

柱脚浮き上がりを許容した壁を含む架構の水平耐力

Resisting Force Characteristic of A Bearing Wall without Fixing on its Foundation

山田耕司¹

Koji Yamada

¹豊田高専教授 建築学科 (〒471-8525 愛知県豊田市栄生町2-1)

Professor, National Institute of Technology, Toyota College, Dept. of Architecture

A bearing wall needs the fixing the wall on its foundation to resist the horizontal force. But the column of a Japanese traditional wooden structure is not fixed on its foundation. In this paper, the resisting force calculation method of hanging walls made of mud plaster in a wooden frame without fixing the bottom of a column is proposed. This method gives the sectional dimensions of the beam attached mud plaster wall and the resisting force characteristic of the mud plaster wall. Results are as follows: 1) The revised resisting force characteristic of the mud plaster wall needs a linear analysis. 2) The proposed method also gives the approximate sectional dimensions of a beam in 2 storey structure.

Keywords: mud-wall, failure mechanism, evaluation method, restoring force characteristic

1. 序

伝統構法木造住宅では石場建てを用いることもある。石場建ては、基礎に柱を緊結しないため、その柱が耐力壁に付随している場合は、地震時などで柱に引っ張り力が生じ、柱脚が浮き上がる可能性がある。壁に付随した柱の柱脚が浮き上がれば、その壁の水平耐力が発揮されない。しかし、壁を含む構面全体での水平耐力を考えれば、壁耐力を十分に発揮させることも可能と考えられる。木造住宅を対象とした柱脚浮き上がりを検討した事例として文献¹⁾があるが、浮き上がり時の骨格曲線の提案まで至っていない。そこで本報では、柱脚浮き上がりを許容した場合の横架材を含めた架構での水平耐力の発現の有無を検討し、その際の必要横架材断面および土塗り壁の耐力特性の修正法を提案する。なお、本検討方法では、線形のフレーム解析を用いることを前提としている。本稿では、2節で基礎的検討として1層の架構で検討を行い、3節で2層の架構への適用を検討する。

2. 基礎的検討 (1層架構の場合)

(1) 半間幅の土塗り壁のある架構の必要梁断面

本項では、まず半間幅の土塗り壁のある架構を検討する。用いる架構の一例を図1に示す。図1の架構の場合、土塗り壁は圧縮筋かいに置換して図1b)のモデルとなる。この場合、支持点Aには3Pの下向き反力、支持点Bには3Pの上向き反力が生じる。一方で、支持点Aが上下に拘束されない図1c)のモデルでは、支持点CにPの上向き反力、支持点BにはPの下向き反力、部材BEに4Pの引張力、DF材のE点に2.73Pの曲げモーメントが発生する。したがって、DF材およびBE材のE節点に破壊が生じなければ、図1c)のモデルの方が柱脚が浮き上がり難い。図1は半間幅の土壁であるので、壁のせん断耐力は5 kN前後となる²⁾。したがって、P=5 kNとす

れば、DF材のE点の曲げモーメントは13.7 kNmとなるので、梁幅120mm、欠損幅40mm、曲げ許容応力度 20N/mm^2 として、梁背は240mmあればよい。しかし、実際には節点DEFに長期荷重が作用するので、曲げモーメントは小さくなる。なお、この場合、自重の影響を除いて、部材BEに20 kNの引張力（特にE端における引張力）が作用するので、自重を考慮した接合部設計を行う必要がある。節点DEFに各々2 kNの長期荷重が作用した場合のDF材のE点の曲げモーメントは11.8 kNmとなるので梁背は240 mm、節点DEFに各々4 kNの長期荷重が作用した場合のDF材のE点の曲げモーメントは10 kNmとなるので梁背は210 mm、節点DEFに各々8 kNの長期荷重が作用した場合のDF材のE点の曲げモーメントは6.4 kNmとなるので梁背は180 mmあればよいことになる。

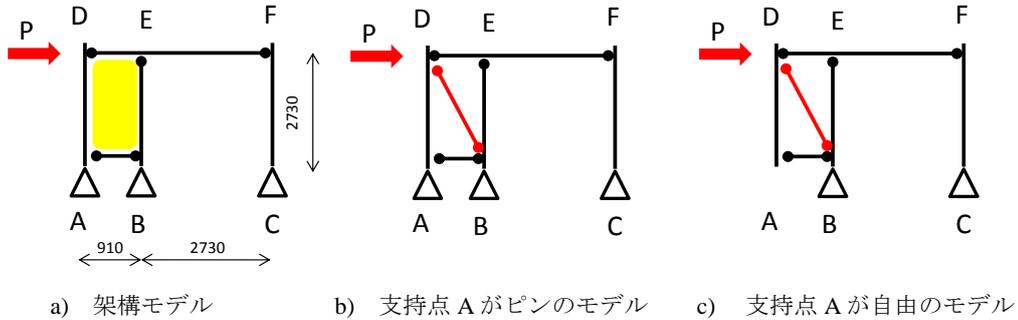


図1 半間幅の土塗り壁を含む架構（●はピン接合を示す）

(2) 一間幅の土塗り壁のある架構の必要梁断面

次に一間幅の土塗り壁のある架構(図2)を考える。この場合、支持点Aには $1.5P$ の下向き反力、支持点Bには $1.5P$ の上向き反力が生じる。一方で、支持点Aが上下に拘束されない図2c)のモデルでは、支持点Cに $1.5P$ の上向き反力、支持点Bには $1.5P$ の下向き反力、部材BEに $3P$ の引張力、DF材のE点に $2.73P$ の曲げモーメントが発生する。したがって、図1c)のモデルに比して図2c)のモデルの方が柱脚が浮き上がり難いとは言えないが、長期荷重の負担面積を考慮すれば、図2c)のモデルの方が柱脚が浮き上がり難いといえる。この時、図2は一間幅の土壁であるので、壁のせん断耐力は10 kN程度となる²⁾。したがって、 $P=10$ kNとすれば、DF材のE点の曲げモーメントは27.3 kNmとなるので、梁幅120 mm、欠損幅40 mm、曲げ許容応力度 20N/mm^2 として、梁背は320 mmあればよい。なお、この場合、自重の影響を除いて、部材BEに30 kNの引張力（特にE端における引張力）が作用するので、自重を考慮した接合部設計を行う必要がある。節点DEFに各々5 kNの長期荷重が作用した場合のDF材のE点の曲げモーメントは18.2 kNmとなるので梁背は270 mm、節点DEFに各々3 kNの長期荷重が作用した場合のDF材のE点の曲げモーメントは21.8 kNmとなるので梁背は300 mmあればよいことになる。

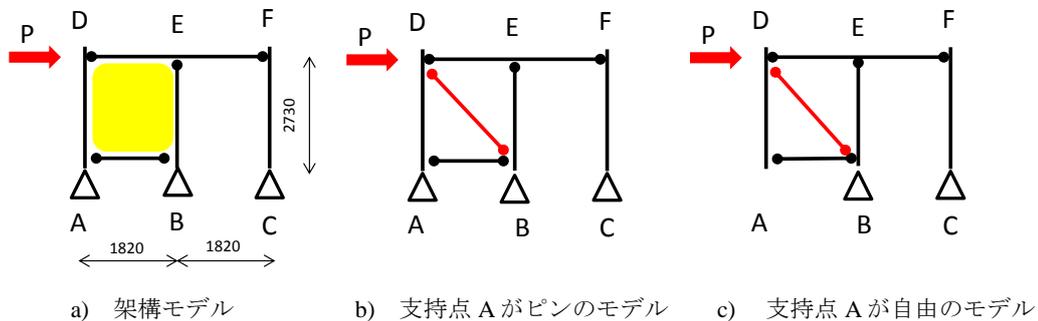


図2 一間幅の土塗り壁を含む架構（●はピン接合を示す）

(3) 半間幅と一間幅の土塗り壁が混在する架構における必要梁断面算定について

これまでは、架構内に半間幅もしくは一間幅の土塗り壁が単体で存在している場合を示した。一方で、これらの土塗り壁が混在している架構においては、架構を一体として解析し検討する必要がある。この場合、

簡易に検討するためには、線形解析レベルで検討できることが望ましい。図3の土塗り壁の耐力-変形曲線では、1/60rad時にほぼ最大耐力、1/120rad時に最大耐力の90%程度となっている。そこで、土塗り壁を等価なトラスに置換する場合は、1/120rad時の割線剛性を採用し、各部材に作用する応力を検討すればほぼ妥当な結果となる。

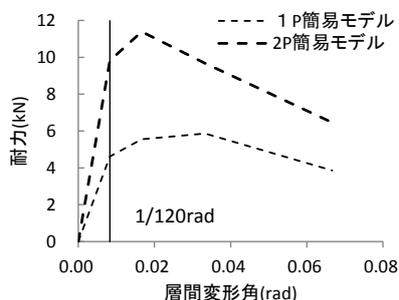


図3 土塗り壁の耐力-変形曲線（壁厚65mm）¹⁾

(4) 骨格曲線の作成について

これまでは、架構内に半間幅もしくは一間幅の土塗り壁が最大耐力を発揮するための必要梁断面について検討した。一方で、最大耐力発生時には柱脚の浮き上がりによる変位の増大が懸念される。この時、図1c),2c)で示さる層間変位は、土塗り壁のせん断変形（図3）と土塗り壁の剛体回転から構成される。つまり、柱脚の浮き上がりによる変位の増大は土塗り壁の剛体回転である。この柱脚の浮き上がり起因する変位の増大は、浮き上がりが生じる柱に作用する自重、梁の曲げ剛性、土塗り壁の寸法および耐力、に関係するが、図1c),2c)のモデルで土塗り壁を剛と仮定すれば、梁の曲げ剛性により増大変位が決定される。加えて、図3中では1/120rad時耐力は、最大耐力の9割程度を示している。そこで本項では、この柱脚の浮き上がり起因する変位の増大量（ Δ ）は、前項に準じて1/120rad時の割線剛性を用いた線形フレーム解析で得るものとする。具体的には、図4に示すように線形フレーム解析により柱脚の浮き上がりの有無による層間変位の差（ Δ_y ）を用いて、変位の増大量（ Δ ）を次式で修正する。

$$\Delta = \Delta_y \cdot Q/Q_y \quad (1)$$

なお、この計算を行う場合は、 Δ_y (Q_y) は降伏変位（降伏耐力）である必要はない。

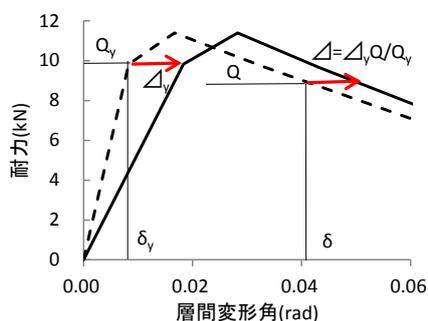


図4 柱脚の浮き上がりによる土塗り壁の耐力-変形曲線の修正

3. 2層架構への適用

前項は、1層架構を対象とした計算である。そこで本節では、2層架構における準用を考える。モデルを設定するに当たり、「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会」のNo4試験体³⁾を参考として、自重を算定した。この試験体は、2階建て4間×6間(158.99m²)軒高5.98m最高高さ7.9m、積載重量を考慮した

重量は、屋根レベルで135.82kN、2F床レベルで157.47kNである。検討モデルを図5に示す。階高2730mm、スパン3640mm、通し柱は150mm角、管柱は120mm角、梁は図5a)で120×210mm、図5b)で120×270mm、他の部材は120mm角、ヤング係数は7000N/mm²、とした。地震力はAi分布 (A₂=1.3) とし、1階層せん断力を壁耐力とした (1Pで5kN、2Pで10kN)。土塗り壁は、層間変形角1/120radで半間壁で5kN、一間壁で10kNとなる圧縮筋かいに置換した (図5中の破線)。半間幅の土塗り壁を含む架構では自重を表1の事例1および事例2、一間幅の土塗り壁を含む架構では自重を表1の事例1および事例4を参考にして、浮き上がり側の自重を半間幅の土塗り壁を含む架構で2kNと4kN、一間幅の土塗り壁を含む架構で5kNと3kNの計算事例 (表2) を採用した。梁断面寸法をパラメータに計算した結果を表3および表4に示す。太字の梁断面が前節で設定した平屋における梁断面である。前節で設定した平屋における梁断面にすれば、梁GIおよびDFの最大曲げ応力度は許容応力度未満となることが分かる。計算事例だけからいえば、前節で設定した平屋における梁断面を1ランク小さくすることも可能である。一方で、層間変位は、柱脚をピンと仮定した場合に比して大きく増大し、前節で設定した平屋における梁断面の場合でも、1階で2.5倍、2階で3倍程度となる。この場合の骨格曲線を図6に示す。1/120rad時耐力で元の骨格曲線の1/3程度の耐力となることが分かる。なお、梁断面を前節で設定した平屋における梁断面から1ランク向上させれば、1/120rad時耐力で元の骨格曲線の40~50%程度の耐力となる。

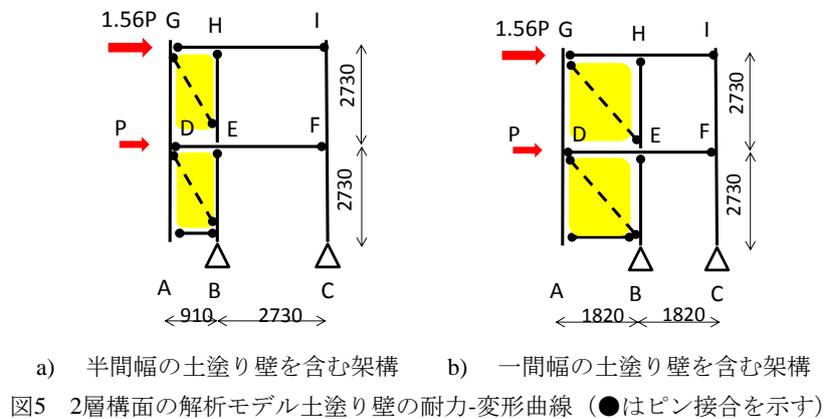


表1 各節点に作用する自重(kN)の事例 (「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会」のNo4試験体)

a) 半間幅の土塗り壁を含む架構				b) 一間幅の土塗り壁を含む架構						
節点	事例1	事例2	事例3	節点	事例1	事例2	事例3	事例4	事例5	事例6
D	2.2	4.6	2.4	D	5.3	2.9	6.3	2.4	5.4	5.3
E	5.1	0.9	1.8	E	6.8	8.5	8.5	7.7	7.1	8.5
F	1.8	5.4	2.9	F	1.8	2.2	2.2	3.8	0.6	4.6
G	2.1	4.0	4.0	G	5.0	11.9	4.0	4.0	5.1	5.0
H	6.4	7.4	7.4	H	6.8	8.5	8.5	7.7	7.1	8.5
I	14.1	15.5	11.9	I	14.1	10.3	10.3	18.7	18.7	4.1

表2 解析における各節点に作用する自重(kN)

a) 半間幅の土塗り壁を含む架構			b) 一間幅の土塗り壁を含む架構		
節点	計算例1	計算例2	節点	計算例1	計算例2
D	2.0	4.0	D	5.0	3.0
E	5.0	5.0	E	7.0	7.0
F	1.7	1.7	F	1.8	1.8
G	2.0	4.0	G	5.0	3.0
H	6.5	6.5	H	6.8	6.8
I	14.0	14.0	I	14.1	14.1

表3 半間幅の土塗り壁を含む架構におけるE点の最大曲げ応力度および層間変形角

a) 計算例1

梁断面 (mm)	最大曲げ応力度(N/mm ²)		層間変形角(rad)		柱脚ピン時に対する層間変形の比	
	2階梁	R階梁	1階	2階	1階	2階
120×210	15.5(0.92)	15.1(1.15)	0.0256(0.0083)	0.0231(0.0066)	3.07	3.52
120×240	11.9(1.00)	11.5(1.25)	0.0199(0.0083)	0.0175(0.0065)	2.39	2.69
120×270	9.5(1.07)	9.0(1.32)	0.0165(0.0083)	0.0140(0.0064)	1.98	2.18

b) 計算例2

梁断面 (mm)	最大曲げ応力度(N/mm ²)		層間変形角(rad)		柱脚ピン時に対する層間変形の比	
	2階梁	R階梁	1階	2階	1階	2階
120×180	16.8(0.76)	16.5(0.94)	0.0300(0.0083)	0.0276(0.0064)	3.06	4.27
120×210	12.4(0.86)	12.1(1.06)	0.0219(0.0082)	0.0196(0.0064)	2.63	3.04
120×240	9.5(0.94)	9.2(1.15)	0.0174(0.0082)	0.0150(0.0064)	2.08	2.35

注：()内は、A点をピン支持とした場合を示す

表4 一間幅の土塗り壁を含む架構におけるE点の最大曲げ応力度および層間変形角

a) 計算例1

梁断面 (mm)	最大曲げ応力度(N/mm ²)		層間変形角(rad)		柱脚ピン時に対する層間変形の比	
	2階梁	R階梁	1階	2階	1階	2階
120×240	16.7(0.47)	16.2(0.56)	0.0250(0.0082)	0.0222(0.0058)	3.00	3.79
120×270	13.2(0.51)	12.7(0.61)	0.0203(0.0082)	0.0173(0.0058)	2.43	2.98
120×300	10.8(0.55)	10.2(0.65)	0.0171(0.0082)	0.0143(0.0058)	2.06	2.47

b) 計算例2

梁断面 (mm)	最大曲げ応力度(N/mm ²)		層間変形角(rad)		柱脚ピン時に対する層間変形の比	
	2階梁	R階梁	1階	2階	1階	2階
120×240	21.4(0.50)	20.8(0.61)	0.0299(0.0082)	0.0270(0.0058)	3.59	4.58
120×270	17.0(0.55)	16.3(0.67)	0.0238(0.0082)	0.0208(0.0058)	2.85	3.53
120×300	13.8(0.59)	13.1(0.71)	0.0198(0.0082)	0.0168(0.0058)	2.38	2.88

注：()内は、A点をピン支持とした場合を示す

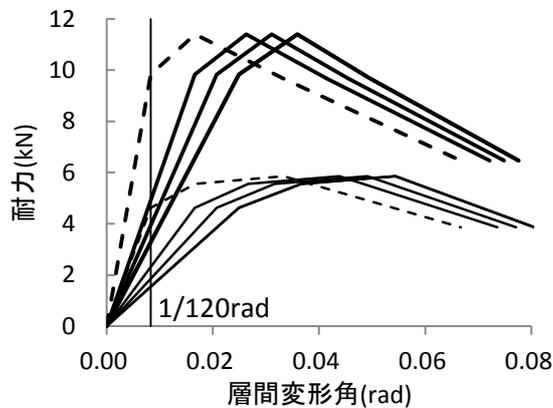


図6 柱脚の浮き上がりに応じて修正された土塗り壁の耐力-変形曲線

(破線：元の骨格曲線、実線：柱脚ピン時に対する層間変形の比が左から2.0,2.5,3.0に応じた骨格曲線)

4. まとめ

本稿では、柱脚浮き上がりを許容した場合の横架材を含めた架構で水平耐力を発現させるための必要横架材断面の算定法およびその際の土塗り壁の耐力特性の修正法を提案した。結果として、1層の架構で横架材断面の検討を行えば、その横架材断面を2層の架構へも適用可能であることが計算事例から得られた。

参考文献

- 1) 吉敷 祥一・窪田 裕幸・柳瀬 高仁・染井 健二・和田 章：柱脚の浮き上がりを許容することで心柱効果を期待したロッキング制御型木質耐力壁の振動台実験，日本建築学会構造系論文集 74(644), pp.1803-1812, 2009
- 2) 山田耕司・中治弘行・長瀬 正・鈴木祥之：伝統構法木造軸組における土塗り小壁の復元力評価法，歴史都市防災論文集 Vol.11, pp.95-102, 2017.7
- 3) 「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会」：平成22年度 事業報告書，p.2-47，2011. (http://green-arch.or.jp/dentoh/report_2011.html アクセス日2018.1.31)