

論文 コア壁ハイブリッド構造の立体地震応答解析

陳連*¹ 真田靖士*² 壁谷澤寿海*³

要旨: コア壁と鉄骨フーレムによるハイブリッド構造の立体フレームモデルによる地震応答解析を行い、コア壁隅角部の圧縮軸力レベル、せん断力、変形などの応答レベルを検討した。二方向の地震力に対するコア壁隅角部の軸力に着目して、非線形の静的解析および地震応答解析結果による斜め方向の地震力に対する設計法を検討した。

キーワード: ハイブリッド構造、斜め方向の地震力、コア壁隅角部の圧縮軸力

1. はじめに

通常的设计では、建物を平面あるいは立体の骨組にモデル化して、地震力は平面の主軸方向のみが作用すると仮定して応力計算を行い、各部材に生ずる応力に基づいて断面設計が行われる。実際の地震時には、建物に水平二方向外力が同時に作用する。この場合の一例として45度方向の地震力を考えると、弾性範囲の設計、いわゆる一次設計では、隅柱の軸力レベル等を除いて基本的に各部材の設計は主軸方向の設計でカバーされていると考えてよい。しかし、塑性域での挙動、いわゆる梁降伏型メカニズム時を念頭に置けば、一般の柱、耐震壁等に入力する応力レベルは一方向のみの解析によるものとは基本的に異なると考えなければならないのは明らかである。

本研究は、日米共同研究の一環として行われているコア壁と鉄骨フレームのハイブリッド構造を解析したものである。この構造では、ほとんどの地震力がコア壁に負担され、鉄骨フレームとの協働効果を発揮するためにはコア壁の靱性設計、特に高層の場合、コア壁隅角部の圧縮靱性の確保がポイントになる。この靱性設計のためには、地震時の挙動、特に斜め方向の地震力に対する挙動を正確に知ることが不可欠となる。本解析は、試設計されたハイブリッド構造の建物を立体骨組としてモデル化し、二方向入力(斜め方向入力)に対する隅柱の設計に着目して、非線形の静的解析および地震応答解析を行ったものである。

2. 解析方法

2. 1 解析対象建物

解析の対象は、日米共同研究のHWS-WG初期の段階で試設計された12階建のモデルである。図一1、図一2に示すように、X方向に境界梁で連結されたコンクリートコア壁を有し、周辺が鉄骨フーレムのハイブリッド構造である。平面は長辺(X)方向が6.4mの6スパン、短辺(Y)方向が6.4m、6.4m、9.6m、6.4m、6.4mの5スパンであり、1階階高は4.7m、他の各階階高は4m、全体高さは48.7m、基準階床面積は約1350m²である。表一1には梁、柱、壁の断面寸法、配筋およびコンクリート強度の概略を示す。

2. 2 構造物のモデル化

* 1 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻(正会員)

* 2 横浜国立大学 工学部建設学科

* 3 東京大学教授 地震研究所 工博 (正会員)

解析は立体の弾塑性解析プログラム CANNY-C[1][2]を用いて行なった。建物を立体骨組にモデル化し、各節点で6自由度を考慮する。床面内には剛床を仮定し、フロアの全体ねじれ振動を考慮する。水平地震力は各層スラブの重心位置に作用するものとする。外周Sフレームどうしの柱、梁は剛接としたが、RCコアと周辺鉄骨フレームを連結する梁はモーメントを負担させない詳細とすることが考えられているので解析上両端ピンとした。

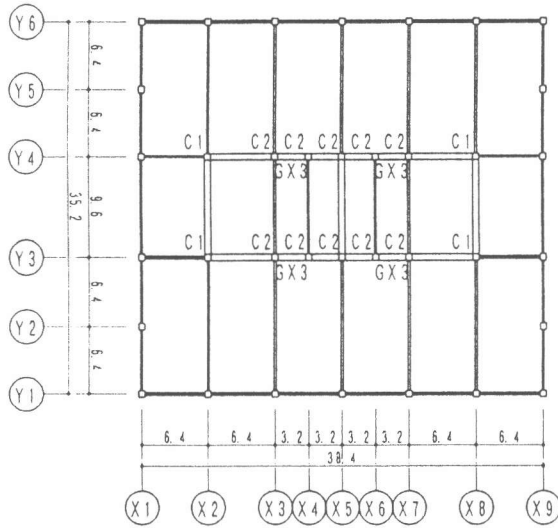


図1 平面図(単位: m)

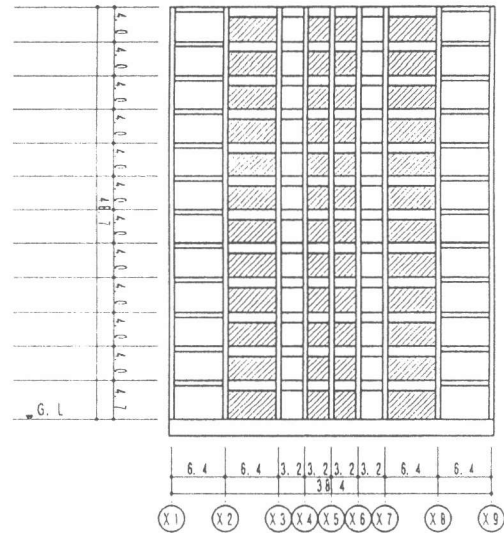


図2 軸組図(単位: m)

表1 コア部分の断面寸法、配筋と耐力リスト

階	柱C1, C2	梁GX3	壁(厚さ)	圧縮強度	ヤング係数
	cm	cm	cm	kg/cm ²	
1-3F	60x60	60x120	60	360	2.82E+06
	7-D38	6-D35	D-19@100		
4-6F	55x55	55x120	55	330	2.70E+06
	5-D32	6-D35	D-19@125		
7-12F	50x50	50x120	50	300	2.57E+06
	4-D28	5-D35	D-19@150		

2. 3 部材モデル

梁は、RC、鉄骨ともに剛塑性バネモデルで、梁柱接合部の寸法から部材の端部に等価な剛域を考慮した。柱、壁にはいわゆるM-Sモデル(Multi-Spring Model)^[1]を用いている。MSモデルでは、部材が中央部の弾性要素および材端の危険断面にある物理的長さのない塑性要素に集中すると仮定する。材端曲げバネに相当する塑性要素は数本の非線形軸バネによって構成する。図-3に示すように、壁(パネル部分)を軸方向MSバネとせん断バネをもつ等価な柱材として、これを壁の両端部(拘束域)をモデル化した柱材と剛な梁で連結した。バネのせん断、曲げ復元力履歴はTakeda Modelを、S造梁、柱の復元力履歴モデルはBilinear Modelを用いた。鉄筋コンクリート柱と壁は2軸曲げ相互作用、変動軸力と曲げモーメントの相互作用および軸力の増減による曲げ剛性の変化を考慮するためにはMSモデルを用いた。MSモデルにおける鉄筋とコンクリートの軸方向バネは鉄筋とコンクリート材料の剛性(ひび割れなどによる剛性低下を考慮した)を表す。鉄筋の復元力特性モデルはスチールバネモデル(除荷剛性低下無し)コンクリートではコンクリートバネ低下型モデル(ステップダウン)を用いた。

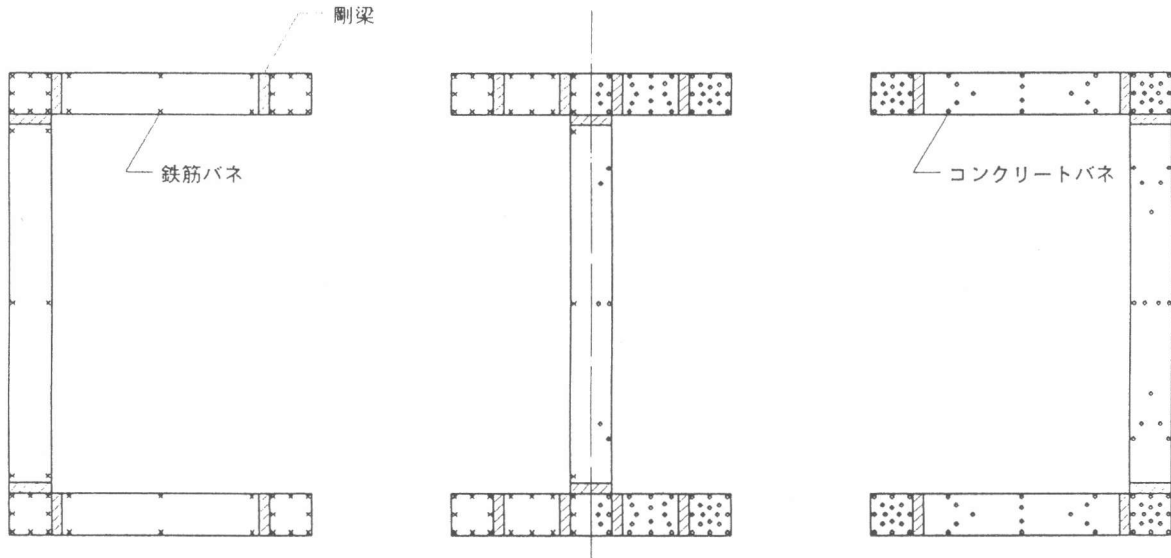


図3 コア壁のモデル化

2. 3 地震力

静的解析では外力分布は逆三角形震動分布として各階床重心位置に作用させた。地震応答解析に用いた入力地震波は TOHOKU(NS)の 2 秒-12 秒で、X、Y 主軸方向と斜め 45 度方向にそれぞれ 2 倍で入力した。TOHOKU(NS)波の最大加速度は 259Gal、最大速度は 36Kine である。数値積分法は NEWMARK- β ($\beta=0.25$) で、時間刻み 0.005 秒として解析した。

3. 解析結果

3. 1 静的解析結果

(1) ベースシアと変形の応答

図4に震度逆三角形外力分布による静的非線形解析で得られたベースシア係数と最上階変位(変形角)との関係を示す。変形角 1/100 におけるベースシア係数は 0.37 (X 方向加力)、0.38 (Y 方向)、0.49 (45° 方向) である。

(2) コア壁隅角部の圧縮軸力

静的解析による変形角 0.01rad 時の層コア壁隅角部の軸力分布を図5に、静的解析によるコア壁隅角部の軸力と建物全体変形の関係を図6に示した。(本解析では初期荷重を考慮しているため、軸力は

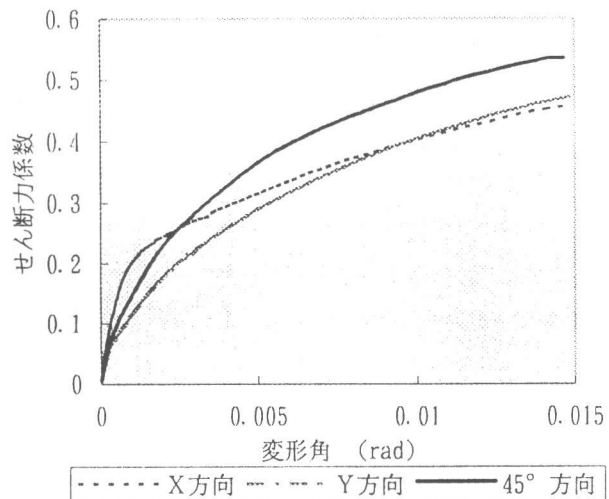


図4 静的解析によるベースシアと全体変形角の関係

原点から始まらない)。斜め方向入力静的解析結果によって、変形角 0.01rad 時に軸 X8, Y3 の隅角部が受けた軸力は $N_{45}=2200(\text{tonf})$ である。図6によると、X 方向に入力した時、軸 X8, Y3 の隅角部が受けた軸力 $N_x=780(\text{tonf})$ 、Y 方向に入力した時、 $N_y=700(\text{tonf})$ であり、この直和 $N_x+N_y=780+700=1480(\text{tonf})$ をとったとしても、 $N_x+N_y < N_{45}$ となる。これは、主軸方向の解析では、それぞれ、フランジ壁に軸力が平均的に負担されてしまうためであり、塑性域での隅角部材の応力の算定では、斜め方向の立体解析が不可欠であることがわかる。

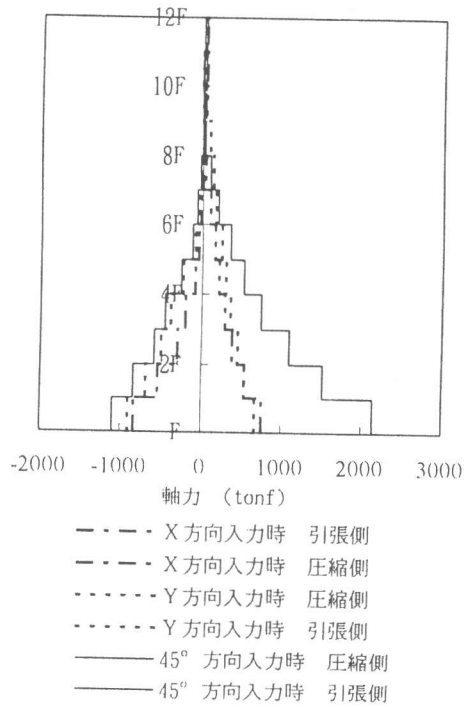


図5 コア壁隅角部軸力分布

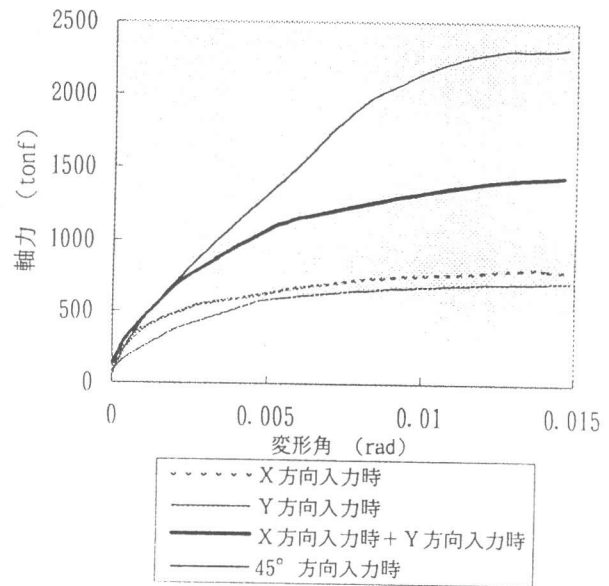


図6 1階コア壁隅角部軸力と全体変形の関係

一方、通常の耐震壁の設計において、圧縮側の軸力レベルは、メカニズム時(曲げ終局時)、すなわち、引張側の軸筋および全圧縮力がコンクリート拘束領域に作用すると仮定して(いわゆる片足立ち軸力)、その軸応力度レベルを制限するが多い(たとえば、コンクリート圧縮強度以下等)。図7には、斜め方向の地震力に対してこのようなメカニズム時コア壁隅角部の軸力が作用する概念を示す。これを試設計建物について算定すると、 $N_0 + 2Q_b + \Sigma A_w = 4142(\text{tonf})$ となる。ここに、 $N_0 = 2592$:鉛直荷重による全軸力(tonf)、 $Q_b = 182$:境界梁のせん断力(tonf)、 $\Sigma A_w = \Sigma A_{w1} + \Sigma A_{w2} = 1186(\text{tonf})$:軸筋による軸力(tonf)。したがって、 $N_0 + 2Q_b + \Sigma A_w \approx N_{45}$ となり、この値はあきらかに過剰であることがわかる。これは、圧縮域がフランジ壁の領域にも広がるためであり、圧縮域としてどの程度の面積を拘束するかが設計上重要になる。

3. 2 動的解析結果

(1)動的解析によるコア壁隅角部の圧縮軸力

TOHOKU(NS)波を一方向と二方向に入力した時の各層最大軸力を図8に示した。図9には動的解析による隅角部圧縮力の時刻歴を示した。応答変位が0.01radレベルの時、45度方向入力時の最大軸力は、X、Y方向入力時の軸力の和を上回ることがわかった。これは、構造物の変形応答が0.01rad

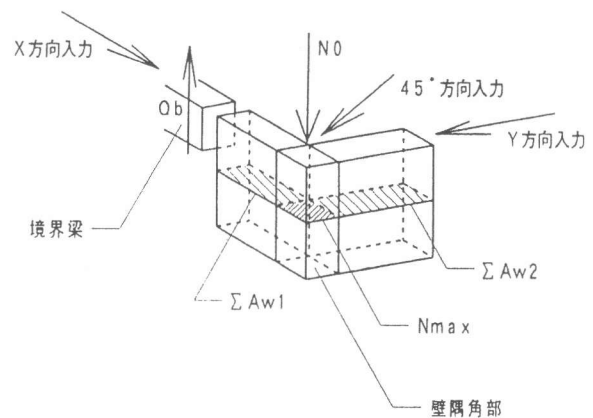


図7 メカニズム時のコア壁隅角部の終局圧縮軸力

程度と大きく、塑性化の程度が大きく、隅柱の応力度も両方向の和で推定できる範囲を越えるためであると考えられる。

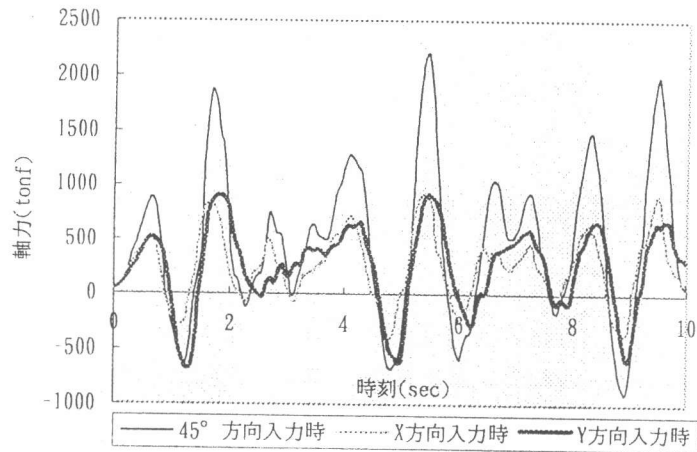
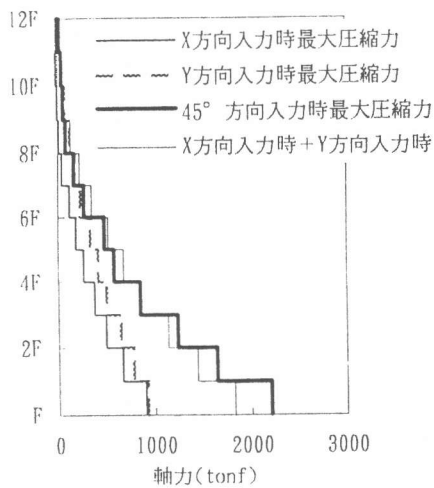


図8 動的解析による各階コア壁隅角部の最大軸力

図9 動的解析による隅角部圧縮力時刻歴

(2) ベースシアと変形の応答

TOHOKU(NS)入力によるせん断力係数と12階、8階、4階の変位の時刻歴を図10および図11に示した。地震力がX方向に入力した時に最大応答変形が0.011rad(5.5秒に)、Y方向に入力した時に最大応答変形が0.013rad(5.5秒に)、二方向に入力した時に最大応答変形が0.0065rad(X方向)と0.0105rad(Y方向)が生じた(5.5秒に)ことがわかった。変位の応答に対しては各階の変形角がほぼ一様で、全時刻歴にわたって支配的である。

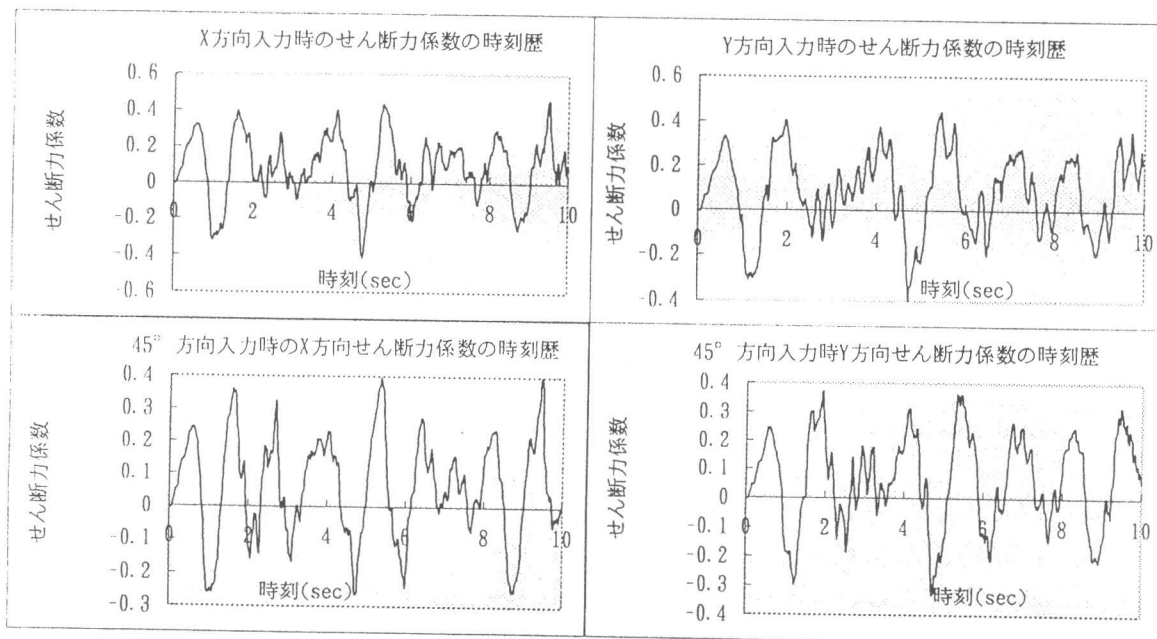


図10 せん断力係数の時刻歴

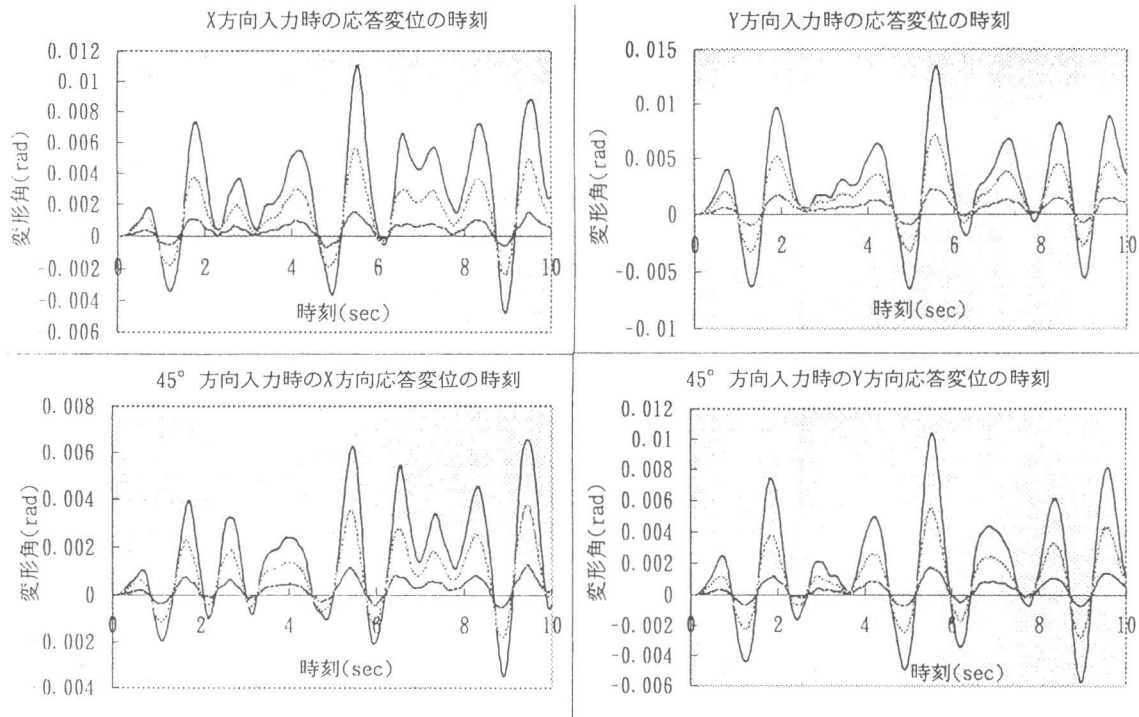


図 11 応答変位の時刻歴

4. まとめ

耐震壁-鉄骨フレームのハイブリッド構造のコア壁隅角部の軸力に着目して、立体モデルによる静的解析、地震応答解析を行った。解析の結果、地震力が45度方向に入力した場合に、頂部変形角0.01の時点で、コア壁隅角部に生じる最大応答軸力は、各主軸方向(X、Y方向)に単独に入力した場合の応答軸力の合計値を上回った。しかしながら、隅角部のみで圧縮軸力を負担すると仮定したメカニズム時の軸力レベルよりは小さく、圧縮域がフランジ壁内に広がり、圧縮力が負担されることが明らかとなった。従って、コア壁の設計では、隅角部のみならずフランジ壁内の圧縮域の拘束が重要である。

参考文献

- 〔1〕 李康寧：3軸変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動（その3、MSモデルのバネ復元力特性）、日本建築学会大会学術講演梗概集1987.10. pp523-524
- 〔2〕 李康寧：立体構造物の動的非線形解析コンピュータープログラム「CANNY-C」1993.11