

在来軸組構法木造住宅の耐震補強金物の開発研究

平成 19 年 度

三重大学大学院工学研究科
博士前期課程 建築学専攻

福 田 力 大

平成 19 年度

修士論文

在来軸組構法木造住宅の耐震補強金物の開発研究



指導教員 川口淳 准教授

三重大学大学院工学研究科

建築学専攻

福田力大

目次

第1章 序	1	(b) フランジ長さの影響	
1.1 背景・目的	2	(c) リップ補剛の影響	
1.2 既往の研究	3	(d) 端部形状の影響	
第2章 引張補強部材	6	3.4.3 初期剛性	83
2.1 補強工法の概要	7	3.4.4 最大耐力	84
2.2 補強部材の設計	11	3.4.5 壁倍率の評価	85
2.2.1 壁倍率と設計条件	11	3.4.6 木材の曲げ変形の検討	87
2.2.2 軸組架構モデル	13	3.4.7 圧縮材のフランジへのめり込み	91
2.2.3 取り付け位置・補強部材断面の設計	14	3.5 結論	93
2.2.4 接合部の設計	15	第4章 本補強部材の展望	94
2.2.5 木材の材種・断面寸法	19	4.1 本補強部材による母材への影響	95
2.3 実験概要	20	4.1.1 板厚と最大耐力の関係	95
2.3.1 接合部試験	20	4.1.2 ほぞ作用せん断力と柱の曲げ強度の関係	95
2.3.2 試験体変数	24	4.1.3 フランジ長さと柱の変形による軸組の変形	97
2.3.3 実験方法	30	4.2 母材を集成材とした場合の補強性能	99
(a) 実験架構モデル		4.2.1 水平力とフランジ長さの関係	101
(b) 実験装置および載荷方法		4.2.2 水平力と補強部材ウェブ板厚の関係	102
(c) 計測計画		4.2.3 補強部材ウェブ板厚と部材重量の関係	102
2.3.4 最大耐力の評価	33	4.2.4 補強部材の変形による、水平力と変形角の関係	102
2.4 実験結果	34	4.2.5 母材の変形による、水平力と変形角の関係	102
2.4.1 各試験体結果	34	4.2.6 補強した軸組壁の、水平力と変形角の関係	102
2.4.2 最大耐力、限界変形角	39	4.3 結論	109
2.4.3 壁倍率の評価	40	第5章 総括	110
2.5 結論	42	5.1 結論	111
第3章 圧縮補強部材	43	5.2 今後の課題	112
3.1 提案する補強工法の概要	44	謝辞	113
3.2 補強部材の設計	48	参考文献	115
3.2.1 設計条件	48	付録 圧縮補強部材実験結果考察：上フランジの曲げ変形について	117
3.2.2 軸組架構モデル	48		
3.2.3 ウェブ形状の設計	49		
3.2.4 リップ長さの設計	52		
3.2.5 木材のほぞ接合部	54		
3.3 実験概要	56		
3.3.1 試験体	56		
3.3.2 実験方法	60		
3.3.3 最大耐力・初期剛性評価	65		
3.3.4 ほぞの作用せん断力評価	67		
3.4 実験結果	68		
3.4.1 各試験体結果	68		
3.4.2 実験変数による比較	80		
(a) 板厚の影響			

第一章 序

1.1 背景・目的

1995年に発生した、兵庫県南部地震による死者6,434名の死者の死因の8割以上は建物の倒壊に伴う圧死である。現在、海洋型巨大地震である東海・東南海・南海地震の発生が危惧されており、これらの地震が同時に発生した場合、建物全壊が約90万棟、死者約25,000人に及ぶと想定されている¹⁾。このことから、住宅の耐震化は急務であり、また人命確保の最大の方策であると言える。在来軸組構法木造住宅のうち、昭和56年以前に建築されたものについては耐震性能が不足することがあり、その数は三重県内で226,500戸（全体の44.8%）存在している。しかしながら、耐震補強工事は、その効果が市民にとって不明瞭で、遅々として進んでいないのが現状である。

本研究は、在来軸組構法木造住宅の効果的な耐震化の工法を開発する事を目的とし、軸組の柱と土台、あるいは柱と梁や桁等の横架材で構成される軸組の隅角部を、提案する補強部材で補強する事で耐震化を図るような工法を提案する。この補強工法のメリットは、軸組の隅角部のみを補強する事で窓などの開口部をつぶさず、かつ施行時に壁全体をはがす事無く補強ができるところにある。なお、既存軸組が損傷しない様、補強部材が先行して破壊するように補強を行う事とした。

1.2 既往の研究

東南海、南海地震の被害想定について

文献 1) では、東南海・南海地震の抜本的対策を講じるための検討を行うため、想定される被害予想を中央防災会議「東南海、南海地震等に関する専門調査会」で検討している。東南海、南海地震については、その発生の仕方に様々なケースが考えられ、①想定東南海地震、東南海地震、南海地震の震源域が同時に破壊される場合、②東南海地震と南海地震の震源域が同時に破壊される場合、③想定東南海地震と東南海地震の震源域が同時に破壊される場合、④東南海地震単独で派生する場合、⑤南海地震単独で発生する場合、について検討している。

この中で、想定東南海地震、東南海地震・南海地震の震源域が同時に破壊される場合には、揺れによる被害、津波による被害ともわが国最大級となり、建物全壊が約 90 万棟、死者約 2 万 5 千人に及ぶと述べている。また、経済的被害も直接被害、間接被害合わせて最大 81 兆円にのぼることが想定され、今後建物の耐震強化を推進する必要があると述べている。

1995 年兵庫県南部地震による木造住宅の被害に関する研究

文献 2), 3) では、初の震度 7 が適用された兵庫県南部地震において、木造住宅の甚大な被害を受けて多くの人が建物の倒壊に伴う圧死で亡くなったことをうけて、震度 7 地域に建つ現代的な木造住宅の調査をもとに被害の要因を分析している。調査の対象とした建物は、設計規準が一定であり、建物の仕様程度が同一であり、また比較的設計図書が入手しやすい震度 7 地域にある住宅金融公庫融資住宅 (1,101 棟) としている。

この研究での外観調査による構造別に見る被害集計において、軸組構法は、2×4 やプレハブに比べて被害が大きいことが分かる。坂本・徳田らは、軸組構法に比べて 2×4 やプレハブが比較的新しく、構造に関する規定が多いことを理由としてあげている。また、今後の木造住宅建設において構法の違いによる構造的制約を明確にする必要があると述べている。

住宅における地震被害軽減に関する指針

文献 4) では、住宅の耐震化が重要である事を述べるとともに、耐震化の阻害要因として、①費用・労力負担、②技術的知識の不足、③ライフサイクルとの不適合、④想定される地震被害への意識の低さ、⑤効果の分かりにくさ、を挙げている。

その方策として、住宅における地震被害を軽減するためには、住まいの状況の把握（耐震診断）、住宅の耐震性の確保（耐震改修）、居住空間の安全の確保（住宅の倒壊による圧死を回避する対策）、住宅からの避難、救助における対応、総合的な住宅における地震被害軽減方策の展開が挙げられている。特に居住空間の安全の確保（住宅の倒壊による圧死を回避する対策）の部分では、一次避難スペース

として活用される安全な空間の導入として、耐震ベッドや避難用シェルター、シェルターとして活用できる家具を事例として紹介し、居住者には導入を進めるとともに、建築士・生産関係者には開発・普及をすべきであると示している。

接合金物と接着剤を併用した接合法による木造軸組の耐震性について

文献 5) では、接合金物と接着剤を併用した接合法による木造骨組の耐震性について研究しており、柱端接合部の柱-土台（梁）接合部、筋違端部およびほぞ部分の接合に接合金物を使用し耐震補強した場合の水平加力実験において、木造骨組のメカニズムを述べている。井上・後藤らは、接合金物の配置として、ほぞ部分に提案する接合法を用いると、比較的大きな耐力および壁倍率が確保でき、またこの場合、最大耐力発揮後の急激な体力低下がないと述べている。そして、この接合法が、既存建築物の耐震補強にも有効であると述べている。

木造住宅の耐震補強に関する研究

文献 6), 7), 8) では、都市の密集地に立つ住宅も含めた多様な形態の木造住宅の補強に対応する耐震補強システムの構築を図っており、それらの木造住宅の補強方法を検討し、加力実験により性能の確認を行っている。市街地周辺の密集木造住宅として、出入り口・窓開口のため極めて少ない壁量となってしまう狭小間口の住宅の1階や、店舗付き住宅や1階を駐車場とした外壁の1面に壁が全くない建物などがあり、補強方法として柱-土台を接合部金物により補強するなどしている。

宮澤・津司らはこの研究で、これらの補強方法を耐震補強として十分その性能を発揮できるものとしている。

木・鋼ハイブリッド耐力壁の構造性能に関する実験的研究

文献 9), 10), 11) では、建築基準法の改正と住宅の品質確保の促進等に関する法律の制定に伴う、木造軸組構法住宅の耐震性能評価の必要性を示し、定量的な評価ができ、変形能力も期待できる耐力壁として、「木・鋼ハイブリッド耐力壁」を提案している。「木・鋼ハイブリッド耐力壁」の特色として、①スリット入り鋼板耐震要素は、剛性・耐力の調整がスリット間隔、長さ、および鋼種を変える事で容易に行える。②スリット入り鋼板を木造軸組構に取り込む事により、木造軸組構法の履歴性状は紡錘状で安定した挙動を示す。③鋼板と木造軸組との接合は、釘接合、接着剤や接合金物を利用するので、現場での取り付けが簡単で、施工性に優れており、既存建築物の耐震補強方法としても可能である。④鋼板は工場で作成するので、品質が安定していて、設計通りの耐力が得られる、としている。

鋼構造や鉄筋コンクリート構造に用いるスリット入り鋼板耐震壁の厚さは 12mm 以上であるのに対し、木構造に相応しい厚さは 1〜3mm 程度であるとし、提案する耐力壁のせん断加力実験を行い、基礎的力学性状を明らかにしている。耐力壁に薄鋼板を用いる場合、面外座屈による抵抗力の低下が予

想されたが，面外補強無しのものでも壁倍率を超える良い結果が出ている．しかしながら，予想通り全ての面外補強無しの試験体で面外座屈が起き，十分な耐力は発揮できなかった．そこで，鋼板の面外補強を行った結果，耐力壁の荷重—変形曲線は紡錘形となり，エネルギー吸収能力も高まる事で，壁倍率も大きくなったと述べている．

第二章 引張補強部材

2.1 補強工法の概要

従来の在来軸組構法木造住宅では、壁の中に角材の筋違を入れたり、柱・横架材に構造用合板を貼付けたりするなどして、地震による水平力に抵抗する方法が行われてきた。しかし、これらの方法では開口部をとることが難しくなり、施工時には既存の壁を剥がさなければならず、大掛かりな工事が必要となる。これらの問題は結果として耐震化の促進を遅らせるのである。

今回提案する補強部材を写真 2-1 に、本部材を軸組に設置した場合のイメージを図 2-1 に、部材の形状及び寸法を図 2-2、2-3、2-4 に、軸組壁の力学モデルを図 2-5 にそれぞれ示す。

本章では、板厚 1mm 程度の極薄肉鋼板を使用し、軸組の柱と横架材や柱と土台の接合部の側面を木ネジ等で固定し軸組を補強する引張補強部材を提案する。これは、地震等による水平力が軸組に作用した時、隅角部の変形に伴い補強部材に引張力が作用し抵抗する事で補強を得ようとするものであり、極薄肉鋼板の安定した品質、高い加工精度、優れた塑性変形能力を既存の低層木造住宅に応用する効果的な工法の開発を行う。

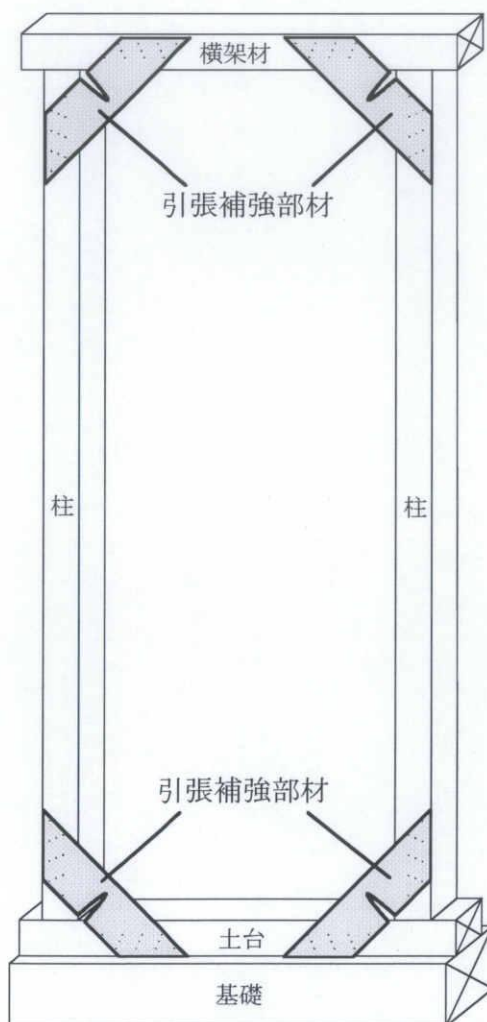


図 2-1 隅角部を引張補強部材で補強した軸組壁

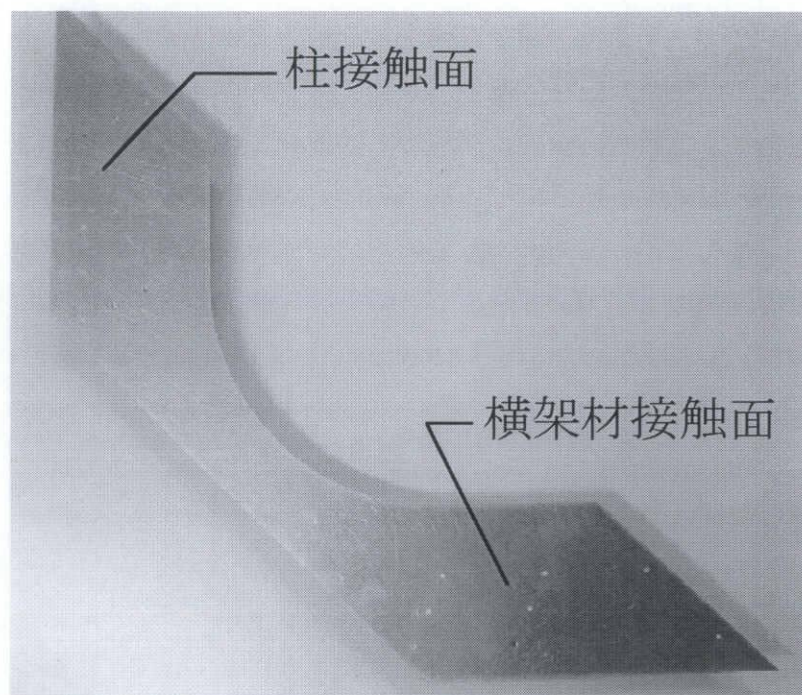


写真 2-1 引張補強部材試験体写真

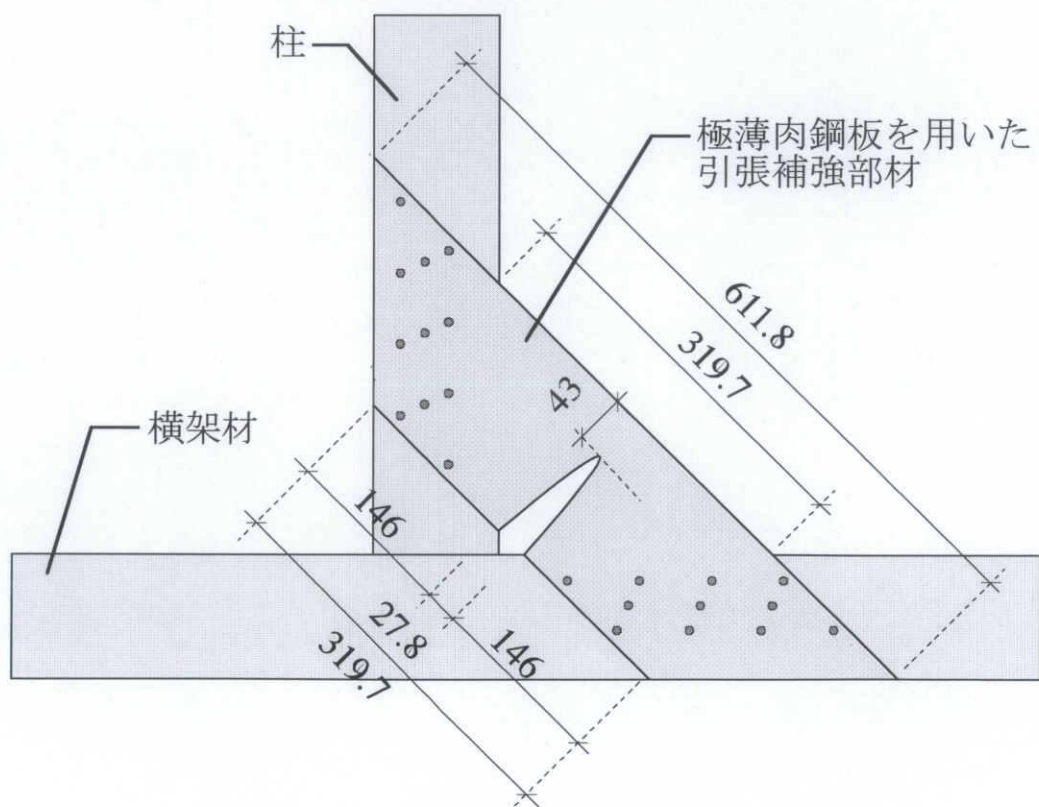


図 2-2 引張補強部材試験体図面 (L-S-T)

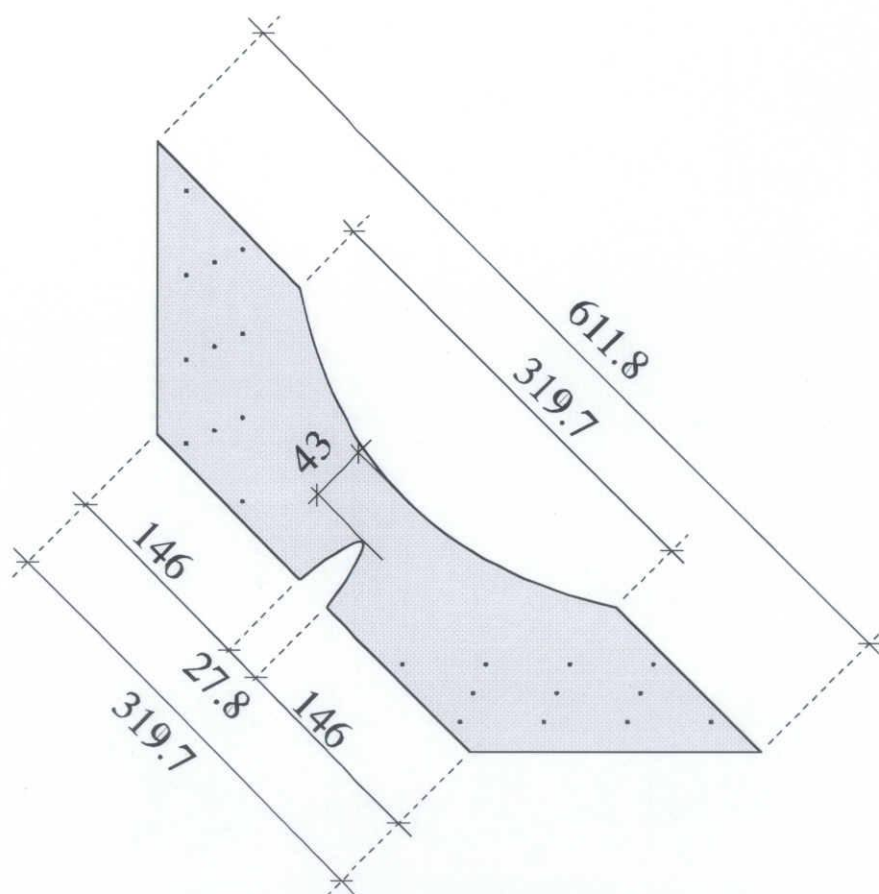


図 2-3 引張補強部材試験体図面 (L-S-C)

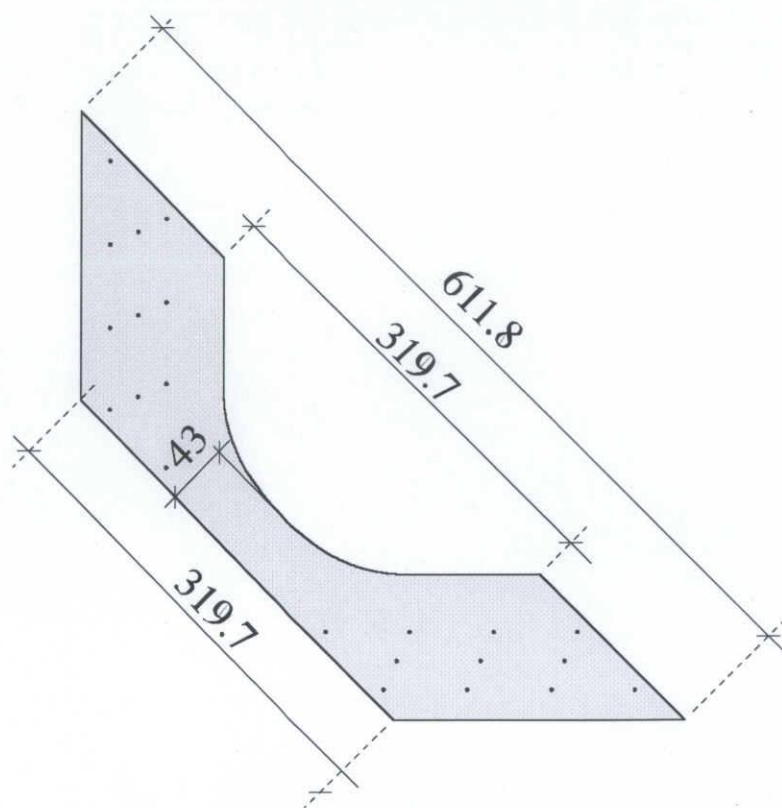


図 2-4 引張補強部材試験体図面 (L-S-B)

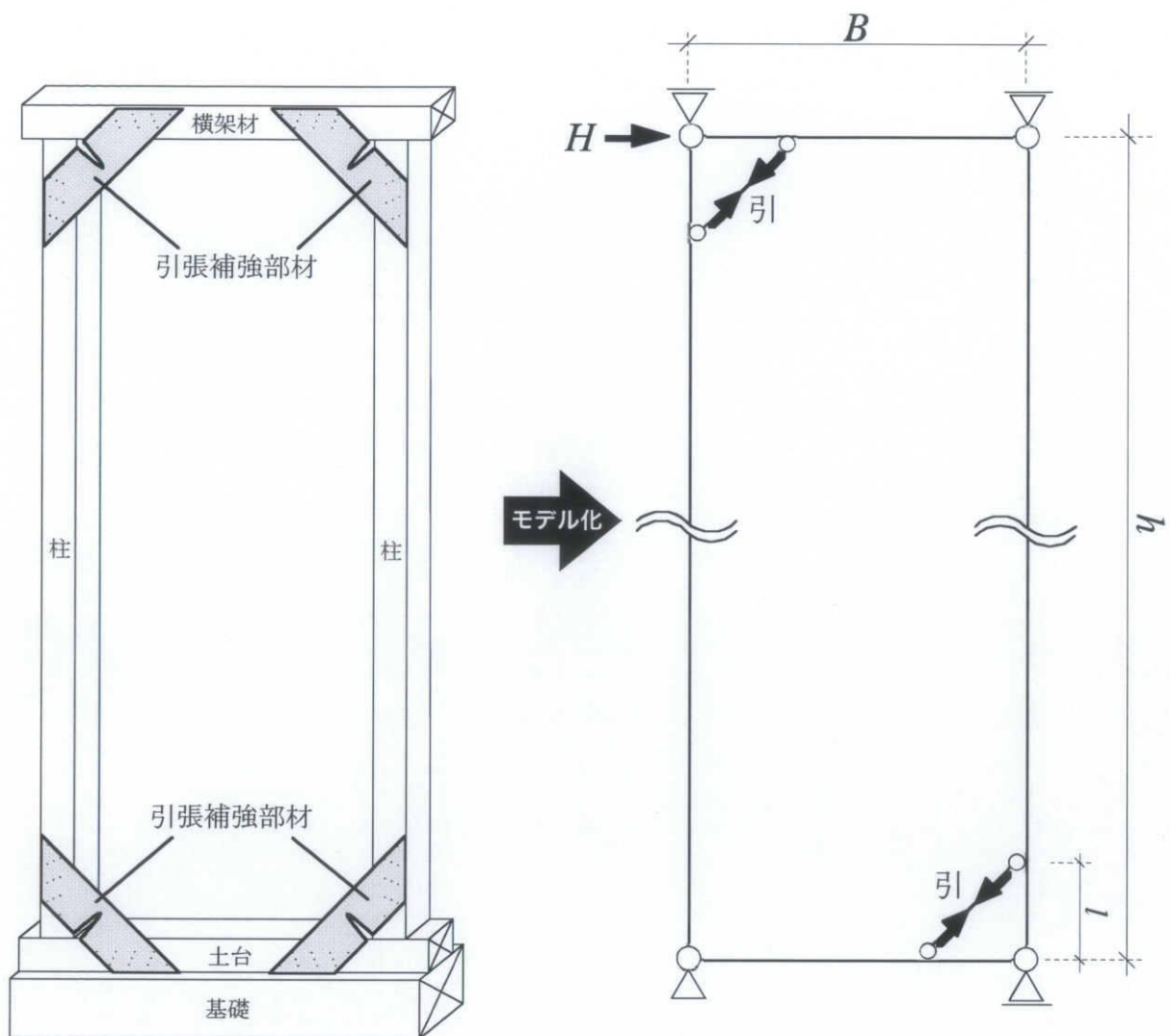


図 2-5 補強した長方形軸組架構の力学モデル

2.2 補強部材の設計

2.2.1 壁倍率と設計条件

建築基準法¹²⁾では、3階建ての木質構造建築は詳細な構造計算が必要とされるが、2階建てで延べ床面積が500m²以下、最高高さ13m以下、軒の高さ9m以下であれば、詳細な構造計算に代えて壁量計算（壁率の計算）と呼ばれる簡易設計法によって水平力に対する構造安全性を確認する事ができる。

壁量計算における壁量とは、一つの建物内で種々の剛性や強さを持つ耐力壁が、基準となる耐力を持つ耐力壁（倍率1.0の耐力壁）で全て構成されていると仮定したときの換算水平長さ（有効壁長さと呼ばれる）である。耐力壁の耐力は、後述する壁倍率と呼ばれる値で評価される。また、壁量を単位床面積または壁の単位見付面積当りの壁量で表したものが壁率であり、(2-1)式で求められる。地震力及び風圧力に対して最低必要な壁率が建築基準法施行令¹²⁾第46条に定められている。そして壁量計算では、建物の各階、各方向（梁間方向、桁方向）ごとに、(2-2)式の関係が成立する事を確認する。

$$\begin{aligned}\text{壁率} &= \frac{\text{有効壁長さ } L}{\text{床面積または壁の見付面積 } A} \\ &= \frac{(\text{倍率} \times \text{実長 } l)}{\text{床面積または壁の見付面積 } A} \cdots (2-1)\end{aligned}$$

$$\text{必要壁量 (壁率)} \leq \text{存在壁量 (壁率)} \cdots (2-2)$$

(2-1)式において、有効壁長さ L は、耐力壁の種類ごとに求められる有効壁長さを合計したもので、一つの種類の耐力壁の有効長さはその耐力壁の実長 l に倍率 α を乗じたものである。

耐力壁の倍率は、壁が水平力を受けたときのせん断剛性比で、所定せん断変形時のせん断耐力1.275kN(130kgf)（壁長さ1m当り）を基準とし、更に壁の強度や終局変形性能に応じたせん断変形角の取り方によって異なる。耐力壁の使用に応じた具体的な倍率の値を、表2-1に示す。面積 A は、地震力に対する倍率を計算するときにはその階の床面積を、風圧力のときには壁の見付面積（その階の床面から1.35mの位置以上の部分の面積）をとる。

今回提案する補強部材は、耐震補強による効果を壁倍率1.0を目標とし、必要な性能を確保するように設計した。

表 2-1 耐力壁の壁倍率

壁の種類		壁倍率
土塗壁		0.5
木ずり	片面	0.5
	両面	1.0
筋交い	鉄筋径9[mm]以上	1.0
	大貫15×90[mm]以上	1.0
	三つ割30×90[mm]以上	1.5
	二つ割45×90[mm]以上	2.0
	同寸90×90[mm]以上	3.0
構造用合板	厚さ7.5[mm]以上	2.5
ハードボード	厚さ12[mm]以上	2.0
パーティクルボード	厚さ7.5[mm]以上	2.0
硬質木片セメント板	厚さ5[mm]以上	2.0
フレキシブル板	厚さ12[mm]以上	2.0
石綿パーライト板	厚さ6[mm]以上	2.0
石綿ケイ酸カルシウム板	厚さ12[mm]以上	2.0
炭酸マグネシウム板	厚さ8[mm]以上	2.0
パルプセメント板	厚さ12[mm]以上	2.0
石膏ボード	厚さ8[mm]以上	1.0
シーリングボード	厚さ12[mm]以上	1.0
ラスシート	厚さ12[mm]以上	1.0

(施行令第46条 国土交通省国土交通省告示第1100号)

2.2.2 軸組架構モデル

図 2-5 に示す長方形の軸組架構モデルに水平力 H が作用した時、引張補強部材に引張力 \bar{N} が作用する。長方形架構に作用する水平力 H と、引張補強部材に作用する引張力 \bar{N} は、以下の関係が成立する。

$$H = \frac{2 \cdot l}{\sqrt{2} \cdot h} \cdot \bar{N} \cdots (2-3)$$

ここに、

H : 軸組架構モデルに作用する水平力[N]

l : 引張補強部材の長さ [mm]

h : 軸組架構モデルの高さ[mm]

\bar{N} : 一つ当りの引張補強部材内に作用する引張力[N]

(2-3) 式を用いて、壁倍率 1.0 を目標とした時に軸組に作用する水平力から補強部材に作用する引張力を求め、補強部材に必要な性能を検討する。

2.2.3 取り付け位置・補強部材断面の設計

補強部材の取り付け位置と断面積は、引張補強部材の長さ l と、柱と補強部材が成す角度を変数として検討した。補強部材の断面積は、図 2-5 に示す力学モデルに壁倍率 1.0 を目標とし設定した水平力 $H=1.8[\text{kN}]$ が作用した時、引張補強部材に作用する軸力を (2-4) 式を用いて算定し、それに抵抗する様な断面積として以下の式を用いて算定した。

$$\bar{N} = \frac{\sqrt{2} \cdot h}{2 \cdot l} \cdot H \cdots (2-4) \quad A = \frac{\bar{N}}{\sigma_y} \cdots (2-5)$$

ここに、

\bar{N} : 一つ当りの引張補強部材内に作用する引張力[N]

H : 軸組架構モデルに作用する水平力[N]

l : 引張補強部材の長さ [mm](=227.5[mm])

h : 軸組架構モデルの高さ[mm] (=2730[mm])

A : 引張補強部材の中央帯部断面積[mm²]

σ_y : 鋼材の降伏応力度下限値[N/mm²] (=235[N/mm²])

(2-4)、(2-5) 式より必要な断面積を算定し、また鋼材使用量を検討した上で最適となるパターンを選定した。その結果、以下のような点が挙げられた。

- ・ 引張補強部材の長さが長いほど、引張力は小さくなり、断面積を小さくすることができる。
- ・ 同等の断面積で、柱と引張補強部材が成す角度が 45° の場合とそれ以外の場合では、45° の場合が鋼材使用量が少なくすることができる。

以上の点をふまえ、45° 方向での補強が最も少ない鋼材で有効な補強ができると考えた。引張補強部材の長さ l は、部材単体の重量やサイズの施工性から 227.5[mm] とした。

2.2.4 接合部の設計

補強部材の耐力と塑性変形能力を確保するために、木材と補強部材の接合部が先行して破壊しない事が重要である。そのための接合方法を文献 13), 14) より検討した。

まず、多種多様な接合具のうち木ネジを選定した。これは、釘に比べて引き抜き力に対する抵抗性を備え、かつ貫通させる必要があり、反対側に飛び出すボルトに比べて、施工が片側からのみで可能なためである。次に、使用する木ネジの径および埋め込み長さを選定し、せん断力については(2-4)式を、引き抜き耐力については(2-5)式を用いて、必要本数を算定した。

$$R_{as} = \beta \times f_{e2} \times d_1 \times L_1 \cdots (2-4)$$

$$R_w = 1.27 \times \rho^{1.5} \times d \times l \cdots (2-5)$$

ここに、

R_{as} : 長期許容せん断耐力[N]

R_w : 長期許容引き抜き耐力[N]

β : 支圧応力の影響係数

ρ : 木材の気乾比重 (表 2-2)

f_{e2} : 製材の長期めり込み強度[N/mm²]

d : 木ネジの呼び径[mm]

d_1 : 木ネジ径[mm]

l : ネジ部のねじ込み深さ[mm]

L_1 : 製材への木ネジの埋め込み長さ[mm]

表 2-2 接合部の設計における基準比重および基準支圧強度と対応樹種グループ

グループ	気乾比重	対応する樹種グループ	基準支圧強度[N/mm ²]	
			繊維方向	繊維に直交方向
J1	0.42	べいまつ・くろまつ・あかまつ からまつ・つが	22.2	9.0
J2	0.37	べいひ・べいつが・ひば・ひのき もみ	20.0	7.8
J3	0.32	とどまつ・えぞまつ・べにまつ スプルース・すぎ・べいすぎ	17.7	6.0

次に表 2-3 よりネジの配置を検討し、接合に必要な補強部材の面積を確定する。これを繰り返し検討する事で、最適な面積を決めた。接合方法としては施工性を考慮し、図 2-9 のような木材側面に補強部材を接合する貼付け型と、折り曲げた補強部材を木材の内側へ接合する折り曲げ型（写真 2-2）を設定した。

表 2-3 板に対する釘配置等の最小間隔

加力が繊維方向の場合	加力方向	釘間隔	12d	図2-6
		釘側圧縮の作用する側の端距離	15d	
	加力に直交方向	釘列間隔	5d	図2-7
		縁距離	5d	
加力が繊維に直交方向の場合	加力方向	釘間隔	8d	図2-8
		釘側圧縮の作用する側の端距離	8d	
	加力に直交方向	釘列間隔	10d	
		縁距離	10d	

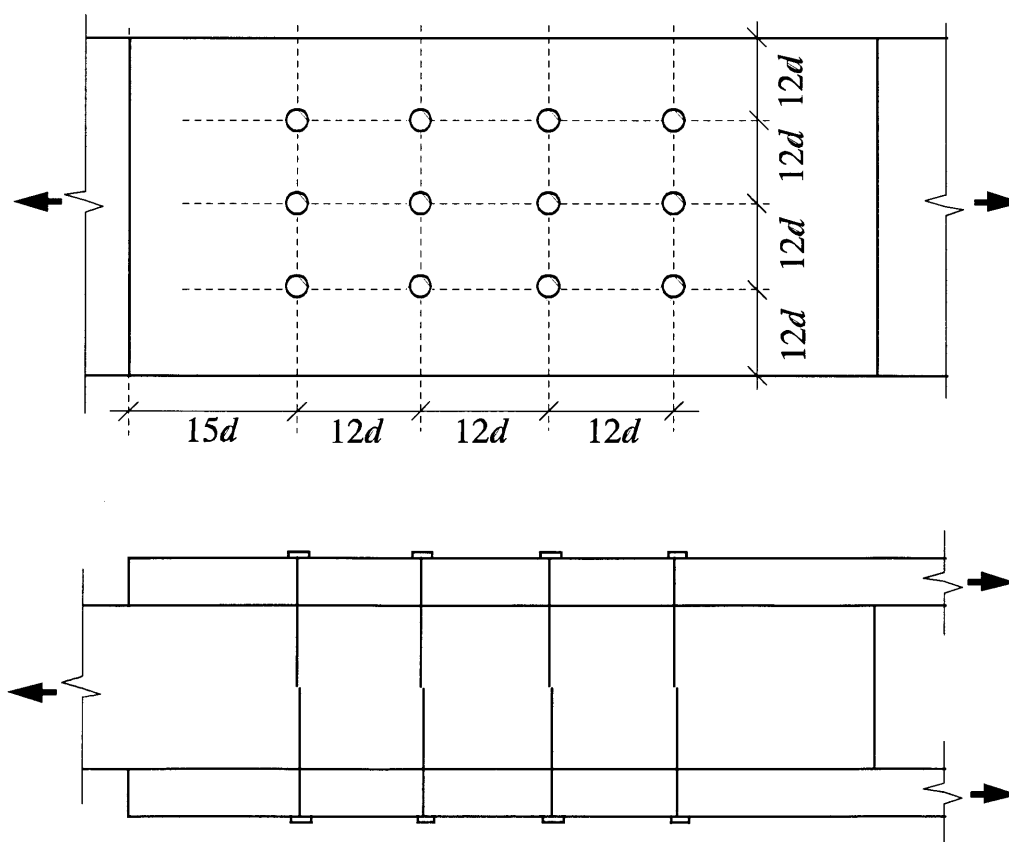


図 2-6 加力方向の釘間隔、端距離

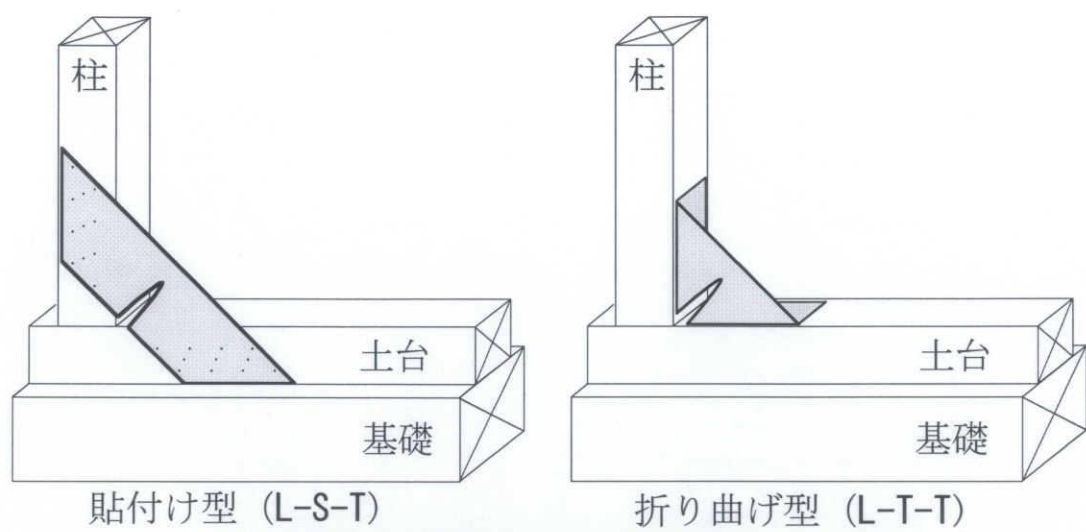


図 2-9 補強部材の軸組への接合方法

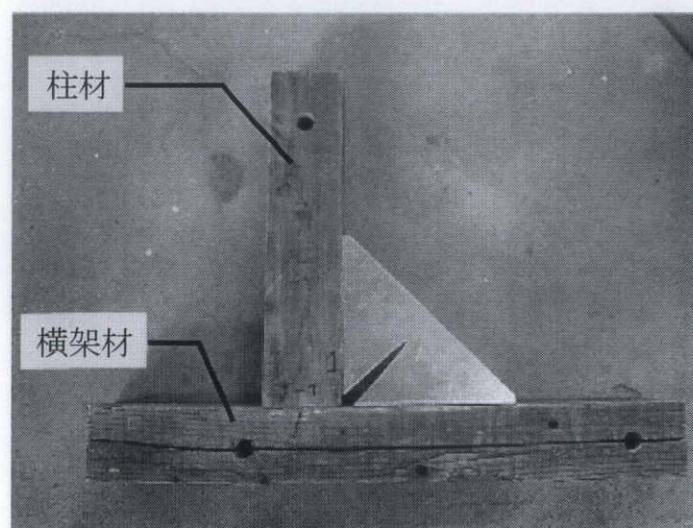
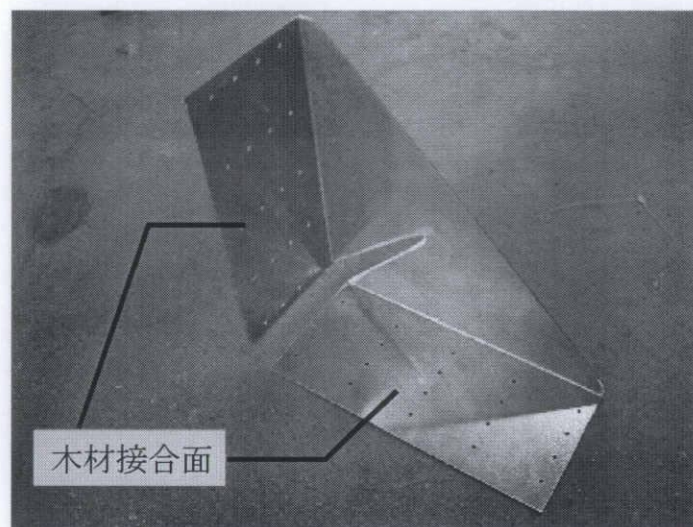


写真 2-2 折り曲げ型補強部材 (L-T-T) の軸組への接合方法

2.2.5 補強部材の材料特性・形状

補強部材の必要断面積と接合部の必要面積の二つの条件を満たすため、補強部材の形状は図 2-2～2-4 に示すように、帯状の鋼板から必要断面積の幅だけ中央部を残して、上部、中央部、下部に配されるように設計した。中央部は力学モデルに最も沿った位置に配置した。上部は、接合部からの距離が力学モデルの位置より離れているため、負担する軸力が小さくなり必要断面積を比較的小さくすることができるが、接合部までの距離が長く、その分鋼材を必要とする。下部は、補強部材への負担が比較的大きいため、必要断面積を大きくする必要があるが、接合部までの距離が短くその分鋼材の使用量を少なくする事ができる。それぞれの形状を実験し比較する事で、最適な形状を検討する。

2.2.6 木材の材種・断面寸法

木材は含水率の変化で強度が変化するなど、定量的評価が非常に難しい。一般的に使用されている木材の材種及び寸法を表 2-4 に示す。

今回使用する材種については木質構造設計規準¹³⁾で最も強度が低いスギ材で、かつ気乾状態と見なす事ができる古材を選定し、寸法は、土台と柱に共通で 105mm×105mm とし、材種・寸法を変数とせず、補強部材のみを定量的に評価する事とした。

表 2-4 材種と断面寸法

モデル名	土台		柱		梁	
	材種	寸法	材種	寸法	材種	寸法
壁倍率評価	スギ	105×105	スギ	105×105	ベイマツ	105×180
三重北勢	ヒノキ	105×105	ヒノキ	105×105	ベイマツ	105×120

2.3 実験概要

2.3.1 接合部試験

補強部材の実験に先立ち、木ネジ単体の接合強度試験を行った。実験変数を表 2-5 に、試験体および試験装置を図 2-9～2-11、写真 2-2～2-4 に示す。

試験体下部に掴み部（150×150 角形鋼管に平板を溶接したもの）を取り付け、上下に引張载荷した。载荷はアムスラー型 1MN 万能試験機を用いた。

貼付け型試験体の場合、木材の繊維方向に対して 45° 方向にせん断力が働くため、繊維方向 (CO-SP,CO-SC)と、繊維に直交方向(CO-T)に力が作用する実験を行い、(2-6) 式で接合強度を評価した。

$$R_{\theta} = \frac{R_0 \cdot R_{90}}{R_0 \cdot \sin^2 \theta + R_{90} \cdot \cos^2 \theta} \dots (2-6)$$

ここに、

R_{θ} ：角度 θ のときの許容耐力[N]

R_{90} ：繊維に直交方向の許容耐力[N]

R_0 ：繊維方向の許容耐力[N]

θ ：繊維方向の角度[°]

実験結果を表 2-6 に示す。実験結果は設計耐力を大きく上回り、補強部材の接合強度に問題ないことを確認した。

表 2-5 接合部試験 試験体変数

試験体名	加力方向
CO-SP	繊維方向せん断
CO-SC	繊維に直交方向せん断
CO-T	引き抜き

<試験体名>

CO-SP

SP:繊維方向せん断 (ShearParallel)
SC: 繊維に直交方向せん断 (Shear Cross)
T :引き抜き (Tense)
Connection

表 2-6 接合部試験結果

試験体名	実験値	計算値[kN]	設計値[kN]	実験値／設計値
CO-SP	2.61	3.51	1.57	2.23
CO-SC	5.36			
CO-T	3.96		0.87	4.55

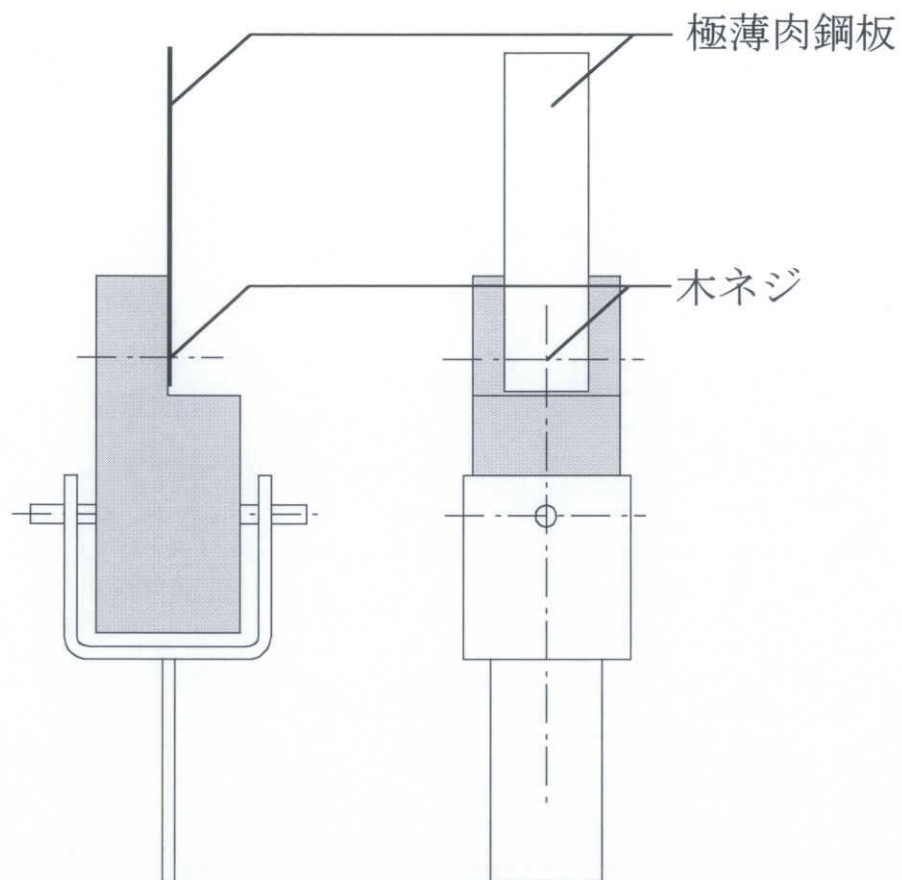


図 2-9 試験体および試験装置 (CO-ST)

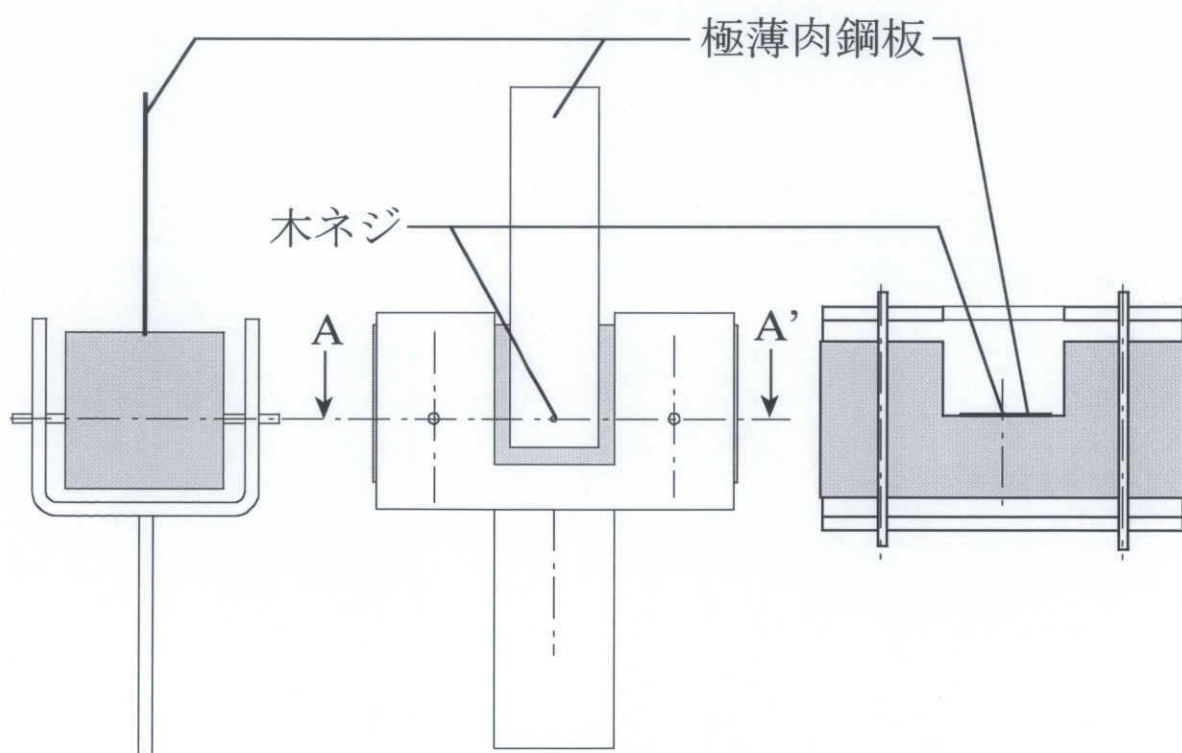


図 2-10 試験体および試験装置 (CO-SC) (右 : A-A' 断面図)

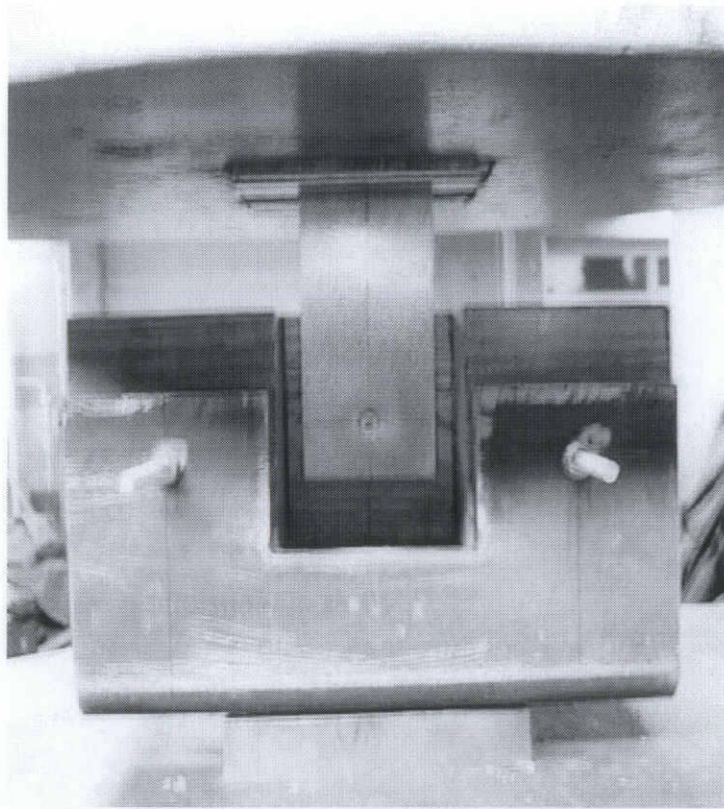


写真 2-3 載荷試験装置 (CO-SC)

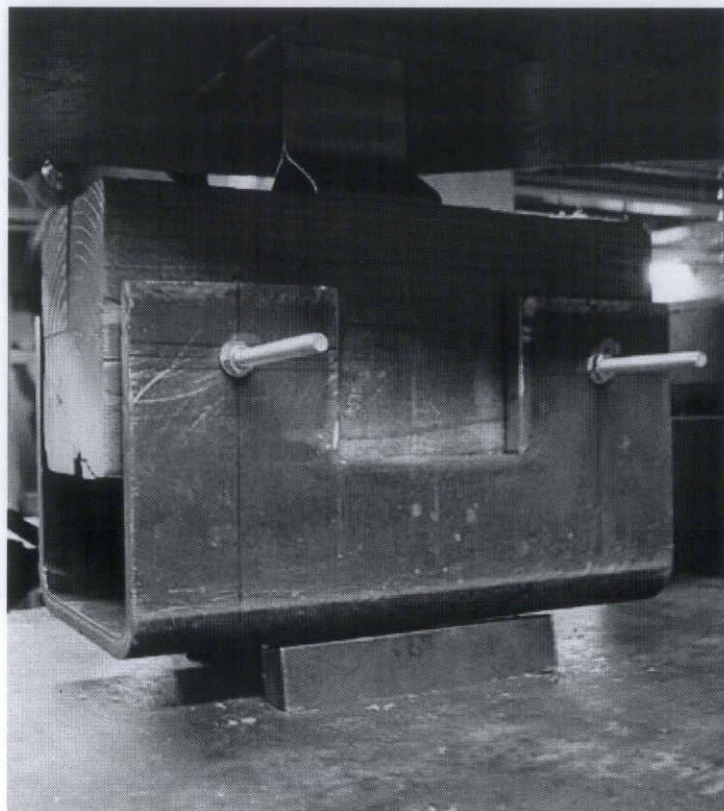


写真 2-4 載荷試験装置 (CO-T)

2.3.2 試験体変数

2.2に示した設計条件をふまえ、表2-6に示す実験変数を取り上げ、全7体の試験体を製作し、加力試験を行った。今回は、補強無しのL-N-Nと、貼付け型の3体、計4体のみ報告する。試験体の補強部材の実測寸法を表2-7に、補強部材の計測箇所を図2-12に、試験体の木材の実測寸法を表2-8に、木材の寸法計測箇所を図2-13に、接合部の木ネジの配置を図2-14～2-16に、試験体に用いた鋼材の引張試験による機械的性質を表2-9に、それぞれ示す。

表 2-6 実験変数

試験体名	接合方法	帯形状
L-N-N	なし	なし
L-S-T	貼付け（木ネジせん断）	上部
L-S-C		中央部
L-S-B		下部
L-T-T	折曲げ（木ネジ引抜）	上部
L-T-C		中央部
L-T-B		下部

< 試験体名 >

L-S-T

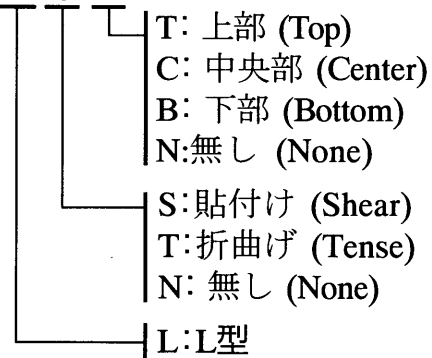


表 2-7 補強部材試験体実測寸法

試験体名		L-S-B	L-S-C	L-S-T
長さ	a	146	146	612
		147	146	
		319	320	
	b	320	146	146
			146	146
			38	28
	c	207	207	207
	d	206.5	207	207
	e	146	146	146
	f	146	146	146
	g	43.17	43.34	43.34
板厚	K	1.044	1.065	1.038
	L	1.049	1.053	1.044
	M	1.005	1.074	1.056

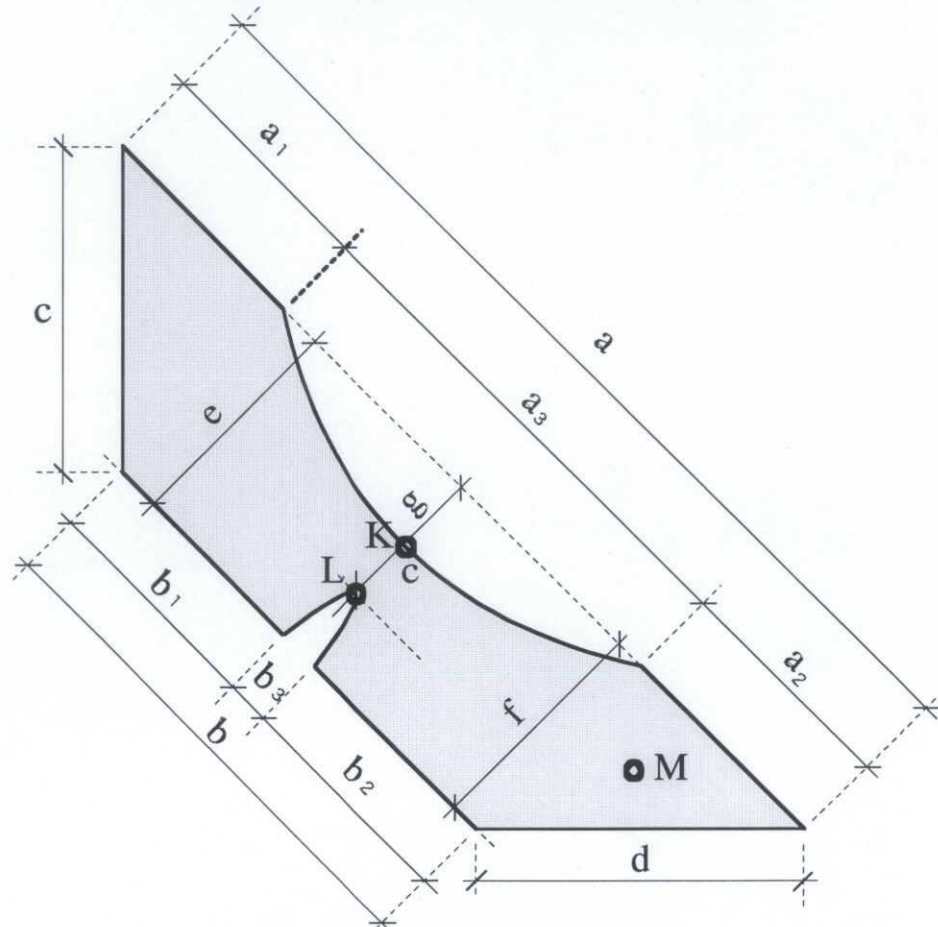


図 2-12 補強部材試験体の計測箇所

表 2-8 木材（柱-横架材）試験体実測寸法

試験体名				L-N-N		L-S-T		L-S-C		L-S-B	
縦材	ほぞ	D	1	50.8		49.2		47.2		50.45	
			2	50.9		49.35		47.1		50.3	
		L	1	30.3		30.9		30.8		30.55	
			2	30.8		31.1		30.6		31.1	
		H	1	45.9		46.15		45.45		44.05	
			2	45		47.55		44.35		45.1	
	木材	D	1	104.6	104.35	105	105.2	103.9	105.5	107.7	106.5
			2	104.8	104.55	105.95	105.6	104.4	105.9	106.7	106.1
			3	106	105.6	107	107	105.8	107.2	106.1	105.5
		L	1	105.9	106.1	108.1	109.25	104.3	104.8	109.9	110
			2	106.25	106.5	108.8	110	104.15	104.45	109.1	109.5
			3	108.1	108.35	110.3	110.55	104.2	104.85	108.6	108.8
		H	1	479.5		479.5		479.5		479.5	
	ほぞ-木材	D	1	26.45	27.2	27.2	28	30.8	30.75	28.3	27.3
			2	27.35	27.4	27.8	27.2	26.3	27.15	29	29
		L	1	37.4	38.4	38.85	39.8	37	36.6	38.95	38.8
			2	36.55	38.6	39.3	39.45	37.6	37.4	41	40.6
横架材	ほぞ仕口	D	1	50		50.4		49.5		51.8	
			2	50		50		50.05		51.5	
		L	1	30.5		30.1		30.5		30.2	
			2	30.2		30.25		30.25		31.4	
		H	1	58		28.8		59.6		59.25	
			2	56.9		58.5		61.4		61.9	
	木材	D	1	106.1	107	105.6	106.3	109.6	109.3	108	108.65
			2	106.05	106.35	105.95	106.35	108.2	108.55	107.8	108.5
			3	106.1	106.45	106.6	106.9	109	109	107.6	108.8
		L	1	106.2	106.45	105.2	106.4	111.1	110.6	108.25	108
			2	106.1	106.1	105.2	106.2	108.6	109.7	107.7	107.3
			3	106.2	106.25	106.25	106.3	108.6	109.9	106.35	106.85
		H	1	832		832		832		832	
	仕口位置	L1		37.9	37.5	36.9	37.5	40.1	39.3	39.5	38.2
		L2		38.4	38.5	37.85	38.3	38.45	38.6	38.4	38.5

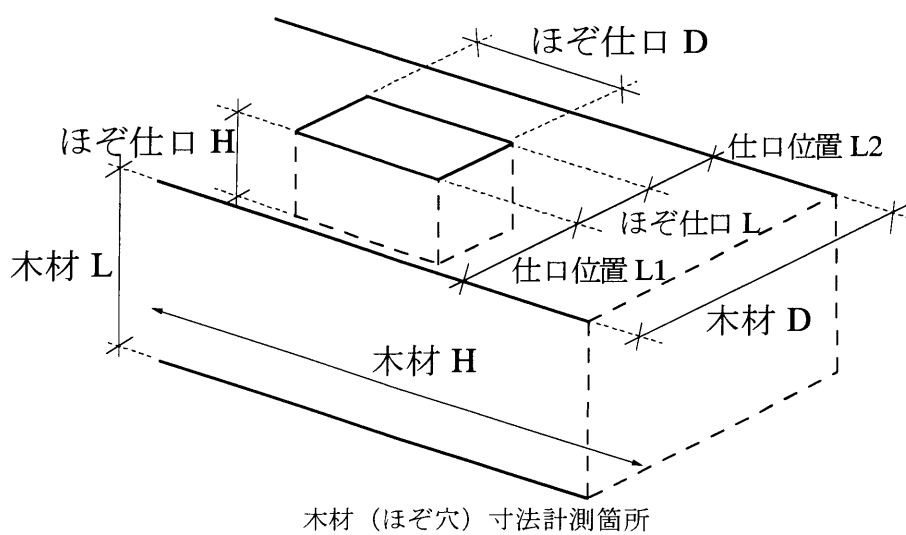
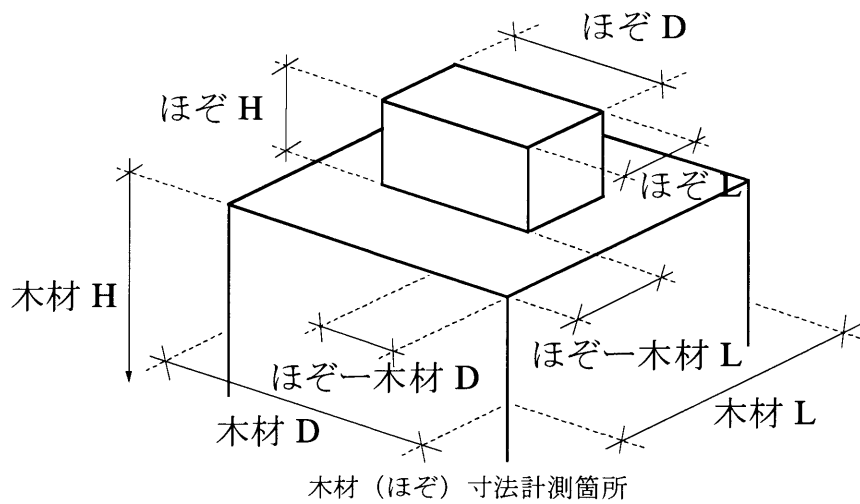
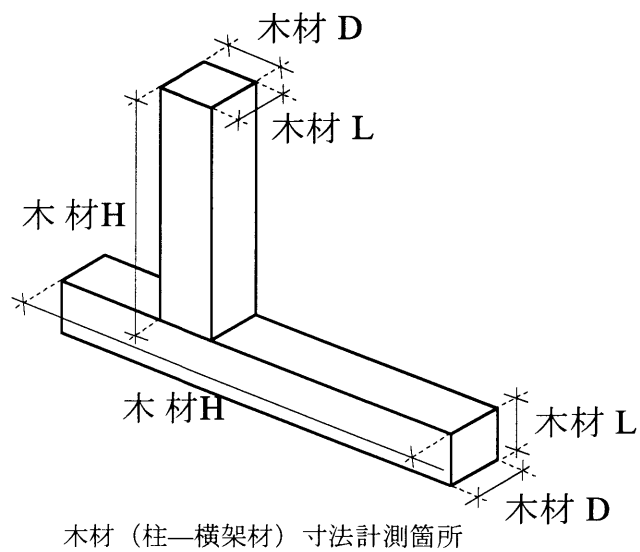


図 2-13 木材試験体寸法計測箇所

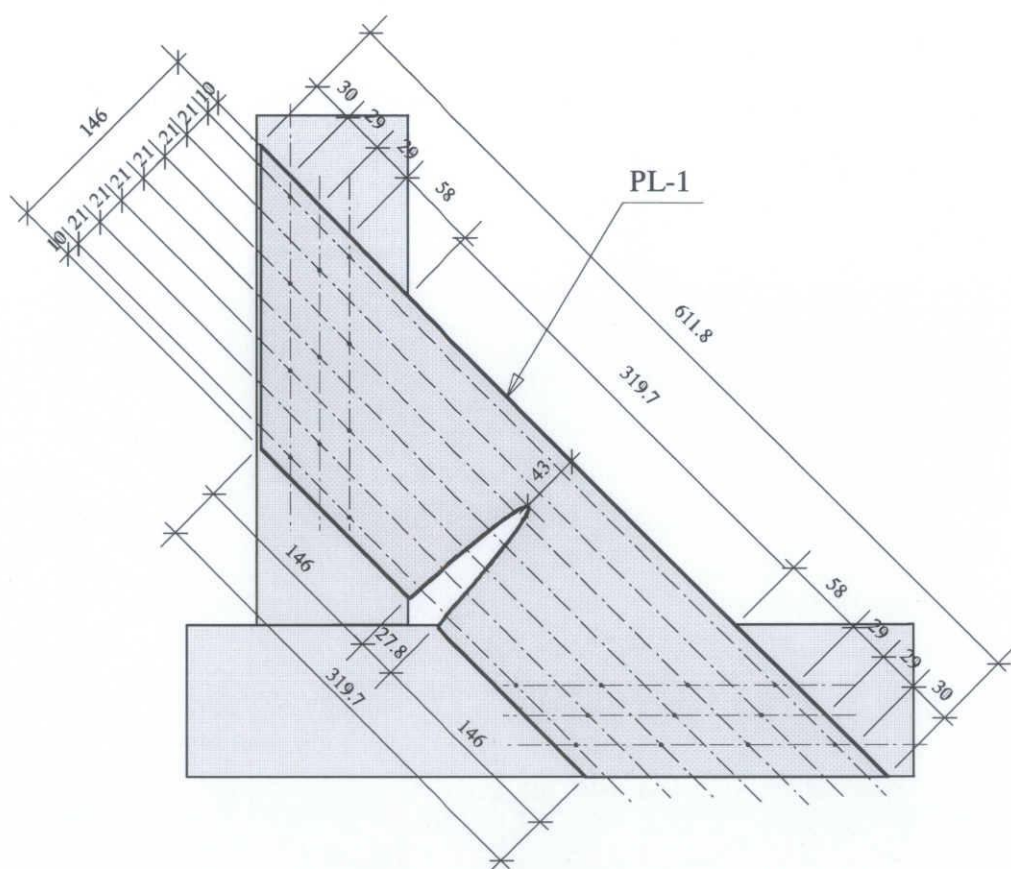


図 2-14 木ネジ配置図(L-S-T)

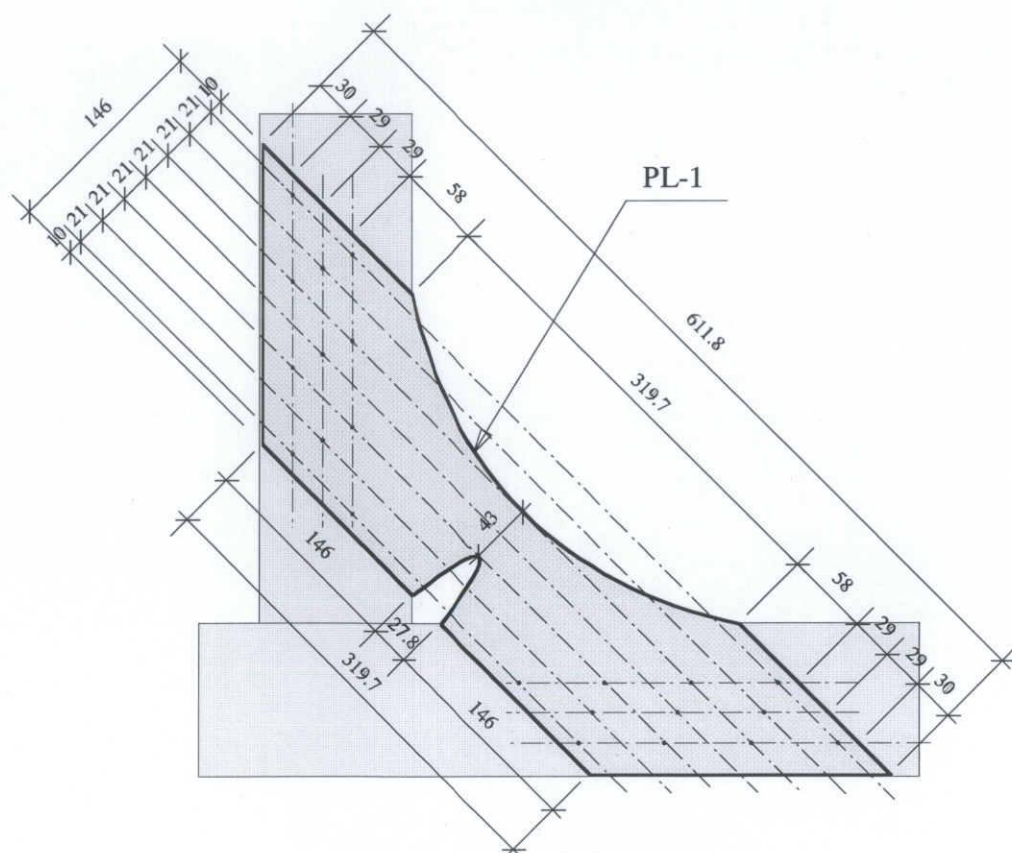


図 2-15 木ネジ配置図(L-S-C)

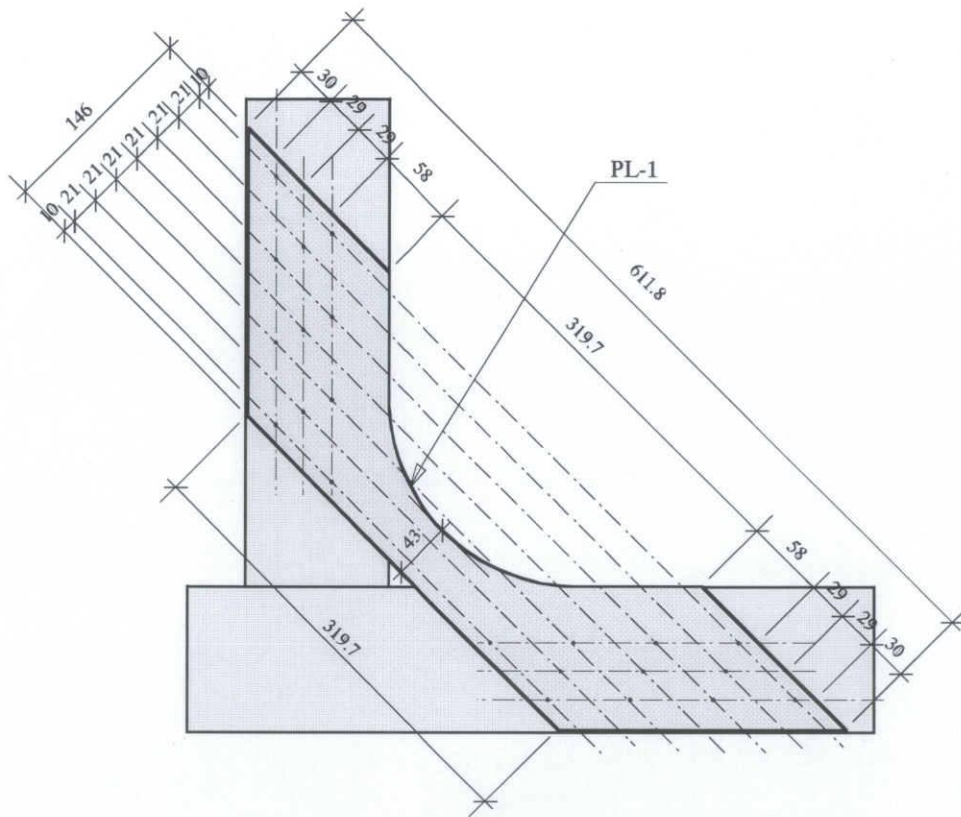


図 2-16 木ネジ配置図 (L-S-B)

表 2-9 素材の機械的性質

部材名称	材料	表面処理	降伏点 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	降伏比	伸び [%]
亜鉛めっき鋼板	SGC400 薄板軽量形鋼	JIS G3302 溶融亜 鉛めっき鋼板	325.44	369.51	0.88	27.70

2.3.3 実験方法

(a) 実験架構モデル

既存の軸組に、提案する引張補強部材を設置した架構の隅角部を取り出した部分架構を用いて、補強部材の加力試験を行い、基礎的な力学性状を把握する。ここでは、部分架構試験と壁倍率評価に用いる長方形架構の力学的な関係を示す。

図 2-14(a) の長方形架構に作用する水平力 H と、図 2-14(b) に示す部分架構に作用する荷重 P は以下の関係が成立する。

$$P = \frac{\sqrt{2} \cdot h}{2 \cdot L} \cdot H \cdots (2-7)$$

ここに、

P : 実験での載荷荷重[N]

h : 軸組架構モデルの高さ[mm]

L : 部分架構の軸組の長さ[mm]

H : 軸組架構モデルに作用する水平力[N]

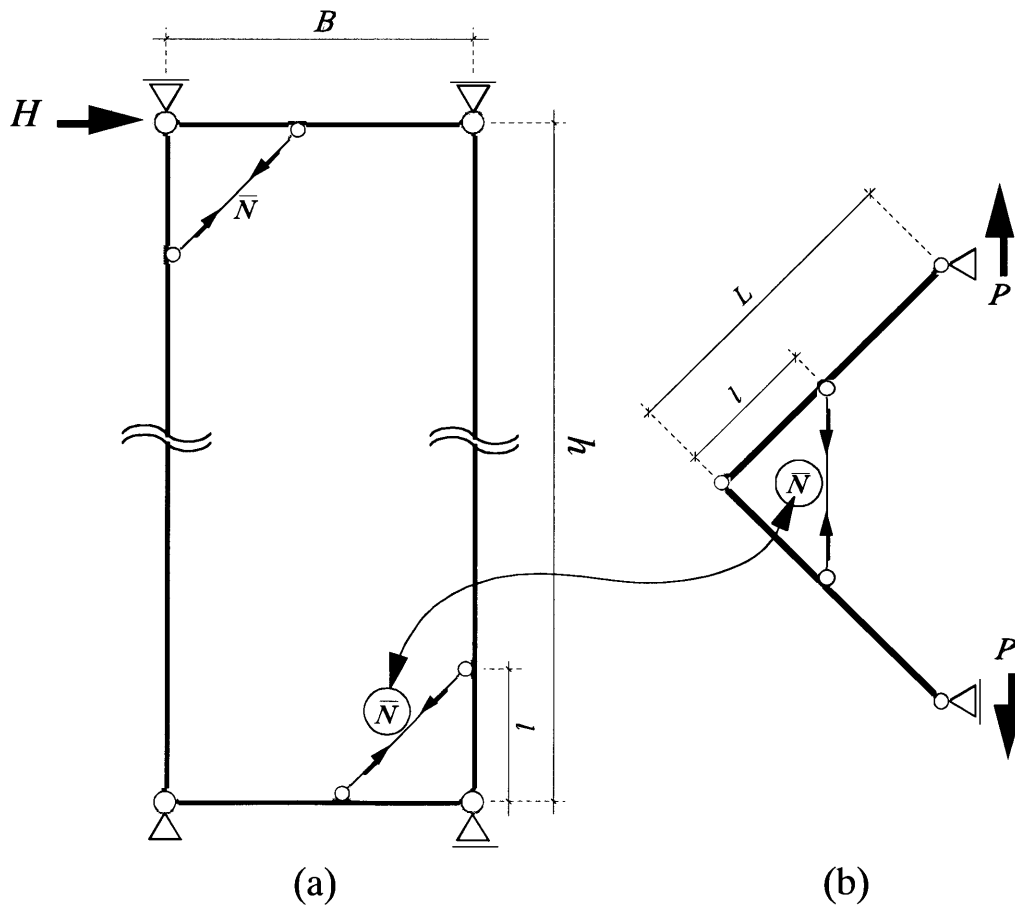


図 2-14 引張補強部材で耐震補強した軸組のモデルと実験用モデル

(b) 実験装置および荷重方法

荷重装置を図2-15に示す。試験体の境界条件は上下端ともにピン支持とした。試験体上下端に掘み部（平板を溶接したもの）を取り付け、木材の芯から455mmの位置を加力中心とした。荷重はアムスラー型1MN万能試験機を用いて行い、45°方向に柱と土台を引張る事で壁に水平荷重が作用した時にかかる応力を再現した。

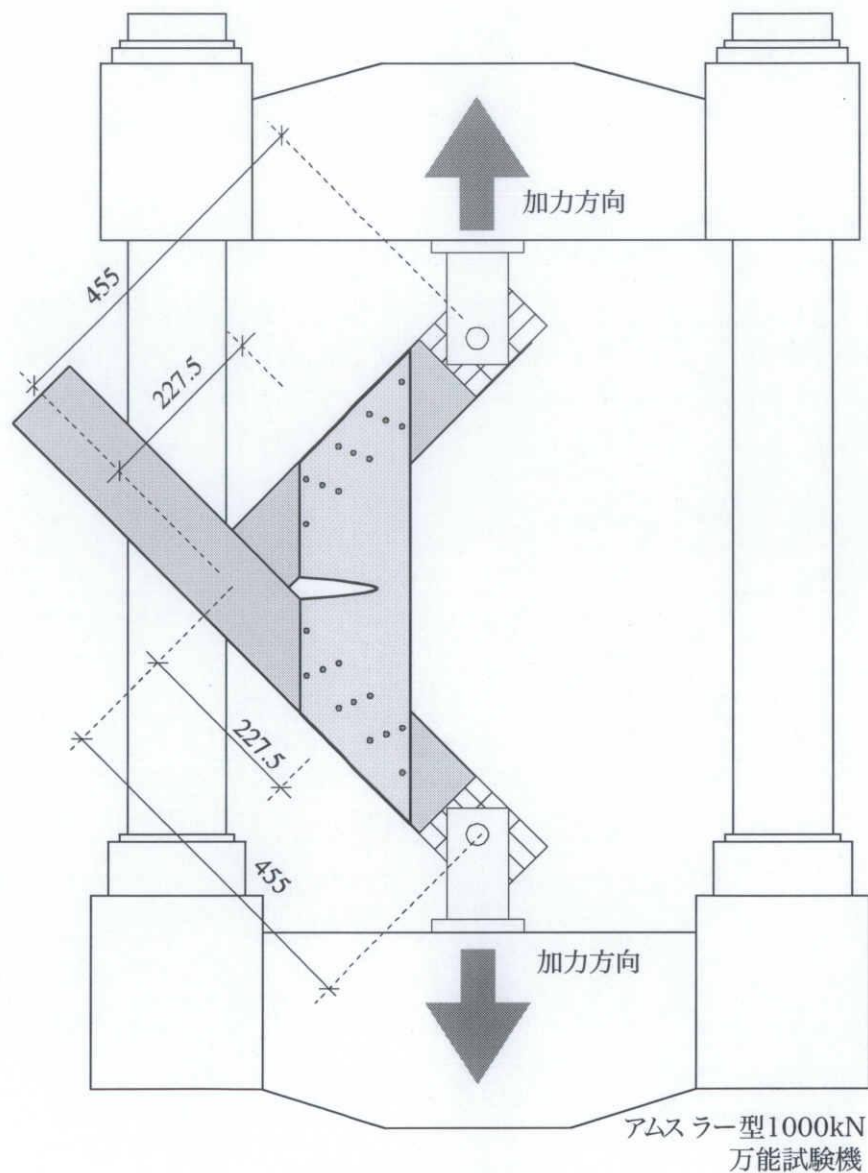


図2-15 実験装置

(c) 計測計画

図 2-16 に変位計測箇所を示す。変位計 A は、試験体木材端部のピンの中心間を結んだ直線上の距離の変化を計測するために設置した。引張補強部材が片側のみに接合されていて柱がねじれる可能性があるため、A は、奥行き方向の反対側にも設置し、2 台の平均値から隅角部の変形角を算出した。変位計 B は、柱の浮き上がり・沈み込みを計測した。変位計 C～F は、鋼板接合部の滑りを計測するため、鋼板内の仕口から最も遠い箇所と近い箇所に設置した。

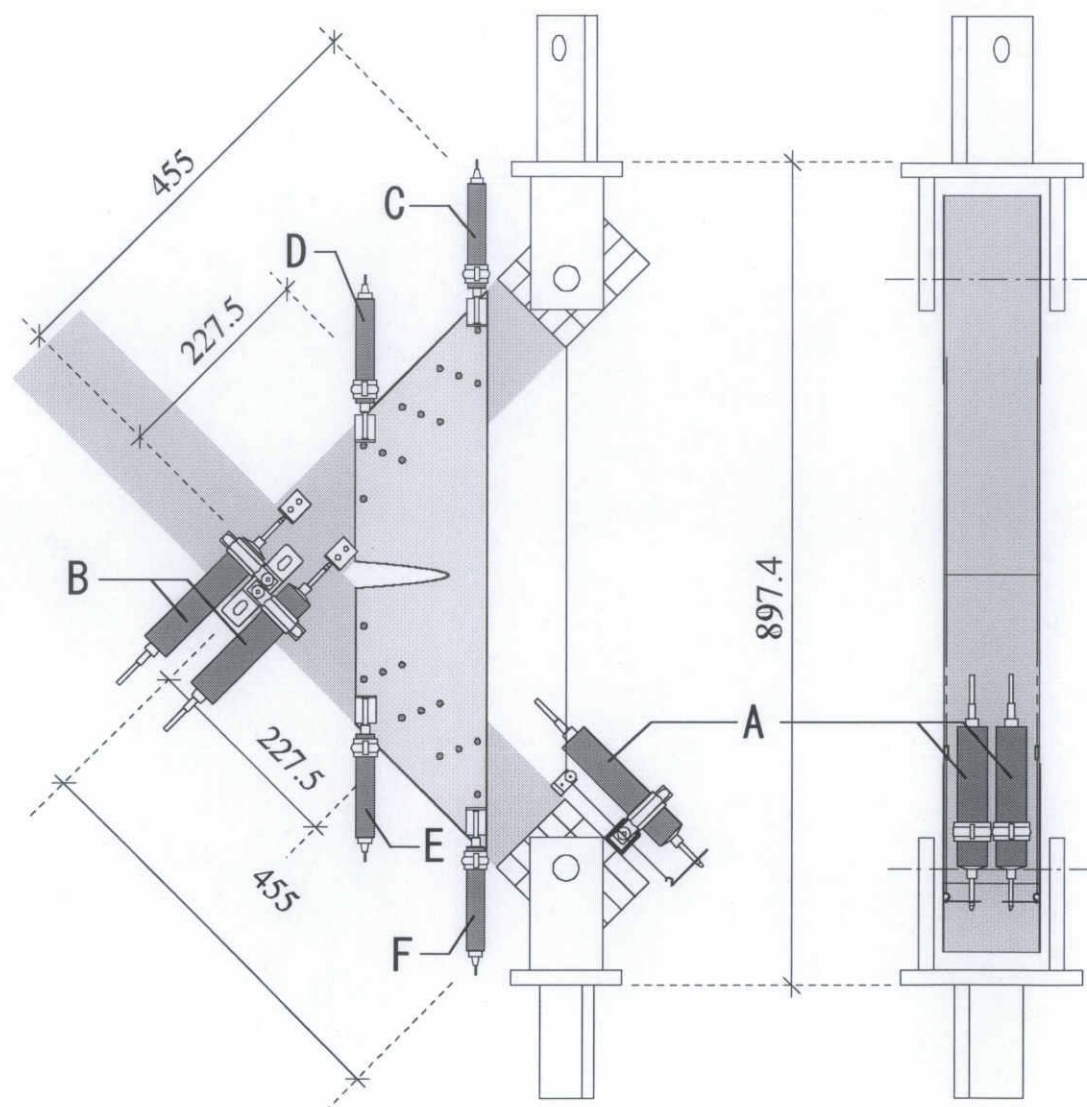


図 2-16 変位計測位置（左：正面図，右：側面図）

2.3.4 最大耐力の評価

2.2 で述べた設計モデルに基づき，図 2-14 に示す部分架構の，最大耐力 P_{ult} を算出した．引張補強部材の耐力 \bar{N} と，部分架構の最大耐力 P_{ult} の関係は以下の通りである．

$$P_{ult} = \frac{I}{L} \cdot \bar{N} = \frac{I}{L} \cdot A \cdot \sigma_y \cdots (2-8)$$

(2-8) 式を用いて算出した結果， $P_{ult}=6.9[\text{kN}]$ となる．この値を実験結果と比較する評価項目とする．

2.4 実験結果

2.4.1 各試験体結果

各試験体の実験結果から、荷重—変形角関係を示す。縦軸は載荷荷重 P [kN]，横軸は変形角 R [rad.]を示す。実験時の試験体を写真 2-5 に示す。それぞれのグラフには、2.3.4 で算定した予想耐力 P_{ult} を横破線で、壁倍率算定における限界変形角である $1/15$ [rad.]の時点を縦破線で、それぞれ示す。

(a) L-S-T

L-S-T の実験結果を図 2-17 に示す。

載荷開始から $1/50$ [rad.]直後まで荷重 P に対して線形で変形し、 A_1 点で剛性が低下した。そこから $1/15$ [rad.]付近まで線形で変形し、 A_2 点で更に剛性が低下した。 A_2 点から徐々に剛性が低下し、 A_3 点 ($1/9$ [rad.])で中央帯部仕口側にネッキングが生じた。その後、徐々に荷重を落とし、最大耐力の半分ほど低下した点 (×) で中央帯部が破断した。

A_1 点の剛性低下は、中央帯部の内側が降伏し始めたために起こったと考えられる。次の剛性低下が発生した A_2 点は、 A_1 点から始まった中央帯部仕口側の降伏が全断面降伏に至ったためであると考えられる。使用した極薄肉鋼板の機械的性質による二段階で剛性低下する事が分かった。

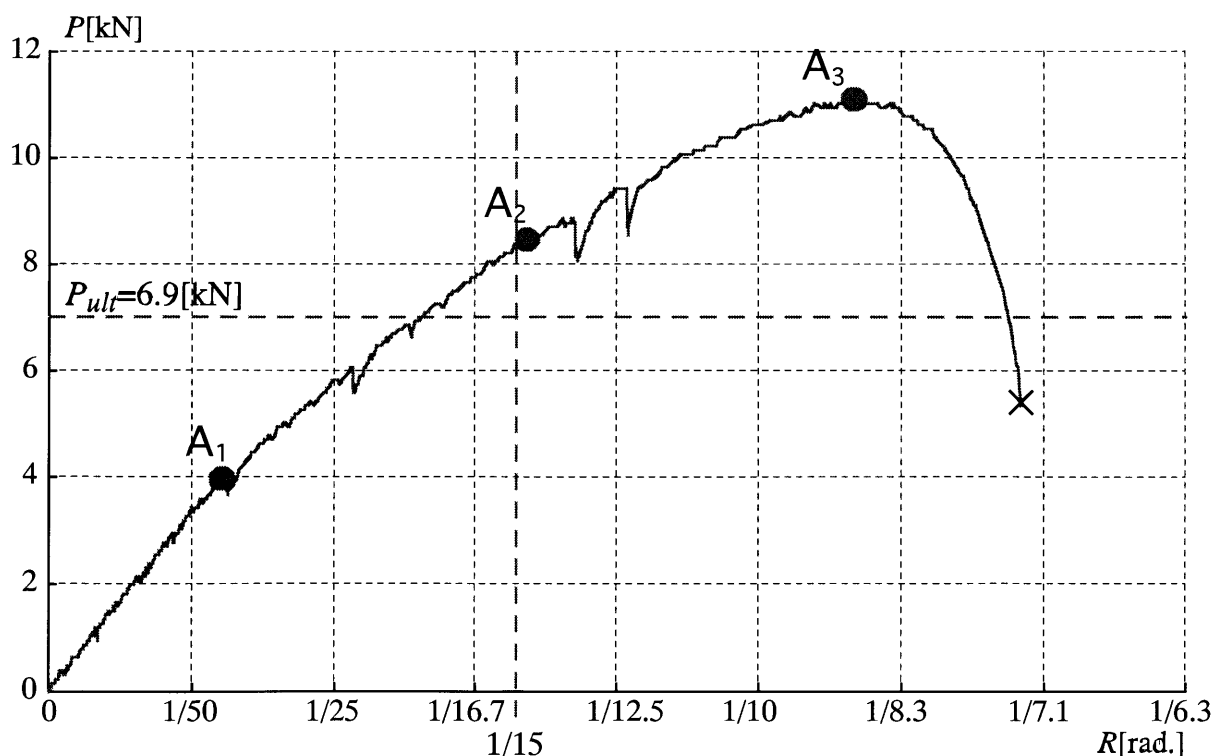


図 2-17 L-S-T：荷重-変形角関係

(b) L-S-C

L-S-C の実験結果を図 2-18 に示す。

L-S-C の挙動は、L-S-T と同様に二段階で剛性が低下した。B₁ 点で最初の剛性低下、B₂ 点で二度目の剛性低下が起こり、B₃ 点で中央帯部仕口側にネッキングが生じ、その後荷重を落として中央帯部が破断した。全体的に L-S-T と類似した変形挙動を示した。

しかし、載荷開始直後の b 点付近で、剛性が一定ではない不安定な挙動となった。これは、仕口部のほぞ、ほぞ穴 (写真 2-6) が施工段階等で形状に誤差があり、その誤差により載荷開始直後の変形で滑りが発生したと考えられる。滑りが止まり、仕口部が完全に固定された状態から剛性は最初の剛性低下まで一定の傾きを保持している。

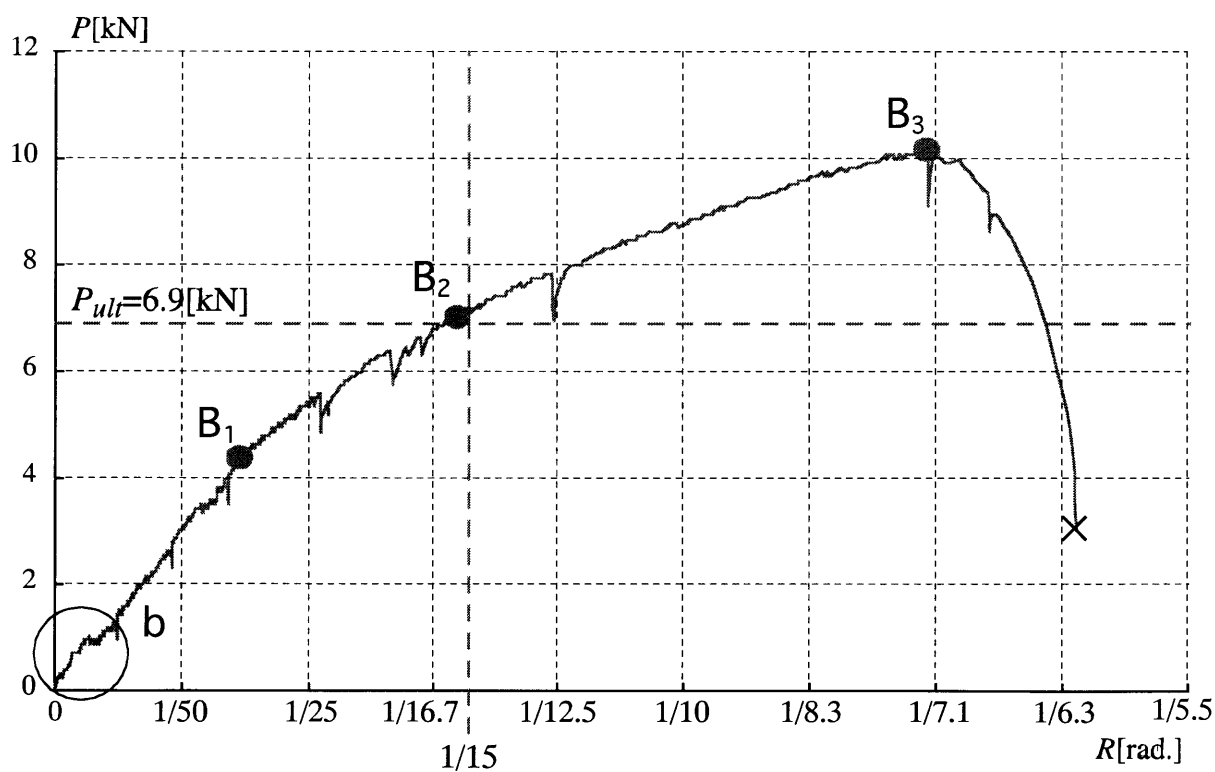


図 2-18 L-S-C : 荷重-変形角関係

(c) L-S-B

L-S-Bの実験結果を図2-19に示す。

L-S-Bの挙動も、L-S-T、L-S-Cと同様の挙動を示し、 C_1 点、 C_2 点において剛性が低下した。この試験体は、二度目の剛性低下からの線形の変形が非常に大きく、試験機の変形でのキャパシティーを超えたため、 C_3 点の時点で載荷を中止して実験を終了した。

載荷開始直後のc付近で、L-S-Cと同様の不安定な変形の挙動が発生した。この挙動も、仕口部のほぞ、ほぞ穴の施工段階で形状に誤差が発生し、それにより載荷開始直後にほぞが滑ったと考えられる。

この試験では、試験機の変形でのキャパシティーの限界のために試験を終了したため、実際の耐力は更に大きい値を示す可能性がある。

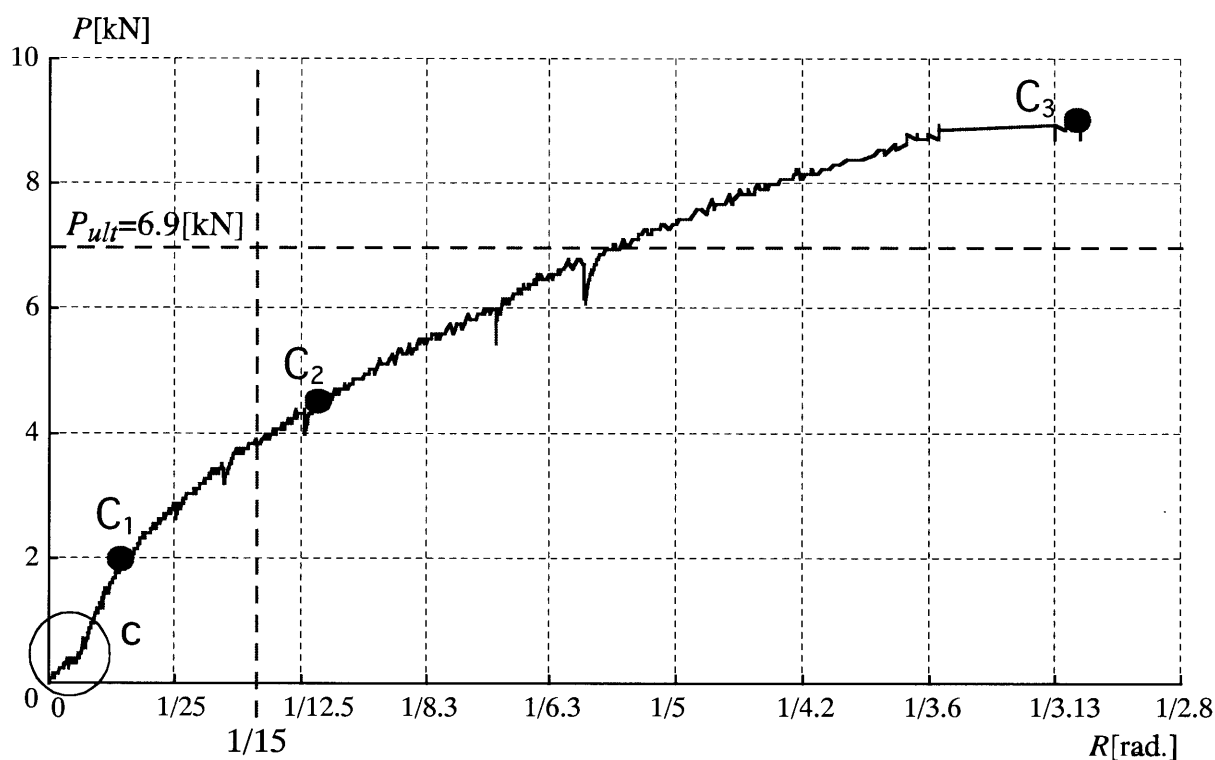
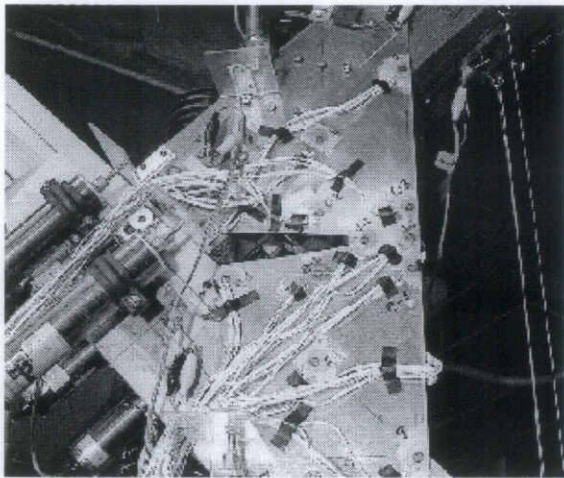
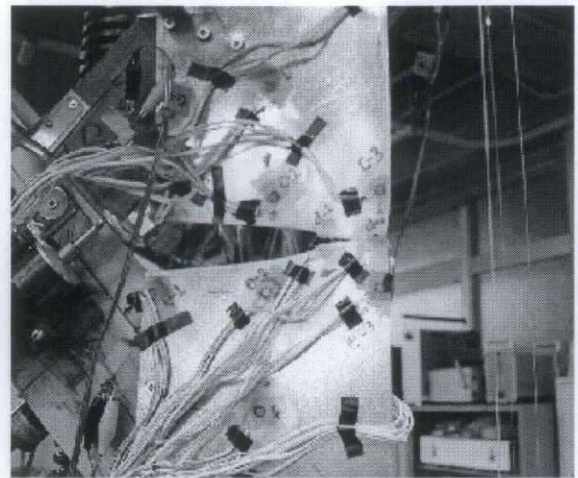


図2-19 L-S-B：荷重-変形角関係

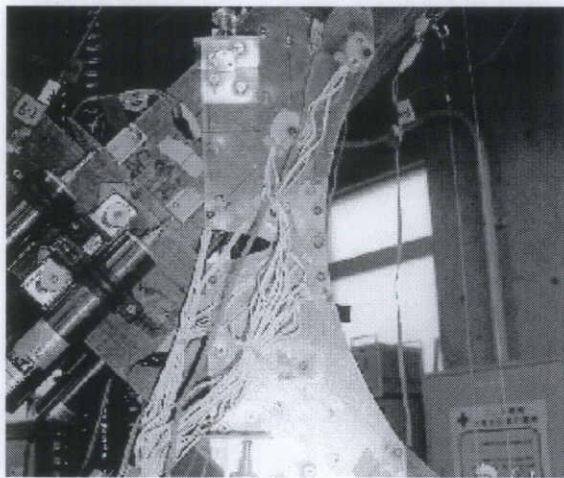


載荷前



破断直前

L-S-T

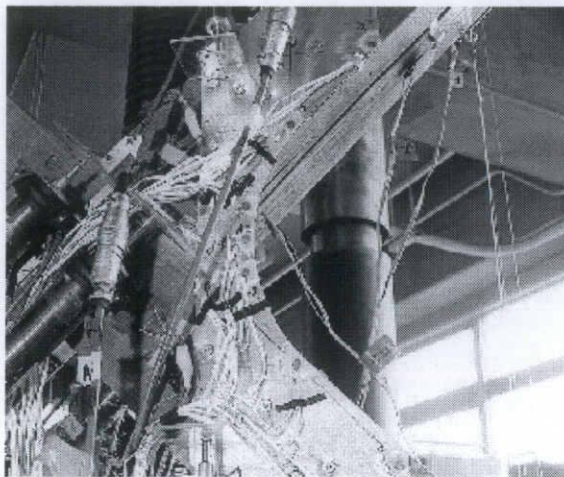


載荷前

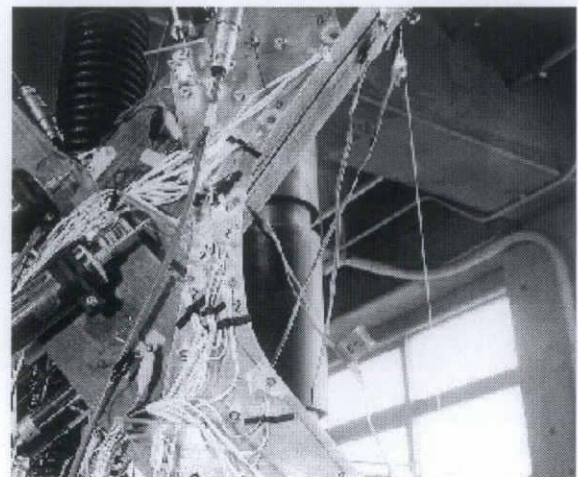


破断直前

L-S-C



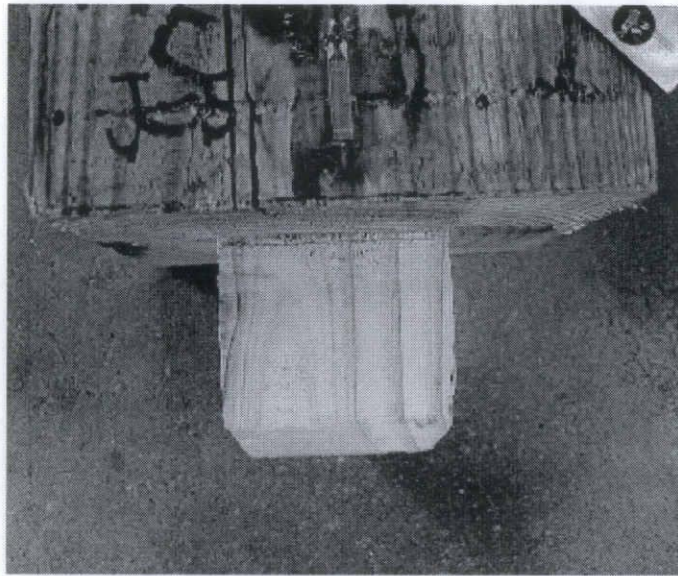
載荷前



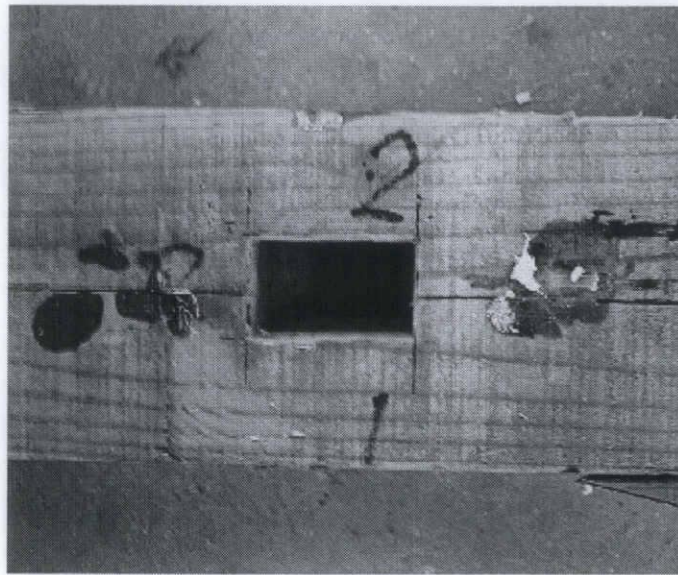
載荷終了後

L-S-B

写真 2-5 各試験体中央部：載荷前，載荷後



ほぞ



ほぞ穴

写真2-6 ほぞ, ほぞ穴

2.4.2 最大耐力，限界変形角

表 2-10 に，実験結果から得た最大耐力 P_{max} ，2.3.4 で算定した予想耐力 P_{ult} と，それらを比較した比率，そして最大耐力時の変形角 R_{max} を示す．また，補強部材で補強しない軸組のみの試験体 L-N-N の結果を最下段に示す．

中央帯部が仕口から遠い位置にある試験体ほど，最大耐力が大きくなった．中央帯部が仕口に近い位置にある試験体ほど限界変形角が大きくなった．補強部材で補強した 3 体全てが設計耐力を上回り，壁倍率算定の限界変形角である 1/15[rad.]を超えてもなお荷重を落とさず，高い変形能力を発揮した．L-N-N と比較すると，全体的に最大耐力は 10 倍程度上回った．

表 2-10 計算耐力と最大耐力の比較，限界変形角

試験体名	耐力	最大耐力	$\frac{P_{max}}{P_{ult}}$	限界変形角
	$P_{ult}[\text{kN}]$	$P_{max}[\text{kN}]$		$R_{max}[\text{rad.}]$
L-S-T	6.9	11.04	1.60	1/7.3
L-S-C		10.24	1.48	1/6.17
L-S-B		9.04	1.31	1/2.5
L-N-N		1.12		1/4.37

2.4.3 壁倍率の評価

引張補強部材の実験結果をもとに、これらの補強部材が設置された長方形架構の水平力 H 水平変位関係を算定し、文献 15) に基づき、壁倍率の算定を行った。文献 15) に示されている壁倍率算定に必要な算定項目(a)～(d) を以下に、長方形架構モデルを図 2-20 に示す。

- (a): P_y ・ ・ ・ 降伏耐力
- (b): $P_u \cdot \frac{0.2}{D_s}$ ・ ・ ・ 終局耐力 P_u に $\frac{0.2}{D_s}$ を乗じたもの
- (c): $P_{\max} \cdot \left(\frac{2}{3}\right)$ ・ ・ ・ 最大耐力 P_{\max} の $\frac{2}{3}$
- (d): 変形角が $\frac{1}{150} [rad.]$ の時の荷重 P

倍率：(a)～(d)の中で最も小さい値を P_a とし、次式から算出する。

$$\text{倍率} = P_a \cdot \left(\frac{1}{1.96}\right) \cdot \left(\frac{1}{L}\right) \quad \cdots (2-9)$$

ここに、

L : 壁の長さ[m] (今回は 0.91[m] とする)

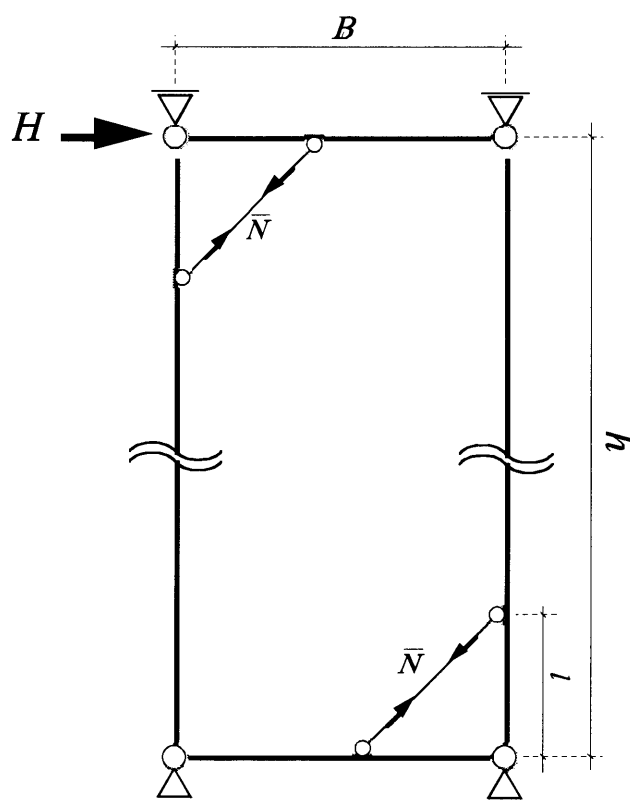


図 2-20 長方形架構モデル

壁倍率算定項目(a)～(d)の全ての値から、(2-9)式を元に算定した値、そして(a)～(d)の中の最小値をその試験体の壁倍率として表 2-11 に示す。全ての試験体の壁倍率は目標の 1.0 を大きく下回った。この要因は、全ての試験体で算定項目(d)の $R=1/150[\text{rad.}]$ 時の荷重で決定している事から、初期剛性が低い事であることが分かる。

表 2-11 壁倍率算定結果

	(a)	(b)	(c)	(d)	壁倍率
L-S-T	0.45	0.22	0.61	0.06	0.06
L-S-C	0.51	0.20	0.52	0.05	0.05
L-S-B	0.24	0.11	0.29	0.02	0.02
L-N-N	0.15	0.04	0.11	0.04	0.04

2.5 結論

提案した引張補強部材の実験及び考察から、以下の結論を述べる。

- ・ 最大耐力は、鋼板の中央帯部が仕口部から遠いものほど大きく、仕口に近いものでも無補強の 8 倍程度の耐力を得た。
- ・ 最大耐力と設計耐力を比較した結果、最大耐力は設計耐力を 30～60%程度上回り、設計耐力の算定方法は妥当であったと考えられる。
- ・ 限界変形角は、鋼板の中央帯部が仕口部に近いものほど大きい。仕口から遠いものでも $R=1/7.3[\text{rad.}]$ であり、地震時の軸組木造住宅倒壊の原因となる柱の引き抜けを防ぐ事が可能となる。
- ・ 壁倍率評価をした結果、目標の 1.0 を下回った。全ての壁倍率が同じ項目で決定したことから初期剛性が非常に低い事がわかる。今後、初期剛性を確保する方法が必要となる。

第三章 圧縮補強部材

3.1 提案する補強工法の概要

本章では、前章で提案した補強工法の主に初期剛性の確保を主な目的として、圧縮力で抵抗する隅角部補強工法の提案を行い、その性能を実験的に検証し、その結果を元に壁倍率算定等を行った。圧縮材の設計では、引張材と異なり座屈を検討する必要がある。圧縮補強部材の断面積と引張補強部材の断面積を比較すると、圧縮補強部材の断面積を大きくとる必要がある。反面、既存軸組を損傷しないことを条件とするにも関わらず、圧縮材に必要な部材断面をそのまま引張材として用いると、補強部材の耐力が大きくなり、条件を満たすことができなくなる。このことを考慮し、隅角部の補強を異なる形状・寸法の圧縮材、引張材で補強し、軸組の耐震性を確保しようとする工法とし、今回は圧縮軸力に抵抗する補強部材の力学性能を検討する。

今回提案する補強部材を写真 3-1 に、部材の形状及び寸法を図 3-1～3-3 に、また、本部材を軸組に設置した場合のイメージを図 3-4 に、軸組壁の力学モデルを図 3-5 に、それぞれ示す。

今回提案する補強部材は、鋼板を 2 カ所折り曲げ加工し製作したもので、既存の軸組の柱と横架材に接触するフランジ面 2 面と、それをつなぐウェブ面で構成される。この部材のフランジ面 1 面のみを柱もしくは横架材にネジ等で固定し、残り 1 面のフランジは固定しないことで、圧縮力のみに抵抗するメカニズムを実現する。

図 3-5 に示すように 90° より鋭角に変形する対角の隅角部にこの圧縮補強部材を設置し、作用する水平力に抵抗するようにする。

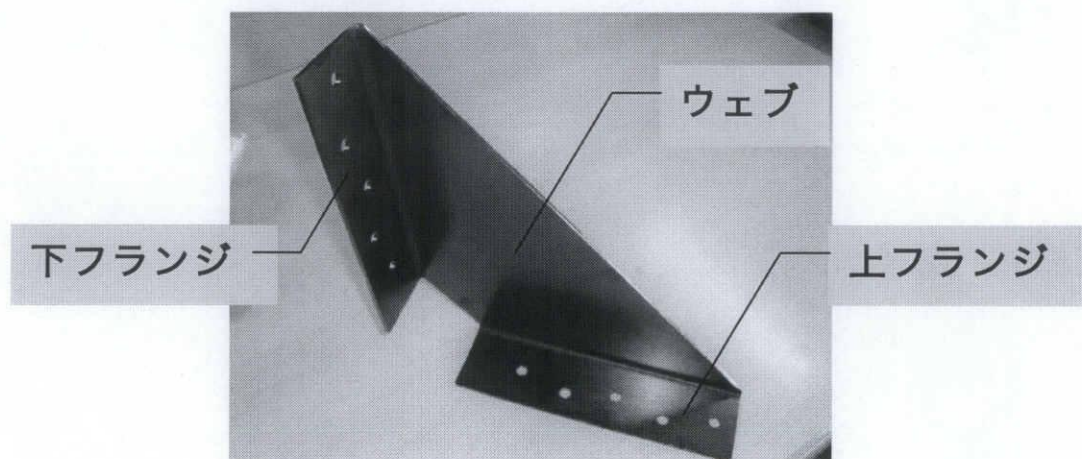


写真 3-1 圧縮補強部材試験体写真（裏面）

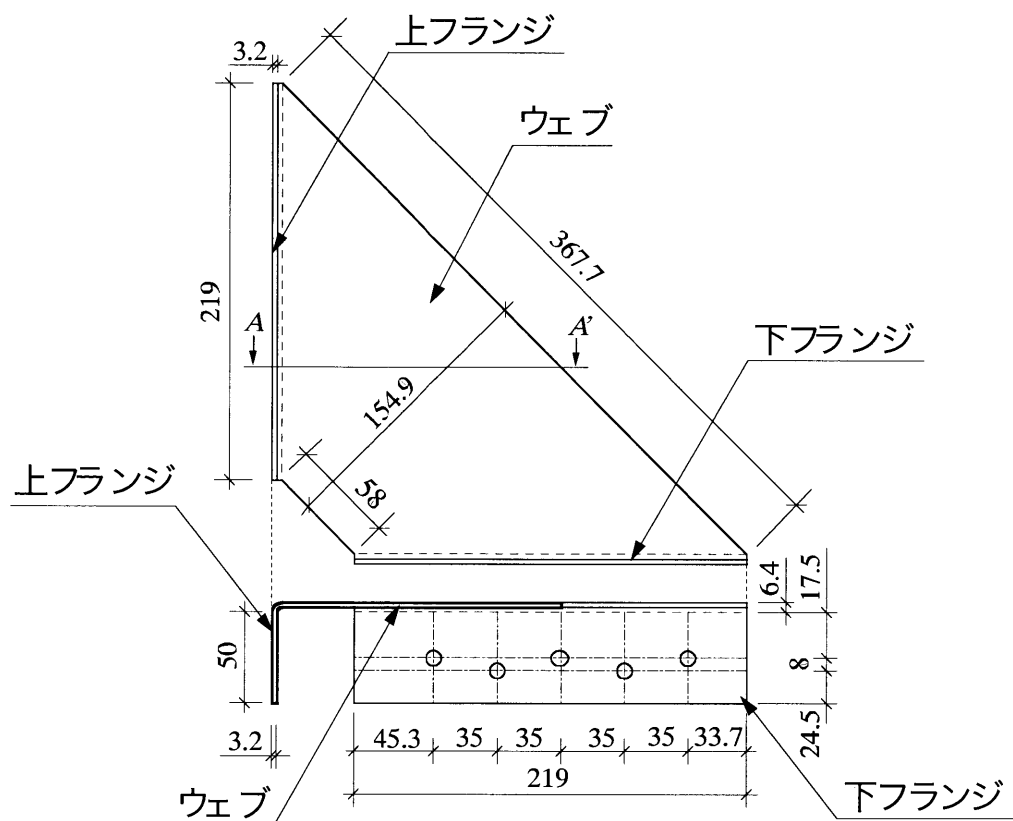


図 3-1 ウェブのみの試験体形状・寸法（上:側面図，下:A-A'断面図）

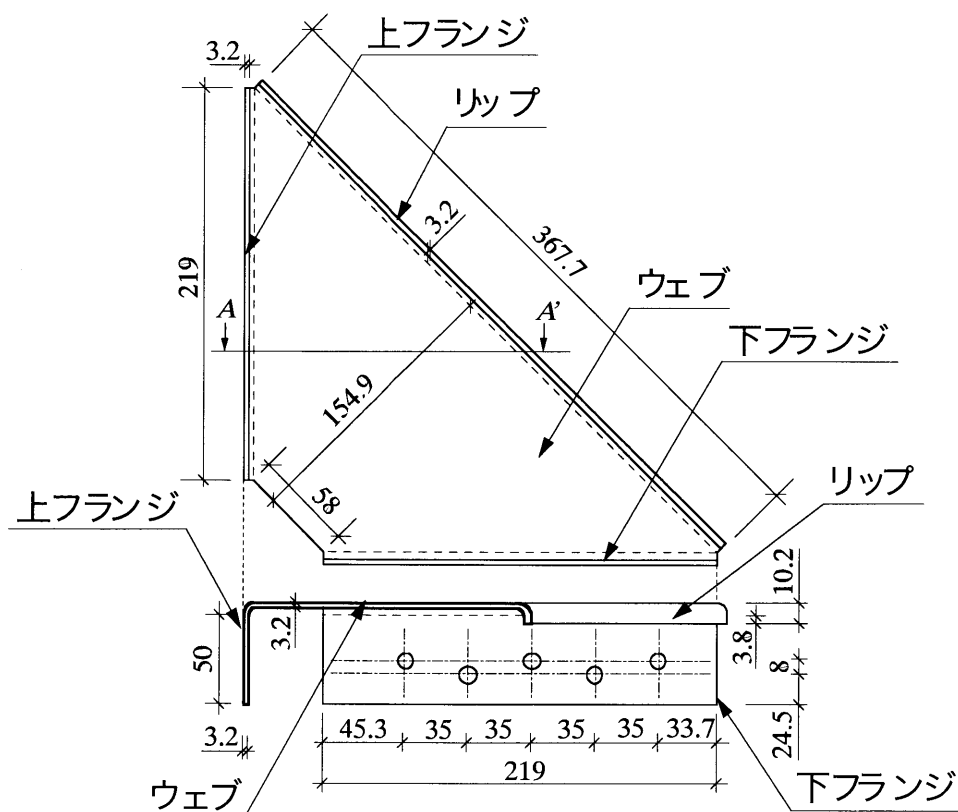


図 3-2 リップ補剛した試験体形状・寸法（上:側面図，下:A-A'断面図）

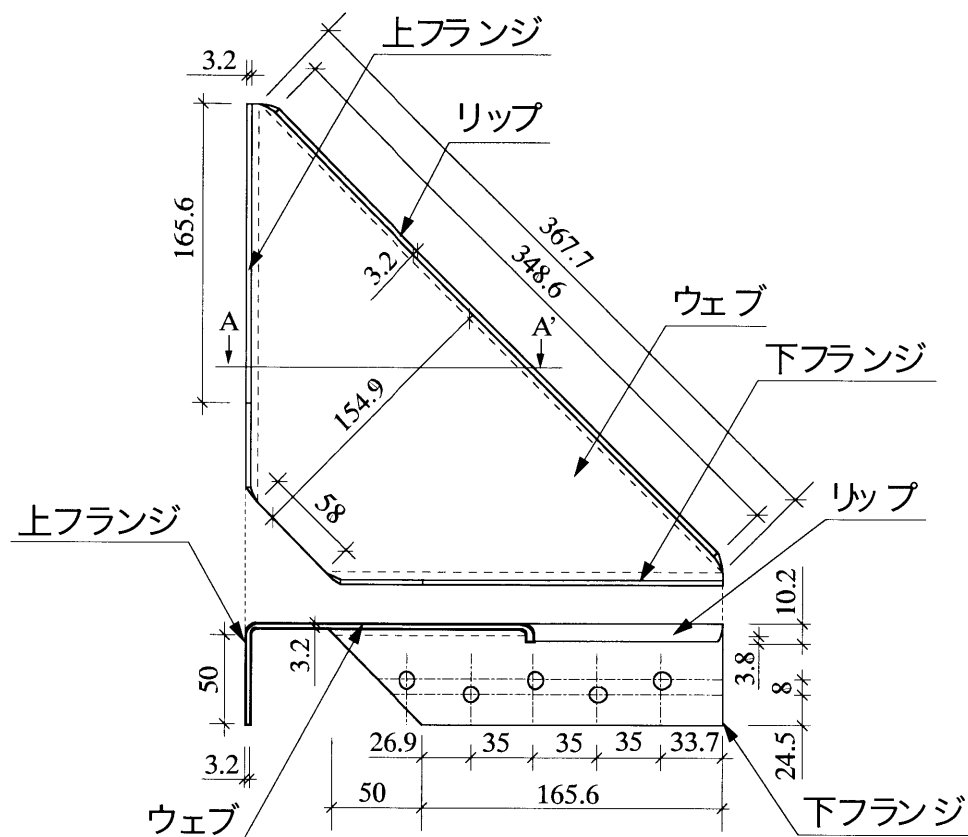


図 3-3 リップ補剛と直線裁断をした試験体形状・寸法（上：側面図，下：A-A' 断面図）

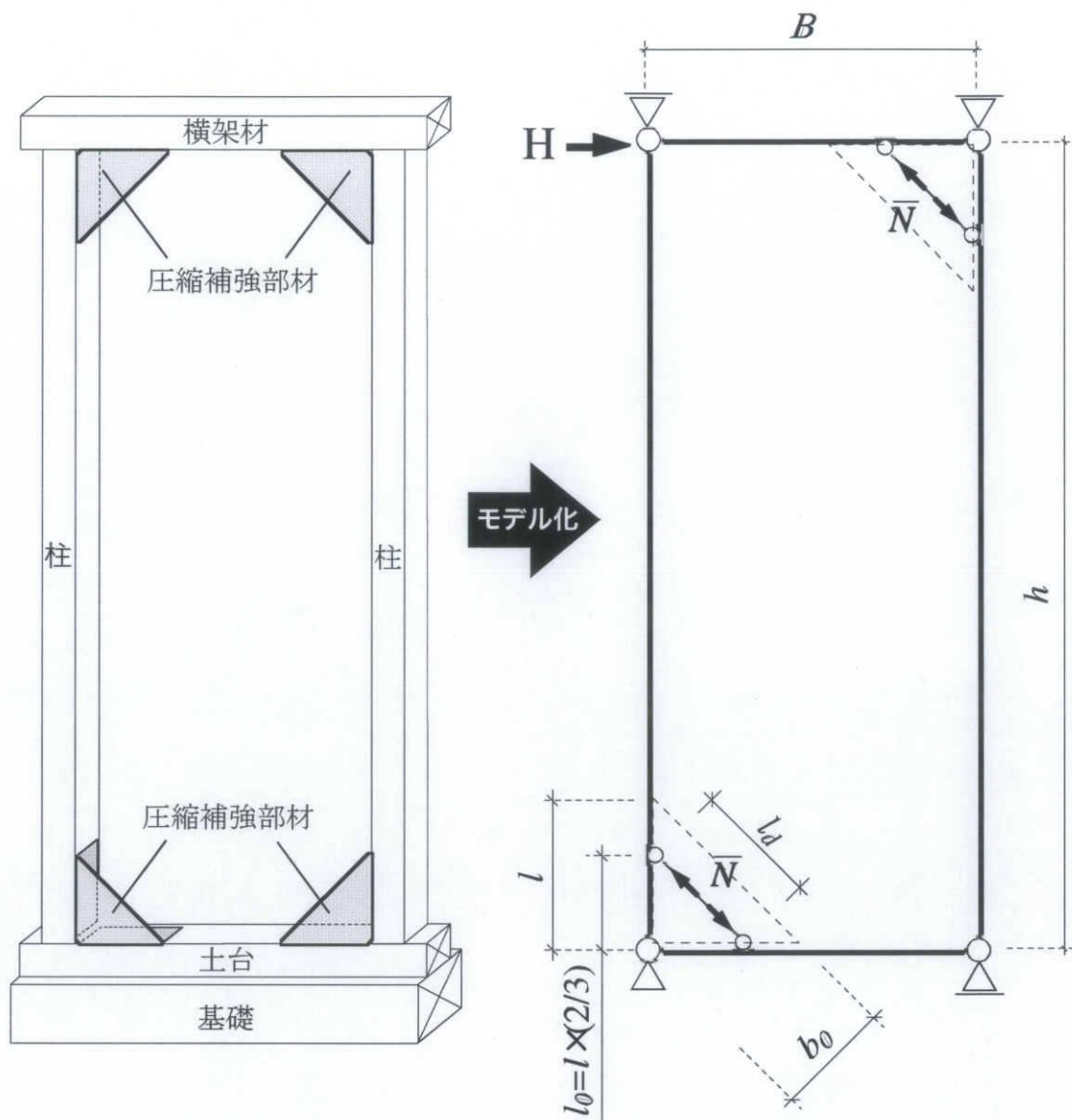


図 3-4 隅角部を圧縮補強部材で補強した軸組

図 3-5 軸組壁の隅角部を圧縮補強部材で補強した場合の長方形軸組架構力学モデル

3.2 補強部材の設計

3.2.1 設計条件

今回提案する，圧縮補強部材は，第2章の引張補強部材と同様に，耐震補強による効果を壁倍率 1.0 を目標とし，必要な性能を確保するように設計した．

3.2.2 軸組架構モデル

図 3-5 に示す長方形の軸組架構モデルに水平力 H が作用した時，圧縮補強部材に圧縮力 \bar{N} が作用する．長方形架構に作用する水平力 H と，圧縮補強部材に作用する圧縮力 \bar{N} は，以下の関係が成立する．

$$H = \frac{4 \cdot l}{3\sqrt{2} \cdot h} \cdot \bar{N} \cdots (3-1)$$

ここに，

H ：軸組架構モデルに作用する水平力[N]

l ：圧縮補強部材のフランジ長さ[mm]

h ：軸組架構モデルの高さ[mm]

\bar{N} ：圧縮補強部材内に作用する圧縮力[N]

(3-1) 式を用いれば壁倍率 1.0 を目標としたとき軸組に作用する水平力から補強部材に作用する圧縮力を求め，補強部材に必要な性能を検討する．

3.2.3 ウェブ形状の設計

前述の軸組架構モデルにおいて壁倍率 1.0 を達成するために必要な性能は，壁長さ 0.91[m]当たり水平荷重 $H=2.7$ [kN]，剛性： $R=1/150$ [rad.]の時に $H=1.8$ [kN]以上となる．

補強部材が柱に接触する面（フランジ面）の長さが l の時，線材に置換すると部材の位置は入隅部から $2/3 \cdot l$ とし，支持条件は両端ピン支持とする．

試験体のウェブ幅 b は，ウェブの座屈による破壊により最大耐力が決定するようにウェブ断面の板厚 t_w と b を設計し，フランジ長さ l は幾何学的にウェブ幅 b を $\sqrt{2}$ で割った値として決定した．ウェブは，図 3-6 に示すように圧縮軸力が作用する単一圧縮部材としてモデル化する．単一圧縮材としたモデルのウェブ部材のみを取り出したモデルを図 3-6，3-7 に示す．補強部材は，面内方向，面外方向の 2 方向で異なる材端支持条件を持つ．軸組に接合される上フランジは，面内方向，面外方向ともに部材の回転を拘束する剛接合となるのに対し，軸組に接合しない下フランジは，面内方向への回転は拘束するものの，面外方向への回転は拘束されない．座屈は，座屈長さ l_k が長い方で発生するので，片側ピン接合，片側剛接合となる面外方向に座屈する可能性がある．そのため，座屈長さはウェブの長さ l_d の 0.7 倍とする．全体座屈の理論式より，その単一圧縮部材の座屈荷重を算定し，ウェブの最大耐力とした．全体座屈が発生するときのウェブに作用する応力度を座屈時応力度 σ_e とすると，座屈時応力度に断面積を乗じる事でウェブの最大耐力 \bar{N} は次式で求める事ができる．

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \cdots (3-2) \quad \bar{N} = \sigma_e \cdot A \cdots (3-3)$$

ここに，

σ_e ：座屈時応力度[N/mm²]

E ：ヤング係数[N/mm²]

$\lambda = \frac{l_k}{i}$ ：細長比

l_k ：座屈長さ

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ ：断面 2 次半径[mm]

$I = \frac{b \cdot t_w^3}{12}$ ：断面 2 次モーメント[mm⁴]

$A = b \cdot t_w$ ：ウェブ断面積[mm²]

b ：ウェブ断面幅[mm]

t_w ：ウェブ断面の板厚[mm]

\bar{N} ：ウェブ耐力[N]

補強部材を単一圧縮部材にモデル化したモデル（図3-5）において，単一圧縮部材に断面を与え，ある圧縮軸力 \bar{N} が作用した時に δl だけ変形した時（図3-8）の， \bar{N} と δl の関係は，縦軸 \bar{N} ，横軸に δl としたグラフで描かれる．このときのある変形の段階での曲線の傾きをウェブの剛性 k_w とする．この \bar{N} ， δl ， k_w の関係を以下に示す．

$$\bar{N} = k_w \cdot \delta l = \frac{E \cdot A}{l_d} \delta l \dots (3-4) \quad k_w = \frac{E \cdot A}{l_d} = \frac{E \cdot b \cdot t_w}{l_d} \dots (3-5)$$

$$\delta l = \frac{\bar{N}}{k_w} = \frac{\sigma_e \cdot A}{E \cdot b \cdot t_w / l_d} = \frac{\sigma_e \cdot l_d}{E} \dots (3-6)$$

ここに

\bar{N} : ウェブ作用軸力[N]

k_w : ウェブの剛性[N/mm]

δl : ウェブの軸方向変形[mm]

E : ヤング係数[N/mm²]

A : ウェブ断面積[mm²]

b : ウェブ断面幅[mm]

t_w : ウェブ断面の板厚[mm]

l_d : モデルでの補強部材の材長[mm]

(3-6) 式の中で，ヤング係数は一定なので，ウェブの剛性 k_w はウェブ断面幅 b と板厚 t_w による断面積 A ，そして補強部材の材長 l_d を変化させることで，変化する．

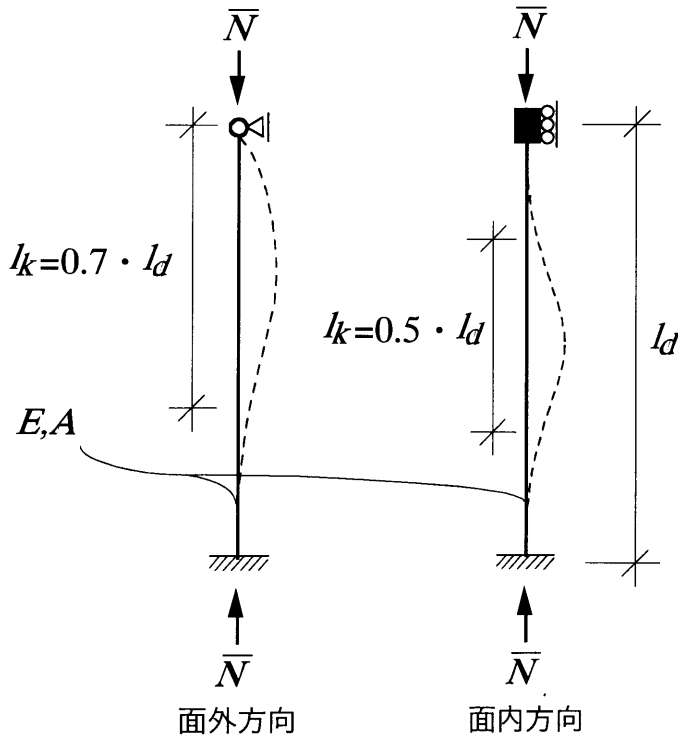


図 3-6 座屈荷重算定モデル

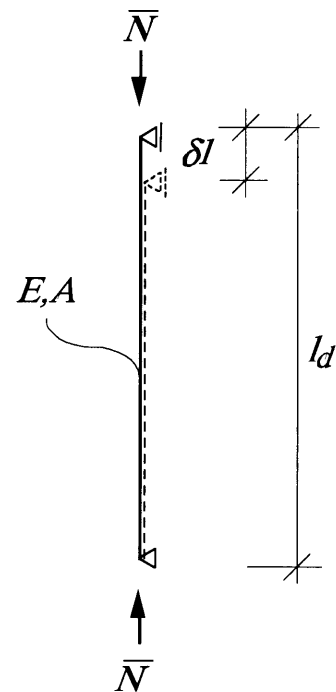


図 3-7 初期剛性算定モデル

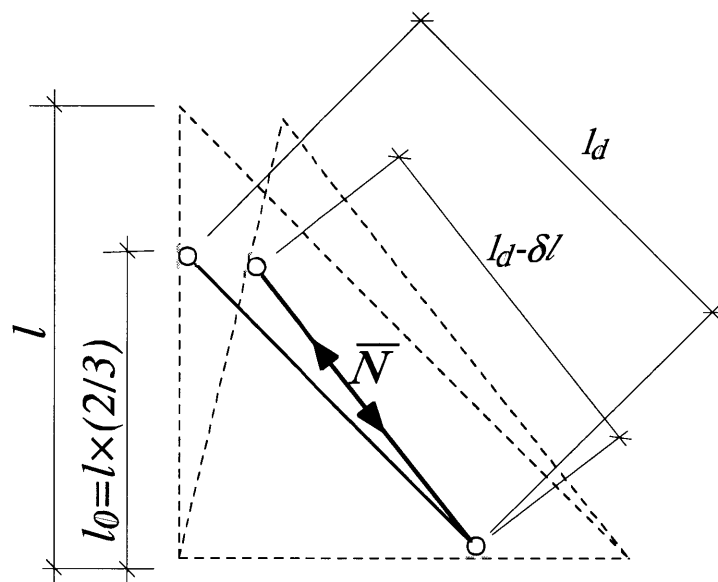


図 3-8 座屈荷重算定モデル

これをもとに、壁倍率 1.0 を得るために必要な性能を上回るように、フランジ長さ l 、板厚 t を変化させる． t を変化させると軸組に作用する水平力 H は大きく変化し、 l を変化させると H は変化しないという結果となった．壁倍率 1.0 を目標として適切なサイズを決定する時、 $t=3.2[\text{mm}]$ 、 $l=260[\text{mm}]$ の試験体の解析結果が目標に最も近い値となったが、目標を下回る結果となった．目標を得るために鋼板の板厚を $t=4.5[\text{mm}]$ とした場合、 $t=3.2[\text{mm}]$ のウェブの予想最大耐力を大きく上回り、既存の軸組の木材を損傷する可能性がある．そこで、そのままでは耐力が小さい $t=3.2[\text{mm}]$ の試験体のウェブの最外縁の斜辺部分を 90° にリップ状に折り曲げ加工し、ウェブを補剛する事で、ウェブの座屈荷重を大きくし、目標耐力を得るように設計を行った．

3.2.4 リップ長さの設計

図 3-9 にリップ補剛した試験体の図面を示す。目標耐力を得るために、ウェブの斜辺をリップ状に折り曲げ加工し、ウェブの全体座屈補剛をした。板要素の座屈荷重は、このリップの長さに依存するため、必要耐力に合わせてリップ長を変化させ、補強部材の耐力の算定を行った。

目標耐力を得るために必要な、ウェブに作用する応力度を σ_p 、ウェブの座屈時にウェブに作用する応力度を σ_{\max} とした時、リップが負担する応力度を σ_p 、 σ_{\max} の比率 α 、 β から算出する。

$$\alpha = \frac{\sigma_p - \sigma_{\max}}{\sigma_{\max}} \dots (3-7) \quad \beta = \frac{1}{\alpha} \dots (3-8)$$

$$\alpha \cdot \sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} \cdot \alpha = \frac{\pi^2 \cdot E}{\beta \cdot \lambda^2} [N/mm^2] \dots (3-9)$$

ここに、

α : リップが負担する σ_{\max} に対する比率

β : α の逆数

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} : \text{座屈時応力度} [N/mm^2]$$

ウェブの板厚 t_w と幅 b 、リップの板厚 t_{lip} と幅 b_{lip} (図 3-9) からそれぞれの細長比を以下に示す。

$$\lambda = I_k \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot b \cdot t_w}{b \cdot t^3}} \dots (3-10)$$

$$\lambda_{lip} = {}_o I_k \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot t_{lip} \cdot b_{lip}}{t_{lip} \cdot b_{lip}^3}} \dots (3-11)$$

ここに、

b : ウェブ幅 [mm]

b_{lip} : リップ長さ [mm]

t_w : ウェブ板厚 [mm]

t_{lip} : リップ板厚 [mm]

I_k : 座屈長さ [mm]

${}_o I_k$: リップ座屈長さ [mm]

目標耐力を得るために必要な、ウェブに作用する応力度 σ_p の時の λ を λ_p として、リップ補剛に必要な細長比 λ_{lip} との関係式からリップ長さ b_{lip} を以下のように求める。

$$\lambda_{lip}^2 = \beta \cdot \lambda_p^2 \dots (3-12) \quad \left({}_o I_k \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot t_{lip} \cdot b_{lip}}{t_{lip} \cdot b_{lip}^3}} \right)^2 = \beta \cdot \lambda_p^2 \dots (3-13)$$

$$b_{lip} = \sqrt{\frac{{}_o I_k^2}{\beta \cdot \lambda_p^2}} \dots (3-14)$$

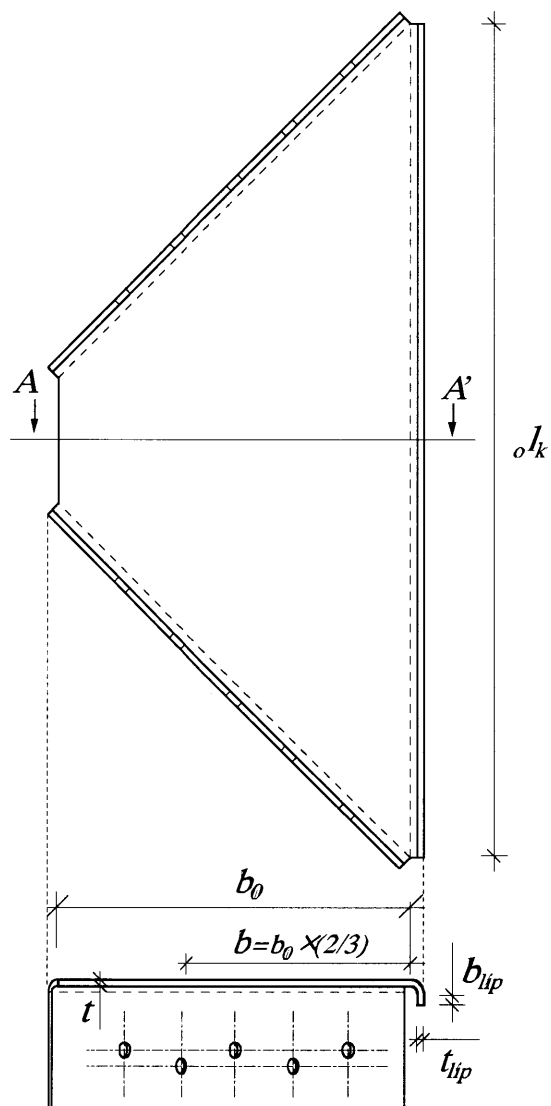


図 3-9 リップ補剛した補強部材の断面詳細

3.2.5 木材のほぞ接合部

図 3-10 および図 3-11 に示すように、軸組に水平力 H が作用した時、補強部材による抵抗力の水平成分の反力は、ほぞによって負担される。この時、ほぞに作用するせん断力を Q とすると、 H と Q の間には以下の関係が成立する。

$$H = \frac{2 \cdot Q \cdot l}{h - l} \dots (3-15)$$

ここに、

Q : ほぞに作用するせん断力[N]

l : フランジ長さ[mm]

また、補強部材に作用する軸力 \bar{N} と Q の間には以下の関係が成立する。

$$Q = \frac{2 \cdot (h - l)}{3 \cdot \sqrt{2} \cdot h} \cdot \bar{N} \dots (3-16)$$

軸組に使用される事を想定する木材は、強度が最も低いスギ材とし、木質構造設計規準¹⁶⁾より、スギせん断強度 $f_s = 6.86[\text{N/mm}^2]$ とした。またほぞの断面サイズは $70 \times 35[\text{mm}^2]$ として検討した。スギせん断強度に、ほぞの断面積を乗じたものがほぞのせん断破壊耐力 Q_u となり、 Q が Q_u を超えるとほぞが破壊する恐れがある。そのため、 Q_u を超えないように \bar{N} を調整する必要がある、フランジ長さ l と板厚 t_w を調整する事で適切なサイズを決定する。

3.2 の補強部材の設計方法を基に次のように設計した。フランジ長さ l を変化させても、軸組架構に作用する H は変わらないが、 Q は、短いほど大きくなるという結果となった。そこで、 Q を考慮し、かつサイズを最小限とした $l = 260[\text{mm}]$ を中心に、前後 $20[\text{mm}]$ ずつの 3 種類に設定した。板厚 t を変化させた場合、軸組架構に作用する H に影響するという結果となった。そこで、目標耐力に最も近い値となる板厚 $t = 3.2[\text{mm}]$ を中心に、 $2.3[\text{mm}]$ と、 $4.5[\text{mm}]$ の 3 種類を採用した。 $l = 260[\text{mm}]$ 、 $t = 3.2[\text{mm}]$ の試験体で、リップによる座屈補剛した試験体も試みる。

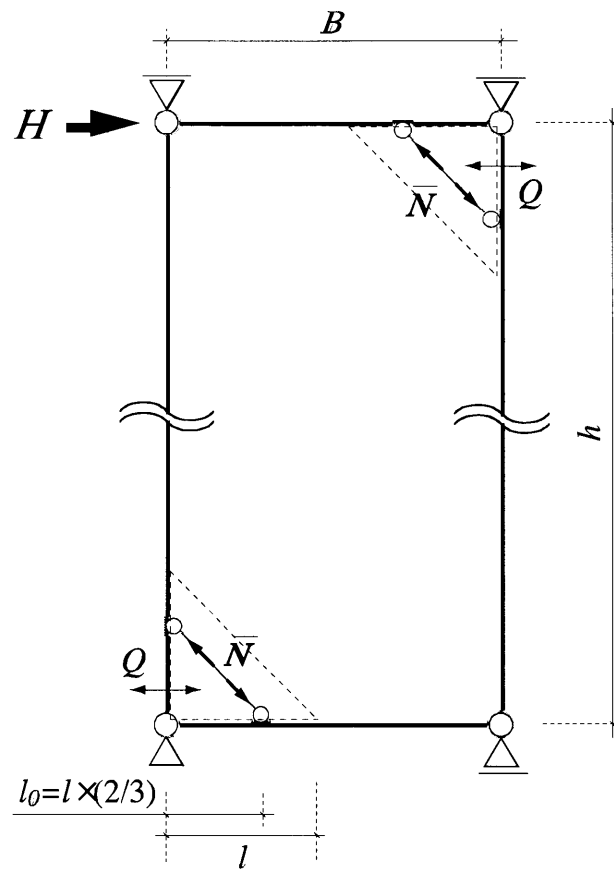


図 3-10 ほぞに作用するせん断力

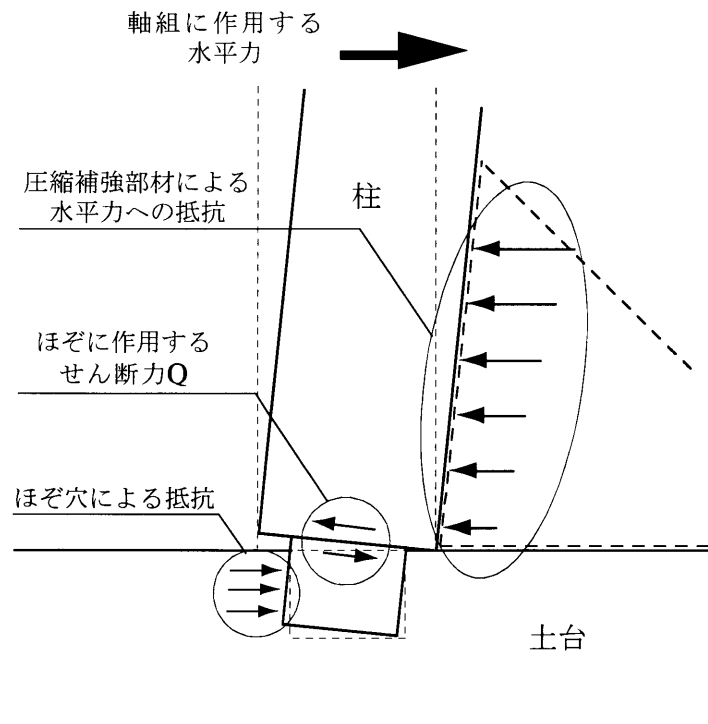


図 3-11 ほぞ、ほぞ穴による接合部の機構

3.3 実験概要

3.3.1 試験体

3.2 に示した設計条件をふまえ，表 3-1 に示す実験変数を取りあげ，全 8 体の試験体を製作し，加力試験を行った．試験体の実測寸法を表 3-2 に，寸法計測箇所を図 3-13 に，試験体に用いた鋼材の引張試験による機械的性質を表 3-3 に，それぞれ示す．

また，今回はコスト削減を目的に，図 3-12 に示すように，鋼板をできるだけ直線で切断し製作した試験体を用意した．直線切断していないものを A 型，そうでないものを B 型とした．

表 3-1 試験体変数

試験体名	フランジ長さ[mm]	板厚[mm]	リップ補剛	直線切断	
M-32	260	3.2	無し	A	
M-32L			有り		
M-23		2.3	無し		
M-45		4.5			
S-32	240	3.2	無し		B
L-32	280				
M-32-LC	260		有り		
M-32L-LC			無し		

<試験体名>

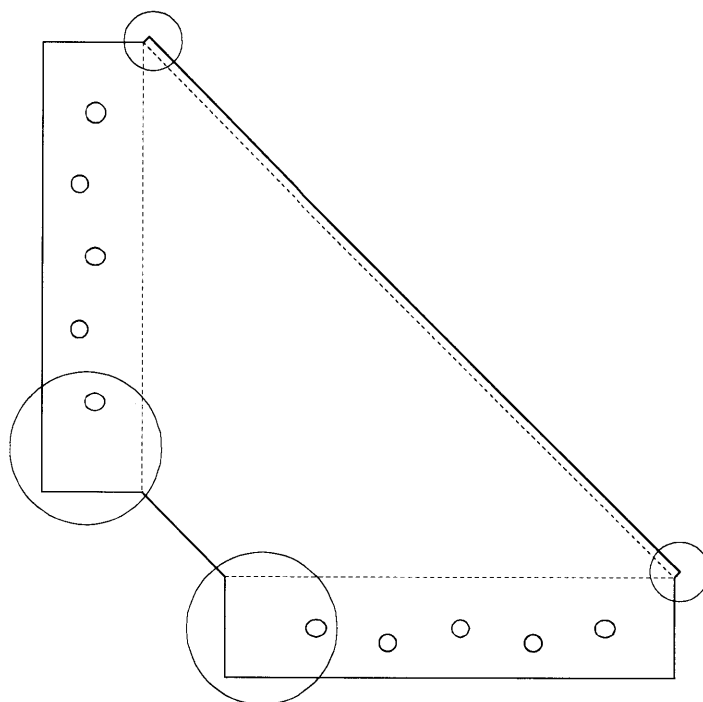
M - 32 L - LC

Non:直線切断なし
LC:直線切断(Liner Cut)

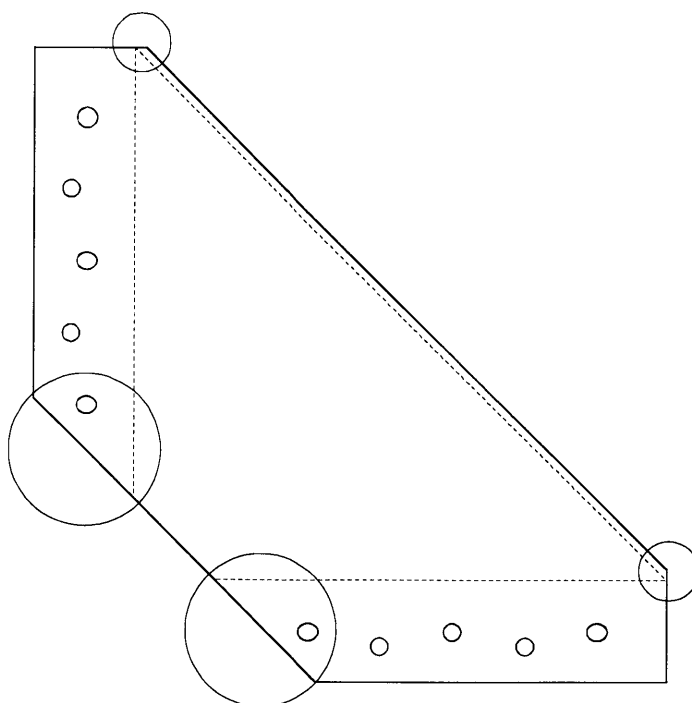
Non:ウェブのみ
L:リップ補剛(Lip)

23:鋼板板厚 $t=2.3$ [mm]
32: $t=3.2$ [mm]
45: $t=4.5$ [mm]

S:フランジ長さ $l=260$ [mm](Short)
M: $l=260$ [mm](Medium)
L: $l=280$ [mm](Long)



A：直線切断なし (M-32L)



B：直線切断あり (M-32L-LC)

図 3-12 試験体展開図 直線裁断なし(A)と直線裁断あり(B)

表 3-2 試験体実測寸法

[mm]

計測箇所				試験体名							
				M-32	M-32L	M-23	M-45	S-32	L-32	M-32-LC	M-32L-LC
ウェブ	ウェブ幅		a	154.70	159.30	155.00	155.00	140.55	158.50	155.50	159.63
	斜め方向 長さ	最外縁側	b	374.50	374.77	373.00	377.17	346.27	403.17	373.00	373.83
		入隅側	c	61.67	61.15	60.83	62.10	61.49	61.53	68.00	67.90
	ウェブ板厚		d	3.13	2.89	2.35	4.27	3.10	3.12	3.09	3.24
	リップ	リップ長さ (短手)	e		8.44						9.70
		リップ幅 (長手)	f		367.20						348.5
											368.5
		リップ板厚	g		3.03						3.25
フランジ	柱側	高さ	h	218.87	218.23	219.00	219.00	198.80	238.50	165.93	164.83
										190.43	190.36
		幅	i	55.19	55.16	54.20	57.10	55.36	55.10	55.03	54.87
		ウェブ側 端空き	j	26.07	26.23	24.67	28.07	26.02	25.80	25.90	25.98
		外側端空き	k	13.67	13.57	13.65	10.60	13.63	13.60	13.65	13.59
		上側端空き	l	31.63	29.59	31.60	30.60	11.89	49.80	29.90	29.74
		下側端空き	m	39.69	41.27	39.90	38.60	39.62	41.35	12.96	13.36
		フランジ 板厚	n	3.11	2.92	2.33	4.27	3.14	3.11	3.06	3.24
	横架材側	高さ	h	218.97	218.83	219.00	219.00	198.80	238.83	165.52	165.63
										190.67	190.43
		幅	i	55.17	55.27	54.28	57.60	55.21	55.17	55.15	54.54
		ウェブ側 端空き	j	25.62	26.23	24.93	29.63	25.69	25.93	25.97	25.40
		外側端空き	k	13.67	13.21	13.85	10.60	13.65	13.70	13.73	13.55
		上側端空き	l	31.79	29.69	31.80	30.70	11.68	49.90	30.00	29.81
		下側端空き	m	39.66	41.24	39.80	38.80	39.64	41.60	13.37	13.27
		フランジ 板厚	n	3.10	2.88	2.32	4.28	3.11	3.11	3.11	3.25

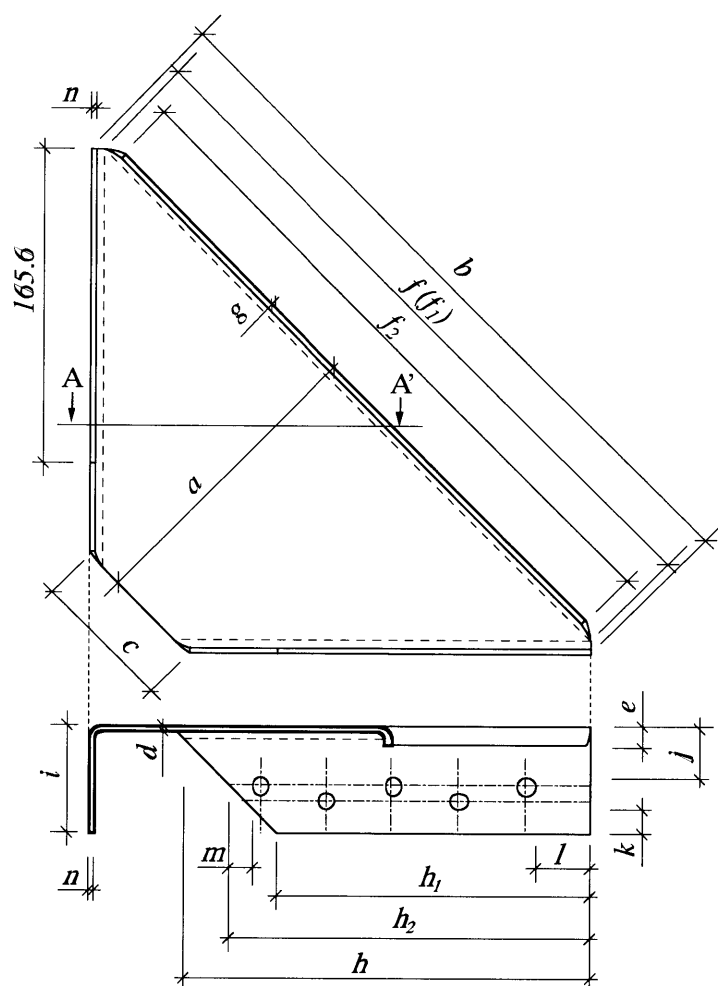


図 3-13 寸法計測箇所 (M-32L-LC)

表 3-3 素材の機械的性質

板厚 [mm]	降伏応力度 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	降伏ひずみ [%]	破断時伸び率 [%]	降伏比
2.3	301.473	352.444	0.143	36.505	0.86
3.2	280.898	378.825	0.152	32.296	0.74
4.5	246.010	353.850	0.133	37.055	0.70

3.3.2 実験方法

(a) 実験架構モデル

既存の軸組に今回提案する補強部材を設置した架構の隅角部を取り出した部分架構を用いて、本補強部材の加力試験を行い、基礎的な力学性状を把握する。ここでは、部分架構試験と壁倍率評価に用いる長方形架構の力学的な関係を示す。

図 3-14 (a) の長方形架構に作用する水平力 H と図 3-14 (b) に示す部分架構に作用する荷重 P は、以下の関係が成立する。

$$P = \frac{\sqrt{2} \cdot h}{2 \cdot L} \cdot H \dots (3-17)$$

ここに、

P : 実験での載荷荷重[N]

h : 軸組架構モデルの高さ[mm]

L : 部分架構の軸組の長さ[mm]

H : 軸組架構モデルに作用する水平力[N]

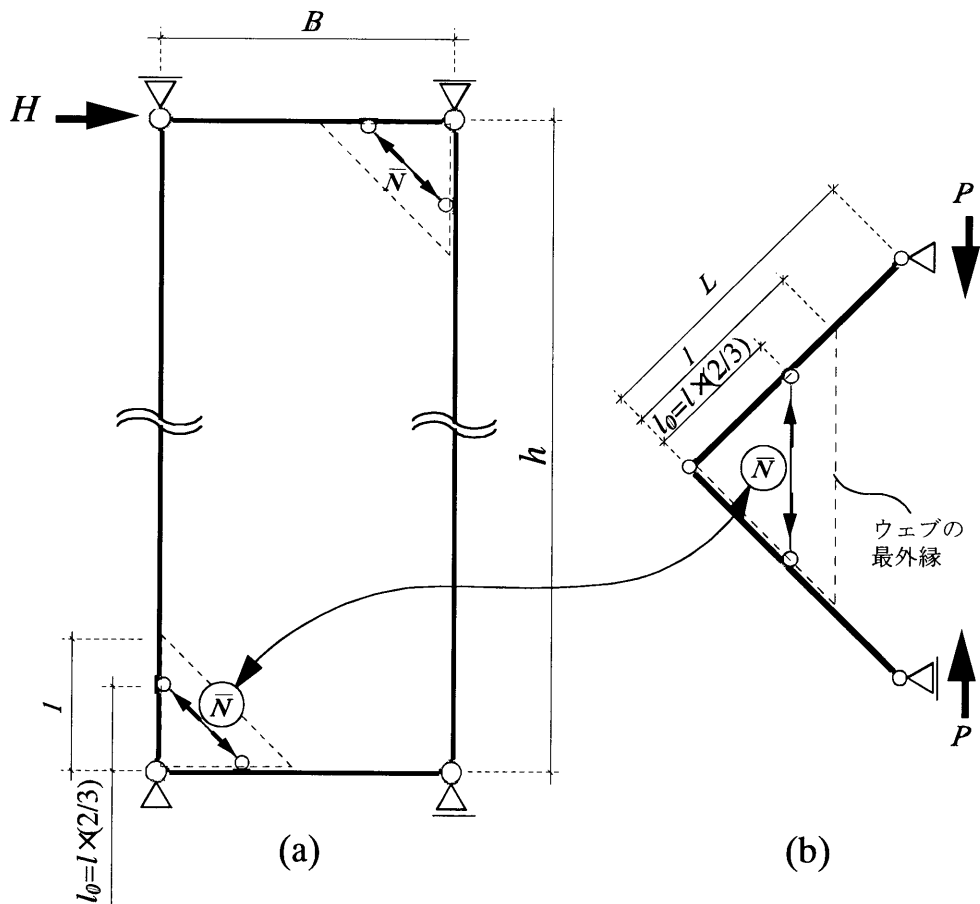


図 3-14 圧縮補強部材で耐震補強した軸組のモデルと実験用モデル

(b) 実験装置及び载荷方法

実験装置を図 3-15 に示す。载荷には 1MN 万能試験機を用いた。本実験では補強部材単体の力学性能を確保するため、柱と横架材を剛体と見なせる载荷治具で構成した。木材の軸組に水平方向に荷重が作用した時の軸組の接合部は、図 3-16 に示すように入隅部が回転中心となる傾向にあるため、角形鋼管の角部を蝶番で接合し、木材の接合部の回転を再現した。

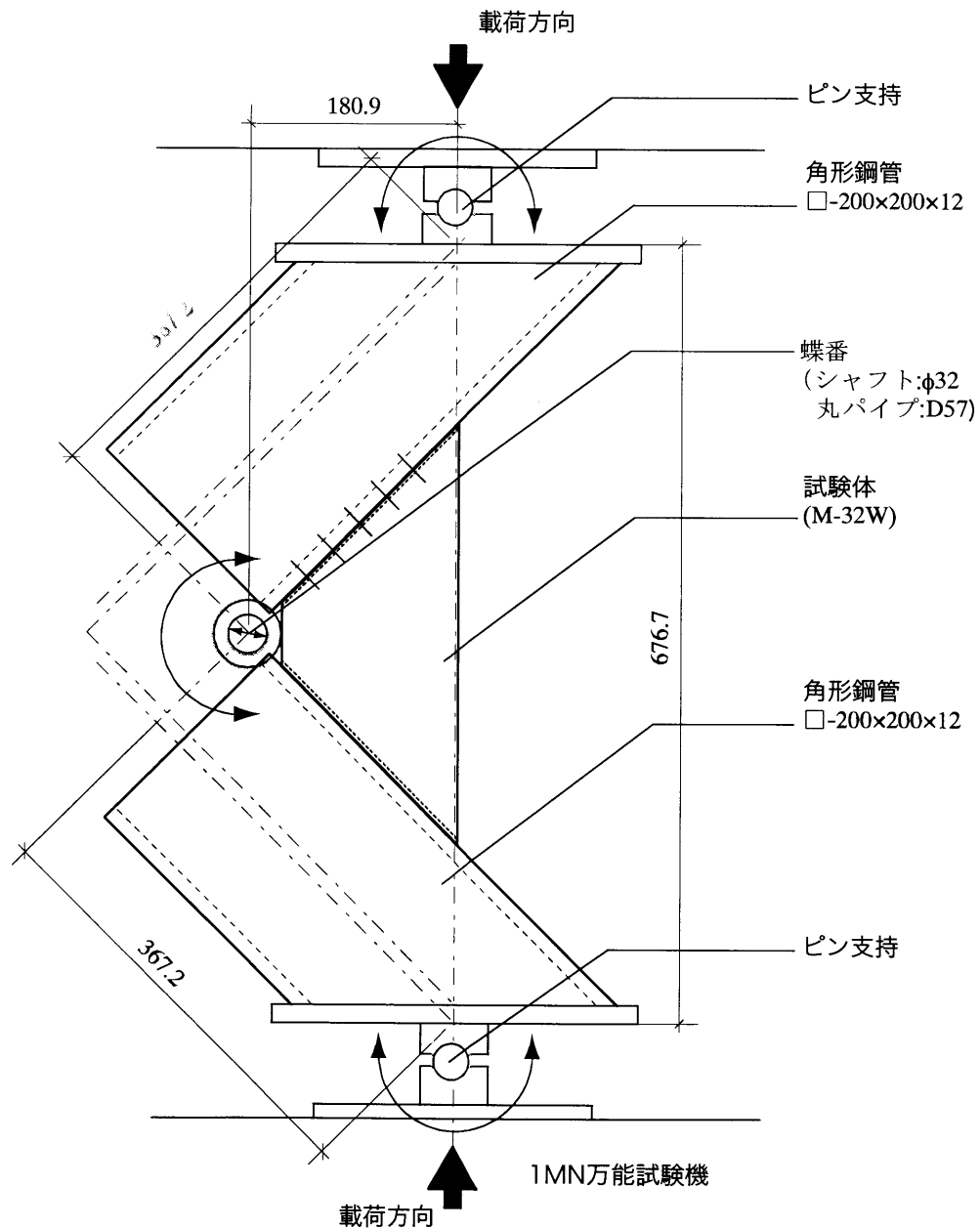


図 3-15 実験装置

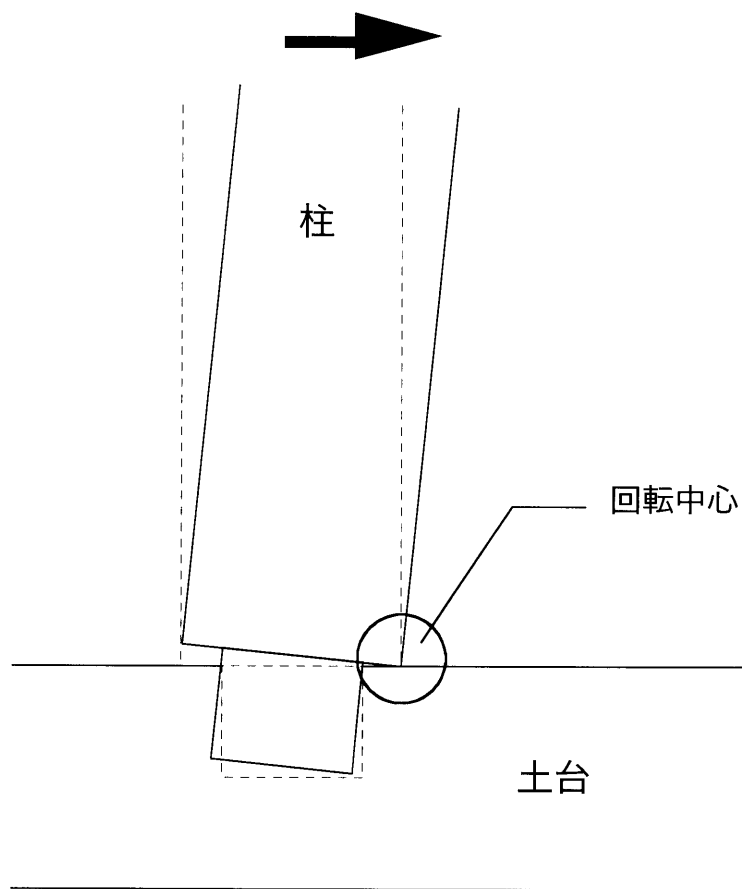


図 3-16 木材のほぞとほぞ穴による接合部の回転機構

(c) 計測方法

試験体の変形の計測位置を図 3-17 に，変形の概要図を図 3-18 に，ひずみゲージの貼付位置を図 3-19 に，それぞれ示す．変位計は，角形鋼管の内側の端部である A 点と C 点の距離の変化を計測する．そして，蝶番の中心である B 点とを結ぶ事で構成される三角形から，角度 $\Delta\theta$ を (3-18) 式より算定し，試験体の変形により発生する変位 Δa によって変化する θ との差 $\Delta\theta$ を変形角とした．ひずみゲージは，3 軸ひずみゲージを，ウェブ表面の最外縁側に 5 カ所と入隅側に 3 カ所，そしてそれらの中間に 5 カ所の計 13 カ所，裏面の最外縁側のみに 5 カ所貼付した．リップには，1 軸ひずみゲージをウェブと同じ高さの位置の表裏に貼付した．

$$\theta = \cos^{-1} \left[\frac{\{(a - \Delta a)^2 - b^2 - c^2\}}{-2 \cdot b \cdot c} \right] \dots (3-18)$$

※式中の記号は，図 3-18 を参照

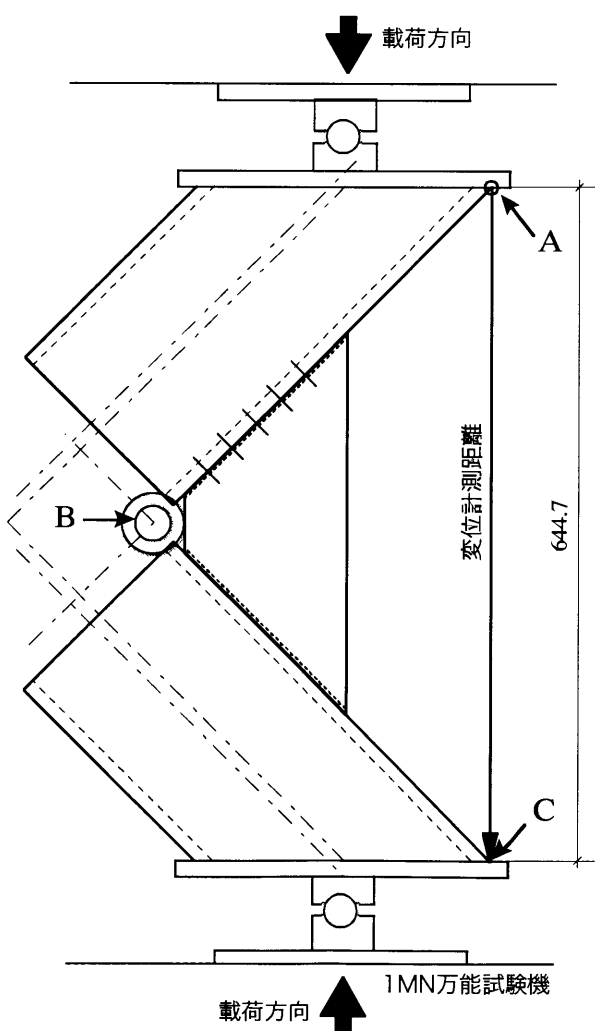


図 3-17 変位計測箇所

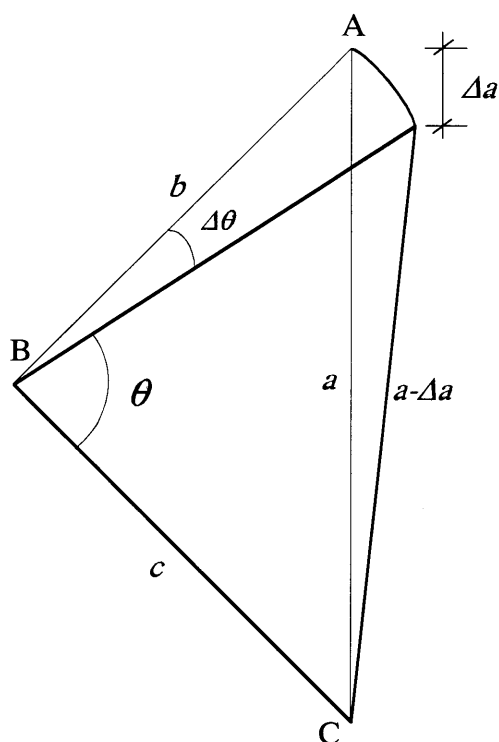


図 3-18 変形角概要図

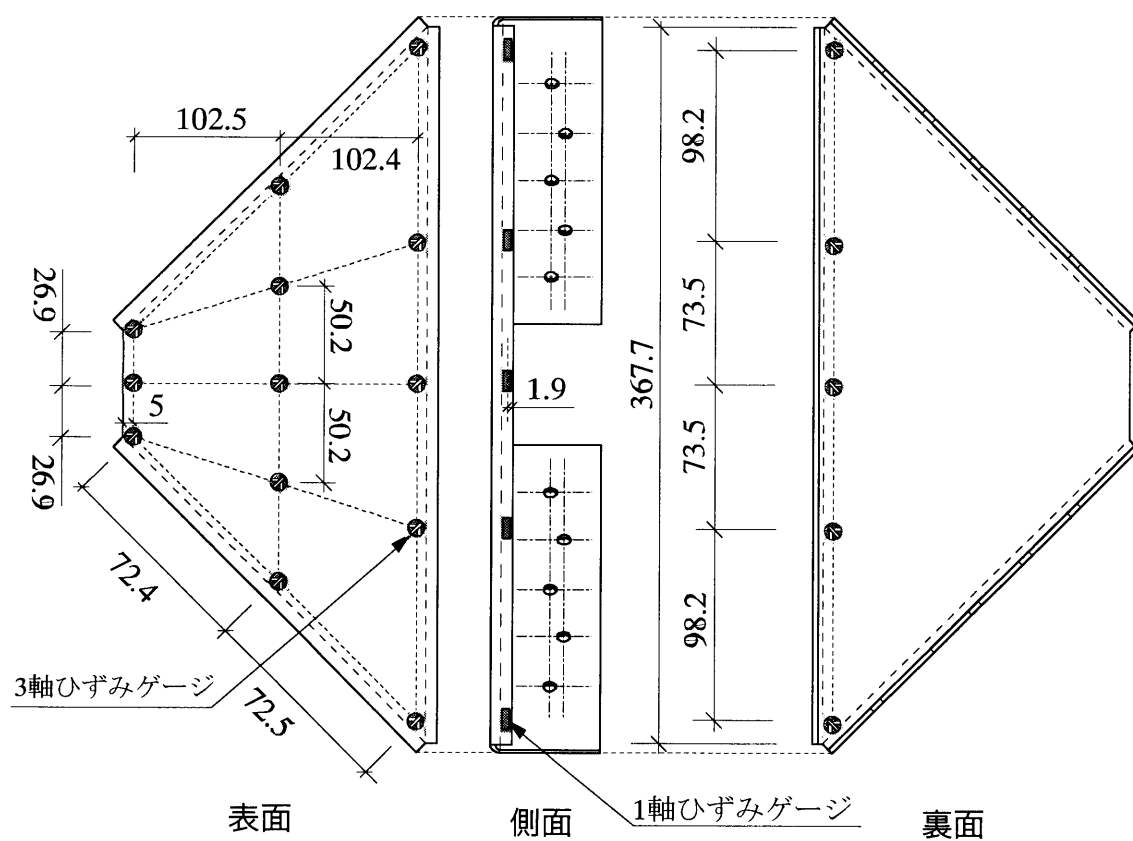
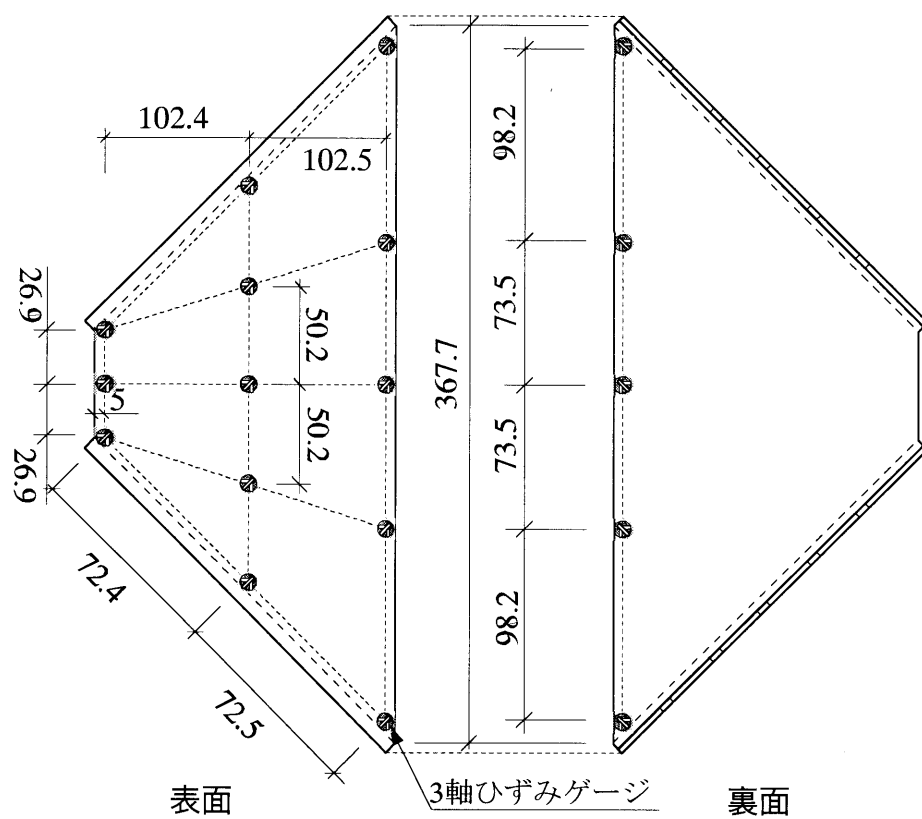


図 3-19 ひずみゲージ貼付位置図 上 : M-32 下 : M-32L

3.3.3 最大耐力，初期剛性の評価

最大耐力，初期剛性の計算値を表 3-4 に示す．計算は 3.2 で述べたモデルに基づき，図 3-20 に示す部分架構の最大耐力 P_{ult} と初期剛性 $k_{calc.}$ を算出した．ウェブの耐力 \bar{N} ，変形 δl と，部分架構の最大耐力 P_{ult} と初期剛性 $k_{calc.}$ の関係は以下の通りである．

$$\Delta l = \frac{3 \cdot L}{2 \cdot I} \cdot \delta l \dots (3-19)$$

$$P_{ult} = \frac{2 \cdot I}{3 \cdot L} \cdot \bar{N} \dots (3-20)$$

$$k_{ult} = \frac{P_{ult}}{\Delta l} \dots (3-21)$$

ここに，

Δl ：計測箇所の変形[mm]

δl ：ウェブの変形[mm]

L ：部分架構の軸組の長さ[mm]

I ：フランジ長さ[mm]

P_{ult} ：予想最大耐力[N]

\bar{N} ：ウェブの予想耐力[N]

$k_{calc.}$ ：予想初期剛性[N/mm]

表 3-4 に耐力と剛性の計算結果一覧を示す．

表 3-4 耐力・剛性の計算値

試験体名	耐力	剛性
	P_{ult}	$k_{calc.}$
	[N]	[N/mm]
M-32	9154.00	54963.51
M-32L	11448.00	80744.32
M-23	3874.20	40936.62
M-45	23241.37	76055.15
S-32	8893.30	46539.09
L-32	9066.55	63497.63
M-32-LC	8807.52	53827.30
M-32L-LC	11448.00	63919.93

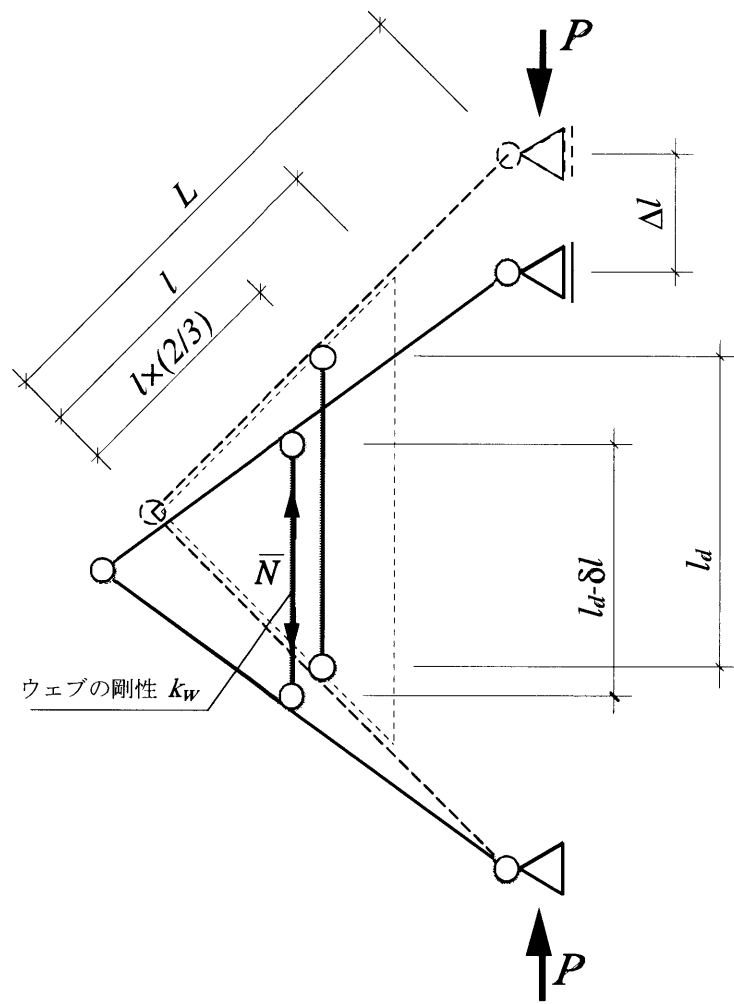


図 3-20 部分架構の設計用モデル

3.3.4 ほぞの作用せん断力の評価

3.2.5 で述べたように、柱と横架材は基準せん断強度 $f_s=6.86[\text{N/mm}^2]$ のスギ材を用いた断面 $A_w=70 \times 35[\text{mm}^2]$ のほぞを用いる。載荷荷重 P とほぞに作用するせん断力 Q の関係と、軸組壁に作用する水平力 H と Q の関係を以下に示す。

$$P = \frac{2\sqrt{2} \cdot l}{3 \cdot L - 2 \cdot l} \cdot Q [\text{N}] \cdots (3-22)$$

$$H = \frac{2 \cdot l}{h - l} \cdot Q [\text{N}] \cdots (3-23)$$

ほぞのせん断破壊耐力は $Q_u = f_s \times A_w = 16.8[\text{kN}]$ となる。載荷荷重 P によるほぞの作用せん断力 Q は Q_u 以下となるようにしなければならない。 Q が Q_u に達する時の載荷荷重 P_m とその時の H を表 3-5 に示す。

表 3-5 ほぞ破壊せん断耐力時載荷荷重

[N]

試験体名	せん断破壊耐力時の載荷荷重： P_m	せん断破壊耐力時の水平壁荷重： H
M-32	18168.19	3610.81
M-32L	18191.20	3613.68
M-23	18040.26	3594.81
M-45	18398.23	3639.37
S-32	15883.63	3311.83
L-32	20774.37	3919.42
M-32-LC	18040.26	3594.81
M-32L-LC	18111.37	3603.71

以上の結果は、実験における耐力の上限値とする事ができる。

3.4 実験結果

3.4.1 各試験体結果

各試験体の実験結果から荷重-変形角関係を示す．縦軸は載荷荷重 P [kN]，横軸は 3.3.2 (c) で示した試験体の変形による変形角 R [rad.]である．

グラフは，載荷直後の接触等による変形の誤差を修正した(図 3-21)．これは，最も傾きが大きくなった状態を載荷開始直後の傾きとなるように修正してある．

それぞれのグラフには，最大耐力 P_{max} 発揮時を▽で，予想耐力 P_{ult} の計算値を実線で，壁倍率算定における変形角の上限である $1/15$ [rad.]を破線で，予想剛性 k_{calc} を一点鎖線でそれぞれ示す．初期剛性 k_{exp} は，原点と $1/200$ [rad.]の段階の荷重の点を結んだ割線剛性として評価した．

試験体のウェブの破壊モードは，図 3-22 に示す 2 パターンが見られた．すなわちウェブがフランジ側とは反対側に変形する A タイプと，二つ目はフランジ側に変形する B タイプである．

多くの試験体で，載荷直後に図 3-23 に示すような変形を生じた．補強部材内に圧縮軸力 \bar{N} が作用したときに，その反力が柱，横架材にそれぞれ発生し，それぞれの反力に抵抗する必要がある．しかし，下フランジに作用する，横架材の長さ方向に対して平行な反力に抵抗するものがなく，そのために下フランジ滑りが発生したと考えられる．それにより上フランジ入隅部のウェブとボルトの間の板が曲げ変形を起こしたと考えられる．

各試験体の荷重-変形角関係を図 3-26 に，載荷終了後の試験体を図 3-27 に示す．

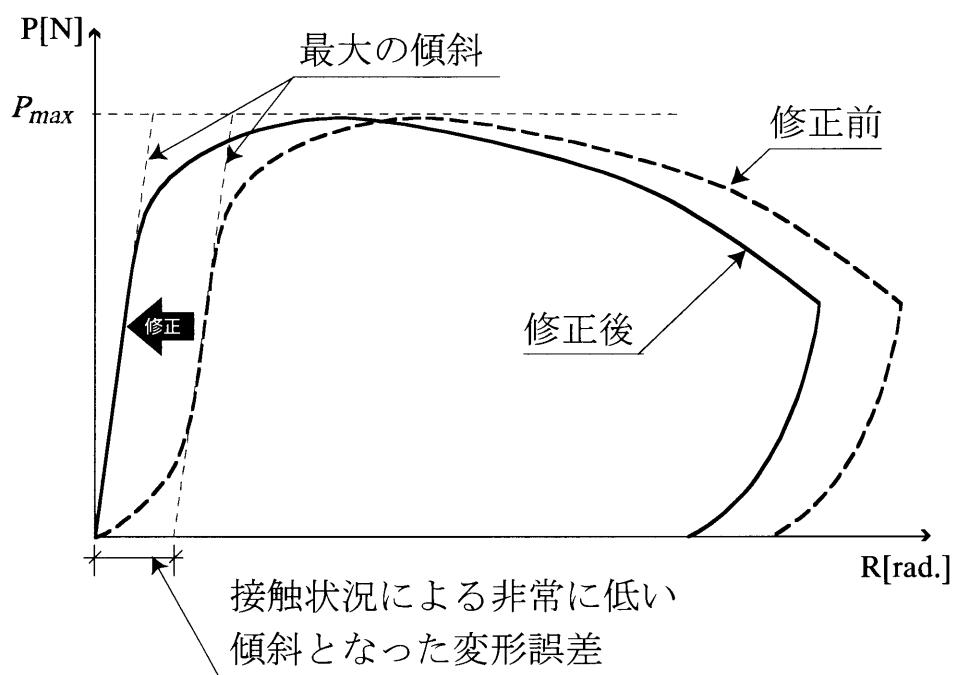


図 3-21 荷重-変形角関係の修正方法

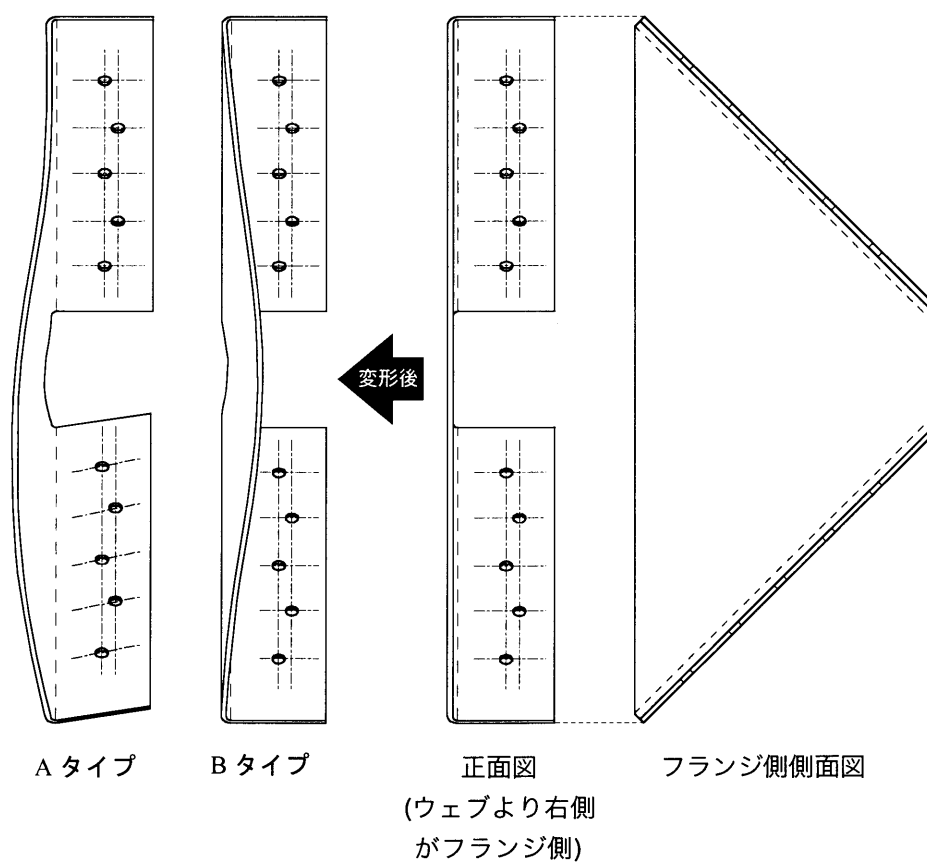


図 3-22 ウェブの破壊モード

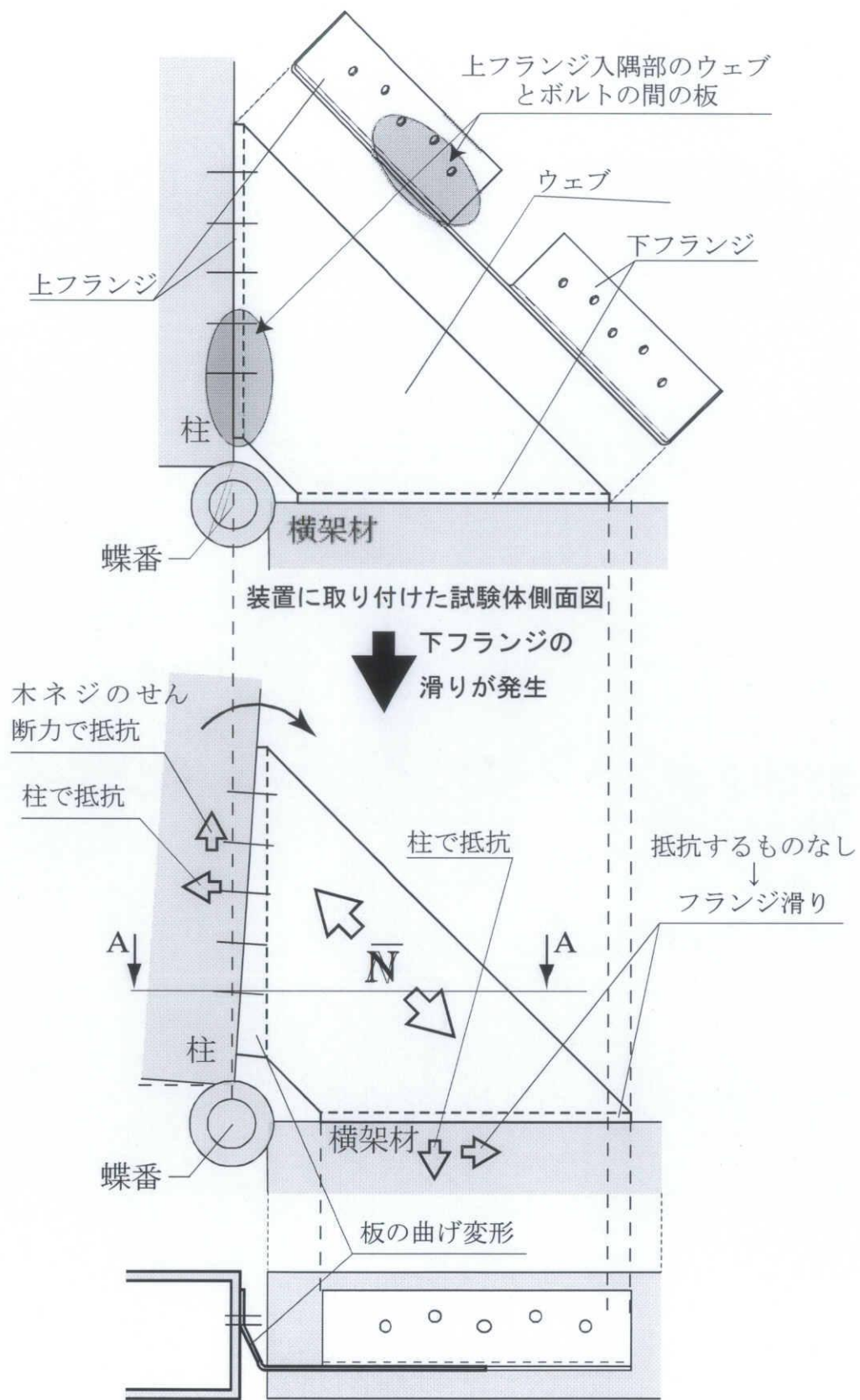


図3-23 上フランジの曲げ変形のメカニズム

a) M-32

載荷開始から、直後の 1/390 [rad.]付近で剛性が低下した(●)。そこから 1/75 [rad.]まで荷重 P に対して線形で変形し、1/75[rad.]から更に剛性が低下した(▲)。その後徐々に剛性が低下し、1/14 [rad.]で最大耐力を発揮した(▽)。最大耐力発揮後は徐々に荷重が低下し、最大荷重の 80%を下回った時点 (1/6 [rad.]) で載荷を終了した(■)。

載荷開始直後から上フランジ入隅部のウェブとボルトの間の板の曲げ変形が発生し、1/40 [rad.]付近から、ウェブがフランジ側へ少しずつたわむように湾曲して変形するのを目視で確認した。その後、ウェブの変形は剛性の低下と共に変形が徐々に進行し、最終的な破壊モードは B タイプであった。

最大耐力は $P_{\max}=10.3[\text{kN}]$ となり、計算値の $P_{ult}=9.25[\text{kN}]$ を 11.4[%]上回り、ほぞせん断破壊耐力時の載荷荷重 $P_m=18.2[\text{kN}]$ を 76.7[%]下回った。

初期剛性は $k_{\text{exp.}}=1818.18[\text{N/mm}]$ で、実験値は計算値の $k_{\text{calc.}}=54963.51[\text{N/mm}]$ の 3.3[%]と大きく下回った。

b) M-32L

載荷開始から、直後の 1/800 [rad.]付近で剛性が低下した(●)。そこから 1/87 [rad.]付近まで P に対して線形で変形し、1/87[rad.]から更に剛性が低下し始めた(▲)。その後、1/14.5 [rad.]まで、最初の剛性より低い剛性 (2 次剛性)を線形に維持したまま変形し、1/14.5[rad.]から 2 次剛性が低下し、その直後の 1/11 [rad.]で最大耐力を発揮した(▽)。最大耐力発揮後、M-32 より荷重低下の曲線の勾配は急ではあるが、急激な荷重低下は見られず緩やかに低下していき、最大荷重の 80%を下回った時点 (1/7 [rad.]) で載荷を終了した(■)。

M-32 と同様に、載荷開始直後から、上フランジ入隅部のウェブとボルトの間の板の曲げ変形が発生するのを目視で確認した。ウェブは、1/15 [rad.]付近まで変形が見られなかったが、2 次剛性が低下した 1/14.5[rad.]付近から急激にフランジ側へたわむように変形した。その後、剛性の低下と共に変形が徐々に進行し、最終的な破壊モードは B タイプであったが、ウェブが湾曲したというよりは、くの字型に折れるような変形であった。

最大耐力は $P_{\max}=13.8[\text{kN}]$ となり、計算値の $P_{ult}=11.45[\text{kN}]$ を 20.5[%]上回り、ほぞせん断破壊耐力時の載荷荷重 $P_m=18.2[\text{kN}]$ を 31.9[%]下回った。

初期剛性は $k_{\text{exp.}}=1485.71[\text{N/mm}]$ で、実験値は計算値の $k_{\text{calc.}}=80744.32[\text{N/mm}]$ の 1.8[%]と大きく下回った。

c) M-23

M-32 や M-32L に見られた，載荷開始直後の剛性低下はこの試験体には見られず，1/80 [rad.] 付近まで線形で変形し，1/80 [rad.] から剛性が低下し始めた(▲)．その後，緩やかに剛性が低下し 1/20 [rad.] で最大耐力を発揮した(▽)．最大耐力発揮後，直線的に荷重を落としながら最大荷重の 80% の時点(1/6.3) [rad.] まで載荷し，載荷を終了した(■)．

前の試験体と同様に，載荷開始直後から上フランジ入隅部のウェブとボルトの間の板の曲げ変形が発生するのを，また 1/75 [rad.] 付近からウェブがフランジ側へ少しずつたわむような変形が発生するのを目視で確認した．その後，荷重の低下と共に変形が徐々に進行し，最終的な破壊モードは B タイプであった．

最大耐力は $P_{\max}=4.8$ [kN] となり，計算値の $P_{ult}=3.91$ [kN] を 22.8 [%] 上回り，ほぞせん断破壊耐力時の載荷荷重 $P_m=18$ [kN] を 275.0 [%] 下回った．

初期剛性は $k_{\exp.}=1097.14$ [N/mm] で，実験値は計算値の $k_{calc.}=40936.62$ [N/mm] の 2.7 [%] と大きく下回った．

d) M-45

この試験体は図 3-24 の右図のように，下フランジと横架材の接触状況が想定状況と違った．想定では下フランジ全面が接触した状態なのに対し，下フランジ先端が先に接触し，入隅側が浮いた状態であった事を目視で確認した．

載荷開始から，直後の 1/400 [rad.] 付近で剛性が低下した(●)．そこから 1/64 [rad.] 付近まで線形で変形し，1/64 [rad.] 付近から更に剛性が低下し始めた(▲)．その後，1/23 [rad.] まで徐々に剛性が低下し，1/23 [rad.] で最大耐力を発揮した(▽)．最大耐力発揮後，徐々に荷重が低下した．1/15 [rad.] 付近から荷重低下の勾配が緩やかになり，最大耐力の 80% を下回った時点 (1/7.2 [rad.]) で載荷を終了した(■)．

1/40 [rad.] 付近で，上フランジ入隅部のウェブとボルトの間の板の曲げ変形が発生するのを，また，1/30 [rad.] 付近から，ウェブがフランジ側へ少しずつたわむように変形するのを，目視で確認した．ウェブは，1/23 [rad.] 付近から剛性の低下と共に変形が徐々に進行し，最終的な破壊モードは B タイプであった．

最大耐力は $P_{\max}=18.5$ [kN] となり，計算値の $P_{ult}=23.48$ [kN] を 21.2 [%] 下回り，ほぞせん断破壊耐力時の載荷荷重 $P_m=18.4$ [kN] を 0.5 [%] 上回った．

初期剛性は $k_{\exp.}=3257.14$ [N/mm] で，実験値は計算値の $k_{calc.}=80744.32$ [N/mm] の 4.0 [%] と大きく下回った．

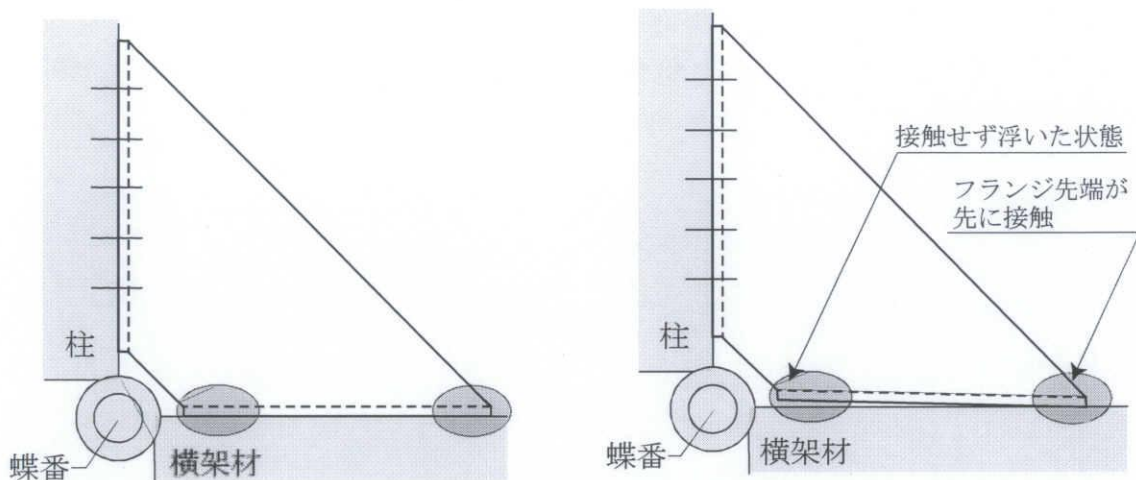


図 3-24 下フランジの接触状況の違い(右：M-45 の接触状況 左：想定接触状況)

e) S-32

載荷開始から、直後の $1/800$ [rad.] 付近で剛性が低下した(●)。そこから $1/93$ [rad.] 付近まで線形で変形し、 $1/93$ [rad.] 付近から更に剛性が低下し始めた(▲)。その後、 $1/11$ [rad.] まで徐々に剛性が低下し、 $1/11$ [rad.] で最大耐力を発揮した(▽)。最大耐力発揮後、徐々に荷重が低下し、最大耐力の 80% を下回った時点 ($1/6.2$ [rad.]) で載荷を終了した(■)。

$1/150$ [rad.] 付近から、上フランジ入隅部のウェブとボルトの間の板の曲げ変形が発生するのを、 $1/75$ [rad.] 付近から、ウェブがフランジ側へ少しずつたわむような変形が発生するのを、目視で確認した。その後、剛性の低下と共に変形が湾曲しながら徐々に進行していき、最終的な破壊モードは B タイプであった。

最大耐力は $P_{\max}=10.4$ [kN] となり、計算値の $P_{ult}=8.98$ [kN] を 15.8[%] 上回り、ほぞせん断破壊耐力時の載荷荷重 $P_m=15.9$ [kN] を 52.9[%] 下回った。

初期剛性は $k_{\exp.}=2125$ [N/mm] で、実験値は計算値の $k_{calc.}=46539.09$ [N/mm] の 4.6[%] と大きく下回った。

f) L-32

この試験体は図 3-25 の右図のように、下フランジと横架材の接触状況が想定状況と違った。入隅側のフランジが先に横架材に接触してフランジ先端が宙に浮いた状態であった事を目視で確認した。そのため、載荷開始直後に非常に低い剛性の状態が続いたため、図 3-21 で示す様な修正を行っている。

載荷開始から、直後の $1/230$ [rad.] 付近で剛性が低下した(●)。そこから $1/45$ [rad.] 付近まで線形で変形し、 $1/45$ [rad.] 付近で更に剛性が低下し始めた(▲)。その後、剛性が低下し $1/33.3$ [rad.] で最大耐力を発揮した(▽)。最大耐力発揮直後、他の試験体より比較的急な勾配で耐力が低下し、

その後徐々に勾配が緩やかになりながら荷重が低下し、最大耐力の 80%を下回った時点 (1/7.8[rad.]) で载荷を終了した(■).

1/40[rad.]付近で、上フランジ入隅部のウェブとボルトの間の板の曲げ変形が発生するのを目視で確認した。ウェブは 1/50[rad.]付近で、他の試験体とは逆の、フランジ側とは反対側へたわみ始めた。最大耐力発揮まで徐々に湾曲しながら変形し、その後も同様の変形が進行し続けた。最終的な破壊モードは A タイプであった。

最大耐力は $P_{\max}=11.4[\text{kN}]$ となり、計算値の $P_{\text{ult}}=9.16[\text{kN}]$ を 24.5[%]上回り、ほぞせん断破壊耐力時の载荷荷重 $P_m=20.8[\text{kN}]$ を 82.5[%]下回った。

初期剛性は $k_{\text{exp.}}=2787.88[\text{N/mm}]$ 、実験値は計算値の $k_{\text{calc.}}=63497.63[\text{N/mm}]$ の 4.4[%]と大きく下回った。

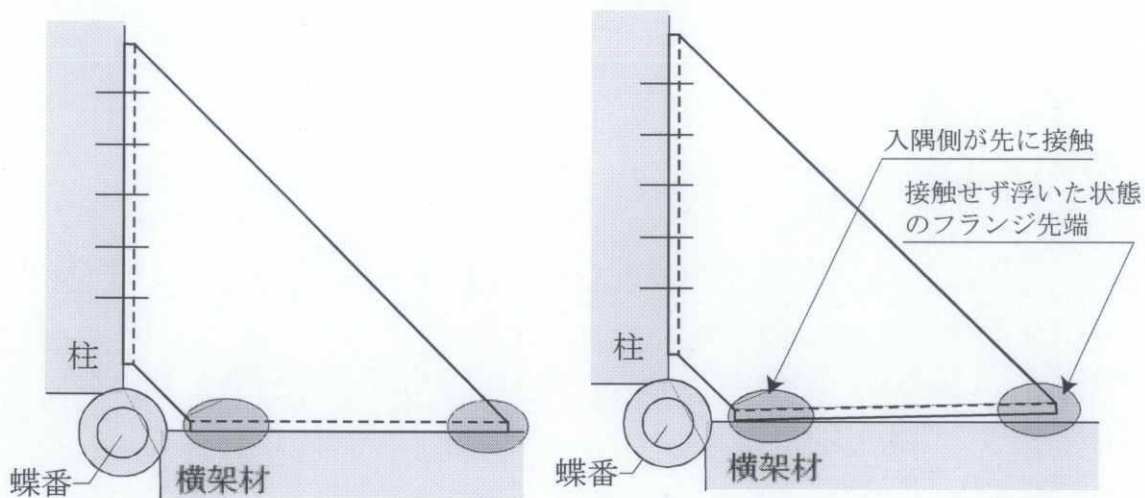


図 3-25 下フランジの接触状況の違い(右 : L-32 の接触状況 左 : 想定接触状況)

g) M-32-LC

载荷開始から、1/250 [rad.]付近で剛性が低下した(●)。そこから 1/77 [rad.]付近まで線形に変形し、1/77[rad.]付近から徐々に剛性が低下し始めた(▲)。その後徐々に剛性を落としていき、1/10.5 [rad.]で最大耐力を発揮した(▽)。最大耐力発揮後も徐々に荷重を落とし、最大荷重の 80%を下回った時点 (1/5.3[rad.]) で载荷を終了した(■)。

载荷開始直後から、上フランジ入隅部のウェブとボルトの間の板の曲げ変形が発生するのを、さらに 1/50 [rad.]付近から、ウェブがフランジ側へ少しずつたわむような変形が発生するのを、目視で確認した。その後、剛性の低下と共に変形が徐々に進行し、最終的な破壊モードは B タイプであった。

最大耐力は $P_{\max}=11.4[\text{kN}]$ となり、計算値の $P_{\text{ult}}=8.9[\text{kN}]$ を 28.1[%]上回り、ほぞせん断破壊耐力時の载荷荷重 $P_m=18.0[\text{kN}]$ を 57.9[%]下回った。

初期剛性は $k_{exp.}=2758.62[N/mm]$ で、実験値は計算値の $k_{calc.}=53827.30[n/mm]$ の 5.1[%] と大きく下回った。

h) M-32L-LC

載荷開始から、1/500 [rad.] 付近で剛性が低下した(●)。そこから 1/110 [rad.] 付近まで線形で変形し、1/110 [rad.] 付近から徐々に剛性が低下し始めた(▲)。その後、1/40 [rad.] から、最初の剛性より低い剛性(2次剛性)を線形で維持したまま変形し、1/9 [rad.] 付近で2次剛性が低下し、その直後の 1/7.7 [rad.] で最大耐力を発揮した(▽)。最大耐力発揮後、二次勾配の時に近似した緩やかな勾配で、線形で荷重が低下していき、最大荷重の 80% を下回った時点 (1/6 [rad.]) で載荷を終了した(■)。

載荷開始直後から、上フランジ入隅部のウェブとボルトの間の板の曲げ変形が発生するのを目視で確認した。ウェブは、1/30 [rad.] 付近からフランジ側に反るような形で 1/15 [rad.] まで維持するのを目視で確認した。その後、1/10 [rad.] 付近から M-32L と同様にウェブがフランジ側へくの字に折れるように変形し始め、最終的な破壊モードは B タイプであった。

最大耐力は $P_{max}=19.0[kN]$ となり、計算値の $P_{ult}=11.45[kN]$ を 65.9[%] 上回り、ほぞせん断破壊耐力時の載荷荷重 $P_m=18.1[kN]$ を 5.0[%] 上回った。

初期剛性は $k_{exp.}=2580.65[N/mm]$ で、実験値は計算値の $k_{calc.}=63919.93[N/mm]$ の 4.0[%] と大きく下回った。

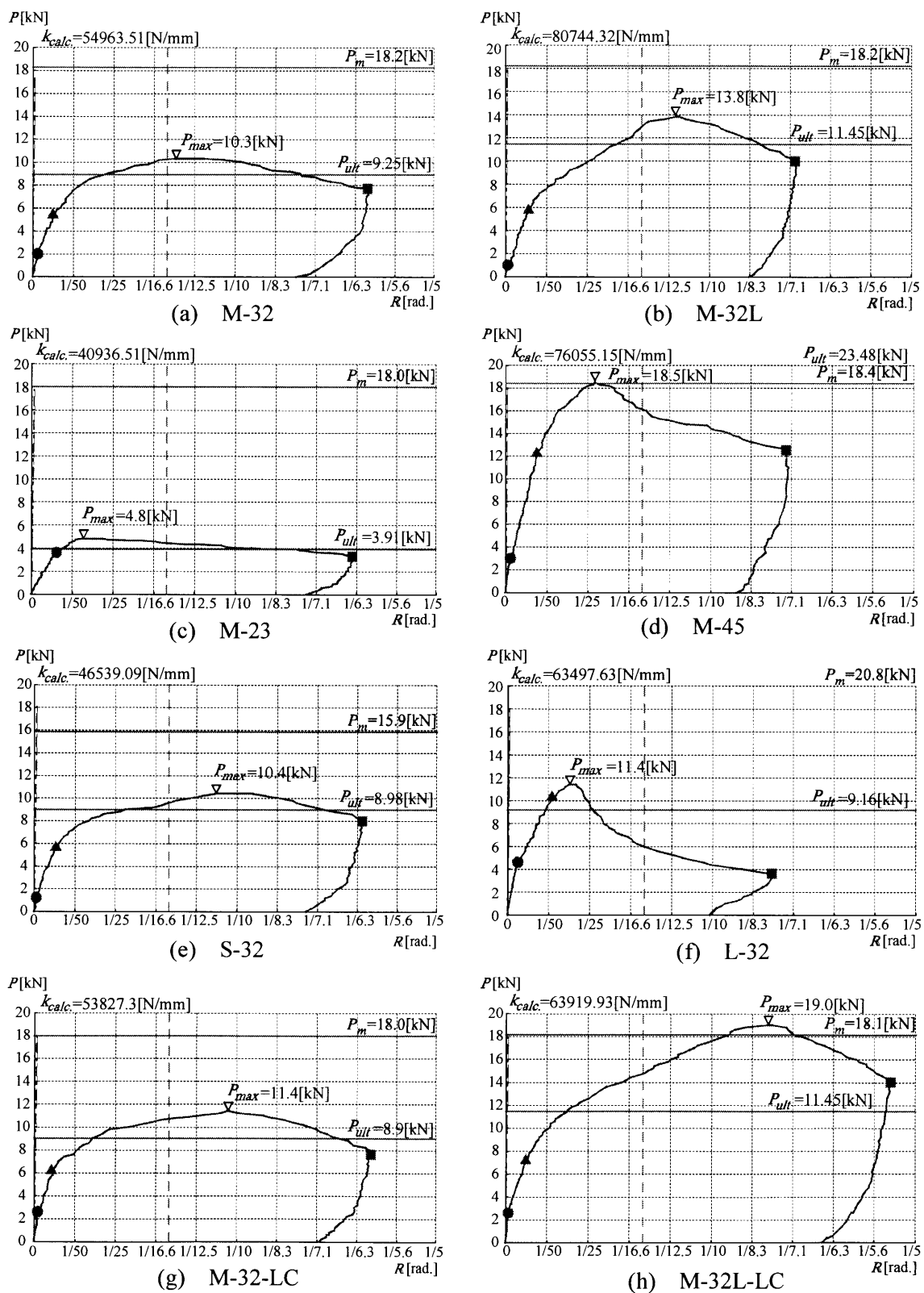
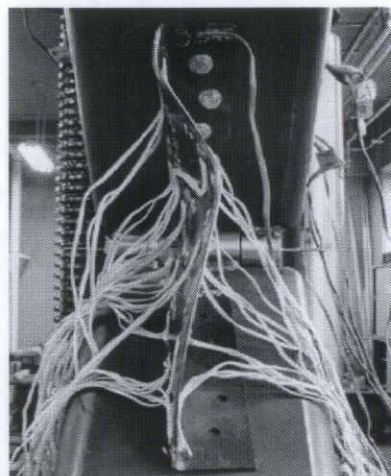
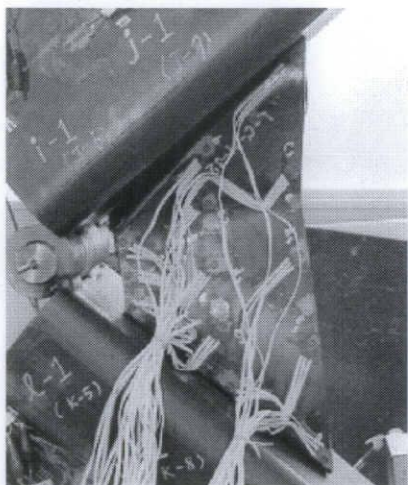
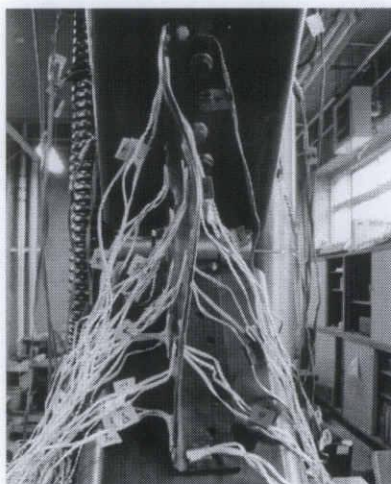
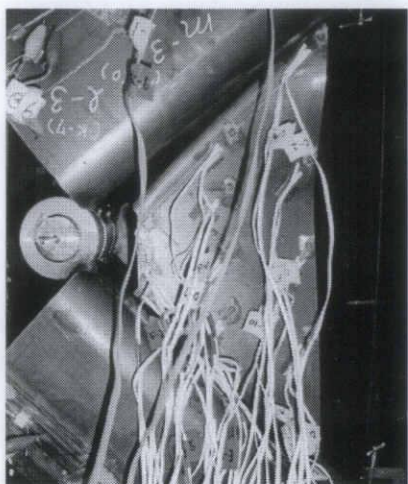


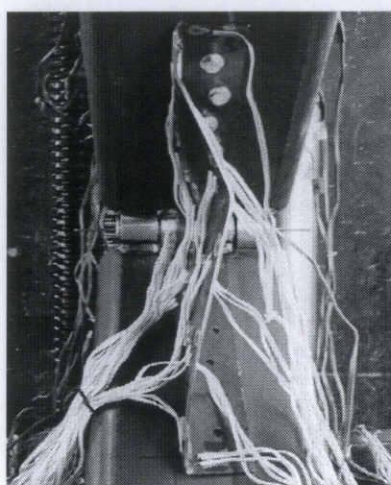
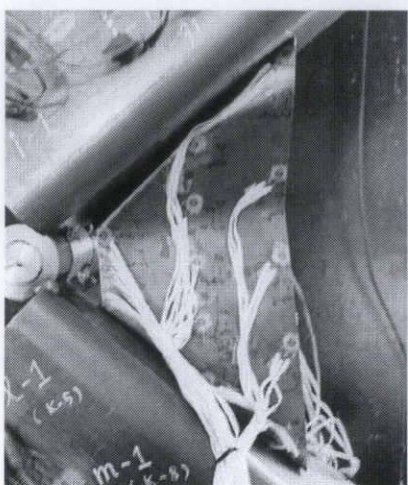
図 3-26 各試験体の荷重-変形角関係



M-32(左：正面図，右：側面図)

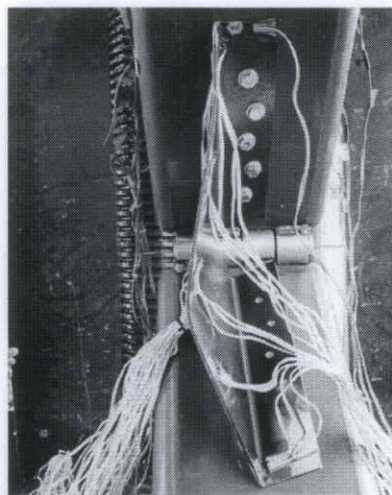
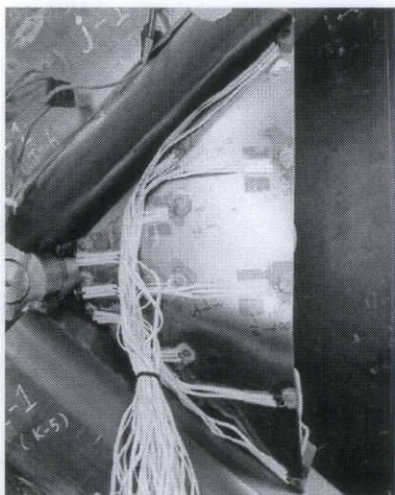


M-45(左：正面図，右：側面図)

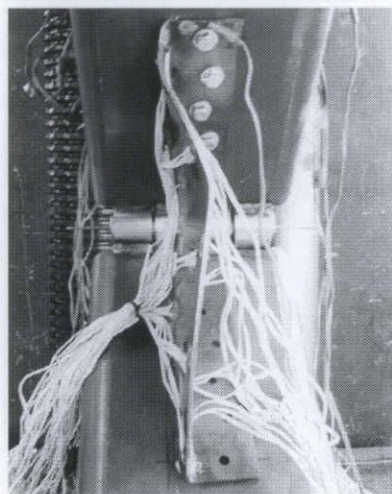
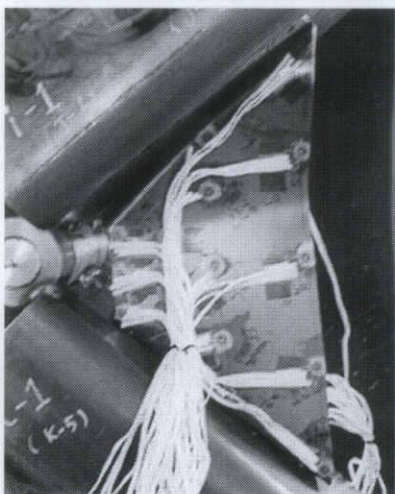


M-23(左：正面図，右：側面図)

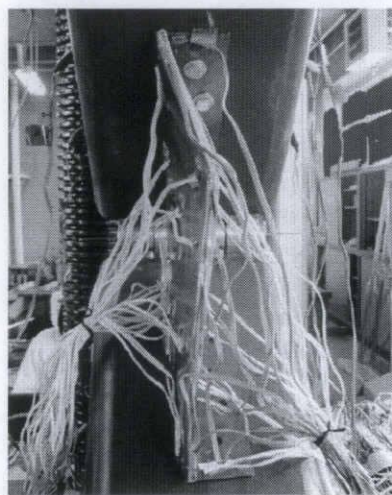
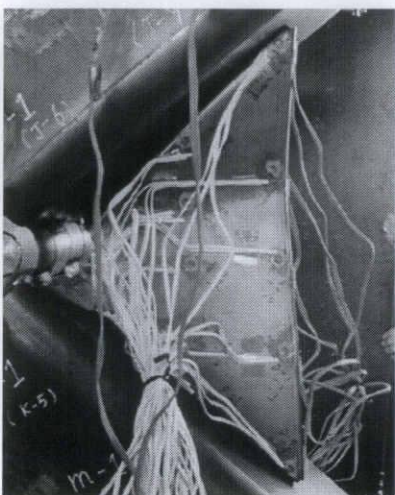
図 3-27 試験体写真(載荷終了後)



L-32(左：正面図，右：側面図)

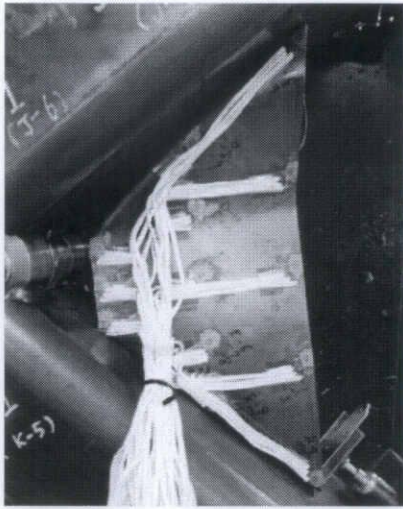


S-32(左：正面図，右：側面図)

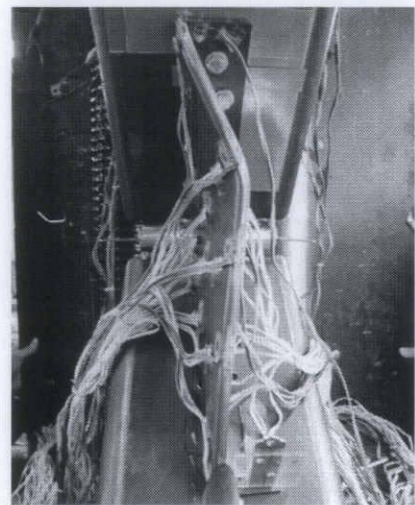
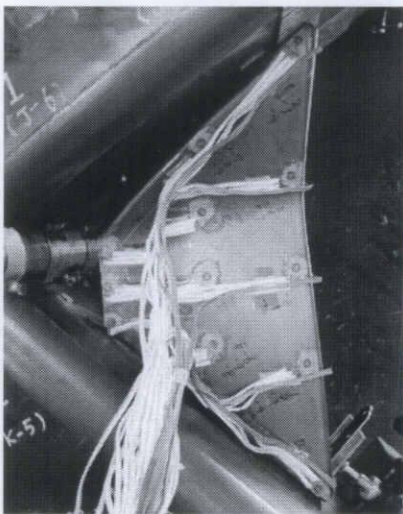


M-32L(左：正面図，右：側面図)

図 3-27 試験体写真(載荷終了後)



M-32-LC(左：正面図，右：側面図)



M-32L-LC(左：正面図，右：側面図)

図 3-27 試験体写真(載荷終了後)

3.4.2 実験変数による比較

a) 板厚の影響

板厚のみが異なり，他の変数が同一の試験体，**M-32**，**M-23**，**M-45** の荷重-変形角関係を重ねて示したものを図 3-28 に示す。板厚が大きい試験体ほど初期剛性と最大耐力ともに大きくなった。最大耐力発揮後の挙動は，板厚が大きい試験体ほど，耐力低下曲線の勾配が急になった。

b) フランジ長さの影響

フランジ長さが異なり，他の変数が同一の試験体，**M-32**，**S-32**，**L-32** の荷重-変形角関係を重ねて示したものを図 3-29 に示す。**S-32** と **M-32** は，載荷開始直後の時点（●）と二度目の剛性低下の時点（▲）が非常に近い事，最大耐力がほぼ一致している点などから，類似した挙動と言える。しかし，**L-32** の挙動はこれら二体とは，初期剛性，剛性低下の点（●），最大耐力（▽），最大耐力発揮後の挙動が大きく異なる。これは，3.4.1(f) で述べたように，下フランジの入隅側が先に接触したためであると考えられる。

c) リップ補剛の影響

リップ補剛の有無が異なり，他の変数が同一の試験体，**M-32**，**M-32L** の荷重-変形角関係を重ねて示したものを図 3-30 に示す。初期剛性の低下の時点（●）や，二度目の剛性低下の時点（▲）に多少の差はあるものの，二度目の剛性低下までは類似した挙動を示した。二度目の剛性低下以降，**M-32** は徐々に剛性が低下し，最大耐力を発揮したのに対し，**M-32L** は二度目の剛性低下以降，直線的に $1/15[\text{rad.}]$ 付近まで剛性を維持したまま変形を続け， $1/15[\text{rad.}]$ で剛性が低下し，最大耐力を発揮した。二度目の剛性低下以降の挙動は，ウェブの面外方向への変形をリップが補剛したためと考えられる。**M-32L** の耐力の実験値は，**M-32** の実験値の 1.3 倍に対して，**M-32L** の計算値も **M-32** の 1.3 倍となった。

d) 端部形状の影響

入隅側フランジとリップの両端の端部形状が直線切断してあり，他の変数が同一の試験体，**M-32-LC**，**M-32L-LC** と **M-32**，**M-32L** の荷重-変形角関係を重ねて示したものを図 3-31 に示す。端部形状が直線切断されている試験体は，初期剛性および最大耐力共に直線切断されていない試験体を上回る。しかし **M-32** と **M-32-LC**，**M-32L** と **M-32L-LC** の挙動をそれぞれ比較すると，初期剛性が低下する点や，二度目の剛性が低下後，更に荷重が大きくなる点など，似た挙動となり，大きく違う挙動は無かった。

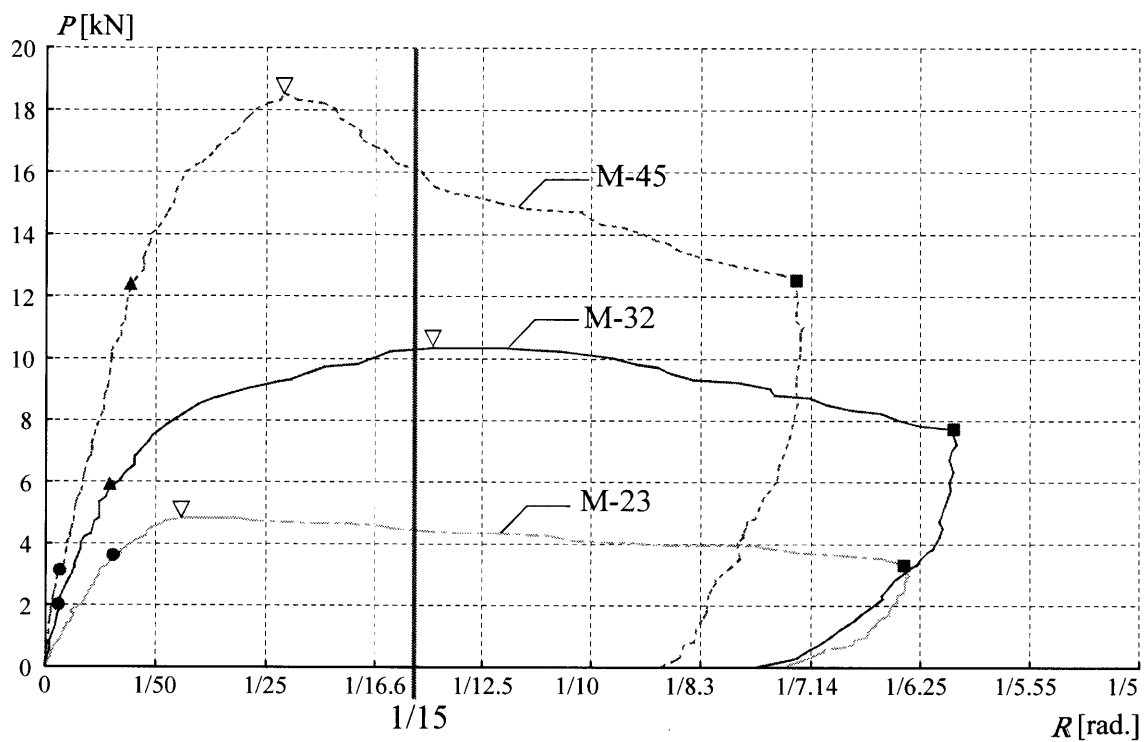


図 3-28 板厚の比較

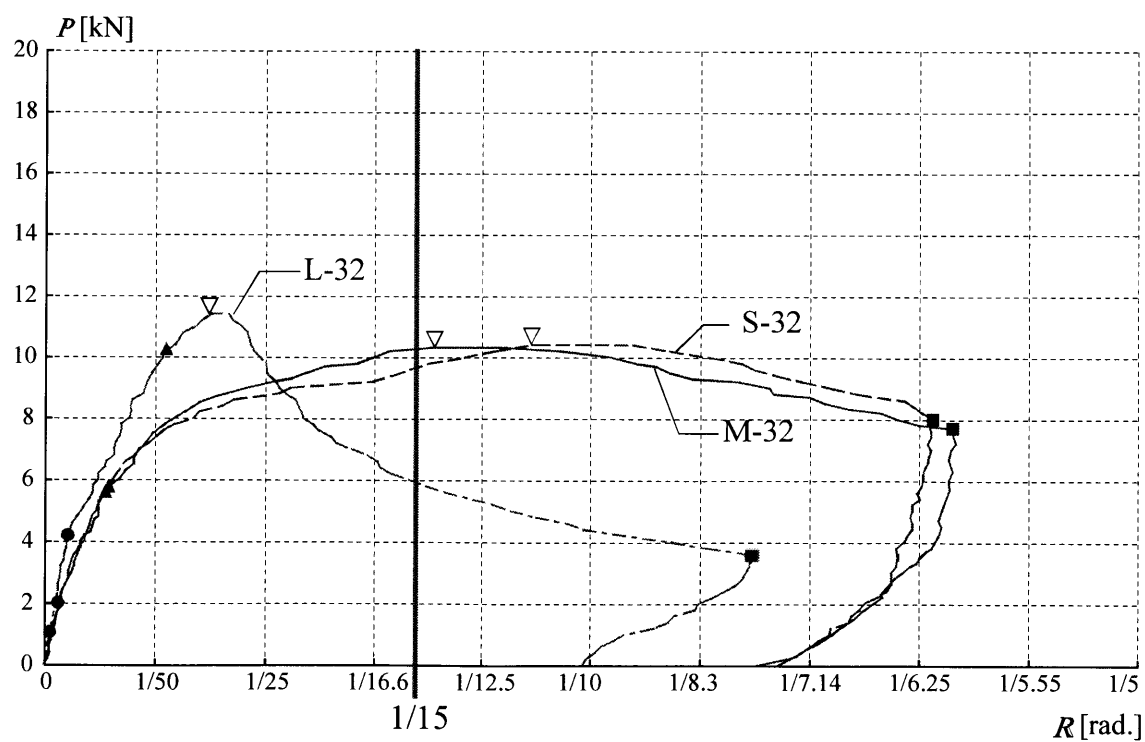


図 3-29 フランジ長さの比較

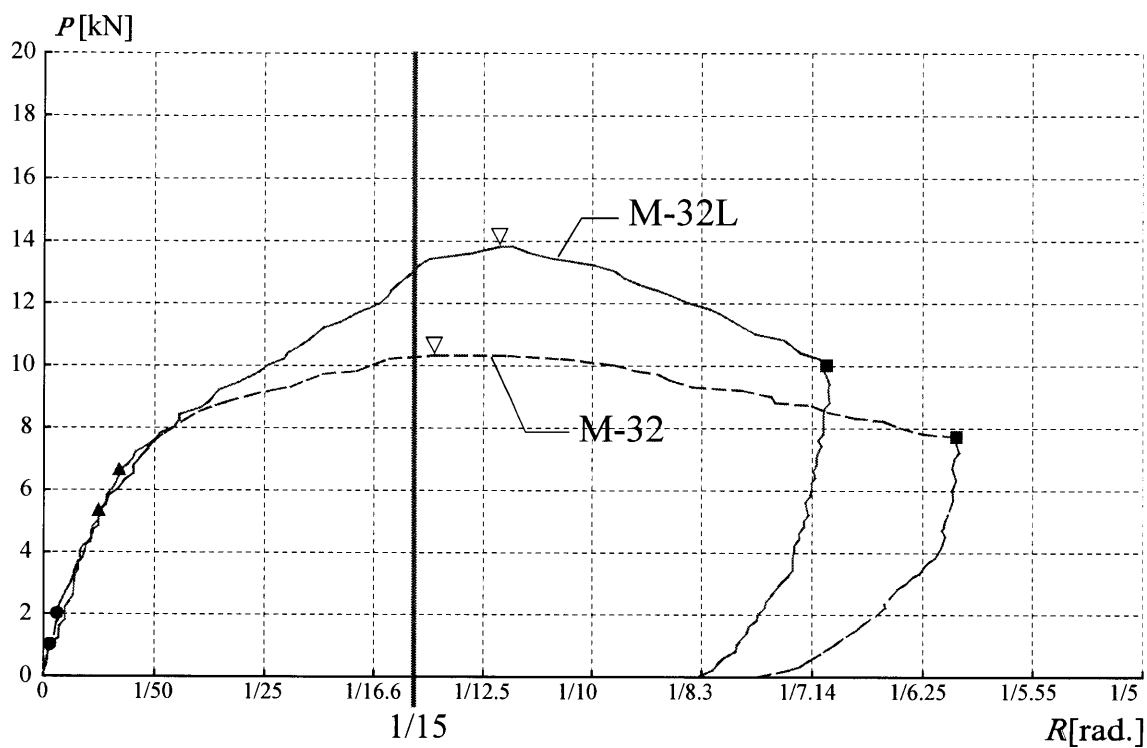


図 3-30 リップ補剛の比較

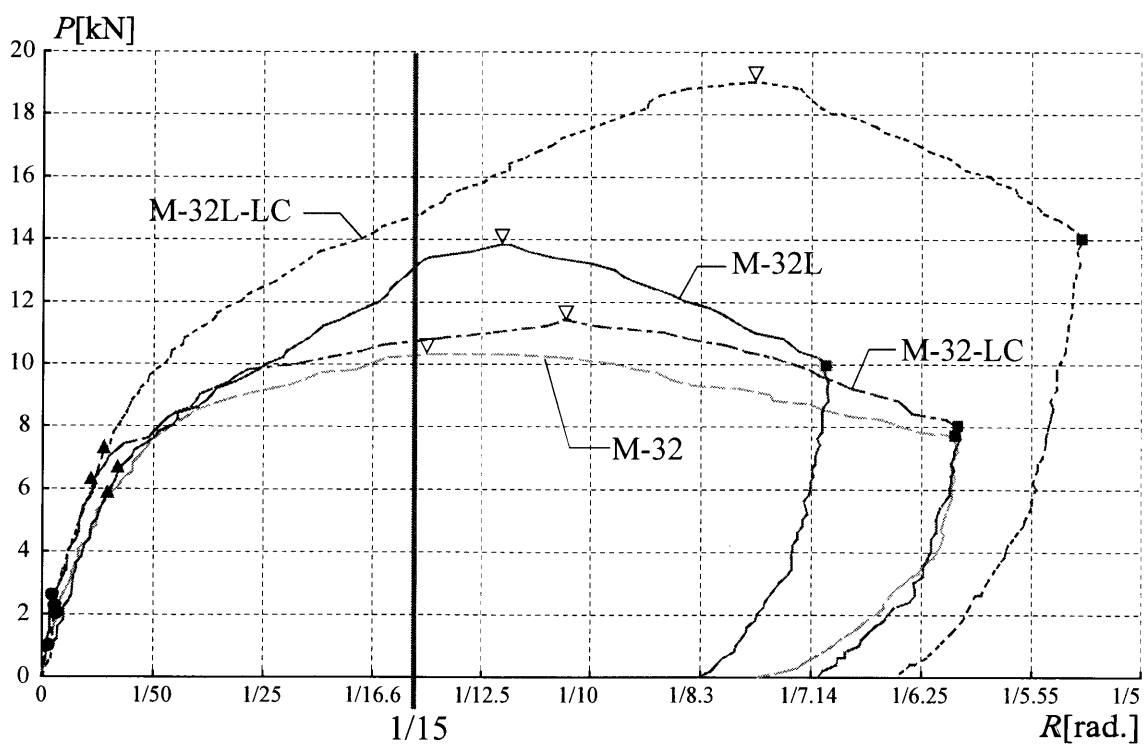


図 3-31 端部形状の比較

3.4.3 初期剛性

全試験体の初期剛性 $k_{calc.}$ と実験から得た剛性 $k_{exp.}$ を、表 3-6 に示す。実験値は、計算値を大きく下回った。これは各試験体の荷重-変形角関係と破壊性状を見ると、載荷開始直後に剛性低下が発生するためで、全ての試験体で発生した上フランジ入隅部の板の曲げ変形が原因と考えられる。

表 3-6 各試験体の予想初期剛性と実験結果による初期剛性

試験体名	計算剛性	初期剛性	$k_{exp.} / k_{calc.}$
	$k_{calc.}$	$k_{exp.}$	
	[N/mm]	[N/mm]	
M-32	54963.51	1818.18	0.033
M-32L	50822.26	1485.71	0.029
M-23	40936.62	1097.14	0.027
M-45	76055.15	3257.14	0.043
S-32	46539.09	2125.00	0.046
L-32	63497.63	2787.88	0.044
M-32-LC	53827.30	2758.62	0.051
M-32L-LC	56691.74	2580.65	0.046

3.4.4 最大耐力

全試験体の最大耐力の計算値 P_{ult} と実験値 P_{max} の一覧を表 3-7 に示す。M-45 を除く全ての試験体で実験結果の最大耐力は計算値を上回った。

M-45 の試験体は、前述したように下フランジと横架材の接触状況が想定では下フランジ全面が接触した状態なのに対し、下フランジ先端が先に接触し、入隅側が浮いた状態であった。そのためウェブ内に作用する応力が外側（先に接触した側）へ偏り、外側のウェブが先行して崩壊し始め、そのために最大耐力が計算耐力を下回ったと考えられる。

表 3-7 各試験体の予想最大耐力と実験結果による最大耐力

試験体名	計算耐力	最大耐力	$\frac{P_{max}}{P_{ult}}$
	P_{ult}	P_{max}	
	[N]	[N]	
M-32	9154.00	10300.00	1.125
M-32L	11448.00	13800.00	1.205
M-23	3874.20	4800.00	1.239
M-45	23241.37	18500.00	0.796
S-32	8893.30	10400.00	1.169
L-32	9066.55	11400.00	1.257
M-32-LC	8807.52	11400.00	1.294
M-32L-LC	11448.00	19000.00	1.660

3.4.5 壁倍率の評価

部分架構実験結果をもとに、これらの補強部材が設置された長方形架構の水平力 H -水平変位関係を算定し、文献 15) に基づき塑性率 μ 、 D_s 値を求め、壁倍率の算定を行った。文献 15) に示されている壁倍率算定に必要な算定項目(a)～(d) を以下に、長方形架構モデルを図 3-32 に示す。

(a): P_y …… 降伏耐力

(b): $P_u \cdot \frac{0.2}{D_s}$ …… 終局耐力 P_u に $\frac{0.2}{D_s}$ を乗じたもの

(c): $P_{\max} \cdot \left(\frac{2}{3}\right)$ …… 最大耐力 P_{\max} の $\frac{2}{3}$

(d): 変形角が $\frac{1}{150}[\text{rad.}]$ の時の荷重 P

倍率 : (a)～(d)の中で最も小さい値を P_a とし、次式から算出する。

$$\text{倍率} = P_a \cdot \left(\frac{1}{1.96}\right) \cdot \left(\frac{1}{L}\right) \quad \dots (3-24)$$

ここに、

L : 壁の長さ[m] (今回は 0.91[m] とする)

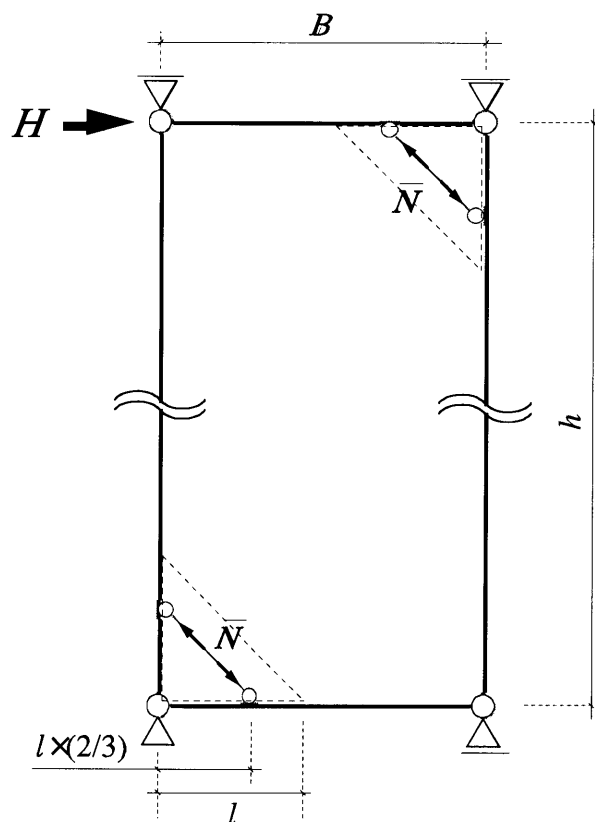


図 3-32 長方形架構モデル

全試験体について上記の(a)～(d)の値を表 3-8 に示す。また、表 3-9 に(a)～(d)のそれぞれの項目をもとに算定される壁倍率を示す。

木材の変形を考慮せず、試験体のみの変形による実験値から壁倍率を算定すると、試験体 L-32 を除き、全て(d)の $1/150[\text{rad.}]$ で壁倍率が決定した。このことから、初期剛性が低い事により本補強部材の壁倍率が決定しており、今後、初期剛性の確保のための改良が必要である。

表 3-8 各試験体の壁倍率算定結果

	計算耐力 [kN]	最大耐力[kN]	H	μ	D_s	(a)	(b)	(c)	(d)	壁倍率
M-32	8.850	10.300	2.163	3.107	0.438	1.296	0.901	1.442	0.850	0.477
M-32L	11.450	13.800	2.723	2.856	0.461	1.443	0.952	1.815	0.781	0.438
M-23	3.286	4.800	1.013	4.455	0.356	0.647	0.549	0.675	0.419	0.235
M-45	24.613	18.500	3.905	2.810	0.465	2.660	1.608	2.603	1.023	0.574
S-32	8.850	10.400	2.026	3.651	0.398	1.218	0.928	1.351	0.817	0.458
L-32	8.850	11.400	2.407	2.575	0.491	1.131	0.932	1.604	1.047	0.523
M-32-LC	8.850	11.400	2.257	4.370	0.359	1.370	1.121	1.505	1.021	0.572
M-32L-LC	11.450	19.000	3.093	2.847	0.462	1.769	1.178	2.062	1.023	0.574

：壁倍率の決定項目

表 3-9 壁倍率算定における各項目の算定値と倍率

	(a)		(b)		(c)		(d)	
	算定値	壁倍率	算定値	壁倍率	算定値	壁倍率	算定値	壁倍率
M-32	1.296	0.727	0.901	0.505	1.442	0.808	0.850	0.477
M-32L	1.443	0.809	0.952	0.534	1.815	1.018	0.781	0.438
M-23	0.647	0.363	0.549	0.308	0.675	0.378	0.419	0.235
M-45	2.660	1.491	1.608	0.902	2.603	1.459	1.023	0.574
S-32	1.218	0.683	0.928	0.520	1.351	0.757	0.817	0.458
L-32	1.131	0.634	0.932	0.523	1.604	0.899	1.047	0.587
M-32-LC	1.370	0.768	1.121	0.629	1.505	0.844	1.021	0.572
M-32L-LC	1.769	0.992	1.178	0.660	2.062	1.156	1.023	0.574

：壁倍率の決定項目

3.4.6 木材の曲げ変形の検討

軸組架構を補強部材で補強し、水平荷重 H を載荷した場合、図 3-33 のように柱の中央部分が曲げ・せん断変形を起こすと考えられる。柱の曲げ・せん断変形が変形角に及ぼす影響を検討する。柱の曲げ変形 $2 \cdot \Delta$ は、図 3-33 の柱中央から補強金物が接合されている箇所までの片持ち梁モデル（図 3-34）を基に算出した。図 3-35 に軸組に水平荷重が作用した時のモーメント図とせん断力図を示す。

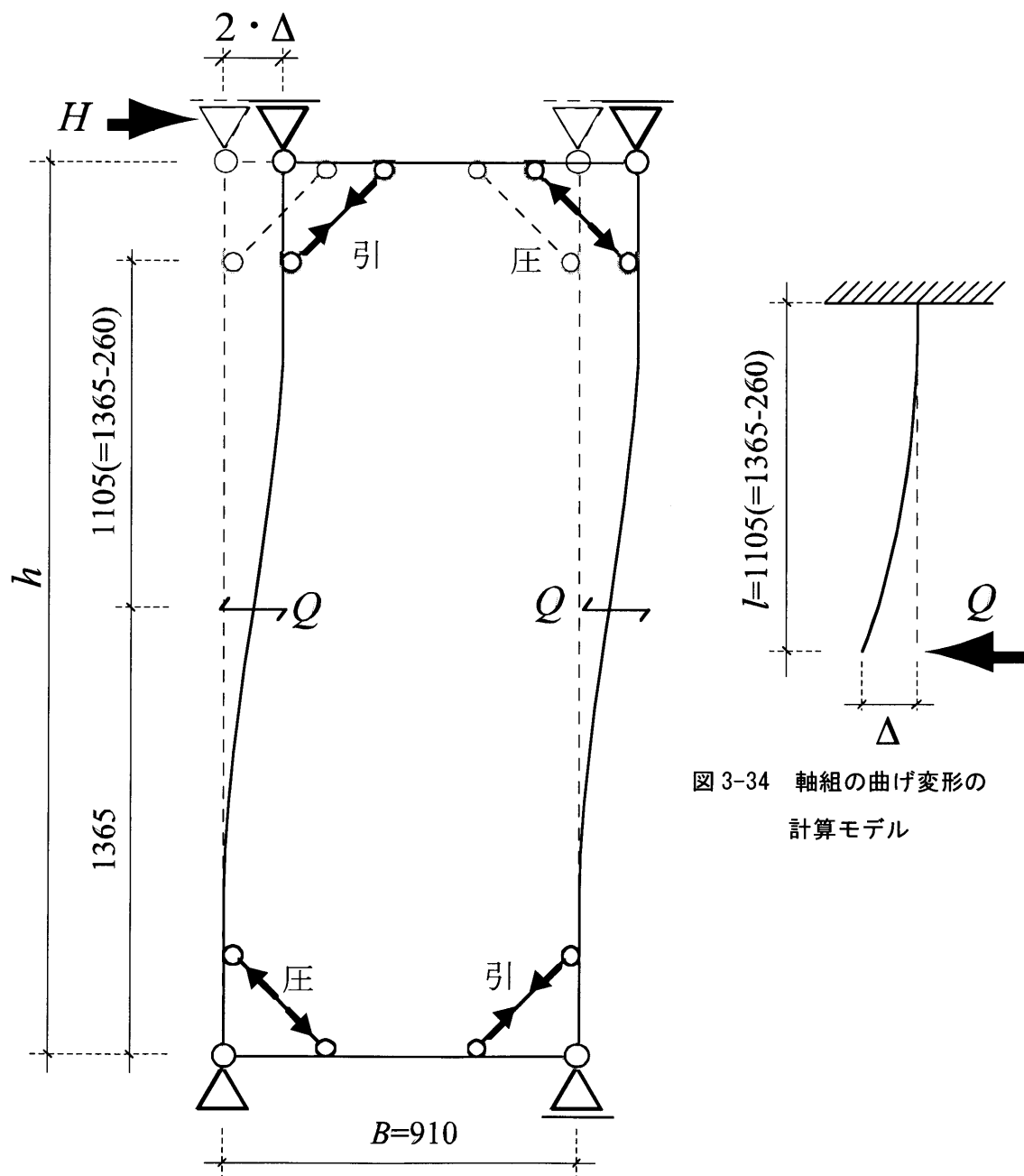


図 3-34 軸組の曲げ変形の
計算モデル

図 3-33 水平力により変形する軸組

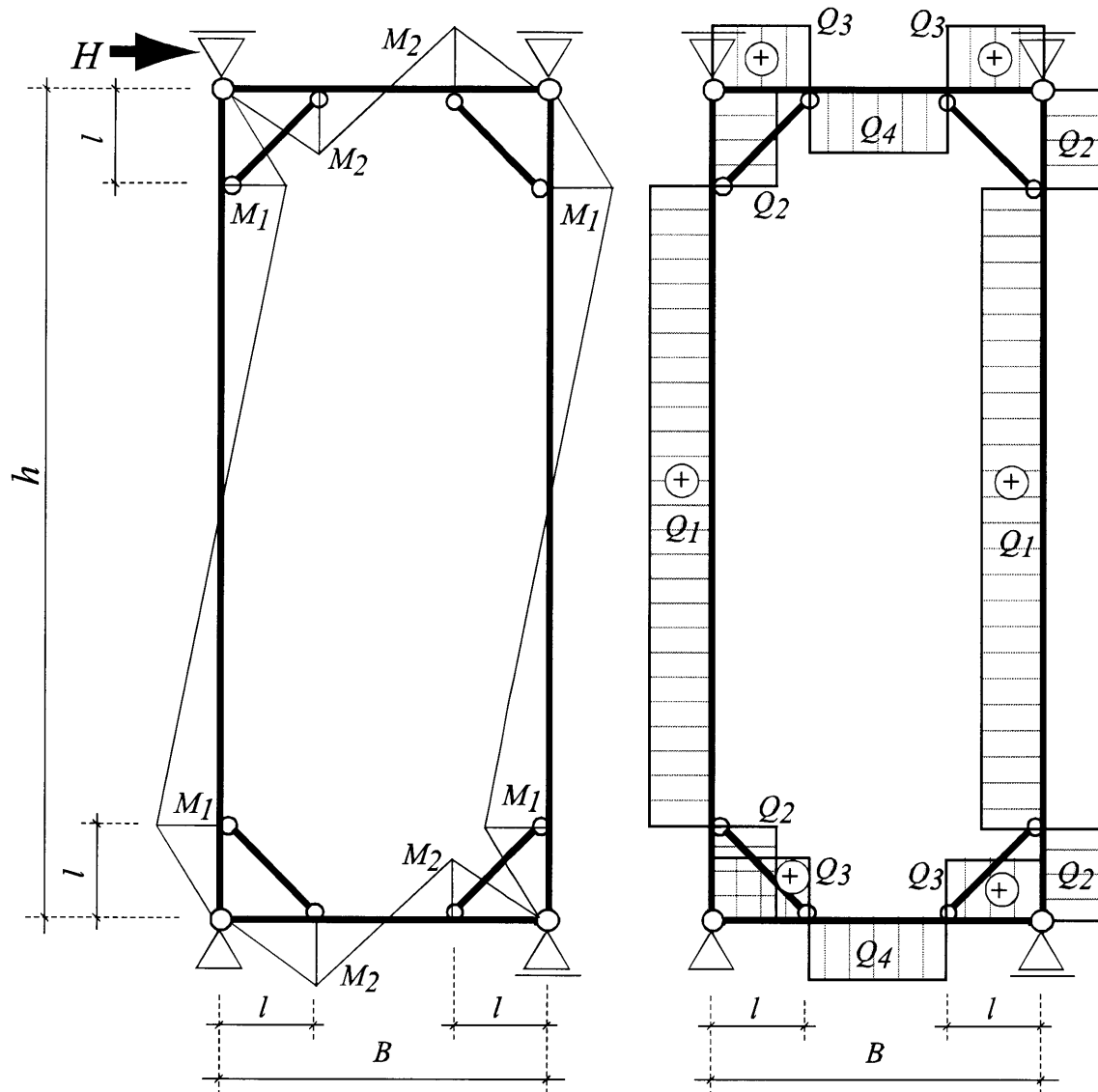


図 3-35 軸組の応力図（左：モーメント図，右：せん断力図）

図 3-35 に示す M_1 , M_2 , M_3 , Q_1 , Q_2 , Q_3 , Q_4 は以下の式で算定することができる。

$$M_1 = \left(\frac{h}{4} - \frac{l}{2} \right) \cdot H \cdots (3-25)$$

$$Q_2 = \frac{H}{2} \cdot \frac{h}{B} \cdots (3-28)$$

$$M_2 = \left(\frac{h}{4} - \frac{h \cdot l}{2 \cdot B} \right) \cdot H \cdots (3-26)$$

$$Q_3 = \frac{H}{2} \cdot \left(\frac{h - 2 \cdot l}{2 \cdot l} \right) \cdots (3-29)$$

$$Q_1 = \frac{H}{2} \cdots (3-27)$$

$$Q_4 = \frac{H}{2} \cdot h \cdot \left(\frac{2 \cdot B - 4 \cdot l}{4 \cdot B \cdot l} \right) \cdots (3-30)$$

軸組に作用する水平荷重と，柱の曲げによる軸組の水平変位を次式により算定する．

$$Q = \frac{H}{2} \dots (3-31) \quad \Delta_m = \frac{Q \cdot l^3}{3 \cdot E_w \cdot I_w} \dots (3-32)$$

ここに，

l ：図 3-34 の片持ち梁モデルでの部材長さ[mm]

Δ_m ：図 3-34 の片持ち梁モデルでの曲げによる水平変形[mm]

$I_w = 101.29 \times 10^5$ ：軸組の断面 2 次モーメント[mm⁴]

$E_w = 7000$ ：木材の弾性係数[N/mm²]

h ：軸組の高さ[mm]

Q ：柱作用せん断力[N]

※図 3-33, 3-34 参照

軸組に作用する水平荷重と，柱のせん断変形による軸組の水平変位を次式により算定する．

$$\Delta_s = \frac{Q \cdot (h - 2 \cdot l)}{G_w \cdot A_w} \dots (3-33)$$

ここに，

Δ_s ：軸組のせん断による水平変形[mm]

A_w ：軸組の断面積[mm²]

$G_w = \frac{E_w}{15}$ ：木材のせん断弾性係数[N/mm²]

(3-31)～(3-33) 式より算出した木材の水平変位から，水平荷重 H が作用した時の軸組の木材のみの変形角 R_w を次式により算定する．

$$R_w = \frac{(2 \cdot \Delta_m) + \Delta_s}{h} [\text{rad.}] \dots (3-34)$$

(3-31)～(3-34) 式より算出した木材の変形による変形角と，M-32L-LC の実験結果を重ねて図 3-36 に示す．縦軸を軸組壁に作用する水平力 H ，横軸に変形角 R とする．薄い曲線は M-32L-LC の結果を示している．1/150[rad.]と 1/15[rad.]のところに縦実線を， $H=1.8$ [kN]のところに横実線を引いている．算出した木材の変形による挙動を A で示す．軸組の変形の計算において，木材の弾性係数 E_w とせん断弾性係数 G_w は木質構造設計規準¹³⁾でのスギ材の値を採用し，軸組断面は 105×105 [mm²]とした．また $H=1.8$ [kN]時の，M-32L-LC の変形角と算出した木材の変形角 R_w の合計をプロットし，B で示す．

3.4.2 圧縮材のフランジへのめり込み

図 3-37 に示す圧縮補強部材に作用する圧縮力 \bar{N} の、柱に対して垂直方向の力 N が、木材へのめり込みを引き起こすと考えられる。柱-横架材接合部の入隅部を中心に回転するので、 N をフランジと木材の接触面に三角形分布するように仮定した(図 3-38, 3-39)。応力分布の中で最大となる箇所と、木材のめり込み強度を比較する。

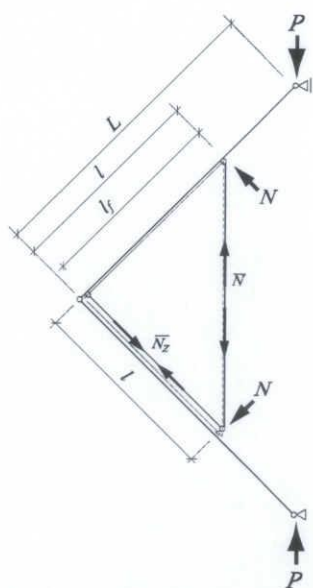


図 3-37 実験用部分架構モデル

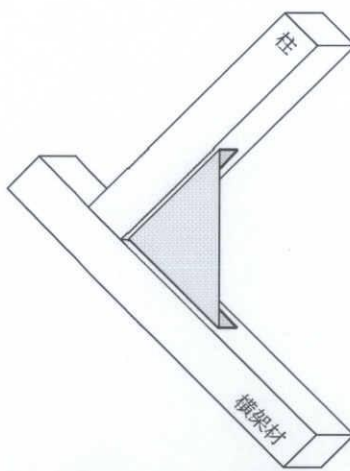


図 3-38 補強した木材の隅角部

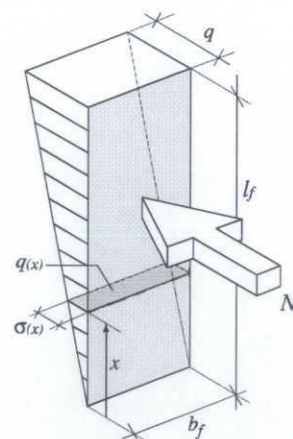


図 3-39 フランジと木材の接触面の
応力分布

木材とフランジが接触する面の応力状態を図 3-39 に示す。柱に対して垂直方向に作用する補強部材の反力 N と、接触面に作用する応力 $\sigma_{(x)}$ を以下に示す。

$$\sigma_{(x)} = \frac{2 \cdot N \cdot x}{l_f^2 \cdot b_f} \dots (3-39) \quad q_{(x)} = \sigma_{(x)} \cdot b_f = \frac{2 \cdot N \cdot x}{l_f^2} \dots (3-40)$$

$$N = \int_0^{l_f} q_{(x)} \cdot dx \dots (3-41)$$

ここに

N : 補強部材内の圧縮力の、柱に対して垂直方向の分力[N]

$q_{(x)}$: x 地点での単位長さあたりの力[N/mm]

l_f : フランジ長さ[mm]

b_f : フランジ幅[mm]

$\sigma_{(x)}$: フランジ面と木材の接触面に作用する x 地点での応力度[N/mm²]

これより，あるフランジ長さと同フランジ幅をもつ試験体のフランジ面の応力度を算定する事ができる。

木材のめり込みによる影響を把握するには，木材のめり込み強度を設定する必要がある。今回は，文献 13)，16)より基準材料強度と基準許容応力度を設定した。木材は，最も強度が低いスギ材を選定した。それぞれの強度を表 3-10 に示す。

表 3-10 スギの部分圧縮の基準材料強度と基準許容応力度

[N/mm ²]	
基準材料強度：部分圧縮（めり込み）	6.0
基準許容応力度：部分圧縮（めり込み）	2.0

(3-39)，(3-40)，(3-41) 式と木材の基準材料強度，基準許容応力度から，木材にめり込み始める時の荷重と，めり込みの限界の荷重を算定した。その結果を表 3-11 に示す。下フランジが横架材へ接触する時，フランジ全面が接触する場合と，半分のみ接触する場合の二種類で検討している。

表 3-11 接触面と強度設定別のめり込み時荷重

[kN]				
接触状況による面積	強度設定	フランジ面作用力： N	載荷荷重： P	壁荷重： H
$l=260[\text{mm}]$ $b=50[\text{mm}]$	基準許容応力度	13.00	7.82	1.65
	基準材料強度	39.00	23.46	4.95
$l=260[\text{mm}]$ $b=25[\text{mm}]$	基準許容応力度	6.50	3.91	0.83
	基準材料強度	19.50	11.73	2.48

実際は，フランジの接触面積はフランジ幅の半分より更に狭い可能性があり，めり込み始めるのはもっと早い段階となると考えられる。そこで，フランジと木材の接触面に極薄肉鋼板などの鋼板を挟む事で，めり込みの防止をする必要があると考えられる。

3.5 結論

本実験結果から、以下の結論を述べる。

実験変数について

- ・板厚が変化すると、初期剛性、最大耐力ともに大きくなった。最大耐力決定後の挙動は、板厚が大きいほど急な勾配で荷重が低下し、板厚が小さいほど緩やかに荷重が低下した。
- ・フランジ長さが変化し破壊モードが同じ試験体を比較すると、初期剛性、最大耐力、最大耐力決定後の挙動に大きな違いは見られなかった。
- ・リップ補剛の有無は、更に耐力が必要な時に有効となる。耐力の、計算値と実験値の比率は近い値となり、リップ長さの設計方法は妥当であると考えられる。
- ・端部形状が変化しても、実験結果に影響は無い。

破壊モードについて

- ・B タイプは、上フランジの曲げ変形が発生し、初期剛性は低い、最大耐力発揮後徐々に荷重が低下し、急激な荷重低下はみられない。
- ・A タイプの場合、上フランジの曲げ変形はなく、初期剛性は高い、最大耐力発揮後急激に荷重低下する。
- ・B タイプの崩壊機構は、上フランジの曲げ変形に連動して形成されるもので、上フランジの曲げ変形を拘束した場合、破壊モードはA タイプとなる。
- ・今後、破壊モードによる崩壊荷重の算定を検討する必要がある。

上フランジの曲げ変形について

- ・破壊モードがB タイプの全ての試験体で上フランジの曲げ変形が発生した。これは、初期剛性が非常に低くなる原因であると考えられるため、滑りを拘束する必要がある。

計算値の算出方法の妥当性

- ・最大耐力は、計算値と比較して妥当な結果を得たので、フランジ長さ、板厚の設定は適当であったと考えられる。初期剛性は大きく下回ったため、再度検討する必要がある。

壁倍率算定について

- ・補強部材単体としての性能は、最大で壁倍率 0.57 となり、目標とする壁倍率 1.0 を下回った。
- ・L-32 以外の全ての試験体で初期剛性の不足により壁倍率が決定し、初期剛性の確保を検討する必要がある。
- ・木材の変形を考慮した場合の壁倍率は 0.36 となり、木材の変形は性能に大きく影響する。

第四章 本補強部材の展望

4.1 本補強部材による母材への影響

第二章，第三章での実験から得た知識を基に，本章では補強部材の設計において必要な要素の関係を示し，その中で最適な状態を検討する．

4.1.1 板厚と最大耐力の関係

試験体の設計において，最大耐力は板厚により変化し，フランジ長さには影響されないとした事は実験結果からも分かる．図 4-1 に板厚と計算耐力，最大耐力の関係を示す．また，図中に壁倍率 1.0 を得るのに必要な耐力=2.4[kN]を目標耐力として破線で示す．

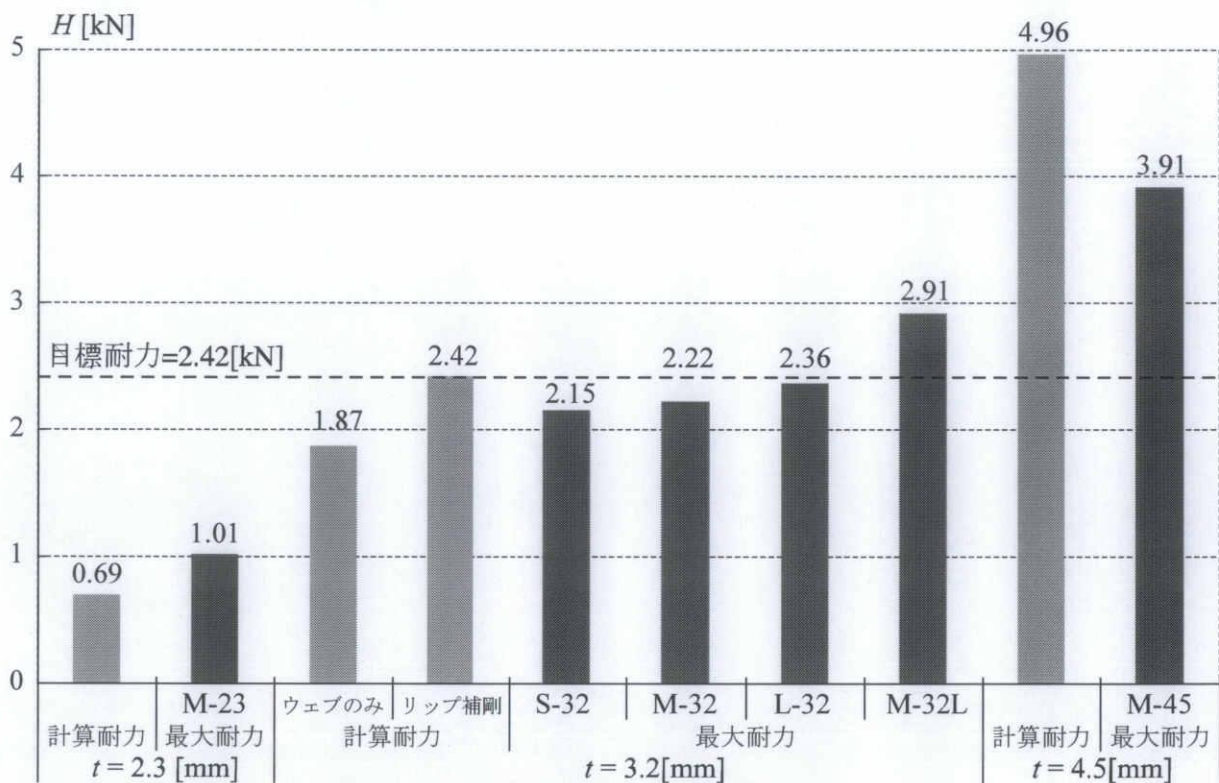


図 4-1 板厚別計算耐力と最大耐力の比較

図 4-1 は，圧縮補強部材の板厚を変化させた時の計算耐力と実験での最大耐力で，補強部材の最大耐力は鋼板の板厚とリップの有無以外の要素では変化しない．

4.1.2 ほぞ作用せん断力と柱の曲げ強度の関係

フランジ長さ l が変化すると、ほぞに作用するせん断力 Q と柱の曲げ強度 σ_b が変化する。また、 Q がほぞのせん断破壊耐力 Q_u に達したときほぞがせん断破壊し、 σ_b が基準材料曲げ強度 f_b に達したとき柱が曲げ破壊する。 Q_u に達した時の水平荷重 H と l の関係は 3.3.4 の(3-23)式により求める事ができる。また、 f_b に達した時の H と l の関係は次式で求める事ができる。

$$H = \frac{2 \cdot f_b \cdot Z_w \cdot l}{L \cdot \left(\frac{h}{2} - l \right)} [\text{N}] \cdots (4-1)$$

ここに、

Z_w : 柱の断面の断面係数[mm³]

図 4-2 にスギとマツを軸組に用いた場合の Q が Q_u に達するとき、また σ_b が f_b に達する時の H と l の関係を示す。ここで、スギの基準せん断強度は $f_s=6.86[\text{N/mm}^2]$ で、マツの基準せん断強度は $f_s=7.84[\text{N/mm}^2]$ とする。

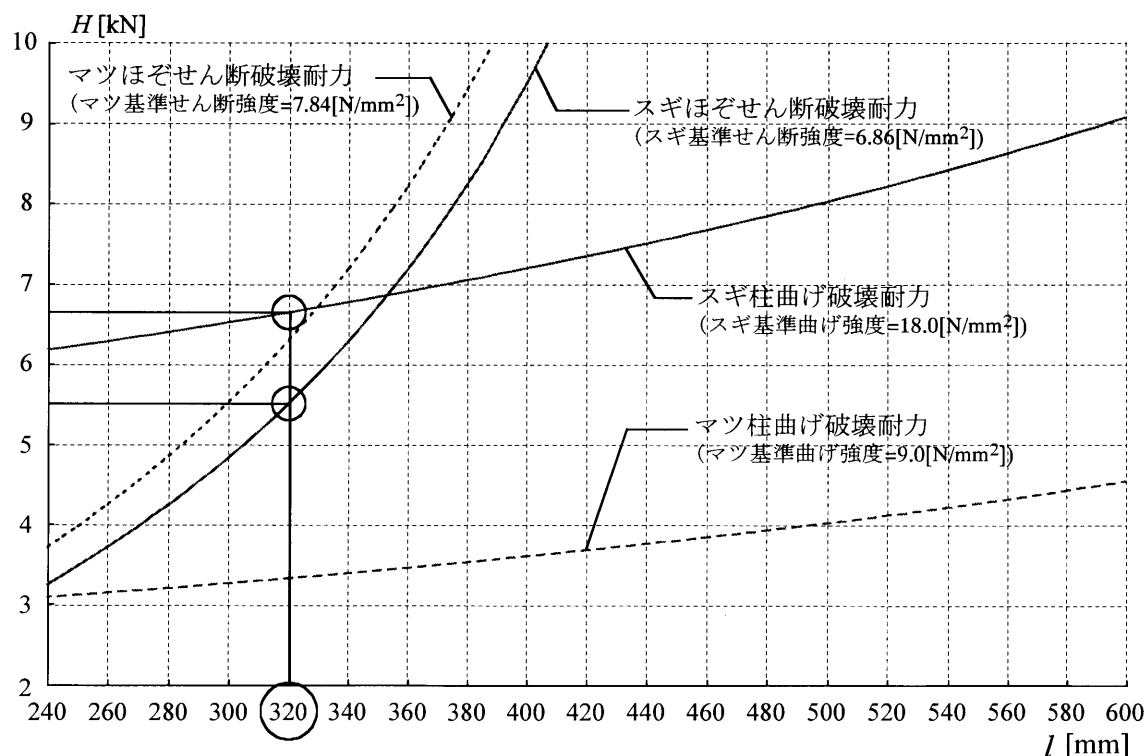


図 4-2 あるフランジ長さでの母材破壊耐力時の水平荷重-フランジ長さ関係 (スギ, マツ)

図 4-2 は、あるフランジ長さの時点での各破壊耐力の曲線を超えると木材が破壊するもので、フランジ長さが長いほど載荷荷重を大きくする事が可能となる。またスギ材の場合、フランジ長さが 350[mm]付近で、柱の曲げ破壊耐力とほぞのせん断破壊耐力が逆転することが分かる。

4.1.3 フランジ長さと柱の変形による軸組の変形

3.4.6 で述べたように、軸組に水平荷重が作用した時、柱の中央部分が曲げ・せん断変形を起こす。柱の曲げ・せん断変形は、フランジ長さによる柱のせん断スパンが大きく影響してくる。柱の曲げ・せん断変形による水平変位から算出する軸組の木材のみの変形角 R_w とフランジ長さの関係は次式で求める事ができる。

$$R_b = \frac{H \cdot \left(\frac{h}{2} - l\right)^3}{3 \cdot h \cdot E_w \cdot I_w} \dots (4-2)$$

$$R_s = \frac{H \cdot (h - 2 \cdot l)}{2 \cdot G \cdot A_w} \dots (4-3)$$

$$R_w = R_b + R_s \dots (4-4)$$

ここに、

R_b : 柱の曲げ変形による変形角[rad.]

G : 木材のせん断弾性係数[N/mm²]

R_s : 柱のせん断変形による変形角[rad.]

E_w : 木材の弾性係数[N/mm²]

R_w : R_b と R_s の変形による変形角[rad.]

I_w : 柱の断面 2 次モーメント[mm⁴]

(4-2) ～ (4-4) 式を用いて、軸組に水平荷重 $H=1.8$ [kN] が作用した時のフランジ長さと軸組のみの水平変形による変形角の関係を図 4-3 に示す。ここで、スギの弾性係数は $E_w=7000$ [N/mm²] で、エゾマツの弾性係数は $E_w=10000$ [N/mm²] とする。

図 4-3 から一般的に使用されているスギ材で、フランジ長さを 400[mm] とっても変形角は 1/333[rad.] まで変形し、フランジ長さは軸組の柱のみの変形に大きく関わってくる事が分かる。また、エゾマツとスギの材質の違いによる影響も非常に大きい。

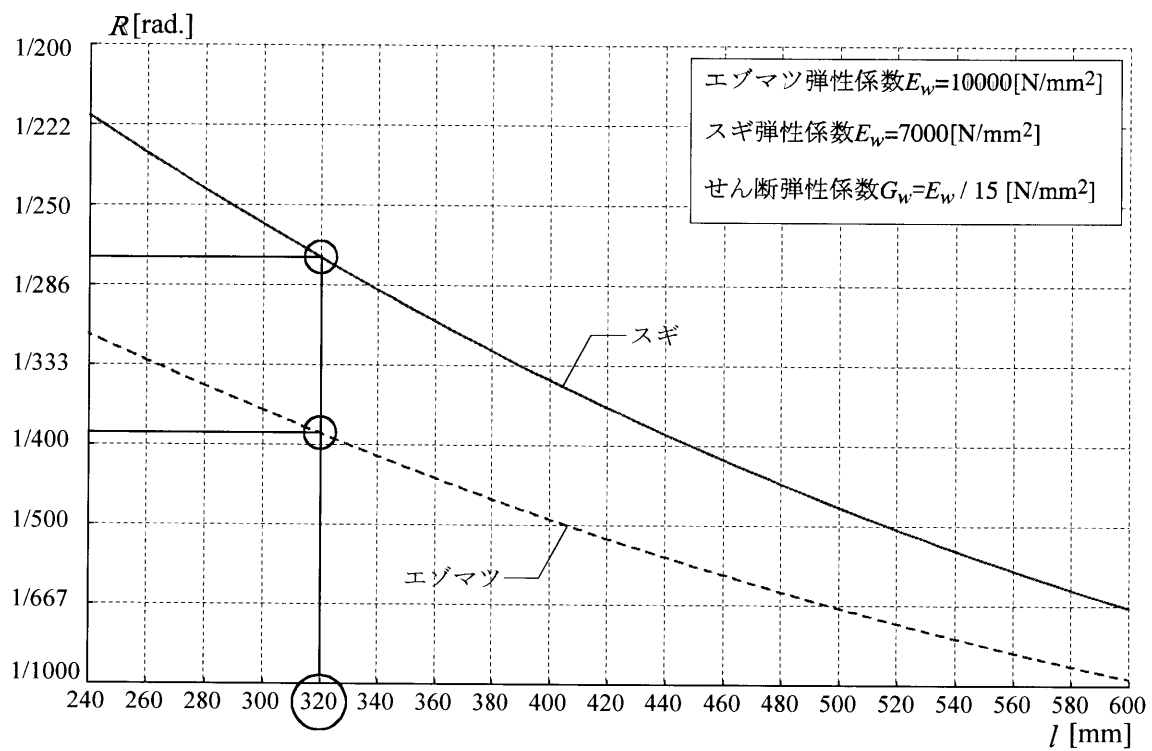


図 4-3 軸組の変形角 R -フランジ長さ関係

4.2 母材を集成材とした場合の補強性能

既存の在来軸組構法木造住宅の耐震補強を目的として、これまで補強する軸組の母材をスギ材の製材として検討してきた。しかし、フランジ長さを 400～600[mm]程度確保しなければ木材の変形が大きくなってしまふ事が分かった。

そこで、新築の木造住宅の開口部が欲しい部分の壁に本補強部材を取り付ける事を前提とし、製材に比べて基準弾性係数が高い集成材を母材とした場合の、隅角部補強部材での長方形軸組壁の耐震性能の影響を把握する。

図 4-4 に長方形軸組モデルを、図 4-5 に本項の計算フローを示す。この項で行った検討は隅角部に設置した圧縮・引張の両補強部材共に、同等の軸方向力に抵抗する補強性能を有するという前提のもと行った。

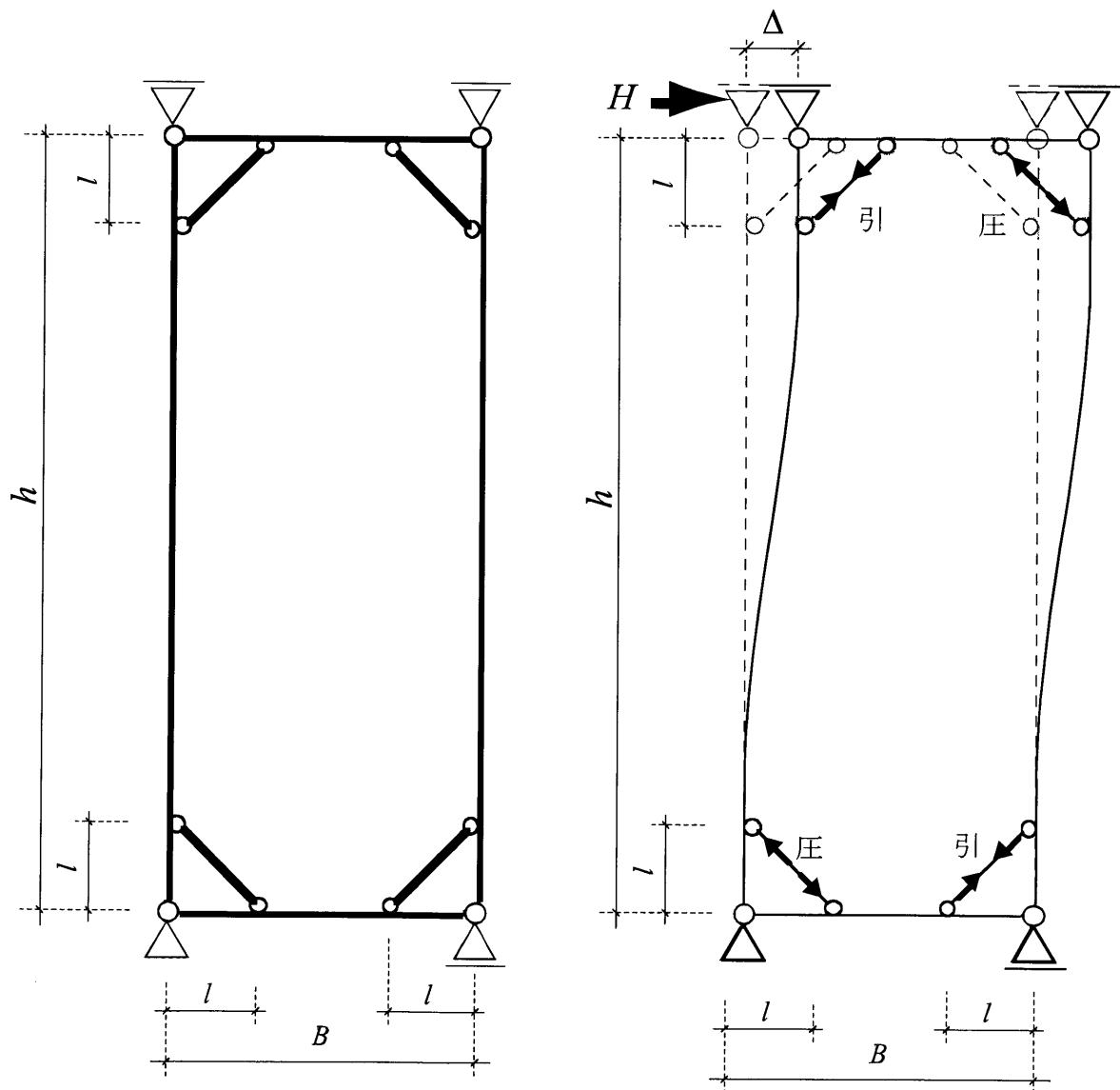


図 4-4 長方形軸組モデル（左：軸組モデル 右：水平力作用時）

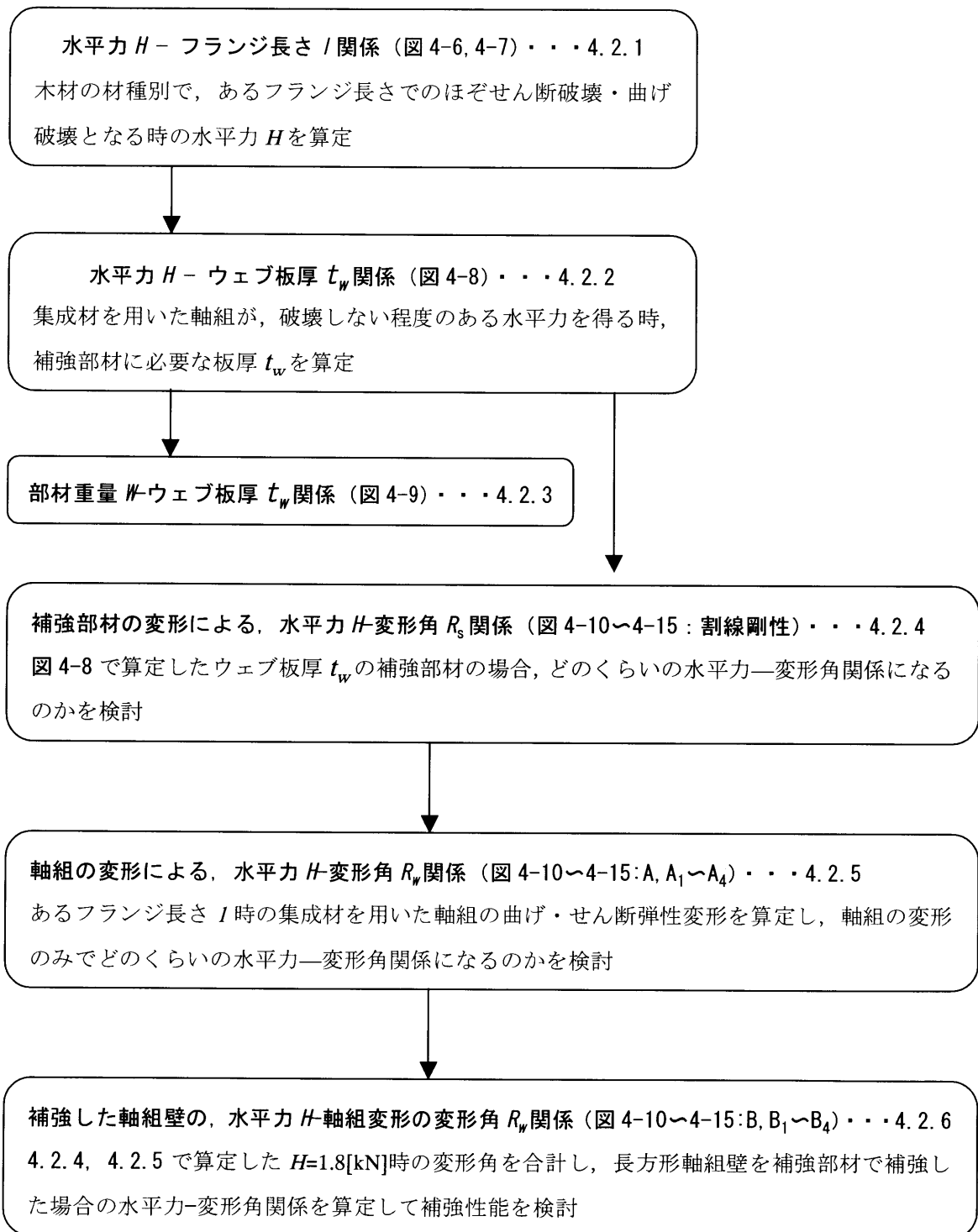


図 4-5 計算フロー

4.2.1 水平力—フランジ長さ関係

フランジ長さ l によって、軸組が曲げ・せん断破壊する時の水平力 H は変わる。図 4-6 は、スギ・マツ材の場合の軸組の曲げ破壊、もしくは $30 \times 75[\text{mm}^2]$ の断面のほぞがせん断破壊する時の $H-l$ 関係を示し、図 4-7 は、木材を集成材として検討した $H-l$ 関係を示す。ここで、スギ、マツ、集成材の材料特性は木質構造設計規準¹³⁾より表 4-1 に示す通りである。

表 4-1 木材の材料特性

材種	曲げ材料強度	せん断材料強度(旧指針)	せん断材料強度(新指針)	基準弾性係数
	$[\text{N}/\text{mm}^2]$	$[\text{N}/\text{mm}^2]$	$[\text{N}/\text{mm}^2]$	$[\text{N}/\text{mm}^2]$
スギ	18.00	6.85	1.80	7000
マツ	9.00	7.84	1.80	10000
集成材	E190-F615		2.70	19000
	E65-F255		3.00	6500

木材のせん断材料強度は、集成材でも製材に近い数値で、ほぞせん断破壊耐力は大きく変化しない。そのため、ほぞに何らかの補強（フランジ長さが $320[\text{mm}]$ でも柱の曲げ破壊が先行して起こるために必要な木材のせん断材料強度が $30[\text{N}/\text{mm}^2]$ 、もしくはほぞの周辺を $2.5[\text{mm}]$ 程度の鋼板で囲んでせん断補強する）をして、柱のせん断破壊は無いものとして検討した。

集成材の曲げ基準材料強度は、繊維方向、ひき板の積層数、強度等級により異なる。表 4-1 は、繊維方向の場合の集成材の基準特性値（基準強度）を示している。「E190-F615」は、ひき板の積層数が 4 で、強度等級が最上級のものであり、「E65-F255」は最下級のものである。

図 4-6, 4-7 から、以下の知見を得た。

- ・ $l=320[\text{mm}]$ の時、スギ材ではほぞのせん断破壊で H が決まる。
- ・ スギ材の場合、 $l=350[\text{mm}]$ を超えた時点で、柱の曲げ破壊とほぞのせん断破壊時の H を決定する曲線が逆転する。
- ・ 同じ l の時、木材をスギやマツの製材を用いた場合より集成材の方がより大きな H を得る。
- ・ 集成材を用いて l が $320[\text{mm}]$ 、強度等級が表 4-1 の二通りの場合、 H は $9.31 \sim 22.38[\text{kN}]$ となる。

4.2.2 水平力—補強部材ウェブ板厚関係

集成材を用いた場合に得られる水平力 H が 9.31～22.38[kN] の時、補強部材のウェブ板厚 t_w がどのくらいになるかを算定したのが図 4-8 である。これは、 H が図 4-1 のモデルに作用した時、補強部材が部材内に作用する圧縮軸力で全体座屈しないために必要なウェブ板厚を計算する過程から算定している。

H が 9.31[kN] の時、 t_w は 5.3[mm] で、22.38[kN] の時、 t_w は 7.1[mm] が必要となる。また、板厚が 7.8[mm] 以上になると、補強部材内に作用する応力度は 235[N/mm²] を超える。

4.2.3 補強部材ウェブ板厚—部材重量関係

あるウェブ板厚 t_w の時の補強部材単体の重量 W を求める。この時、フランジ長さは 320[mm] としで計算する。 t_w と W の関係を図 4-9 に示す。 t_w が 5.3[mm] の時、 W は 3.5[kg] となり、7.1[mm] の時、 W は 4.6[kg] となる。

4.2.4 補強部材の変形による、水平力—変形角関係

圧縮補強部材載荷試験の M-45($l=260$ [mm], $t=4.5$ [mm]) の結果から水平力 $H=1.8$ [kN] での変形角の割線剛性を実験結果とし、板厚が 5.3[mm] と 7.1[mm] の場合の割線剛性を板厚の比率から、それぞれ算定した。M-45 の実験結果を図 4-10, 4-11 に、 $t=5.3$ [mm] の割線剛性を図 4-12, 4-13 に、 $t=7.1$ [mm] の割線剛性を図 4-14, 4-15 に、それぞれ示す。

4.2.5 軸組の変形による、水平力—変形角関係

補強した軸組が水平力 H を受けた時、軸組は曲げ・せん断変形をする。この変形はフランジ長さ l によって変化する。この軸組の弾性変形をフランジ長さ、母材の材種別で図 4-10～4-15 に $A, A_1 \sim A_4$ で示す。

材種を集成材とした場合、スギ製材の変形と比べて変形が小さくなっている事が分かる。

4.2.6 補強した軸組壁の、水平力—変形角関係

軸組を補強部材で補強した場合の軸組の性能を壁倍率で示す。4.2.4 の直線の $H=1.8$ [kN] 時の変形角 R_s と 4.2.5 で示したそれぞれの直線の $H=1.8$ [kN] 時の変形角 R_w を合計した変形の割線剛性を図 4-10～4-15 に $B, B_1 \sim B_4$ で示す。これらの直線から、壁倍率算定の項目(d)で算定した結果を各グラフの右下表に示す。

図 4-10～4-15 の $B, B_1 \sim B_4$ と壁倍率算定結果から以下の知見を得た。

- ・ 補強部材のみの変形で、板厚を 7.1[mm] まで厚くすると、壁倍率は 1.28 を得る事ができる。
- ・ 木材の変形が非常に大きく、壁倍率が大きく低減する要因である。

- ・ フランジ長さが長いほど軸組の変形は小さくなり、600[mm]程度まで長くすると、壁倍率を大きくする事ができる。しかし、デメリットとして重量が非常に重くなる。
- ・ スギ材の軸組の場合、板厚が7.1[mm]で、フランジ長さが600[mm]の場合、壁倍率は1.0に非常に近い値となる。集成材の場合、フランジ長さが260[mm]で壁倍率が0.99となる。
- ・ 木材を製材から集成材にすることで、図4-10から図4-11になった場合、壁倍率は7～23%上昇する。図4-12から図4-13は10～30%、図4-14から図4-15は17～41%上昇した。

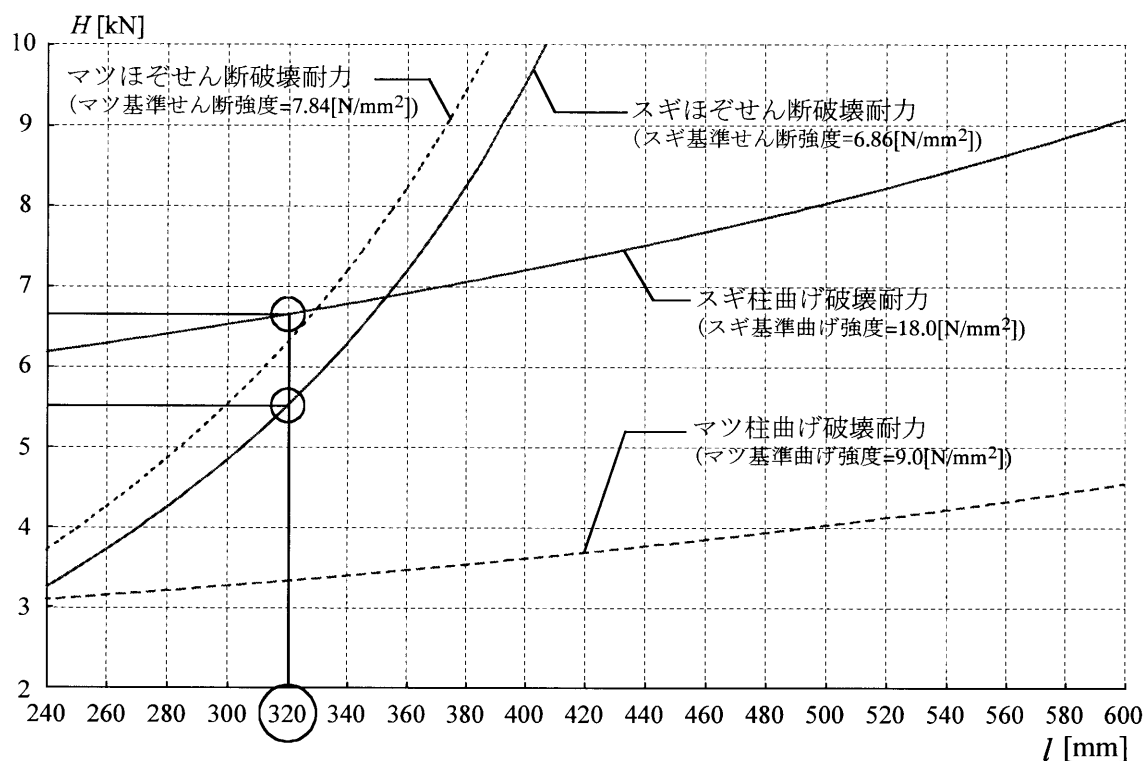


図 4-6 あるフランジ長さでの母材破壊耐力時の水平荷重-フランジ長さ関係 (スギ, マツ)

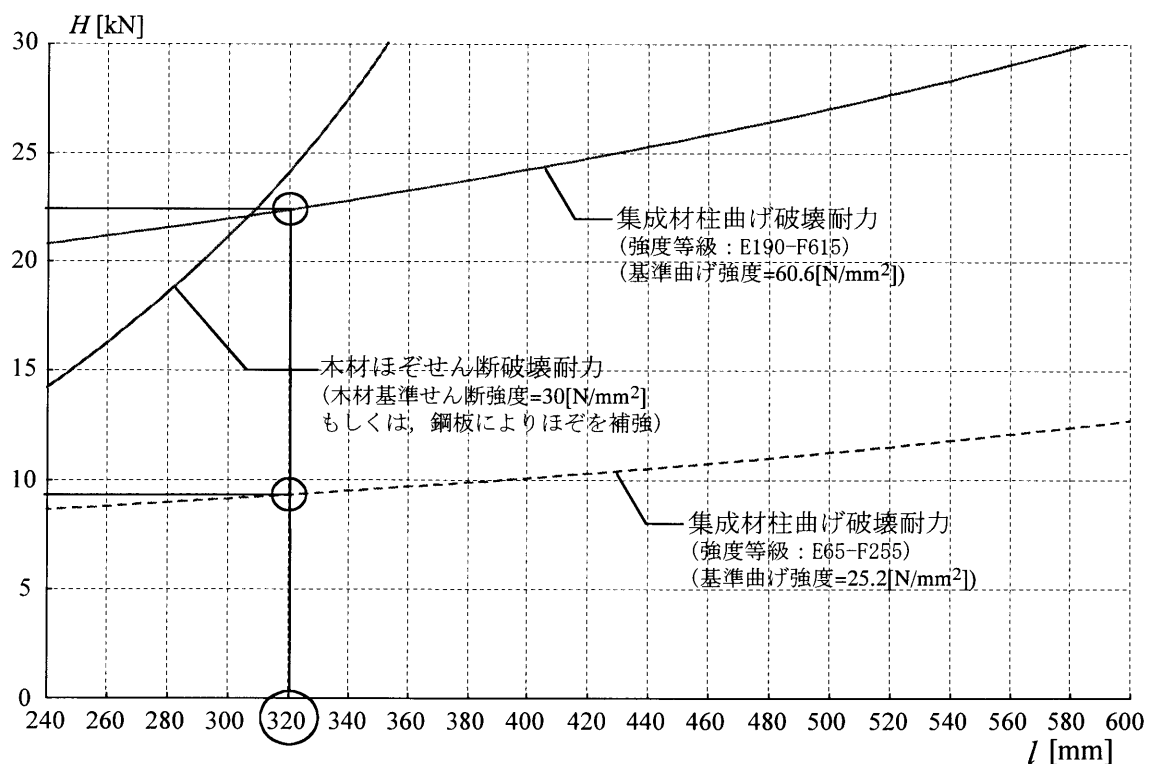


図 4-7 あるフランジ長さでの母材破壊耐力時水平荷重-フランジ長さ関係 (集成材)

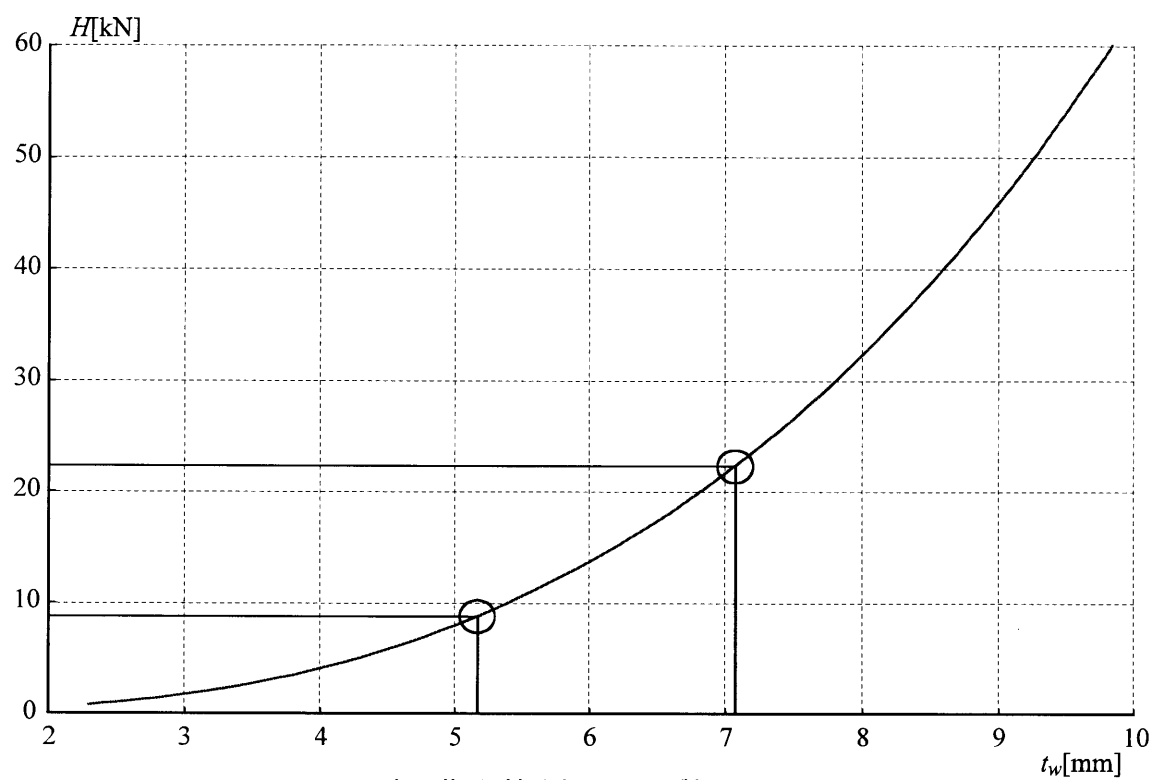


図 4-8 水平荷重-補強部材ウェブ板厚関係

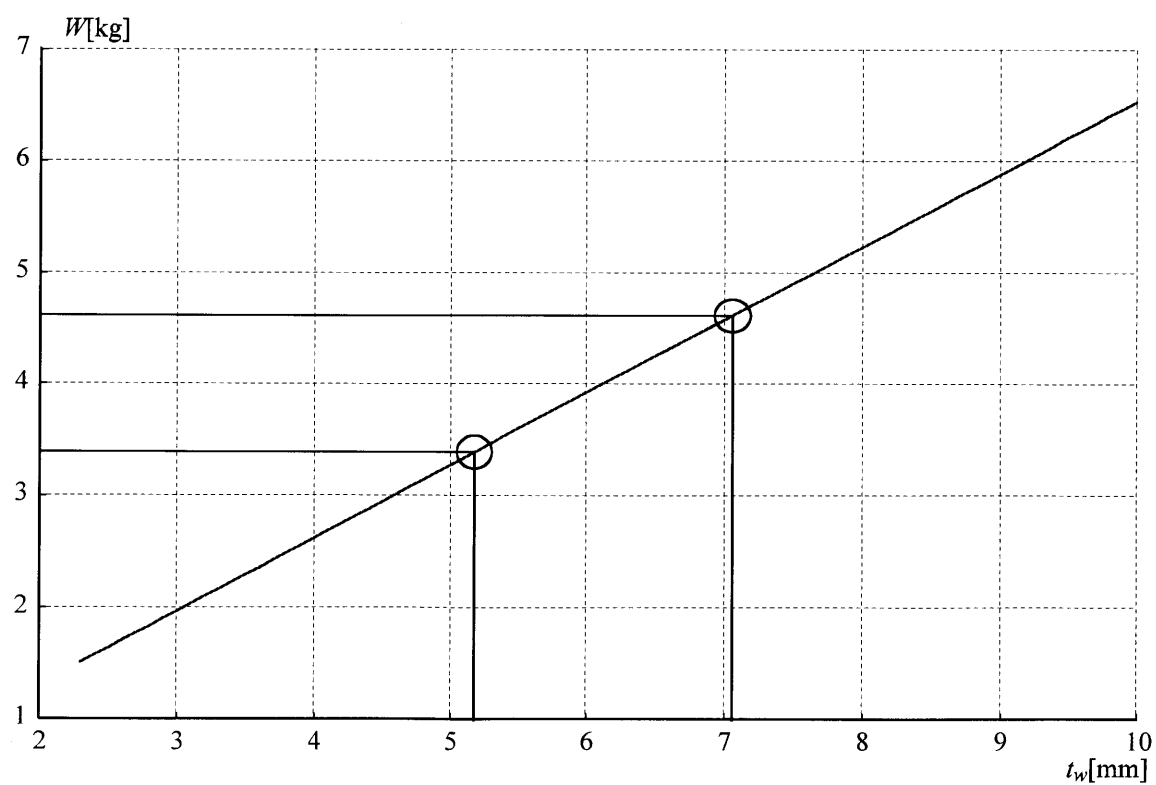


図 4-9 補強部材重量-補強部材ウェブ板厚関係

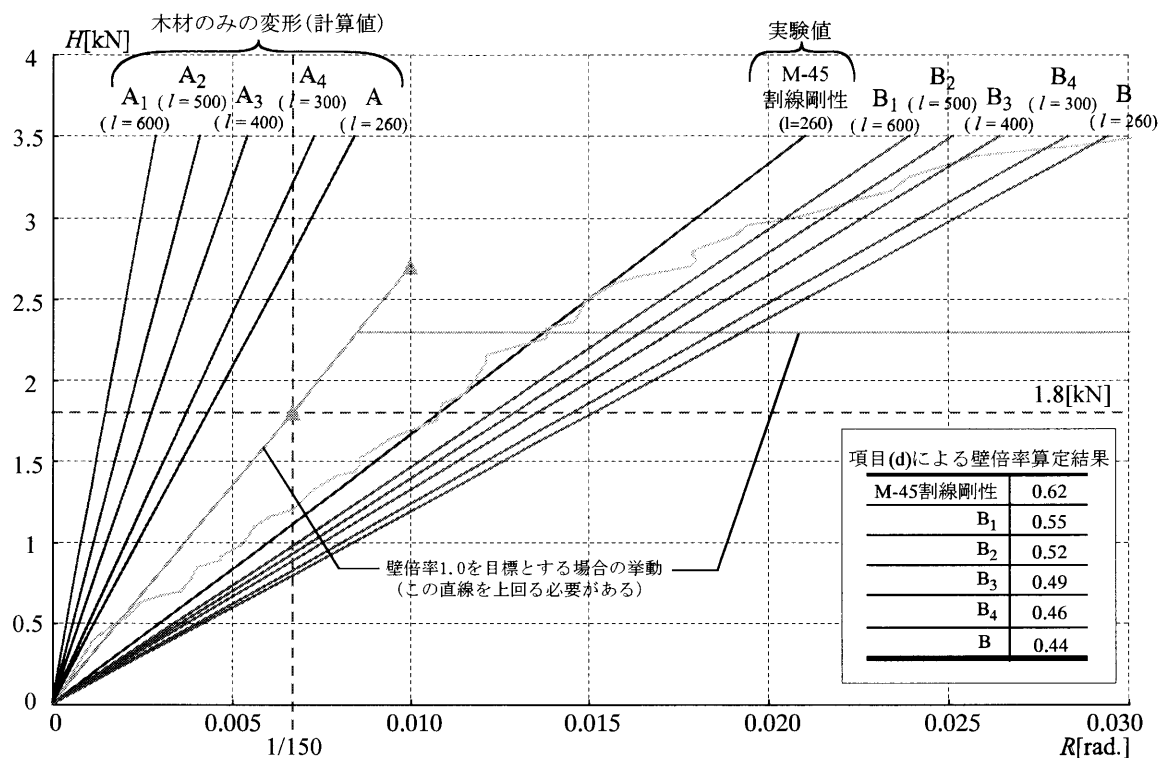


図 4-10 (M-45 の実験結果と木材(スギ)の変形を考慮した場合の) 水平荷重-変形角

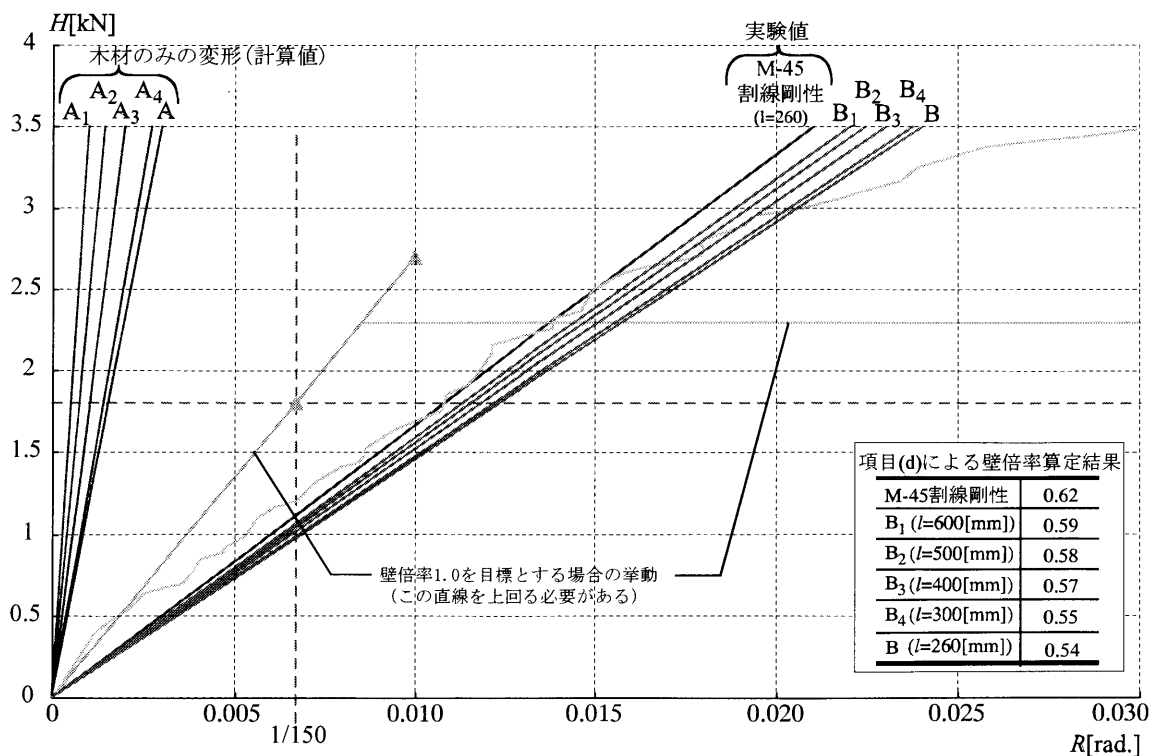


図 4-11 (M-45 の実験結果と木材(集成材)の変形を考慮した場合の) 水平荷重-変形角

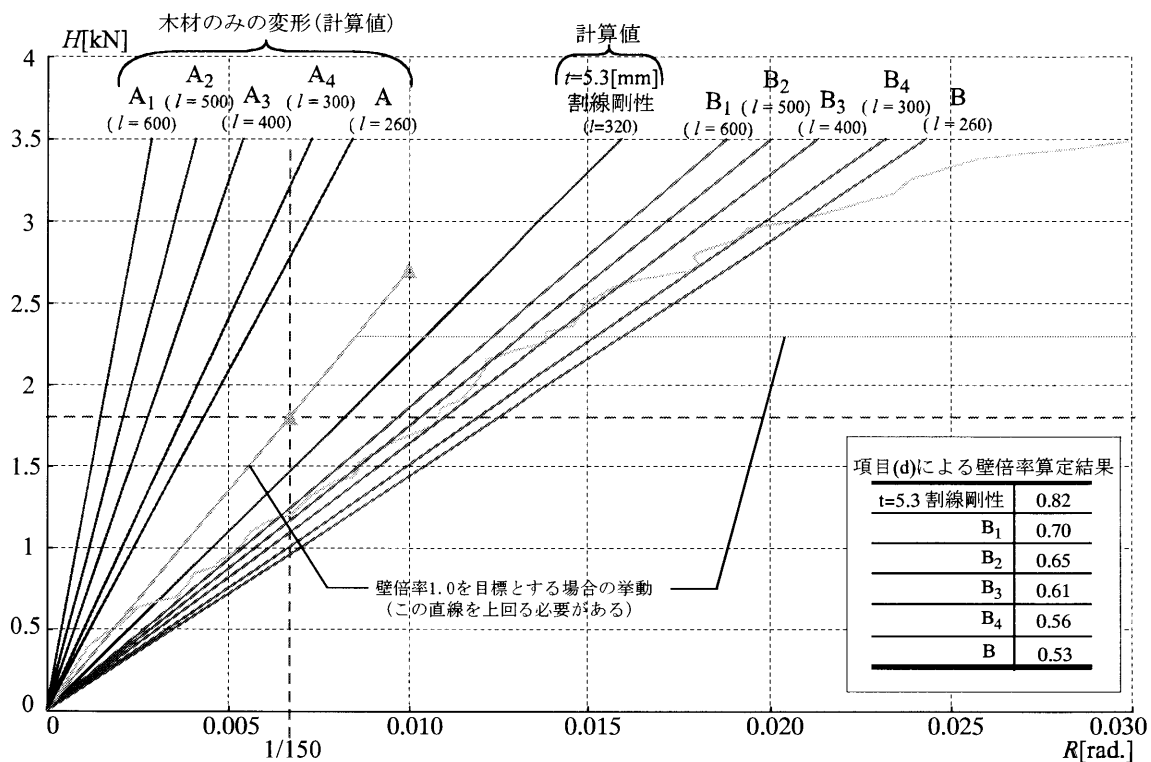


図 4-12 ($t=5.3\text{mm}$ での計算値と木材(スギ)の変形を考慮した場合の) 水平荷重-変形角関係

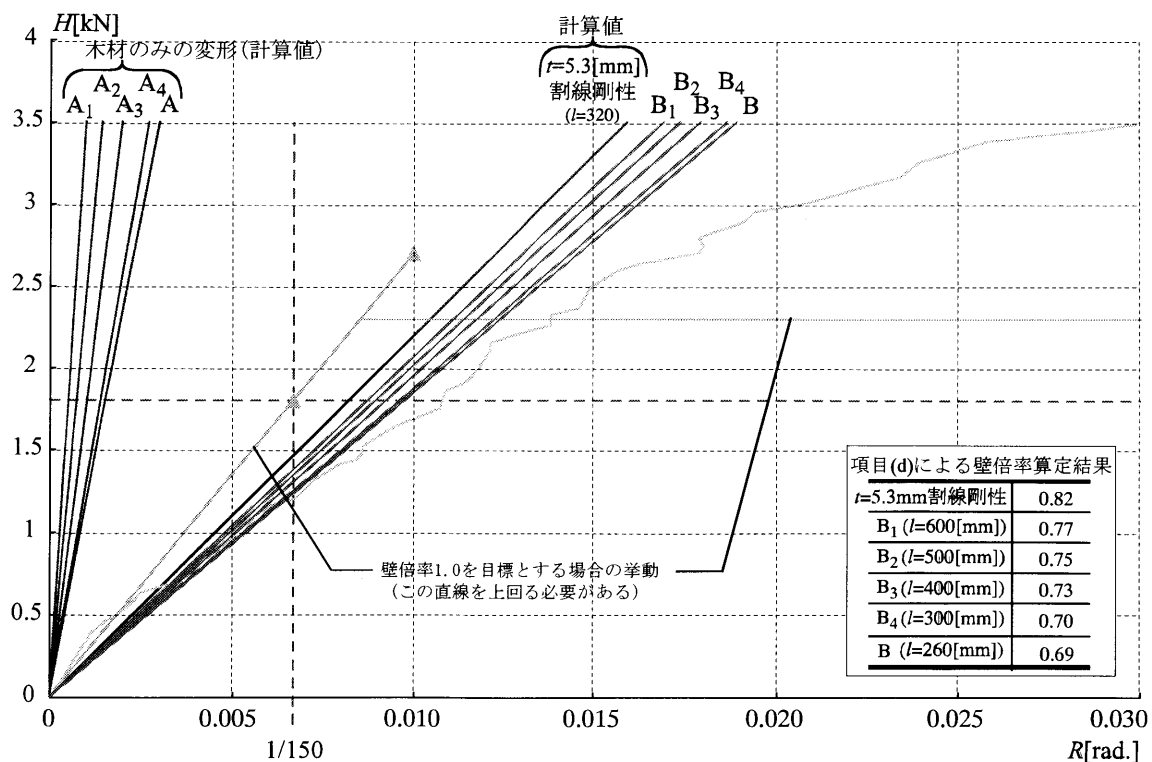


図 4-13 ($t=5.3\text{mm}$ での計算値と木材(集成材)の変形を考慮した場合の) 水平荷重-変形角関係

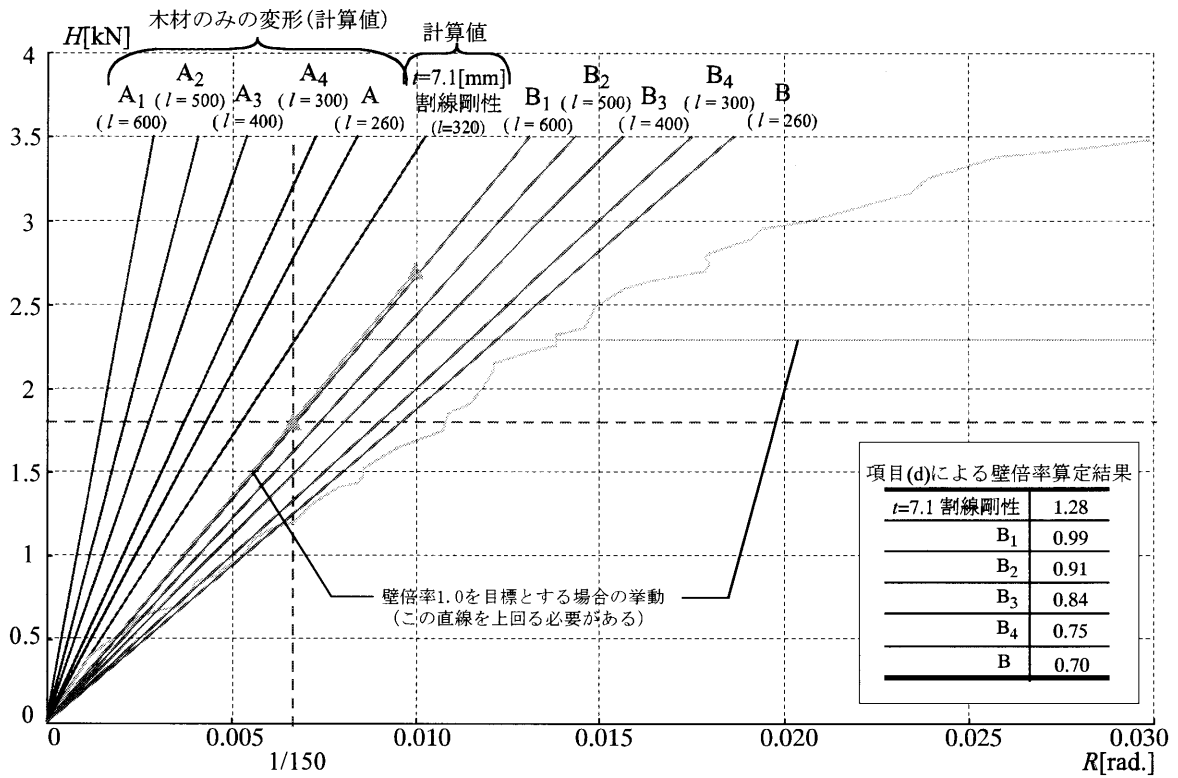


図 4-14 ($t=7.1\text{mm}$ での計算値と木材(スギ)の変形を考慮した場合の) 水平荷重-変形角関係

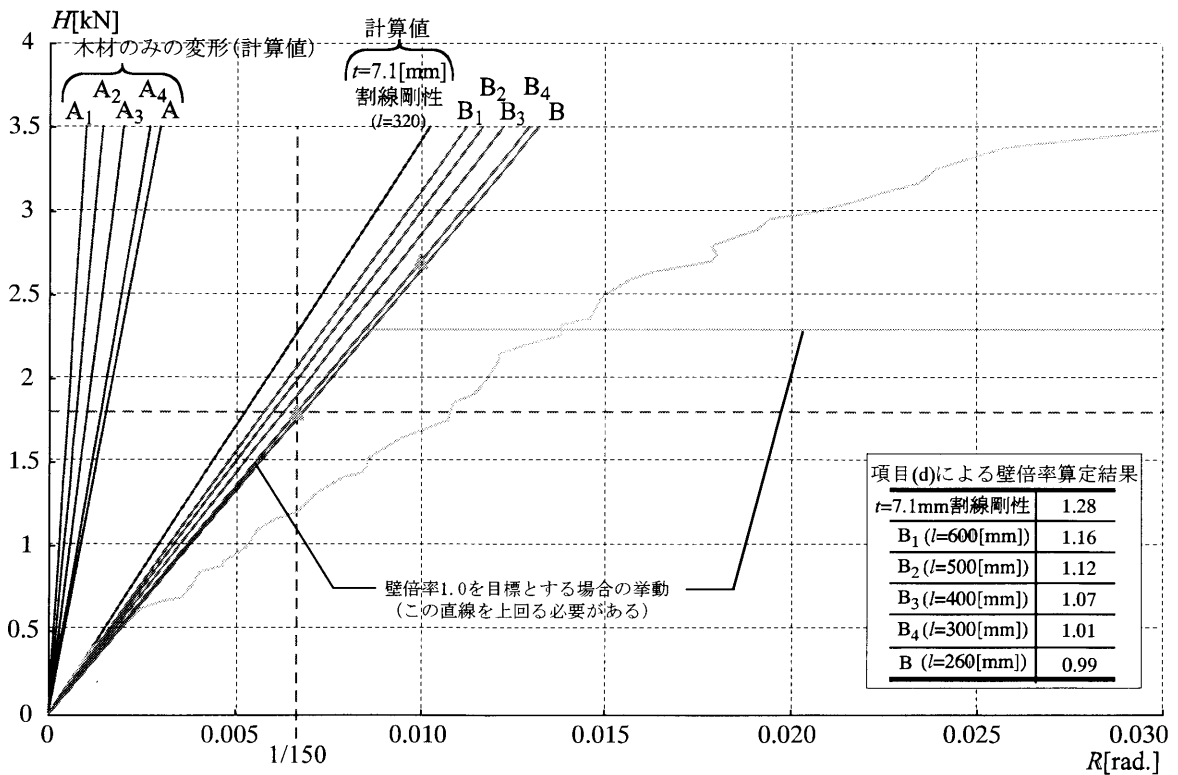


図 4-15 ($t=7.1\text{mm}$ での計算値と木材(集成材)の変形を考慮した場合の) 水平荷重-変形角関係

4.3 結論

母材に集成材を用いて、木材の性能を上げることで軸組全体の補強性能への影響を検討した。今回の検討から以下の結論を述べる。

- ・ 木材を製材から集成材とした場合、非常に大きい水平耐力を得る事ができ、かつ木材の変形が大きく減少することで、軸組の剛性を高くする事ができる。
- ・ 最上等級の集成材を用いた場合、補強部材の板厚は 7.1[mm]必要となる。
- ・ 補強部材のウェブの板厚が厚いほど、剛性が高くなる。また、ウェブの板厚が 7.8[mm]を超えると、補強部材断面の応力度が $235[\text{N}/\text{mm}^2]$ を超える。
- ・ フランジ長さを長くすれば壁倍率は高くなるが、その分重量が非常に重くなる。
- ・ 母材に集成材を用いる事で、フランジ長さが 320[mm]でも壁倍率が 1.0 に近い値を得る事ができると考えられる。
- ・ 製材を用いた軸組の変形が壁倍率の大幅な低下の要因であるが、集成材を用いると壁倍率は 7〜41%上昇する。
- ・ この検討は、モデルが各隅角部に同等の軸方向力に抵抗する補強性能を配する事が条件で、補強部材であることが条件で、他にまだほぞの補強方法や、めり込みの補強方法が未検討である。

第五章 総括

5.1 結論

本研究は、軸組の隅角部を提案する補強部材で補強する事で、その補強性能を得る事を目的として、実験を行ってきた。圧縮・引張補強部材の実験と、母材を様々な木材の材種とした場合の検討を通して、以下の結論を得た。

- 1) 軸組を補強部材で補強した場合、その補強性能は無補強の軸組を大きく上回った。
- 2) 極薄肉鋼板を用いた引張補強部材は、壁倍率算定における限界変形角である $1/15[\text{rad.}]$ を超えても耐力の低下が見られず、高い変形能力を示した。これは、地震時の軸組木造住宅倒壊の原因となる柱の引き抜けに有効となる。
- 3) 引張・圧縮補強部材の設計耐力は、実験結果の耐力を概ね上回り、算出方法は妥当であると考えられる。
- 4) 引張・圧縮補強部材の両方とも、補強部材単体のみの変形は壁倍率 1.0 を下回った。
- 5) 母材をスギ材の製材として、本補強部材で補強した軸組を想定した場合、隅角部の補強では母材の変形が非常に大きくなり、壁倍率が低くなる要因となる。
- 6) 母材を集成材とした場合、母材の変形を抑える事が可能となり、ほぞを何らかの方法で補強すれば新築に用いる場合には有効と考えられる。

5.2 今後の課題

今後の課題を以下に示す.

- 1) 圧縮補強部材の破壊モードの違いは、剛性や耐力に何らかの影響を及ぼすと考えられるが、その影響を考慮すべく評価方法が明確でない. 今後、この破壊モードの違いによる補強性能への影響を検討すべきである.
- 2) 圧縮補強部材は、母材との接触面であるフランジ面が木材へめり込むと考えられるが、木材はその性能が不確定であるため、めり込みを防ぐための何らかの補強方法が必要となる.
- 3) 現行の規準における壁倍率算定評価では、筋違などで壁倍率を得るとされているが、筋違の反力を柱のほぞが負担する事になり、筋違の耐力が大きくなるほど、ほぞに作用するせん断力が増加するため、ほぞの耐力も大きくしなければならない. しかし、規準では剛性を要求するだけで、ほぞの安全性を担保する様な規定は無く、ほぞのせん断破壊による軸組の倒壊は想定されていない. 現行の基準は、ほぞによる軸組の倒壊を想定した上で、軸組壁の性能評価方法を検討すべきである.

謝辭

謝辞

本研究第二章の実験は、財団法人 三重県産業支援センター研究成果育成形地域研究開発拠点支援 (RSP)事業育成試験によった。

本研究を進めるにあたり、多大なるご指導・ご鞭撻を戴きました川口淳准教授に深く感謝いたします。ありがとうございました。

また、共同研究者のカネソウ株式会社 古市勝氏、石川文和氏、長島建設 長島政弘氏の助力を得ました。感謝の意をここに記します。ありがとうございました。

そして、終始適切な指導をして戴いた新美さん、平林さん、多くの先輩方、本当にお世話になりました。ありがとうございました。

最後に、多くの時間を共にしてきた、安形昌文君、片山奈美さん、中村里枝子さん、平井武君、前川伊津雄さん、そして川口研究室の後輩たちに深く感謝します。

本当に、ありがとうございました。

参考文献

- 1) 中央防災会議事務局；『中央防災会議「東南海、南海地震等に関する専門調査会」（第14回）』；2003.9
- 2) 徳田文佳，岸雅和，大橋好光，坂本功；『1995年兵庫県南部地震による木造住宅の被害に関する研究（その1）』；日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），構造Ⅲ，pp.193-194，1996.9
- 3) 岸雅和，徳田文佳，大橋好光，坂本功；『1995年兵庫県南部地震による木造住宅の被害に関する研究（その2）』；日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），構造Ⅲ，pp.195-196，1996.9
- 4) 内閣府防災担当；『住宅における地震被害軽減に関する指針』；内閣府；2004.8
- 5) 後藤靖，井上正文，衛藤善律，後藤泰男；『接合金物と接着剤を併用した接合方法による木造骨組の耐震性について（その1）筋違入り骨組の水平加力実験』；日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），構造Ⅲ，pp.95-96，1996.9
- 6) 津司優子，栗山克哉，木村衛，藤村勝，保坂貴司，宮澤健二；『木造住宅の耐震補強に関する研究（その1）補強方法と実験計画』；日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造Ⅲ，pp.233-234，1997.9
- 7) 宮澤健二，保坂貴司，栗山克哉，木村衛，藤村勝，津司優子；『木造住宅の耐震補強に関する研究（その2）接合部について』；日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造Ⅲ，pp.235-236，1997.9
- 8) 保坂貴司，小原勝彦，栗山克哉，木村衛，藤村勝，木村充，津司優子，宮澤健二；『木造住宅の耐震補強に関する研究（その3）耐震壁について』；日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造Ⅲ，pp.237-238，1997.9
- 9) 村部隆太郎，李麗；『木・鋼ハイブリッド耐力壁の構造性能に関する実験的研究（その1 鋼板の面外補強が無い場合）』；日本建築学会九州支部研究報告，第42号，pp.433-436，2003.3
- 10) 李麗，村部隆太郎；『木・鋼ハイブリッド耐力壁の構造性能に関する実験的研究（その2 鋼

- 板の面外補強がある場合)』；日本建築学会九州支部研究報告，第 42 号，pp.437-440，2003.3
- 11) 李麗，村部隆太郎；『木・鋼ハイブリッド耐力壁の構造性能に関する実験的研究』；鋼構造年次論文報告集，第 11 卷，pp.121-128，2003.11
- 12) 国土交通省住宅局建築指導課 建築技術者試験研究会；『平成 18 年版 基本建築関係法令集〔法令編〕』；株式会社霞ヶ関出版社
- 13) 社団法人日本建築学会；『木質構造設計規準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法—』；2002.6
- 14) 社団法人日本鉄鋼連盟；『薄板軽量形鋼造建築物設計の手引き』；技報道出版株式会社；2001.6
- 15) 財団法人日本建築センター；『木造の耐力壁及びその倍率性能試験・評価業務方法書』；2001.6
- 16) 社団法人日本建築学会；『木質構造設計規準・同解説（第二版）』；1996.1

付録

1. 実験概要

1.1 目的

第三章の実験で、実験開始直後に発生した変形を図 1 に示す。実験開始直後、補強部材内に圧縮軸力が作用し、フランジと架構の接触面に水平力が発生するのだが、下フランジのフランジ面に平行に働く反力がなく、そのため上フランジの曲げ変形が拘束されずに曲げ変形が発生した。そこで試験体 M-32-LC と M-32L-LC の試験体の上フランジの曲げ変形による変位を計測した。この変形をモデル化し解析する事で、全体の実験結果への影響を検討する。

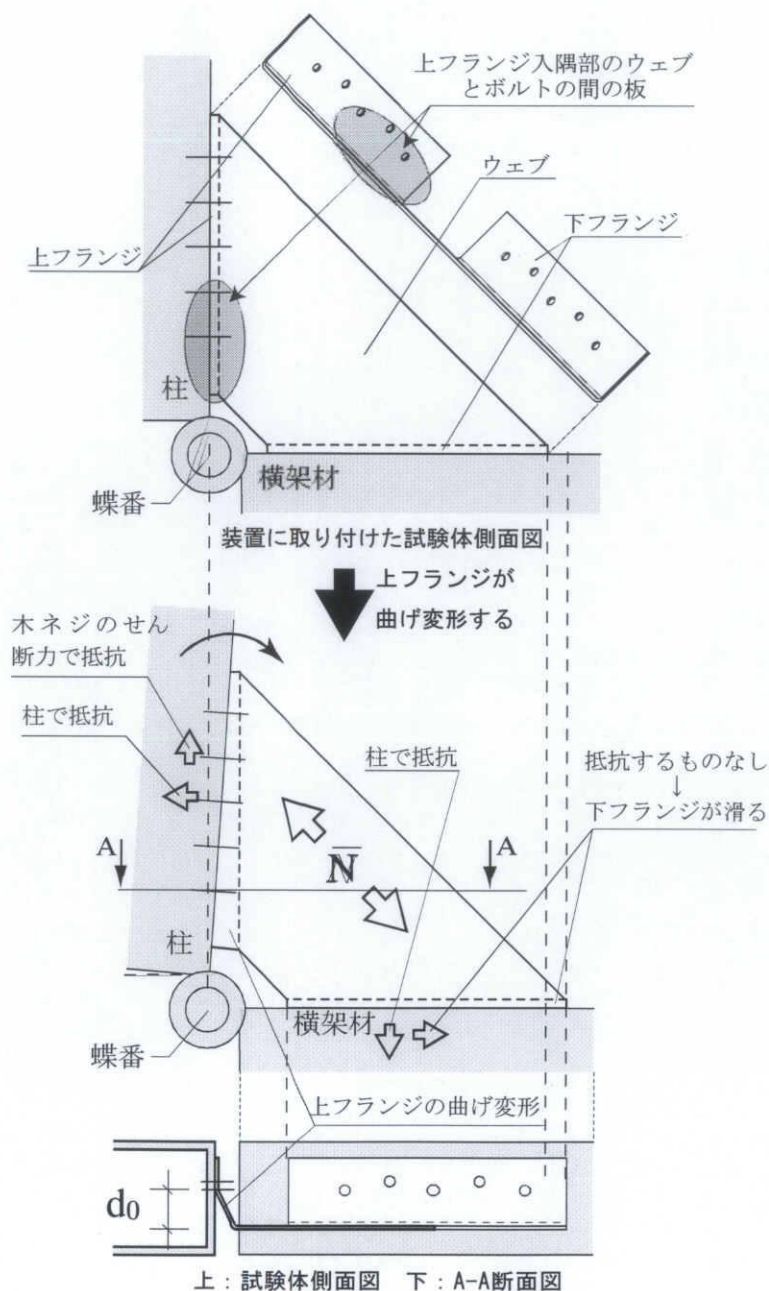


図1 上フランジの曲げ変形

1.2 計測方法

上フランジの曲げ変形の計測方法を図 2 に示す。上フランジが曲げ変形した時、それによって下フランジに滑り変位が発生する。そこで、下フランジの先端（鋭角側）にプラスチック板を貼付け、変位計を下側角形鋼管に下フランジの長さ方向に対して平行に固定する事で、上フランジの曲げ変形による変位を計測した。

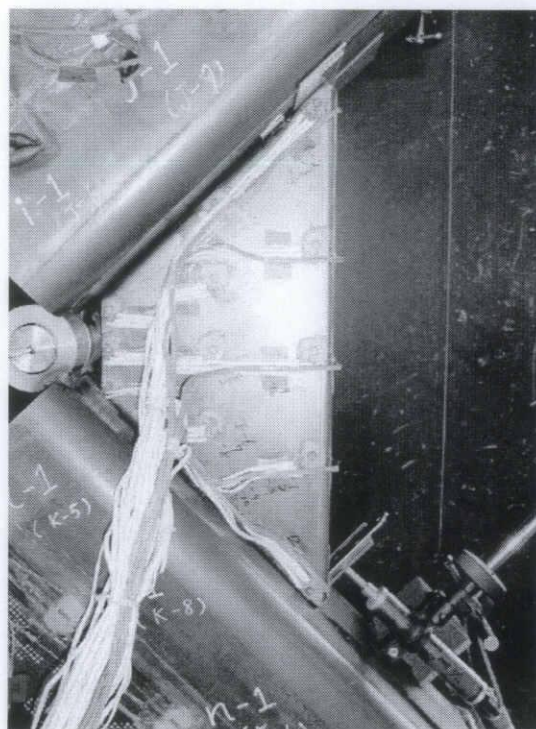
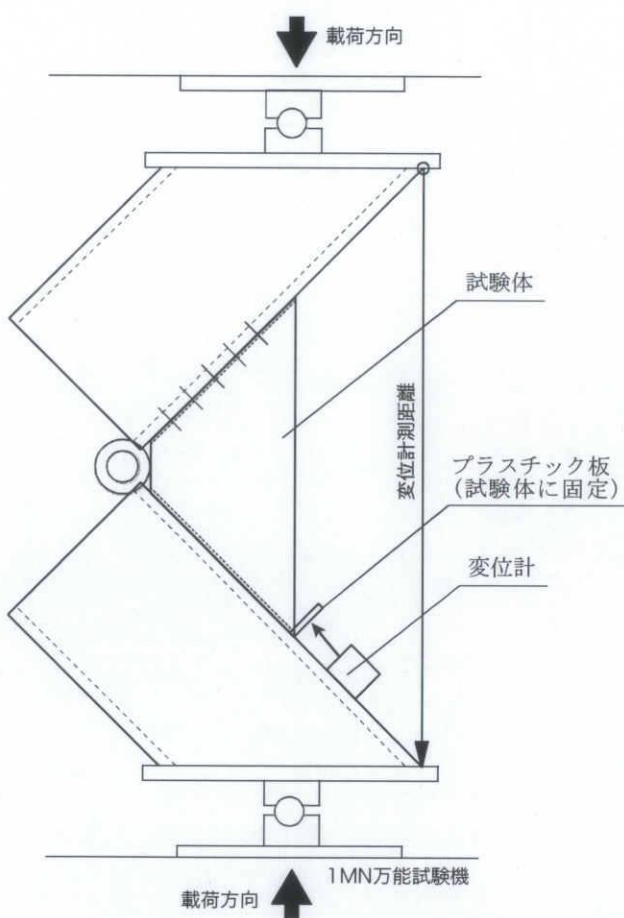


図 2 上フランジの曲げ変形の計測装置

2. 実験結果

2.1 上フランジ曲げ変形を考慮した部分架構モデル

上フランジの曲げ変形を考慮した部分架構モデルを図 3 に示す。補強部材内に圧縮力 \bar{N} が作用する時、下フランジ側がボルトなどで横架材に接合されておらず、 \bar{N} の水平方向の力 $\bar{N}_z (= \bar{N}/\sqrt{2})$ を横架材に伝える事ができない。そのため上フランジの入隅部が \bar{N}_z に抵抗し、上フランジの曲げ変形が発生したと考える。上フランジには、図 4 に示すように水平方向圧縮力 \bar{N}_z が三角形形状の分布荷重となって作用するようにした。載荷荷重 P と \bar{N}_z の関係、上フランジの曲げ変形 ${}_f\delta l$ と、 ${}_f\delta l$ による全体変位 ${}_f\Delta l$ の関係を以下の式で示す。

$$P = \frac{\sqrt{2} \cdot \bar{N}_z \cdot l}{L} \dots (1)$$

$${}_f\Delta l = \frac{L}{\sqrt{2} \cdot l} \cdot {}_f\delta l \dots (2)$$

ここに、

P : 載荷荷重[N]

\bar{N}_z : 補強部材内軸力 \bar{N} の水平方向の力[N]

${}_f\Delta l$: 上フランジ曲げによる全体変位[mm]

${}_f\delta l$: 下フランジ滑り[mm]

l : フランジ長さ[mm]

L : 部分架構の柱部の長さ[mm]

※ 図 3 参照

上式により、実験結果の全体変位 Δl から上フランジ曲げ変形による変位を修正し、補強部材の性能への影響を検討する。

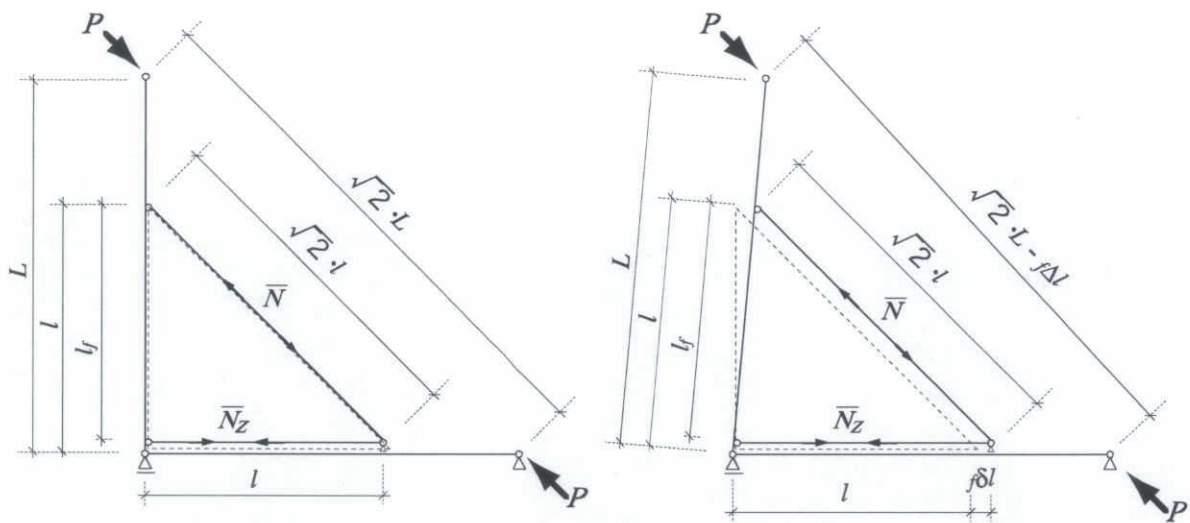


図3 部分架構モデルでの上フランジ曲げ変形による変位（左：変形前 右：変形後）

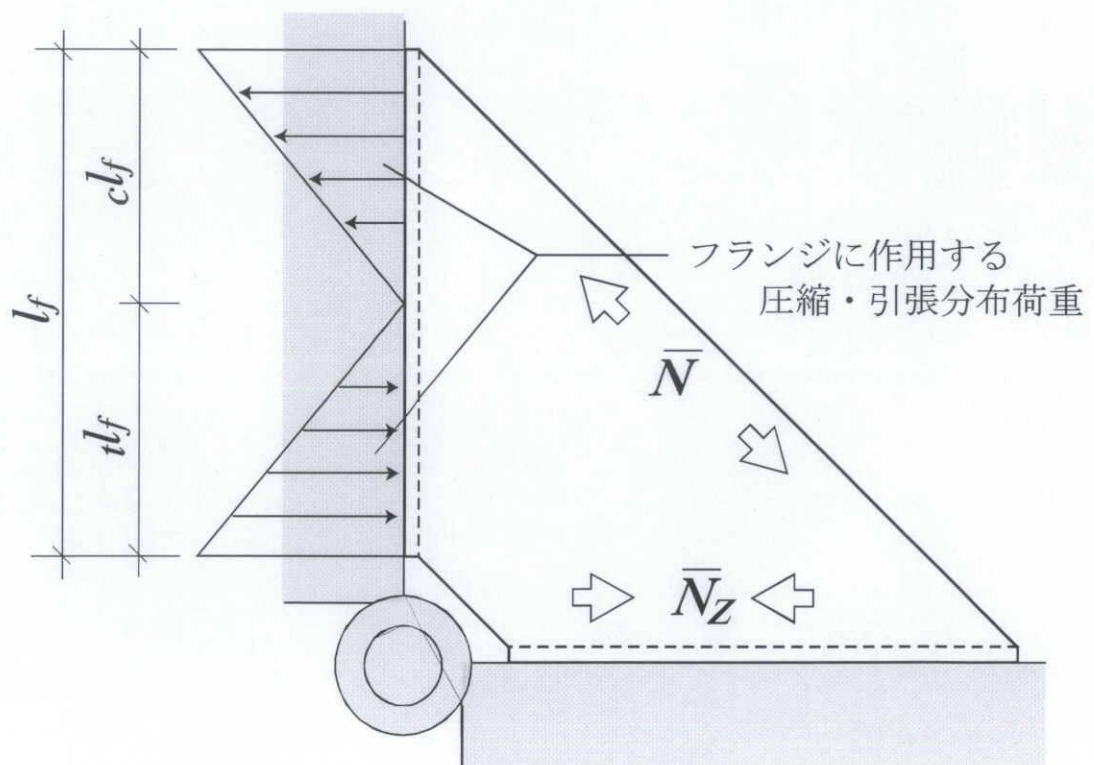


図4 上フランジに作用する分布荷重

2.2 上フランジ曲げ変形の影響による試験体の性能

(1), (2)式を用いて M-32-LC と M-32L-LC の結果から, 上フランジ曲げ変形を修正した結果と, 修正しない結果を重ねて示したのが図 5, 6 である. 両試験体共に, 初期剛性, 最大耐力時の変形角が $1/15[\text{rad.}]$ を超えない結果となった. この結果を基に初期剛性 k , 塑性率 μ , D_s 値を求め, 壁倍率の算定を行った結果を表 1 に示す.

それぞれの試験体の修正前と修正後の算定値を比較すると, 初期剛性は修正前より約 1.7 倍程度高くなった. 壁倍率は両試験体共に改善が見られ, M-32L-LC の壁倍率は 1.0 を超える結果となった.

表 1 上フランジ曲げ変形を考慮した場合の初期剛性と壁倍率算定結果

		k	μ	D_s 値	(a)		(b)		(c)		(d)	
					算定値	壁倍率	算定値	壁倍率	算定値	壁倍率	算定値	壁倍率
M-32-LC	修正前	2758.62	4.370	0.359	1.370	0.768	1.121	0.629	1.505	0.844	1.021	0.572
	滑り修正	4691.86	6.758	0.284	1.614	0.905	1.780	0.998	1.604	0.899	1.712	0.960
M-32L-LC	修正前	2580.65	2.847	0.462	1.769	0.992	1.178	0.660	2.062	1.156	1.023	0.574
	滑り修正	4233.21	4.498	0.353	2.042	1.145	2.190	1.228	2.673	1.499	1.896	1.063

: 壁倍率の決定項目

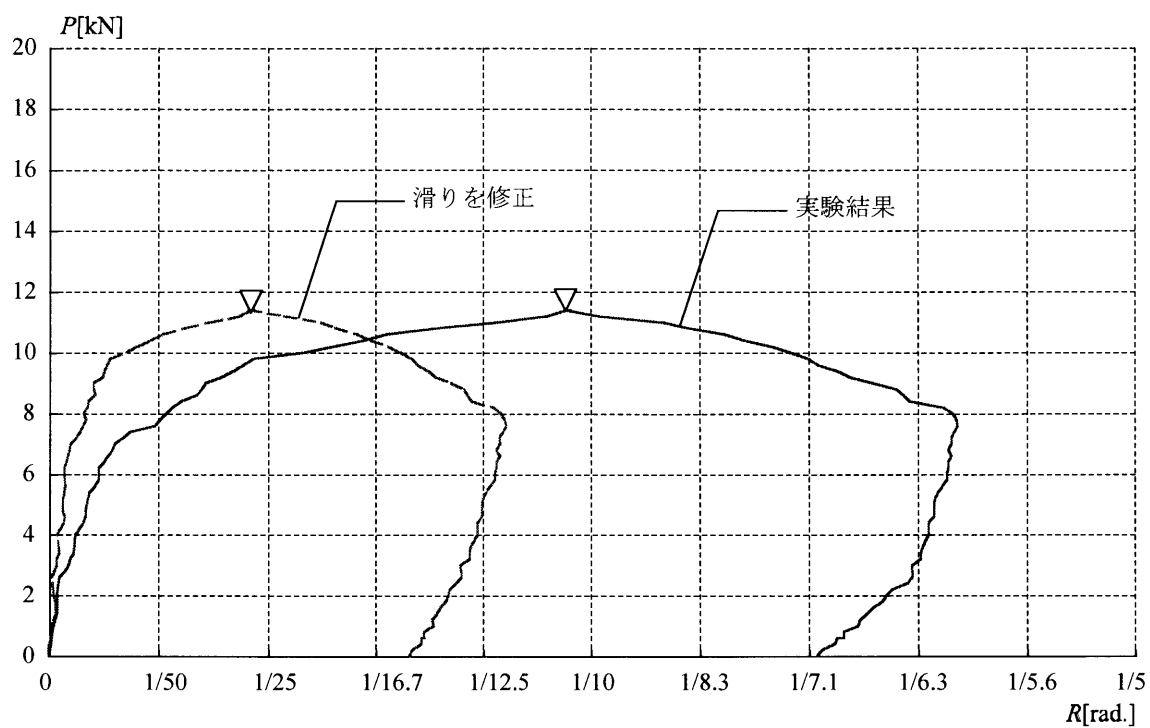


図5 M-32-LCの実験結果と上フランジ曲げ変形を考慮した場合の比較

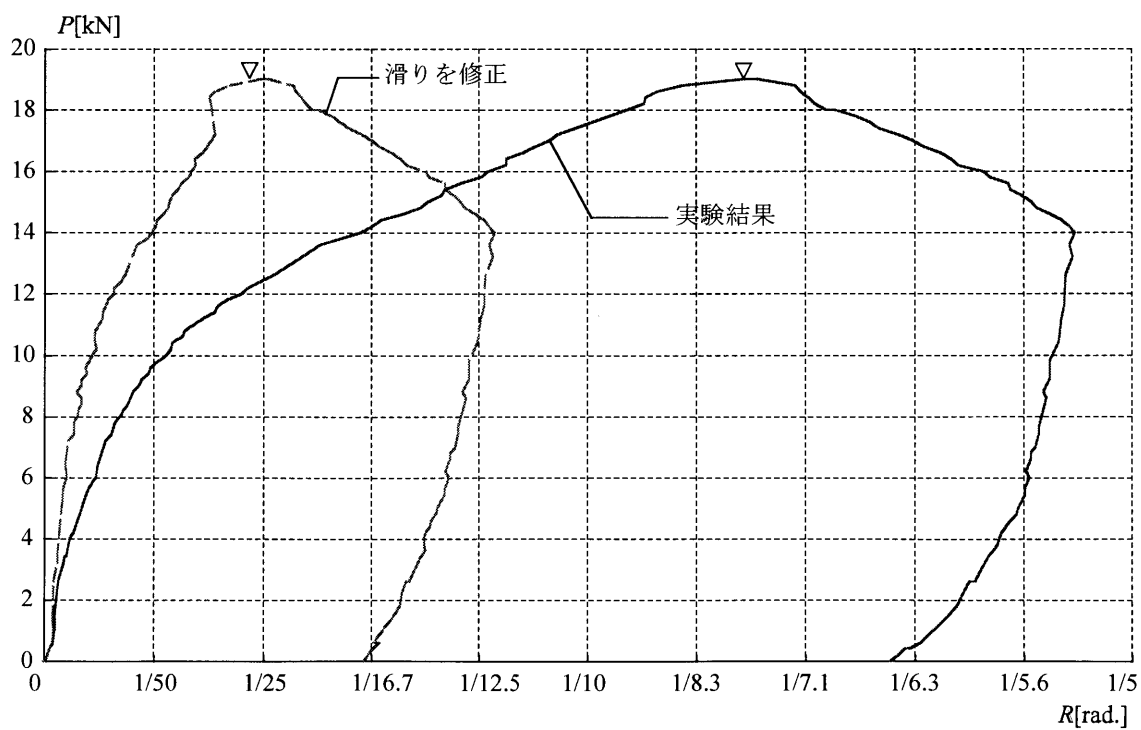


図6 M-32L-LCの実験結果と上フランジ曲げ変形を考慮した場合の比較

2.3 木材の変形と上フランジ曲げ変形に関する考察

フランジ長さを $I_f=400[\text{mm}]$ とした場合の木材の変形と、M-32L-LC の実験結果から上フランジの曲げ変形を考慮した挙動を重ねて図 7 に示す。図中に、 $I_f=400[\text{mm}]$ とした場合の木材の変形による弾性挙動を C で、 $H=1.8[\text{kN}]$ 時の上フランジの曲げによる変位分を集成した M-32L-LC の変形角と、木材の変形角 R_w の合計をプロットし、原点と結んだ直線 D で示す。

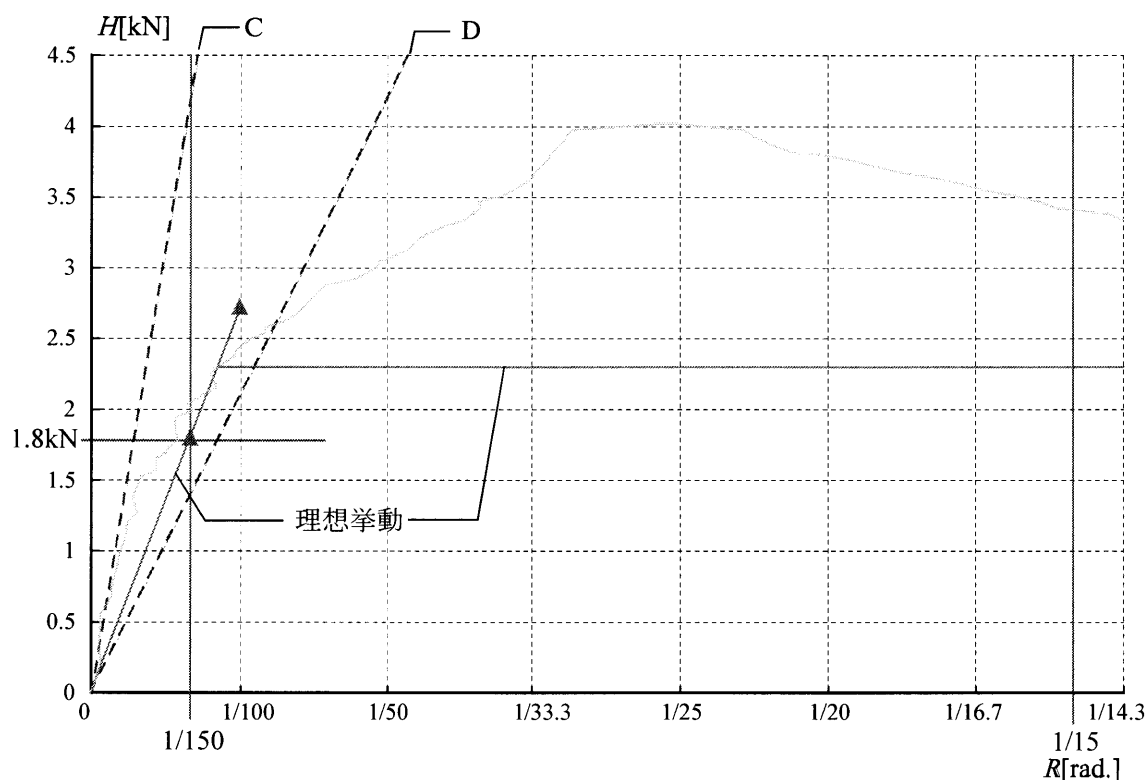


図 7 M-32L-LC(上フランジ曲げ変形修正)と木材の変形を示した荷重 H -変形角 R 関係

$H=1.8[\text{kN}]$ だけ載荷した時、木材のみの変形角は $R_w=1/359[\text{rad.}]$ まで変形した。D の挙動から壁倍率算定での算定項目(b) $R=1/150[\text{rad.}]$ 時の荷重において壁倍率を算定すると 0.78 となる。

3. 考察

3.1 上フランジに作用する応力のモデル

上フランジに作用する三角形形状の分布荷重を透視図で示したものを図 8 に示す。上フランジに作用する圧縮力 $\bar{N}/2$ と引張力 \bar{N}_z は、 x, z 平面の三角形に、 y 方向にウェブ板厚 t_w の幅を持つ立体にそれぞれ分布され、引張分布荷重作用範囲 ${}_tI_f$ に作用する。分布荷重が作用する上フランジの入隅部は、図 9 に示すように三角形形状（三角形 abc）に変形する。分布荷重作用範囲の圧引の反曲点は、フランジ全長 I_f の中心とする。

上フランジに作用する力はフランジの長さにより変化する。以下に、ある長さ x 地点における単位長さ当りの作用荷重 $q(x)$ 、作用応力度 $\sigma(x)$ 、 ${}_t\bar{N}_z$ との釣り合いを示す。

$$\sigma(x) = \frac{2 \cdot \bar{N}_z}{{}_tI_f \cdot t_w} \cdot x \cdots (3) \quad q(x) = \sigma(x) \cdot t_w = \frac{2 \cdot \bar{N}_z}{{}_tI_f} \cdot x \cdots (4)$$

$$\int_0^{{}_tI_f} q(x) \cdot dx = \int_0^{{}_tI_f} \frac{2 \cdot \bar{N}_z}{{}_tI_f} \cdot x \cdot dx = \bar{N}_z \cdots (5)$$

ここに、

$\sigma(x)$: x 地点での作用応力度[N/mm²]

$q(x)$: x 地点での作用単位長さ当たりの作用荷重[N/mm]

\bar{N}_z : 上フランジに作用する引張荷重[N]

${}_tI_f$: 引張分布荷重作用範囲[mm]

t_w : ウェブの板厚[mm]

※ 図 10 参照

また、曲げ変形する上フランジは、フランジの長さにより変化する。以下に、ある長さ x 地点における単位長さ、面積、体積を以下に示す。

$$d_0(x) = \frac{D}{{}_tI_f} \cdot x \cdots (6) \quad A(x) = d_0(x) \cdot t_f = \frac{D \cdot t_f}{{}_tI_f} \cdot x \cdots (7)$$

$$\int_0^{{}_tI_f} A(x) \cdot dx = \int_0^{{}_tI_f} \frac{D \cdot t_f}{{}_tI_f} \cdot x \cdot dx = \frac{D \cdot {}_tI_f \cdot t_f}{2} \cdots (8)$$

ここに、

$d_0(x)$: x 地点でのフランジの幅[mm]

$A(x)$: x 地点でのフランジの面積[mm²]

t_f : フランジの板厚[mm]

※ 図 11 参照

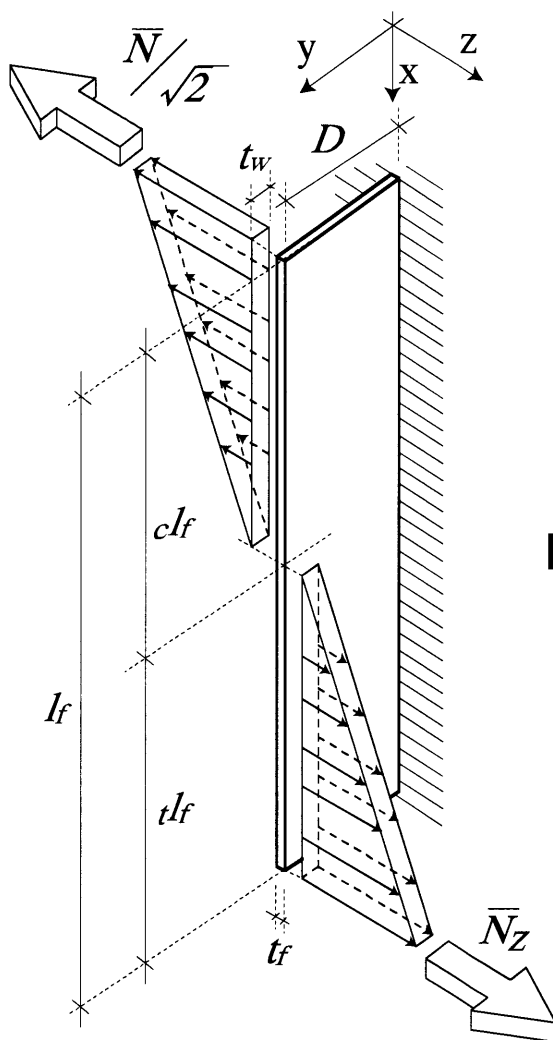


図8 上フランジに作用する分布荷重(透視図)

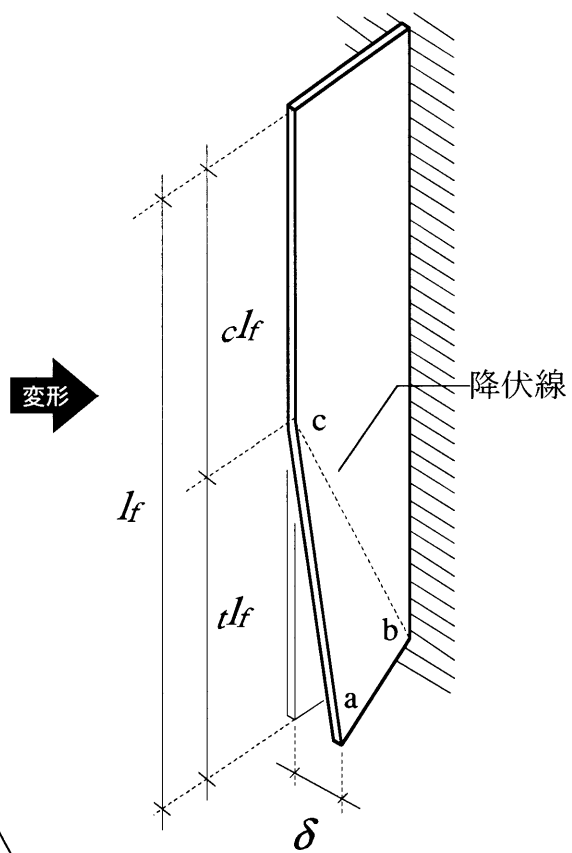


図9 上フランジの曲げ変形(透視図)

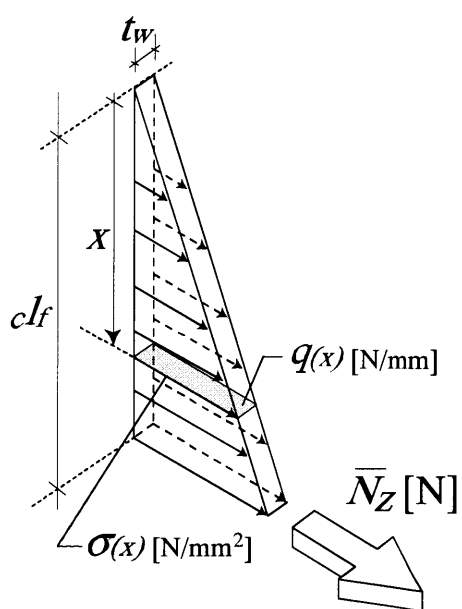


図10 引張側三角形分布荷重(透視図)

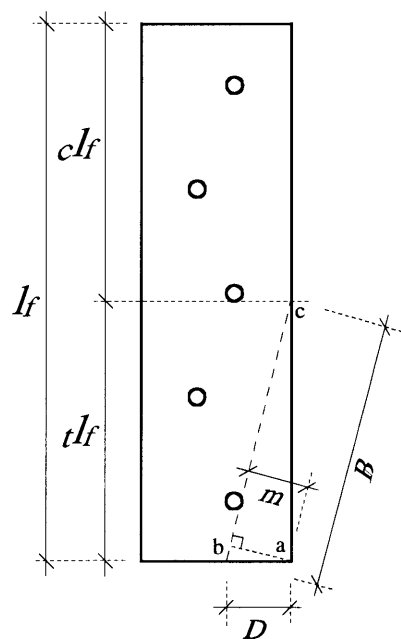


図11 引張側三角形正面図

3.2 仮想仕事法による上フランジ曲げ剛性の評価

上フランジに、ある作用分布荷重が作用した時の曲げ変形 δ を図8～11で示した。 x 方向 y 方向にそれぞれ変化する分布荷重 $q(x)$ 、部材長さ $d_0(x)$ により x 地点でのモーメント $M(x)$ が変化するため、曲げ変形 δ を求めるために仮想仕事法を用いる。

上フランジの曲げ変形 δ を求める計算式を以下に示す。曲げ変形する部分を取り出した上フランジと、作用する分布荷重のモデルを図12に示す。

$$\sum 1 \cdot \delta(x) = \iint \frac{M(x) \cdot \bar{M}(x)}{E \cdot I} \cdot dy \cdot dx \dots (9)$$

$$M(x) = q(x) \cdot y = \frac{2 \cdot \bar{N}_z}{t_f} \cdot x \cdot y \dots (10)$$

$$\bar{M}(x) = 1 \cdot y \dots (11)$$

ここに、

$M(x)$ ：実際の荷重による曲げモーメント[N・mm]

$\bar{M}(x)$ ：単位荷重による曲げモーメント[N・mm]

$I = \frac{t_f^3}{12} \cdot dx$ ：単位長さ当りの断面二次モーメント[mm⁴]

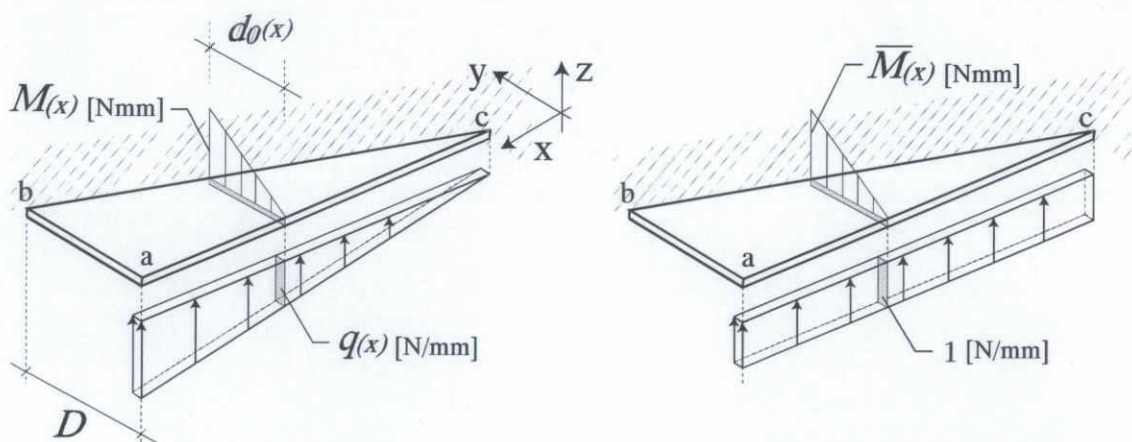


図12 上フランジ曲げ変形モデル（透視図）（左：分布荷重作用時，右：単位分布荷重作用時）

(9)～(11)式を整理すると次式のようになる.

$$\sum 1 \cdot \delta(x) = \iint \frac{M(x) \cdot \bar{M}(x)}{E \cdot I} \cdot dy \cdot dx = \int_0^{l_f} \frac{2 \cdot \bar{N}_z \cdot x}{E \cdot I_f \cdot l_f} \int_0^{d_0(x)} y^2 \cdot dy \cdot dx \cdots (12)$$

(12)式から y 方向に積分したもの (x 地点における曲げ変形 $\delta(x)$) を次式に示す.

$$\sum 1 \cdot \delta(x) = \int_0^{l_f} \frac{2 \cdot \bar{N}_z \cdot D^3}{3 \cdot E \cdot I_f \cdot l_f^4} \cdot x^3 \cdot dx \cdots (13)$$

(13)式において $\delta(x)$ と $\delta(x-1)$ の差分の積分が, 全体の変形 δ となる. 全体の変形 δ を次式に示す.

$$\delta = \int \{\delta(x) - \delta(x-1)\} \cdot dx = \int_0^{l_f} \frac{2 \cdot \bar{N}_z \cdot D^3}{3 \cdot E \cdot I_f \cdot l_f^4} (3x^2 - 3x + 1) \cdot dx \cdots (14)$$

$$\therefore \delta = \frac{\bar{N}_z \cdot D^3}{2 \cdot E \cdot t_f^3 \cdot l_f^3} \cdot \left(l_f^2 - \frac{3}{2} \cdot l_f + 1 \right) [mm] \cdots (15)$$

(15)式から上フランジに作用する荷重 \bar{N}_z と曲げ変形 δ における, 上フランジの曲げ剛性 k_f を以下に示す.

$$\bar{N}_z = k_f \cdot \delta \cdots (16)$$

$$k_f = \frac{2 \cdot E \cdot t_f^3 \cdot l_f^3}{D^3 \cdot \left(l_f^2 - \frac{3}{2} \cdot l_f + 1 \right)} [N/mm] \cdots (17)$$

3.3 実験結果との比較

図 13, 14 に M-32-LC と M-32L-LC の載荷荷重 P -フランジ曲げ変形による変位 δ 関係を, また 3.2 で算出した計算弾性剛性を破線で, それぞれ示す. 縦軸は載荷荷重 P [kN], 横軸はフランジ曲げ変形による変位 δ [mm] とする.

M-32-LC は, 1.8[kN] まで直線の挙動を示し, 1.8[kN] を超えた直後に急激に剛性が低下した. 計算剛性と比較すると, 1.8[kN] の地点までほぼ一致している.

M-32L-LC は, 1[kN] 付近で最初の剛性低下が見られ, 3.4[kN] 付近で更に剛性低下し, その後大きく剛性が低下しながら変形した. 計算剛性と比較すると, 3.4[kN] 付近までの傾きを大きく上回る結果となった.

M-32-LC の実験結果と計算弾性剛性を見ると, 初期の剛性がほぼ一致している. M-32L-LC のそれぞれの傾きは計算剛性が実験結果を大きく上回る結果となった.

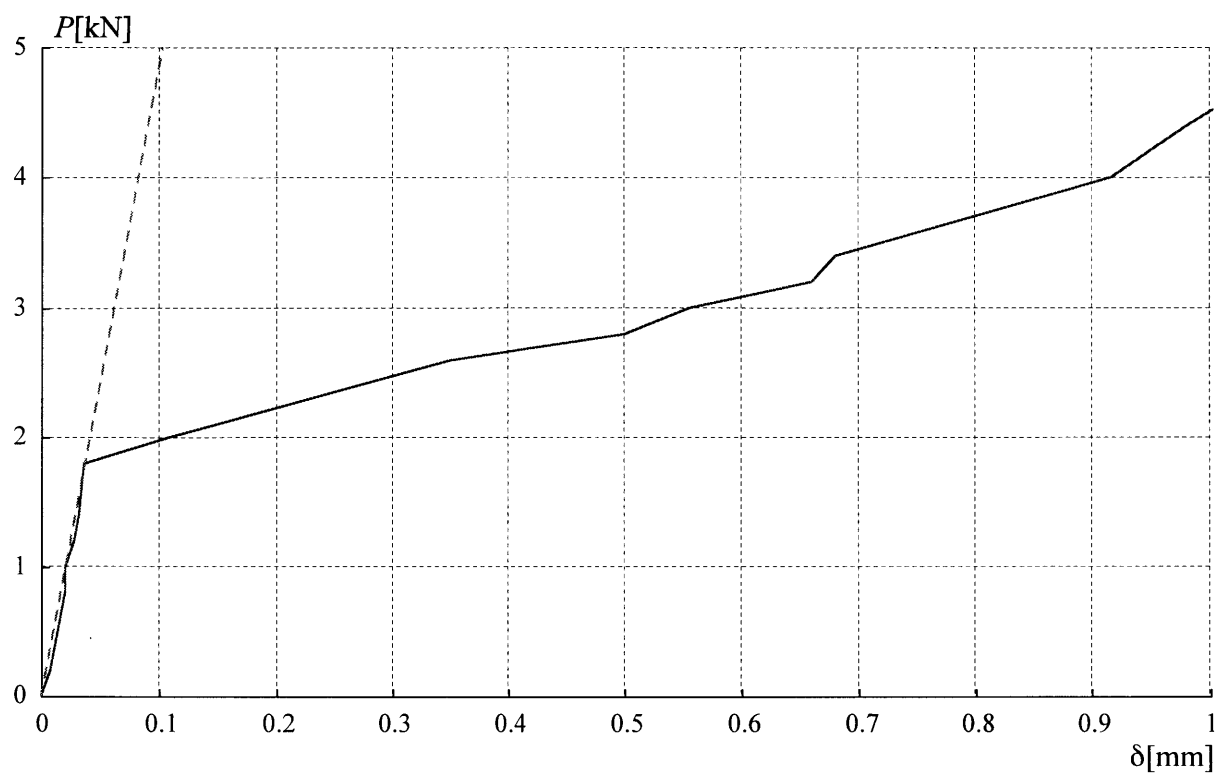


図 13 M-32-LC: 載荷荷重 P -フランジ曲げ変形 δ 関係

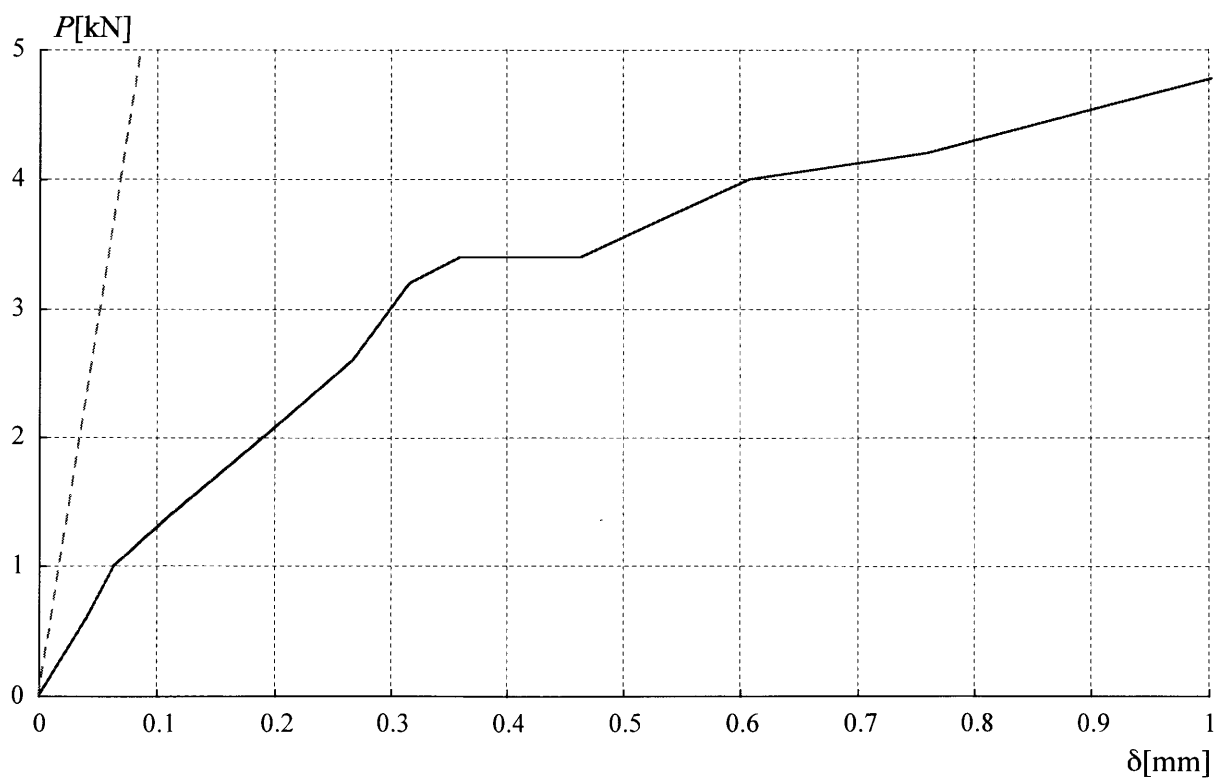


図 14 M-32L-LC: 載荷荷重 P -フランジ曲げ変形 δ 関係

4. 結論

上フランジの曲げ変形による影響を，変形による変位を計測する事で検討した．本実験より得た知見を以下に示す．

- ・ 上フランジの曲げ変形による変位を考慮した場合，補強部材のみの剛性は大幅に高くなった．
- ・ 補強部材のみの壁倍率は 1.0 を上回り，木材の変形を考慮した場合，0.78 となり，上フランジの曲げ変形を拘束すれば，補強性能が大きく上がると考えられる．
- ・ 実験結果の剛性は，計算弾性剛性と比較したが，剛性の傾きに同様の傾向が見られなかった．
- ・ 下フランジと角形鋼管の接触面の摩擦抵抗を検討しておらず，その影響が考えられる．