2つの孔を持つ木質有孔梁の強度算定法の提案

STRENGTH CALCULATION METHOD OF TIMBER BEAM WITH TWO HOLES

野口昌宏*, 中村 昇**
Masahiro NOGUCHI and Noboru NAKAMURA

Now, there are the needs of the utilization of timber structure to the non-housing buildings. It needs the several techniques without the conventional wooden structure techniques. The multi story wooden structures having long span need the technique of making large holes in the beams due to the pipe arrangement of the equipments. We, in this article, propose a manual strength calculation method of the timber with two circular holes taken into account the size effect, the hole size, the distance between the both holes, and the ratio of the bending moment and shear force as the parameters. Two failure modes was assumed, the shear failure of timber between the both holes, and the splitting fracture from the hole. From the experimental observation, the shear failure was occurred in the specimen having the short distance between the holes –less than 0.5 times of the hole diameter. And splitting fracture was occurred in the specimen having the long distance between the holes –over 0.5 times of the hole diameter. The calculation method was derived from the mechanical models based on fracture mechanics and basic beam theory. The validity of the proposed calculation method was confirmed by the experimental results whose parameters were the hole size, the size effect, and the distance between both the holes.

Keywords : Strength calculation method, Circular hole, Fracture mechanics

強度算定法, 有孔梁, 破壊力学

1. はじめに

木質構造でも、住宅の大空間化や非戸建多層木造建築物への利用用途拡大に伴い、梁せいがおおくなり、梁下に上下水管やダクト等の設備配管が納まらないために、梁や小梁に貫通孔をあける場合が想定される。木質構造では、2007年枠組壁工法建築物設計の手引¹⁾やフラット35の枠組壁工法²⁾での仕様規定はあるが、それらのマニュアルには根拠や強度算定式は記されておらず、工法をこえた利用は難しい。色々な国で孔一つをもつ有孔梁の研究が行われている^{3)~12)}。これらの研究は著者の既往の文献¹³⁾に詳細に紹介している。筆者らはこれまでに、1つの孔を持つ有孔梁の強度算定法を提案している¹²⁾。しかし、設備配管は、吸気(水)、排気(水)と二つの配管が一組として設置される場合が多く、孔一つの強度算定法では実用上使用できないケースが多い。また、既報の強度算定法³⁾は有限要素法の応力分布結果を参考に力学モデルを組み立てたため、大変煩雑な算定式であり、実用に耐えられないとも考えられる。

そこで本論文では、二つの孔を有する木質有孔梁に焦点をあて、なるべく簡易なモデル化をとって強度算定式を提案する。

第二章では実験方法について、第三章では力学モデル化と強度算定法の誘導について、第四章では実験結果と強度算定法の妥当性について論じる。

2. 実験方法

2.1 試験体概要

120×30×3000mmのスギ製材(平均密度 332kg/m³、平均含水率 12.8%)、材せいが160×105×4000mm、および、240×105×4000mmのスギ集成材(対称異等級構成 E65-F225)を用いて図1に示すような2つの孔を有する有孔梁を作成した。なお、材端側の孔は、材端からの端あきが材せい h となるように設定した。また、材中央側の孔と加力点中心の材中央までの距離も、図1に示すように材せい h となるように設定した。孔は材せい方向の中央に設定した。条件は試験体の孔の大きさ、孔間隔(心心距離)、材せいが強度に及ぼす影響が把握できるように表1、表2に示すように設定した。孔の大きさや孔間隔の寸法比率が分かるように一例を図2に示す。

図1 試験体の幾何学的寸法の定義

* 秋田県立大学木材高度加工研究所 流動研究員・農博
** 秋田県立大学木材高度加工研究所 教授・農博

Postdoctoral Fellow, Institute of Wood Technology, Akita Prefectural University, Dr. Agr.
Prof., Institute of Wood Technology, Akita Prefectural University, Dr. Agr.

表 1 材せい 120mm の場合

		間隔			
		0.25h	0.5h	h	1.33h
孔径	0.3h	3体	3体	3体	3体
	0.4h	3体	3体	3体	3体
	0.5h	3体	3体	3体	3体
	0.6h	3体	3体	3体	3体

表 2 材せい 160mm 及び 240mm

		間隔			
		0.25h	0.5h	h	1.33h
孔径	0.3h	2体			2体
	0.4h	2体			2体
	0.5h	2体			2体
	0.6h

図 2 孔および孔間隔の寸法比の例

2.2 加力および計測方法

加力は、図3に示すように中央載荷の3点曲げせん断試験とした。加力は静的単調加力とし、破壊に至らしめた。荷重は加力点上部にロードセルを設置して計測した。また、梁の中央たわみおよび支点部のめり込みやガタは変位計で連続的に測定し、真の中央たわみは支点部のめり込みやガタをキャンセルした値とした。

図 3 曲げせん断試験概要

3. 強度算定法の誘導

3.1 節ではモデル化の方針を、3.2 節では破壊形態と破壊の定義を、3.3 節ではせん断破壊を、3.4 節では割裂破壊での強度算定法を導出する。3.5 節で有孔梁の強度算定式をまとめて示す。

3.1 モデル化の方針

まず、有孔梁の孔から生じる割裂破壊の破壊面および破壊機構を想定する。そして、梁の初等理論を用いて有孔梁をモデル化し、せん断力と曲げモーメントの作用下で割裂破壊面に生じるそれぞれの

応力の算定式を誘導する。また、全体を通して式が複雑になりそうな部分では、なるべく式がシンプルになるように仮定を設定した。なお、孔の円形をそのまま扱うと、計算過程（積分時）で対数が入ってしまうため、本論文では円形孔を適当な矩形孔に置き換えてモデル化した。

3.2 破壊形態と破壊の定義

まず、実験で観察された破壊形態の分析を行う。破壊形態観察から、孔径や梁せい寸法による破壊形態の違いは無く、材せいに対する孔間隔比により破壊形態が異なった。実験では、写真 1(a)に示すような二つの孔が全く関与せず各々の孔から割れが生じた破壊形態と、写真 1(b)に示すような二つの孔の間の木部がせん断破壊して、それがトリガーとなって全体に割れが進展した破壊形態の二つが観察された。本論文では、前者を割裂破壊、後者をせん断破壊と呼ぶ。割裂破壊は孔間隔が梁せいの 1.0 倍および 1.33 倍と孔間隔が大きな条件の場合に、せん断破壊は孔間隔が梁せいの 0.25 倍および 0.5 倍と孔間隔が小さな条件の場合に観察された。

破壊形態の観察に基づき、破壊機構を図 4 に示すように割裂破壊とせん断破壊の 2 つのクライテリアを想定し、それらの小さい方の強度が有孔梁の強度と定義した。

(a)割裂破壊

(b)せん断破壊

写真 1 破壊形態一覧

(a)割裂破壊

(b)せん断破壊

図 4 実験観察により確認できた破壊モード

3.3 せん断破壊

孔と孔との間の木部がせん断破壊する場合を想定してモデル化を行う。3.3.1 節では破壊クライテリアの定義を、3.3.2 節でせん断力を、3.3.3 節で曲げモーメントにより破壊想定面に作用するせん断力算定法を説明する。3.3.4 節で FEM を用いた検証を行う。

3.3.1 破壊クライテリア

実験で得られた破壊形態から、図 5(a)の太実線で示す部分、または、太点線で示す部分にせん断破壊が観察された。この破壊形態の違いは、試験条件の違いでは説明できなかった。せん断破壊想定面のせん断長さが最も小さくなるように、図 5(b)に示すように孔の円を内接円とした正方形とし、点線で示す部分をせん断破壊想定面とした。

有孔梁のせん断破壊は、梁に作用するせん断力および曲げモーメントにより破壊想定面に生じるせん断応力が木材のせん断強度 τ に達した時と定義した。つまり、破壊面の長さ s と材幅 t との積であるせん断破壊想定面積を用いて表現すると、

$$\tau = \frac{Q_{as} + Q_{aM}}{st} \quad \dots(1)$$

と定義した。ただし、 Q_{as} は 3.3.2 節で、 Q_{aM} は 3.3.3 節で詳細に扱う。

図 5 せん断破壊の想定

3.3.2 せん断力により破壊想定面に作用するせん断応力

まず、図 6 に示すように孔と孔との間の木部がせん断破壊する前の状態とせん断破壊した後の状態を想定した。梁にせん断力が作用している場合、せん断破壊する前、および、せん断破壊した後の変形は図 7 のようになる。また、各部に作用する応力は、それぞれ、図 8(a)および図 8(b)になると仮定する。次に、孔と孔との間の木部がせん断破壊した後の状態からせん断破壊する前の状態にするために必要な条件を考える。

図 7(b)に示すせん断破壊後の状態に図 9(a)に示すようにブロックを挿入して、そのブロック部がせん断破壊前に負担していたであろうせん断力を外力として与えると、図 8(a)と同じ応力分布になる。しかし、ブロックに鉛直方向の偶力のみを与えると、全体としてモーメントも付与されるため、このモーメントを打ち消す方向の水平方向の偶力も与える必要がある。なお、水平方向の偶力は、図 9(b)に示すように、せん断破壊想定面に作用するせん断力 Q_{as} として与えた。図 9(b)に示すモーメントの釣合い条件から、

$$\frac{DQ}{h} \times S = Q_{as} \times D \quad \dots(2)$$

が求まる。 Q_{as} について解きなおすと、せん断破壊想定面に作用するせん断応力度の総和（せん断力） Q_{as} は梁に作用するせん断力 Q を用いて、

$$Q_{as} = \frac{s}{h} Q \quad \dots(3)$$

として表現できる。

図 6 せん断力によるせん断破壊前後の想定モデル

図 7 せん断力によるせん断破壊前後のせん断変形想定図

図 8 各部位に作用するせん断力想定図

図 9 せん断力によるせん断破壊前後を結びつけるためのモデル

3.3.3 曲げモーメントにより破壊想定面に作用するせん断応力

曲げモーメントについても、3.3.2 節と同様な方法でモデル化する。まず、図 10 に示すように孔と孔との間の木部がせん断破壊する前の状態とせん断破壊した後の状態を想定した。梁に曲げモーメントが作用している場合、平面保持が成立すると仮定すると、せん断破壊する前、および、せん断破壊した後の面 AA' の曲げ応力度分布は、それぞれ、図 11 に示すようになる。次に、孔と孔との間の木部がせん断破壊した後の状態からせん断破壊する前の状態にするために必要な条件を考える。そうすると、①せん断破壊前にブロック（孔と孔の間の木部）が負担していたはずのモーメント M_t をブロックに外力としてくわえる。次に、②せん断破壊後の曲げモーメントから、孔と孔の間の木部が負担する曲げモーメントを引く必要がある。この 2 つのことを同時に満たすために、図 12 に示すようにせん断破壊後の状態と孔と孔との間の木部（図 12 のブロック）にそれぞれ等価なせん断力 Q_{aM} を加えた。

まず、図 12(b)のブロックに着目する。孔部が負担していると考えられる曲げモーメント M_t は梁せい h の断面二次モーメント I と孔部の断面二次モーメント I_{hole} の比から

$$M_t = \frac{I_{hole}}{I} \times M = \frac{D^3}{h^3} M \quad \dots(4)$$

として表現できる。図 12(b)に示すように、付加モーメント M_t はせ

せん断破壊想定面に作用する等価せん断力せん断力 Q_{aM} を用いて表現すると、

$$Q_{aM} = \frac{M_t}{D} = \frac{D^2}{h^3} M \quad \dots(5)$$

となり、せん断破壊想定面に作用するせん断力 Q_{aM} が表現できる。

図 10 曲げモーメントによるせん断破壊想定モデル

せん断破壊後 せん断破壊前 必要な仮想モーメント
図 11 面 AA' の曲げ応力分布

(a) せん断破壊後の状態に必要な外力 (b) ブロックに必要な外力
図 12 曲げモーメントによるせん断破壊前後を結びつけるモデル

3.3.4 モデルのせん断破壊部に作用する応力のFEM比較による妥当性の検討

一般的に、梁のせん断応力度は、材せいの中央が最大の放物線状の分布になる。これは欠点のない梁の場合の話であり、欠点のある梁の場合はその周辺では欠点によって応力が乱れて放物線状分布にはならない。例えば、図 8(a)の状態を考えると、左端に作用するせん断力は、孔がある部分では孔の上側と下側に流れるはずである。そして、それらのせん断力がさらに右に流れる場合、孔の上側と下側のせん断力は再び一般的な梁理論のような理想的なせん断応力分布になる。しかし、理想的なせん断応力分布になるのは、応力が乱れたところから十分距離がはなれたところの話である。等方性体のような場合は、45 度に応力拡散すると考えられるため、梁せい分の距離が離れると理想的なせん断応力分布になると考えられる。異方性体の木質材料では、既往の研究 FEM 解析¹²⁾より、木質有孔梁の場合、孔周辺からの応力拡散角度は約 18 度との報告がある。このことから考えると、理想的なせん断応力分布になるのは、少なくとも梁せいの 2~3 倍以上の距離が必要と考えられる。このことから、今回の実験の範囲では、孔と孔との間の木部の平均的な材軸方向のせん断応力度分布は、等分布と放物線状分布の間の状態と考えられる。3.3.2 節では、材せい方向のせん断応力度分布を等分布としてモデル化しているため、その工学的妥当性を検討する必要がある。

せん断破壊部に作用する応力度の総和（せん断力）を FEM 線形

応力解析の算定値（FEM 値）とモデルでの計算値の比較を行い、材せい方向のせん断応力度分布を等分布と仮定した力学的モデルの妥当性を検討した。有限要素法を用いた解析は、2D の平面応力状態の有限要素モデルを作成し、線形応力解析を行った。図 13 に検討モデルの一例を示す。なお、全ての実験条件を対象とした。表 3 に材料定数を示す。なお、材料定数は、木材工業ハンドブック⁴⁾を参考に決めた。荷重および境界条件は、実験の条件を再現できるように設定した。荷重は鋼製の鉄板部分に等分布荷重を与えた。木材および鉄板は 4 節点平面要素で表現した。要素分割は、孔の円周を実寸 1mm ごとに、他の部分も実寸 1mm ごとに節点を設けた。計算値は存在応力から式(3)と式(5)で算出したせん断力の和を用いた。図 14 に孔と孔にはさまれるせん断破壊想定面に作用しているせん断力（せん断応力度の総和）について、FEM 値と計算値の比較を示す。FEM 値と計算値は比例関係で、FEM 値は計算値の 1 倍から 1.3 倍の間に収まっていることが確認できる。孔間隔が小さい場合は FEM 値は計算値の 1 倍に近く、孔間隔が大きくなるにつれて FEM 値は計算値の 1.3 倍に近づく傾向であった。FEM 値が計算値の 1 倍の場合は材せい方向のせん断応力度分布は等分布が妥当、一方、FEM 値が計算値の 1.5 倍の場合は材せい方向のせん断応力度分布は放物線分布が妥当と考えられる。これらのことから、本研究で扱っている条件内では、材せい方向のせん断応力度分布は等分布と放物線状分布との間の状態と判断できる。孔からの距離が異なれば材軸方向のせん断応力度分布が変化すること、孔の応力集中により応力が乱れること、条件が多いこと、及び、FEM の応力分布の詳細から傾向をルール化することが困難であった。そのため、本論文では、せん断破壊は孔間隔が小さい場合に観察された破壊形態であること、および、孔間隔が小さい場合に FEM 値は計算値の 1 倍に近いことを根拠に、材せい方向のせん断応力度分布を等分布と仮定した力学的モデルは工学的に概ね妥当と判断した。なお、せん断応力度分布の普遍的なルール化は今後の課題である。

表 3 材料定数¹³⁾

記号	値
E_x	6500 N/mm ²
E_y	260 N/mm ²
G_{xy}	433 N/mm ²
μ_{xy}	0.49

図 13 有限要素モデル

図 14 破壊想定面に作用するせん断力の FEM 値と計算値の関係

3.4 割裂破壊

ここでは、孔と孔とが無関係に割裂破壊が生じるケースを対象に強度算定式を誘導する。

3.4.1 モデル化流れと割裂破壊の定義

まず、割裂で材が2つに分離する破壊面を想定し、クラックが面積 ΔA 進展するに伴うポテンシャルエネルギーの損失 ΔW を梁の初等理論を用いて表す。

次に割裂破壊位置について検討する。実験では、有孔梁に曲げモーメントのみが作用している時は図15のAとBの位置付近に割れが生じ、一方、せん断力が卓越して作用している時は図15のAとCの位置付近に割れが生じて破壊した。本論文で対象とする曲げモーメントとせん断力の複合応力が作用する場合は、各々の共通部分であるAの位置に割れが生じる時点で破壊と定義した。

また、既報¹²⁾から、純曲げの場合は36度付近、純せん断の場合は40度付近に応力集中するとの報告を参考に、割れ発生位置を図16に示すように孔中心から40度の角度をもった位置とした。有孔梁の場合は、せん断力の方が卓越する場合が多いと考え、せん断力が作用する場合の応力集中部を破壊想定位置とした。また、誘導の簡易化のため、図17(a)に示す有孔梁を、図17(b)に示すようにモデル化した。

図15 破壊想定位置 図16 割れ発生位置の想定

(a)幾何学的記号 (b) 想定モデル

図17 孔の簡易モデル化

既報の実験データ³⁾から、木質有孔梁におけるせん断力と曲げモーメント複合応力の破壊構成則は、おおむね二乗則が当てはまったため、本報でもこれに順じ、

$$\left(\frac{M}{M_m}\right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_m}\right)^2 = 1 \quad (6)$$

とした。なお、 M ：存在曲げモーメント、 M_m ：純曲げの場合の破壊モーメント、 Q ：存在せん断力、 Q_m ：純せん断の場合の破壊せん断力を表す。

木材の割裂破壊は、Hiberhort等の結合力モデルで表現した。材料定数として破壊エネルギー G_f を用いた。つまり、破壊クライテリアは

$$G_f = \frac{\Delta W}{\Delta A} \quad (7)$$

を用いた。

3.4.2 せん断力による割裂破壊強度

図18(a)に示すように有孔梁の孔の中心を通る材せい方向と材長方向の線で4分割に切断し、そのうちの1/4部分に焦点をあてて梁の基礎理論を用いてモデル化した。図18(c)に示すように Δx クラック長が進展した場合、梁のクラックより下にある部分(図18(c)の領域A)には力が流れずに、梁の剛性には寄与しないと考えた。そうすると、クラック長さが Δx 進展した場合、図18(d)に示すように切欠き長さが Δx だけ増加した梁として扱うことができる。

ここで、本論文ではなるべく簡易な耐力算定式誘導を目的にしているため、梁の変形計算の簡易化を行う。図19に、図18(b)に示す片もち梁モデルで計算した曲げ変形とせん断変形比に対する孔径と材せい比の関係を示す。変形計算は、図18(b)に示す片もち梁モデルで梁先端のたわみをもとめた。梁せい120mmの場合を想定し、幾何学的寸法は図16を用いた。孔径と材せい比が0.3の場合は曲げ変形はせん断変形の0.018倍、孔径と材せい比が0.4の場合は曲げ変形はせん断変形の0.085倍、孔径と材せい比が0.45の場合は曲げ変形はせん断変形の0.25倍となる。孔径と材せい比は、鉄筋コンクリート造では0.3であること、なるべく簡易な耐力算定式誘導を目的にしていること、及び同様のモデル化では曲げ変形の項を最終的に省略している報告が多いこと^{14)~18)}等も考慮し、本論文では、図18(b)と(d)に示す片もち梁モデルのたわみ量は梁のせん断変形のみで計算した。

図18 モデル化の想定と割裂と切り欠きの扱い

図15に示すAとCの位置に同時に割れが入ると仮定した。せん断力が一定 Q 、矩形断面、切欠き部分のある部分とない部分におけるそれぞれのせん断たわみ量の和をとって計算すると、クラック長さが x 時点での加力点でのたわみ量の増分 $\Delta \delta$ は

$$\Delta \delta = \frac{1.2 \Delta x Q}{G b h} \left(\frac{1}{\alpha} - 1 \right) \quad (8)$$

で表現できる。ただし、 b は材幅、 h は材せい、 G はせん断弾性係数、 $\alpha = (0.5h - 0.32D) / 0.5h$ を表す。ポテンシャルエネルギー増分 ΔW は

$$\Delta W = \frac{Q\Delta\delta}{2} = \frac{M\Delta\theta}{2} \quad (9)$$

で表現できる。式 (7)、式 (8)、および、式 (9) を連立すると、せん断力による割裂破壊の強度算定式 Q_m は

$$Q_m = b \sqrt{\frac{G G_f \alpha h}{0.6(1-\alpha)}} \quad (10)$$

として導出できる。

図 19 曲げ変形とせん断変形比と孔径と材せい比の関係

3.4.3 曲げモーメントによる割裂破壊強度

図 20 に示すように、孔の中心を通る鉛直線で切断した片方に焦点をあて、モデル化する。梁に曲げモーメントのみが作用していると考え。そうすると、図 20 の領域 A と領域 C の曲げ変形はクラックが入る前と入った後では変化がない。一方、図 20(b)に示すように孔の端から距離 Δx までの領域 (領域 B) では、クラックが入る前は曲げモーメントに対する有効な材せいは h であるから、曲げモーメントによる撓み角 θ は

$$\theta = \frac{M}{EI} \Delta x \quad (11)$$

で表現できる。ただし、 $I = bh^3/12$ 、 E はヤング係数。

次に、クラック入った後を考える。図 20(b)に示すような割れが入るためには割れの上部と割れの下部の間に鉛直方向の変位が発生しているはずであり、平面保持の仮定の前提が完全に崩れる。最も安全側の評価として、割れの上部に力が流れず、曲げモーメントに対する有効な材せいは割れの下側のみとした。そうすると、割れが生じた後の領域 B での曲げモーメントによる撓み角 θ は、

$$\theta = \frac{M}{EI_h} \Delta x \quad (12)$$

となる。ただし、 $I_h = b(0.5h+0.32D)^3/12$ 。ここで、 $\gamma = 0.5h+0.32D$ と置き換え、割れ進展後の撓み角から割れ進展前の撓み角を差し引いた差分 $\Delta\theta$ は

$$\Delta\theta = \frac{M}{EI\gamma^3} \Delta x - \frac{M}{EI} \Delta x = \frac{M}{EI} \Delta x \left(\frac{1}{\gamma^3} - 1 \right) \quad (13)$$

となる。式 (7)、式 (9)、式 (13) を連立すると、純曲げの場合の破壊モーメント M_m の算定式が

$$M_m = \sqrt{\frac{2EI G_f b}{\left(\frac{1}{\gamma^3} - 1 \right)}} \quad (14)$$

として導出できる。ただし、 $I = bh^3/12$ 、 $\gamma = (0.5h+0.32D)/h$

図 20 曲げモーメントによる割裂破壊想定モデル

3.5 有孔梁の強度算定法

存在応力が式 (15)、および式 (16) を満たす事を確認する。

$$\tau > \frac{Q_{as} + Q_{aM}}{st} \dots (15)$$

$$\left(\frac{M}{M_m} \right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_m} \right)^2 < 1 \dots (16)$$

$$\text{ただし、} Q_{as} = \frac{s}{h} Q \quad Q_{aM} = \frac{M_t}{D} = \frac{D^2}{h^3} M$$

$$Q_m = b \sqrt{\frac{G G_c \alpha h}{0.6(1-\alpha)}} \quad M_m = \sqrt{\frac{2bEI G_f}{\left(\frac{1}{\gamma^3} - 1 \right)}} \quad Q = \frac{P}{2}, \quad M = \frac{P}{2} X$$

ただし、 $I = bh^3/12$ 、 $\alpha = (0.5h+0.32D)/h$ 、 $\gamma = (0.5h+0.32D)/h$

なお、 M ：存在曲げモーメント、 M_m ：純曲げの場合の破壊モーメント、 Q ：存在せん断力、 Q_m ：純せん断の場合の破壊せん断力、 D ：孔径、 s ：破壊面の長さ、 G_f ：破壊エネルギー、 h ：梁せい、 b ：梁幅、 E ：弾性係数、 G ：せん断弾性係数、 τ ：せん断強度、 P ：梁に作用する荷重、 X ：梁端部からの距離を表す。

3.6 計算に用いた材料定数

ヤング係数 E は 6.5GPa、せん断弾性係数は日本建築学会木質構造設計規準に準じて $E/15$ を用いた。破壊エネルギー (G_f) は $G_f = -162 + 1.07\rho$ 回帰式¹⁹⁾から算定した。ただし、 G_f の単位は mJ、 ρ は密度 (kg/m³) を表す。せん断強度は、既報のせん断実験結果²⁰⁾をもとに 4MPa を用いた。

4. 実験結果と算定値の比較

4.1 孔直径の影響

図 21 に梁せいが 120mm の場合の孔間隔ごとの孔径と有孔梁の実験結果と算定値の関係を示す。まず、実験結果について検討する。全体として、孔径が大きくなるに伴いせん断耐力が小さくなっていることが確認できる。しかし、孔間隔が 120mm の条件では、孔径が 50mm までは孔間隔が小さくなるに伴いせん断耐力が小さくなっているが、孔径が 50mm 以上ではせん断耐力の減少割合が小さくなっている。しかし、孔間隔が 180mm の場合でも孔径が大きくなるに伴いせん断耐力が小さくなっていること、および、材せいが 120mm の場合はスギ製材を用いていることなどを考えると、孔径が 50mm 以上ではせん断耐力の減少割合が小さくなっているのは、材のばらつきなどの影響とも考えられるが、詳細は今後の課題である。算定式で計算した値は、概ね実験値の安全側の評価を示すことが確認できる。このことから、提案算定式は孔径の影響をおおむね良く

表現できており、妥当であると判断できる。

図 21 孔直径の影響 (材せい 120mm)

ただし、○：実験結果、■：算定値

4.2 孔間隔の影響

図 22 に孔径ごとの孔間隔と有孔梁のせん断耐力の関係を示す。まず、実験結果について検討する。孔径が 36mm および 48mm の場合は、孔間隔によらずせん断力はほぼ一定であることが確認できる。孔径が 60mm および 72mm の場合は、孔間隔 30mm、60mm ではほぼ一定のせん断耐力を示したが、孔間隔 120mm、180mm では、孔間隔 30mm のせん断耐力と比べて平均値で約 1.4 倍および 1.7 倍のせん断耐力を示した。これは、孔間隔が 30mm および 60mm の場合は、孔と孔との間でせん断破壊が生じたのに対して、孔間隔が 120mm および 180mm の場合は、孔と孔が無関係に割裂破壊が生じたことが原因と考えられる。

図 22 孔間隔の影響 (材せい 120mm)

ただし、○：実験結果、■：算定値

孔間隔が 36mm、48mm と小さな場合には、両孔間にせん断破壊

が生じて孔が小さいために耐力があまり低下せず、その後の孔から割裂破壊で最大せん断耐力が決まったものと考えられる。一方、孔径が大きな場合は、両孔間にせん断破壊が生じて一気に有孔梁が崩壊したために、孔間隔が小さい場合に、小さなせん断耐力となったものと考えられる。算定式で計算した値は、おおむね実験値をおさえていることが確認できる。孔間隔が孔間隔 60mm 以上では割裂破壊で算定強度が決まったが、孔間隔が大きくなるにつれてせん断耐力が小さくなっているのは、曲げモーメントが大きくなったためである。このことから、提案算定式は孔間隔の影響をおおむね表現できており、妥当であると判断できる。ただし、算定値は、孔間隔 30mm の場合にせん断破壊の算定強度できまり、孔間隔 60mm 以上では割裂破壊で算定強度で決まったため、精度向上が課題として残る。

4.3 寸法効果

図 23 に材せいに対する孔径および孔間隔の比率を同じくした場合の、材せいとせん断強度（平均せん断応力度）の関係を示す。まず、実験結果について検討する。全ての条件で、材せいが大きくなるにつれてせん断耐力が小さくなっていることが確認できる。このことから、有孔梁には大きな寸法効果があると考えられる。また、全ての条件で、せん断耐力を公称断面で除したせん断応力度は、基準強度（スギ製材：1.8MPa、スギ集成材：3.9MPa）を下回っていることが確認できる。つまり、梁に梁せいの 0.3 倍以上の貫通孔を設ける際は、適切な補強をするか、有孔梁のせん断耐力を算定して使うかのどちらかの方法が必要と考えられる。

図 23 寸法効果

ただし、○：実験結果、■：算定値

算定式より計算された値は、材せいに伴うせん断耐力の変化の影響を概ね表現できていることが確認できる。ただし、図 23(d)に示す孔径 $0.3h$ 、孔間隔 $1.33h$ の場合は、過度の完全側の評価になることが分かった。無補強の有孔梁は、RC 造では材せいの 0.3 倍まで、S 造では材せいの 0.5 倍まで許容されている。提案算定式を用いる場合、RC 造と同等の材せいの 0.3 倍までとすれば、安全側に評価できると考えられる。S 造と同様に材せいの 0.5 倍まで許容すると考えると、大きな材せいでの実験結果を収集して適切な安全率の設定が必要と考えられる。木質有孔梁の実験データは、あまり報告されていないため、大きな材せいの実験データの収集が今後の課題と考えられる。

4.4 強度算定式の推定精度

図 24 に全ての実験データを用いた実験値と計算値比較を示す。せん断応力度、および、せん断力どちらを用いた場合でも、大きな傾向としては計算値はおおむね安全側の評価をすることが確認できる。ただし、4.3 節でも述べたが孔径 $0.3h$ 、孔間隔 $1.33h$ の場合に過度の安全側評価になるため、更なる推定精度向上や実務利用には、実験データの収集が必要である。また、およびが実用的な設計式確立のためには、適切な安全率の設定が必要と考えられる。

図 24 破壊荷重の実験値と計算値比較

5. まとめ

2 つの孔を持つ木質有孔梁を対象として、力学モデル化および実験の 2 つの手法を用いて有孔梁の強度性能について検討し、以下の結果を得た。

- ・有孔梁の強度算定法を以下の式で提案した。
存在応力が下式を共に満たす事を確認する。

$$\tau > \frac{Q_{as} + Q_{aM}}{st}$$

$$\left(\frac{M}{M_m} \right)^2 + \left(\frac{Q}{Q_m} \right)^2 < 1$$

$$\text{ただし、} Q_{as} = \frac{s}{h} Q \quad Q_{aM} = \frac{M_t}{D} = \frac{D^2}{h^3} M$$

$$Q_m = b \sqrt{\frac{G G_c \alpha h}{0.6(1-\alpha)}} \quad M_m = \sqrt{\frac{2bEI G_c}{\left(\frac{1}{\gamma^3} - 1 \right)}}$$

$$I = bh^3/12, \quad \alpha = (0.5h - 0.32D) / h, \quad \gamma = (0.5h + 0.32D) / h$$

なお、 M ：存在曲げモーメント、 M_m ：純曲げの場合の破壊モーメント、 Q ：存在せん断力、 Q_m ：純せん断の場合の破壊せん断力、 D ：孔径、 s ：破壊面の長さ、 G_f ：破壊エネルギー、 h ：梁せい、 b ：梁幅、

E ：弾性係数、 G ：せん断弾性係数、 τ ：せん断強度を表す。

- ・実験値との比較により、提案算定式は孔径の大きさ、孔間隔、および寸法効果を良い精度で推定できる事がわかった。
- ・全ての条件で、せん断耐力を公称断面で除したせん断応力度は、基準強度（スギ製材：1.8MPa、スギ集成材：3.9MPa）を下回っていることが確認できた。つまり、梁に梁せいの 0.3 倍以上の貫通孔を設ける際は、適切な補強をするか、有孔梁のもつせん断耐力を推定して使うかのどちらかの方法が必要と考えられる。
- ・危険側の評価になる場合もあり、実験データの収集および適切な安全率の設定が実用的な設計式確立のために必要と考えられる。
- ・木質有孔梁の実験データは、あまり報告されていないため、大きな材せいの実験データの収集が今後の課題と考えられる。

参考文献

- 1) 日本ツーバイフォー建築協会：枠組壁工法建築物設計の手引 2007 年，日本ツーバイフォー建築協会，2007
- 2) 住宅金融普及協会：枠組み壁工法フラット 35，住宅金融支援機構，2007
- 3) Johannesson, B. : Design problems for glulam beams with holes, PhD thesis Dep. of Structural Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1983
- 4) Johannesson, B. : Holes in plywood beams and glued laminated timber beams. Stress concentration and crack loads, Publ. S.77:4, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden, 1983
- 5) H. Kolb 他：Verstärkung von durchbrochenen Brettstichtbindern, Research Report 14-34810, FMFA, Stuttgart, Germany, 1985.
- 6) Gustafsson, P. J 他：Timber fracture. mechanics models for strength analysis of beams with a hole or a notch, RILEM Technical Report, Lund University, Sweden, 2000
- 7) 軽部正彦他：円形孔を有する集成材の耐力，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造 III，pp.225-226，2000
- 8) S Aicher L Höfflin : Glulam Beams with Round Holes – a Comparison of Different Design Approaches vs Test Data, Proc. CIB W18 35-12-1, 2002
- 9) L Höfflin, S Aicher : Weibull Based Design of Round Holes in Glulam, Proc. CIB W18 36-12-2, 2003
- 10) Aicher S., Hofflin L. : Load capacity and design of glulam beams with round holes – Safety relevant modifications of design methods according to Eurocode 5 and DIN 1052, MPA Otto-Graf-Institute, University of Stuttgart, 2005
- 11) 辻本直子等：有孔集成材梁の耐力評価と補強方法に関する研究 その 1 ～ その 4，日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1，構造 III，pp.19-22，2006 pp.17-20，2007
- 12) 野口昌宏他：せん断及び曲げモーメント複合応力下の木質有孔梁の強度算定式，日本建築学会構造系論文集 74，640 号，pp.1121-1129，2009.06
- 13) 森林総合研究所：木材工業ハンドブック，丸善，2004
- 14) van der Put 他：Evaluation of perpendicular to grain failure of beams caused by concentrated loads of joints, Proc. of CIB-W18 Paper 33-7-7, 2000
- 15) P J Gustafsson : A Study of Strength of Notched Beams, Proc. of CIB-W18 Paper, 21-10-1, 1988
- 16) J. L. Jensen : Splitting strength of beams loaded perpendicular to grain by dowel joints, Vol. 51, 5, pp.480-485, 2005
- 17) 野口昌宏他：材端に設置する繊維直角方向負荷を受ける単体木質ボルト接合の強度算定法の提案，日本建築学会構造系論文集，74，640 号，pp.1099-1105，2009.06
- 18) 野口昌宏他：木質鋼板単体ボルト接合の繊維方向荷重に対する強度算定法の提案，日本建築学会構造系論文集，74，638 号，pp.681-690，2009.04
- 19) S.Thelandersson edited : Timber Engineering, John Wiley and Sons LTD, England, p.115, 2003
- 20) 野口昌宏：端抜けせん断について，日本木材学会大会研究発表要旨集，CDROM 収容，2010.03

(2010年5月10日原稿受理，2011年1月31日採用決定)