

西洋下見板貼り耐力壁のせん断性能評価

(北大院農) ○片山知実、佐々木義久、平井卓郎

1 緒言

下見板は古くから外壁に多用されてきており、現在も多くの下見板を使用した建物が存在する。しかし、下見板は主要耐力部材として考えられていない為か、そのせん断性能に関する研究は非常に少ない。

下見板は大きく日本下見と西洋下見の2種類に大別され、西洋下見はイギリス下見とドイツ下見に分けられる。特に北海道においては開拓期に北米の知識や技術が導入された影響で、木造洋風建築に下見板が多用されている。重要文化財に指定されている北海道大学植物園の建物を実際に調査したところ、イギリス下見とドイツ下見が使用されており、釘の種類、板の留めつけ方、釘間隔等は様々であった。

そこで本研究では既報²⁾を発展させる為、西洋下見板の仕様に着目し、そのせん断性能について実験的に比較を行った。

2 実験

2.1 試験体

試験体は以下の5種類、計18体とした。試験体の概要・外観は表1、図1、図2に示す。

A：イギリス下見（上下の羽重ね間を釘2本打ち）

B：イギリス下見（羽重ね部分を2枚重ね打ち）

C：ドイツ下見

D：ベベルサイディング

F：軸組のみ

全ての試験体に共通する軸組は壁長さ910mm、壁高さ1430mmで、柱脚には面外にホールダウン金物をそれぞれ2つ、柱頭にはコーナー金物をそれぞれ1つずつ設置した。軸組は比重に応じて1、2、3の3つのグループに分けた。

下見板の寸法は、N釘またはCN釘を使用することを前提とし釘種類（長さ、胴部径）、釘の主材打ち込み長、下見板厚、縁距離、羽重ねの幅、釘間隔（板幅）を考え以下のように決定した。

「木質構造設計規準・同解説書」³⁾（以下、木規準）では釘径 d を基準として、原則、側材厚 $6d$ 以上、有効主材打ち込み長 $9d$ 以上、縁距離 $5d$ 以上としている。これを踏まえて試験体AとBの主材打ち込み長をなるべく等しくし、木規準の寸法と近い値となるように釘はN65（ $d=3.05\text{mm}$ ）、下見板の厚さ18mm、縁距離15mm、羽重ね10mmとした。板幅は流通材を考え180mmとし、釘間隔は150mmとした。

試験体Cの下見板の厚さはA、Bと同様に18mmとした。この場合、Cの主材打ち込み長は $15d$ となりA、Bの $9d$ との差があるが、既往の研究⁴⁾より主材打ち込み長 $15d$ と $9d$ の場合、終局耐力には違いが生じるが本実験の変形範囲の内は耐力の違いは小さいため打ち込み長の違いが本実験に与える影響が少ないと考えた。相じゃくり部分は羽重ねと同じ10mmとした。

試験体DはAの柱・板間の隙間を埋めた形状であるが、実部分の縁距離 $5d$ を確保する為に板幅は10mm大きくした。なお、bevel sidingで広義に下見板全体をさす場合もあるが、本実験では板を台形断面に加工したものをベベルサイディングとした。

試験体A~Dは長さ1500mmの下見板を4枚、柱・間柱に釘打ちした。長さ方向に継ぐことを考え片側の端距離を柱の太さの4分の1である26mmとした。これは「木規準」に示されている端距離 $15d$ を満たしていないが、安全側の値が出るので問題ないと考えた。

試験体FはA~Dの試験体を $1/10\text{rad}$ まで変形させた後、下見板を外しコーナー金物を付け替えた軸組だけの試験体である。今回の実験はモデル実験であるため、実大へ耐力を換算する際に軸組の反剛接ラーメンとしての耐力効果を除くために設定した。

2.2 試験方法

柱脚には面外にホールダウン金物をそれぞれ2つ、柱頭にはコーナー金物をそれぞれ1つずつ設置し、無載荷の正負交番繰り返し加力で $1/600$ 、 $1/450$ 、 $1/300$ 、 $1/200$ 、 $1/150$ 、 $1/100$ 、 $1/75$ 、 $1/50\text{rad}$ の各段階で3回繰り返しした後、 $1/10\text{rad}$ まで加力点側への一方向単調加力を行った。また、振れ止めを設置し面外変形を防止した。

表 1 各部材の平均比重

試験体名	柱・梁	間柱	下見板
A1、FA1	0.31	0.32	0.35
A2	0.34	0.37	0.39
A3	0.36	0.42	0.43
B1、FB1	0.31	0.32	0.36
B2	0.34	0.38	0.39
B3	0.36	0.43	0.43
C1、FC1	0.31	0.33	0.30
C2、FC2	0.34	0.36	0.36
C3、FC3	0.36	0.44	0.39
D1、FD1	0.31	0.33	0.32
D2	0.34	0.36	0.36
D3	0.36	0.45	0.40

※比重グループ 1 の仕様 A の試験体
 : 試験体名 A1
 A1 の軸組を利用した仕様 F の試験体
 : 試験体名 FA1

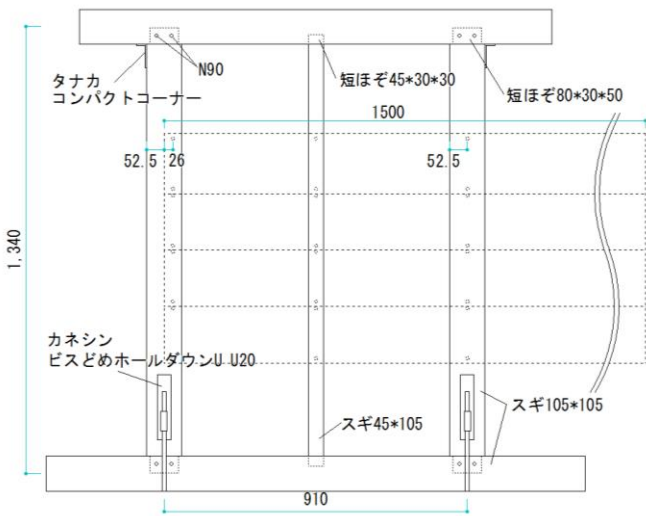


図 1 試験体図 (実線: 軸組、破線: 下見板 A)

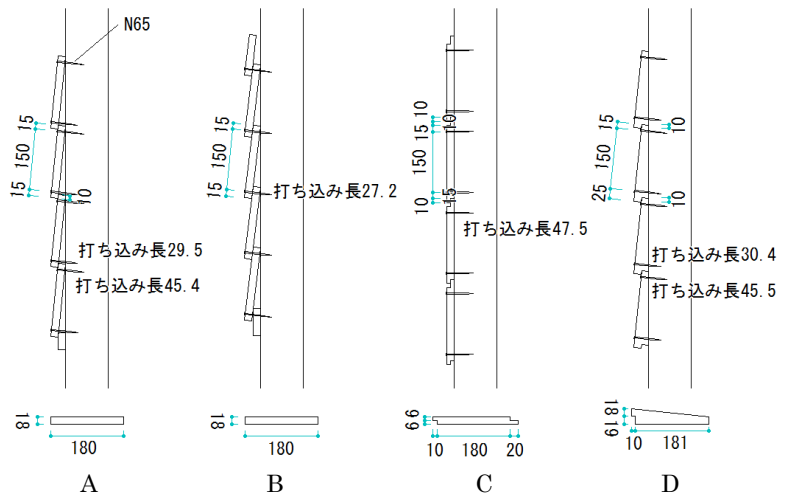


図 2 A~D の加力方向より見た試験体図・下見板断面図

3 試験結果と考察

3.1 荷重-変形角曲線

試験体 A~D の各 3 体の平均の荷重-見かけの変形角曲線 (以下、 $P-\theta$) を図 3 に示す。A、B、C で割れが見られたものもあったが、いずれの壁仕様も荷重は最後まで伸び続け粘り強い壁であることがわかった。しかし、F の $P-\theta$ を比較してみると $1/120\text{rad}$ と $1/60\text{rad}$ 時で約 2 割、 $1/10\text{rad}$ では約 5 割が軸組の耐力であった。

初期剛性は A が一番低く、B が一番高かった。これは A と比較し C、D は相じゃくりの摩擦、B は板を 2 枚通し打ちすることによって板同士が一体化した効果が働いていると考えられる。

試験体 F は同一比重では $P-\theta$ に大きな差が見られなかった。そこで後述する実大壁への換算時には、FC の試験体を代表とし、比重グループ 1 には FC1、2 には FC2、3 には FC3 の $P-\theta$ を使用した。

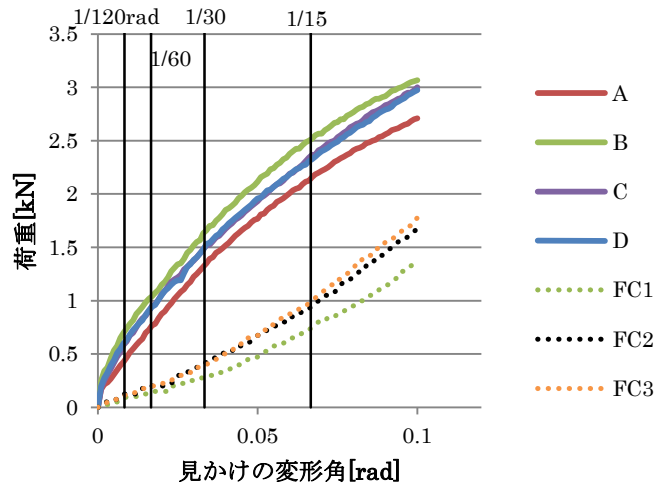


図 3 荷重-見かけの変形角曲線

3.2 実大壁への換算

本実験の試験体は壁長 910mm、壁高さ 1340mm 下見板 4 枚貼りのモデル試験体である。実験より得られた $P-\theta$ よりこれを壁長さ 1820mm (柱 3 本、間柱 2 本)、壁高さ 2730mm、下見板 13 枚貼りの実大壁の $P-\theta$ を推算した。

換算の手順は

- (1) 下見板・柱頭・柱脚接合部の試験体 A~D の $P-\theta$ から柱頭・柱脚接合部の試験体 F の荷重を除く
- (2) (1)で得られた $P-\theta$ のデータから実大壁の下見板のみの $P-\theta$ を算出する。詳細は後述する。
- (3) (1)で除いた柱頭・柱脚接合部の $P-\theta$ を(2)の $P-\theta$ に加算する

とした。(3)で加算した柱頭・柱脚接合部 $P-\theta$ はモデル試験体のもので実大の軸組とは異なるが、今回は目安としてこのような概算を行った

手順(2)の方法は既往の研究⁵⁾を参考に全体の仕事を U 、全釘接合部の総仕事を U_J とすると、

$$U = \frac{P \times \delta}{2} = \frac{Ph\theta}{2}$$

$$U_J = \sum_{i=1}^n \frac{f_i \times s_i}{2}$$

となる (各パラメーターは図 4 に示す)。全体の仕事量と各釘接合部の総仕事量は等しいので、

$$U = U_J$$

が成り立つ。以上の関係式を用いて実大壁の変形角 θ に対するせん断力 P を求める。なお、以下の式アポストロフィがついているものはモデル試験体、ついていないものは実大壁のパラメーターを示している。

モデル試験体より下見板・釘接合部の釘 1 本あたりの仕事量 $\frac{f's'}{2}$ を求める。 $U' = \frac{P'h'\theta}{2}$ 、 $U' = U_J'$ より

$$U_J' = \sum_{i=1}^n \frac{f'_i \times s'_i}{2} = \frac{n'f's'}{2}$$

$$\frac{f's'}{2} = \frac{U_J'}{n'} = \frac{U'}{n'} = \frac{P'h'\theta}{2n'}$$

下見板と柱は図 5 のような変形を仮定しているのでモデル試験体と実大壁の釘 1 本あたりの仕事量は等しいとする。実大壁の釘接合部の総仕事量 U_J は

$$U_J = \sum_{i=1}^n \frac{f_i \times s_i}{2} = \frac{nfs}{2} = n \times \frac{f's'}{2} = \frac{nP'h'\theta}{2n'}$$

$$U_J = U, \quad U = \frac{Ph\theta}{2} \text{より}$$

$$P = \frac{2U}{h\theta} = \frac{2U_J}{h\theta} = \frac{nP'h'}{n'h}$$

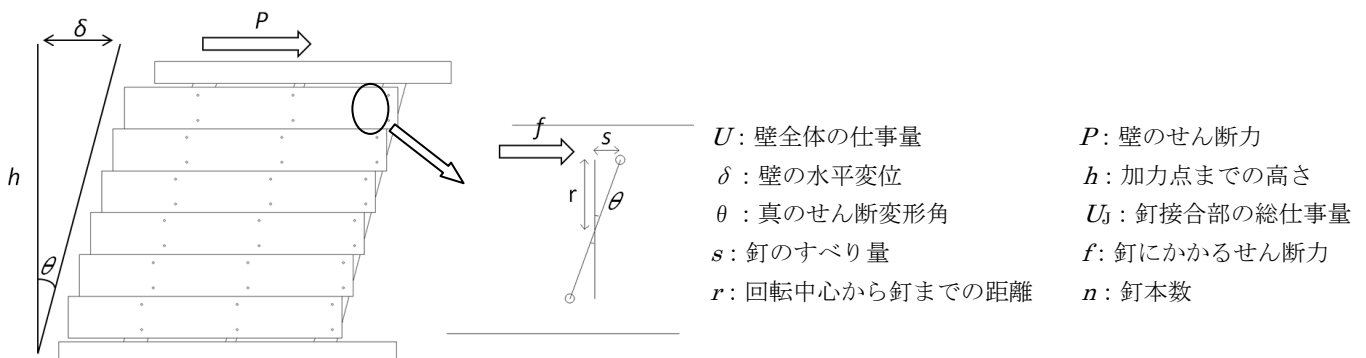


図 4 下見板貼り壁の挙動

算出した実大壁 A~D 各 3 体の平均の $P-\theta$ を図 5 に示す。モデル試験体の $P-\theta$ (図 3) と比較すると 1/20rad 程度で荷重の増加が止まった。これは変形角が大きくなるほどモデル試験体の $P-\theta$ に占める軸組の $P-\theta$ の割合が大きくなっていったためである。A、B と比較して C、D の頭打ちが顕著でないのは、変形が大きくなるにつれ相じゃくり部に生じる摩擦力が効いている為と考えられる。

「伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル」⁶⁾ で一般的に使用される損傷限界、安全限界として設定されている変形角 (1/120、1/60、1/30、1/15rad) を図 5 中に示す。

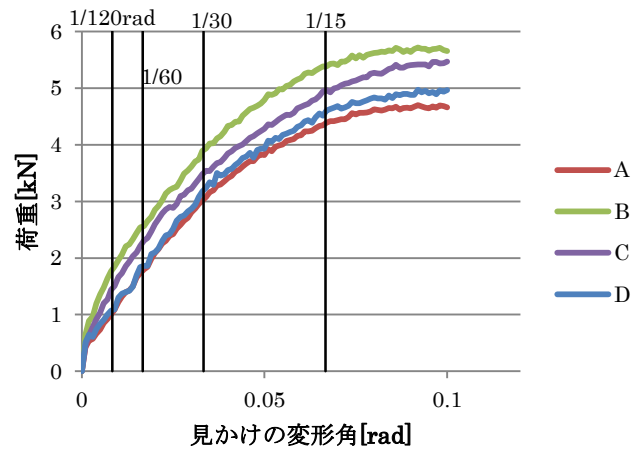


図 5 実大壁の荷重-見かけの変形角曲線

3.3 壁倍率

実大壁 A~D について完全弾塑性モデル置換による一般的な壁倍率評価⁷⁾ を行った。その際に、荷重変形曲線の特徴点抽出自動化ツール Pick Point (軽部, 森林総研) を使用した。

A~D 各 3 体の初期剛性・壁倍率を算出する際の 4 つの値の平均値と壁倍率を表 2 に示す。壁倍率は全て特定変形時 (見かけの変形角 1/120rad) により決定された。最も低かったものは A の 0.27 であり、最も高いものは初期剛性の高かった B で 0.43 であった。

求められた短期許容耐力が P_{max} に対して十分な安全率がある、破壊時までのエネルギー量にも十分な余裕がある、変形に対し一般の建築物並みの機能は求められていないという既報^{2) 8)} と同様の考え方より、見かけの変形角 1/60rad 時の荷重を壁倍率に換算した値を求めた (表 2)。最も低かったものは A の 0.46、最も高いものは B の 0.60 と、木ずり壁 (壁倍率 0.5) とほぼ同等の値が得られた。

表 2 壁倍率

	K	Py	Pu*0.2/Ds	2/3*Pmax	見かけ1/120	壁倍率	壁倍率 見かけ1/60
A	92	3.04	1.58	3.14	1.02	0.27	0.46
B	137	3.10	2.16	3.84	1.78	0.43	0.60
C	120	3.01	1.93	3.65	1.46	0.34	0.53
D	109	1.83	3.63	1.51	1.50	0.39	0.58

4 まとめ

仕様 A~D の中で差はあるものの、一般の方法で求められた壁倍率は低い。しかし、いずれの仕様においても変形性能が高く大地震の際の倒壊に対する安全性は高いことが分かった。よって、下見板は倒壊防止を目的とした際の耐力部材としての木ずり壁と同等の効果があると考えられる。

施工のしやすさを考えるならば C または D の仕様で作製することが勧められる。

5 参考文献

- 1) 田苗重樹：日本建築学会東北支部研究発表会，5-8 (1987)
- 2) 片山知実・富高亮介・澤田圭・平井卓郎：日本木材学会北海道支部講演集第 44 号，14-17 (2012)
- 3) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説，丸善株式会社 (2006)
- 4) 澤田圭・本田康輔・平井卓郎・小泉章夫・佐々木義久：木材学会誌 Vol.56, No.5, 317-325 (2010)
- 5) 平井卓郎・張沛文・入江康孝・若島嘉朗：木材学会誌 45(2), 120-129 (1999)
- 6) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル，学芸出版社 (2004)
- 7) 日本住宅・木材技術センター：木造軸組み工法住宅の許容応力度設計，研恒社 (2008)
- 8) 富高亮介・片山知実・平井卓郎・澤田圭：日本木材学会北海道支部講演集第 43 号，12-15 (2011)