

合理化構法軸組構造における立体耐力壁の2方向加力による実験的研究

Experimental study on three-dimensional wooden bearing walls subjected to bi-directional loading

小室直人¹⁾、深澤協三²⁾、須藤俊彦³⁾、鴨川伸一郎⁴⁾、立花正彦⁵⁾

Naoto Komuro, Kyoza Fukazawa, Tshihiko Sudou, Shinichirou Kamogawa, Masahiko Tachibana

This paper presents the results of the loading tests of wooden bearing walls that was rationalized. Bi-directional loading test for three-dimensional bearing wall, which is equivalent to the corner of house, and uni-directional loading tests for ordinary bearing walls are carried out.

The following points became clear from the experiment result. The stiffness and strength of the three dimensional bearing wall differed with negative with positive and negative as a result of, also the rigidity and strength of the three dimensional bearing wall are inferior to the two-dimensional bearing walls in negative loading. In negative loading, the corner column receives tensional force from two directions on the three-dimensional bearing wall. As a result, the corner column is pulled out of the sill. It thinks that column pulling out of sill caused reduction of rigidity and strength of the three-dimensional bearing wall.

Keywords: three-dimensional wooden bearing walls, Bi-directional loading test, stiffness, maximum strength, building systems for rationalization
 立体軸組木造耐力壁、2方向加力、剛性、最大耐力、合理化構法

1. はじめに

木造軸組建物の構造計画において「耐力壁を釣り合いよく配置する」ことは必須である。「耐力壁を釣り合いよく配置」のうえで、「耐力壁の偏在を避ける」「上下階で耐力壁の配置をそろえる」ことと並んで「建物四隅部をかためるために四隅部をL字型の耐震壁とする」ことが重要であると指摘されている(例えば文献¹⁾)。

建物の四隅部をかためるL字型の耐力壁の重要性が主張される一方で、軸組耐力壁に関する実験的研究では金谷²⁾の研究に代表されるように、平面の耐力壁にせん断力を載荷し耐力壁の剛性・耐力及び壁倍率を検討するものが大多数で、L字型耐力壁に代表されるような2方向入力についての実験的研究例は無い。また、実大建物(必然的に立体耐震壁を含む)を対象に大型振動台による加振実験、並びに実大建物の静的加力実験により実大建物を破壊に至らしめる実験が精力的に

行われている(例えば加振実験では坂本等³⁾の3次元加振実験、静的加力実験では杉山等⁴⁾の3階建て住宅の加力実験)。これらの実験では古沢等⁵⁾が静的加力実験(1方向加力)により柱抜け上がり直交壁により抑制されることを指摘している。しかし、これら加振実験・静的加力実験の主たる検討項目は、建物全体の耐力・復元力特性・振動特性及び破壊性状、内外装仕上げ材の有無の影響、床の面内剛性等であり、耐力壁単体の力学的性状について詳細な検討はなされていない。

以上のように、建物耐震性能を確保するうえで重要な四隅をかためるL字型耐震壁の力学性状については現状では未解明であることが指摘できる。また、L字型耐震壁は建物四隅に配置されるが故に2方向地震力の影響が顕著である。したがって、2方向加力下におけるL字型耐震壁の力学的性状を明らかにすることは重要なテーマである。

¹⁾東京電機大学大学院修士課程

²⁾社)日本建築業経営協会中央技術研究所・工博

³⁾共立建設(株)技術本部 課長

⁴⁾共立建設(株)技術本部

⁵⁾東京電機大学工学部建築学科 教授・工博

Graduate School, Tokyo Denki University

JARGC, Central Research Institute for Construction Technology, Dr. Eng

KYOURITSU CONSTRUCTION

KYOURITSU CONSTRUCTION

Assoc. Prof. Dept. of Architecture, Faculty of Eng. Tokyo Denki Univ. Dr. Eng

筆者等は、一連の合理化構法による軸組耐力壁のせん断加力実験の実施に際し、L字型耐震壁の2方向加力実験を行う機会を得た。本論では実験に基づき、2方向加力下におけるL字型耐震壁の破壊性状・耐力・復元力特性等の力学的性状を明らかにし、さらに平面の耐力壁との相違について検討する。

2. 構法概要

本実験で対象とする軸組合理化構法では1)架構ルールの設定及び部材断面寸法の統一、2)柱・梁部材へのエンジニアリングウッドの採用、3)ベタ基礎及び換気用ゴムパッキンによる布基礎立ち上がり部の無開口化、4)プレカット、5)接合部への金物採用、6)屋根小屋組のユニット化等により省力化、高耐震性、高耐久性を狙った構法である。

本構法の耐力壁部分の構造概要を図1に示す。筋かいと構造用合板の両者を単独または併用して耐力壁を構成している。特に、外壁の耐力壁では構造用合板を用いることを原則としている（主に1階部分は筋かいと構造用合板の併用、2階では構造用合板単独で用ることが多い）。通し柱には米マツ集成材(120×120mm)、管柱にはホワイトウッド(120×120mm)、胴差には米マツ集成材（大スパン部はパララム PSL）、土台には米ツガ材(120×120mm)、筋かみには米ツガ材(45×90mm)を用いている。部材間の接合部は接合金物を用いている。通し柱と胴差の接合には図1中に示すような金物とボルト、ドリフトピンを併用した接合金物⁶⁾を使用している。柱（通し柱、管柱とも）と土台及び管柱と胴差の接合にはパイプ形金物とドリフトピンを用いた金物⁶⁾を使用している。

筋かみの接合にはボックス型金物を用いている。また、図

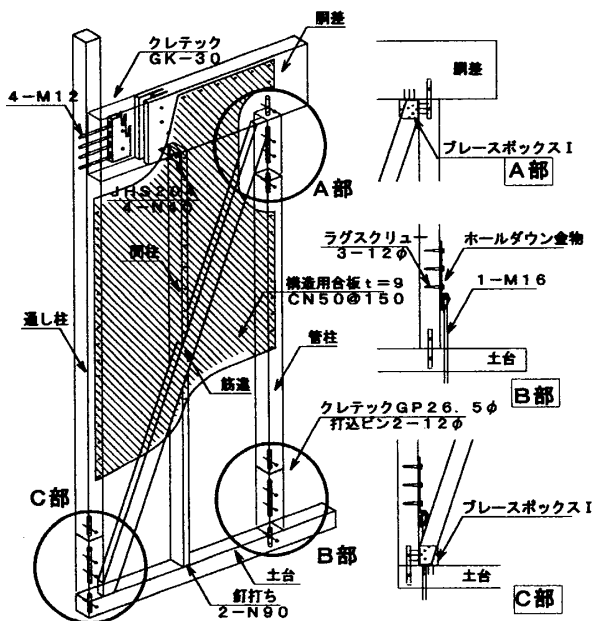


図1 耐力壁構成概要

1中に示すように1階耐力壁では左右両方の柱にホールダウン金物を配し柱の浮き上がり防止を図っている。

3. 実験計画

3.1 試験体

試験体の形状及び寸法を図2に示す。試験体は平面試験体が3体、立体試験体が1体の合計4体である。平面試験体は耐力壁が1スパンの試験体2体（2体とも同一形状・寸法、試験体名：SBP1、SBP2）、耐力壁が2スパン連続する試験体1体（試験体名：2SBP）である。

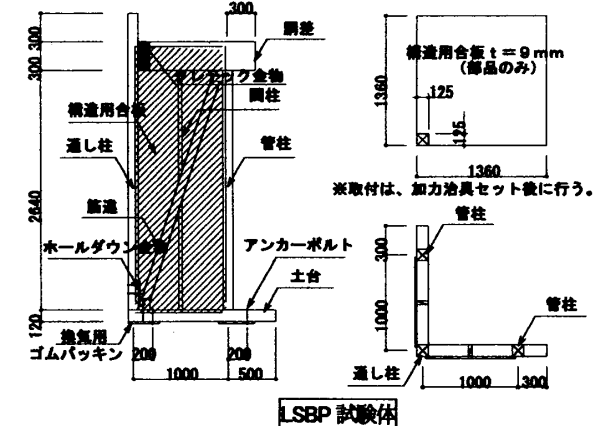
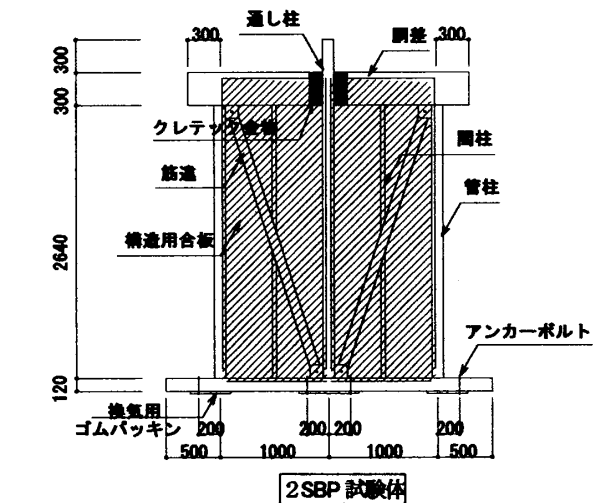
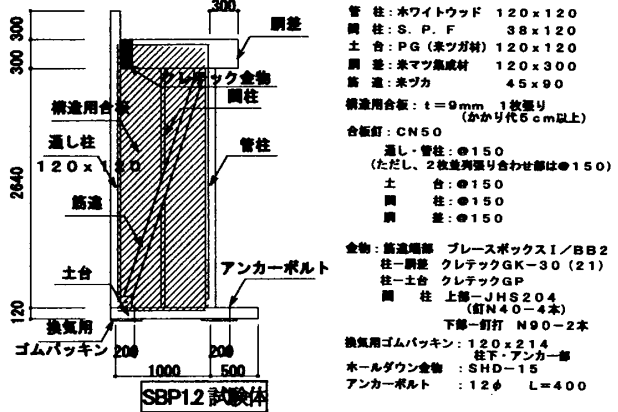


図2 試験体形状及び寸法

立体試験体は、建物の角を想定したL字形の試験体1体(試験体名:LSBP)である。

各試験体とも耐力壁は同一の形式で、片筋かゝり構造用合板($t=9\text{mm}$)から成っている。柱の内法スパンは2640mm、柱間の芯々スパンは1000mmである。

通し柱と胴差の接合は図1に示す金物を用いている。L字形のLSBP試験体では図3に示すように両方向とも同じ金物を用いて通し柱と胴差を接合しており、2方向から4本のボルト(M12)を交互に配置している。管柱と胴差・土台、通し柱と土台(LSBP試験体を除く)は図1中に示すパイプ形金物を用いて接合している。LSBP試験体の互いに直交する土台同士は図4に示すように、一方向の土台に直交方向土台を突き合わせ、通し柱と胴差に用いたものと同一形式の金物(ただしボルト1本で接合するタイプ)にて接合している。なお、同図中に示すとおり、通し柱と土台の接合部では、直交する土台同士を接合するボルトをパイプ形金物に用いるドリフトピンと兼用して接合している。また、筋かゝりの接合には図1中に示すボックス型金物を用いている。構造用合板は柱、間柱、胴差、土台に釘打ち(CN50@150)により留められている。

試験体柱脚部はホールダウン金物(SHD-15)で基礎鉄骨と緊結している。SBP12試験体では左右両方の柱を、2SBP試験体では中央の柱を除く左右両方の柱を、LSBP試験体で

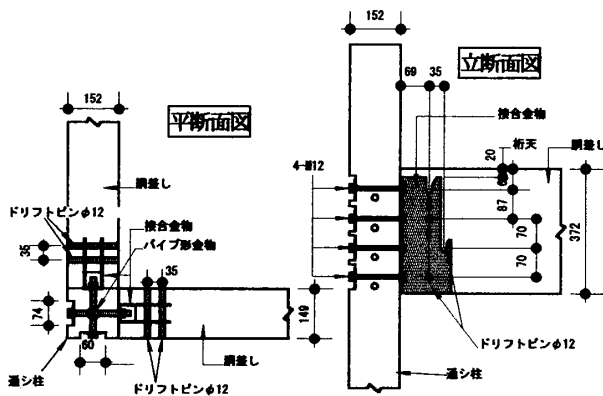


図3 隅柱-胴差し接合部詳細(LSBP試験体)

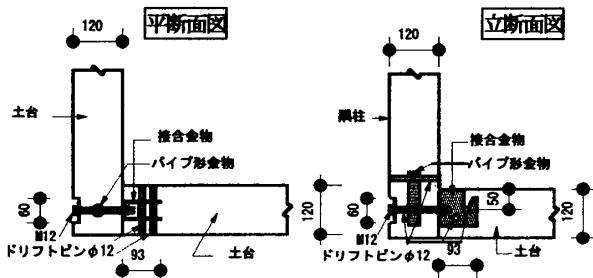


図4 土台接合部詳細(LSBP試験体)

は3本の柱全部をホールダウン金物にて緊結している。また、アンカーボルト(M12)を柱から200mmの位置に配し土台を基礎鉄骨に緊結している。柱直下には換気用ゴムパッキンを配置している。

3. 2実験方法

実験は各試験体ともに載荷式加力で行った。平面試験体では図5に示すように、試験体を基礎(H-200×200型鋼)に固定し、胴差に取り付けた加力梁を介して水平力を作用させた。

立体試験体では図6に示すように、土台をL字型の基礎(H-200×200型鋼)に固定し、胴差に取り付けたL字形の加力梁を介して水平力を作用させた。L字型の基礎梁は直交する2本のH型鋼同士を溶接にて接合し直角が保たれるようにしている。土台と基礎梁はホールダウン3本、通常のアンカー4本で締結されている。また、図6に示すように土台に火打ち梁(米ズカ 45×90)を釘止めしている。胴差し部分では、加力梁自身が直角を保てるようにした。すなわち図6

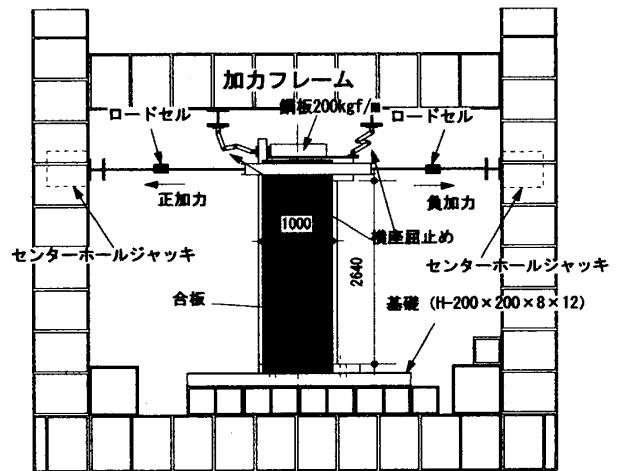


図5 加力方法(平面試験体)

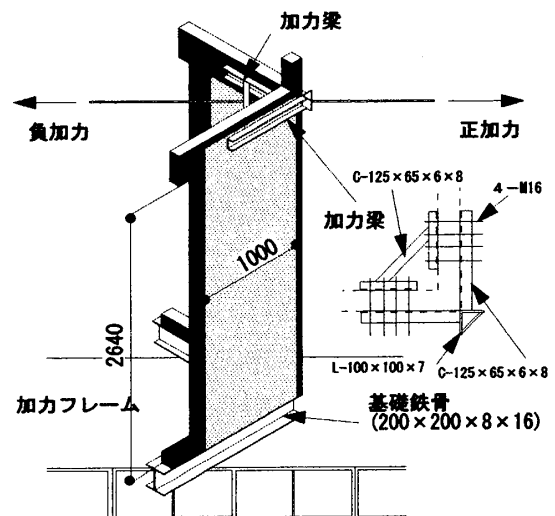


図6 加力方法(立体試験体)

に示すように耐力壁の内側では火打ち梁を、耐力壁の外側では隅部にジグ(L-100×100×7)をHTB(M16)にて加力梁に接合している。さらに、実験時には、構造用合板(t=9mm)を胴差し上面に釘打ち(CN50@150)した。以上より、土台、胴差し側ともに直角は保たれているものと考えられる。

平面試験体・立体試験体ともに、加力梁と胴差の間にはt=6mmのフィラープレートを挟み込み、加力梁が通し柱と胴差の接合部を拘束しないようにした。また、水平力は加力フレーム左右に取り付けた2台のセンターホールジャキにより、軸力は胴差天端に鋼板を約200kgf/mとなるように載せて作用させた。基礎鉄骨はHTBにより加力フレームに固定した。

荷重パターンを図7に示す。荷重パターンは層間変形角R=1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30、1/20radの正負繰り返し荷重である。R=1/30radまでは正負3サイクル、R=1/20は正負1サイクルの繰り返しを行った後、単調荷重を行った。なお、LSBP試験体では各構面の層間変形角がR=1/300~R=1/20となるよう(すなわち、荷重方向(45度方向)の変形量が所定変形の $\sqrt{2}$ 倍)となるようにした。また、本実験で正側荷重では筋かゝが圧縮側、負側荷重では筋かゝが引張側とした(2SBPを除く)。

測定項目は、全体変形、土台ずれ変形、土台回転、柱-土台のずれ及び抜け出し変形、ホールダウン金物のアンカーボルトの歪、筋かゝの歪、水平力である。なお、全体変形は胴差下端で測定した水平変形(不動点は加力フレーム)から土台ずれ変形を引いたものとしている。

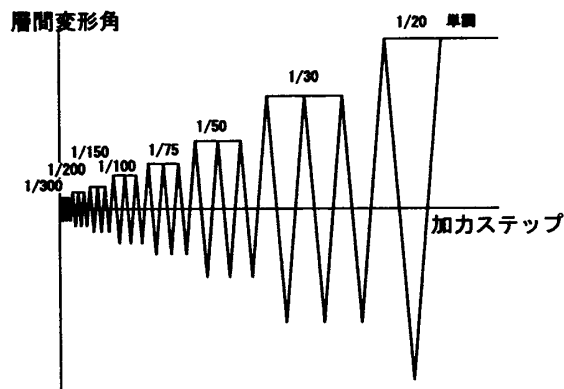


図7 荷重パターン

4. 実験結果

4.1 破壊性状

SBP1試験体では、正側(筋かゝが圧縮側)・負側(筋かゝが引張側)ともにR=1/150付近から引張力を受ける側のホールダウン金物が写真1に示すようにプレート部分の曲がりが見著しくなる。プレートの曲がりは荷重とともに大きくなり、ホールダウン金物のアンカーボルト側にも曲がりが生じた。R=1/100付近(正負両方とも)で土台からの柱の抜け出しが目視で確認できるくらいの変形となった。負側第1サイクル

目のR=1/50付近で筋かゝが破断した。破断は間柱から筋かゝに打ち付けた釘の部分から生じたものである。R=1/50付近(正負両方とも)で間柱位置で合板に縦割れが生じた。正側R=1/30からは構造用合板を留める釘の曲がり及び頭抜けにより、合板と柱及び土台との間のずれが見著しくなり、部分的には合板がめくれ上がった。R=1/20では合板のめくれ上がりが顕著となった。負側R=1/20では通し柱(引張柱)側で土台のドリフトピン(柱と土台を接合するパイプ形金物を留める)を起点とする割裂が生じた。

SBP2試験体ではSBP1試験体と同様にR=1/150付近(正負両側とも)からホールダウン金物の曲がりが見著しくなり、R=1/100付近からは柱の浮き上がりも顕著となった。負側R=1/50付近では通し柱側の土台にドリフトピンから割裂が生じた。なお、SBP2試験体では筋かゝの破断・座屈の発生は無く、圧縮時に筋かゝ端部の土台へのめり込み、引張時にボックス型金物の曲がり及び釘の曲がりにより接合部からの筋かゝが離れた(ただし実験終了までボックス型金物が外れることは無かった)。合板についてはR=1/50付近で縦割れが生じ、R=1/30付近から合板と柱及び土台との間のずれが見著



写真1 ホールダウン金物の曲がり

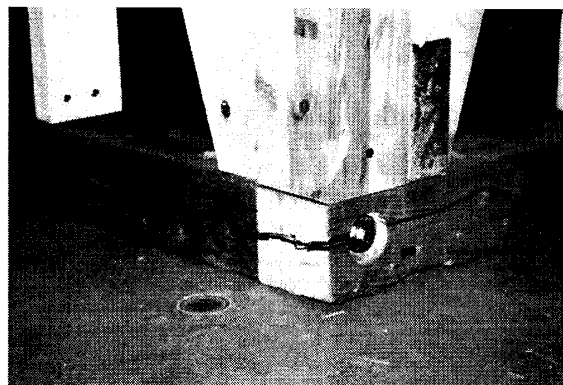


写真2 LSBP試験体土台の割裂

になり、 $R=1/20$ 以降の単調載荷時 ($\delta=211\text{mm}$ まで) 載荷に合板のめくれ上がりが顕著となった。また、単調載荷時に管柱と胴差の接合部で $3\sim 4\text{cm}$ 離れが生じた。実験終了後に接合金物を確認したところ、ドリフトピンが「くの字」に湾曲し、パイプ金物側も縁あき側に大きく引き伸ばされた状態であった。

2SBP 試験体でも同様に $R=1/150$ 付近(正負両側とも)からホールダウン金物の曲がりが見著しくなる。正側 $R=1/30$ の第1サイクル目所定付近で合板と柱及び土台との間のずれが見著しくなり、負側 $R=1/30$ の載荷の途中で合板のめくれにより耐力低下を生じた。また、正側 $R=1/30$ の所定付近で、2スパンある壁のうち片側の壁の間柱が土台から浮き上がった。その結果、間柱が浮いた側の壁の筋かいが面外にはらみ出し始めた(間柱による拘束が減ったため)。さらに、正側 $R=1/20$ の加力サイクルで間柱に縦割れ(筋かいとの交点で割れる)が生じ、筋かいが圧縮側になる負側 $R=1/20$ の加力サイクルで筋かいが座屈して割れた。

LSBP 試験体では正側(隅柱通し柱)が圧縮柱で $R=1/150$ 付近から、負側(隅柱が引張柱)で $R=1/200$ 付近からホールダウン金物の曲がりが見著しくなる。また、 $R=1/150$ 付近からは隅柱の浮き上がりも顕著となり、その後の載荷に伴い柱の浮き上がりが増加した。筋かい及び合板の損傷状況は、SBP2 試験体と類似の様子を示し、筋か

いには破断・座屈の発生は無いものの、端部のめり込み及びボックス型金物の変形が生じた。ただし、ボックス型金物の変形の度合いは SBP2 試験体より小さなものであった。合板は正側 $R=1/30$ 付近で合板と柱及び土台との間のずれが見著しくなるが、他の試験体のように広い範囲に渡って合板がめくれあがることは無かった。また、負側 $R=1/50$ の加力サイクルの途中で隅柱の下で土台に割れが生じた(割れた部分は図4に示す土台同士の接合部で接合ボルトが通る側である)。この土台の割れはその後載荷とともに進展し、最終的には写真2に示すように、直交する土台側にも進展した。なお、土台には割裂は生じるものの、直交する土台同士が離間するようなことは実験終了時に至るまで発生しなかった。また、単調載荷時には管柱と胴差の接合部で管柱側に縦割れが生じ胴差が $3\sim 4\text{cm}$ 浮き上がった。

各試験体とも比較的変形の小さな段階から、ホールダウン金物に曲がりが生じる。この変形により耐力上昇は阻害されているが、これによって耐力壁に入力されるせん断力が適当に抑制されて、一部のケースを除き筋かいが破壊されることを防いだものと考えられる。

4. 2 履歴性状

各試験体の荷重～変形曲線を図8に示す。なお、LSBP 試験体は試験体に対して 45° 方向に作用させた荷重を縦軸に、

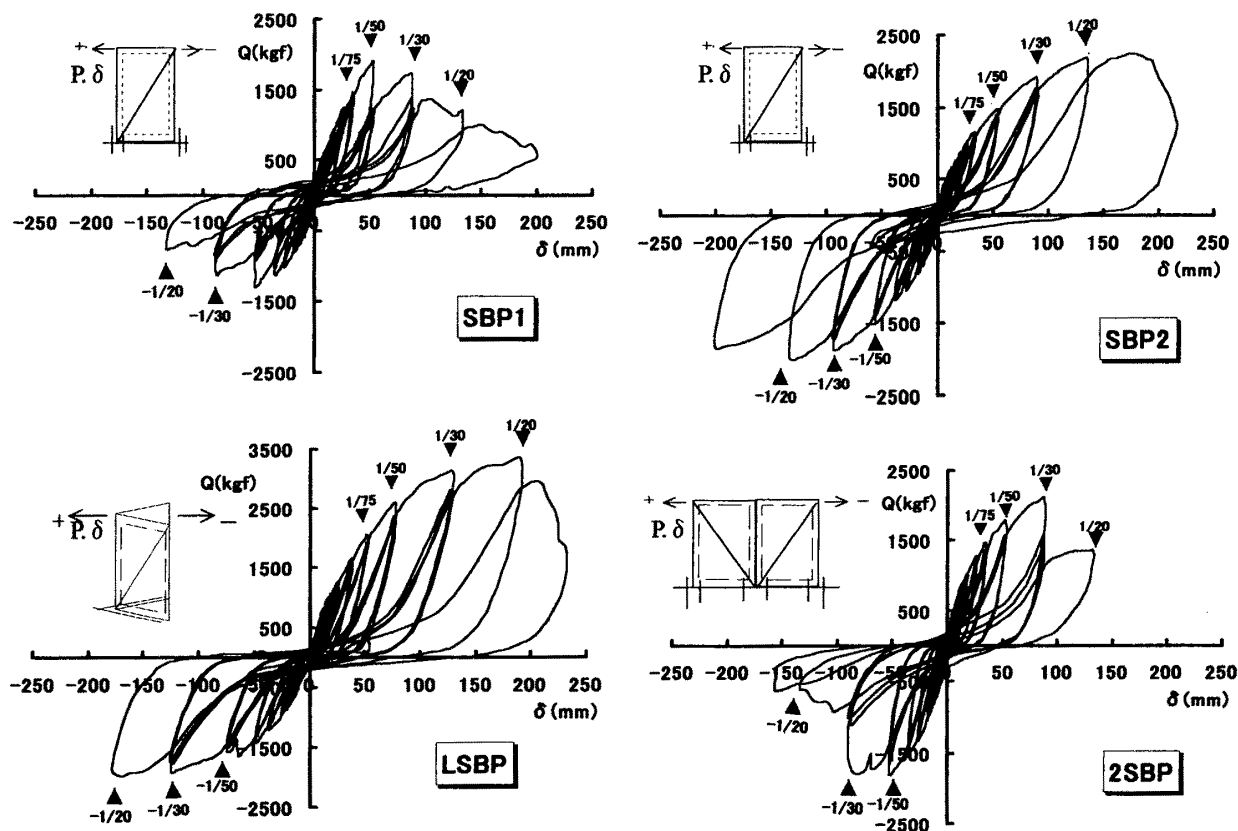


図8 荷重～変形曲線

荷重の向きに生じた変形を横軸にとっている。

SBP1 試験体では正側負側とも R=1/50 で最大耐力を示した。これは負側 R=1/50 で筋かゝりが破断したことによる。また、合板のめくれ上がりが広範囲になる R=1/20 の加力サイクルの途中から負勾配になり大幅な耐力低下を示した。

SBP2 試験体は R=1/20 まで耐力低下を生じなかった。

2SBP 試験体では正側は R=1/30 で、負側は R=1/50 で最大耐力を示した。これは、負側 R=1/30 (第1サイクル目) の途中で合板のめくれ上がりにより耐力が上昇しなくなった (合板がめくれた際には一旦荷重低下を来している) ことによる。また、正側 R=1/20 のサイクルでは、所定変形に至る途中で間柱が割れて筋かゝりの拘束が弱くなったため耐力上昇が頭打ちとなり、負側 R=1/20 のサイクルでは筋かゝりの座屈により負勾配となり大幅な耐力低下を示した。

LSBP 試験体では、正側負側ともに R=1/20 で最大耐力を示すが、正側と負側で耐力が大幅に異なり正側は負側に対して約 1.5 倍の耐力を示した。また、負側 R=1/50 のサイクルでは土台割れのため一旦荷重低下を来しているがその後は耐力を回復し R=1/20 まで耐力低下は無かった。

各試験体とも筋かゝりの破断・座屈乃至は合板の広範囲なめくれ上がりが生じるまでは繰り返し载荷による耐力低下は少なく、特に2サイクル目と3サイクル目はほぼ同じループ形状を示した。また、ループ形状はホールダウン金物の曲がりが増著となる R=1/150 以降ではスリップ型の形状を示した。これはホールダウン金物が曲がることにより、最大変形付近以外では写真1に示すように金物からアンカーボルトのナットが離れてしまい、柱の浮き上がりを拘束することができなくなってしまったことによる。なお、筋かゝりが破断した SBP1 試験体、間柱の割れから筋かゝりの拘束不足により筋かゝりが座屈した 2SBP 試験体以外は、R=1/20 まで筋かゝりが壊れず耐力を維持した。筋かゝりが破壊されなかった要因として、ホールダウン金物が曲がることにより、耐力壁に入ってくるせん断力が適当に抑えられたことが考えられる。

各試験体の荷重を単位長さ(1m)当たりの荷重と変形の関係に換算(2SBP 試験体では荷重を 1/2 倍。LSBP 試験体では荷重・変形とも $1/\sqrt{2}$ 倍、すなわち L 字を成す各構面の 1 枚分の壁の荷重～変形に相当)したもののスケルトンカーブを図9に、スケルトンカーブのうち R=1/100 以内の小変形部分をプロットしたものを図10に示す。正側(筋かゝり圧縮側)では R=1/50 まで SBP2 試験体を除き各試験体ともほぼ同じスケルトンカーブ上にある。したがって、正側では耐力壁の形状(2スパン連続及び L 字型)にかかわらず耐力壁は単位長さあたりでは、ほぼ同一の剛性・耐力を示しているといえる。なお、SBP2 試験体は図10に示すように初期の段階から剛性が低いことから、筋かゝりの長さが若干短い等の影響により、他の試験体より圧縮筋かゝり効きが遅れたことによるも

のと考えられる。一方、負側(筋かゝり引張側)の R<1/30 の範囲では、R=1/50 で筋かゝりが破断する SBP1 試験体(ただし R=1/75 までは SBP2 試験体とはほぼ同じスケルトンカーブを示した)を除くと、剛性・耐力ともに 2SBP、SBP2、LSBP の順となる(図10に示すように初期段階から剛性は左記の順である)。特に LSBP 試験体は正側では R=1/50 以降では最も高い耐力を示しているにもかかわらず、負側では剛性・耐力とも最も低い。この点については後の「5. 考察」にて検討する。

SBP2、2SBP、LSBP 試験体の第2サイクル目の等価粘性

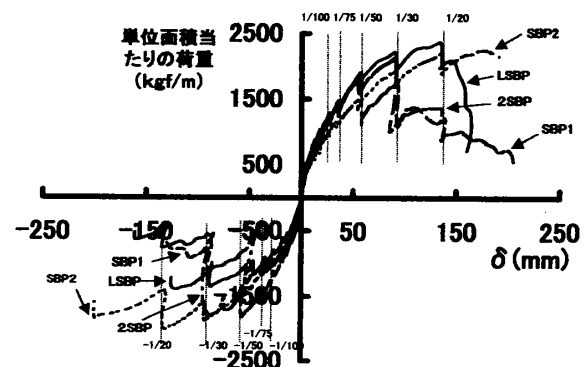


図9 スケルトンカーブ (最大変形まで)

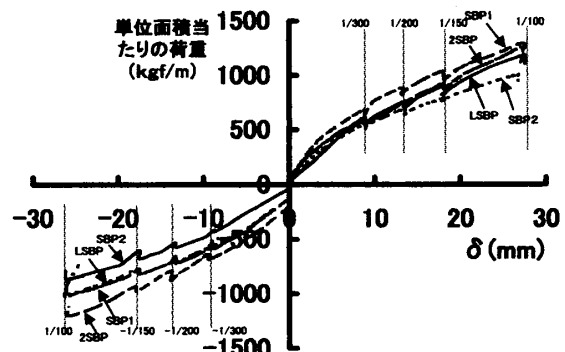


図10 スケルトンカーブ (R=1/100まで)

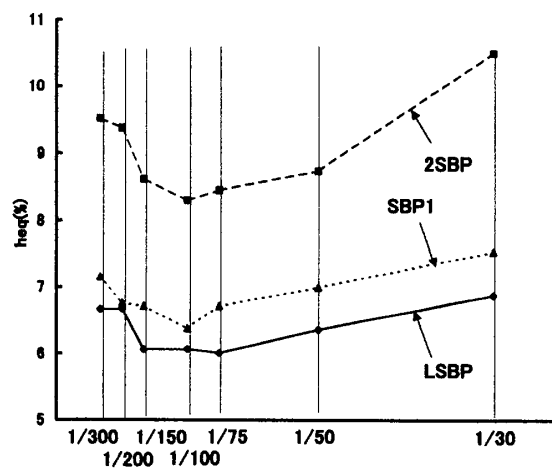


図11 等価粘性減衰定数

減衰定数 h_{eq} を図 11 に示す。各試験体とも $R=1/150 \sim 1/75$ にかけて一旦 h_{eq} が減少し、その後増加に転じる。これは先ほど示したように $R=1/150$ 付近でのホールダウン金物の曲がりにより起因するループ形状のスリップ化によるものであり、 $R=1/75$ 以降で h_{eq} が再び増加するのは筋かい端部のめり込み乃至はボックス型金物変形の増大等によるものと考えられる。また、LSBP と 2SBP 試験体とでは、柱・筋かい及び合板の部材数は同一であるにもかかわらず、 h_{eq} は 2SBP が LSBP に対して概ね 4 割程度大きな値を示している。

5. 考察

ここでは L 字型試験体の正負の耐力差及び平面試験体との相違について考察する。

SBP2、LSBP 両試験体の通し柱ホールダウン金物のアンカーボルトの歪性状を図 12 に示す。同図の縦軸は柱軸力を示し、横軸はアンカーボルトの歪(表裏の W.S.G. 2 枚の平均)を示す。初期歪は比較のため取り除いた。図 12 より、柱軸力に対する歪の増加は両試験体で相違は少ない。これよりホールダウン金物のアンカーの効きは SBP2、LSBP 両試験体で同程度だと考えられる。

平面試験体 SBP2 と L 字試験体 LSBP の、柱の土台からの抜け変形について比較したグラフを図 13 に示す。同図の縦軸は柱軸力を示し、横軸は土台からの柱の抜け出し(抜け出せる側が正、めり込む側が負)を示している。(R=1/50 まで) 管柱側(正側で引張柱)では、SBP2 と LSBP 試験体間に相違はほとんど見られない。一方、通し柱(負側で引張柱)では、柱の抜け出しが LSBP 試験体は SBP2 試験体の倍以上の変形になっている。LSBP 試験体の通し柱は隅柱で、直交する 2 枚の耐力壁から引き抜きを受けるために抜け出し変形が大きくなったものと考えられる。なお、通し柱(隅柱)圧縮側では、LSBP 試験体の方が SBP2 試験体よりもめり込み変形が小さいくらいであり、圧縮側については L 字型耐力壁への 2 方向加力の影響は認められなかった。ただし、耐力壁がより大きなせん断力を負担するようになると隅柱の圧縮力はさらに増えるので、その場合は土台の圧縮破壊に対する注意が必要となろう。

以上より、LSBP 試験体、SBP2 試験体でホールダウン金物アンカーボルトの効きは同程度だが、柱の抜け変形は LSBP 試験体の方が大きくなっていることがわかる。これは LSBP 試験体の隅柱では引張力がおおきいため、ホールダウン金物の板部分の曲がりにより柱の抜け変形量が大きくなったものと考えられる。これにより SBP2 (平面) 試験体では通し柱の引抜き力の大部分がホールダウン金物を介して直接基礎に伝達されるのに対して、LSBP (L 字型) 試験体ではホールダウン金物だけでは引抜き力を負担しきれず、引抜き力の一部が土台へパイプ形金物を介して伝達されるようになると考

えられる。その結果、直交する土台同士を接合する金物によって土台自身に断面欠損が生じたことと相俟って、SBP2 試験体よりも先に LSBP 試験体で土台の割裂が発生したものと考えられる。

SBP2、2SBP、LSBP 各試験体の正負第 1 サイクル目の変形

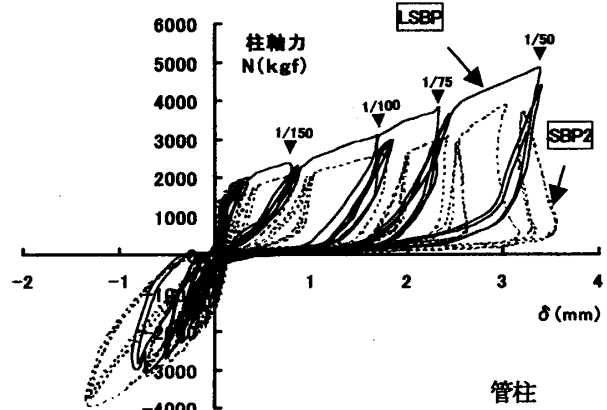
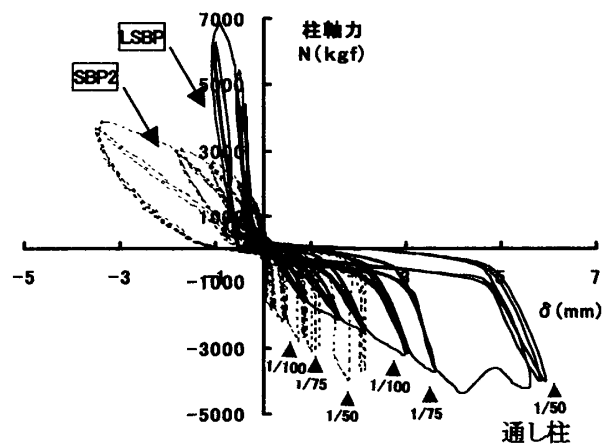
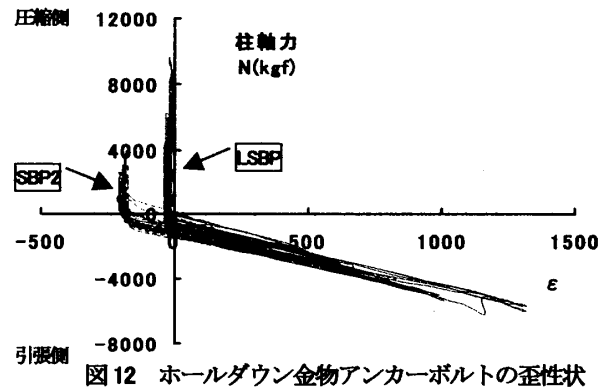
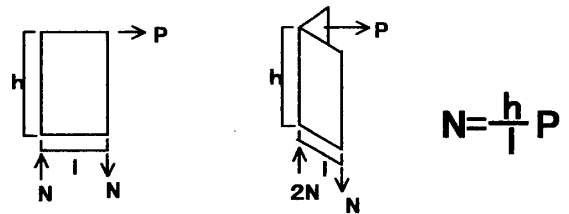


図 13 柱の抜け変形

分担率を図14に示す。同図は、全体変形を1)土台の回転変形、2)柱のずれ、3)柱の抜け出しによる回転変形、4)壁の(せん断)変形に分離して各々分担率を、各層間変形角毎にプロットしたものである。1)~3)については試験体から直接測定したものであり、4)壁の(せん断)変形は全体変形から1)~3)の変形をひいた残りである。

SBP2及び2SBP試験体では正負で変形分担率に差が無いのに対し、LSBP試験体では正負で変形分担率が異なってくる。すなわち、正側では壁の変形分担率は70%内外で推移するのに対して、負側では柱の抜け出しによる回転変形が急増して壁の変形分担率が50~60%に落ちる。これは、図12に示すように、負側でL字形耐力壁が2方向加力を受けて、通し柱(隅柱)の引き抜き変形が大きくなったことによるものである。したがって、LSBP試験体の正負の耐力差、並びに負側での平面試験体よりも耐力が低い理由は、通し柱(隅柱)の引き抜きにより回転変形が増大し、耐力壁が有効に耐力を発揮し得なかったことによるものである。

また、これらの3試験体で最も耐力壁が有効だったのは2SBP試験体であり、耐力壁を有効に使い得たことが図11に示す等価粘性減衰定数の増加につながったものと考えられる。

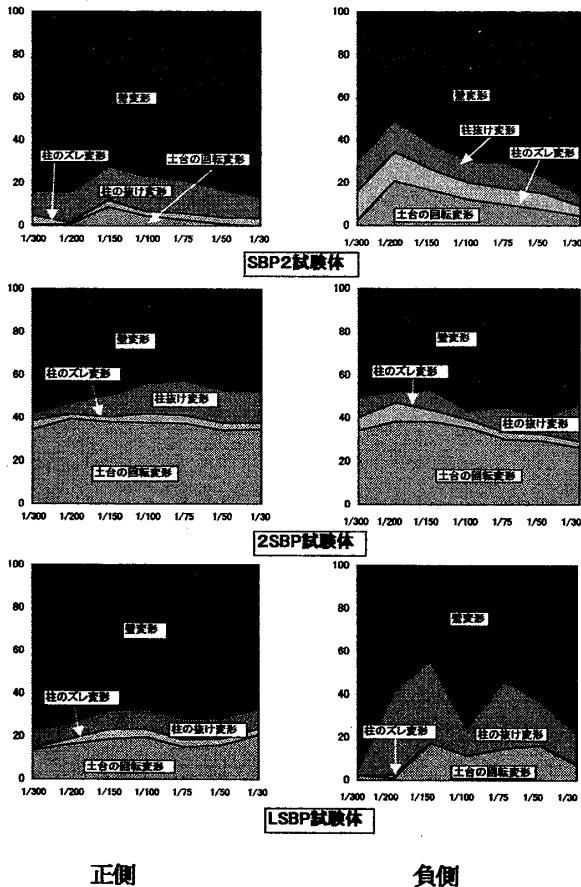


図14 変形分担率

6. まとめ

合理化構法による軸組耐力壁について、建物四隅部に相当する立体L字型耐力壁の2方向加力実験、並びに平面耐力壁のせん断加力実験より下記の点を確認及び明らかにすることが出来た。

- 1) この実験で対象とするL字型試験体は荷重を受ける方向により剛性及び耐力が異なり、隅柱が引張を受ける負加力側で剛性・耐力とも低くなる。
- 2) L字型試験体の各構面1枚分の荷重~変形と平面試験体との荷重~変形のスケルトンカーブは、正加力側(筋かい圧縮側、L字型試験体では隅柱が圧縮側)では、R=1/50までL字型試験体と平面試験体とで相違はみられなかった。一方、負側(筋かい引張側、L字型試験体では隅柱が引張側)では、L字型試験体の方が剛性・耐力ともに低い値を示した。
- 3) 隅柱が引張力を受ける負加力側で剛性・耐力が低下したのは、L字型試験体の隅柱が2方向からの引き抜き力を受けるために柱の抜け上がりが大きくなり、柱の抜け上がりによる壁の回転変形の増大したことによるものであることが確認された。
- 4) 本実験におけるL字型試験体の隅柱に用いたホールダウン金物では2方向からの引き抜き力に対しては不十分であった。このことは、上記のように壁の回転変形を増大させたばかりでなく、ホールダウン金物で負担しきれなかった引張力が土台へ伝達され、直交する土台同士との接合のための土台の断面欠損と相俟って、早期に土台に割裂を生じさせた。
- 5) L字型試験体では、柱の抜け上がりによる壁の回転変形の増大により等価粘性減衰定数の低下が認められた。

【謝辞】本研究は、東京電機大学と(社)日本建設業経営協会中央技術研究所・共立建設協との産学共同研究として行われたものである。

本研究を行うに際しては、東京大学・坂本功教授よりご指導を頂いた。

また、実験の実施・資料整理に際しては、共立建設水口礼子氏、東鉄工業(株)・花野修氏(同研究所出向研究員)、徳倉建設(株)・馬場達也氏(同前)、(株)富士工・松川哲巳氏(同前)、(株)藤木工務店・松田良平氏(同前)、中村建設(株)・山本悟氏(同前)並びに東京電機大学卒業生・小川正和氏・上村賢仁氏の協力を得た。

ここに関係各位に深く謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 杉山英男：地震と木造住宅、丸善、1996年。
- 2) 金谷紀行：耐力壁と接合部の耐力、建築雑誌 Vol.95-No.1170、1990年9月。
- 3) 大橋好光・木村正彦・坂本功：JRC取波加藤による木造軸組構法住宅の動的倒壊過程、第10回日本地震工学シンポジウム、1998年。
- 4) 平野茂・古沢信・杉山英男・有馬孝禮・中村昇：在来軸組構法木造3階住宅の実大構造実験における建物全体の挙動、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、1990年10月。
- 5) 梶本敏大・有馬孝礼・西山慶生・鈴木兼二・平野茂・大石照美：木造軸組構法による実大住宅の構造実験その1~その7、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、1996年9月。
- 6) 佐藤彰・川元紀雄・金谷紀行：新しい木質構造用金物の接合部耐力試験、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、1990年10月。