

論文 実大 5 層壁式架構試験体張間方向を対象とした構造性能評価に関する解析的研究

太田 あゆみ^{*1}・向井 智久^{*2}・衣笠 秀行^{*3}

要旨：本稿では既往の実大 5 層壁式 RC 造試験体の張間方向を対象に、単軸ばねによる並列平面（以下、疑似立体）モデルおよび立体モデル、マルチスプリングによる立体モデルを用いた解析結果を比較する。その際、既往の文献¹⁾よりスラブ有効幅は実験値と整合が確認された全幅とした。しかし、開口が少なくスパンが長い張間方向では疑似立体モデルの構造性能を過少評価した。そこで、直交部材の影響を適切に加味するため、疑似立体モデルの各構面の両端に直交部材の曲げ戻し効果を考慮した鉛直材を設定して検討した結果、荷重変形関係および損傷分布が立体モデルと整合したのは、直交部材を考慮した疑似立体モデルであった。

キーワード：壁式鉄筋コンクリート構造、連層耐力壁、直交壁、解析モデル

1. はじめに

一般に面材である耐力壁の立体的な挙動を評価することは難しく、耐力壁から構成される壁式 RC 造建物の立体モデルの適切な構築のためには種々の課題がある。既往の検討¹⁾より、実大 5 層壁式 RC 造試験体²⁾桁行方向の構造性能は学会規準で推奨されているモデルを用いて概ね良好な結果を得た。本稿では、実大 5 層壁式 RC 造試験体²⁾張間方向に対して、桁行方向検討において実験結果と整合したモデルと同様のパラメータを設定し、耐力壁を 1 本の鉛直材に置換し、各構面をピン接合の剛梁で接続した並列平面（以下、疑似立体）モデルと、耐力壁を 3 本の鉛直材に置換した立体モデル、並びに耐力壁にマルチスプリングを用いた立体モデルのそれぞれの手法で解析モデルを作成し比較する。

ここで疑似立体モデルは直交部材の効果を直接考慮できないモデル化手法であるため、開口が少ない連層耐力壁構面では立体モデルと比較して耐力を過小評価することが予想される。そこで本論では、直交方向部材の曲げ戻し効果を直接考慮した 1 本柱単軸ばねモデルを用いた検討を行いその妥当性を確認する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体伏せ図を図-1に示す。試験体は壁式RC造の8

階建てモデル建物の下部5層部分とし、桁行方向13.98m、張間方向10.50mの長方形断面である。この実験では設計要領内の耐震安全性に関する規定の妥当性を検討することを主目的としたため、この種の建物の耐震安全性に対して最も大きな要因の一つとして考えられる壁率に着目し、それが規定値の $320\text{cm}^2/\text{m}^2$ をわずかに上回るものとしている。なお壁厚は桁行方向で270mm、張間方向で200mmであり、特に桁行方向は通常5階建ての断面と比べ大きい。

試験体立面図³⁾を図-2に示す。地盤面から1階床高さは1900mmであり、階高は各階2650mmと統一されている。本来は存在する上部3層分の重量に相当する約840tを最上階のコンクリート突出部に1台もしくは2台配置された計16台の油圧ジャッキにより加力し、加力中もその値

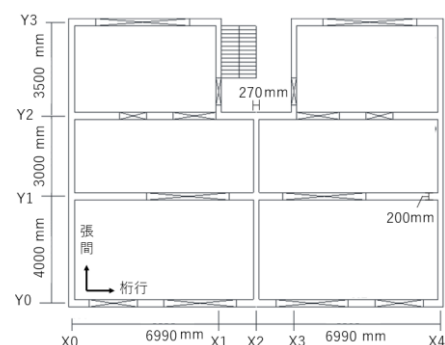


図-1 試験体伏せ図

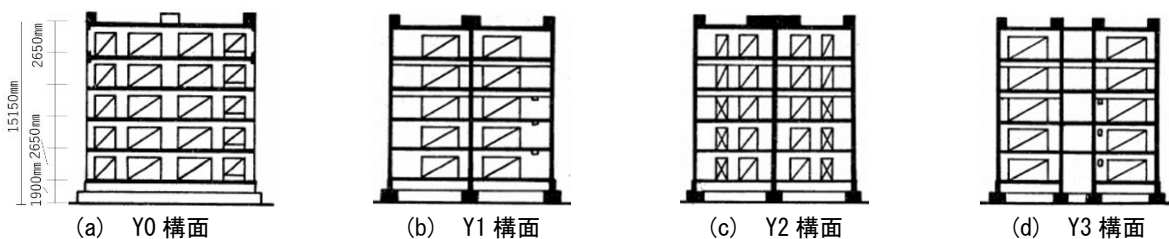


図-2 試験体立面図

*1 東京理科大学 理工学部建築学科 大学生 (学生会員)

*2 国土交通省 国土技術政策総合研究所 評価システム研究室 室長 博 (工) (正会員)

*3 東京理科大学理工学部建築学科、教授 工学博士 (正会員)

を一定に保った。なお本実験の水平加力方向は桁行方向であり、本論で対象としている張間方向への加力は行われていない。

コンクリートと鉄筋の材料試験結果を表-1に示す。また、各耐力壁は同様の配筋が施されているため、ここでは紙面の都合上、X1通り・Y2-Y3間耐力壁の断面および配筋情報を図-3に示す。この試験体は8階建ての5階部分を想定していることより、試験体に用いた鉄筋は全て異形鉄筋SD30、耐力壁端部曲げ補強筋はD25と一般的に用いられる鉄筋と比較して太径のものを使用している。

3. 解析概要

3.1 架構のモデル化

本稿では、前述の試験体の張間方向を対象に静的非線形増分解析を行い、架構の挙動を評価するモデルの提案を行う。解析には任意形状フレームの弾塑性解析プログラムSNAP ver.8（構造システム(株)）を使用する。

モデルのパラメーター一覧を表-2に示す。A-1は耐力壁部材を単軸ばねモデルにて1本柱置換したもので、各構面をピン接合された剛梁で接続した疑似立体モデルであり、B-1は耐力壁部材を単軸ばねモデルにて3本柱置換した立体モデルである。C-1は各要素に材料特性を考慮したマルチスプリングモデル（以降MSモデル）にてモデル化した立体モデルである。ここで、全てのモデルの耐力壁のせん断終局強度は文献[9]を参照し、対象試験体の構造性能評価においてより適切な算定式である

せん断 mean 式を用いる。また文献[9]より、桁行方向において壁梁の曲げ終局強度およびせん断終局強度を算出する際のスラブの有効幅を全幅としたモデルを用いる。

耐力壁、壁梁はそれぞれの部材の構造芯位置で線材置換し、各部材の中心位置に節点を配置してモデル化する。1階壁脚の節点はピン支持とする。なお、剛域端は部材フェイス位置とし、危険断面位置は剛域端とした。前述の通り、張間方向の水平加力は実施されていないため、高さ方向の分布はAi分布に基づく分布とする。なお、実験での载荷状況を考慮し、鉛直ジャッキによる荷重は試験体頂部に作用させる。

3.2 部材のモデル化

3.2.1 単軸ばねモデル

各ばねのモデル図を図-4に示す。

壁梁部材を1本の水平方向の線材としてモデル化する場合に梁の左右両端の危険断面位置に曲げばね、せん断ばねを有するモデルとする。

耐力壁を1本柱置換によりモデル化する場合、耐力壁の重心部分上下端に曲げばねおよびせん断ばね、中央部に軸ばねを配したモデルとして扱う。耐力壁の剛性・耐力算定の際には、曲げ剛性と曲げひび割れ耐力算定に協力幅分の直交壁を、各終局耐力や軸剛性の算定には有効幅分の直交壁を考慮する。

耐力壁を3本柱置換によりモデル化する場合、面内耐力壁と耐力壁両端部の3部材に分割する。面内耐力壁の中央に曲げばね、せん断ばね、軸ばねを有する鉛直材を、端部に軸ばねを有した鉛直材を両端ピン接合として

表-1 材料試験結果

(a) コンクリート				(b) 鉄筋	
	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	終局強度 (N/mm ²)
基礎	24286	25.2	2.2	397	554
1階	24184	24.5	2.2	414	608
2階	24388	29.1	2.3	369	552
3階	23980	25.0	2.2	393	555
4階	22449	24.7	2.2	385	609
5階	22857	24.8	2.2	349	534

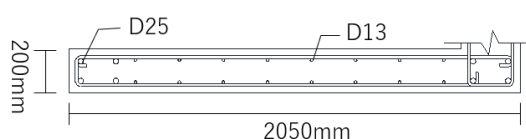


図-3 X1通り・Y2-Y3間耐力壁断面配筋情報

表-2 モデルパラメーター一覧

モデル名	A-1	B-1	C-1
使用モデル	単軸ばねモデル		MSモデル
	1本柱置換モデル	3本柱置換モデル	
モデル図			

配置する。なお、本稿では、直交壁との交差部または端部筋が配筋されている範囲を「端部」とした。曲げ耐力と中央部の軸ばねの評価範囲は端部を除く耐力壁中央部とし、曲げ剛性とせん断ばねの評価範囲は有効範囲の直交壁を含む耐力壁全体とする。端部の軸ばねは端部のみで評価する。

1 本柱置換モデルは直交部材のモデル化はせず、面内の壁のモデル化の際に剛性および耐力を算定することで直交部材を間接的に考慮している。一方、3 本柱置換モデルは直交部材を直接考慮してモデル化を行う。具体的には、直交部材は面内の力に対してのみ抵抗するモデル化とし、面外の力に対しては直接には抵抗しないものとしている。

どちらのモデル化手法においても、耐力壁の上下端には耐力壁の長さを剛域とする梁を設定する。なお、協力幅は、階高の 0.1 倍と隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの 1/4 のうち最小の値とし、有効範囲は片側につき直交壁厚さの 6 倍、隣り合う耐力壁までの内法スパン長さの 1/4 および開口部端部までの長さのうち最小の値とする。すべての部材の曲げばねおよびせん断ばねはひび割れと終局を考慮したトリリニアモデルとし、軸ばねは、圧縮側は弾性とし引張側は降伏を考慮したバイリニアモデルとしている。

耐力壁の負担軸力は耐力壁と壁梁、スラブの重量を分配して算定する。耐力壁と直交壁の交差部から45°に線を引き、引いた線同士が交差した点と反対側の交差した点を直線で結ぶ。また、壁梁の内法スパンの二等分線を引き、囲まれた部分のスラブの荷重をその部分に含まれる耐力壁が負担する荷重とする。

(1)耐力壁の剛性・耐力評価式

1)曲げばね

a)初期剛性

$$K_f = 6E_c w I_e / w L (N \cdot mm) \quad (1)$$

ここで、 E_c ：コンクリートヤング係数(N/mm²),

$w I_e$ ：等価断面二次モーメント(mm⁴), $w L$ ：壁板のクリアスパン(mm)

b)剛性低下率

$$\alpha = w M_y C_n / E_c w I_e \varepsilon_y \quad (2)$$

ここで、 $w M_y$ ：引張縁から2本目の鉄筋降伏時曲げモーメント(N・mm), C_n ：弾性中立軸から引張側曲げ補

強筋2本目までの距離(mm), ε_y ：引張側縦補強筋の降伏ひずみ

c)ひび割れ耐力⁴⁾

$$M_c = Z_e (\sigma_t + \sigma_o) (N \cdot mm) \quad (3)$$

ここで、 Z_e ：直交壁を含む耐力壁の等価断面係数(mm³), σ_t ：コンクリートの曲げ引張強度(= $0.56\sqrt{\sigma_B}$), σ_B ：コンクリート圧縮強度(N/mm²), σ_o ：コンクリート軸圧縮応力度(N/mm²)

d)終局耐力

$$M_u = A_{st} \cdot \sigma_{st} \cdot d_t - A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot d_c - \sigma_{av} \cdot t \cdot (\beta_1 \cdot X_n)^2 / 2 + N \cdot g (N \cdot mm) \quad (4)$$

ここで、 A_{st} ：引張側鉄筋の各断面積(mm²), σ_{st} ：引張側鉄筋の応力度(N/mm²), d_t ：圧縮縁から各引張鉄筋までの距離(mm), A_{sc} ：圧縮側鉄筋の各断面積(mm²), σ_{sc} ：圧縮側鉄筋の応力度(N/mm²), d_c ：圧縮縁から各圧縮鉄筋までの距離(mm), σ_{av} ：コンクリート平均応力度(N/mm²) (= $0.85\sigma_B$), t ：耐力壁の壁厚(mm), β_1 ：等価長方形ブロック置換のための係数, X_n ：圧縮縁から中立軸までの距離(mm), N ：負担軸力(N), g ：圧縮縁から重心位置までの距離(mm)

2)せん断ばね

a)初期剛性

$$K_s = G A_e / (\kappa_w L) (N/mm) \quad (5)$$

ここで、 G ：せん断弾性係数(N/mm²)

(= $E_c / 2(1 + \nu)$), ν ：ポアソン比, A_e ：等価断面積(mm²), κ ：せん断形状係数で1.2

b)剛性低下率

$$\beta = 0.46 p_w \sigma_y / \sigma_B + 0.14 \quad (6)$$

p_w ：壁横筋比, σ_y ：壁横筋の降伏強度(N/mm²)

c)ひび割れ耐力

$$Q_c = \tau_{scr} t l / \kappa (N) \quad (7)$$

ここで、 τ_{scr} ：コンクリートのせん断ひび割れ強度

(= $\sqrt{(\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_o)}$), σ_T ：コンクリートの引張強度(= $0.33\sqrt{\sigma_B}$), l ：耐力壁の長さ(mm)

d)終局耐力

(せん断mean式)

$$Q_{su} = \{0.068 p_{te}^{0.23} (\sigma_B + 18) / \sqrt{M/QD + 0.12 + 0.85 \sqrt{p_{wy} \sigma_{wh}}} + 0.1 \sigma_o\} t_e j (N) \quad (8)$$

ここで、 t_e ：等価厚さ(mm)で耐力壁の厚さの1.5倍以下, j ：応力中心間距離(= $7d/8$)(mm), d ：0.95D(mm),

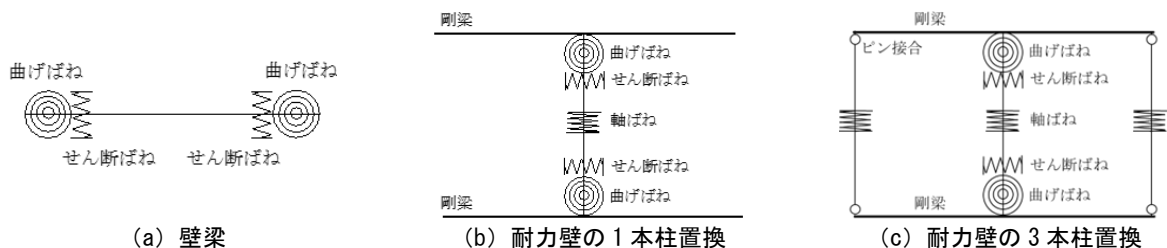


図-4 単軸ばねモデルのばねモデル

D: 耐力壁全長(mm), p_{te} : 等価引張鉄筋比($= 100a_t/t_e d$)(%), a_t : 引張側の端部筋の断面積 (mm^2), p_{wy} : 横補強筋($= a_w/t_e s$), a_w : 1組の横補強筋の断面積 (mm^2), s : 横補強筋の間隔(mm), σ_y : 壁横筋の降伏強度(N/mm^2), σ_{wh} : 横補強筋の降伏強度(N/mm^2), $M/(QD)$: シアスパン比で1未満の場合は1, 3を超える場合は3

3)軸ばね

a)初期剛性

軸引張剛性 K_t は鉄筋が有効であるとし圧縮剛性 K_c はコンクリートと鉄筋が有効であるとして算定する。

$$K_t = E_s A_g / w L \quad (\text{N/mm}) \quad (9)$$

$$K_c = E_c A_e / w L \quad (\text{N/mm}) \quad (10)$$

ここで, E_s : 鉄筋のヤング係数(N/mm^2), A_g : 主筋全断面積(mm^2)

b)軸引張耐力

$$N_t = \sum a_t' \cdot \sigma_y \quad (\text{N}) \quad (11)$$

ここで, a_t' : 耐力壁縦筋の断面積 (mm^2), σ_y : 耐力壁の引張鉄筋の材料強度(N/mm^2)

(2)壁梁の剛性・耐力評価式

1)曲げばね

初期剛性, ひび割れ耐力, 終局耐力については文献⁹⁾を参照し, 剛性低下率は式(12)を用いる. なお, スラブが引張側の場合は式(12)を用い, スラブが圧縮側の場合は式(12)の I_0/I_t を1として算定する。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043(a/D)) \cdot (d/D)^2 \cdot I_0/I_t \quad (12)$$

ここで, n : ヤング係数比, p_t : 引張鉄筋比($= a_t/bD$), a_t : 引張鉄筋断面積(mm^2), b : 梁幅(mm), D : 梁せい(mm), a/D : シアスパン比, d : 有効せい(mm), I_0 : 矩形梁の断面二次モーメント(mm^4), I_t : T形梁の断面二次モーメント(mm^4)

2)せん断ばね

初期剛性, ひび割れ耐力, 剛性低下率については文献⁹⁾を参照し, 終局耐力は式(13)を用いる。

(大野荒川mean式)

$$Q_{su} = 0.068p_{te}^{0.23}(\sigma_B + 18) / \sqrt{M/QD + 0.12 + 0.85\sqrt{p_{we}\sigma_{wy}b_ej}} \quad (\text{N}) \quad (13)$$

ここで, b_e : 等価長方形幅(mm), j : 応力中心間距離($= 7d/8$)(mm), d : 0.95D(mm), p_{te} : 等価引張鉄筋比($= 100a_t/t_e d$)(%), a_t : 引張側の端部筋の断面積 (mm^2), t_e : 等価厚さ(mm)で耐力壁の厚さの1.5倍以下, σ_B : コンクリート圧縮強度(N/mm^2), p_{we} : 等価せん断補強筋比, σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm^2), $M/(QD)$: シアスパン比で1未満の場合は1, 3を超える場合は3

3.2.2 MSモデル

MSモデルのばねモデル図を図-5に示す。曲げばね

および軸ばねについてはMSモデルによるモデル化を行い, せん断ばねは前節の単軸ばねモデルと同様の方法でモデル化を行った。壁の上下端の危険断面位置にMSばねを, 中央にせん断ばねを有するモデルとし, 鉄筋ばねは壁断面の配筋と同位置に配置し, コンクリートばねについてはかぶりコンクリートとコアコンクリートをそれぞれ設定し配置した。なお, 圧縮側のかぶりコンクリートばねとコアコンクリートばねはひび割れと降伏を考慮したトリリニア, 引張側は終局点のみのバイリニアとし, 鉄筋ばねは降伏点のみのバイリニアとした。

1) かぶりコンクリートばね

圧縮側について, 圧縮強度とヤング係数は表-1に従い, 圧縮強度到達時のひずみ算定式は文献⁹⁾と同様とする。なお, ひび割れ耐力および引張強度については文献⁹⁾を参照し, ひび割れ耐力は圧縮強度に0.3を乗じた値とし, 圧縮強度到達後は圧縮強度到達時ひずみの3倍まで耐力を維持するものとする。引張側について, 引張強度は表-1に従い, 引張強度到達後は引張強度到達時ひずみの3倍で強度が0となるよう設定する。

2) コアコンクリートばね

文献⁹⁾に示すコアコンクリートばね耐力評価式と同様とする。

4. 解析結果

4.1 結果の比較

解析により得られたA-1, B-1, C-1の全体変形角-一層せん断力関係(建物頂部の水平変位を建物高さで除した値)の比較を図-6に, 全体変形角0.2%時の部材の損傷分布および曲げモーメント図を図-7に示す。なお, 図-6では一層せん断力に加えて, 一層せん断力を建物重量で除した値であるベースシア係数も併記する。A-1の耐力の頭打ちが他の2モデルと比較して早く, 全体変形角0.5%時の一層せん断力はB-1と比較して約90%である。破壊モードについては, A-1では全体変形角0.1%近傍で大きな壁の1階柱脚曲げ破壊が支配的になり, 全体変形角0.2%ですべての壁の1階柱脚が曲げ破壊し, 全体の耐力が頭打ちする。B-1, C-1では全体変形角0.1%近傍で大きい壁の壁脚でせん断破壊, 一部の壁脚で曲げ破壊し, 建物全体の耐力が頭打ちする。

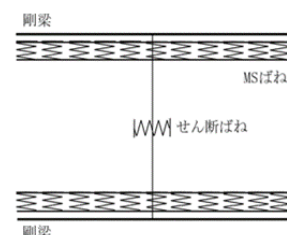


図-5 MSモデルのばねモデル

ここで、同一パラメータで解析を行った桁行方向加力では各モデルで一層せん断力や応力状態に大きな差は確認されなかったり。

このように張間方向加力の場合と桁行方向加力の場合を比較すると、同様の解析手法にも関わらず、張間方向を対象に1本柱置換した結果は過小評価していると思われる。これは、張間方向の開口が桁行方向と比較して少ない連層耐力壁構面であり、直交部材による曲げ戻し効果が適切にモデルに反映されないため、1階脚部の曲げ変形が支配的となり、B-1、C-1と整合しないものと考えられる。

4.2 架構モデルの修正法

4.1 に示したように、連層耐力壁構面を対象とした1本柱置換モデルにおいては終局耐力が過小評価される可能性がある。以降では、直交部材の曲げ戻し効果を考慮した1本柱置換モデル化手法の提案を行う。

モデルパラメータを表-3に示す。本検討では、従来の手法を用いたA-1、せん断変形が卓越するよう構面の両端に剛柱をピン接合したA-2および直交部材の影響を考慮したA-3、A-4を新たに作成し、B-1およびC-1と比較する。ここで、A-3、A-4については、耐力壁端部には直交部材による浮き上がり抑制効果を考慮した柱部材（以降、ピン柱）を設定している。A-3の中央柱には対象断面から算定した曲げ剛性を設定するが、本検討のように曲げ戻し柱を設定すると直交部材断面による曲げ剛性を重複して設定することとなる。そこで、曲げ剛性の過大評価を避けるために中央柱の曲げ剛性算定範囲を面内方向の断面のみから算定するモデルがA-4である。

上記以外のピン柱の共通したモデル化手法を以下に示す。

- ① ピン柱は梁とピン接合とする。
- ② 引張側は剛性と終局耐力を有するバイリニア、圧縮側は剛性のみの弾性ばねを設定する。
- ③ 圧縮剛性は対象部材の圧縮側に位置する直交壁の軸圧縮剛性を設定する。
- ④ 引張剛性は対象部材の引張側に位置する直交壁の軸引張剛性を設定する。
- ⑤ 引張終局耐力は引張側の直交部材が伝達し得るせん断力とし、対象部材引張側に隣接する直交壁梁の(1)両端が曲げ終局に達した際の負担せん断力(2)せん断終局耐力(3)上述の壁梁に接する直交耐力壁の軸強度のうち最小値を設定する。ここで、対象部材引張側に直交方向の壁梁が2つ取り付けられている場合は、2つの壁梁が伝達するせん断力の合計を曲げ戻し柱の引張終局耐力とする。

4.3 モデル修正後の結果

解析により得られた全体変形角-一層せん断力関係を図-8に、全体変形角0.2%時の部材の損傷分布および曲げモーメント図を図-9に示す。なお、図-8では一層せん断力に加えて、ベースシア係数も併記する。

図-8より、モデルA-2では初期剛性、耐力ともに立体的モデルB-1、C-1のそれを大きく上回る。モデルB-1の剛性と近似しているのはモデルA-4、耐力と近似しているのはモデルA-3である。

図-9より、モデルA-2では全体変形角0.05%において負担力の小さい壁の曲げ破壊および負担力の大きい壁のせん断破壊が先行し、全体変形角0.1%付近からすべての壁と壁梁のせん断破壊が発生し架構全体の耐力が頭打ちする。モデルA-3、A-4では負担軸力の大きい耐力壁の軸引張降伏が先行し、その後せん断や曲げ破壊が

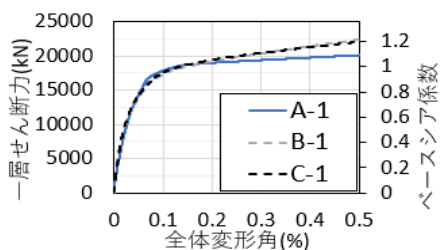
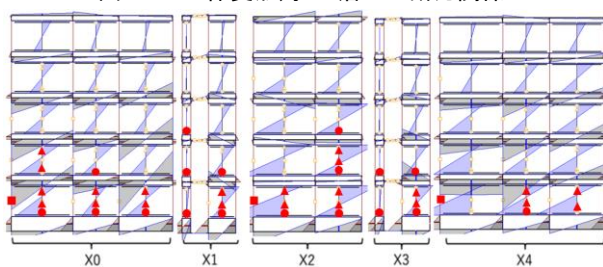
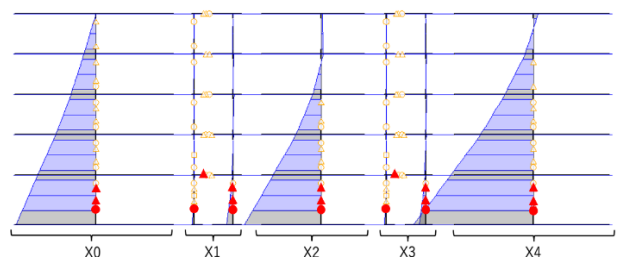


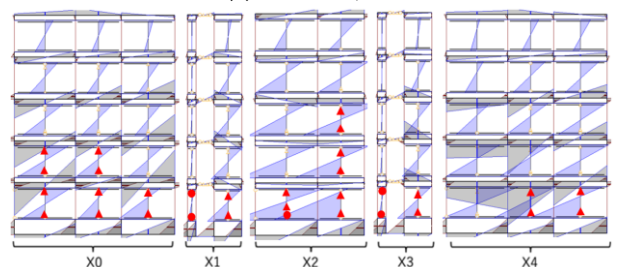
図-6 全体変形角-一層せん断力関係



(b) B-1 モデル



(a) A-1 モデル



(c) C-1 モデル

凡例 ○：曲げひび割れ，●：曲げ終局，△：せん断ひび割れ，▲：せん断終局，■：軸引張降伏

図-7 全体変形角0.2%時点の部材の損傷分布および曲げモーメント図

生じ架構全体の耐力が頭打ちする。

以上より、立体モデル B-1 は曲げ破壊とせん断破壊が混在していることに対し、モデル A-2 はせん断破壊が支配的であり、両者の結果は整合しない。

なお、モデル B-1 と機構図が最も一致しているのは直交部材を考慮したモデル A-3, A-4 である。

5. まとめ

本稿では、実大 5 層壁式鉄筋コンクリート造試験体の張間方向を対象に、曲げ戻し効果を加味した疑似立体モデルを提案し、立体モデルと比較することで、以下の知見を得た。

1)開口が少ない張間方向において、既往の研究で桁行方向に対しその精度が確認されているモデル化手法を用いて疑似立体モデルと立体モデルを作成し比較した結果、疑似立体モデルは終局耐力を過小評価した。

2)直交部材を考慮し、曲げ戻し効果を加味した疑似立体モデルが**全体変形角—層せん断力関係**、**部材の損傷分布および曲げモーメント図**において立体モデルと概ね

整合した。

3)直交部材を考慮し、曲げ戻し効果を加味した疑似立体モデルのうち、曲げ剛性において面内方向耐力壁のみ考慮したモデルがより実建物を精度良く、安全側に評価した。

参考文献

- 1) 太田あゆみ，三角和歩，向井智久，衣笠秀行：実大 5 層壁式架構試験体を対象とした構造性能評価に関する解析的研究，日本地震工学会年次大会梗概集，2022.12
- 2) 広沢雅也，後藤哲郎，平石久廣，芳村学：中層壁式実大建物の耐震破壊実験，天然資源の開発利用に関する日米会議耐風・耐震構造専門部会第 12 回合同部会会議録，pp.223-249，1980.5
- 3) 広沢雅也，後藤哲郎，平石久廣，芳村学：高層（6～8 階建）壁式鉄筋コンクリート造の標準化を目的とした実大建物の耐震破壊実験，コンクリート工学，19 巻 4 号 p.91-105,1981.4
- 4) 日本建築学会：壁式鉄筋コンクリート造設計・計算規準・同解説，2015
- 5) 向井智久，中村聡宏，有木克良，高橋良輔：新設開口設置に伴い補強した壁式連層耐力壁架構のモデル化手法，コンクリート工学年次論文集，Vol.43，No2，pp.517-522，2021.6
- 6) 木村暁子，真田靖士，前田匡樹，壁谷澤寿海：変動軸力と曲げをうける RC 部材の解析モデルの検討，コンクリート工学年次論文集，Vol.21，No3，pp.1243-1248，1999.6

表-3 モデルパラメーター一覧

モデル名	A-2	A-3	A-4
モデル図			
概要	1本柱単軸ばねモデル+ピン柱		
側柱の軸ばね	剛	(剛性)有効範囲直交壁	
曲げばね(剛性)	有効範囲直交壁含む	(耐力)壁梁のせん断力	
		面内方向耐力壁のみ	

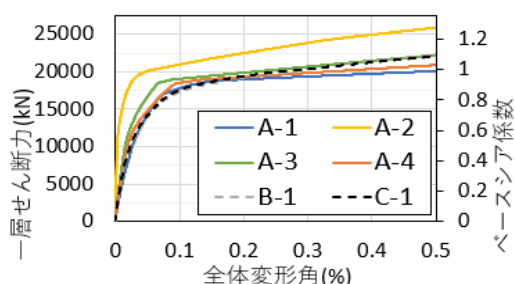
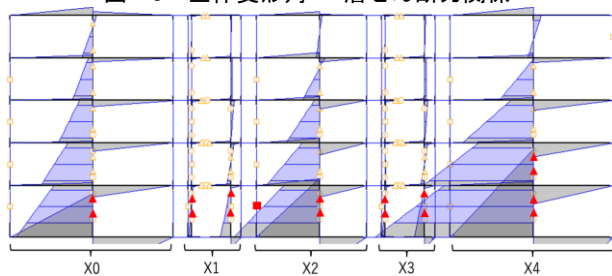
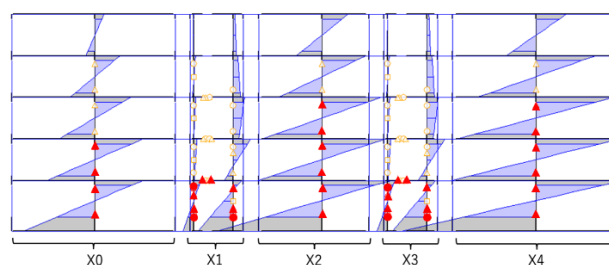


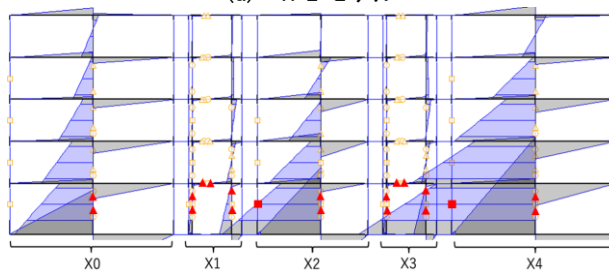
図-8 全体変形角—層せん断力関係



(b) A-3 モデル



(a) A-2 モデル



(c) A-4 モデル

凡例 ○：曲げひび割れ，●：曲げ終局，△：せん断ひび割れ，▲：せん断終局，■：軸引張降伏

図-9 全体変形角 0.2%時点の部材の損傷分布および曲げモーメント図