# 丸太組構法による3階建て建築物の開発 その2・限界耐力計算による設計

ログハウス	3 階建て	設計例
限界耐力計算		

## 1 はじめに

前報に引続き、本報では、実験による丸太組構法の構 造メカニズム、層の骨格曲線の作成方法および限界耐力 計算による安全性の検証結果について報告する。

## 2 構造特性

図1に本物件のログ材間の おさまりを示す。また、表 1 に既往実験の抜粋として、写 真と特徴的な結果を示す。ロ グ壁のせん断抵抗メカニズム は、初期にはログ材間で摩擦 抵抗力が発揮し、ログ材間の 滑り変位発生後、だぼのせん 断抵抗力が発揮する。層間変 位がさらに進展すると、だぼ 頭の拘束によるロープ効果、 そしてロッキングが生じる。



図Ⅰロク初间のわさま





<sup>3</sup> モデル化

図 2 にモデル化の模式図を示す。だぼについて、本物 件では、下段ログにのみ φ 6 の下穴を開け、 φ 12.7 のコー

Development of three-storey building of log sets Construction

 $\sim$ Part2 Calculation by Limit strength method $\sim$ 

正会員 ()高岡繭子<sup>\*1</sup> 松下勝久<sup>\*2</sup> 花井 勉<sup>\*3</sup> 正会員 皆川隆之<sup>\*4</sup> 葛野耕司<sup>\*2</sup> 大橋好光<sup>\*5</sup>

チボルトを用いた。したがって、ログ材間の滑り変位発 生後、ただちにだぼのせん断抵抗力が発揮される。しか し、セトリング(乾燥による一本一本のログ材の収縮とロ グ壁の自重により、ログ壁の高さが徐々に低くなる現象) が生じた後、だぼ頭がログ材より浮上る。したがって、 ロープ効果については耐力要素として参入しないものと した。また、本物件は全てのログ壁の両端に通しボルト

を配置し、ロッキン グを防止した。図中 の各抵抗要素は要素 実験によってモデル 化した。





# 3.1 ログ材間の摩擦抵抗力評価実験

写真1に実験外観を示す。試験体は長さ2,4mの2種類 とし、本物件における構面を想定して、ログ材間に防水

材を挿入した。また、本 物件の軸力範囲として、 10~50kN/m の鉛直荷重を 載荷した。実験結果より、 パラメータに関係なく、 摩擦係数はほぼ一定の値 になることが確認された。 設計では最小動摩擦係数 の 0.29 を採用した。



写真1 摩擦実験外観

Katsuhira MATSUSHITA, VA, Koji KUZUNO,

Tsutomu HANAI Yoshimitsu OHASHI

Mayuko TAKAOKA, Takayuki MINAGAWA,

### 3.2 鋼製だぼの水平せん断実験

写真 2 に実験外観を示す。試験体はログ材間の接地長 さを 300mm とした。パラメータは、だぼ頭の有無、ログ

材間にテフロンシートを敷 くことで摩擦を除去する、 摩擦の有無の2種類とした。

3.1 と 3.2 より構築した モデルについて、表 1 中の ログ壁構面の一次元振動台 実験にて実験値と比較し、 安全側で整合することを確 認した。



写真2 だぼのせん断実験外観



### 4 限界耐力計算

表 2 に本物件の設計条件を示す。設計条件の設定は、 損傷限界時は層間変形角 1/200rad.以下、かつ鋼製だぼの 許容耐力以下とし、安全限界時は層間変形角 1/30rad.以下 とする。

表 2 設計条件								
(1) 積雪地域	一般地域	(6) 基準風速 V <sub>0</sub>	34 m/s					
(2) 鉛直積雪量	35 cm以下	(7) 地表面粗度区分	Ш					
(3) 単位積雪荷重	20 N/m <sup>2</sup>	(8) 長期許容支持力度	30 kN/m <sup>2</sup> 以上					
(4) 地震地域係数 Z	1.0	(9) 構造計算ルート	限界耐力計算					
(5) 地盤種別	第二種	(10) 積載荷重	令第85条の規定による					
(11) 層間変形角	損傷限界時:1	1/200rad.以下 , 安全限界時:	1/30rad.以下					

表3に各階偏心率を示す。全て0.15以下であるため、 補正は行わない。表4に建物の外力分布を示す。

表3 偏心率				表 4 外力分布					
	階	X方向	Y方向	階	質量	質量の和		外力分布	
	i	R <sub>exi</sub>	R eyi	i	m <sub>i</sub>	$\Sigma m_i$	α,	b dsi	
					[t]	[t]			
	3	0.06	0.09	3	38.35	38.35	0.26	1.15	
	2	0.10	0.04	2	47.28	85.63	0.58	0.99	
	1	0.11	0.02	1	62.35	147.98	1.00	0.67	

表 5,6 に建築物が限界耐力時の各階の層間変位と層間変 形角を示す。損傷限界時は X,Y 方向とも 2 階で決定し、 安全限界時は X 方向は1 階、Y 方向は2 階で決定した。

表 5 損傷限界時層間変位					Ī	長6 安	全限界	時層間	変位
階	X方向 Y方向			階	XŻ	デ向	YŻ	前向	
i	δ <sub>dxi</sub>	γ <sub>dxi</sub>	δ <sub>dyi</sub>	γ <sub>dyi</sub>	i	δ <sub>sxi</sub>	γ <sub>sxi</sub>	δ <sub>syi</sub>	γ <sub>syi</sub>
	[m]	[rad.]	[m]	[rad.]		[m]	[rad.]	[m]	[rad.]
3	0.0136	1/212	0.0132	1/218	3	0.0642	1/45	0.0794	1/36
2	0.0153	1/200	0.0153	1/200	2	0.0979	1/31	0.1020	1/30
1	0.0140	1/218	0.0138	1/309	1	0.1020	1/30	0.9640	1/32

\*1 フリーランス,修士(工学)

\*2 (一社)日本ログハウス協会

- \*4 (株)えびす建築研究所
- \*5 東京都市大学 教授・工博

表7に限界時の各方向の地震力と応答変位を、図3,4に 各方向の一質点系の応答値を示す。真の応答値は収れん 計算より算出した。

外 レイ	カ ベル	荷重 方向	等価 周期	係数	有効 質量 比	係数	表層地盤 の加速度 の増幅率	減衰5%の 加速度応 答値	加速度 応答値	変位 応答値	地震力
			Т	р		q	$G_s$	$S_0$	$S_A$	$S_D$	$Q_n$
			[sec]					[m/sec <sup>2</sup> ]	[m/sec <sup>2</sup> ]	[mm]	[kN]
損	傷	Х	0.60	0.90	0.83	1.00	1.50	1.60	2.16	19.65	266.89
服	:界	Y	0.62	0.90	0.83	1.00	1.50	1.60	2.16	21.36	266.65
安照	全	X	1.37	0.90	0.87	1.00	2.03	3.74	3.93	186.22	507.06
PIX	.91	Ŷ	1.42	0.90	0.85	1.00	2.03	3.60	3.76	193.06	472.30
	1000 900	) )								X方向	]
	800	)   <b> </b> =									
	700										
ŝ	/00	,							真のほ	<b>达答值</b>	
ڪ د	600	)		+					181	安全限	界耐力:
Ø	500	,								201,5	17
断1			,	/損傷	限界新	力:			▲女	王限,	Contraction of the Institution o
Ęλ	400	)	/	- 32	430				18	<b>50</b> 7	
-	300	)	/								
	200			員傷限	3	h=:	5.0% 15.2%			% %	
	200			也展入	207	— h=	15.6%		— h=15.8	%	
	100	)				— h=i	16.0% 全限界応約	\$値	一十質点	系令常格的	田緑
	(	, 🗠		1		- 2.	- PROPAGE		_	i	
		0	3	2 50	0 37 -	1 ب <u>جر ب</u>	00 変位 S <sub>D</sub>	150 (mm) トズ のr	181 20	00	250
				×.	3 X ,	万 回(	の一質」	県糸の)	心谷恒		
	1000	, L					1			▽士向	1
	900	)									<u> </u>
	800	, L_									
Ŷ	700	)							真の応答	值:	
K,	600	o							182, 503	安全限	界耐力:
ð	E00									207,5	17
新われ	500	, [								安全國界	
3	400	)	7	損傷	日本町	<del>ታ:</del>				也震力:	
Ψ	300	)	/	31,3	90					93 , 472	
	0.01		∕ ▲∄	傷限	•	Zh=	5.0% 15.3%		— h=14.8	% %	
	200	' 🗸	H.	度力:	267	h=	15.7%		— h=15.9	%	
	100	) [				— h=i	16.1%	* 1=	——一 <mark>質</mark> 点	系骨格的	由線
	(	, L					王限界応得	춬1但 i		i	
		0	3	50		1	00	150	1872	0	250

## 表7 限界時の地震力と応答変位

#### 5 まとめ

限界耐力計算において、安全限界耐力の 4 割を摩擦力 が占め、損傷限界時はだぼの弾性域内で収まる結果とな った。損傷限界時および安全限界時ともに、作用する地 震力に対して、耐力が上回っていることを確認した。課 題として、だぼの配置について、通しボルトの配置や交 差部の位置を考慮しつつ、偏心を抑制するには困難であ った。今後、実験や計測による検証や、新しいだぼの導 入や配置の工夫により、設計自由度の向上が期待される。 なみ、表しの実験性意は、株野作による平成 21 年度 長期優良住生等実現のための技術基盤強化を行う事 業の報表プロジェクトである。

変位 S<sub>D</sub> (mm) 図 4 Y 方向の一質点系の応答値

Freelance,Mr.Eng JapanLogHouseAssociation President, Ebisu Building Laboratory Co., Dr.Eng. Ebisu Building Laboratory Co. Prof., Tokyo City Univ.,Dr.Eng.

<sup>\*3 (</sup>株)えびす建築研究所 代表取締役・博士(工学)