.98	2.35	89.55	95.17	23.79
28	97.30	78.74	57.24	2.39	89.81	94.26	23.93
29	98.22	77.36	54.60	2.86	91.06	96.39	19.12
ave	97.23	76.97	56.54	2.65	89.75	94.40	21.70
SD	0.93	2.36	1.70	0.36	0.86	4.05	2.70
cov	0.01	0.03	0.03	0.14	0.01	0.04	0.12
下限値	95.05	71.45	52.58	1.80	87.75	84.94	15.40

3.5 ビス留め型接合部の引張試験

ビス留め型接合部には、接合部を使用するビス本数により接合部耐力を調整することが容易である。既往研究⁵⁹⁾の行ったビス 8 本を用いた CLT 接合部の引張実験により、ビス TBA-65 の最大耐力下限値は 1 本あたり 5.47 kN が得られた。また、本研究では、接合部の変形性能の違いに着目するため、引きボルト仕様の接合部と同様な終局引張耐力を有するビス留め金物型の接合部仕様を設定することとした。そこで、ビス留め金物に使用するビスの本数を ABR490-M16 アンカーボルトの終局引張耐力に合わせるために、ビスと金物を用いた CLT 接合部の一方向引張試験を行った。

3.5.1 試験体

使用するビスおよび脚部 U 字型金物を図 3.5.1 に、試験体の概要を図 3.5.2、表 3.5.1 に示す。ビス留め型接合部については主材には幅 345 mm、長さ 800 mm、厚さ 90 mm のスギ CLT (JAS Mx60-3-3、幅はぎ接着していない、平均含水率 10.4%、平均密度 410 kg/m³) を用いた。

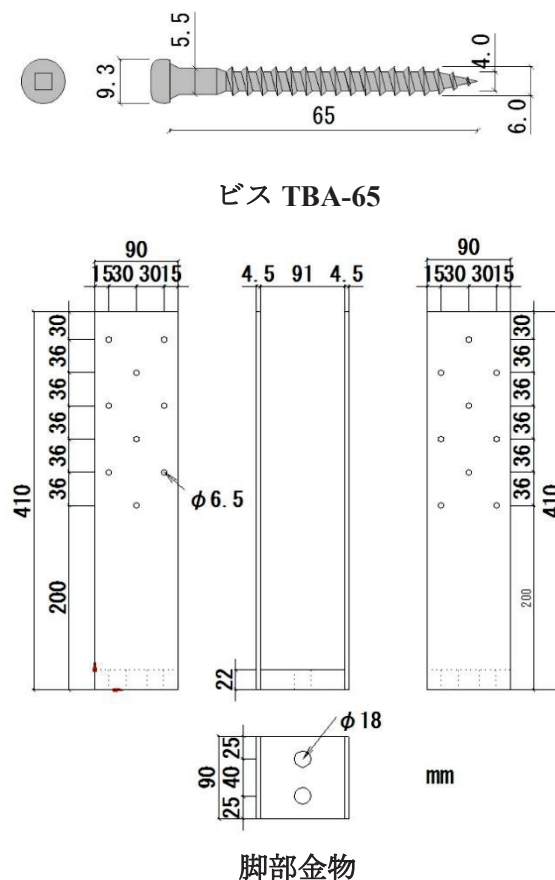


図 3.5.1 使用するビスと脚部 U 字型金物

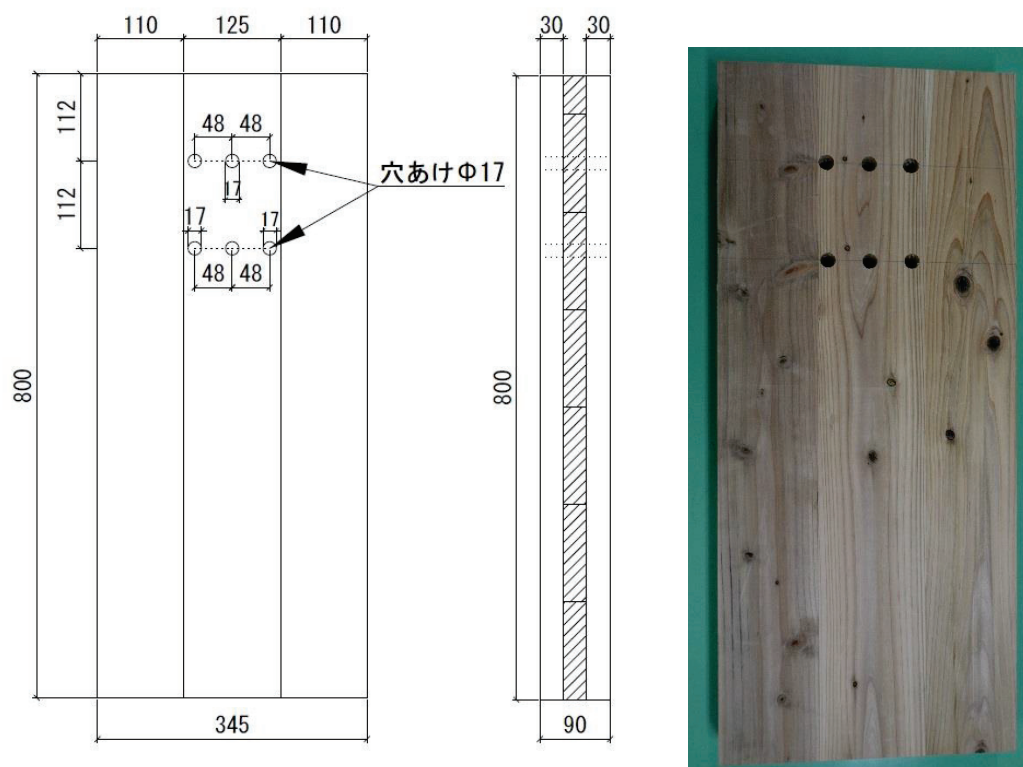


図 3.5.2 3層3プライスギ CLT 試験体

表 3.5.1 試験体概要

試験体	含水率	密度	ラミナの曲げヤング係数 (Gpa)		
	%	kg/m ³	平均値	下限値	上限値
1	11.4	416	6.0	3.0	8.0
2	10.8	420			
3	9.6	411			
4	10.7	408			
5	10.2	405			
6	9.8	402			
AVE.	10.4	410			

3.5.2 試験方法

図 3.5.3 に試験方法に示す。試験は室温 20℃、相対湿度 65%に設定された恒温恒湿室中で、AG-1 オートグラフ（島津製作所製）を用いた。

試験体の上部は M16 ボルト（SCM435 強度区分 10.9 相当）6 本を用い、鋼板を介してクロスヘッドに緊結した。U 字型金物（鋼板厚さ 4.5 mm）の下部を M16 ボルト（SCM435 強度区分 10.9 相当）2 本により試験機に留めつけた。荷重はクロスヘッドに取り付けたロードセル（容量 250 kN）で測定し、CLT 主材の両側に設置した変位計（SDP-100C、容量 100 mm、東京測器研究所製）を用いて主材の絶対変位を測定した。絶対変位は左右の変位計測定値の平均値をとった。既往の研究⁵⁹⁾より、ビス 1 本あたりの終局耐力は 6.9 kN（下限値 5.3 kN）と推定されることから、ビス 16 本（推定下限値 84.8 kN）を用いた試験体は 6 体について一方向引張試験を行い、クロスヘッドスピードは 2 mm/min とし、最大耐力 80%以下に荷重が低下するのを確認するまで測定した。

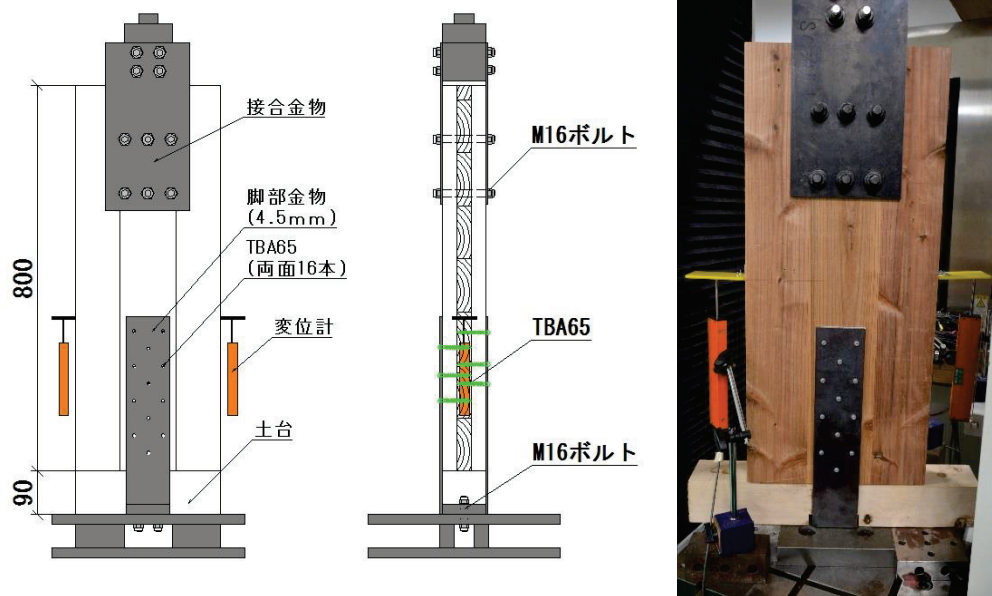


図 3.5.3 試験方法

3.5.3 評価方法

本研究における各試験体の各耐力・変形性能を以下の方法で評価した。評価方法は図 3.5.4 に示すように完全弾塑性モデル⁶⁰⁾を用いた。荷重-変位の曲線から包絡線を求めた。最大荷重時の値（最大耐力 $P_{\max}$ 、最大耐力時変位 $D_{\max}$ ）を特定した。包絡線上の $0.1P_{\max}$ と $0.4P_{\max}$ を結ぶ第 I 直線を引き、包絡線上の $0.4P_{\max}$ と $0.9P_{\max}$ を結ぶ第 II 直線を引いた。包絡線に接するまで第 II 直線を平行移動し、これを第 III 直線とした。第 I 直線と第 III 直線との交点の荷重を降伏耐力 P_y とし、この点から X 軸に平行に第 IV 直線を引いた。第 IV 直線と包絡線との交点の変位を降伏変位 D_y とした。原点と (D_y, P_y) を結ぶ直線を第 V 直線とし、それを初期剛性 K と定めた。最大荷重後の $0.8P_{\max}$ 荷重低下域の包絡線上の変位を終局変位 D_u と定めた。包絡線と X 軸および D_u で囲まれる面積 S とした。第 V 直線と D_u と X 軸および X 軸に平行な直線で囲まれる台形の面積が S と等しくなるように X 軸に平行な第 VI 直線を引いた。第 V 直線と第 VI 直線との交点の荷重を完全弾塑性モデルの終局耐力 P_u と定め、その時の変位を完全弾塑性モデルの降伏点変位 D_v とした。 (D_u/D_v) を塑性率 μ とした。構造特性係数 D_s を $1/\sqrt{2\mu-1}$ により求めた。

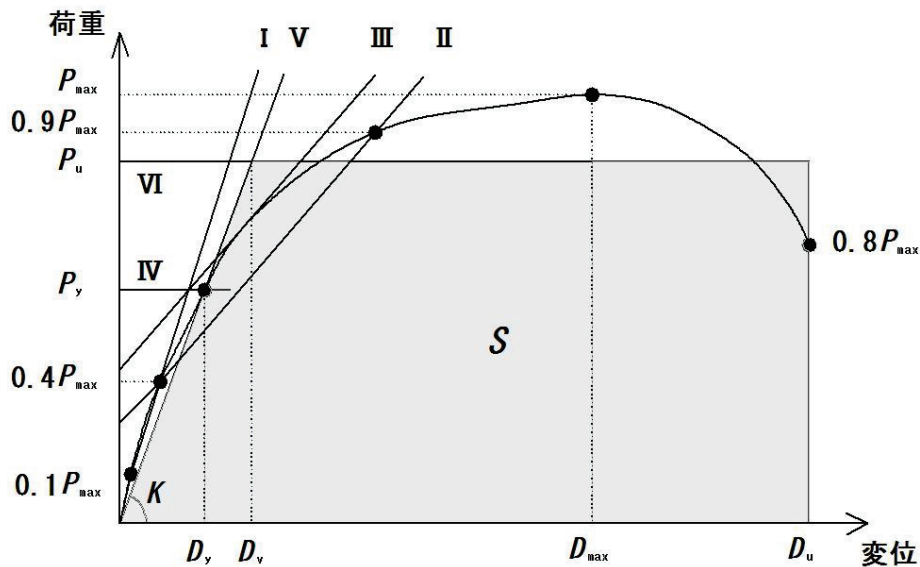


図 3.5.4 評価方法（完全弾塑性モデル）

3.5.4 試験結果と考察

破壊性状を図 3.5.5 に示す。ビス 16 本を用いた CLT 試験体の引張試験において、すべてビス胴部の曲げ降伏が見られた。

引張試験におけるビス 8 本およびビス 16 本の荷重 - 変位関係を図 3.5.6 に、図 3.5.7 に示す。ビス 1 本あたりの特性値一覧を表 3.5.1、表 3.5.2 に示す。

2 種類試験体の各耐力を比較すると、最大耐力 1.8 倍程度、降伏耐力は 1.6 倍程度、終局耐力 1.8 倍、初期剛性は 2.2 倍程度ビス 16 本用いた CLT 試験体のほうが高い値を示した。ビスの本数が増えると、各耐力は大きくなり、比例する傾向が見られた。

ABR490-M16 アンカーボルト 1 本あたりの降伏耐力は 57 kN（下限値 53 kN）、最大耐力は 97 kN（下限値 95 kN）、終局引張耐力は 90 kN（下限値 88 kN）となった。また、ビス 16 本の降伏耐力は 53 kN（下限値 44 kN）、最大耐力は 108 kN（下限値 94 kN）、終局耐力は 101 kN（下限値 88 kN）となった。

ABR490-M16 アンカーボルト、ビス留め接合部ともに終局耐力の下限値がほぼ同程度の結果となったことから、本研究における CLT 耐力壁脚部の接合部として ABR-M16 アンカーボルトを用いた引きボルト接合およびビス 16 本を用いたビス留め接合の組み合わせが妥当であると判断した。

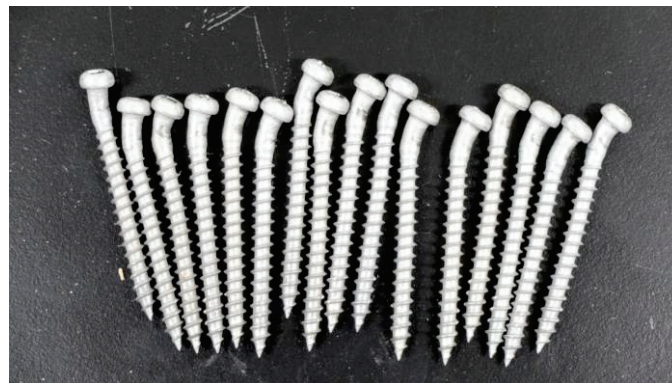


図 3.5.5 ビスの破壊性状（曲げ降伏）

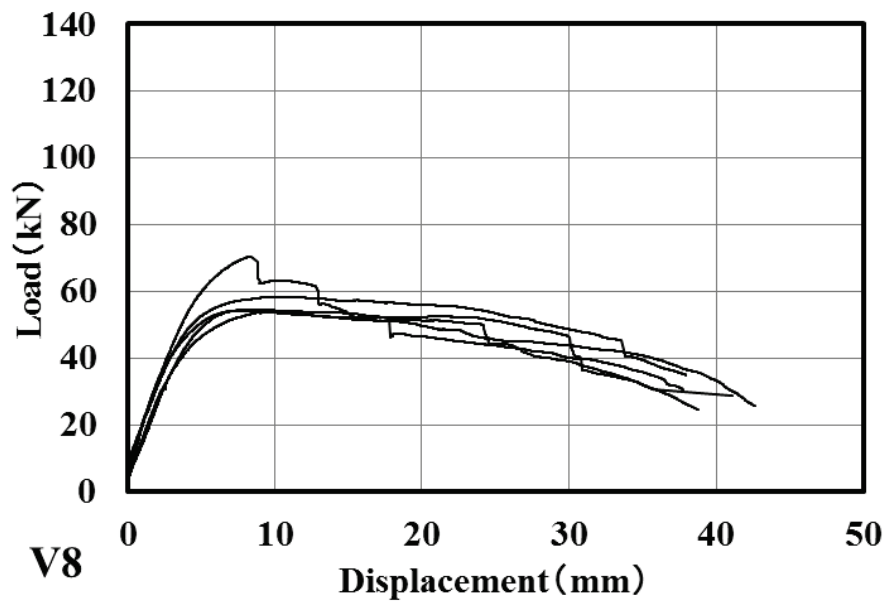


図 3.5.6 ビス 8 本の荷重-変位関係

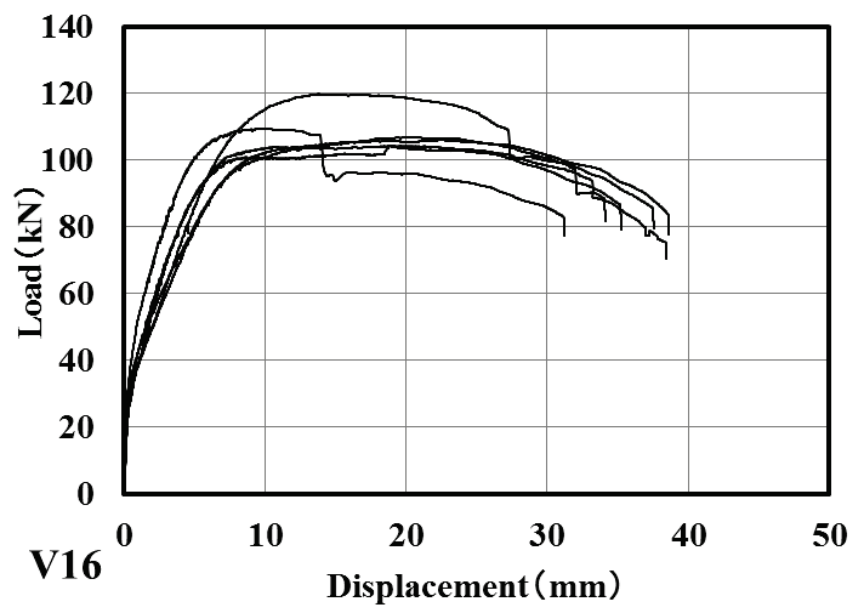


図 3.5.7 ビス 16 本の荷重-変位関係

表 3.5.1 ビス 8 本の特性値一覧 (1 本あたり)

試験体	$P_{\max}$	$D_{\max}$	P_y	D_y	P_u	D_u	K
	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN/mm
V8T1	6.75	1.26	3.98	0.31	6.36	0.50	1.60
V8T2	6.80	1.02	3.89	0.24	6.43	0.39	2.05
V8T3	7.28	1.27	4.12	0.27	6.91	0.45	1.90
V8T4	8.80	1.05	4.86	0.32	8.16	0.54	1.90
V8T5	6.78	1.03	4.14	0.34	6.51	0.53	1.54
V8T6	7.65	1.02	4.28	0.29	7.19	0.49	1.82
AVE	7.34	1.11	4.21	0.29	6.93	0.48	1.80
SD	0.80	0.12	0.34	0.04	0.68	0.05	0.20
COV	0.11	0.11	0.08	0.12	0.10	0.11	0.11
下限値	5.48	0.82	3.41	0.21	5.34	0.36	1.34

表 3.5.2 ビス 16 本の特性値一覧 (1 本あたり)

試験体	$P_{\max}$	$D_{\max}$	P_y	D_y	P_u	D_u	K
	kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN/mm
V16T1	6.52	1.19	3.16	0.10	6.20	2.24	2.06
V16T2	6.83	0.59	3.36	0.07	6.25	1.74	3.08
V16T3	6.62	1.42	3.03	0.09	6.17	2.33	2.01
V16T4	7.48	0.87	3.75	0.18	7.13	1.85	1.33
V16T5	6.67	1.24	3.23	0.14	6.27	2.38	1.45
V16T6	6.50	1.18	3.40	0.12	6.17	2.20	1.71
AVE	6.77	1.08	3.32	0.12	6.36	2.12	1.94
SD	0.37	0.30	0.25	0.04	0.38	0.26	0.63
COV	0.05	0.28	0.07	0.33	0.06	0.12	0.32
下限値	5.91	0.38	2.74	0.03	5.49	1.50	0.47

3.6 まとめ

- 1) CLT の部分横圧縮強度は、試験体の密度と正の相関があり、加力方向に平行なラミナの割合が多いほど見かけの強度が大きくなる傾向を示した。CLT の部分横圧縮強度とヤング係数の関係は、密度との関係と比較して、顕著ではなかった。CLT の最大部分横圧縮耐力は、横圧縮を受けるラミナの部分横圧縮強度と縦圧縮を受けるラミナの圧縮強度の足し合わせにより推定できることが分かった。
- 2) 接合部試験体の CLT-P、CLT-I とも端距離が 330 mm までは、端距離の増加に伴い最大耐力が直線的に増加する傾向が見られたが、端距離が 330 mm になると、最大耐力の値の増加は徐々に緩やかになる傾向が見られた。
- 3) CLT-I で端距離が 440 mm における試験体は、座金が部分的にめり込んだために計算値よりも低い耐力を示した。引きボルトの曲げ降伏も生じており、この破壊の機構については今後より詳細な検討が必要である。
- 4) 層内せん断強度をもとに、有効せん断面積を仮定することにより、スギ 3 層 CLT 引張ボルト接合部の終局耐力を推定することがある程度可能であることが分かった。
- 5) 簡単な解析モデルの結果と接合部試験の結果が比較的良好に合ったが、接合部の力学特性をより精緻に求めるためには、精密なモデルにより、部材内での応力分布を調べ、破壊機構を明確にすることが必要となる。
- 6) アンカーボルト、ビス留め接合部ともに終局耐力の下限值がほぼ同程度の結果となったことから、本研究における脚部接合部として ABR-M16 アンカーボルトを用いた引きボルト接合およびビス 16 本を用いたビス留め接合の組み合わせが妥当であると判断した。

第4章 CLT 耐力壁の正負繰り返し水平加力実験

接合部の性能が明らかになったことを踏まえて、引きボルト接合型およびビス留め接合型を用いた CLT 耐力壁に正負繰り返し水平加力実験を行い、その結果が CLT 耐力壁の変形性能、構造特性について検討することを目的とした。

4.1 試験体

耐力壁を使用した治具を図 4.1.1 に示す。試験体の概要を図 4.1.2 に、表 4.1.1 に示す。1P の耐力壁に用いる CLT は幅 1000 mm、高さ 3000 mm、厚さ 90 mm の 3 層 3 プライのスギ CLT パネル (JAS Mx 60-3-3 A 種構成、幅はぎ接着していない、平均含水率 10.4 %、平均密度 410 kg/m³) とした。土台には 90×90 mm の断面のベイツガ (平均含水率 10.5 %、平均密度 430 kg/m³) を用い、加力桁には 90×150 mm の断面のベイマツ (平均含水率 10.8 %、平均密度 470 kg/m³) を用いた。

加力桁と CLT パネルは直径 12 mm、長さ 200 mm の長尺スクリュー (HBS D12-L200) 9 本を用いて緊結した。また、加力桁と CLT パネル間の変形を防止するために加力桁と CLT パネル間に厚さ 4.5 mm (270 mm×150 mm) の鋼板を片面から長さ 65 mm、直径 6.0 mm のビス 10 本で緊結した。

試験体の仕様は引きボルト接合型とビス留め接合型の 2 種類とした。引きボルト接合型では脚部の開口部を端距離 400 mm、縁距離 100 mm とし、厚さ 35 mm (90 mm×90 mm) の座金および ABR490-M16 アンカーボルトを用いて土台を通して鉄骨基礎と接合した。ビス留め型試験体は、CLT パネル脚部を U 字型金物 (厚さ 4.5 mm) とビス (長さ 65 mm) 16 本で緊結したもの (以下 V16 とする) および U 字型金物 (厚さ 6.0 mm) とビス (長さ 65 mm) 24 本を用いたもの (以下 V24 とする) の 2 種類とし、それぞれ U 字型金物下部を M16 ボルト (SCM435 強度区分 10.9 相当) 2 本により鉄骨基礎に緊結した。

TB - 5 M

TB : 引きボルト 5 : 鉛直荷重 M : 一方向加力

V 16 - 15 C

V : ビス 16 : ビスの本数 15 : 鉛直荷重 15kN C : 正負繰り返し加力

試験体命名法

2P の耐力壁については、幅 1000mm の CLT の試験体 (1P) は 2 枚に用いて、幅 2000mm の CLT 耐力壁 (2P) を組み立てて、2 枚 CLT パネルを構成した耐力壁の変形を防止するためにパネルの間に厚さ 4.5 mm (110 mm×910 mm) の 3 枚の鋼板を片面から 1 枚ずつビス 34 本で緊結した。

土台には 90×90 mm の断面のベイツガを用い、加力桁には 90×150 mm の断面のベイマツを用いた。加力桁と CLT パネルは直径 12 mm、長さ 200 mm の長尺スクリュー (HBS D12-L200) 14 本を用いて緊結した。また、加力桁と CLT パネル間の変形を防止するために加力桁と CLT パネル間に厚さ 4.5 mm (270 mm×150 mm) の 2 枚鋼板を用いて 1 枚ずつ片面からビス 18 本で緊結した。

試験体の仕様は引きボルト接合型とビス留め接合型の 2 種類とした。引きボルト接合型 (2P-TB) では脚部の開口部を端距離 400 mm、縁距離 100 mm とし、厚さ 35 mm (90 mm×90 mm) の座金および ABR490-M16 アンカーボルトを用いて土台を通して鉄骨基礎と接合した (外側開口部に 2 本のみ)。ビス留め型試験体 (2P-V16) は、CLT パネル脚部を U 字型金物 (厚さ 4.5 mm) とビス (長さ 65 mm) 16 本で緊結したものおよび U 字型金物 (厚さ 4.5 mm) とし、それぞれ U 字型金物下部を M16 ボルト (SCM435 強度区分 10.9 相当) 2 本により鉄骨基礎に緊結した。

2P - TB - 15 C

2P : CLT 耐力壁パネル 2 枚 TB : 引きボルト 15 : 鉛直荷重 15kN
C : 正負繰り返し加力

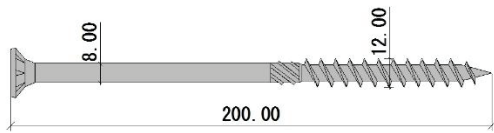
2P - V 16 - 15 C

2P : CLT 耐力壁パネル 2 枚 V : ビス 16 : ビスの本数 15 : 鉛直荷重 15kN
C : 正負繰り返し

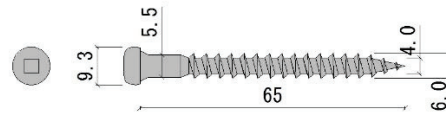
試験体命名法

表 4.1.1 試験体一覧

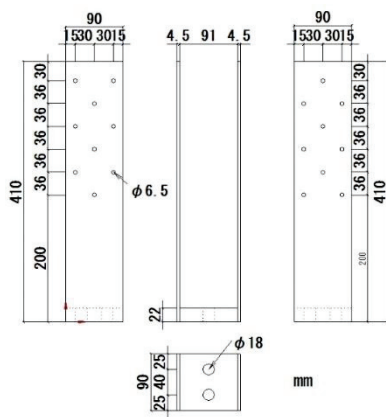
引きボルト接合型 (TB)		ビス留め接合型 (V)	
試験体名	体数	試験体名	体数
TB-5M	1	V16-15M	1
TB-5C	2	V16-15C	2
TB-15M	1	V24-15M	1
TB-15C	2	V24-15C	4
2P-TB-15C	1	2P-V16-15C	1



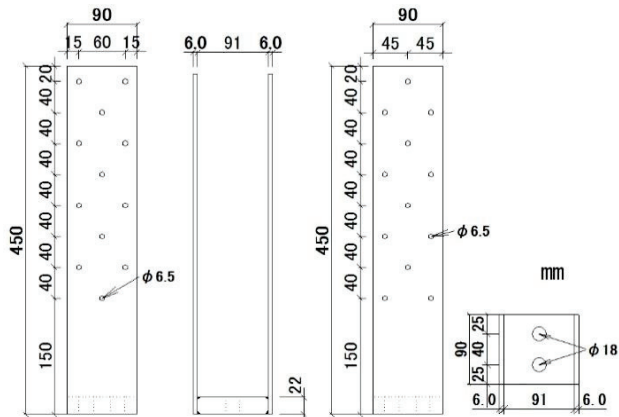
HBS-D12-200



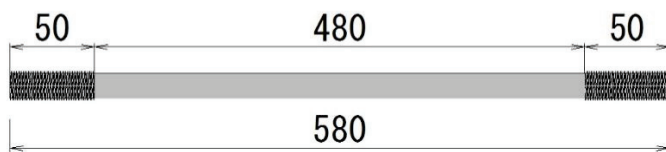
TBA-65



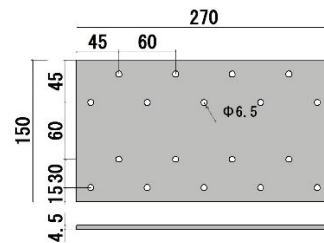
脚部金物 (16 本用)



脚部金物 (24 本用)

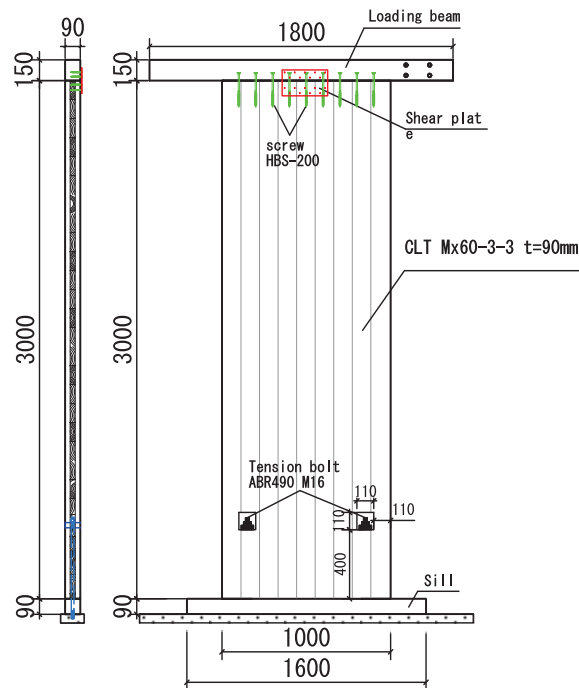


ABR490 - M16 ボルト

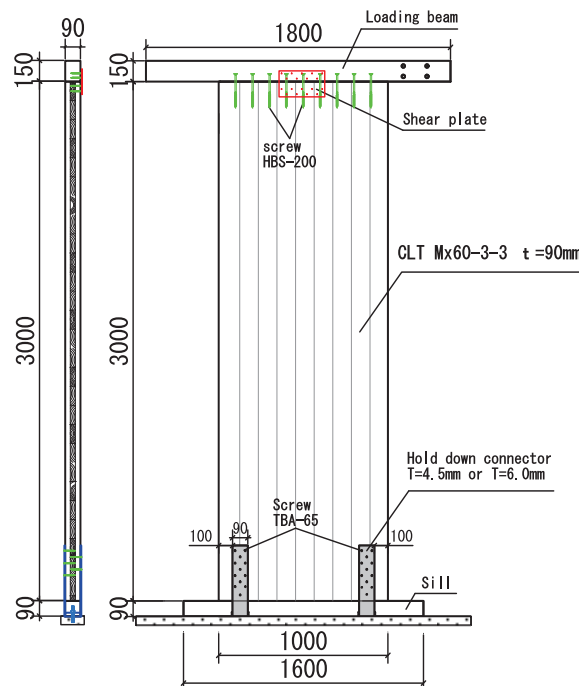


桁とパネル金物

図 4.1.2 使用した治具

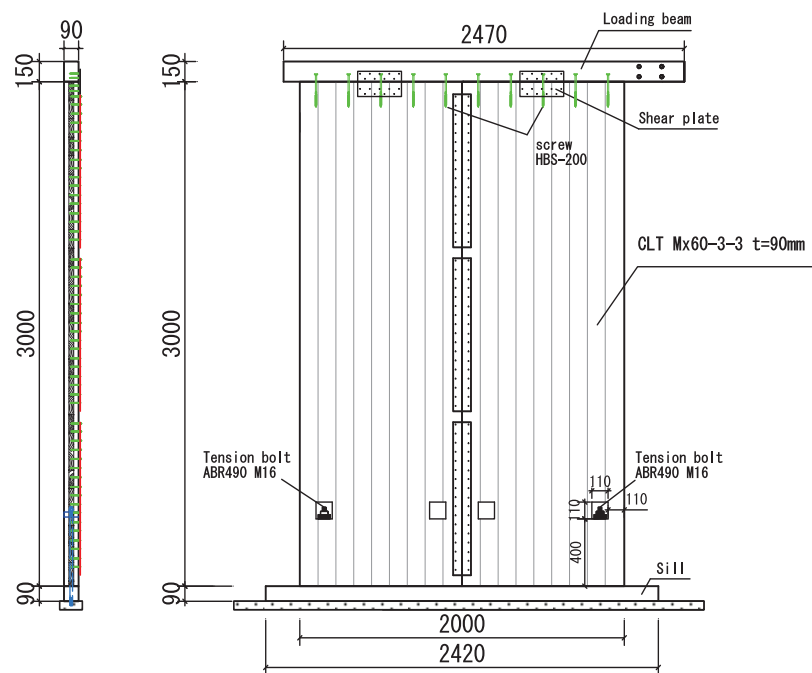


引きボルト接合型 (1P)

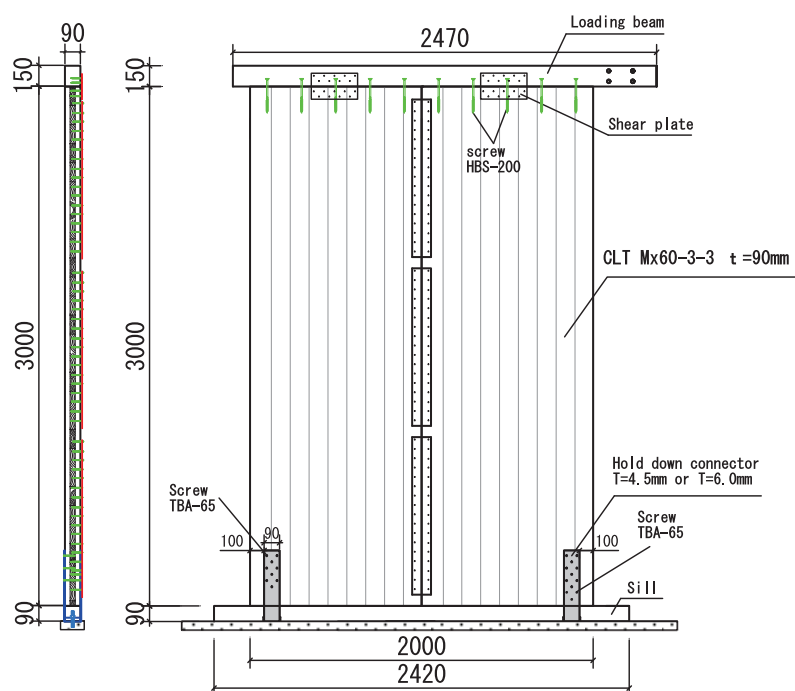


ビス留め接合型 (1P)

図 4.1.1 試験体概要図



引きボルト接合型 (2P)



ビス留め接合型 (2P)

図 4.1.1 試験体概要図

4.2 試験方法

正負繰り返し加力実験における加力履歴を表 4.2.1 に、図 4.2.1 に示す。1P-CLT 耐力壁試験体と 2P-CLT 耐力壁試験体の試験方法を図 4.2.2 に示す。試験体の桁端部に緊結したアクチュエータ（島津製作所製容量±100 kN ストローク±200 mm）を用いて一方方向および正負繰り返し試験を行った。1P-CLT 耐力壁試験体の正負繰り返し加力履歴は ISO21581⁶¹⁾に準じ、一方向加力実験より求めた終局変位（試験装置のストロークの都合により加力を中止した）に基づき、すべての試験体は加力履歴算定用の $D_u=180$ mm とし、1.25%、2.5%、5%、7.5%、10%で1サイクル、20%、40%、60%、80%、100%でそれぞれ3サイクルずつ正負繰り返し水平加力を行った。また、パネル中央に1本のジャッキにより一定の鉛直荷重 5kN および 15kN を加えた（鉛直荷重 5kN は引きボルト接合型のみ）。

2P-CLT 耐力壁試験の引きボルト型の加力履歴算定用の $D_u=200$ mm、ビス留め型の加力履歴算定用の $D_u=115$ mm とし、正負繰り返し水平加力を行った。また、パネル中央に2本のジャッキにより鉛直荷重 15 kN を加えた。

荷重はアクチュエータの先端に取り付けたロードセルで、試験体の変形（桁およびパネル頂部の水平変位、脚部の水平・鉛直変位、土台の水平変位、耐力壁の水平変位）は変位計（SDP-100C）および巻き取り式変位計（DP-500E）で測定した。試験中の試験体のねじれを防ぐために、振れ止めを2か所加力桁に取り付けた。荷重および変位はアクチュエータの引き方向を正、押し方向を負とした。

表 4.2.1 正負繰り返し加力実験における加力履歴

1P-CLTパネル耐力壁試験体		
D_u に対する割合(%)	設定ピーク変位 (mm)	繰返し回数
1.25	2.25	1
2.5	4.5	1
5	9	1
7.5	13.5	1
10	18	3
20	36	3
40	72	3
60	108	3
80	144	3
100	180	3

表 4.2.1 正負繰り返し加力実験における加力履歴

2P-CLTパネル耐力壁試験体(引きボルト型)		
D_u に対する割合(%)	設定ピーク変位(mm)	繰返し回数
1.25	2.5	1
2.5	5	1
5	10	1
7.5	15	1
10	20	3
20	40	3
40	80	3
60	120	3
80	160	3
100	200	3

2枚CLTパネル耐力壁試験体(ビス留め型)		
D_u に対する割合(%)	設定ピーク変位(mm)	繰返し回数
1.25	1.4	1
2.5	2.9	1
5	5.8	1
7.5	8.6	1
10	11.5	3
20	23	3
40	46	3
60	69	3
80	92	3
100	115	3

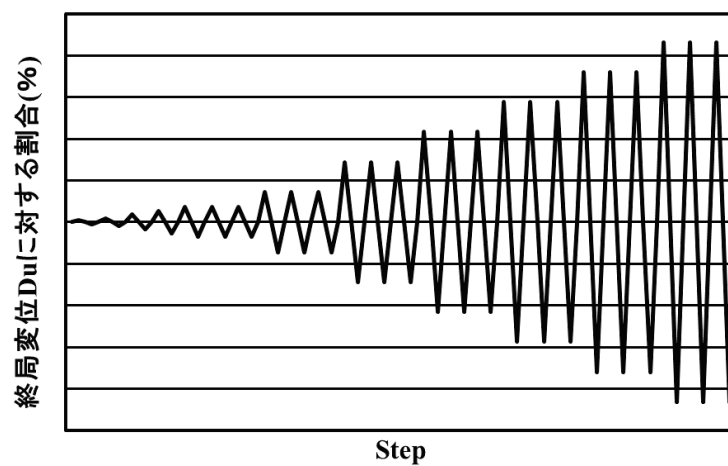
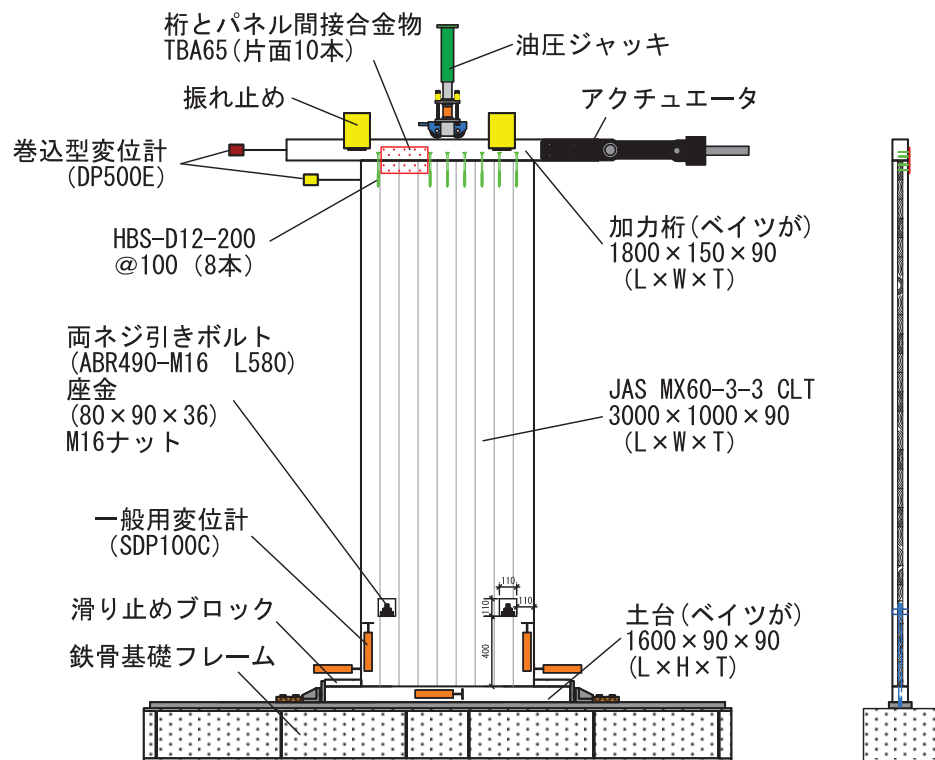
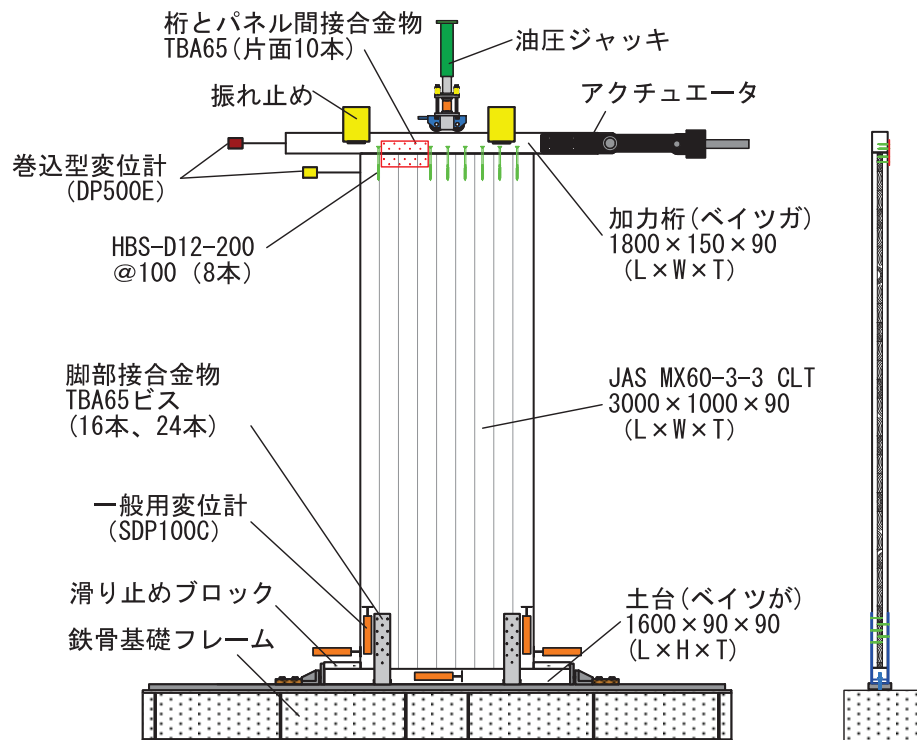


図 4.2.1 正負繰り返し加力試験における加力履歴



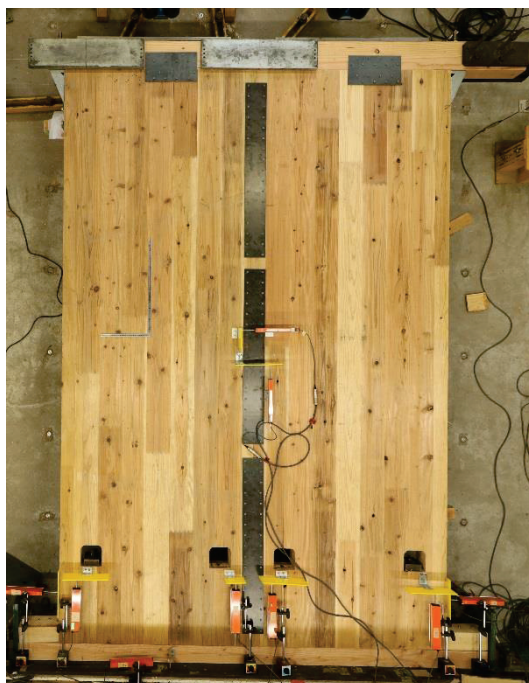
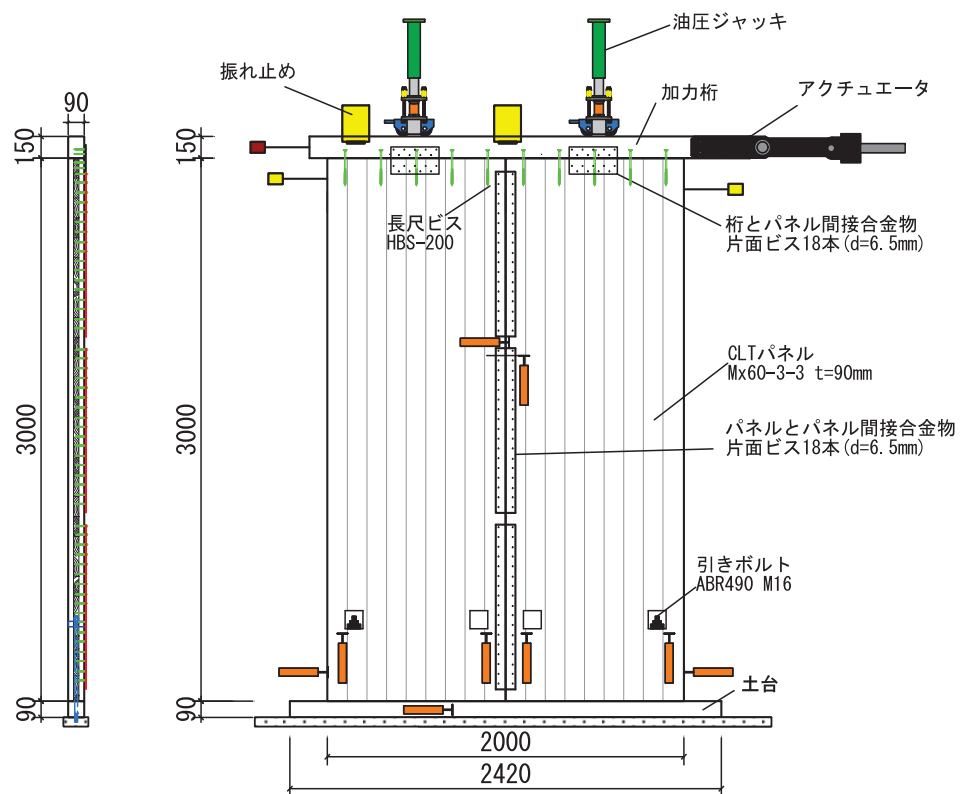
引きボルト (TB) 接合型 (1P)

図 4.2.2 耐力壁の試験方法



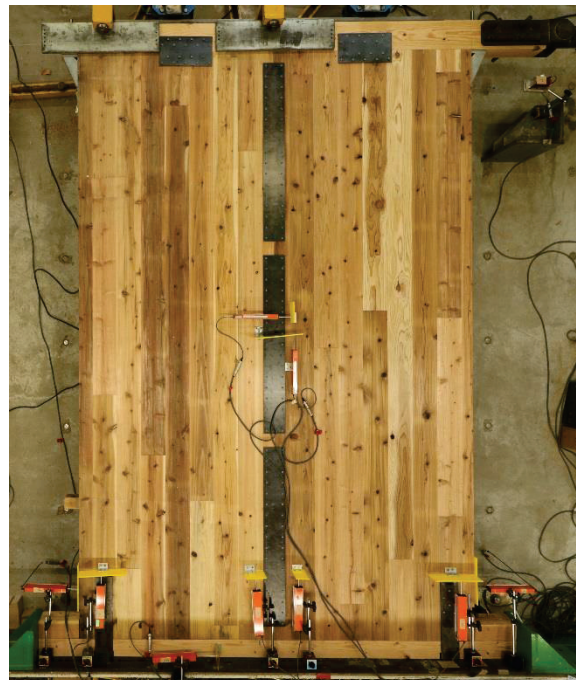
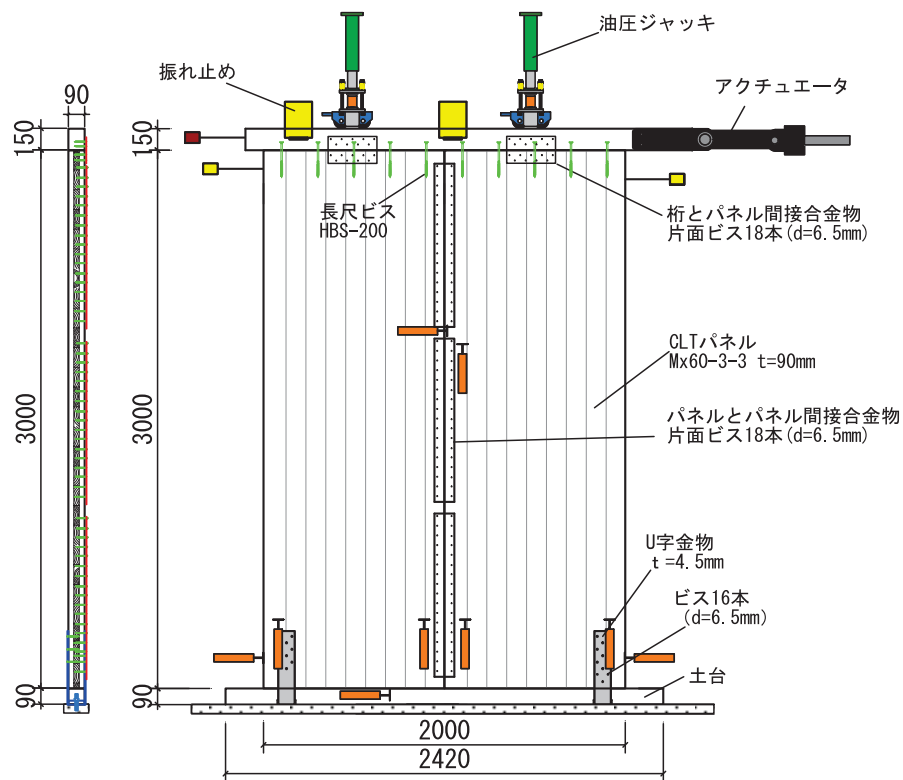
ビス留め (V16、V24) 接合型 (1P)

図 4.2.2 耐力壁の試験方法



引きボルト (2P-TB) 接合型 (2P)

図 4.2.2 耐力壁の試験方法



ビス留め (2P-V16) 接合型 (2P)

図 4.2.2 耐力壁の試験方法

4.3 試験結果と考察

CLT 耐力壁の引きボルト接合型の破壊性状を図 4.3.1 に、ビス留め接合型の破壊性状を図 4.3.2 示す。試験体においては脚部が浮き上がり、変形は脚部の接合部が生じた。引きボルト接合型の場合、CLT 耐力壁の加工開口部の破壊がなかったが、引きボルト 40 mm 程度を伸びたことが見られた。2P-CLT 耐力壁の引きボルト型と 1P-CLT 耐力壁試験結果が同様な破壊性状が見られた。



引きボルト型接合部の破壊（引きボルトの伸び）



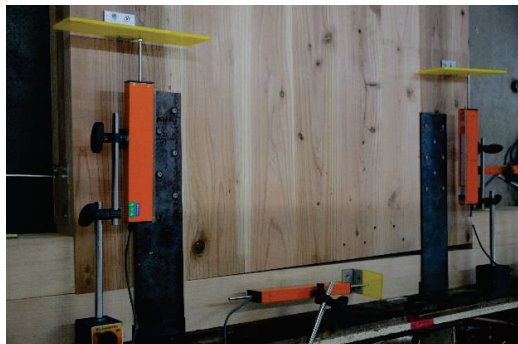
引きボルトの破壊性状

図 4.3.1 引きボルト接合型の破壊性状

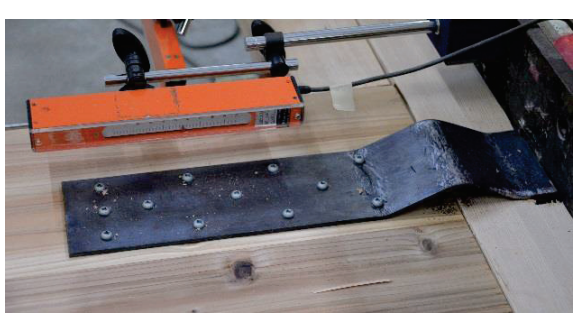
1P-CLT 耐力壁のビス留め接合型の場合、ビス 24 本と金物鋼板の厚さ 4.5 mm 接合した耐力壁脚部に金物の座屈を先行破壊したが、ビスの降伏が見られなかった。これは金物鋼板の厚さが薄く、せん断耐力はビス本数のせん断耐力により小さいと考えられる。金物鋼板の厚さ 6.0 mm に変更し、ビス留め接合型再試験を行った。

金物鋼板の厚さ 4.5 mm と 24 本ビスを用いた接合部以外、ビスの引き抜き、曲げおよび破断が見られた。ビス 16 本を使用した試験体において、ビス破断率 6% に対して、ビス 24 本を使用した試験体はビス破断率 25% であった。ビス 16 本の試験体では厚さ 4.5 mm の U 字型金物を用いたに対して、ビス 24 本の試験体では厚さ 6.0 mm の U 字型金物を用いたため、ビス頭部の回転が拘束され、さらにねじ部の曲げ変形が大きくなったためと考えられる。

2P-CLT 耐力壁のビス留め接合型の場合、ビス 16 本と金物鋼板の厚さ 4.5 mm 接合した耐力壁脚部にビスの降伏が見られた。



ビス止め接合型（16本 金物厚さ 4.5 mm）の破壊（ビスの引き抜き）



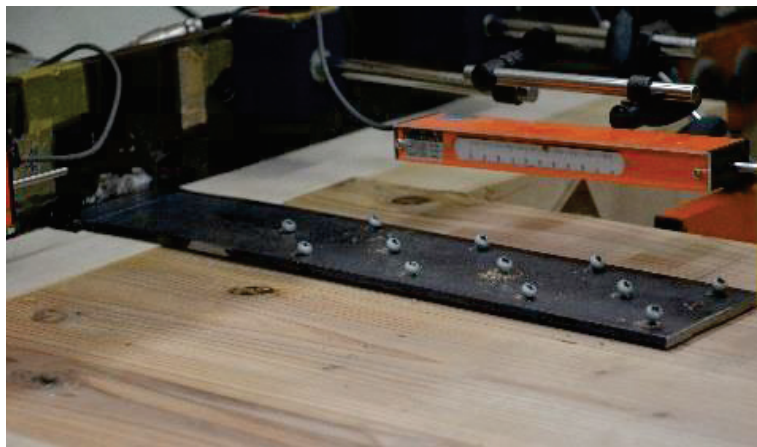
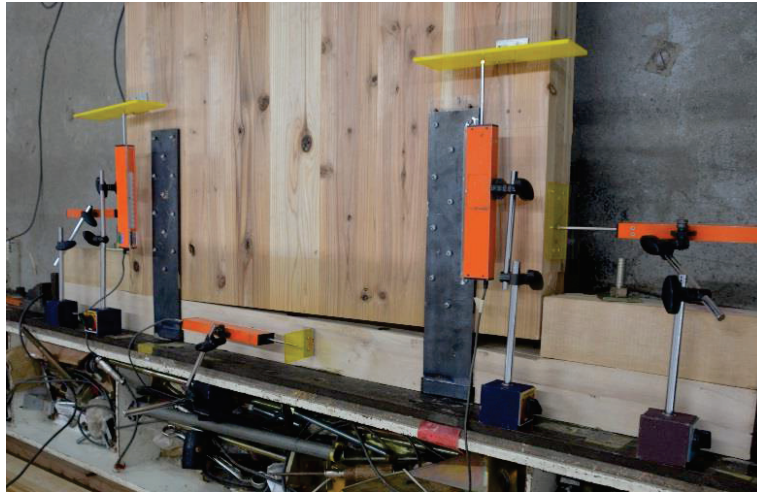
ビス止め接合型（24本 金物厚さ 4.5 mm）の破壊（金物の座屈）



ビス 16 本の破壊（鋼板厚さ 4.5 mm）

ビス 24 本の破壊（鋼板厚さ 4.5 mm）

図 4.3.2 ビス止め型接合部の破壊



ビス止め接合型（24 本 金物厚さ 6.0 mm）の破壊（ビス曲げ、破断）

図 4.3.2 ビス止め型接合部の壊性状

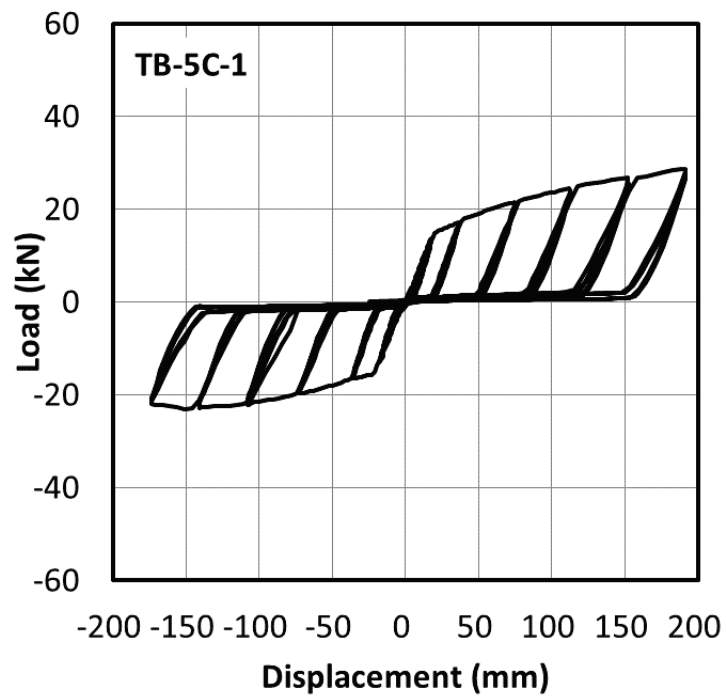
一方向と正負繰り返し試験における荷重—と CLT パネル頂部の変位関係を図 4.3.3 に、試験から完全弾塑性モデルにより求めた特性値を表 4.3.1 に示す。

引きボルト型について鉛直荷重 5kN(TB-5)と 15kN(TB-15)を載荷した場合を比較すると、降伏耐力(P_y)、終局耐力(P_u)、最大耐力(P_{max})に大きな違いは見られなかったが、初期剛性(K)は鉛直荷重 15 kN の方が 5 kN の場合と比べて 10%程度大きくなった。鉛直荷重 15kN の場合、引きボルト型(TB-15)とビス留め型(V16-15)を比較すると、初期剛性(K)には大きな差が見られなかったが、ビス留め型の降伏耐力(P_y)、最大耐力(P_{max})は引きボルト型と比べてともに 20%程度高い値を示した。接合部の終局耐力の下限値を同程度としたためにビス留め型の耐力が大きくなった可能性が考えられるが、この差は接合部試験における ABR ボルトとビス接合部の終局耐力の平均値の比 ($101 \text{ kN}/89 \text{ kN}=1.13$) を上回っている。

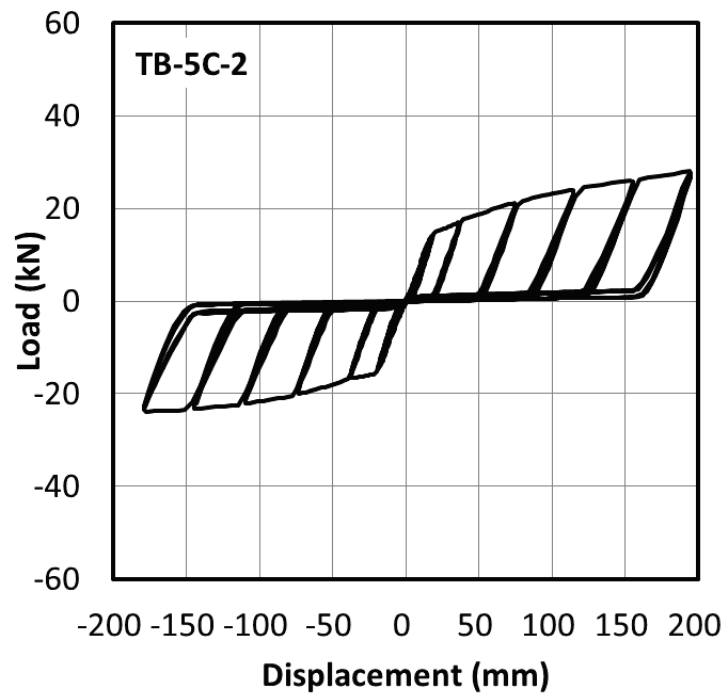
本試験では、ビス留め型が変位 100mm 程度の変形で荷重が低下し始めたのに対し、引きボルト型では加力終了まで荷重は低下せず上昇を続けた(試験装置のストロークの都合により変位 180 mm 付近で加力を中止した)。従って、引きボルト型の最大耐力は今回の静的水平加力実験で得られた値よりも高くなる見込みがある。ABR ボルトの引張試験において、変位 40 mm 時の荷重は 93 kN 程度であり、最大荷重に対して 4%程度小さい。このことが、本試験における耐力の差異に寄与していると思われる。終局耐力(P_u)は引きボルト型に比べてビス留め型が 30%以上高い値を示したが、これは上記の理由に加え、引きボルト型では荷重上昇の途中で試験を中止したために最大荷重に対する終局耐力の比が小さく算出されたことが影響したものと考えられる。ビス留め型におけるビス 16 本 (V16) とビス 24 本 (V24) の場合を比較すると、ビス 24 本のほうが、ビス 16 本と比べて降伏耐力(P_y)、終局耐力(P_u)、最大耐力(P_{max})ともに約 30%~40%高い値を示した。ただし、V24 試験体では 2 体の強度性能にばらつきがみられた。CLT パネルのばらつきやビスの破断の影響が考えられるが、現時点では不明である。これらのばらつきは耐力壁の評価に影響するため、さらなる検討が必要である。構造特性係数(D_s)に相当する指標として $1/\sqrt{2\mu-1}$ (μ : 塑性率) を比較すると、鉛直荷重の影響は少なく、引きボルト型に対してビス留め型のほうが 40%高い値を示した。

表 4.3.1 耐力壁試験の特性値一覧

接合方法	鉛直荷重	加力方向	試験体名		P_y	D_y	P_{max}	D_{max}	P_u	D_u	K	μ	D_s
	kN				kN	mm	kN	mm	kN	mm	kN/mm		
引きボルト	5	一方向	TB-5M	正方向	14.18	22.2	25.21	171.9	20.92	172.1	0.64	5.24	0.30
		正負繰り返し	TB-5C-1	正方向	15.41	23.2	28.75	188.2	24.02	191.6	0.66	5.29	0.31
				負方向	15.03	23.6	23.13	150.7	20.82	173.5	0.69	5.30	0.29
			AVE.		15.22	23.4	25.94	169.4	22.42	182.5	0.68	5.29	0.30
			TB-5C-2	正方向	15.16	22.0	27.99	190.9	23.40	191.1	0.70	5.73	0.29
				負方向	15.47	20.8	23.88	177.1	21.12	179.1	0.75	6.31	0.28
			AVE.		15.31	21.4	25.94	184.0	22.26	185.1	0.73	6.02	0.28
		一方向	TB-15M	正方向	16.91	22.9	27.78	169.8	23.21	170.2	0.74	5.42	0.32
	15	正負繰り返し	TB-15C-1	正方向	16.19	19.8	30.11	184.6	24.43	184.6	0.82	6.19	0.28
				負方向	15.98	20.0	25.28	166.1	22.11	166.6	0.80	6.03	0.27
			AVE.		16.09	19.9	27.69	175.4	23.27	175.6	0.81	6.11	0.28
			TB-15C-2	正方向	15.96	20.8	29.70	183.9	24.43	184.1	0.77	5.78	0.28
				負方向	15.99	20.5	25.38	166.5	22.27	167.0	0.78	5.86	0.28
			AVE.		15.97	20.6	27.54	175.2	23.35	175.6	0.77	5.82	0.28
		一方向	V16-15M	正方向	24.14	37.7	33.64	102.8	32.63	174.0	0.64	3.42	0.39
		正負繰り返し	V16-15C-1	正方向	17.98	20.7	32.79	80.4	31.64	145.3	0.87	3.98	0.37
				負方向	22.70	27.9	35.87	95.1	33.65	165.6	0.81	4.01	0.38
			AVE.		20.34	24.3	34.33	87.7	32.65	155.5	0.84	4.00	0.37
			V16-15C-2	正方向	19.28	20.1	33.14	124.2	31.93	146.6	0.96	4.42	0.39
				負方向	17.96	27.8	30.79	83.8	29.12	166.9	0.68	3.70	0.38
			AVE.		18.62	23.9	31.97	104.0	30.53	156.8	0.82	4.06	0.39
ビス24本(金物厚さ4.5mm)	15	一方向	V24-15M	正方向	25.49	28.6	43.49	123.5	41.24	179.2	0.89	3.87	0.39
		正負繰り返し	V24-15C-1	正方向	27.42	29.9	44.69	130.8	43.00	143.9	0.92	3.07	0.40
				負方向	18.90	17.9	36.32	101.9	34.24	105.0	1.05	3.23	0.40
			AVE.		23.16	23.9	40.51	116.3	38.62	124.4	0.99	3.15	0.40
			V24-15C-2	正方向	21.90	18.1	44.43	56.2	41.79	143.6	1.21	4.16	0.37
				負方向	28.87	32.3	49.40	95.0	47.33	128.8	0.89	2.43	0.50
			AVE.		25.39	25.2	46.91	75.6	44.56	136.2	1.05	3.30	0.43
		正負繰り返し	V24-15C-3	正方向	28.69	26.8	53.71	100.3	51.31	183.9	1.11	3.84	0.38
				負方向	23.08	22.1	41.27	95.0	38.76	149.0	1.07	4.01	0.39
			AVE.		25.88	24.5	47.49	97.7	45.03	166.4	1.09	3.92	0.39
			V24-15C-4	正方向	23.87	24.8	46.81	93.9	44.95	159.8	1.02	2.98	0.46
				負方向	22.40	20.0	40.44	96.4	38.49	158.7	1.16	4.62	0.34
			AVE.		23.14	22.4	43.63	95.2	41.72	159.3	1.09	3.80	0.40
引きボルト	15	正負繰り返し	2P-TB-15C	正方向	38.82	9.5	66.35	162.2	59.47	165.5	4.09	11.40	0.21
				負方向	36.50	10.2	54.29	69.4	51.42	127.6	3.56	8.84	0.25
			AVE.		37.66	9.9	60.32	115.8	55.44	146.6	3.83	10.12	0.23
			2P-V16-15C	正方向	35.62	7.6	78.72	48.3	71.11	70.9	4.68	4.67	0.35
				負方向	39.87	11.6	73.61	51.7	67.83	65.4	3.44	3.31	0.42
			AVE.		37.75	9.6	76.17	50.0	69.47	68.1	4.06	3.99	0.38

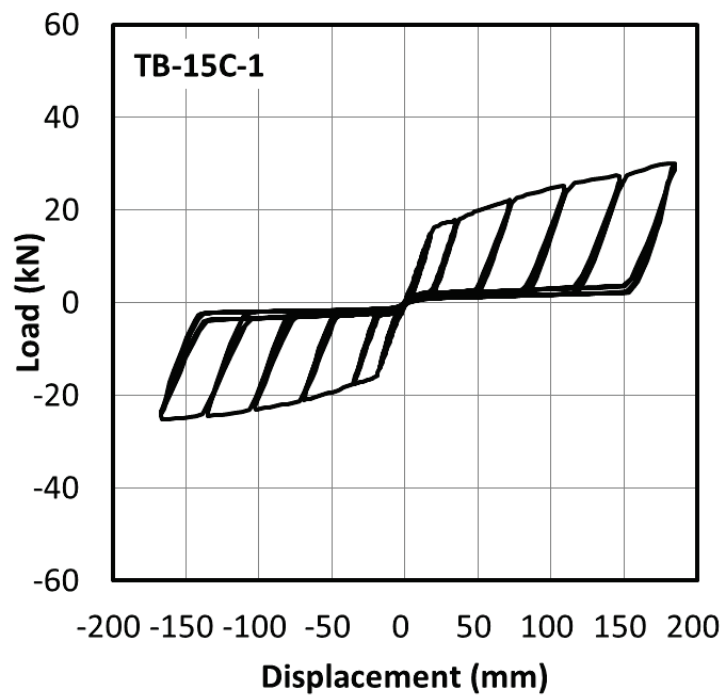


引きボルト接合型 (TB-5C-1)

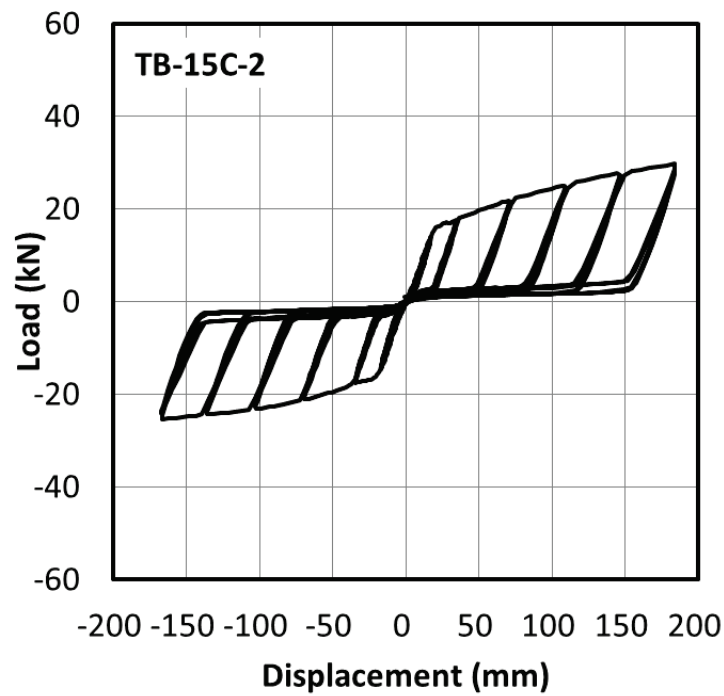


引きボルト接合型 (TB-5C-2)

図 4.3.2 荷重－変位関係

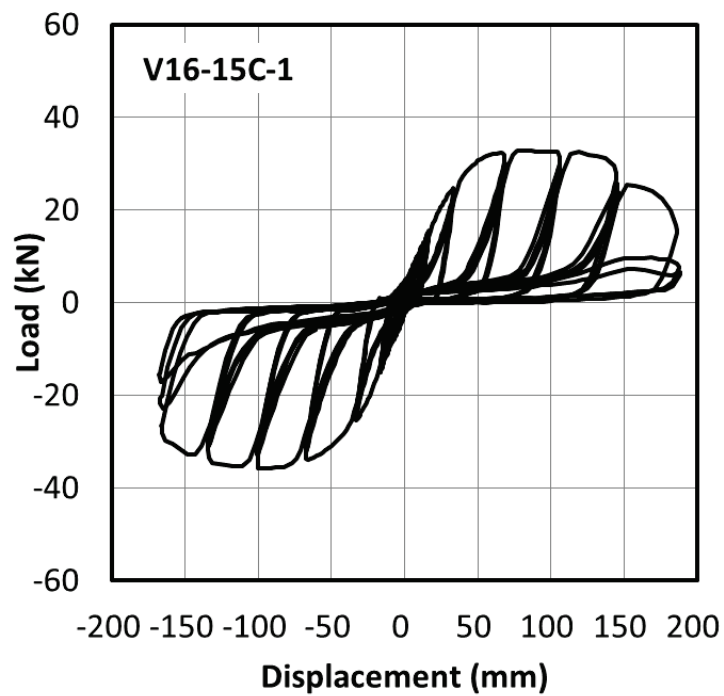


引きボルト接合型 (TB-15C-1)

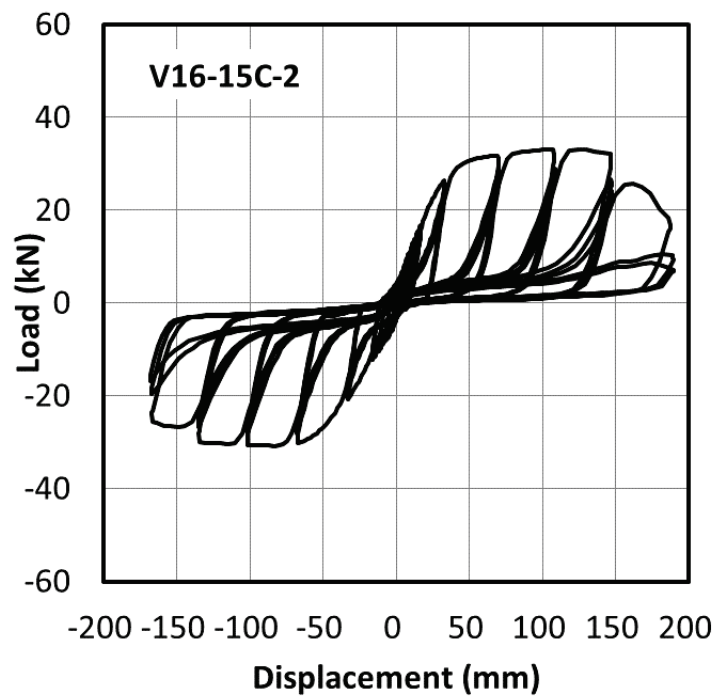


引きボルト接合型 (TB-15C-2)

図 4.3.2 荷重－変位関係

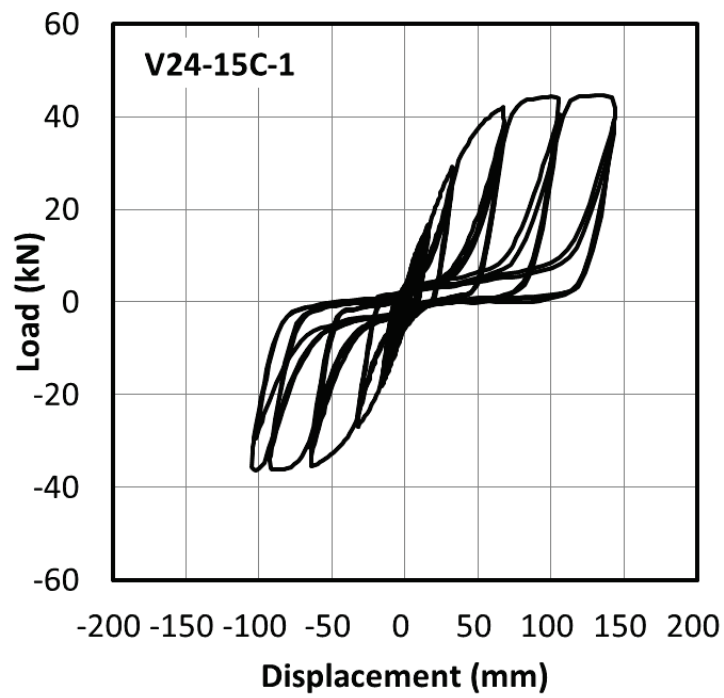


ビス留め接合型 (V16-15C-1 金物鋼板厚さ 4.5 mm)

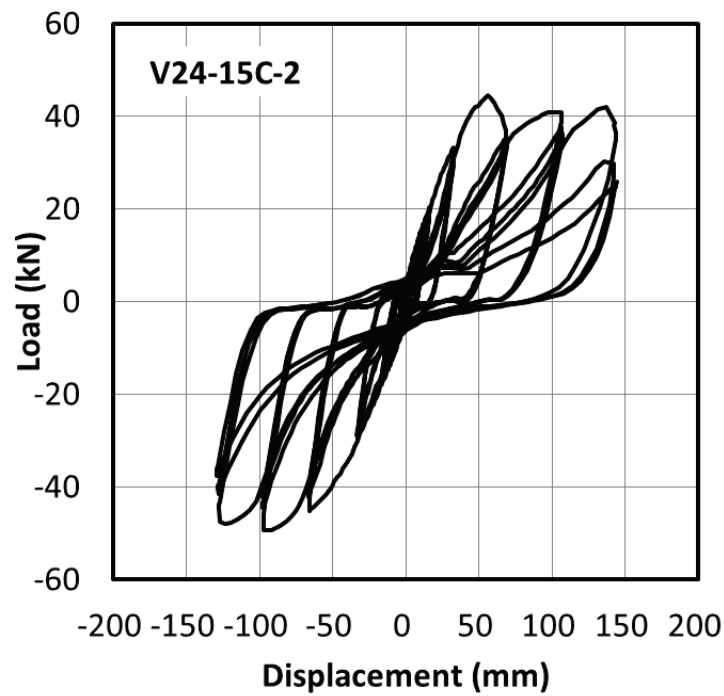


ビス留め接合型 (V16-15C-2 金物鋼板厚さ 4.5 mm)

図 4.3.2 荷重－変位関係

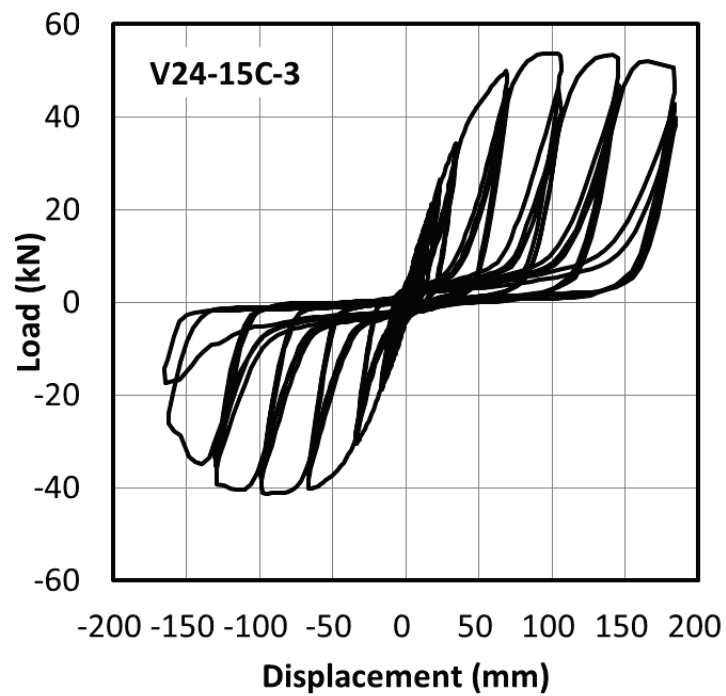


ビス留め接合型 (V24-15C-1 金物鋼板厚さ 4.5 mm)

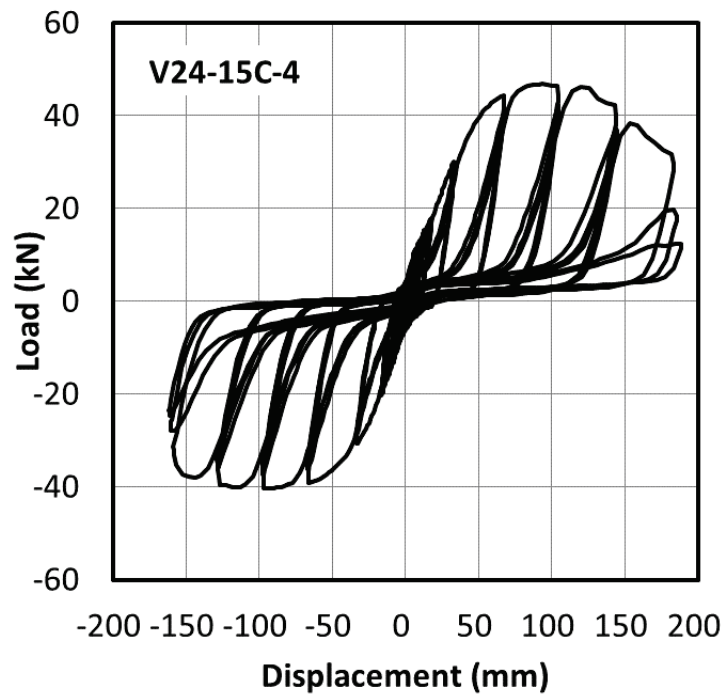


ビス留め接合型 (V24-15C-2 金物鋼板厚さ 4.5 mm)

図 4.3.2 荷重－変位関係

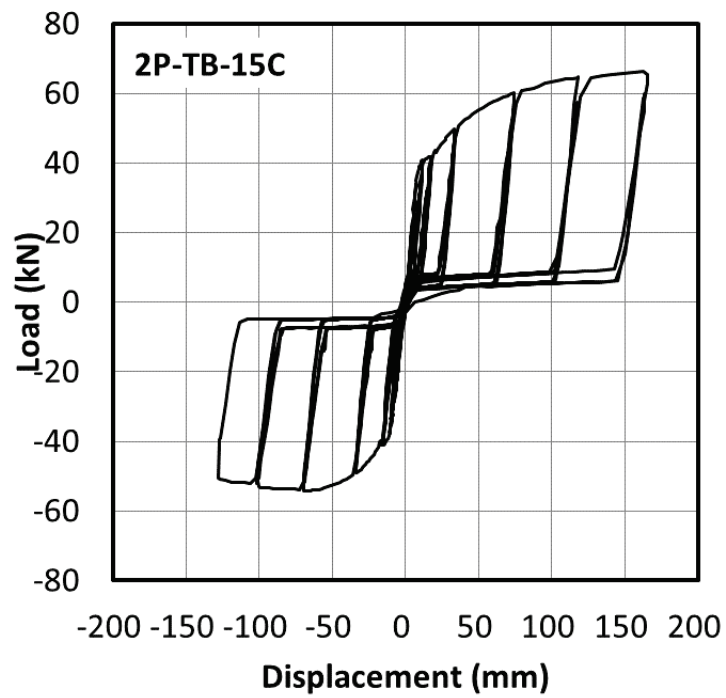


ビス留め接合型 (V24-15C-3 金物鋼板厚さ 6.0 mm)

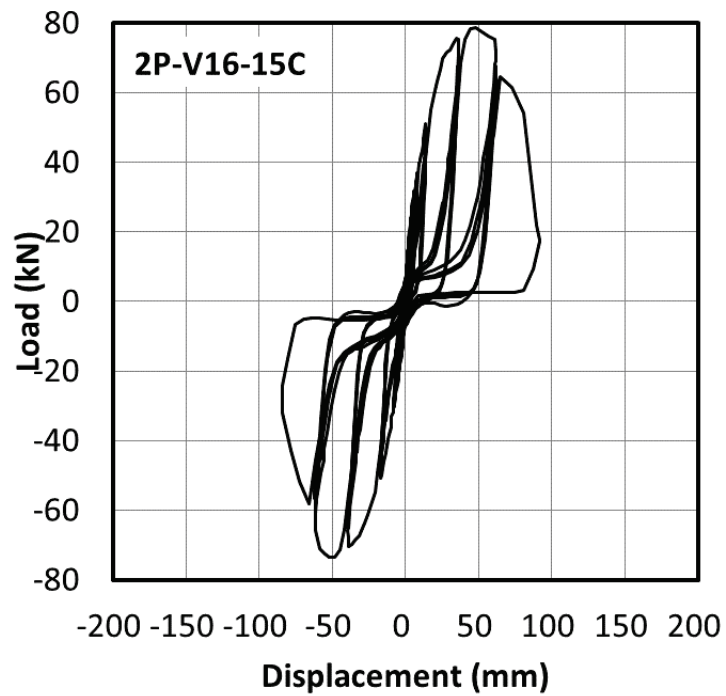


ビス留め接合型 (V24-15C-4 金物鋼板厚さ 6.0 mm)

図 4.3.2 荷重－変位関係



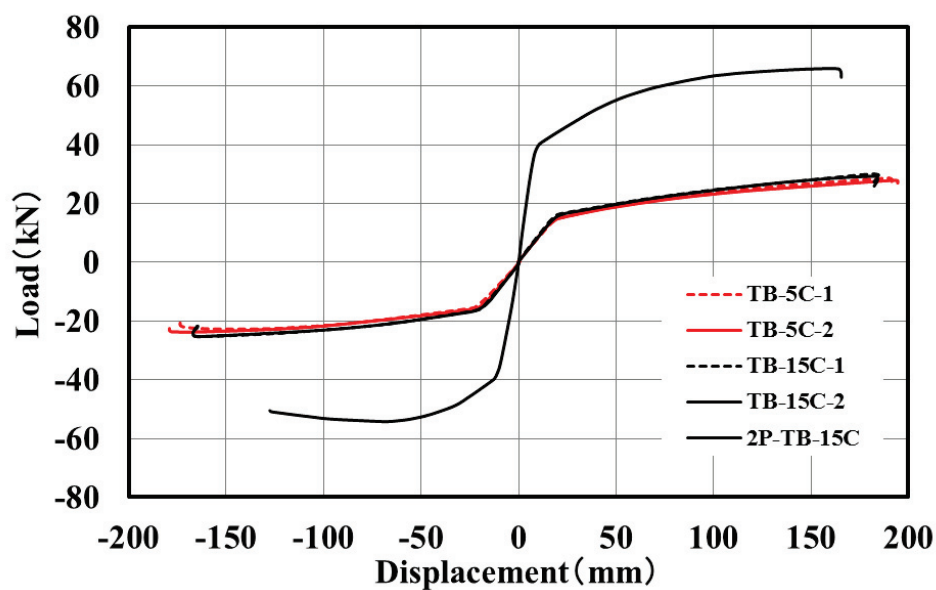
2P-引きボルト接合型 (2P-TB-15C)



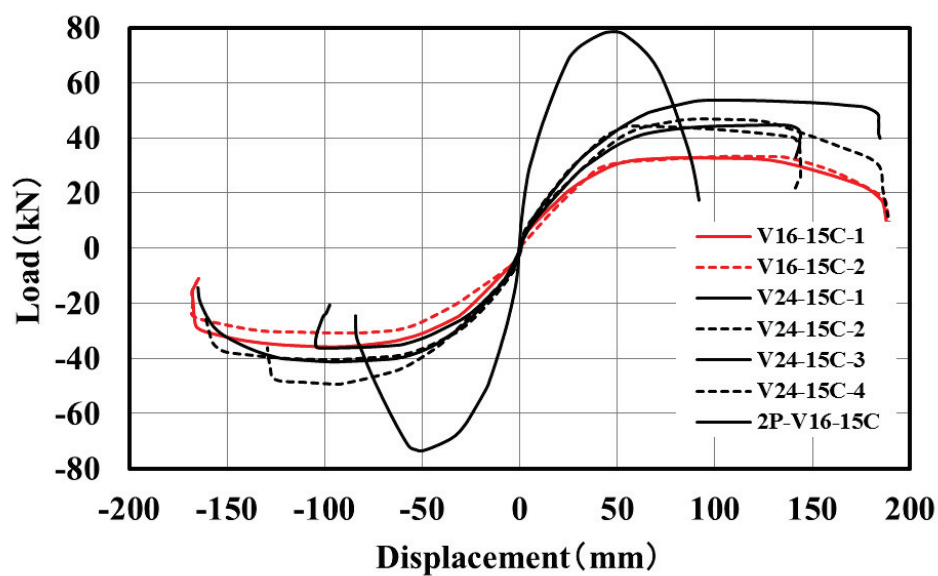
2P-ビス留め接合型 (2P-V16-15C 金物鋼板厚さ 4.5 mm)

図 4.3.2 荷重－変位関係

試験体の包絡線を図 4.3.3 に示す。1P 試験体の引きボルト接合型について鉛直荷重に係わらず同様のカーブが見られ、荷重 15 kN 程度で降伏してからも荷重が増加しつづける挙動を示した。一方、ビス留め接合型では初期剛性の傾きは引きボルト接合型と同程度であったが、変位 100 mm 付近でほぼ最大荷重に達し、降伏後の挙動に違いが見られた。



引きボルト接合型の包絡線



ビス留め接合型の包絡線

図 4.3.3 包絡線の比較

4.4 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数 (h_{eq}) の求め方を図 4.4.1 に、算定式を (4.1) 式に示す。構造部材が塑性化することによるエネルギーの吸収は、地震時の構造物の応答を低減する働きをもっている。 h_{eq} とはエネルギーの吸収を表す定数のことであり、正負繰り返し水平加力実験における荷重変位関係の 1 ループで消耗されたエネルギー (S_{ABCDEF}) とポテンシャルエネルギー ($2\pi(\Delta OAG + \Delta ODH)$) の比を基として (4.1) 式より算出される。ポテンシャルエネルギーに関しては、最大変位での荷重値を基に算出した。

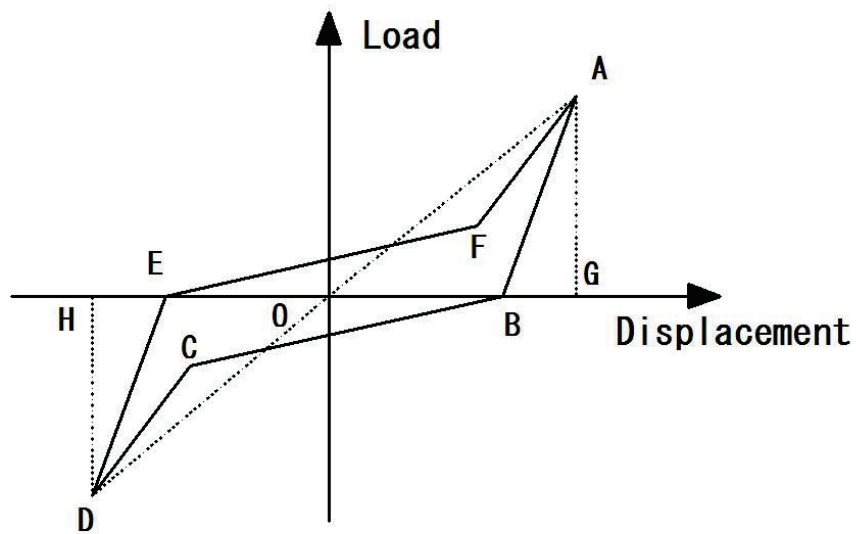


図 4.4.1 等価粘性減衰定数の求め方

$$\text{等価粘性減衰定数 } h_{eq} = \frac{S_{(ABCDEF)}}{2\pi(\Delta OAG + \Delta ODH)} \quad (4.1)$$

正負繰り返し水平加力実験から求めた等価粘性減衰定数を図 4.4.2 に示す。引きボルト型耐力壁では鉛直荷重にかかわらず、 h_{eq} は初期に 6% 程度の値を示し、その後 1.5%～2.0% の間に収束した。ビス留め型耐力壁の場合は、 h_{eq} は初期に 10%～13% の値を示し、最終的に 5.5%～4.0% 程度まで低下した。

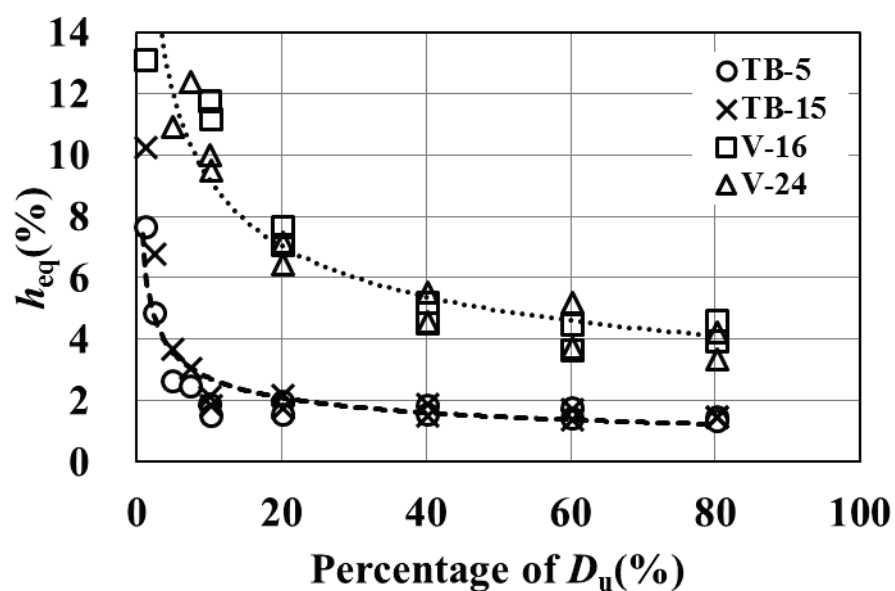


図 4.4.2 正負繰り返し水平加力実験から求めた等価粘性減衰定数

4.5 まとめ

- 1) 引きボルト接合型試験体について鉛直荷重 5 kN と 15 kN の場合を比較すると、降伏耐力、最大耐力に大きな違いは見られなかったが、初期剛性は鉛直荷重 15 kN のほうが 5 kN の場合と比べて 10%程度大きくなった。
- 2) 鉛直荷重 15 kN とした正負繰り返し水平加力実験では、引きボルト接合型とビス留め接合型耐力壁の初期剛性には大きな差は見られなかったが、ビス留め接合型の降伏耐力、変位 180 mm までの最大耐力は、引きボルト接合型と比べて、ともに 20%程度高い値を示した。ただし、ビス留め接合型耐力壁が変位 100 mm 程度の変形で荷重が低下し始めたのに対し、引きボルト接合型では変位 180 mm でも荷重は低下せず上昇を続けた。ビス留め接合型におけるビス 16 本とビス 24 本の場合を比較すると、ビス 24 本の方が、ビス 16 本と比べて降伏耐力、最大耐力ともに約 30%～40%高い値を示した。
- 3) 2P-CLT 壁耐力壁の引きボルト接合型とビス留め接合型を比較すると、初期剛性と降伏耐力には大きな差は見られなかった。ビス留め接合型のほうは最大耐力と降伏耐力が 20%程度高い値を示した。1P-CLT 耐力壁の試験結果と 2P-CLT 耐力壁の試験結果を比較すると、2P-CLT 耐力壁試験の最大耐力、降伏耐力ともに約 2 倍大きくなった。
- 4) 引きボルト接合型耐力壁では鉛直荷重にかかわらず、等価粘性減衰定数は初期に 6%程度の値を示し、その後 1.5%～2.0%の間に収束した。ビス留め接合型耐力壁の場合は、等価粘性減衰定数は初期に 10%～13%の値を示し、最終的に 5.5%～4.0%程度まで低下した。

第5章 CLT 耐力壁の仮動的水平加力実験

CLT 耐力壁は地震力を受けるときに確認するために、前章の静的加力実験に同様な CLT 耐力壁が引きボルト接合型およびビス留め接合型を用いて仮動的水平加力実験を行い、CLT 耐力壁の耐震性能について検討する。

5.1 試験体

使用した治具と試験体の概要を前章図 4.1.1、図 4.1.2 に示す。試験体一覧を表 5.1.1 に示す。耐力壁は幅 1000 mm、高さ 3000 mm、厚さ 90 mm のスギ CLT パネル（JAS Mx 60-3-3、幅はぎ接着していない、平均含水率 10.4 %、平均密度 410 kg/m³）である。土台には 90×90 mm の断面のベイツガを用い、加力桁には 90×150 mm の断面のベイマツを用いた。加力桁と CLT パネルは長尺スクリュー（HBS D12-L200）を用いて緊結した。また、加力桁と CLT パネル間に接合金物を用いて片面 10 本ビス（タナカ社製 TBA-65）で緊結した。試験体の仕様は引きボルト接合型とビス留め接合型の 2 種類とした。引きボルト接合型では CLT パネル脚部を長さ 580 mm の M16 引きボルト（ABR490）で接合した。脚部接合鋼板金物とビス（TBA-65）を用いてパネル脚部を鉄骨基礎フレームに緊結した。脚部接合金物に用いるビスの本数は M16 引きボルトの終局引張耐力 86kN に合わせて 16 本（1 本あたり 5.5 kN）およびビス 24 本とした。

TB - BSL -580

TB：引きボルト、BSL：入力地震波名、580：最大加速度 580gal

2P-V 16 -JMA KOBE NS -500

2P：CLT 耐力壁 2 枚、V：ビス、16：使用した本数 16 本

JMA KOBE NS：入力地震波名、500：最大加速度 500gal

試験体命名法

表 5.1.1 試験体一覧

試験体名	体数	試験体名	体数
TB- JMA KOBE NS-500	1	V16- JMA KOKE NS-500	1
TB-El Centro NS-500	1	V16- El Centro NS-500	1
TB-BSL-580	1	V16-BSL-580	1
		V24- JMA KOKE NS-819	1
2P- TB- JMA KOBE NS-500	1	2P- V16- JMA KOKE NS-500	1

5.2 試験方法

1 質点概要図を図 5.2.1 に、試験の流れは図 5.2.2 に示す。試験の仕様および試験体は静的水平加力実験と同様とし、引きボルト接合型およびビス留め接合型の耐力壁を対象とした。高さ 3.0 m の CLT 耐力壁を 1 質点モデルに置き換え、Newmark β 法⁶²⁾を用いて、各 1 体について仮動的水平加力実験を行った。試験の初めにコンピュータに地震波を入力し、所定の変位を試験体を与え、それに対応する荷重を測定する。測定した荷重をコンピュータにより振動方程式に代入させ、次のステップの変位を計算する。そして次のステップの変位を加力装置により試験体を与える。これらを繰り返し行うことで仮動的実験を進めていく。

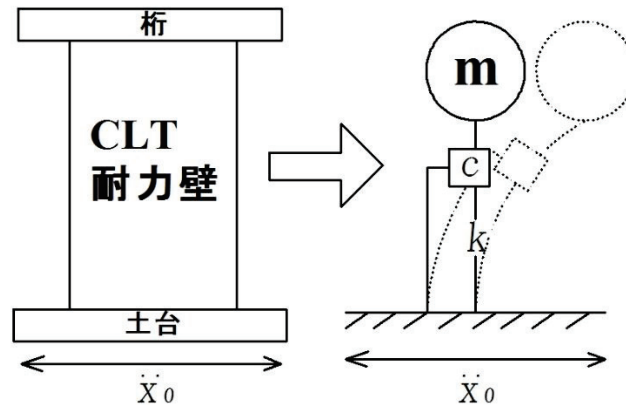


図 5.2.1 1 質点モデル概要図

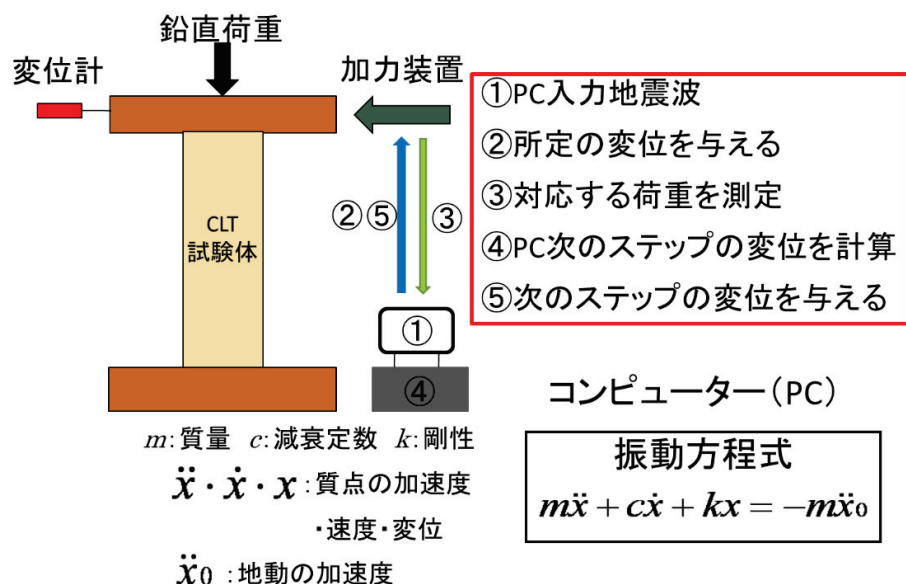


図 5.2.2 仮動的水平加力試験の試験方法

試験に必要な条件は表 5.2.1 に示す。質量 m の設定は地階を除く階数が 2 階以下の 1 階の耐力壁を想定して、告示第 611 号の第十における構造計算ルート 1 の仕様をもとに定めることとした。(5.1) 式で表され、許容応力度等計算で用いられる (5.2) 式で m を求め、すべての試験体は 5.10 t とした。減衰定数は、すべての試験体において 2% と仮定した⁶³⁾。初期剛性は前章正負繰返し水平加力実験を算出して、引きボルト接合型は 0.82 kN/mm、ビス留め接合型 (V16-15) は 0.86 kN/mm、ビス留め接合型 (V24-15) は 1.09 kN/mm とした。2P 耐力壁試験体は 1P 耐力壁試験体の数値の 2 倍とし、試験を行った。鉛直荷重は静的水平加力実験を同様に 15 kN とした。

入力地震波を表 5.2.2 に示す。地震波 3 種類があり、JMA KOBE NS の最大加速度 500 gal (最大速度 50 kine)、El Centro NS の最大加速度 500 gal (最大速度 50 kine) と BSL の最大加速度 580 gal (最大速度 58 kine) を用いた (建築基準法の耐震基準：建築物の存在期間中に 1 度は遭遇することを考慮すべき極めて稀に発生する地震動に対して倒壊・崩壊するおそれのないこと)。試験はそれぞれ 1 体ずつ仮動試験を行った。

$$Q_a = \frac{3}{H} (Q_0 + 1.5n) \quad (5.1)$$

$$Q_a = C_1 \cdot W_1 \quad (5.2)$$

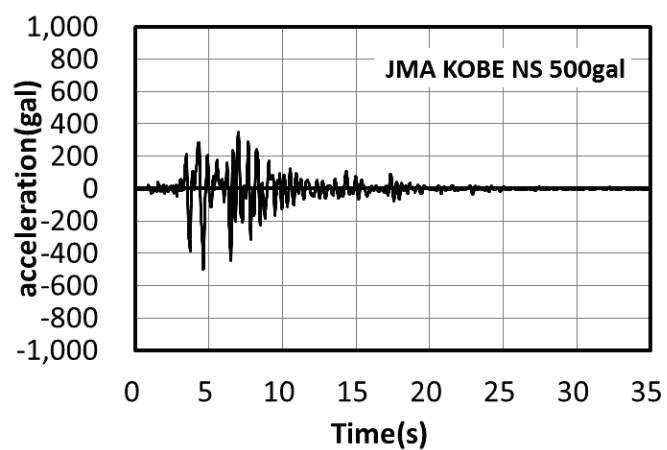
ここに、 Q_a ：許容せん断耐力、 H ：耐力壁の高さ 3 m とする、 Q_0 ：2 階以下 15 とする、 n ：垂れ壁パネルおよび腰壁パネルを合計した数値 0 とする、 C_1 ：1 階の地震層せん断力 0.3 とする、 W_1 ：1 階の重量 ($W=m \cdot g$ m :質量 kg、 g :9.8 N/kg) とする。

表 5.2.1 仮動的加力試験の条件

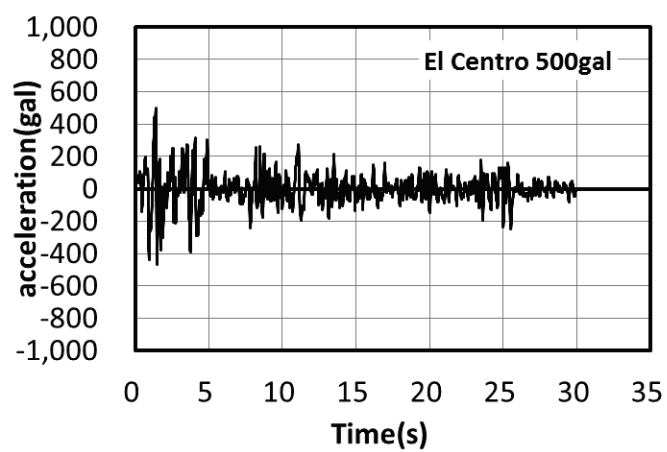
試験体	質量 m	初期剛性 K	減衰定数 c	鉛直荷重
	t	kN/mm	%	kN
TB-15	5.10	0.82	2	15
V16-15		0.86		
V24-15		1.09		

図 5.2.2 入力地震波

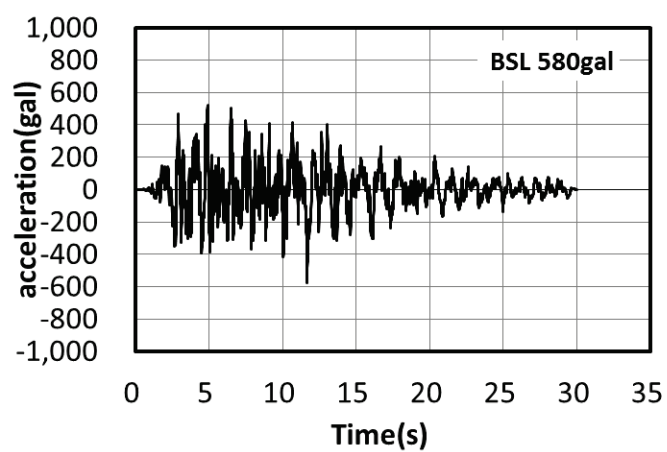
入力地震波	最大加速度	
	gal	
	+	-
JMA KOBE NS 500	350.4	499.9
El Centro NS 500	500.0	467.8
BSL 580	518.3	579.3



入力地震波 JMA KOBE NS 500 gal



入力地震波 El Centro NS 500 gal



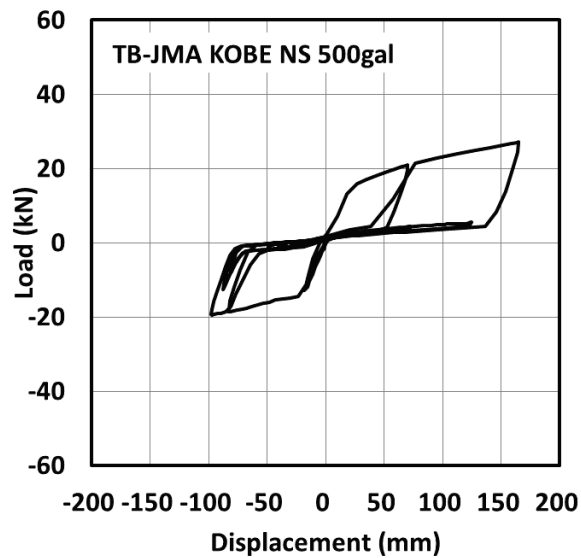
入力地震波 BSL 580 gal

図 5.2.3 入力地震波

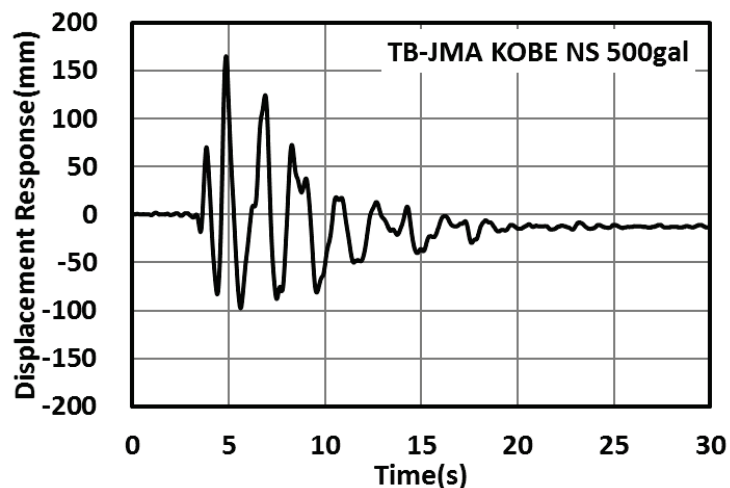
5.3 試験結果と考察

仮動的水平加力実験における各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位を図 5.3.1 に示す。ビス留め接合型は荷重が落ちていることが見られ、引きボルト接合型は荷重を低下せず上昇を続けることが見られた。

入力地震波を比較すると、どの試験においても BSL 580gal のほうが最大応答変位は大きな値となった。

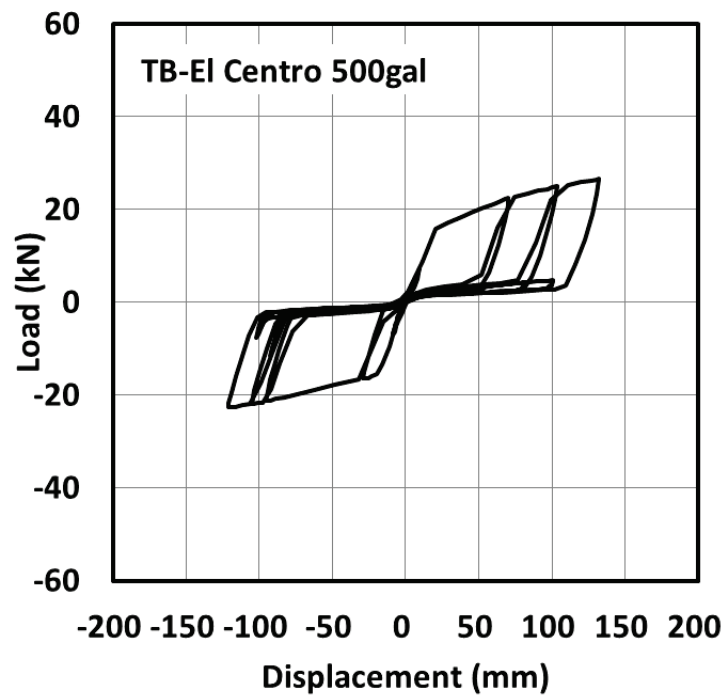


引きボルト接合型 荷重－変位関係 (JMA KOBE NS 500 gal)

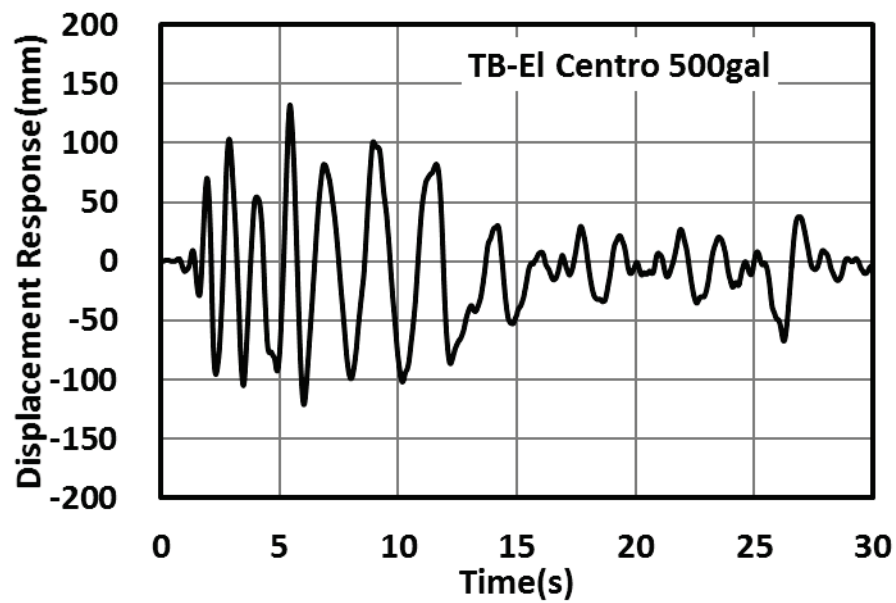


引きボルト接合型 時刻応答変位 (JMA KOBE NS 500 gal)

図 5.3.1 各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

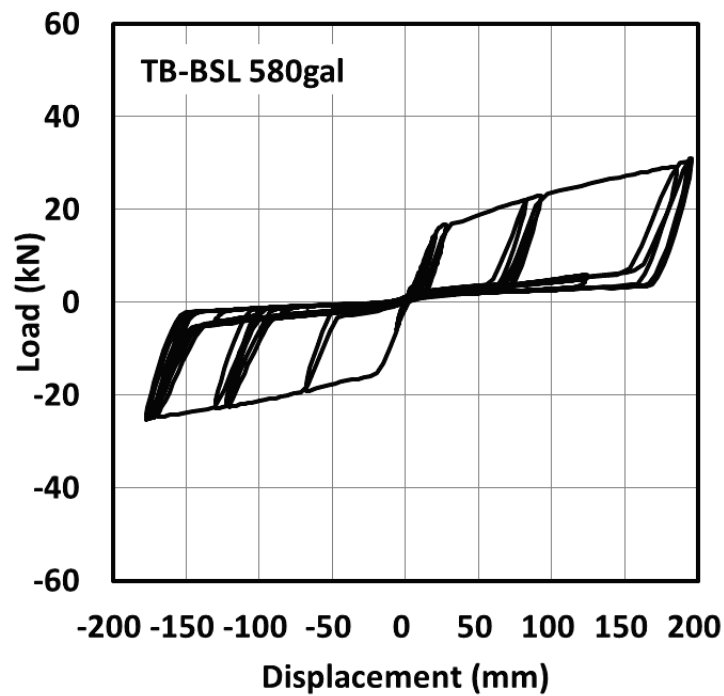


引きボルト接合型 荷重－変位関係 (El Centro 500 gal)

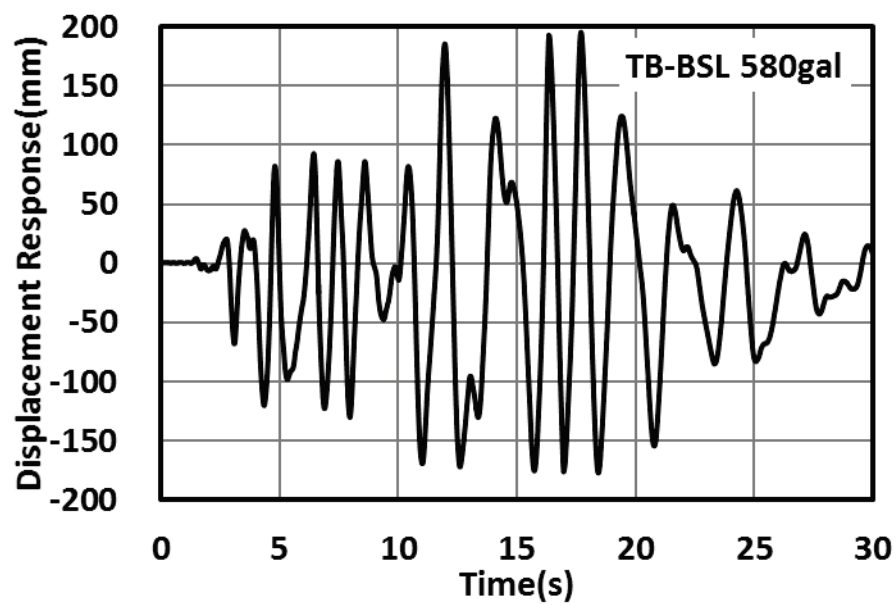


引きボルト接合型 時刻応答変位 (El Centro 500 gal)

図 5.3.1 各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

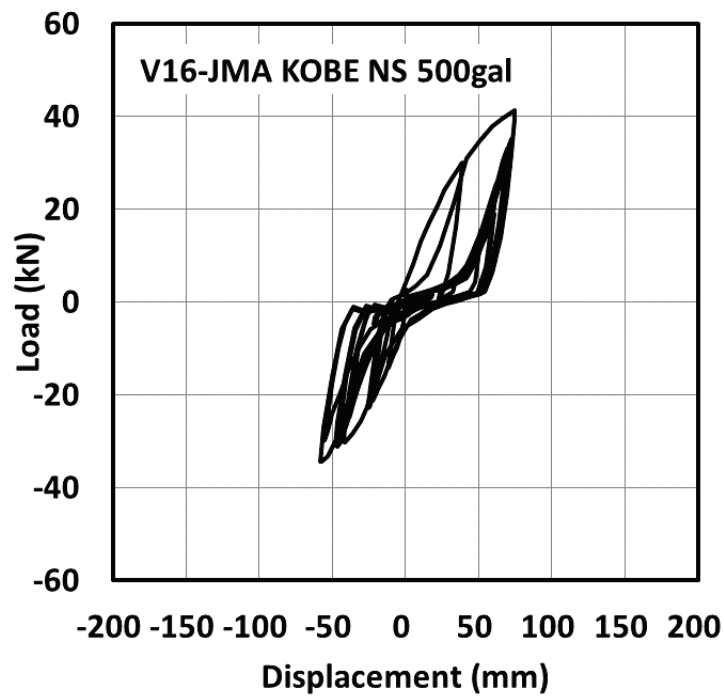


引きボルト接合型 荷重－変位関係（BSL 580 gal）

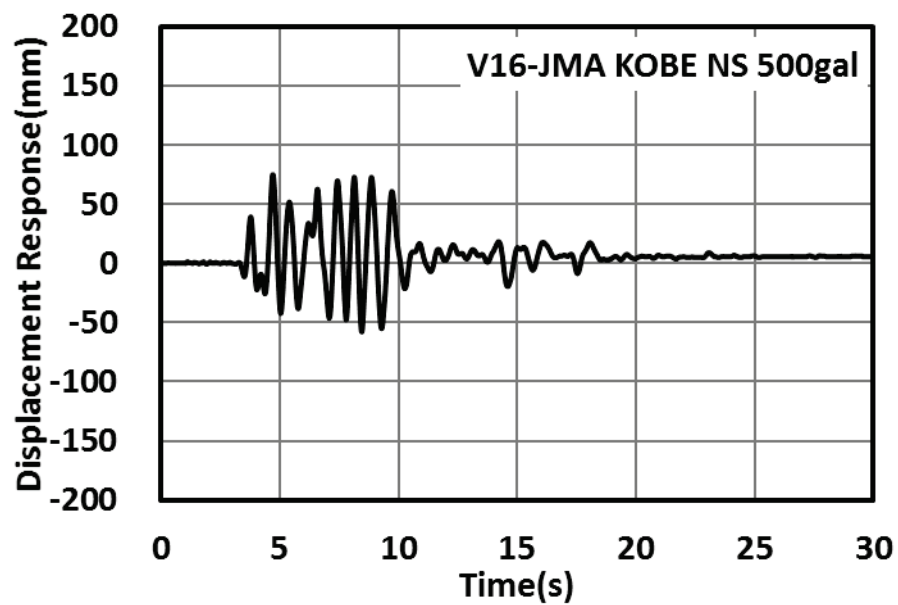


引きボルト接合型 時刻応答変位（BSL 580 gal）

図 5.3.1 各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

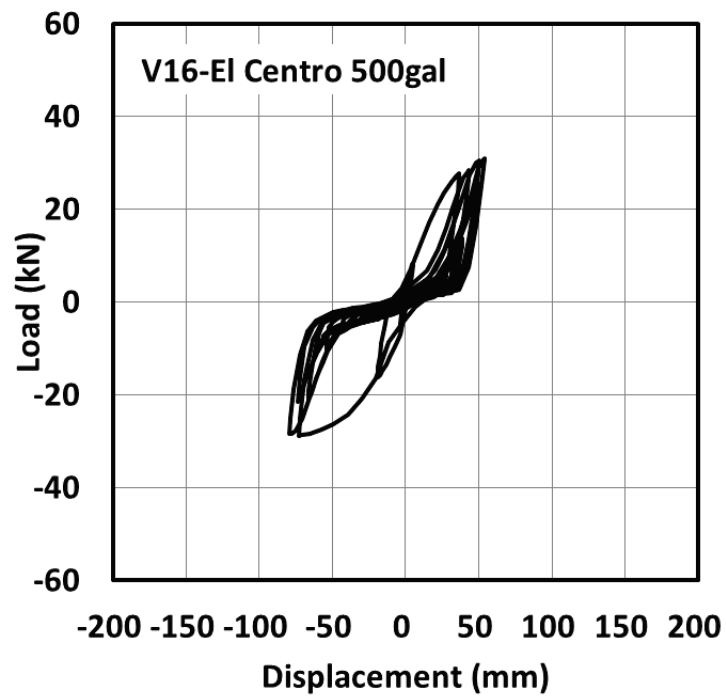


ビス留め接合型（16 本） 荷重－変位関係（JMA KOBE NS 500 gal）

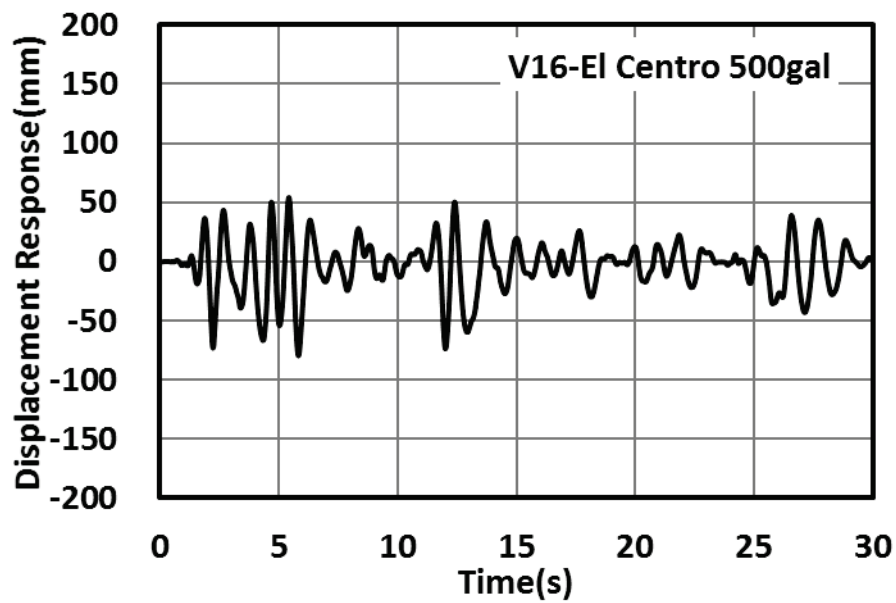


ビス留め接合型（16 本） 時刻応答変位（JMA KOBE NS 500 gal）

図 5.3.1 各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

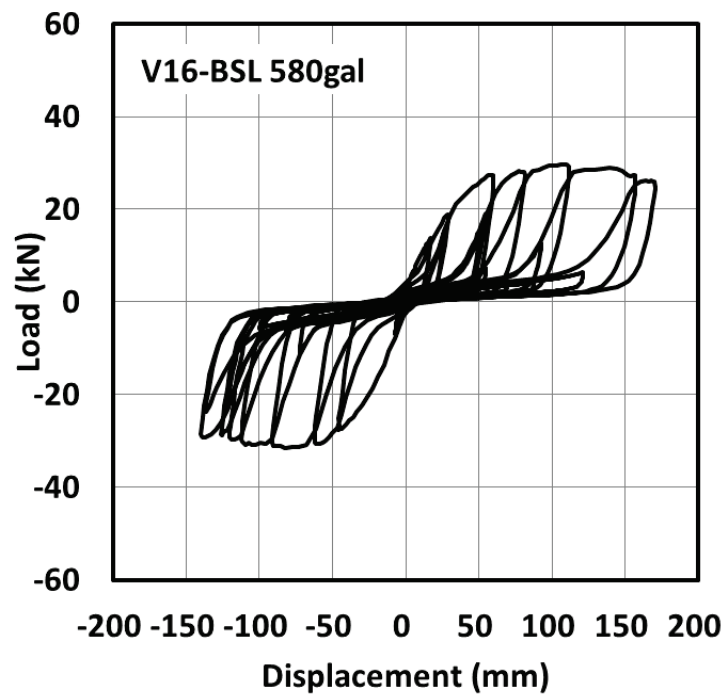


ビス留め接合型（16本） 荷重－変位関係（El Centro 500 gal）

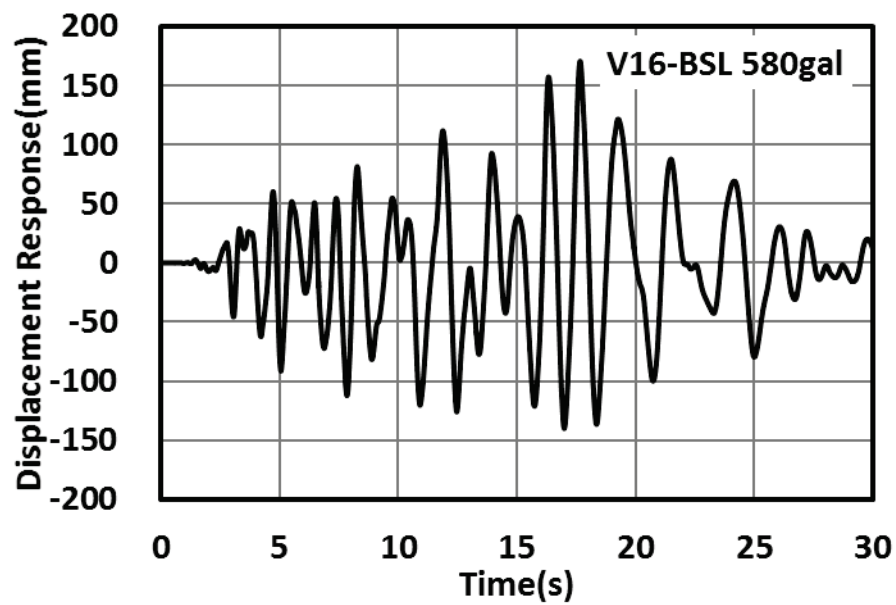


ビス留め接合型（16本） 時刻応答変位（El Centro 500 gal）

図 5.3.1 各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

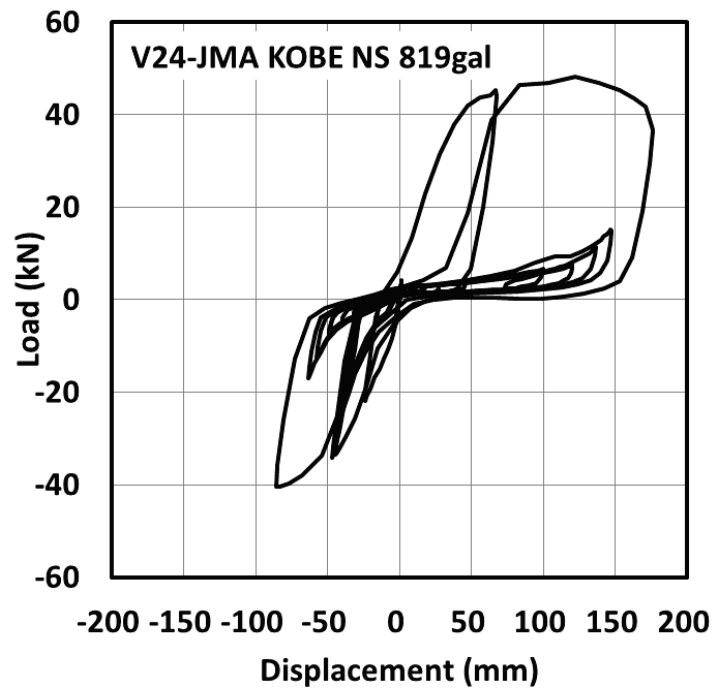


ビス留め接合型（16本） 荷重－変位関係（BSL 580 gal）

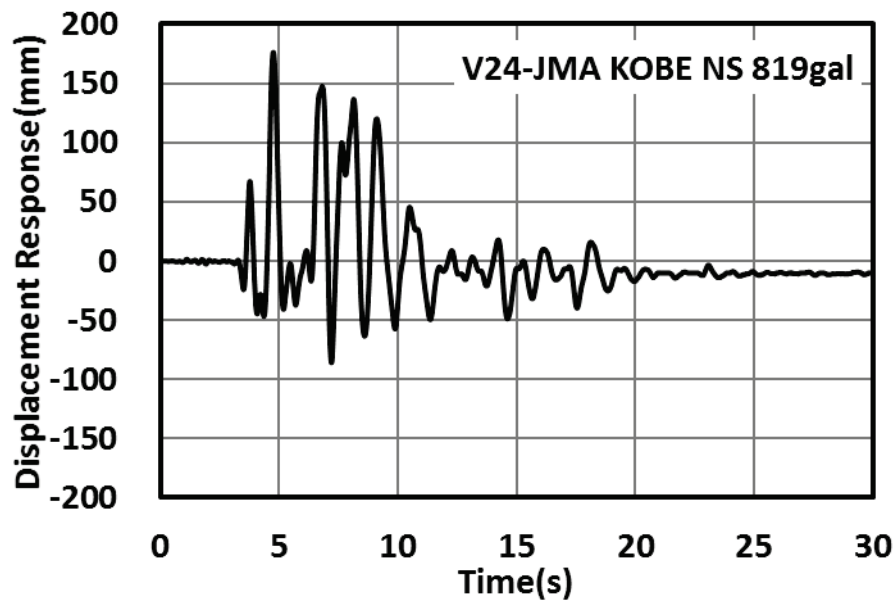


ビス留め接合型（16本） 時刻応答変位（BSL 580 gal）

図 5.3.1 各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

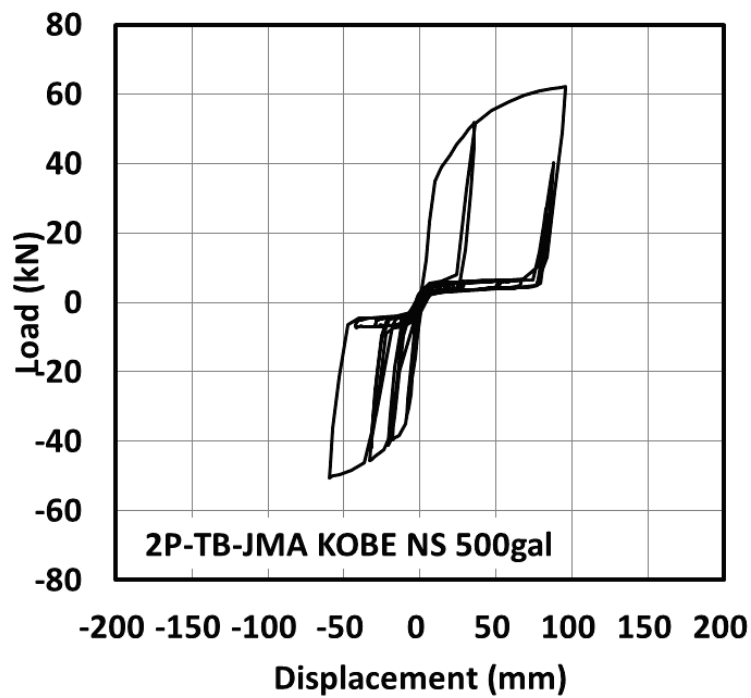


ビス留め接合型（24 本） 荷重－変位関係（JMA KOBE NS 819 gal）

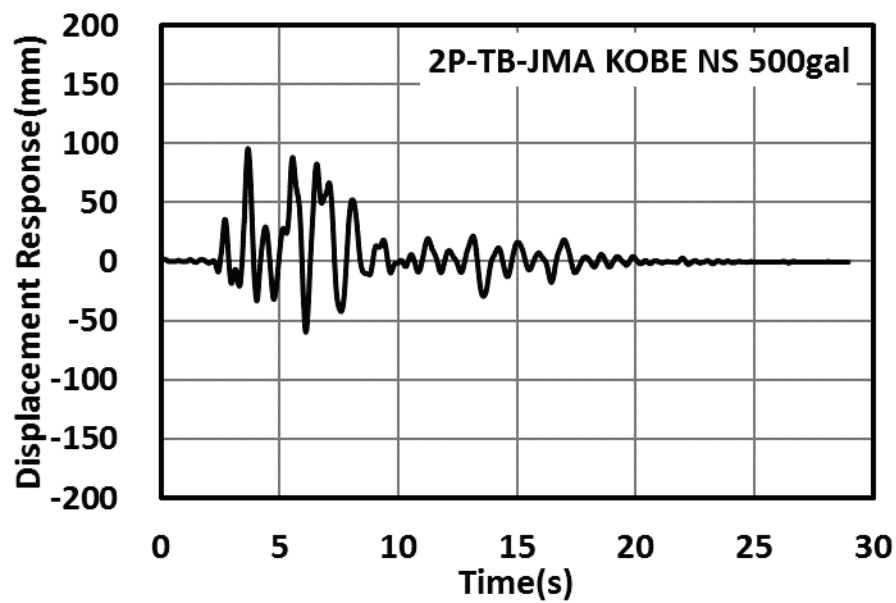


ビス留め接合型（24 本） 時刻応答変位（JMA KOBE NS 819 gal）

図 5.3.1 各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

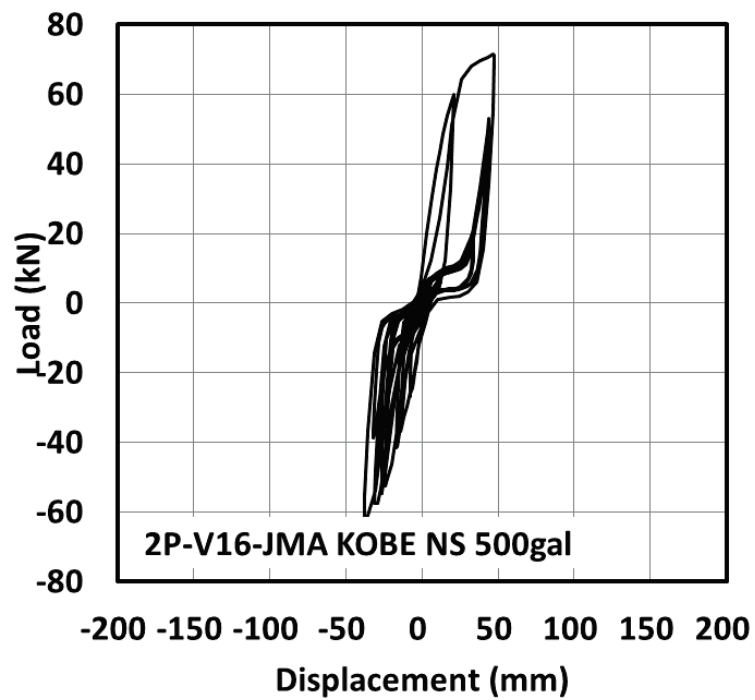


2P-CLT-引きボルト接合型 荷重－変位関係（JMA KOBE NS 500 gal）

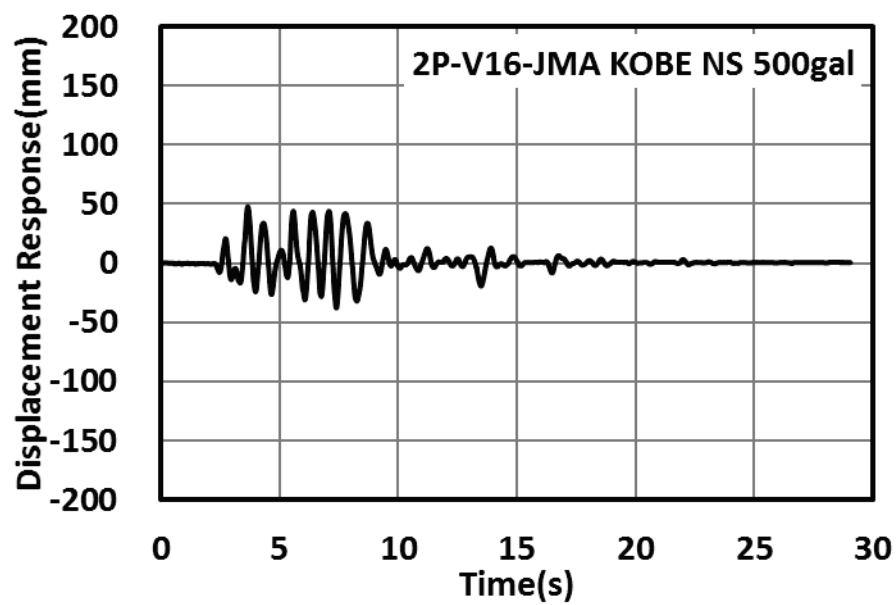


2P-CLT-引きボルト接合型 時刻応答変位（JMA KOBE NS 500 gal）

図 5.3.1 各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位



2P-CLT-ビス留め接合型（16 本） 荷重－変位関係（JMA KOBE NS 500 gal）



2P-CLT-ビス留め接合型（16 本） 時刻応答変位（JMA KOBE NS 500 gal）

図 5.3.1 各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

仮動的水平加力実験における最大応答変位、その時刻および荷重を表 5.3.1 に、1P の CLT 耐力壁における引きボルト接合型とビス留め接合型（ビス 16 本）の最大応答変位の比較を図 5.3.2 示す。地震波 BSL580 gal のほうが最大応答変位は大きな値が見られた。どの入力地震波においてもビス留め接合型のほうが最大応答変位が少ないことが見られた。

表 5.3.1 仮動的水平加力実験における最大応答変位、その時刻および荷重

試験体		最大加速度(gal)	最大応答変位(mm)		時刻(s)		荷重(kN)	
			+	-	+	-	+	-
引きボルト型	JMA KOBE NS	500	177.19	-99.34	4.86	5.62	27.20	-19.33
	El Centro	500	127.65	-118.90	5.44	6.02	26.53	-22.70
	BSL	580	192.11	-192.84	17.70	18.42	30.55	-25.46
ビス16本	JMA KOBE NS	500	82.21	-58.66	4.70	8.46	41.31	-34.41
	El Centro	500	59.65	-82.02	5.42	5.82	30.90	-28.48
	BSL	580	182.69	-137.36	17.65	16.99	26.09	-28.63
ビス24本	JMA KOBE NS	819	176.24	-85.89	4.76	7.20	36.64	-40.36
2P-引きボルト	JMA KOBE NS	500	95.45	-59.74	3.66	6.10	62.29	-50.50
2P-ビス16本	JMA KOBE NS		47.62	-37.83	3.66	7.40	71.36	-55.42

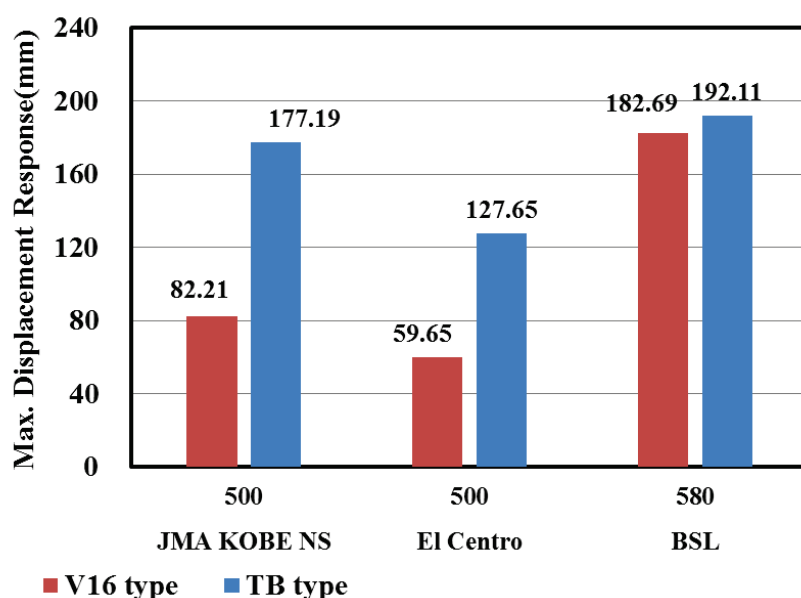


図 5.3.2 最大応答変位の比較（1P-TB と 1P-V16）

5.4 まとめ

- 1) 仮動的水平加力実験における 3 種類の入力地震波の比較をすると、1P 耐力壁におけるどの試験においても BSL 波を入力した場合のほうが最大応答変位は大きな値となった。
- 2) 1P の引きボルト接合型 (TB-15) とビス留め接合型 (V16-15) に最大応答変位の比較してみると、どの入力地震波においてもビス留め接合型のほうが最大応答変位が少ないことが示唆している。
- 3) 1 種類の入力地震波 (JMA KOBEN S 500 gal) における 2P 耐力壁の引きボルト接合型 (TB-15) とビス留め接合型 (V16-15) に最大応答変位の比較してみると、ビス留め接合型のほうも最大応答変位が少ないことが見られた。

第6章 CLT 耐力壁の動的解析

6.1 時刻歴地震応答解析

時刻歴応答解析とは、主に高層建築物等に用いられている構造計算方法のこと、高層建築物を質量 (m)・ばね (k)・減衰 (c) でモデル化し、「地震波」を仮定した上で、それに建築物がどう耐えていくかをシミュレーションすることである。

本章では、仮定した地階を除く階数が2階以下の1階 CLT パネル耐力壁の仮動的水平加力実験を行ったので、1P-CLT 耐力壁を対象として、1質点モデルに置き換え、引きボルト接合型 (TB-15) とビス留め接合型 (V16-15) の解析を行うこととした。

6.2 解析方法

時刻歴地震応答解析に用いるヒステリシスモデル^{64) 65)}を図 6.2.1 に示す。包絡線モデルにおいて最大荷重点までを (6.1) 式で、最大荷重点以降は直線 (6.2) 式でモデル化し、パラメーター P_0 、 C_1 、 C_2 、 C_3 を算出した。ヒステリシスモデルにおいて繰り返しによる履歴は (6.3) ~ (6.5) 式のように近似した。これらのパラメーターを用いて仮動的水平加力実験と同条件で時刻歴地震応答解析を行った。

$$P = (P_0 + C_2 x) \left(1 - e^{-\frac{C_1 x}{P_0}} \right) \quad (6.1)$$

$$P = P_m - C_3 |x - D_m| \quad (6.2)$$

$$k_1/k = C_4 X_m^{C_5} + 1 \quad (6.3)$$

$$k_2/k_0 = 1 - C_6 |X_m - X_0|^{C_7} \quad (6.4)$$

$$k_3/k = C_8 X_m^{C_9} + 1 \quad (6.5)$$

ここに、 P_m ：静的加力実験の最大耐力（kN）、 D_m ：静的加力実験の最大変位（m）、 k ：原点とピーク（ X_m 、 Y_m ）を結ぶ直線の傾き、 k_1 ：各サイクル時のピーク後における除荷時の傾き、 k_0 ：荷重変位曲線が X 軸と交わる点 X_0 とピーク点を結ぶ直線の傾き、 k_2 ：再加力時の曲線における Soft spring の直線の傾き、 k_3 ：再加力時の曲線における Hard spring の直線の傾き。

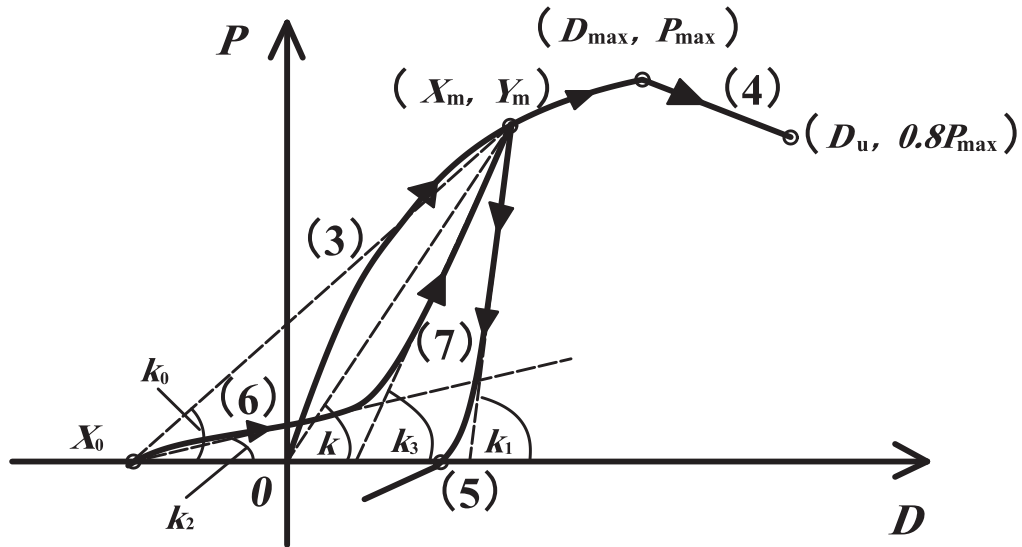


図 6.2.1 ヒステリシスモデル

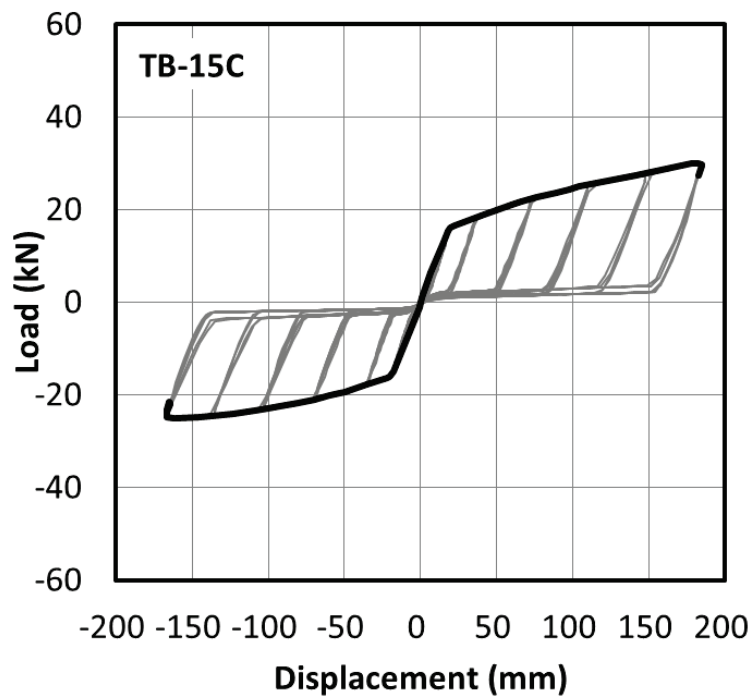
試験体ごとに正負繰り返し水平加力実験の荷重変位関係から求めたパラメーター P_0 、 $C_1 \sim C_9$ を表 6.2.1 に示す。そこで解析の都合上、十分小さい値として $C_3=0.001$ を仮定した。

試験体の P_0 、 C_1 、 C_2 、 C_3 を図 6.2.2 に、 $C_4 \sim C_9$ を図 6.2.3 に示す。これらのパラメーターを用いて仮動的水平加力実験と同条件で時刻歴地震応答解析を行った。

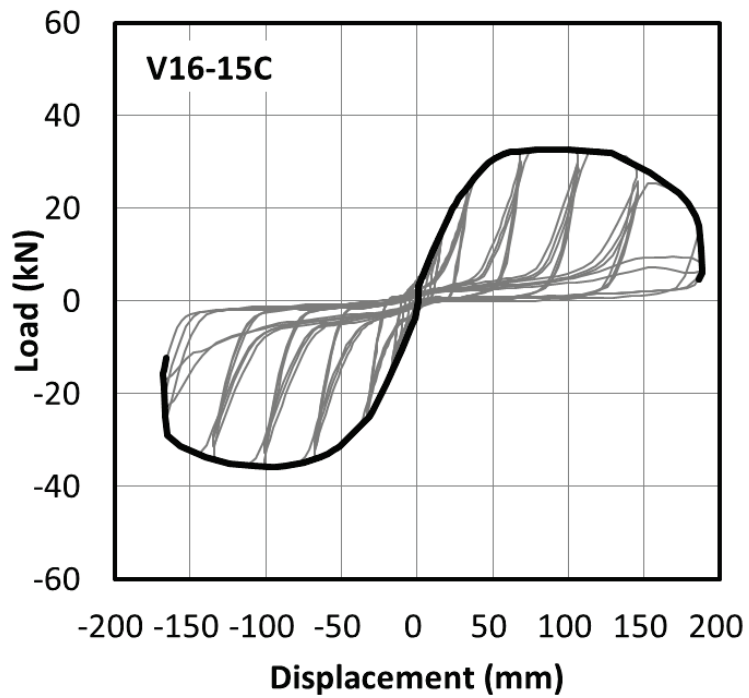
表 6.2.1 正負繰り返し水平加力実験から求めたパラメーター

試験体	P_0	$P_{\max}$	$D_{\max}$	$0.8P_{\max}$	D_u
	kN	kN	mm	kN	mm
TB-15	17.98	27.62	175.31	22.09	175.59
V16-15	30.01	33.15	95.87	26.52	156.12

試験体	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7	C_8	C_9
TB-15	1.482	0.070	0.001	0.061	0.844	0.315	0.198	0.043	0.878
V16-15	1.011	0.040	-0.110	0.199	0.707	0.166	0.304	0.061	0.758



引きボルト接合型の包絡線 (TB-15)



ビス留め接合型の包絡線 (V16-15)

図 6.2.2 正負繰り返し加力実験の包絡線から求めた (P_0 , C_1 , C_2 , C_3)

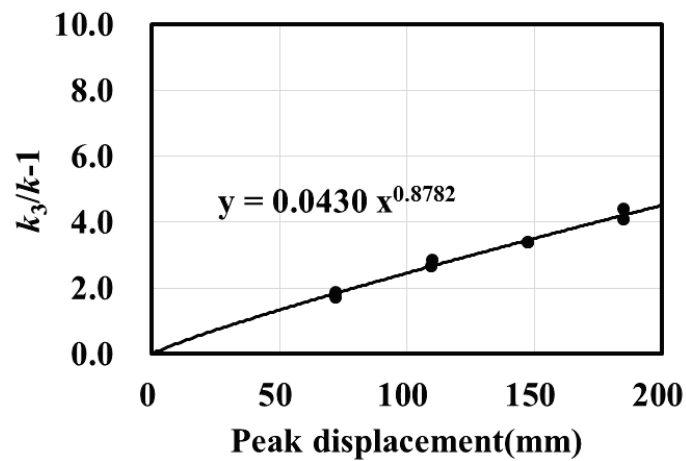
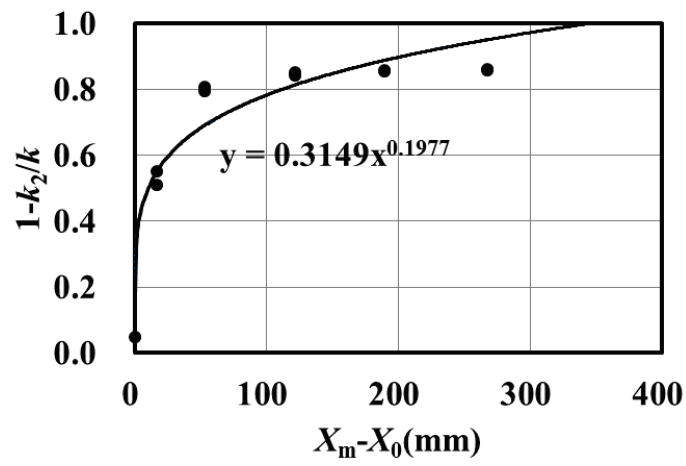
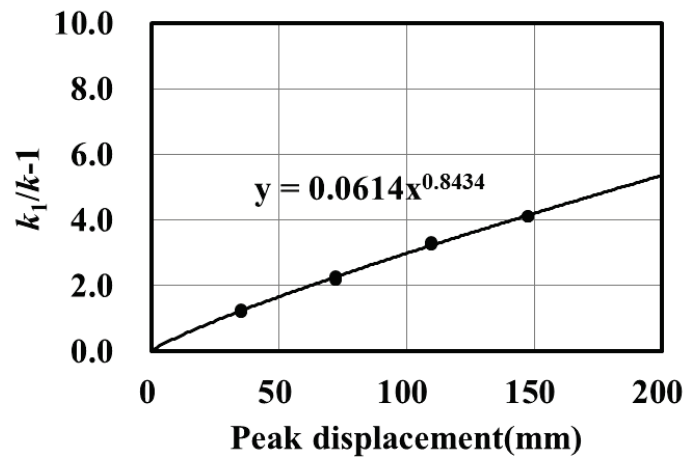


図 6.2.3 引きボルト接合型 TB-15 の
正負繰り返し加力実験の各サイクルから求めた ($C_4 \sim C_9$)

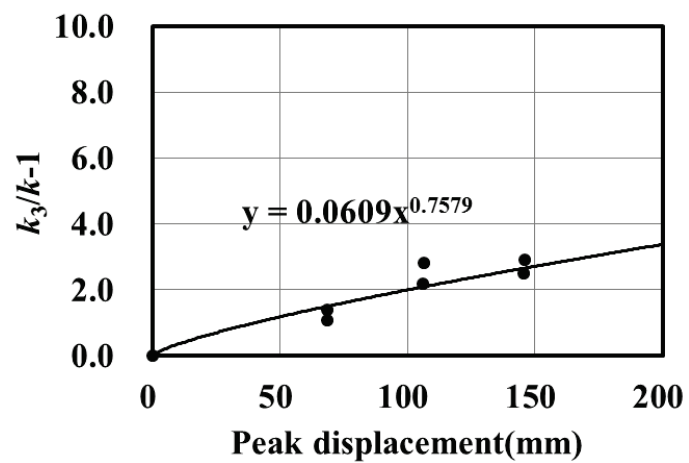
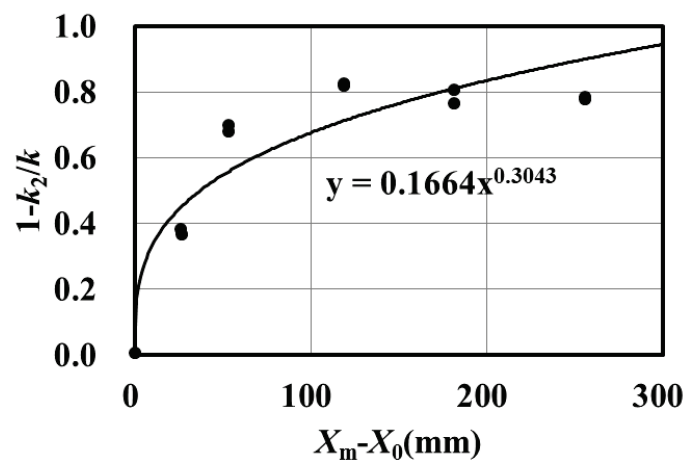
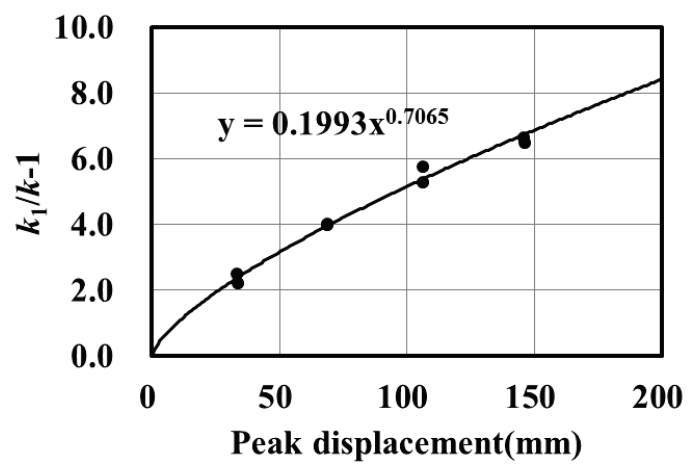
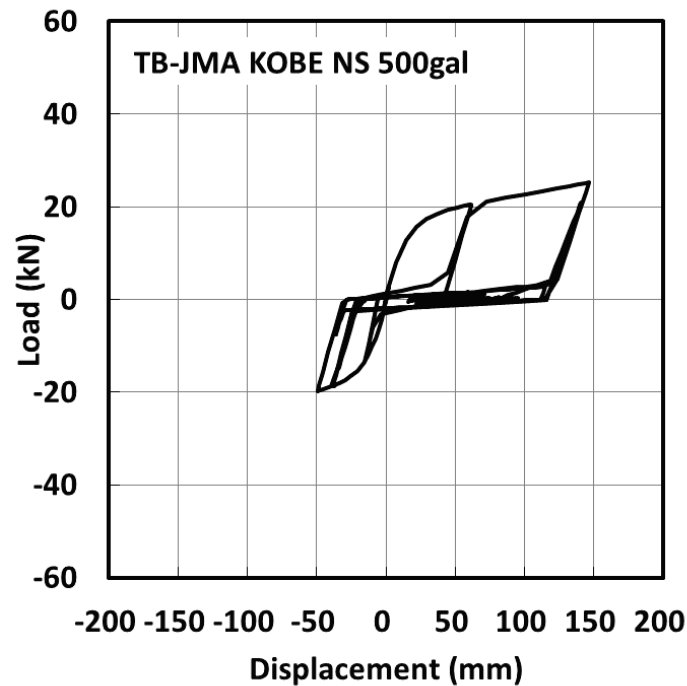


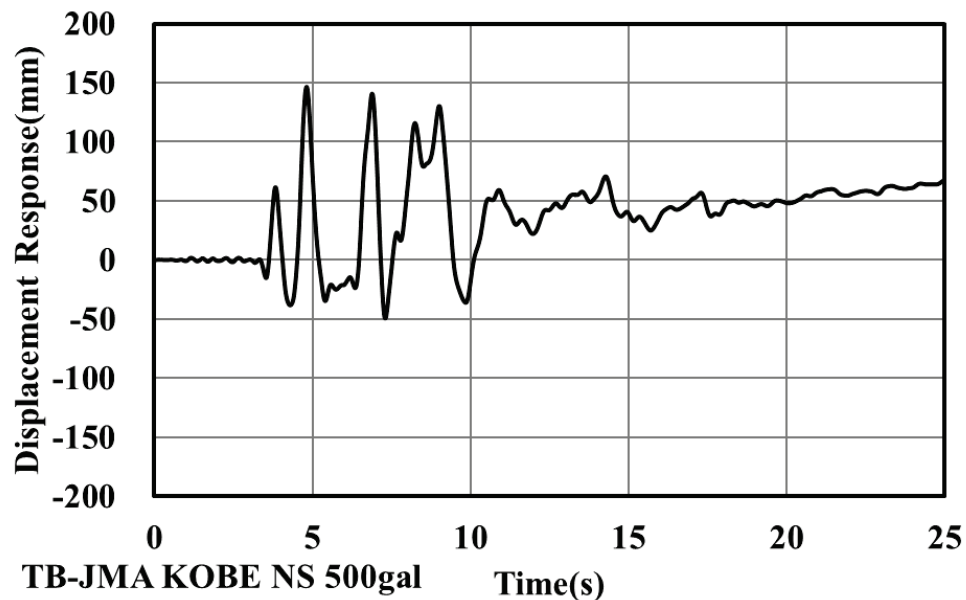
図 6.2.3 ビス留め接合型 V16-15 の
正負繰り返し加力実験の各サイクルから求めた ($C_4 \sim C_9$)

6.3 解析結果

時刻歴地震応答解析における荷重変位関係および時刻歴応答変位を図 6.3.1 に示す。

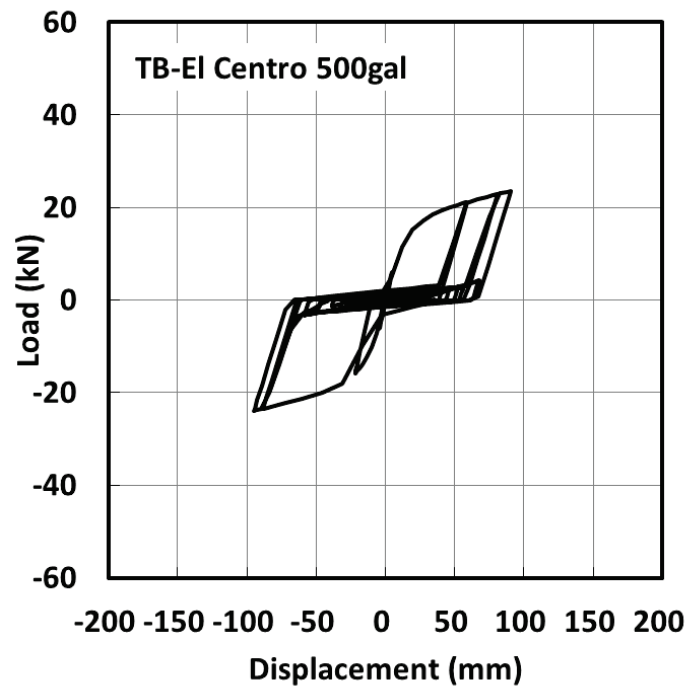


引きボルト接合型 荷重－変位関係 (TB-JMA KOBE NS 500 gal)

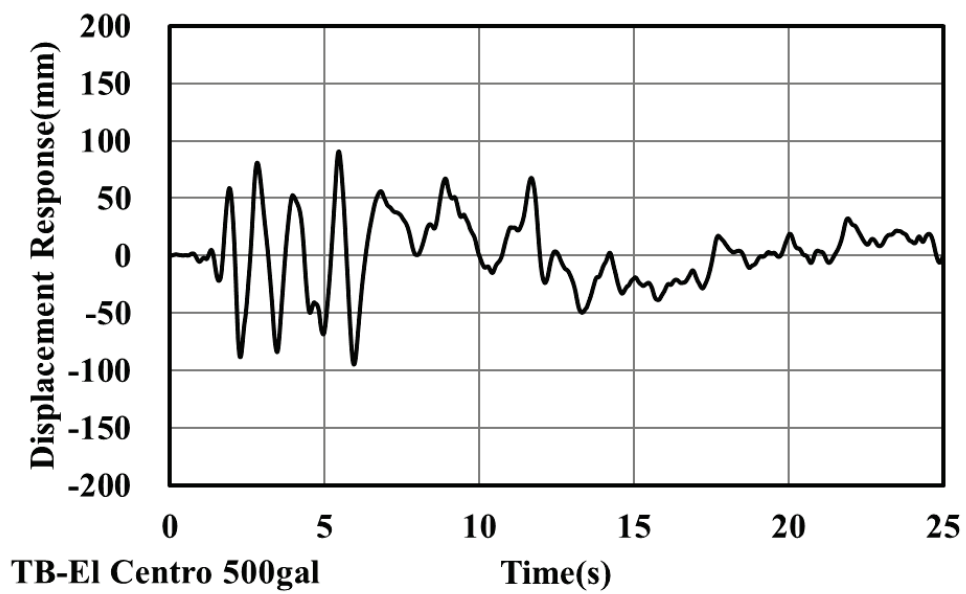


引きボルト接合型 時刻応答変位 (TB-JMA KOBE NS 500 gal)

図 6.3.1 時刻歴地震応答解析における各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

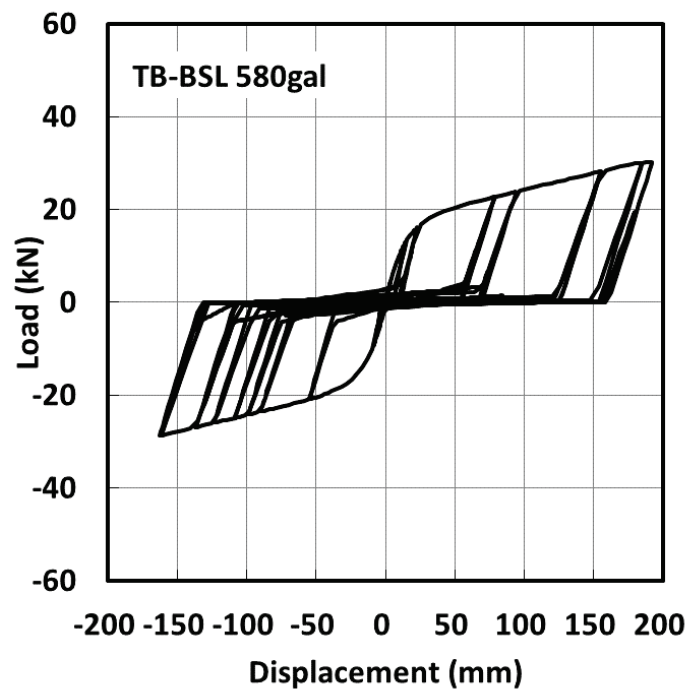


引きボルト接合型 荷重－変位関係 (TB-El Centro 500 gal)

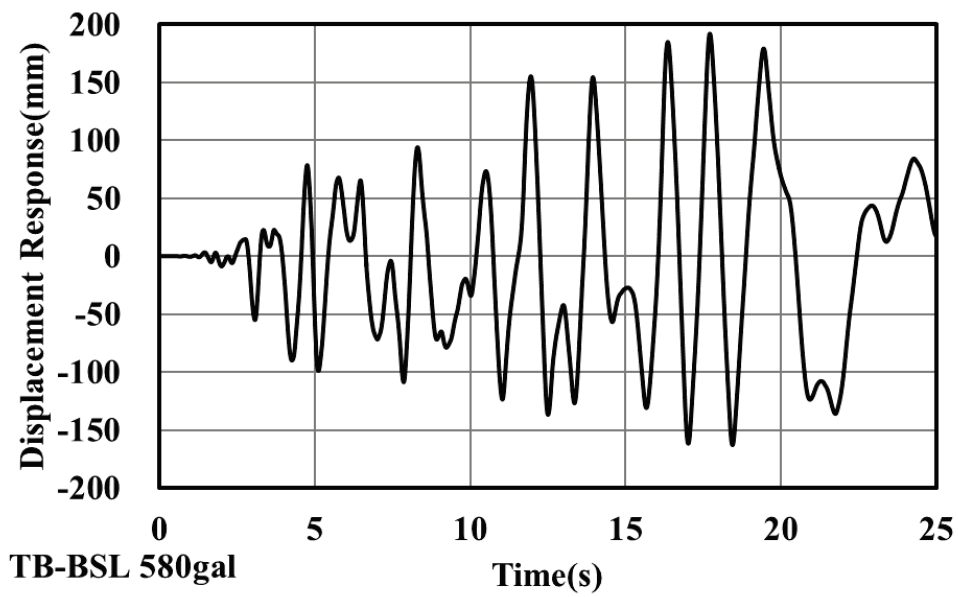


引きボルト接合型 時刻応答変位 (TB-El Centro 500 gal)

図 6.3.1 時刻歴地震応答解析における各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

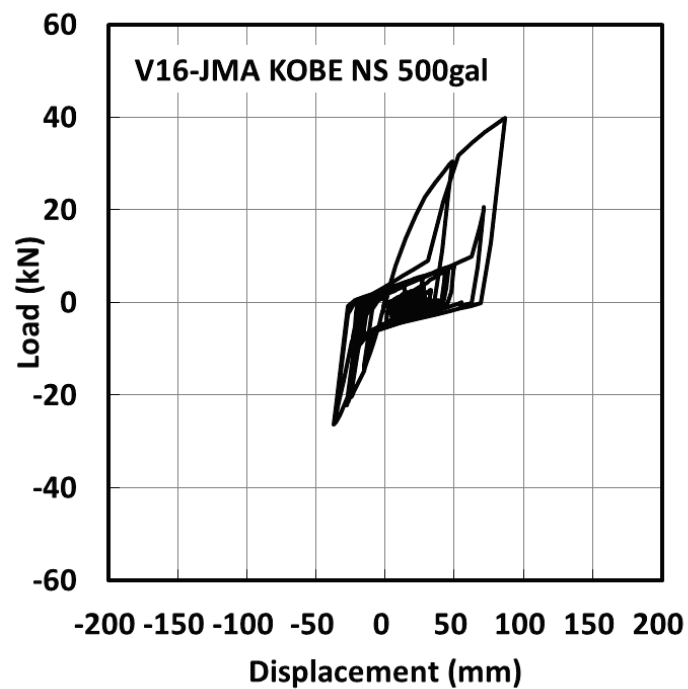


引きボルト接合型 荷重－変位関係 (TB-BSL 580 gal)

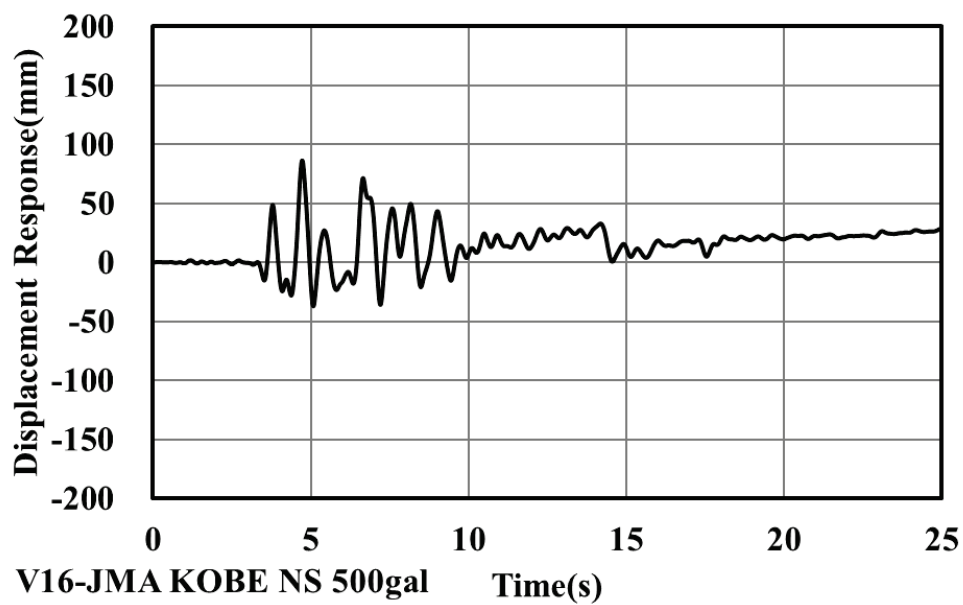


引きボルト接合型 時刻応答変位 (TB-BSL 580 gal)

図 6.3.1 時刻歴地震応答解析における各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

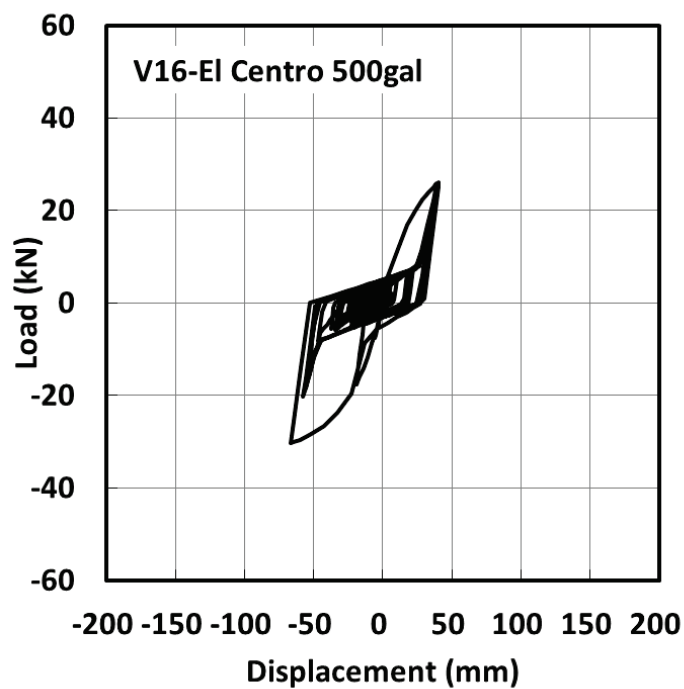


ビス留め接合型 荷重－変位関係 (V16-JMA KOBE NS 500 gal)

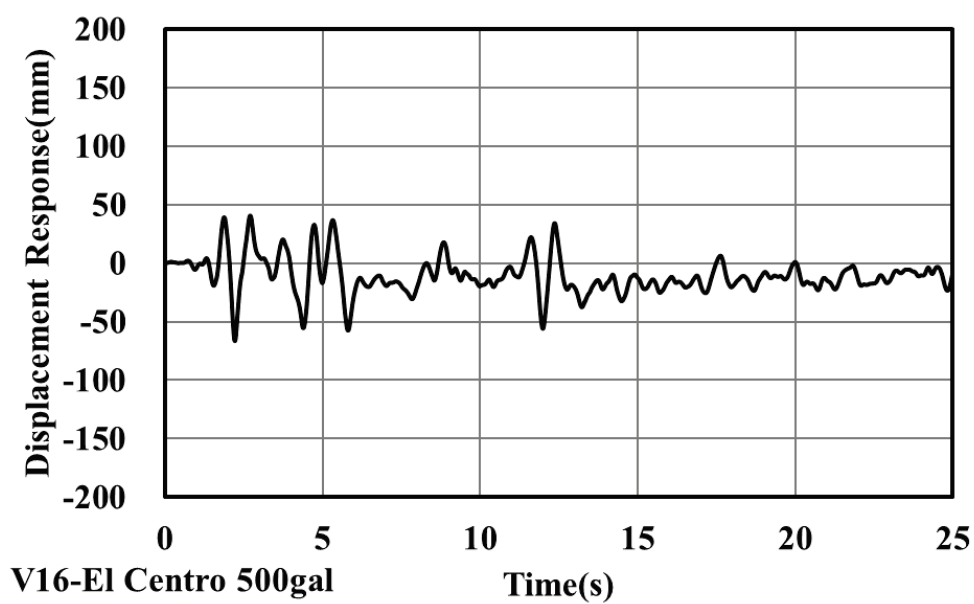


ビス留め接合型 時刻応答変位 (V16-JMA KOBE NS 500 gal)

図 6.3.1 時刻歴地震応答解析における各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

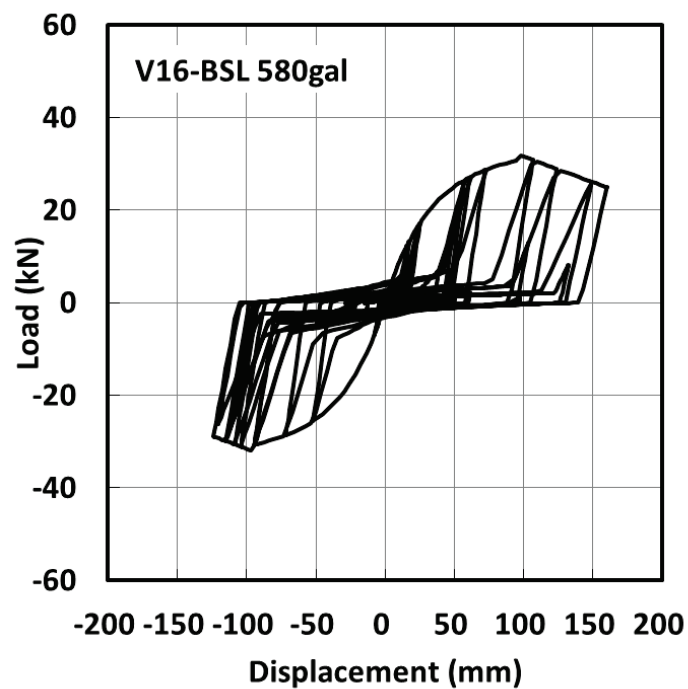


ビス留め接合型 荷重－変位関係（V16-El Centro 500 gal）

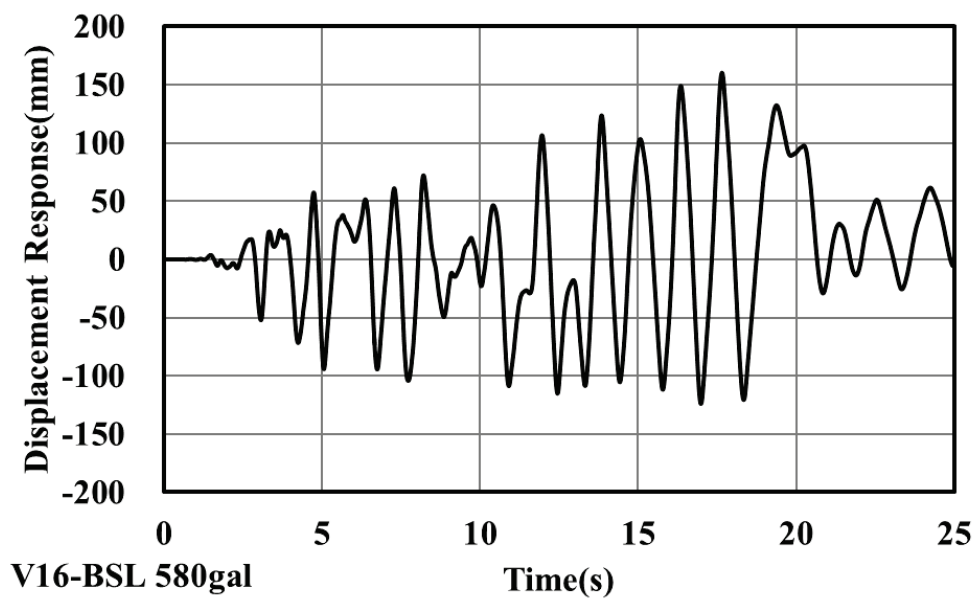


ビス留め接合型 時刻応答変位（V16-El Centro 500 gal）

図 6.3.1 時刻歴地震応答解析における各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位



ビス留め接合型 荷重－変位関係 (V16-BSL 580 gal)



ビス留め接合型 時刻応答変位 (V16-BSL 580 gal)

図 6.3.1 時刻歴地震応答解析における各試験体の荷重－変位関係と時刻応答変位

6.4 仮動的水平加力実験と時刻歴地震応答解析の比較

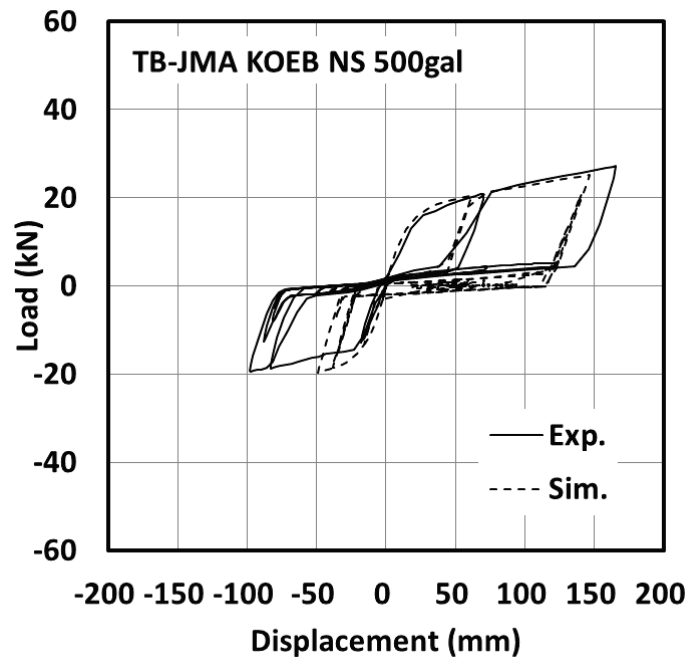
仮動的水平加力実験における荷重-変位関係および時刻歴応答解析結果の比較を図 6.4.1 に示す。試験体が 1 体のみであることから、地震波によっては変形の大きい部分で不一致が見られるものもあるが、ビス留め接合型試験体および引きボルト接合型試験体ともに、解析結果は実験結果を概ねよく表しているように見える。BSL 波の入力ではビス留め型試験体で、実験・解析ともに最大荷重以降に水平力の低下が見られたのに対して、引きボルト型試験体ではすべての入力波に対して、水平力は低下せず上昇を続ける傾向が見られた。なお、BSL 波に対する引きボルト型の解析結果のみ表 6.2.1 で定めた $D_{\max}$ をわずかに上回ったが、パラメーター C_3 による影響は限定的と考えられる。

仮動的水平加力実験と時刻歴地震応答解析における応答変位を図 6.4.2 に、最大応答変位と荷重の比較を表 6.4.1、図 6.4.3 に示す。El Centro NS を除き、他の入力波では、最大応答変位の実験値と解析値は比較的よい一致が見られた。El Centro NS では、実験値が計算値と比べて 33~46%大きくなった。

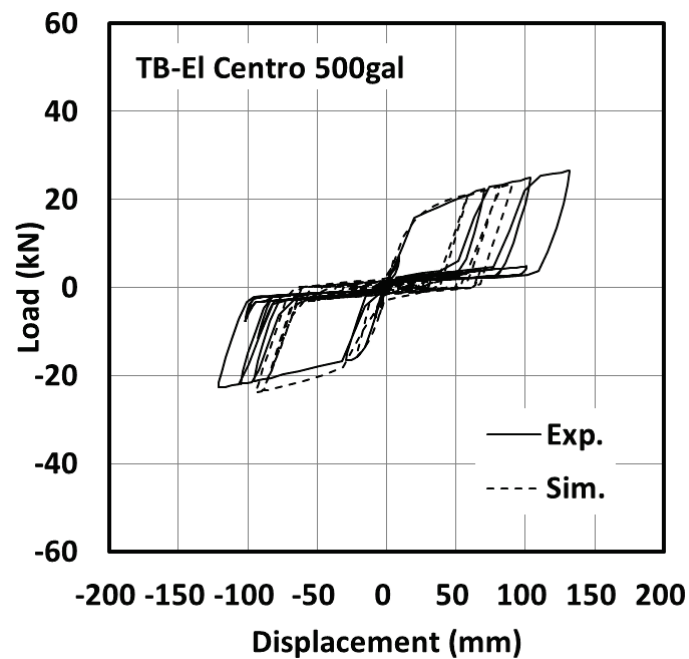
同一の解析モデルに対して最大加速度を変化させて時刻歴地震応答解析によるパラメータスタディを行い、引きボルト接合型およびビス留め接合型による影響について検討した。時刻歴地震応答解析における想定した地震波と最大応答変位の関係を図 6.4.4 に示す。

質量 5.1 t として設計した引きボルト接合型耐力壁とビス留め接合型耐力壁は、最大地動加速度が大きくなるほど、最大応答変位も大きくなる傾向が見られた。また、静的水平加力実験から求めた終局変位 (D_u) (引きボルト型では終局変位が確認できなかったため 1/15rad.時の変位) に達する最大地動加速度は、引きボルト型では 680 gal となるのに対し、ビス留め型ではほぼ 800 gal となった。このことから、地動加速度が 800 gal 程度までであれば、ABR ボルトを用いずビス留め金物のみによる耐力壁においても、ABR ボルトを用いた耐力壁と同等以上の性能を有するものと考えられる。

時刻歴地震応答解析に用いた解析モデルは、CLT 耐力壁の地震時挙動（復元力特性）を比較的よく表しているが、脚部接合形式、地震波によっては誤差を生じる可能性があり、さらに精密なモデルの検討が必要である。

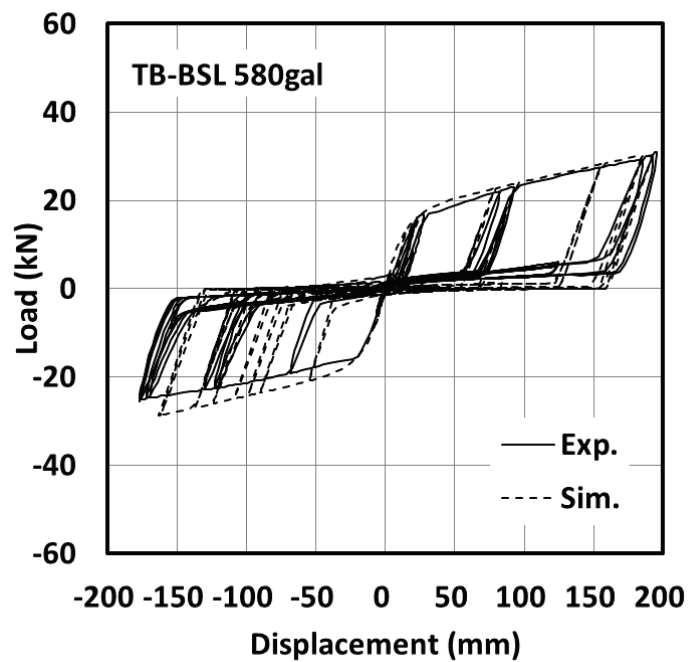


引きボルト接合型 (TB-JMA KOBE NS 500 gal)

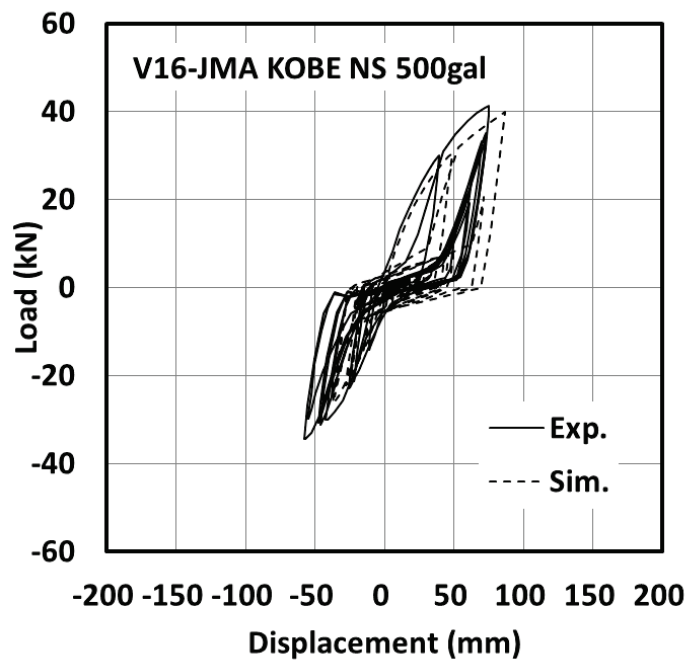


引きボルト接合型 (TB-EI Centro 500 gal)

図 6.4.1 仮動的水平加力実験における荷重-変位関係および時刻歴応答解析結果の比較

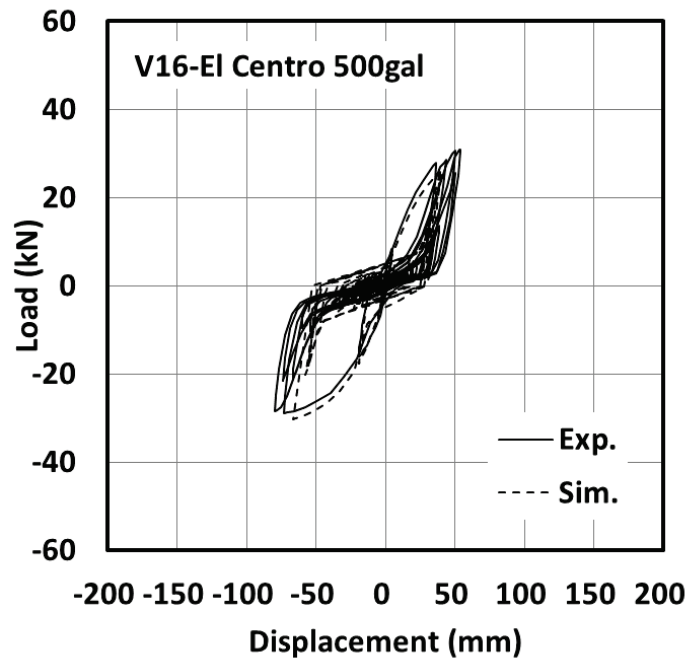


引きボルト接合型 (TB-BSL 580 gal)

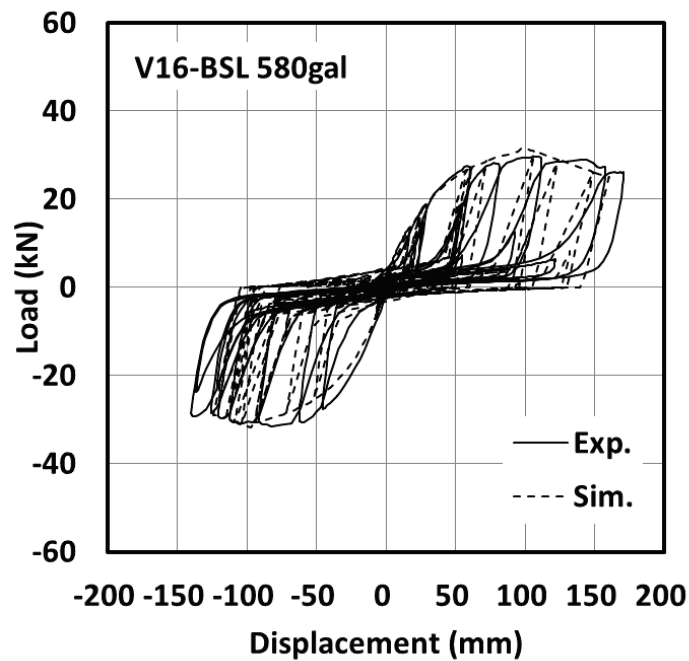


ビス留め接合型 (V16-JMA KOBE NS 500 gal)

図 6.4.1 仮動的水平加力実験における荷重-変位関係および時刻歴応答解析結果の比較

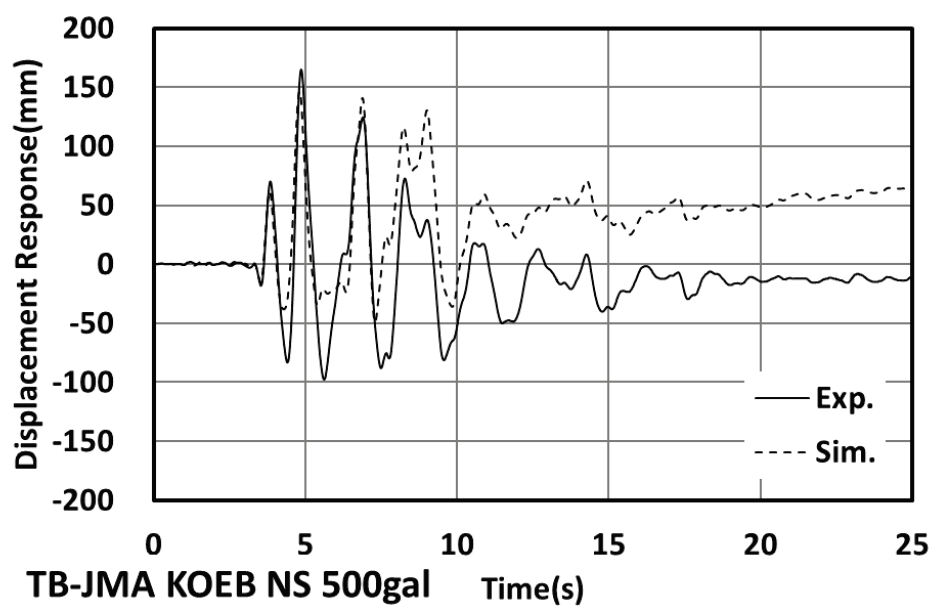


ビス留め接合型 (V16-El Centro 500 gal)

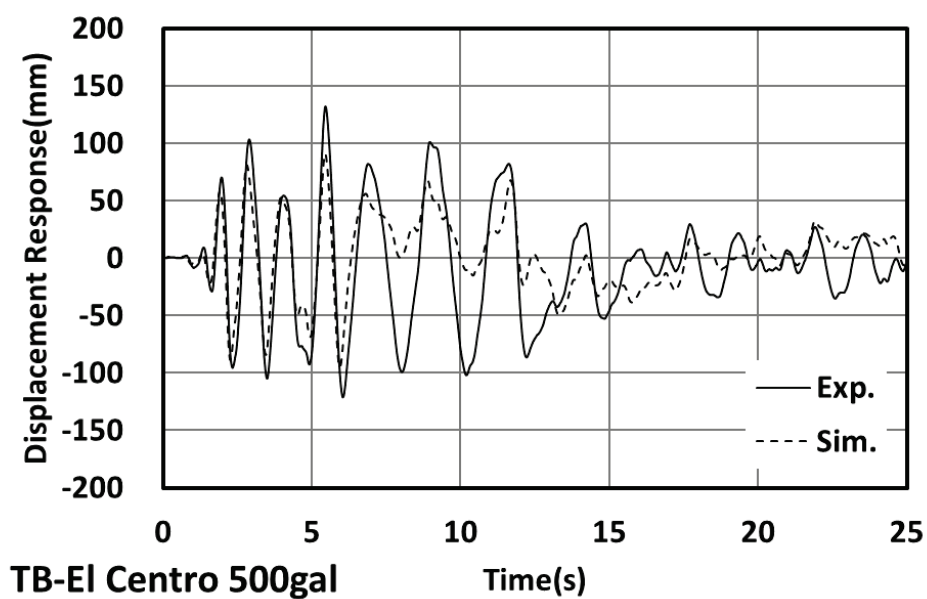


ビス留め接合型 (V16-BSL 580 gal)

図 6.4.1 仮動的水平加力実験における荷重-変位関係および時刻歴応答解析結果の比較

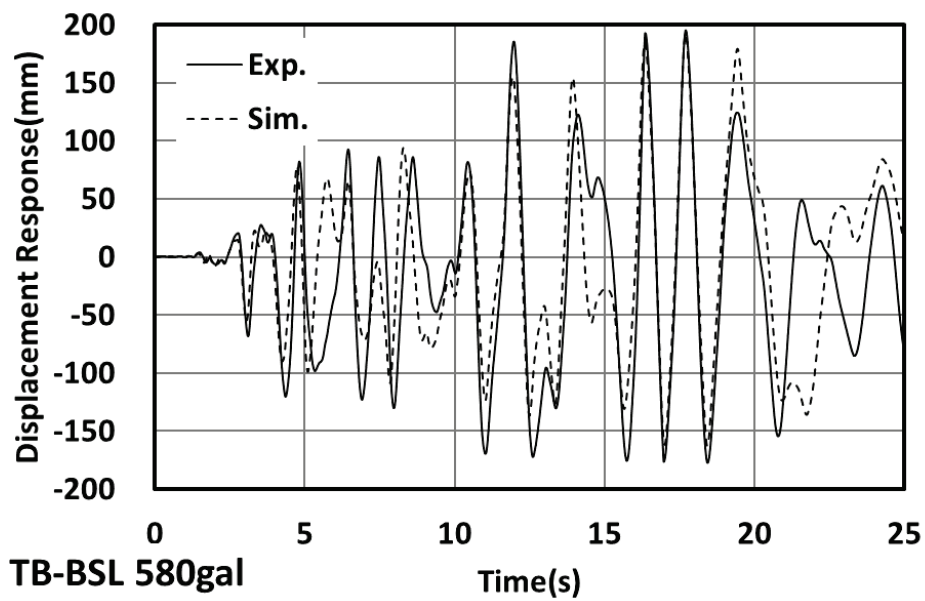


引きボルト接合型 (TB-JMA KOBE NS 500 gal)

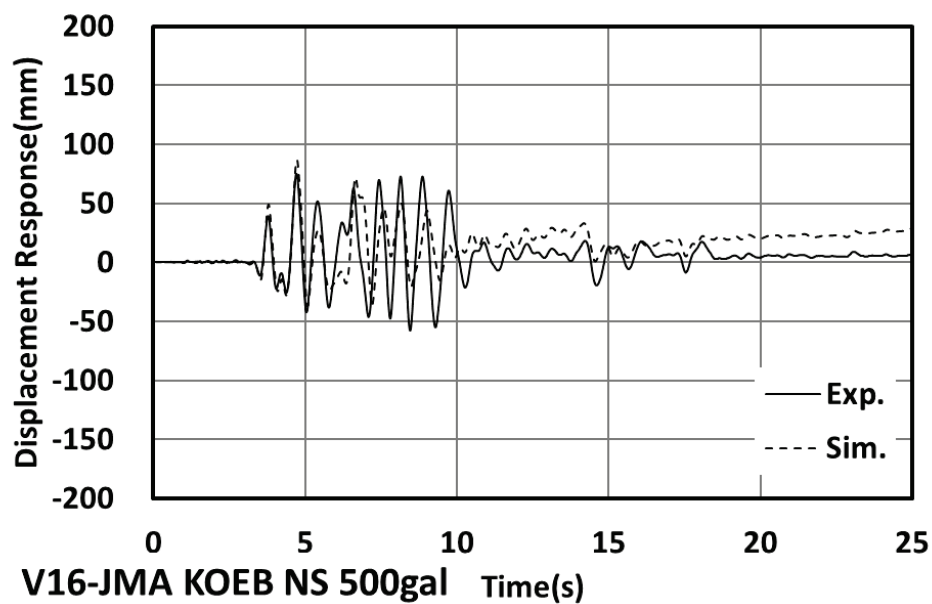


引きボルト接合型 (TB-EI Centro 500 gal)

図 6.4.2 仮動的水平加力実験と時刻歴地震応答解析における応答変位の比較

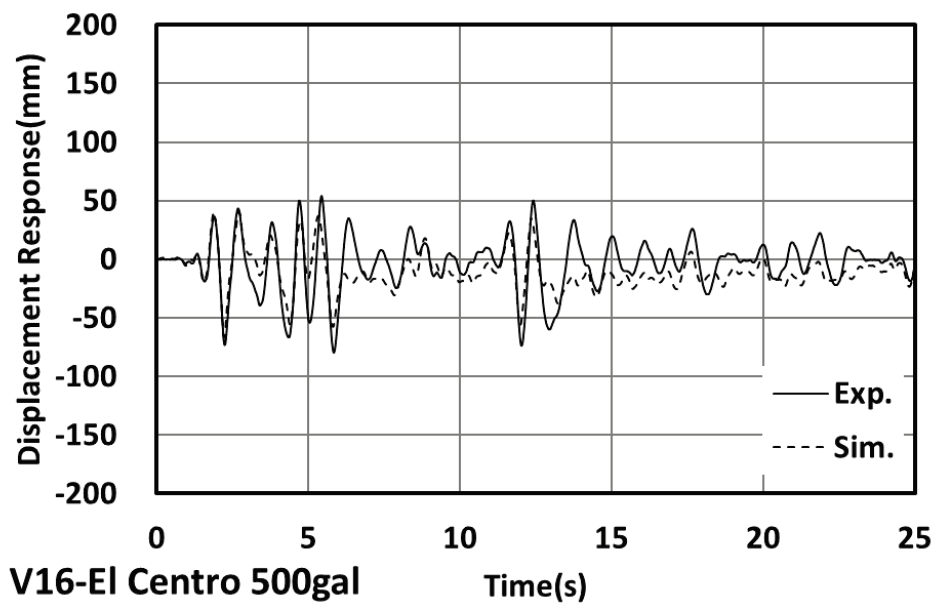


引きボルト接合型 (TB-BSL 580 gal)

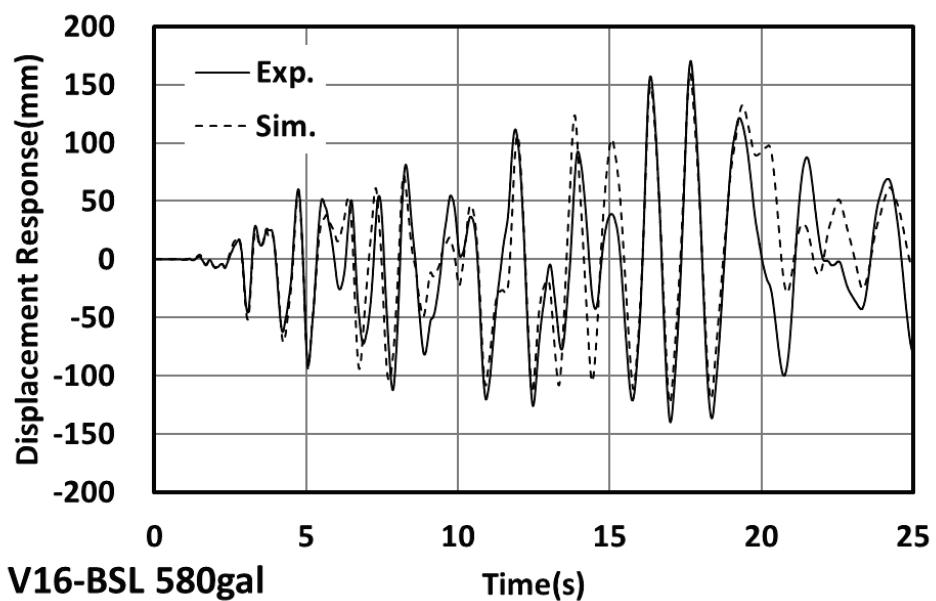


ビス留め接合型 (V16-JMA KOBE NS 500 gal)

図 6.4.2 仮動的水平加力実験と時刻歴地震応答解析における応答変位の比較



ビス留め接合型 (V16-El Centro 500 gal)



ビス留め接合型 (V16-BSL 580 gal)

図 6.4.2 仮動的水平加力実験と時刻歴地震応答解析における応答変位の比較

表 6.4.1 仮動的水平加力実験と時刻歴地震応答解析の比較

試験体	入力地震波	最大応答変位		実/解(%)	最大耐力 (kN)		実/解(%)
		実験値	解析値		実験値	解析値	
引きボルト接合型	JMA Kobe NS 500gal	177.2	146.4	1.21	27.20	25.20	1.08
	El centro 500gal	127.7	90.7	1.41	26.53	23.61	1.12
	BSL 580gal	192.1	192.0	1.00	30.55	30.12	1.01
ビス留め接合型	JMA Kobe NS 500gal	82.2	86.4	0.95	41.31	39.81	1.04
	El centro 500gal	59.7	40.6	1.47	30.90	26.07	1.19
	BSL 580gal	182.7	160.2	1.14	26.09	24.94	1.05

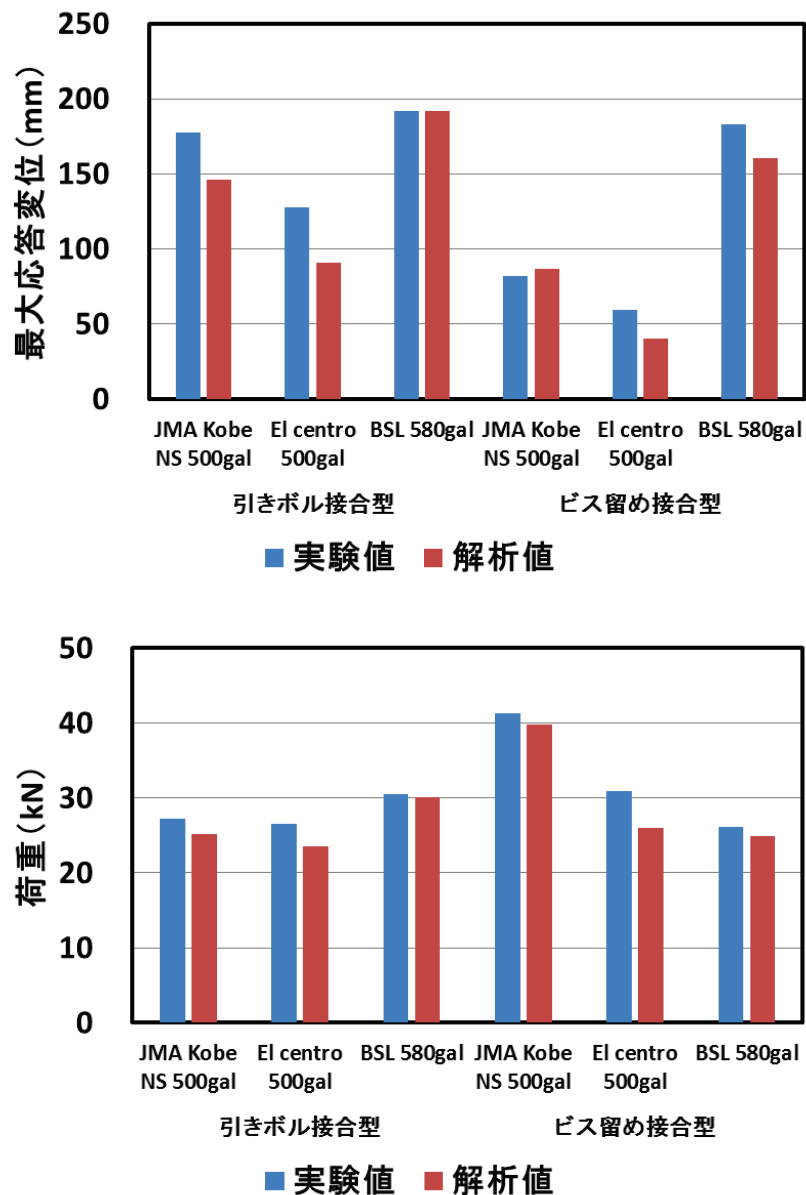
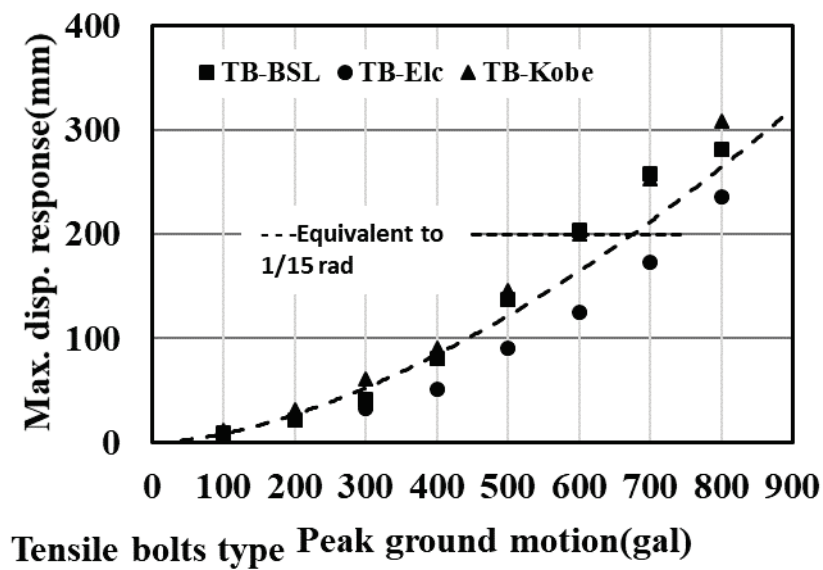
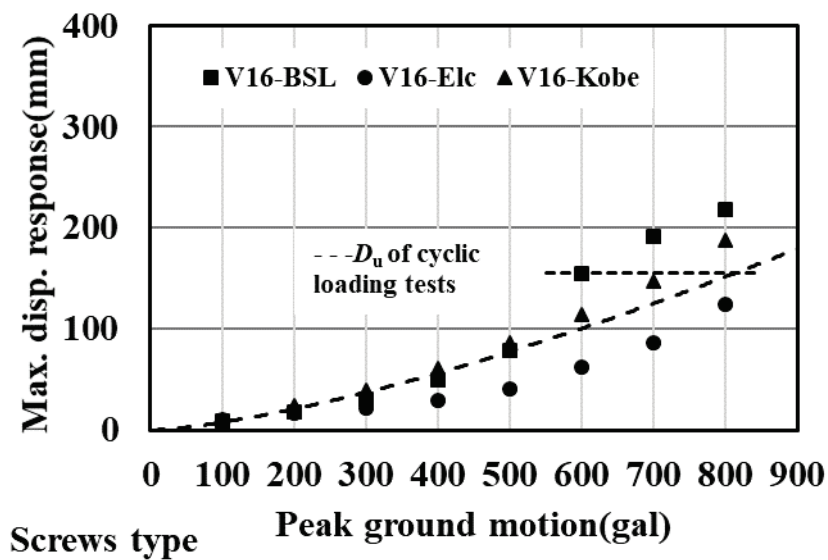


図 6.4.2 仮動的水平加力実験と時刻歴地震応答解析の比較



引きボルト接合型 (1P)



ビス留め接合型 (1P)

図 6.4.4 時刻歴地震応答解析における想定した地震波と最大応答変位の関係

6.5 まとめ

- 1) 仮動的水平加力実験と時刻歴地震応答解析における最大応答変位を比較してみると、El Centro NS を除き、他の入力波では、最大応答変位の実験値と解析値は比較的よい一致が見られた。El Centro NS では、実験値が計算値と比べて 33～46%大きくなった。
- 2) 質量を 5.1 t として最大加速度を変化させて時刻歴地震応答解析を行ったところ、引きボルト型耐力壁では最大地動加速度が 680 gal 時に最大応答変位が 1/15 rad.に達し、ビス留め型耐力壁では 800 gal で静的加力時の終局変位 ($D_u=155$ mm) に達した。同様な条件（地動加速度が 800 gal 程度まで）であればビス留め接合型の CLT 耐力壁のほうが応答変位が小さく、ビス留め金物のみによる耐力壁の有効性が示唆された。
- 3) 時刻歴地震応答解析に用いた解析モデルは、CLT 耐力壁の地震時挙動を比較的よく記述しているが、脚部接合形式、地震波によっては誤差を生じる可能性があり、さらに精密なモデルの検討が必要である。

第7章 結論

本論文では、引きボルト接合型およびビス留め接合型を用いた CLT 耐力壁の地震時挙動の推定手法を検討し、実験および解析で検証した結果、以下の結論を得た。

CLT 接合部試験について

- 1) CLT の部分横圧縮強度は、試験体の密度と正の相関があり、加力方向に平行なラミナの割合が多いほど見かけの強度が大きくなる傾向を示した。CLT の部分横圧縮強度とヤング係数の関係は、密度との関係と比較して、顕著ではなかった。CLT の最大部分横圧縮耐力は、横圧縮を受けるラミナの部分横圧縮強度と縦圧縮を受けるラミナの圧縮強度の足し合わせにより推定できることが分かった。
- 2) CLT 接合部試験体の開口部の端距離が 330mm までは、端距離の増加に伴い最大耐力が直線的に増加する傾向が見られたが、端距離が 330mm になると、最大耐力の値の増加は徐々に緩やかになる傾向が見られた。
- 3) 層内せん断強度をもとに、有効せん断面積を仮定することにより、スギ3層3プライ CLT 引張ボルト接合部の終局耐力を推定することがある程度可能であることが分かった。

CLT 耐力壁試験について

- 1) それぞれの試験体の特性値を求めて、耐力壁脚部が同じ強度性能があるものを比較してみると、ビス留め接合型の降伏耐力、変位 180mm までの最大耐力は、引きボルト型と比べて、ともに 20%程度高い値を示した。
- 2) ビス留め接合型では、脚部使用するビス本数 50%が多くなると、CLT 耐力壁の降伏耐力、最大耐力ともに約 30%~40%高い値を示した。
- 3) 1P-CLT 耐力壁は同様な条件が 2P-CLT 耐力壁になり、試験結果の最大耐力、降伏耐力ともに約 2 倍大きくなった。
- 4) 引きボルト接合型では鉛直荷重にかかわらず、等価粘性減衰定数は初期に 6%程度

の値を示し、その後 1.5%～2.0%の間に収束した。ビス留め型耐力壁の場合は、等価粘性減衰定数は初期に 10%～13%の値を示し、最終的に 5.5%～4.0%程度まで低下した。

- 5) 地震波によっては変形の大きい部分で不一致が見られるものもあるが、ビス留め接合型試験体および引きボルト接合型試験体ともに、解析結果は実験結果を概ねよく表した。El Centro NS を除き、他の入力波では、最大応答変位の実験値と解析値は比較的よい一致を示したが、El Centro NS では、実験値が計算値と比べて 33～46% 大きくなった。
- 6) 質量を 5.1 t として最大加速度を変化させて時刻歴地震応答解析を行ったところ、引きボルト型耐力壁では最大地動加速度が 680 gal 時に最大応答変位が 1/15 rad. に達し、ビス留め型耐力壁では 800 gal で静的加力時の終局変位 ($D_u=155$ mm) に達した。同様な条件（地動加速度が 800 gal 程度まで）であればビス留め接合型の CLT 耐力壁のほうが応答変位が小さく、ビス留め金物のみによる耐力壁の有効性が示唆された。
- 7) 時刻歴地震応答解析に用いた解析モデルは、CLT 耐力壁の地震時挙動を比較的よく記述しているが、脚部接合形式、地震波によっては誤差を生じる可能性があり、さらに精密なモデルの検討が必要である。

参考文献

- 1) IPCC：第4次評価報告書 (2007)
- 2) 林野庁：森林資源の現況 (平成24年3月31日現在)
<http://www.rinya.maff.go.jp/j/keikaku/genkyou/h24/index.html>
2018年10月16日参照
- 3) 林野庁：森林・林業白書 平成25年度
<http://www.rinya.maff.go.jp/j/kikaku/hakusyo/25hakusyo/>
2018年10月16日参照
- 4) 林野庁：公共建築物等における木材の利用の促進に関する法律 (平成22年法律第36号)
<http://www.rinya.maff.go.jp/j/riyou/koukyou/>
2018年10月16日参照
- 5) 武川友子：欧州における CLT の普及と使用例. 木材工業 68(11), 474-475 (2013)
- 6) Gerhard Schickhofer：CLT structural engineering research in Europe, Institute for Timber Engineering and Wood Technology (2011)
- 7) 麓英彦, Eric karsh：カナダにおける CLT の使用例 木材工業 68(11), 476-477 (2013)
- 8) FP Innovations：CLT handbook (Canadian Edition), Chapter1, Introduction to cross-laminated timber (2011)
<https://fpinnovations.ca/Pages/CltForm.aspx>
2018年10月16日参照
- 9) 山佐木材株式会社：参考資料「メールマガジン」
<https://woodist.jimdo.com/メールマガジン/メルマガ12号/clt3/>
2018年10月16日参照
- 10) 農林水産省：告示第3029号, 直交集成板の日本農林規格 (2013)
- 11) 国土交通省：告示第611、612号, CLT パネル工法による構造方法・構造計算に関する技術基準 (2016)
- 12) 林野庁：CLT を用いた建築物の事例について
<http://www.rinya.maff.go.jp/j/rinsei/singikai/attach/pdf/170411si-8.pdf>
2018年10月16日参照
- 13) Yasumura M., Kobayashi K., Okabe M., Miyake T., Matsumoto K., : Full-Scale Tests and Numerical Analysis of Low-Rise CLT Structures under Lateral Loading. J. Struct. Eng., 142(4), E4015007-1-12 (2016).
- 14) FP Innovations：CLT handbook (Canadian Edition), Chapter5, Connections in cross-laminated timber buildings (2011)
- 15) KLH：参考資料「CROSS LAMINATED TIMBER STRUCTURES」
<http://www.klhuk.com/product-/technical.aspx>

2018 年 10 月 16 日参照

- 16) Ario Ceccotti, Mzurizio Follesa, Marco Pio Lauriola, Carmen Sandhaas, Chikahiro Minowa, Motoi Yasumura : Which Seismic Behaviour Factor for Multi-Storey building made of CL wooden panels, CIB-W18/39-15-2, pp. 325-334 (2006)
- 17) Sandhaas C., Van de kuilen, J. W. G., Boukes J., Ceccotti A. : Analysis of X-lam panel-to-panel connections under monotonic and cyclic loading, CIB-W18/42-12-2, pp. 262-273 (2009)
- 18) T. Uibel, H.J. Blab : Edge joint with Dowel type fasteners in Cross Laminated Timber, CIB-W18/40-12-2, pp. 155-165 (2007)
- 19) Marjan Popovski, Johannes Schneider, Matthias Schweinsteiger : Lateral load resistance of cross-laminated wood panels, WCTE2010, No.171 (2010)
- 20) Marjan Popovski, Erol Karacabeyli : Seismic behavior of cross-laminated timber structures, WCTE2012, Tue. pp. 335-344 (2012)
- 21) Johannes Schneider, Siegfried F. Stierner, Solomon Tesfamariam, Erol Karacabeyli, Marjan Popovski : Damage assessment of CLT connections subjected to simulated earthquake loads, WCTE2012, Mon. pp. 398-406 (2012)
- 22) Ario Ceccotti, Carmen Sandhaas, Minoru Okabe, Motoi Yasumura, Chikahiro Minowa, Naohito Kawai : SOFIE project – 3D shaking table test on a seven-story full-scale cross-laminated timber building, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 42 : 2003–2021 (2013)
- 23) Yin-Lan Shen, Johannes Schneider, Solomon Tesfamariam, Siegfried F. Stierner, Zai-Gen Mua : Hysteresis behavior of bracket connection in cross-laminated-timber shear walls, *Construction and Building Materials*, 48 : 980-991 (2013)
- 24) Georg Flatscher, Katarina Bratulic, Gerhard Schickhofer : Screwed joints in cross laminated timber structures, WCTE2014, Conference Proceedings pp. 1-10 (2014)
- 25) Igor Gavric, Massimo Fragiaco, Ario Ceccotti : Cyclic behavior of typical screwed connections for cross-laminated (CLT) structures, *J. Wood Prod.* 73:179–191 (2015)
- 26) Igor Gavric, Massimo Fragiaco, Ario Ceccotti : Cyclic behaviour of typical metal connectors for cross-laminated (CLT) structures, *Materials and Structures*, 48:1841–1857 (2015)
- 27) 岡部実, Ario Ceccotti, 安村基, 箕輪親宏, 河合直人 : クロスラミナパネルを用いた 3 階建木造建築物の振動実験, 日本建築学会学術講演梗概集(九州), 22253 (2007)
- 28) 須藤昌輝, Ario Ceccotti, 安村基, 岡部実, 箕輪親宏, 河合直人, 清水秀丸 : クロスラミナパネルを用いた 7 階建木造建築物の震動台実験 その 1 試験体建物の設計・施工, 日本建築学会学術講演梗概集(中国), 22086 (2008)
- 29) 岡部実, Ario Ceccotti, 安村基, 箕輪親宏, 河合直人, 清水秀丸, 須藤昌輝: クロスラミナパネルを用いた 7 階建木造建築物の震動台実験 その 2 振動実験結果, 日本建

築学会学術講演梗概集(中国), 22087 (2008)

- 30) 志村智, 津田千尋, 菅沼田直人, 鈴木圭, 岡部実, 中川貴文, 荒木康弘, 槌本敬大 : クロス・ラミネイティド・ティンバーによる構造の耐震性能に関する研究 その 4 構面実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 22156 (2012)
- 31) 岡部実, 安村基, 小林研治, 孕石剛, 藤田和彦 : CLT 壁パネルの面内せん断試験における鉛直荷重の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東海), 22170 (2012)
- 32) 村上了, 槌本敬大, 弥浦壮太, 弥浦壮太, 三宅辰也, 安村基 : クロス・ラミネイティド・ティンバーによる構造の耐震性能に関する研究 その 18 大型パネルの構面実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), 22285 (2013)
- 33) 弥浦壮太, 松田昌洋, 三宅辰哉, 河合直人, 荒木康弘, 中川貴文, 林崎正伸 : クロス・ラミネイティド・ティンバーによる構造の設計法に関する研究 その 5 大型有開口パネル実大構面水平加力実験 1 層, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 22097 (2014)
- 34) 佐々新, 弥浦壮太, 松田昌洋, 三宅辰哉, 河合直人, 荒木康弘, 中川貴文, 服部和徳 : クロス・ラミネイティド・ティンバーによる構造の設計法 に関する研究 その 6 大型有開口パネル実大構面水平加力実験 2 層, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 22095 (2014)
- 35) 鈴木圭, 後藤隆洋, 藤田和彦, 槌本敬大, 青木謙治, 相馬智明, 稲山正弘 : CLT を用いた引きボルト接合部の引張性能に材料密度および曲げヤング係数が及びす影響, 木材工業, 70(4), 158-163 (2015)
- 36) 鈴木圭, 小林研治, 青木謙治, 稲山正弘, 槌本敬大 : CLT 構造における引きボルト接合部の強度性能の推定, 日本建築学会構造系論文集, 81, 1289-1298 (2016)
- 37) 弥浦壮太, 五十田博, 槌本敬大, 中川貴文, 北守顕久, 鈴木圭, 津田千尋 : 小幅パネルを引きボルト接合した CLT 壁の水平力に対する挙動, 日本建築学会構造系論文集, 81, 585-593 (2016)
- 38) 加藤隼人, 鈴木圭, 杉山永幸, 河合直人, 佐藤孝浩 : スギCLT を用いた連層壁における実大試験結果報告, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 22295 (2017)
- 39) 塩屋晋一 : 鉄筋集成材構造 CLT 耐震壁の水平加力実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 22118 (2017)
- 40) Minoru Okabe, Motoi Yasumura, Kenji Kobayashi, Takeshi Haramiishi, Yo Nakashima, Kazuhiko Fujita : Effect of vertical load under cyclic lateral load test for evaluating Sugi CLT wall panel, World Conference on Timber Engineering, 18-1 (2012)
- 41) Kazuyuki Matsumoto, Tatsuya Miyake, Takeshi Haramiishi, Takahiro Tsuchimoto, Hiroshi Isoda, Naohito Kawai, Motoi Yasumura : A seismic design of 3-story building using Japanese Sugi CLT panels, World Conference on Timber Engineering, (2014)
- 42) Motoi Yasumura, Kenji Kobayashi, Minoru Okabe : Failure analysis of CLT shear walls with

- opening subjected to horizontal and vertical loads, World Conference on Timber Engineering, (2014)
- 43) 野口弘行, 門脇達嘉 : 引きボルト接合された集成材接合部の引張試験の結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 2768 (1988)
 - 44) 亀井沢圭介, 板垣直行, 高橋真由子, 木村裕志 : 木ダボ接合と引きボルト接合を複合した木質構造接合部の開発, 日本建築学会大会東北支部研究報告会, 183-186 (2006)
 - 45) 稲山正弘, 山口和弘, 宮田雄二郎 : 引きボルトを利用した木造ラーメン接合部の設計法に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(中国), 22178 (2008)
 - 46) 山口和弘, 中村正芳, 家住良太, 川原重明, 稲山正弘 : 引きボルトを利用した木造ラーメン接合部の設計法の実験による検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 22051 (2009)
 - 47) 河合直人, 岡部実, 渡辺一正 : 在来軸組構法耐力壁の耐震性能 その 2 仮動的試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), 22069 (1998)
 - 48) 鈴木舞子, 安村基 : 枠組壁工法耐力壁の仮動的実験と時刻歴地震応答解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 22043 (2000)
 - 49) 若島嘉朗 : 仮動的応答実験による枠組壁工法耐力壁の耐震性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 22044 (2000)
 - 50) 神谷文夫, 杉本健一, 三井信広 : パネル化した OSB 耐力壁による在来軸組構法住宅の仮動的応答実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 22098 (2000)
 - 51) 佐藤 駿, 安村 基, 小林研治, 伊藤宜正 : 地域産材による直交集成板(CLT)の建築構造への適用 その 6 CLT 耐力壁の仮動的的水平加力試験. 日本建築学会(近畿)学術講演梗概集, 構造 III, 2014, pp. 213-214.
 - 52) T. Takeda, M. A. Sozen, N. N. Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE 96(ST12), 2557-2573 (1970)
 - 53) B. T. Kivell, P. J. Moss, A. J. Carr : Hysteretic modeling of moment resisting nailed timber joints, Bull.of New-Zealand Nat. Soc. of Earthquake. 14(4): 233-245 (1981)
 - 54) 五十田博, 河合直人 : 木造軸組構法住宅に用いる壁の復元力特性モデル, 日本建築学会構造系論文集, No.616, 157-163 (2007)
 - 55) Yasumura M., Kawai N. : Evaluation of Wood Framed Shear Walls subjected to Lateral Load, CIB-W18, 30th meeting, pp. 30-15-4 (1997)
 - 56) JIS Z 2101 : 2009 木材の試験方法 (2010)
 - 57) JIS B1220 : 構造用転造両ねじアンカーボルトセット. (2010)
 - 58) JIS Z 2241 : 2011 金属材料引張試験方法 (2009)
 - 59) Motoi Yasumura, Yoshimasa Ito : Racking resistance and ductility of CLT shear walls under horizontal and vertical loads, WCTE2014, Conference Proceedings pp. 1-8 (2014)

- 60) JIS A1414-2 : 建築用パネルの性能試験方法 第2部 力学特性に関する試験. (2010).
- 61) ISO 21581: Timber structures - Static and cyclic lateral load test methods for shear walls. International Organization for Standardization, (2010)
- 62) Newmark, N. M.: A method of computation for structural dynamics. *J. Eng. Mech.*, ASCE, 85(EM3) 67-94 (1959)
- 63) Yasumura M., Kobayashi K., Okabe M. : Seismic performance of CLT low-rise structures with small and large wall elements with opening. Proceeding of 3rd INTER meeting, Graz, Austria, pp.219-229 (2016)
- 64) Yasumura M., Yasui S. : Pseudodynamic tests and earthquake response analysis of timber structures I: plywood-sheathed conventional wooden walls with opening. *J. Wood Sci.* 52(1), 63–68 (2006).
- 65) 鎌田貴久, 安村基 : 在来軸組構法立体模型の仮動的水平加力実験と地震応答解析. 木材学会誌 58(2), 74-83 (2012).

謝辞

本論文を完成させるにあたって、多くの方にお世話になりました。筆者が 2011 年 3 月に中国の遼寧から日本の静岡に来て、今日に至るまでの約 8 年間、CLT に関する研究成果をまとめたものである。これまで多くの方からご指導を頂き、ここに心からお礼申し上げます。

安村基名誉教授、小林研治准教授とは日本に来たばかりのころ静大研究生の時に初めて会い、修士課程から博士課程まで長い間本当にお世話になりました。CLT 研究に関する一緒に実験を行ったり、アドバイスをいただいたり、いろいろなことをご教示いただき感謝申し上げます。

フランスの Luc Davenne 教授には 3 次元有限要素解析を教えていただいたことを感謝致します。

小島陽一准教授、光永徹教授、田中孝助教には、本論文の審査委員をお引き受けいただき、論文の構成や文章表現など、丁寧にご指導をいただきました。ここに感謝を申し上げます。

最後に住環境構造学研究室の皆様にお手伝いいただいたことを深く感謝致します。