論文 耐震壁を有する RC 立体非対称架構の降伏曲面と振動性状

淵澤 健一*1·上村 孝大郎*2·堀田 久人*3

要旨:耐震壁を有する RC 立体非対称架構を対象に水平2 方向に静的漸増解析を行い,2 方向のせん断力によ る降伏曲面を求めた。平面の非対称性を示すパラメータとしては耐震壁に取り付く直交梁の長さを変化させ ている。解析の結果,降伏曲面と塑性変形成分には直交性が認められること及び,降伏曲面は耐震壁方向に 対して非対称であり,耐震壁方向では傾斜していることを確認した。そのため,耐震壁方向に加力した場合 その直交方向にも変位が生じる。繰り返し静的漸増解析及び正弦波による振動解析により,加力方向によっ ては耐震壁に直交する方向に塑性変形が蓄積する場合があることを示した。

キーワード:降伏曲面,非対称平面, RC 立体架構,静的漸増解析,連層耐震壁

1. 序

純フレームと連層耐震壁付きフレームが並立する立体 骨組みにおいて耐震壁方向に加力を受けた場合,隣接す るフレームと鉛直変位差が生じ耐震壁に取り付く直交梁 が強制変形を受ける。このとき,耐震壁に取り付く直交 梁が異なる長さとなる非対称構造物の場合,この境界効 果によって,耐震壁と直交する方向にも変位が生じ,ま た,水平2方向の加力を受けた場合でも境界効果による 塑性時の構造物の変形方向に影響があると考えられる。

同様に非対称構造物が一方向の加力に対して,加力方 向以外の構面が抵抗することにより,加力方向以外に変 形が生じるものとしてはねじれ応答があげられる。近年, 非対称構造物のねじれ応答に関しては数多くの研究がな されており,例えば,青野ら¹⁾は偏心構造物の並進変位 とねじれ応答の塑性変形成分が降伏曲面に対して直交 することを示している。しかし,ねじれ応答と加力方向 に直交する方向に生じる変位の関係については明らか にされておらず,こうした一方向の加力を受ける非対称 構造物に対して,それに直交する方向の変形性状や振動 性状について考察した研究は行われていない。

本研究は境界効果によって生じる,加力方向と直交す る方向に生じる変位について,ねじれ応答とは独立して 扱い,直交梁の長さをパラメータとした,中央構面に連 層耐震壁を有する多層1軸非対称構造物に対して水平2 方向の静的漸増解析を行い,降伏曲面を求めることで, 非対称構造物の非線形領域における変形性状と振動性 状について解析的に検証及び,考察するものである。

2. 解析概要

2.1 解析対象

解析対象の1軸非対称構造物は図-1及び図-2に示

```
*1 東京工業大学大学院 修士課程(正会員)
```



^{*3} 東京工業大学大学院 理工学研究科建築学専攻准教授 工博(正会員)



すように、X 方向 1 スパン,Y 方向 2 スパンの 6 層 RC 構 造物とし、X 方向中央構面に連層耐震壁を有するフレー ムを配置した。耐震壁の両側に取り付く直交梁のうちー 方の長さをパラメータ L とし、基準スパン 6m に対して L=9, 10.5, 12m の 3 パターンについて解析を行った。

2.2 構造物の設定

表-1 に対象構造物の諸データを示す。構造物の柱, 梁の断面については文献 2)に示される6層の RC 造建物 設計例を用いた。表-1 に示した梁の寸法は,梁の長さ が 6m のときのものであり,長さを変化させた場合には, 表-1 の梁の寸法を基準として,鉄筋量,梁幅は一定の まま梁せいのみを長さに比例させた。そのため,長さに 応じて直交梁の降伏モーメントは等倍になるが,せん断 力の大きさは変化しない。構造物の質量は直交梁の長さ を変化させた場合でも一定としている。一般に,各柱が 負担する構造物の質量は柱が支配する床面積に比例す るが,本研究においては質量の偏りによる,ねじれ応答 を小さくするため,耐震壁を除いた構造物全体の質量を 各柱に等分布に振り分けている。図-3 に弾性時の固有 モードおよび,X方向のみに水平力を与えた場合の刺激 関数を示す(直交梁の長さ9mの場合)。図-3より,水平 X方向1次モードはX1構面が振られる側の構面である のに対し,ねじれ方向1次モードはねじれの向きが逆と なり,主にねじれが卓越するモードとなる。

2.3 解析モデル

解析モデルは柱と梁からなるフレームモデルと耐震 壁モデルからなる。耐震壁を有する X2 構面はフレーム モデルと耐震壁モデルを組み合わせた構面である。

2.3.1 フレームモデル

図-4 にフレームモデルを示す。柱は水平2 方向の曲 げー軸力連成弾塑性挙動を表現するため、柱端部にファ イバーモデル³⁾を適用し、中央部には弾性部材を配置し た。梁は材端のトリリニア型剛塑性回転ばね⁴⁾と弾性部 材よりなるモデルに置換した。

2.3.2 耐震壁モデル

耐震壁モデルは、文献 5)に示された解析モデルと同様 に、両側柱を除いた壁体のみを、面内での曲げ・せん断・ 軸方向変形を考慮した梁要素に置換したもので、面外方 向には抵抗しないものとした。解析においては、図-5



図-3 刺激関数および固有モード(9m)

表-1 対象構造物の諸データ

に示すように梁要素の2節点6変位自由度を,梁要素端 部における平面保持仮定と柱芯間の長さ1を用いて耐震 壁の四隅の4節点8自由度系に変換している。壁断面内 でのひび割れ、降伏等による剛性変化を考慮した梁要素 の各等価剛性EA_{eq},ES_{eq},EI_{eq}は壁を断面内で6要素に分割 し,各要素iについて要素断面内での応力状態が一定と して,要素軸剛性EA_{wi}と要素中心のx方向座標x_{wi}から 式(1)により算出する。

$$EA_{eq} = \sum EA_{wi}$$

$$ES_{eq} = \sum EA_{wi} \times x_{wi}$$

$$EI_{eq} = \sum EA_{wi} \times x_{wi}^{2}$$
(1)

各要素の弾塑性の判定は壁脚部の軸方向ひずみから 図-6に示す履歴特性より軸剛性 EA_{wi}を算出している。

応答解析においては、面内剛床を仮定しており、各層 の節点変位6自由度のうち、水平2方向変位成分および、 X-Y平面における回転成分の3成分については、その層 における床重心位置での水平2方向変位およびねじれ角 に変換し、その他の変形成分に関しては静的な力の釣合 い条件を満たすものとしている。このとき、各層の回転 慣性質量は各節点の持つ質量に節点から各層の重心位 置までの距離の2乗をかけたものの総和となっている。 また、柱自身はねじれ剛性はもたないものとした。フレ ームモデル・耐震壁モデルとも地盤との境界条件は固定 としている。



図-6 壁分割要素の N- *c* 履歴特性

3. 静的漸增解析

応答スペクトル法に基づく SRSS 法から算出される外 力分布を用い,6 層重心位置における変位を高さで除し た全体変形角が 0.02rad に達するまで水平 2 方向加力に よる静的漸増解析を行う。耐震壁方向を X,耐震壁に直 交する方向を Y 方向とし,加力方向 θ は X 方向に 0°を とる。解析対象は Y 方向に関して対称であるため θ は 90°から -90°の範囲について行う。6 層での X 方向, Y 方向の外力の比が加力方向の X 成分,Y 成分の比に一 致するようにし,5 層以下では X,Y 方向の外力をそれぞ れの外力分布に基き求めている。

3.1 一方向加力

まず,加力方向θを0°(耐震壁方向)として静的漸増解 析を行なう。図-7 に直交梁の長さを L=9m としたとき の、1層および6層重心位置のY-X方向変位関係を示す。 初期段階ではX方向変位と比較してY方向にはあまり変 形が見られないが、〇印付近で、X 方向に対する Y 方向 の変位増分がわずかながら上昇した。これは、Y1フレー ムの直交梁にひび割れが生じたことに起因するY方向の 剛性低下が原因と考えられる。□印で再び傾きが低下す るが、これは壁脚が降伏した影響でX方向の剛性が低下 したためである。●印で再び傾きが上昇するが、これは 耐震壁引張側の Y1 フレームの直交梁が降伏した影響だ と考えられる。その後は、X 方向変位に対してほぼ線形 的にY方向変位が増大している。Lを変化させた場合で も同様の傾向が確認された。図-8 は L=9m としたとき のX方向の1層せん断力における各フレームのせん断力 の割合であり、図中のフレーム X2 が耐震壁を含むフレ ームである。平面が非対称であるため、フレーム X1 と X3 では負担するせん断力が異なる。

以上のように、対象とした1軸非対称構造物は、耐震 壁方向に加力した場合、加力方向の変位が増大し直交梁 が降伏すると、加力方向と直交する方向の変位が増大す ることが認められた。

3.2 二方向加力

次に加力方向を X, Y の水平 2 方向として静的漸増解 析を行う。図-9 は直交梁の長さを L=9m とした場合の 各加力方向 θ における6層重心位置での Y-X 方向変位関 係である。 θ = -10°の場合,ある地点から Y 方向変位が Y 方向加力とは逆方向に進む。これは一方向加力の場合 と同様に X 方向の加力により直交梁が降伏したため,Y 方向変位が正方向に増大したと考えられる。また θ = ± 60°の場合, Y-X 方向変位関係は対称的な形となる。

図-10 に、L=12m の場合における 6 層のねじれ角-全体変形角関係を示す。ねじれ角が負の値となっている のは、反時計回りを正としたためである。 $\theta = \pm 90^{\circ}$ に 近いほどねじれ角は小さくなる。また $\theta = 0^{\circ}$ に近い場合



からねじれ角は全体変形角 に対してほぼ線形的に増大 する。Lを変えた場合でもね じれ角の最大値は同様の値 となった。本解析ではねじれ 応答を小さくするため,構造 物の質量を柱に均等に振り 分けたが, L=9m で加力方向 によってはねじれ角が 0.05rad と大きい値となった。 3.3 降伏曲面

図-11 はパラメータ L ごとに各加力方向 θ に対して 全体変形角が 0.02rad のときの X, Y 方向のベースシアを プロットしたものである。全体変形角が 0.02rad では解 析対象構造物は降伏機構を形成し、ベースシアも一定に 近い値を取る。そのため、以後本論文では図-11 に示し た各 θ に対する耐力曲線を構造物の降伏曲面とする。ま た θ は 90°から -90°の範囲で 5°ずつ変化させた。図 より直交梁の長さが 6m,平面が対称な場合,降伏曲面 は X 軸に対して対称な形となり, $\theta = 0$ °のときに最大 耐力をとる。一方で直交梁が長く、非対称平面となる場 合,降伏曲面は耐震壁方向に対して傾斜する部分を持つ。 この傾斜した部分は直交梁が長いほど長くなり、その傾 きの大きさも大きくなっている。

図-12は図-11をパラメータLごとに示したものである。図中の矢印は全体変形角が0.02radとなった時の各 θ に対する構造物の変形方向であり、等価1質点系に換算した代表変位より求めた。これは塑性変形方向と考えら



れる。図より変形方向は各点における降伏曲面の法線方 向と一致し,降伏曲面との直交性が確認できた。また, 各 θ において代表変位の変形方向と6層重心位置の変形 方向は近い値を示した。 θ =-10°では変形方向は正方向 を向いていることが認められる。また,図に示す最大耐 力方向で降伏曲面の傾きが大きく変化している。

図-11 中の一点鎖線は θ = 0° とし各 X 構面をそれぞ れ独立に静的漸増解析を行い,全体変形角が 0.02rad と なったときのベースシアを足し合わせたものであり、直 交梁による境界効果の影響が含まれていない。これと各 パラメータLの降伏曲面を比較すると,直交梁の境界効 果によるベースシアの上昇が認められる。直交梁の長さ が 6m の場合では,X方向のベースシアは θ = 0°で最大 値をとるのに対して,直交梁が長いほど,X方向のベー スシアが最大値をとる加力方向は負方向に大きくなり, その最大値も低下する。また,降伏曲面が耐震壁方向に 傾斜した部分では直交梁の長さに関わらず Y方向のせん 断力はほぼ同じ値を取っていることから直交梁の境界 効果の大きさによって X 方向のせん断力が変化し,それ が降伏曲面の形状に影響を与えていると考えられる。

図-13 は直交梁の長さを L=9m とし、全体変形角が 0.02radになったときの $\theta = 0^\circ$, -15°, -40° における耐震壁 引張側の Y1 フレームの面内方向の曲げモーメント分布 である。 $\theta = 0^\circ$ は降伏曲面の傾斜した直線部分に位置し、



図-12 降伏曲面と塑性変形ベクトルの関係



 θ =-15°では最大耐力となる。 θ =0°の場合,長さを変 化させない 6mの直交梁に主に曲げモーメントが作用し ている。このとき,6mの直交梁は境界効果による曲げ モーメントによって降伏に至ったと考えられる。 θ = -15°の場合,耐震壁にとりつく直交梁には互いに逆向き の曲げモーメントが作用している。これは6mの直交梁 はX方向加力による曲げモーメントがY方向加力による ものよりも大きく作用するためである。また, θ =-40° の場合では,Y方向加力が大きくなり,6mの直交梁で はY方向加力による曲げモーメントが境界効果による曲 げモーメントよりも大きくなったと考えられる。

3.4 繰り返し静的漸増解析

次に加力方向 θ に対して全体変形角 0.005rad ごとに θ を 180°変え、全体変形角が±0.005、±0.01、±0.015、 ±0.02rad となるよう繰り返し静的漸増解析を行った。

図-14 はそれぞれ初期加力方向が 0°,10°,20° の場合の 各パラメータ別の6層重心位置における Y-X 変位関係で

ある。なお、解析対象はY方向に対して対称なため、θ を 180° 変えたときの降伏曲面と塑性変形方向は - θ の ものと等しい。初期加力方向が0°,10°の場合、全体変形 角が大きくなり、塑性化した後は加力方向を変えた場合 でもY方向変位が正方向に進む。これは、前節で述べた ように加力方向が10°,-10°の場合どちらも塑性変形べ クトルが正方向を向いているためである。また、初期加 力方向が 20°の場合,全体変形角が 0.02rad の時点では どちらの加力方向でも直交梁が長いほどY方向変位が小 さい。これは降伏曲面の傾斜した部分では直交梁が長い ほど変形方向の角度が小さくなり、Y 方向変位が小さく なるためである。また, $\theta = -160^{\circ}$ の場合, パラメータL で比較したときの Y 方向の変位の差が大きくなるのは, L=9,10.5m では θ = -160°の場合に降伏曲面の傾きが変 化し,塑性変形の向きがY方向に大きくなるためである。

繰り返し静的漸増解析の結果より、加力方向θが0° に近い場合,反対方向の塑性変形方向も正方向を向いて おり, 塑性化したのち Y 方向変位が加力方向とは反対方 向に進む場合があることが認められる。

4. 正弦波1波による振動解析

次に、正弦波を耐震壁方向に入力して振動解析を行 う。数値積分には Newmark β法(β=1/6)を用い,時間増 分は 0.002 秒とした。減衰は初期剛性から定まる速度比 例型とし、モードに関係なく減衰定数を一律5%とした。 振動解析に関しては質量を静的漸増解析の場合の 1.0 倍, 0.75 倍, 0.5 倍の 3 パターンについて解析を行った。表 -2に各質量の場合の水平2方向とねじれ方向に対する 弾性時の1次固有周期を示す。

解析に用いる正弦波の周期は, T=1.2, 0.8, 0.4 秒の3種 類とし,振幅は±400(cm/s²)とした。解析継続時間は入力 波の周期に関わらず 20 秒とした。図-15 に, 6 層の水 平2方向の最大変位を示す。左側が X 方向最大変位,右 側が Y 方向最大変位である。縦軸は最大変位を、横軸は 質量の倍率を表し、直交梁の長さごとに示している。 T=1.2 秒および 0.8 秒の正弦波を入力した場合は, T=1.2 秒, 質量 0.5 倍の場合を除き Y 方向に大きく変形してお り, 直交梁の降伏も確認された。一方, T=0.4 秒の正弦 波を入力した場合は,X方向最大変位は7~8cm程度に抑 えられ,Y方向変位もほとんど生じていない。これは,X 方向変位が比較的小さく, 直交梁が降伏までは至らず, 損傷がひび割れ程度に抑えられたためと考えられる。ま た,平面形状によらず,X方向最大変位が大きいほどY 方向最大変位も大きくなる傾向が見られた。図-16,17 に正弦波の周期を T=1.2 秒,質量を 1.0 倍,直交梁の長さを L=9mとした場合の6層のX方向及びY方向変位の時刻 歴を示す。また、図-18,19 に、1 層における Y1,Y2 フ

表-2 弾性時固有周期(1次モード)



レームの長さ 6m の直交梁 (図-20 に示すように以下 Y11,Y21 直交梁とする)の回転ばねのモーメントー回転 角関係を示す。図-16 の○印の付いた X 方向変位が負 側にピークとなる時刻では、図-19 に示すように、Y21 直交梁にひび割れが生じ、剛性が低下している。一方、 Y11 直交梁については、図-18 に示すように弾性範囲に おさまった。図-16 の△印および●印の付いた時刻では、 X 方向に 20cm 以上変形しピークとなっている。△印に おいては、X 方向正側に変形しているため、Y1 フレーム が引張側となり、図-18 に示すように Y11 直交梁にひ び割れが生じた。X 方向変位が逆側にピークとなる●印 においては、X 方向変位が△印と比較して大きいため、

図-19に示すように Y21 直交梁が降伏している。図-17のY方向変位時刻歴を見ると、0~2秒においてX方 向変位が増大して直交梁が降伏することにより、Y方向 の剛性が低下するため、Y方向に1cm程度の変形が見ら れる。静的漸増解析結果で示したように、直交梁が降伏 する際のY方向変位が1cm程度であることを考えると妥 当な結果と言える。2秒以降は、Y方向に振動しながら Y方向正側に変形が蓄積されていく。このことは、図-18,19において、回転ばねの回転角が徐々に増大してい くことからも分かる。図-21に柱13の1層柱脚のファ イバーばねの2方向モーメント関係を示す。縦軸はX軸 回りのモーメントを、横軸はY軸回りのモーメントを表 す。Y方向変形が蓄積されていくため、X軸回りのモー メントが徐々に増大している。

図-22に、正弦波の周期をT=0.8秒,質量を0.5倍,L=9m とした場合の6層のX方向およびY方向変位の時刻歴を 示す。図-23,24は1層の直交梁Y11,21のモーメントー



回転角関係である。●印は直交梁 Y11 が降伏した時点を 示す。0~9 秒の間,Y 方向変位はほとんど生じずに振動 しているが,●印において直交梁が降伏して以降は,X 方向には振動するも,Y方向には振動せずに変位が単調 増加する振動性状となっており,回転ばねの回転角も増 大していく。図-25 は柱 13 の柱脚のファイバーばねの 2 方向モーメントの関係である。●印で直交梁が降伏し た後は X 軸周りのモーメント Mx は負方向に増加し,Y 軸周りのモーメント My も増加する。

以上より, 3.4 で述べた場合と同様に耐震壁方向に正 弦波を入力しても耐震壁方向と直交する方向に変位が 蓄積することが確認できた。

5. まとめ

耐震壁を有する RC 非対称立体架構について耐震壁方 向とそれに直交する方向の2方向静的漸増解析及び振動 解析により,以下の知見を得た。

(1) 耐震壁方向に加力した場合,耐震壁方向の変位が小 さく,耐震壁に取り付く直交梁の損傷がひび割れ程度に 抑えられる場合は,直交方向の変位はほとんど生じない。 耐震壁方向の変位が徐々に増大し直交梁が降伏すると, 直交方向の剛性が低下し,耐震壁方向の変位に対する直 交方向の変位が増大する。

(2) 降伏曲面は耐震壁方向に対して傾斜した部分をもち, 非対称性が大きいほどその領域は広がり,傾きは大きく なる。

(3) 耐震壁方向の加力によって生じる直交方向の変位は、 直交方向の加力とは逆向きに蓄積する場合がある。
(4) 正弦波を耐震壁方向に入力すると直交方向には振動 せず変位が単調に増加する場合がある。

参考文献

- 青野松雄,市之瀬敏勝: 偏心のある RC 骨組の降伏曲 面と地震応答,構造工学論文集, Vol.53B, pp.137-144, 2007.3
- 2) 建設省大臣官房技術調査室監修 建築研究振興協 会編:鉄筋コンクリート造建築物の性能評価ガイド ライン,2000
- 堀田久人、上田智一:ファイバーモデルを用いた系の地震応答解析における直接収斂解法、日本建築学会構造系論文集第555号, pp.135-139, 2002.5
- 堀田久人,滝見直之:不釣合力の除去方法が地震応 答解析精度に及ぼす影響に関する研究,日本建築学 会大会学術講演梗概集 C-2, pp.969-970, 2002.8
- 5) 堀田久人,長尾真奈:独立耐震壁と純ラーメンが直交 する RC 構造物の 2 方向地震応答解析,日本建築学 会構造論文集第 572 号,pp139-146,2003.10