

柱脚浮き上がりを許容した壁を含む架構の水平耐力の実験的検証

Tests for 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 the previous paper, the resisting force calculation method of a mud plaster in a wooden frame without fixing the bottom of a column is proposed. In this paper, 1/2 scale test pieces are loaded to present the factual evidence of the proposed method. Results are as follows: 1) The 1/2 scale tests show the effects of both dead load and the stiffness of beams. 2) The proposed method also gives the storey displacement against test results using the MOE of beams.

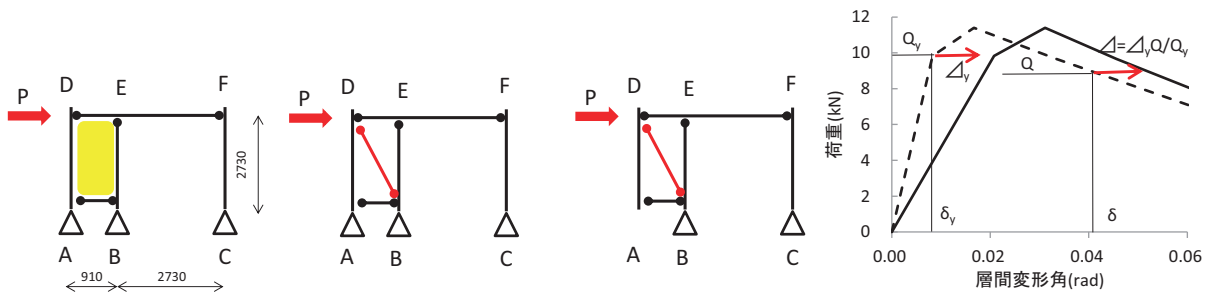
Keywords: mud-wall, failure mechanism, evaluation method, restoring force characteristic

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。そこで前報⁴⁾では、土塗り壁の耐力特性から柱脚浮き上がりを許容した場合の横架材を含めた架構の耐力特性へ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。そこで本報では、1/2縮小試験体により横架材の柱脚浮き上がりへの影響と前報提案式の確認を行う。実験は、平屋モデルおよび2層モデルを扱い、荷重－変形曲線の精度を検証対象とする。

前報⁴⁾の修正法では、図1 a)の土塗り壁を含む架構を図1 b)のようにモデル化し、柱脚浮き上がりを許容したモデル(図1 c)の荷重－変形関係(図1d)実線)を、耐力壁の骨格曲線(図1d)破線)に柱脚の浮き上がり起因する変位の増大量(Δ)を付加して作成する。変位の増大量(Δ)は、図1に示す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)を用いて式(1)で計算する。

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



a) 架構モデル b) 支持点 A がピンのモデル c) 支持点 A が自由のモデル d) 荷重－変位関係の修正
図1 土塗り壁を含む架構の荷重－変位関係の修正 (●はピン接合, 破線は土塗り壁の骨格曲線, 実線は修正された曲線)

2. 実験概要

(1) 試験体

本研究は、1/2 縮小試験体を用いた架構の加力試験である。

試験体は図 2 に示す 1 層もしくは 2 層の架構を 1/2 に縮小した試験体とする。試験パラメータとして、D、G 点に作用させる抑え込み自重を既報を参考に 2 セット、梁背を 2 種類、採用する。加えて、比較用として柱脚固定試験体 4 体を用意する。耐力壁は合板大壁として、釘本数で耐力を制御し、実大の 1/5 程度の水平耐力とする。浮き上がりが発生する支点 A、B を除き、支点 C は金物で固定する。

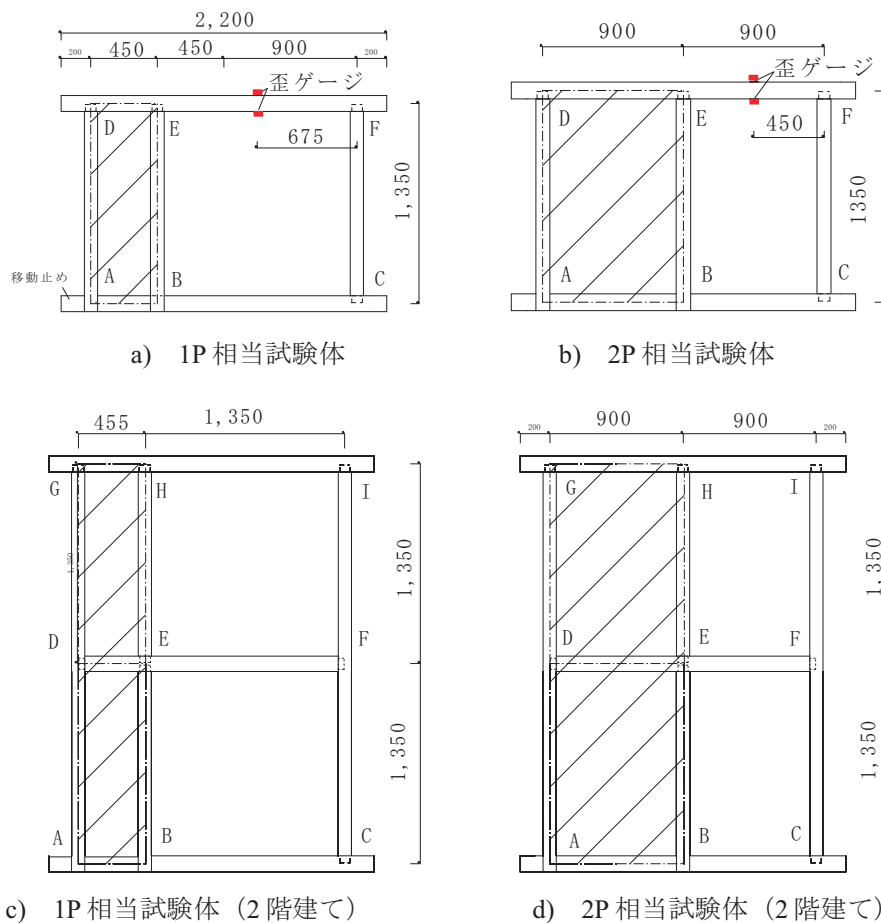


図2 実験対象とする架構 (ハッチ部は耐力壁を示す)

柱はスギ90mm角、梁はスギ105および120mm角、耐力壁は構造用合板大壁仕様とし耐力を釘N38の本数で調整した。実際の壁耐力は1P土塗り壁で5kN、2P土塗り壁で10kN程度、各節点に作用する自重は表1のように想定していた。しかし、安全対策の都合上自重相当分の錘を20%程度にせざるを得なかったため、実験用

耐力壁の耐力は、1P相当で1kN程度、2P相当で2kN程度を目標値とした。試験体一覧を表2に示す。ここで、柱頭、柱脚を固定する場合は、羽子板ボルトを使用している。柱・梁接合部は短ホゾとしている、ただし、長ホゾ込栓仕様では、カシ ϕ 15.4mmを用いている。含水率は、柱が13-14%、梁が8-13%であった。表3に自重一覧を示す。自重は市販の重錘(0.196kN/個)を用い、ロープで各節点に吊るした。耐力壁の釘本数は、枠組み壁工法の計算式を用いて計算した。結果として、1P相当壁には柱にN38を4本横架材にN38を2本使用し、2P相当壁には柱にN38を4本横架材にN38を3本使用した。

計測は、水平荷重、1F 水平変位、2F 水平変位を主とし、付随的に A 点鉛直変位、B 点鉛直変位、柱軸力（2 ゲージ法、柱真ん中、AD 材、BE 材、CF 材、DG 材、EH 材、FI 材）、モーメント（2 ゲージ法、梁中央、EF 材、HI 材）を計測した。また、柱の浮き上がり予測を行うためには、梁の曲げ剛性が必要なため、実験終了後に梁の単純支持 1 点集中載荷試験を行い、梁の曲げヤング係数を求めた（図 3）。この時の集中荷重は $P=0.392\text{kN}$ とした。曲げヤング係数推定値は、1P 相当試験体スギ 105mm 角で 6764 N/mm^2 、同 120mm 角で 7432 N/mm^2 であり、2P 相当試験体スギ 105mm 角で 7455 N/mm^2 、同 120mm 角で 4728 N/mm^2 、2F 試験体胴差 105 角で 10419 N/mm^2 、であった。

表1 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2 試験体一覧

壁種類	階数	柱脚 AB	柱頭 DE	梁	自重	試験コード
1P	平屋	全ピン	未固定	梁小	無	1F1P105F
		未固定	未固定	梁小	自重 a 自重 b	1F1P105a 1F1P105b
		未固定	固定	梁小	自重 a 自重 b	1F1P105aF 1F1P105bF
		未固定	未固定	梁大	自重 a 自重 b	1F1P120a 1F1P120b
		未固定	固定	梁大	自重 a 自重 b	1F1P120aF 1F1P120bF
		未固定	長ホゾ込栓	梁小	自重 a	1F1P105aK
2P	平屋	全ピン	未固定	梁小	無	1F2P105F
		未固定	未固定	梁小	自重 a 自重 b	1F2P105a 1F2P105b
		未固定	固定	梁小	自重 a 自重 b	1F2P105aF 1F2P105bF
		未固定	未固定	梁大	自重 a 自重 b	1F2P120a 1F2P120b
		未固定	固定	梁大	自重 a 自重 b	1F2P120aF 1F2P120bF
		未固定	長ホゾ込栓	梁小	自重 a	1F1P120aK
1P	2 階建	未固定	長ホゾ込栓	梁小	自重 a	2F1P105aK
2P	2 階建	未固定	長ホゾ込栓	梁小	自重 a	2F2P105aK

表3 自重設定（鍾個数：0.196kN/個）

壁種類	階数	自重	節点 D	節点 E	節点 G	節点 H
1P	平屋	自重 a	2	6	—	—
		自重 b	4	6	—	—
2P	平屋	自重 a	2	6	—	—
		自重 b	4	6	—	—
1P	2階建	自重 a	0	6	4	6
2P	2階建	自重 a	0	6	4	6

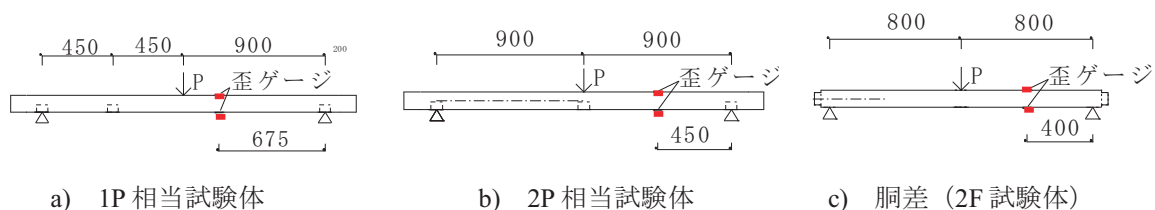


図3 梁の曲げヤング係数測定条件

(2) 载荷スケジュール

载荷装置は、T社製汎用静的载荷装置を用いた。载荷スケジュールは、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50 radで1回正負繰り返し载荷を行った後、1/15radまでA点の柱脚が浮く方向に载荷した。試験体に作用する荷重は、試験体の横架材レベルに設置したロードセルにて計測した。試験体の層間変位も横架材に取り付けたポテンシオメータで変位を計測し、算定している。

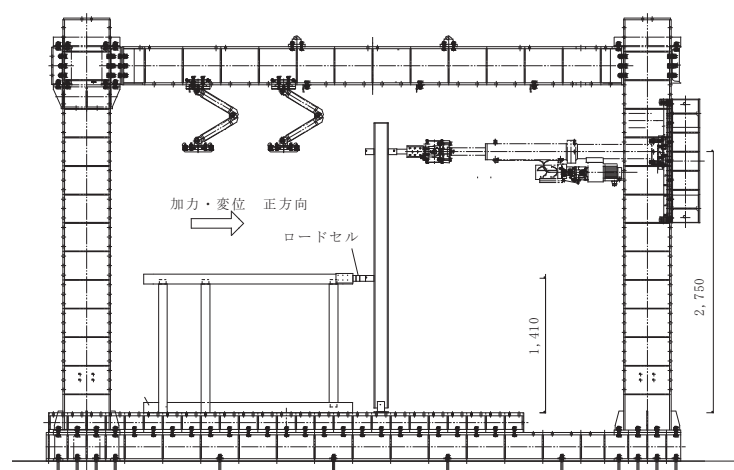


図4 载荷治具など

3. 結果・考察

(1) 1層1P相当試験体

まず、壁耐力を試験体 1F1P105F にて確認した。図5に層間変位と荷重の関係および層間変位と梁の曲げモーメントの関係を示す。図より耐力に降伏状態が見られない事、および、柱頭部を固定しないため、梁の曲げモーメントが微小であることが分かる。なお、前報⁴⁾では、荷重—変形曲線上でほぼ線形と見なせる最大耐力近傍を参照点として柱脚浮き上がり時の架構の骨格曲線を作成している。そこで本報では、図中の●を、後に変形を計算するための等価剛性計算点とした。

次に柱脚浮き上がり時における自重の耐力への影響を、柱頭を固定しない試験体 1F1P105a、1F1P105b で比較する。図6に両試験体の荷重—層間変位関係および最終加力時の荷重差を示す。ホゾの曲げ抵抗などを除けば、節点Dに作用する自重と壁の長さ高さの比1/3より、計算上は試験体 1F1P105aは0.131kN、試験体 1F1P105bは0.261kN、で浮き上がり始める。この計算上の浮き上がり荷重差0.13kNが節点Dに作用する

自重による抑え込み効果（図中の荷重差予測値）といえる（柱頭・柱脚が固定されていないため、耐力壁の最大耐力は自重により決定されるため）。結果として、荷重差は一時的に 0.13kN を超えるが、終局的に 0.13kN に近似している。

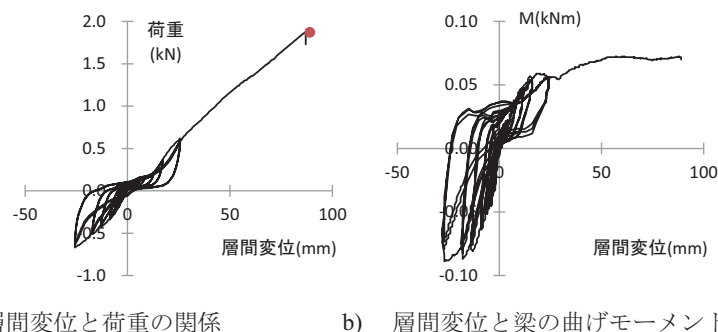


図5 層間変位と荷重の関係および層間変位と梁の曲げモーメントの関係（試験体1F1P105F）

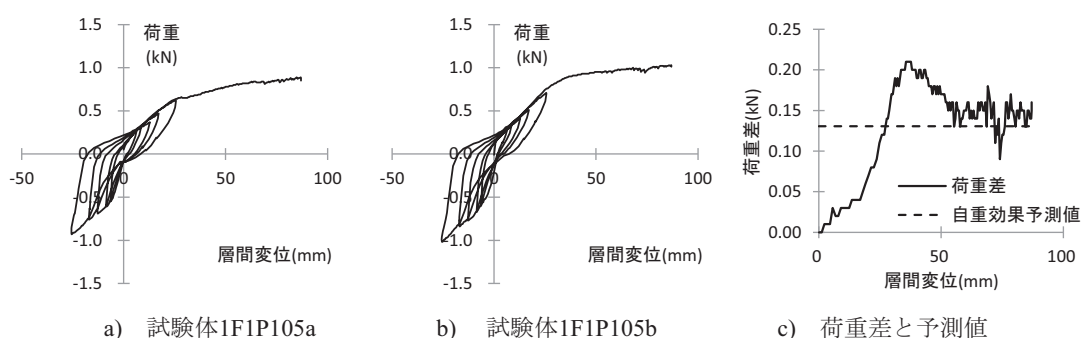


図6 層間変位と荷重の関係および荷重差（試験体1F1P105a、1F1P105b）

次に修正された荷重—層間変位関係の妥当性を、柱頭を固定した試験体 1F1P105aF、1F1P105bF、1F1P120aF、1F1P120bF、で検討する。図 7 に各試験体の荷重—層間変位関係と荷重 1.47kN 時の前報⁴⁾を用いた予測値（●）を示す（1.47kN は最大荷重近傍の重錘の整数倍として設定した）。耐力特性の修正法は前報⁴⁾を用い、耐力壁の割線剛性は図 5 の点から計算した。図より前報⁴⁾の耐力特性の修正法は良い対応をしていることが分かる。また、梁の曲げモーメント最大値も 0.6-0.8 kN m あり、図 5 b) と比較しても、梁の曲げ戻しによる耐力が生じていることが分かる。なお、1P 相当試験体の場合では、“自重 a” の場合で荷重 1.70 kN、“自重 b” の場合で荷重 2.22 kN で浮き上がる計算結果を得ている。

最後に込栓を用いた場合の修正された荷重—層間変位関係の妥当性を検討する。図 8 に結果を示す。試験体 1F1P105aF（図 7a）と比して、耐力および梁に作用する曲げモーメントが上昇している。この具体的要因は不明である。しかし、試験体 1F1P105aF の柱の含水率が 13%程度であったのに対し、試験体 1F1P105aK の柱の含水率は 6%程度であったため、釘接合 1 本あたりの耐力増加に起因して壁耐力が増加した可能性がある。一方で試験体 1F1P105aF において柱頭を羽子板ボルトで緊結していたのに対し、試験体 1F1P105aK では込栓で固定した。しかし、本実験程度の柱頭引抜力では、込栓の破壊には至らなかった。

(2) 1層2P相当試験体

まず、壁耐力を試験体 1F2P105F にて確認した。図 9 に層間変位と荷重の関係および層間変位と梁の曲げモーメントの関係を示す。図より最大耐力が 3kN 程度である事、および、柱頭部を固定しないため、梁の曲げモーメントが微小であることが分かる。なお、図中の●は、後に変形を計算するための等価剛性計算点である。

次に柱脚浮き上がり時における自重の耐力への影響を、柱頭を固定しない試験体 1F2P105a、1F2P105b で比較する。図 10 に両試験体の荷重—層間変位関係および最終加力時の荷重差を示す。ホゾの曲げ抵抗などを除けば、節点 D に作用する自重と壁の長さ高さの比 2/3 より、計算上は試験体 1F2P105a は 0.261kN、試験体 1F2P105b は 0.523kN、で浮き上がり始める。この計算上の浮き上がり荷重差 0.262kN が節点 D に作用

する自重の抑え込み効果といえる（柱頭・柱脚が固定されていないため、耐力壁の最大耐力は自重により決定されるため）。結果として、この試験体の場合は、荷重差は 0.262kN を超えた状態が継続した。なお、試験体 1F2P105a における層間変位 75mm 付近以後の荷重増加は、A 点浮き上がり時の脚部横移動防止材との摩擦による拘束の結果と考えられる。

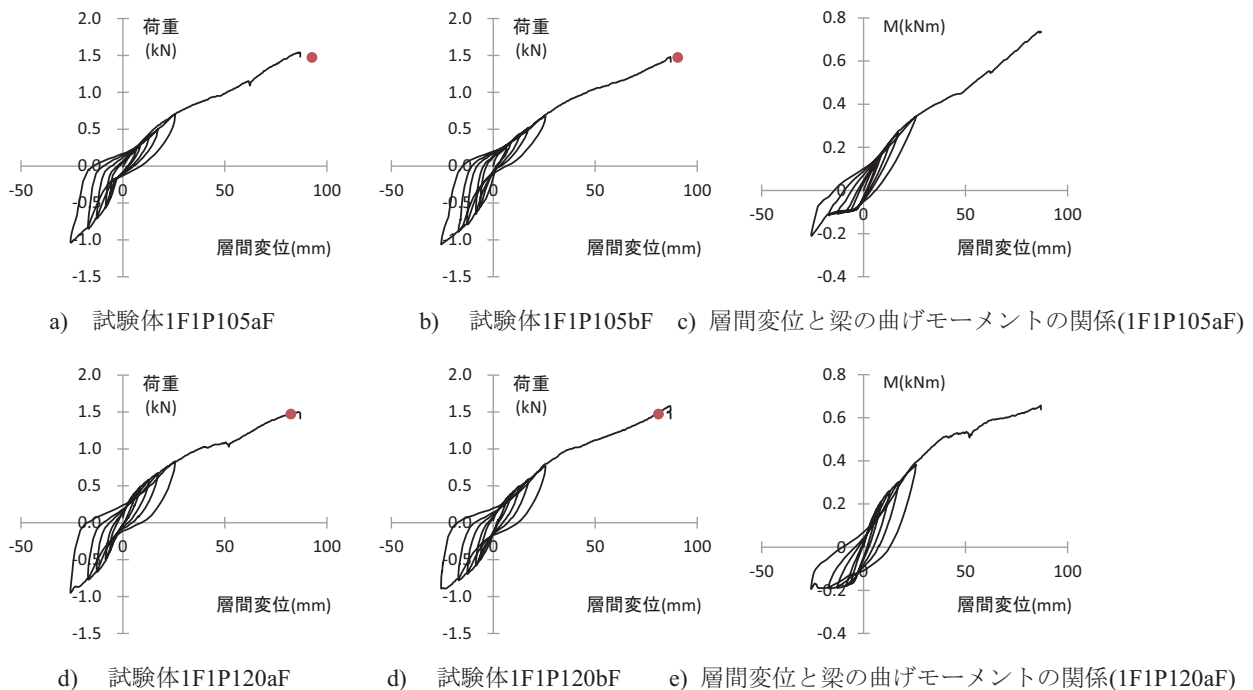


図7 層間変位と荷重の関係および層間変位と梁の曲げモーメントの関係
(試験体1F1P105aF、1F1P105bF、1F1P120aF、1F1P120bF) 図中の●は層間変位予測値

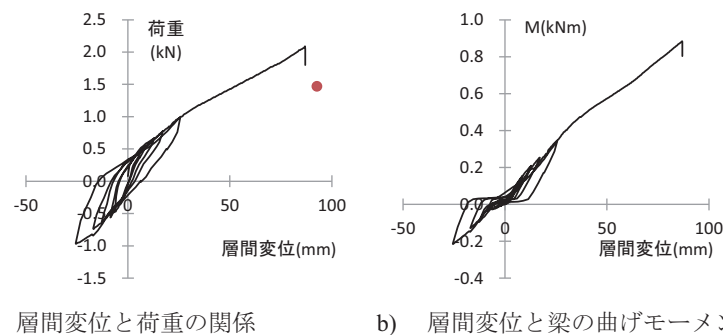


図8 層間変位と荷重の関係および層間変位と梁の曲げモーメントの関係（試験体1F1P105aK）
図中の●は層間変位予測値

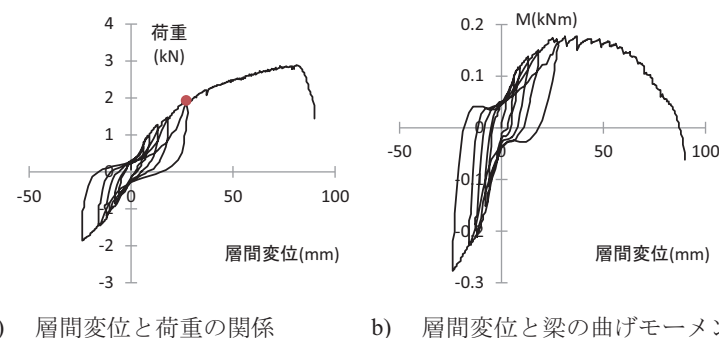
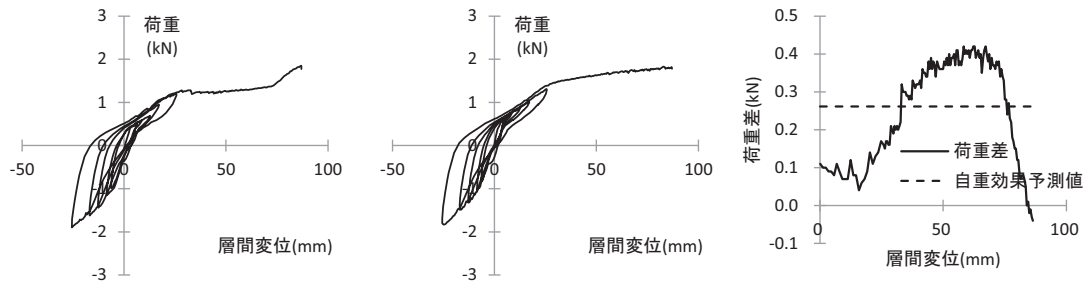


図9 層間変位と荷重の関係および層間変位と梁の曲げモーメントの関係（試験体1F2P105F）

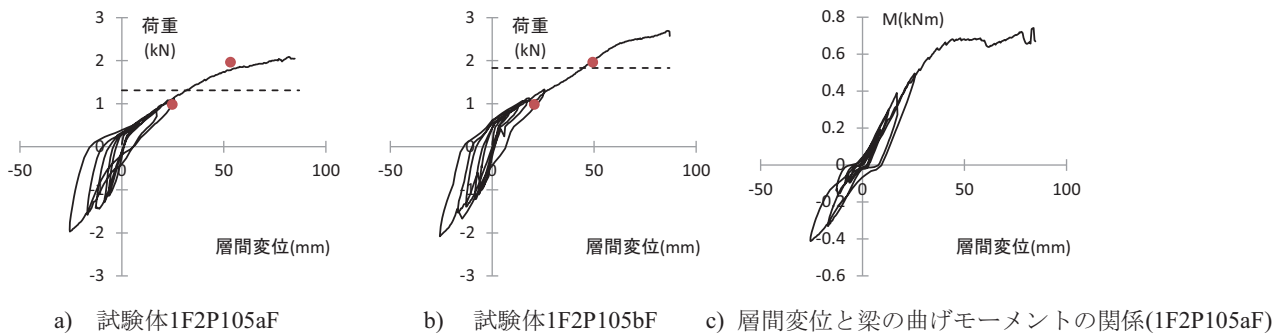
次に修正された荷重－層間変位関係の妥当性を、柱頭を固定した試験体 1F2P105aF、1F2P105bF、

1F2P120aF、1F2P120bF、で検討する。図 11 に各試験体の荷重—層間変位関係と荷重 0.98、1.96kN 時の前報⁴⁾による予測値（●）を示す（0.98、1.96kN は浮き上がりが生じる前後の荷重の内、重錘の整数倍として設定した）。耐力特性の修正法は前報⁴⁾を用い、耐力壁の割線剛性は図 9 の点から計算した。なお、試験最終時には、C 点近辺を中心に試験体全体が浮き上がった。これは、C 点を中心とした自重相当錘との釣り合いから浮き上がったと考えられる。この場合、計算上では、“自重 a”の場合で荷重 1.31 kN、“自重 b”の場合で荷重 1.83 kN で浮き上がることになる。図より、自重に勝る水平力を超えた範囲（破線より上部）では、予測値と実験値が異なるケースもあるが、ほぼ前報⁴⁾の耐力特性の修正法は良い対応をしていることが分かる。また、梁の曲げモーメント最大値も 0.6-1.0 kN m あり、図 9 b)と比較しても、梁の曲げ戻しによる耐力が生じていることが分かる。

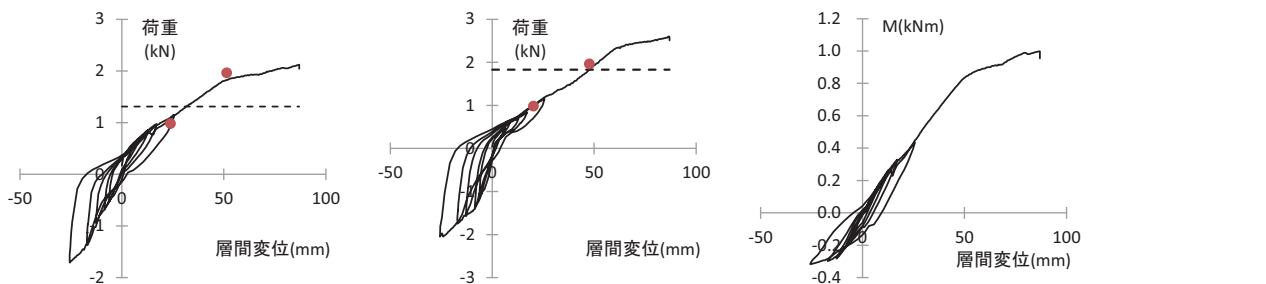


a) 試験体1F2P105a b) 試験体1F2P105b c) 荷重差と予測値

図10 層間変位と荷重の関係および荷重差（試験体1F2P105a、1F2P105b）



a) 試験体1F2P105aF b) 試験体1F2P105bF c) 層間変位と梁の曲げモーメントの関係(1F2P105aF)



d) 試験体1F2P120aF e) 試験体1F2P120bF f) 層間変位と梁の曲げモーメントの関係(1F2P120aF)

図11 層間変位と荷重の関係および層間変位と梁の曲げモーメントの関係（試験体1F2P105aF、1F2P105bF、1F2P120aF、1F2P120bF）（図中の●は層間変位予測値、破線は試験体が浮き上がる水平力の理論概算値）

(3) 2層試験体の結果

前項までの結果を受け、2層試験体の修正された荷重—層間変位関係の妥当性を検討した。なお、実験ではG点近傍に試験体の振れ止め（重量392N程度）を設置したため、予測値の計算ではその重量を考慮している。図13、14に結果を示す。図より、試験体2F1P105aKの場合は前報⁴⁾の耐力特性の修正法は良い対応をしている（図13）が、試験体2F2P105aKの場合は予測結果とは異なっている（図14）。これは中央柱（E節点）の雇ホゾが割れ、1階中央柱の柱頭を固定していない場合と同等になったためである。そこで、柱頭を固定していない試験体1F2P105bの荷重—層間変位関係を荷重—1階層間変位関係と比較すれば、これらの骨

格曲線は、ほぼ同程度となっているおり、この実験結果を説明できる。

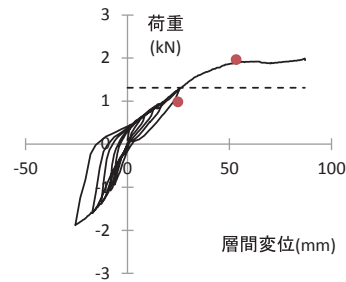


図12 層間変位と荷重の関係（試験体1F2P105aK）図中の●は層間変位予測値

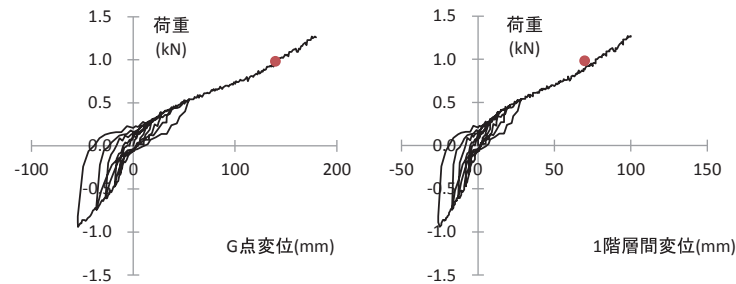


図13 1階層間変位および頂部（図3の節点G）変位と荷重の関係（試験体2F1P105aK）図中の●は層間変位予測値

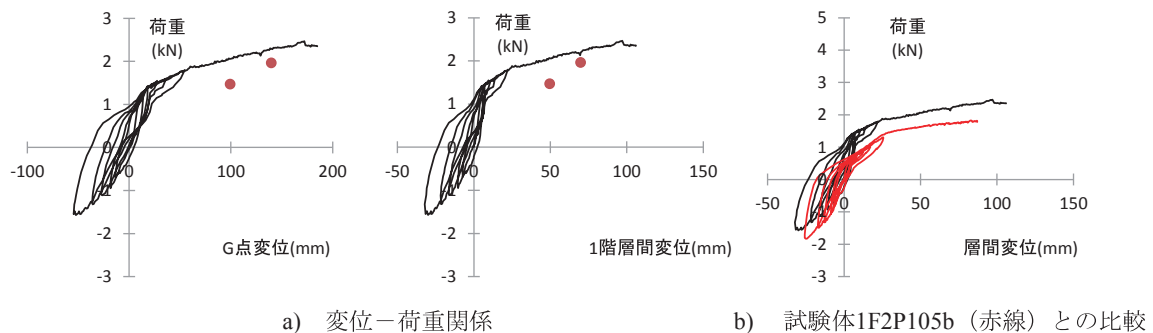


図14 1階層間変位および頂部（図3の節点G）変位と荷重の関係（試験体2F2P105aK）

図中の●は層間変位予測値

4. まとめ

本稿では、既報4)で提案した柱脚浮き上がりを許容した場合の土塗り壁の耐力特性の修正法を確認するため、1/2縮小試験体で実験を行った。結果として、壁耐力の骨格曲線から得た割線剛性と計測された横架材のヤング係数を用いて計算した値は、実験結果と良い対応をしていることが分かった。

謝辞：本研究に際し、松井角平記念財団より平成30年度研究助成を受けた。記して謝意を示す。

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)
- 4) 山田耕司：柱脚浮き上がりを許容した壁を含む架構の水平耐力，歴史都市防災論文集 Vol.12, pp.31-36, 2018.7