

第4章 高耐力壁と接合金物を組み合わせた 解析モデル

4.1 はじめに

本節では、高倍率、高階高耐力壁について弾塑性モデルによる増分解析により評価する方法を提案する。モデル構築方法は昨年度構築したものをし、本年度タイロッド式耐力壁試験を実施した 3 仕様 (No27, 28, 29) について、柱頭柱脚に金物を配した場合の耐力壁特性の推定を行う。

また参考として、木造軸組工法中大規模木造建築物の構造設計の手引き（講習会テキスト、令和 2 年 11 月、12 月開催）に示されるロッキング変形を考慮した耐力壁の面内せん断剛性を求める手法より剛性を求め、柱頭・柱脚に金物を配置した場合の耐力の推定を行う。

4.2 提案する解析モデルの考え方について

4.2.1 解析モデルの概要

解析モデルの概要を以下に示す。昨年度からの変更点については[赤字]にて示す。

- ・解析は正側方向（図左方向）について行うこととし、それに合わせて各要素を配置する。
- ・柱脚金物部は、柱脚金物試験結果（昨年度実施）から設定した引張ばねを配置する。
- ・柱頭のホールダウン金物（+めり込み補強金物）部には、材長を考慮した 2-M16 の軸ばねを配置する。
- ・壁面材は要素試験結果（面材の面内せん断試験）より、ブレース要素として配置する。
- ・面材釘や受け材ビスはせん断ばねとして配置する。たて方向の接合具（柱等）はたて方向の力のみ抵抗し、よこ方向の接合具（桁等）はよこ方向の力のみ抵抗すると仮定する。
- ・面材の釘、受材のビスのせん断特性は、2.4 節の一面せん断試験結果から設定する。1 本当たりの特性に、各方向（鉛直、水平）の本数を乗じた特性をせん断ばねとして配置する。
- ・図 4-1 のように、受け材を介して納まる部分は、各要素を直列ばねとしてモデル化する。
- ・柱頭柱脚の横架材へのめり込みは、めり込み補強金物、柱脚金物の圧縮試験の結果より弾性の軸ばねとする。

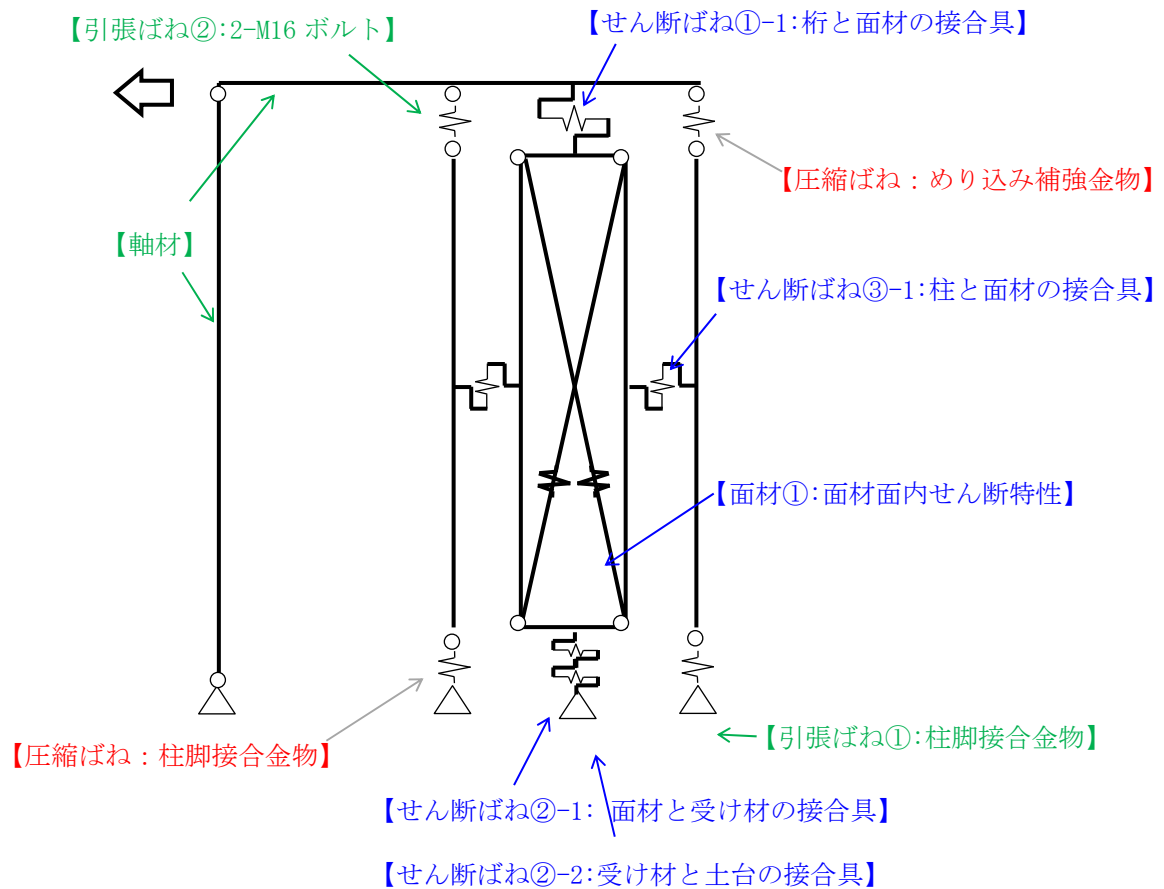


図 4-1 大壁仕様の解析モデル概要

	No. 38	備考
せん断ばね ①-1	桁-面材 CNZ75@100mm 2列千鳥	要素試験 (一面せん断)
せん断ばね ②-1	面材-受材 CNZ75@100mm 2列千鳥	要素試験 (一面せん断)
せん断ばね ②-2	受材-土台 STS6.5F-180 @75mm 以下	要素試験 (一面せん断)
せん断ばね ③-1	柱-面材 CNZ75@100mm 2列千鳥	要素試験 (一面せん断)
壁面材	構造用合板 全層カラマツ 18mm	要素試験 (面内せん断)
柱脚 引張ばね①	柱脚金物を引張ばね (柱脚金物 HD-D9)	金物試験
柱頭 引張ばね②	2-M16 ボルトを軸ばね	規格値
軸材 (柱、 桁)	—	規格値
柱脚 圧縮ばね①	柱脚金物を圧縮ばね	金物試験
柱頭 圧縮ばね②	めり込み補強金物を圧縮ばね	金物試験

4.3 各要素の特性

4.3.1 試験体 No. 38 の各要素の特性

(1) せん断ばね①-1、②-1（面材釘）

2.5 節の要素試験（釘、ねじの一面せん断試験）より、試験体 No. 6（構造用合板カラマツ 18mm、ヒノキ集成材、CNZ75）の結果よりせん断ばね①-1、②-1 を設定する。

せん断ばねは要素試験の平均値をトリリニア化した結果を以下に示す。

接合具：CNZ75

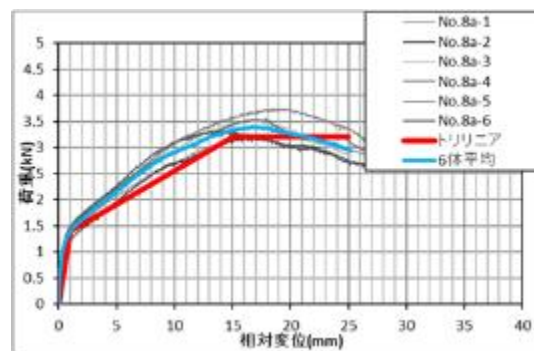
主材：構造用合板カラマツ 18mm（壁面材）

側材：ヒノキ集成材（受け材）

$$f_c=1.4[\text{kN}], d_c=1.0[\text{mm}]$$

$$f_y=3.2[\text{kN}], d_y=15[\text{mm}]$$

$$K=1.4[\text{kN/mm}], \alpha=0.092, \beta=0$$



<一面せん断試験>

せん断ばね①-1、②-1

上記特性値を釘本数倍（水平方向に 19 本×両面=38 本）してせん断ばね①-1、②-1 とする。

$$K=1.4 \times 38$$

$$=53.2[\text{kN/mm}], \alpha=0.092, \beta=0$$

せん断ばね③-1（柱と面材の接合具）

特性は釘 1 本あたりの特性値を釘本数倍（71 本×両面=142 本）したものとする。

$$K=1.4 \times 142$$

$$=198.8[\text{kN/mm}], \alpha=0.092, \beta=0$$

(2) せん断ばね②-2 (受け材と土台の接合具)

2.5節の要素試験 (釘、ねじの一面せん断試験) より、試験体 No. 1 (ヒノキ集成材、STS6.5F-180) の結果より、せん断ばね②-2 を設定する。

せん断ばねは要素試験の平均値をトリリニア化した結果を以下に示す。

接合具 : STS6.5F-180mm

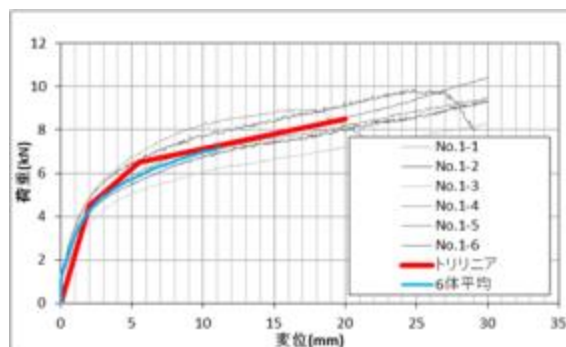
主材 : ヒノキ集成材 (受け材)

側材 : ヒノキ集成材 (柱)

$$f_c = 4.5 \text{ [kN]}, d_c = 2 \text{ [mm]}$$

$$f_y = 6.5 \text{ [kN]}, d_y = 5.5 \text{ [mm]}$$

$$K = 2.25 \text{ [kN/mm]}, \alpha = 0.254, \beta = 0.113$$



< 一面せん断試験 No. 1 >

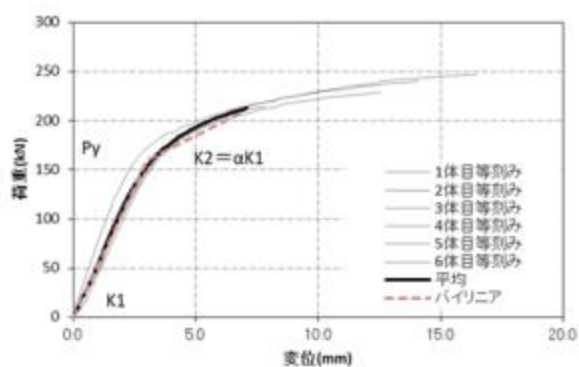
上記特性値をビス本数倍 (水平方向に 11 本) してせん断ばね②-1 とする。

$$K = 2.25 \times 11$$

$$= 24.75 \text{ [kN/mm]}, \alpha = 0.254, \beta = 0.113$$

(3) 柱脚接合金物の引張ばね

引張ばね①の特性は、2019 年度実施した柱脚接合金物試験「HD-D9」の試験結果に基づいて設定した。試験体 6 体の荷重変形関係を平均して、その平均の荷重変形関係に合うような骨格曲線とし、終局耐力を 200kN となるような引張ばねとして設定した。



$$P_y = 160 \text{ [kN]}$$

$$K_1 = P_y / \delta_y = 160 / 3 = 53.3 \text{ [kN/mm]}$$

$$K_2 = (210 - 160) / (7 - 3) = 12.5 \text{ [kN/mm]} \\ = 0.23 \times K_1$$

図 4-2 引張ばね①の設定 (柱脚金物 HD-D9)

(4) 引張ばね② (柱頭ボルト)

引張ばね②の特性は、壁試験の柱頭側の M16 のボルト (2 本) を軸ばねとしてモデル化した。

$$E = 2.05 \times 10^5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$A = 166 \times 2 = 332 \text{ [mm}^2\text{]} \text{ (2-M16)}$$

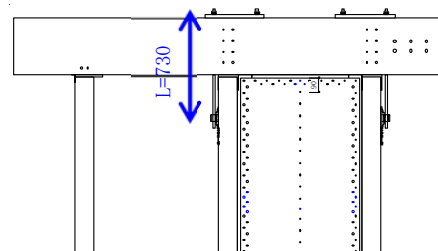
$$L = 730 \text{ [mm]}$$

$$N/A = E \cdot \Delta L / L$$

$$N = 2.05 \times 10^5 \times 332 \times \Delta L / 730$$

$$K = N / \Delta L = 93232 \text{ [N/mm]}$$

$$= 93.2 \text{ [kN/mm]}$$



4.4 解析結果

4.4.1 実験結果との比較

実験結果（見かけ）と解析結果の荷重変形関係の比較を表に示す。初期剛性（ $\delta = 50\text{mm}$ 程度）までは概ね実験結果と整合する解析結果となった。

また、解析は柱脚金物の引張力が終局耐力 230kN を迎えたため終了した。これは壁実験結果の破壊性状である柱脚接合部で柱の割裂等が生じ耐力低下した性状を概ね再現できる結果となった。

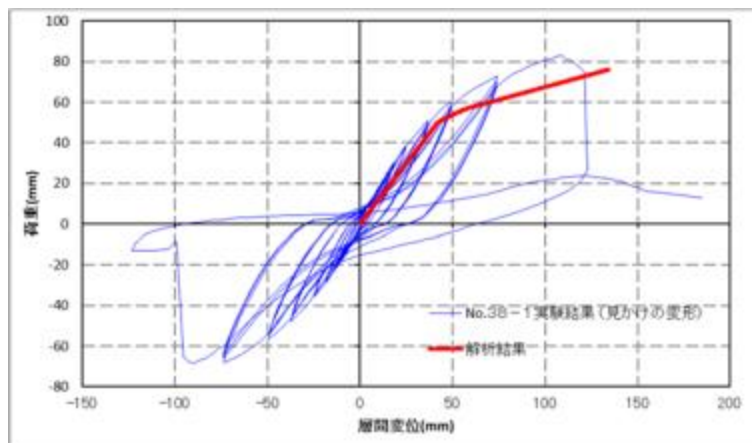


図 4-3 荷重変形関係（実験結果と解析結果の比較）

4.4.2 解析結果の短期基準せん断耐力の試算

解析結果の荷重変形関係について、完全弾塑性モデルに置換した結果を以下に示す。

		解析結果
降伏荷重 P_y	[kN]	49.9
降伏変位 θ_y	[rad. $\times 10^{-3}$]	11.35
最大荷重 P_{max}	[kN]	76.0
最大荷重時変位 $\theta (P_{max})$	[rad. $\times 10^{-3}$]	36.44
2/3 P_{max}	[kN]	50.7
2/3 P_{max} 時変位 $\theta (2/3P_{max})$	[rad. $\times 10^{-3}$]	11.79
終局荷重 P_u	[kN]	65.3
終局変位 θ_u	[rad. $\times 10^{-3}$]	36.4
初期剛性 K	[kN/rad. $\times 10^{-3}$]	4.39
仮想降伏点変位 θ_v	[rad. $\times 10^{-3}$]	14.9
塑性率 μ		2.5
構造特性係数 D_s		0.51
0.1 P_{max}	[kN]	7.6
0.1 P_{max} 時変位	[rad. $\times 10^{-3}$]	1.73
0.4 P_{max}	[kN]	30.4
0.4 P_{max} 時変位	[rad. $\times 10^{-3}$]	6.92
0.9 P_{max}	[kN]	68.4
0.9 P_{max} 時変位	[rad. $\times 10^{-3}$]	28.19
0.2 P_u/D_s	[kN]	25.8
$P(1/120rad時)$	[kN]	36.6
短期基準せん断耐力	[kN]	25.8
壁長さ1mあたり	[kN/m]	28.4
相当壁倍率		14.5

4.4.3 各要素の変形状態

増分解析を行った際の、各部ばね要素の荷重変形関係を示す。柱脚ばねや柱脇のせん断ばねが耐力壁特性に影響があることが確認された。

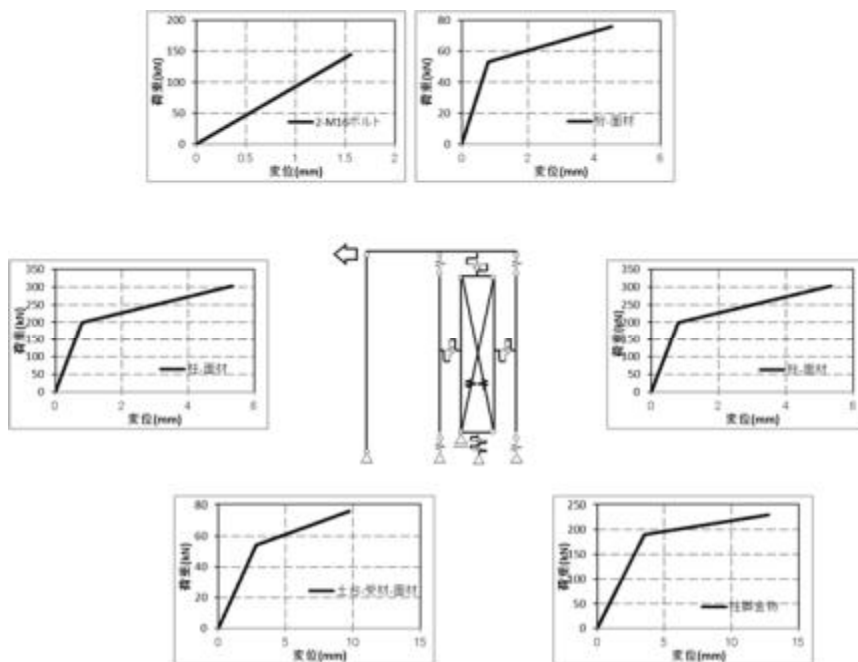


図 4-4 各ばねの負担軸力・変形状況

4.5 ロッキング変形を考慮した耐力壁特性に関する検討（参考）

木造軸組工法中大規模木造建築物の構造設計の手引き（講習会テキスト、令和2年11月、12月開催）に示されるロッキング変形を考慮した耐力壁の面内せん断剛性を求める手法より剛性を求め、柱頭・柱脚に金物を配置した場合の耐力の推定し、同金物を配置した耐力壁試験（柱脚固定式）の剛性との比較を行う。

算定方法

ロッキング変形を考慮した耐力壁の面内せん断剛性は手引きに示される下記算定式により求める。柱脚の圧縮、引張剛性 k_c 、 k_r は

ロッキング変形を考慮した耐力壁 1 か所あたりの面内せん断剛性：

$$K[\text{kN/m}] = \left(\frac{K_W \cdot K_L}{K_W + K_L} \right) / H^2$$

耐力壁の回転剛性：

$$K_W[\text{kN} \cdot \text{m/rad.}] = K_0[\text{kN/rad.}] \times H[\text{m}]$$

H：横架材天端間距離

K_0 ：耐力壁の面内せん断剛性（実験の真のせん断変形角評価、完全弾塑性モデルに置換した結果の初期剛性）

$$K_L[\text{kN} \cdot \text{m/rad.}] = \frac{1000 \cdot L_c^2}{\frac{1}{k_t} + \frac{1}{k_c}}$$

L_c ：耐力壁の幅[m]

k_c ：柱の基礎への圧縮剛性 100kN/mm

k_r ：1階柱脚の引張剛性 0kN/mm

ロッキングを考慮した剛性 K 時の耐力 P_0' は実験 P_0 の変形角 r 相当の変形時と仮定し、下式により求める。

$$P_0'[\text{kN}] = K \times H \times r$$

試験体 No. 30 (構造用合板 18mm 厚 全層カラマツ) について、ロッキング変形を考慮した剛性算定式に適用した結果を以下に示す。

No. 30 のロッキングを考慮した耐力壁の面内せん断剛性は計算の結果、 $K=1141.6\text{kN/m}$ となった。これは No. 30 の柱脚固定式試験版である No. 38 の試験結果を完全弾塑性モデルにした $K=5.2 \times 10^3\text{kN/rad}=5.2 \times 10^3/3.68=1413\text{kN/m}$ に比べ 20%程度低い結果となった。

ロッキングを考慮した耐力壁の面内せん断剛性

引張金物の剛性	kt=	53.09	[kN/mm]	実験結果:HD-D9の引張剛性
圧縮剛性	kc=	125.98	[kN/mm]	実験結果:HD-D9の圧縮剛性
壁長さ	Lc=	0.91	[m]	
耐力壁のロッキング剛性	KL=	30930	[kN・m/rad]	$= \frac{1000 \cdot L_c^2}{1/k_t + 1/k_c}$
壁高さ	H=	3.68	[m]	
実験結果の層間変形角を真のせん断変形角で評価し、完全弾塑性モデルに置換した結果の初期剛性	K0=	8400	[kN/rad]	実験結果:No.30の3体平均
壁の許容耐力	P0=	56.6	[kN]	実験結果:No.30の短期基準せん断耐力
		31.7	[倍]	
	1/r=	150	[1/rad]	Pa時の変形角
耐力壁の回転剛性	Kw=	30912	[kN・m/rad]	$= K_0 \times H$
ロッキングを考慮した耐力壁1か所あたりの面内せん断剛性	K=	1141.6	[kN/m]	$= \left[\frac{K_w \cdot K_L}{K_w + K_L} \right] / H^2 \times \text{剛性低減係数 } C_k$

[参考]ロッキングを考慮した面内せん断剛性を有する耐力壁の耐力試算

剛性Kの耐力	P0'	28.0	[kN]	P0'=K × H × r (実験P0の変形角時相当)
		14.3	[倍]	
剛性Kの耐力 短期許容せん断耐力	Pa'	25.2	[kN]	Pa'=P0'×低減係数α(α=0.90と仮定)
		12.9	[倍]	

4.6 まとめ

(1) 弾塑性解析モデルについて

釘の一面せん断特性や接合金物の特性から構築した弾塑性解析モデルは、初期剛性については概ね整合することが昨年度及び今年度の結果から確認された。また、柱脚接合部等で脆性的な破壊をする場合についても適切なモデル化を行えば、再現可能であることが確認できた。

(2) ロッキングを考慮した耐力壁の面内せん断剛性について

タイロッド式耐力壁試験の真のせん断変形角評価のせん断剛性、接合金物の剛性を用いロッキングを考慮した耐力壁の面内せん断剛性を算出した場合、その剛性は同一仕様の柱脚固定式耐力壁試験の剛性に比べ 20%程度低い結果となった。