

論文 高軸力を受けるL型壁の隅角部拘束効果

大久保 孝雄*1・菊池 一紀*2・上地 健二*3・壁谷澤 寿海*4

要旨：柱型のない立体コア壁の隅角部を取り出した試験体4体を作製し、斜め方向の地震力を受ける場合を想定して曲げ、せん断、変動軸力を与える静加力実験を行った。変動軸力下でのL型壁の復元力特性を明らかにするとともに、隅角部を拘束して靱性を確保することにより、圧縮域の応力度指標がコンクリート圧縮強度を超える高軸力に対しても、全体として安定した挙動が期待できることを実験的に確認し、隅角部の拘束効果について検討した。

キーワード：立体コア壁、変動軸力、2方向地震力、ハイブリッド構造、拘束効果

1. はじめに

鉄筋コンクリートと鉄骨のように性質の異なる材料・部材を従来以上に効率的に組み合わせたハイブリッド構造の一つとして、図-1に示すようにRCコア壁と周辺鉄骨フレームによる構造が考えられている[1]。コア壁は工法的な観点から一定厚さ（隅角部も壁厚と同じ断面）として、隅角部にいわゆる柱型がないが、入力される地震力の約90%はRCコア壁によって負担される。構造物の主軸方向の地震動を受ける場合を対象にして境界梁で連結された並列壁の挙動を明らかにするために変動軸力を受けるT型壁の実験をすでに行った[2]。一方、コア壁が斜め方向の地震力によって曲げ終局に至る場合には壁脚隅角部には局部的に大きな圧縮応力度が作用することになる。今回の実験では、斜め方向の地震動を想定したときのコア壁隅角部の挙動を明らかにすることを目的にしている。隅角部をモデル化したL型断面の耐震壁の試験体を4体製作し、高軸力を受ける隅角部の拘束効果を実験的に検討した。

2. 実験概要

本研究では図-1に示すように12階建で中央に境界梁で連結されたRCコア壁をもつ鉄骨フレームとのハイブリッド構造を想定している。試験体は図-2に示すように下層1層分のうち斜め方向の地震動によって大きな圧縮力を受けると予想される隅角部をスケール1/3で取り出したL型断面とした。

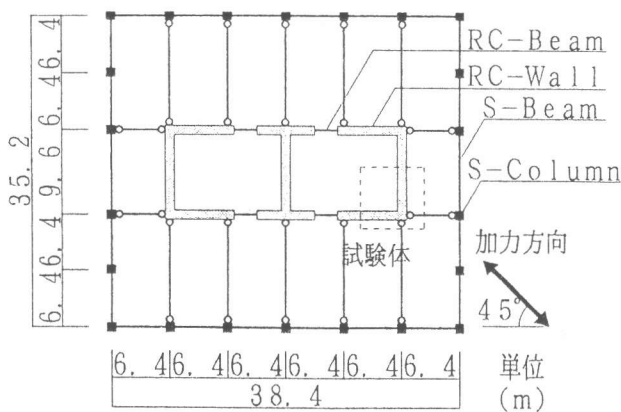


図1 12階建ハイブリッド構造の平面

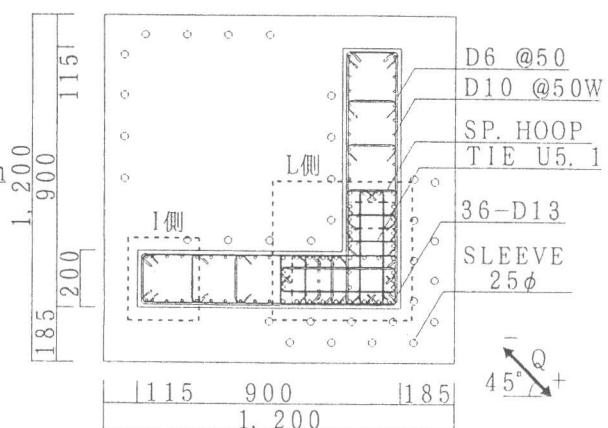


図2 L型試験体平面図

*1 久米設計（正会員）、*2 竹中工務店、*3 沖縄ガス、*4 東京大学地震研究所教授、工博（正会員）

コア壁の壁厚さは端部でも同様でいわゆる柱型はないが、RCコアの隅角部には主筋及び帯筋、副帯筋を有する拘束領域を設ける。拘束領域は、図-3に示すように前回の試験体との共通性も考慮し、コーナーの正方形 200x200mm のAc (帯筋内側で 174x174mm) とその約2倍の面積の壁部分 (拡大域) を加えたL型部分 Ac_{core} (174x(401x2-174)mm) を対象にしている。後述するように曲げ終局時の加力で想定する最大軸力 (約 650t) がこの拘束領域 Ac_{core} ですべて負担されるもの [3] とすると、圧縮鉄筋の降伏強度の負担を考慮してもコンクリートの圧縮応力度は $1.5 \sigma_B$ (σ_B :コンクリート圧縮強度) となる。

試験体の配筋および拘束筋の違いを表-1に示す。拘束筋の配筋詳細を図-3に示す。試験体 L-1 はL型の Ac_{core} を2組の長方形スパイラル筋とコーナーで交互に重ね合わせ、さらに副帯筋 (135° フックつきタイ) を内側に加えた。それぞれ 50mm 間隔なので、コーナーの正方形 Ac 部分は 25mm 間隔で重なっている。試験体 L-2 は、コーナーAc を正方形スパイラルと副帯筋、壁部分は 135° フックつきタイにより、それぞれ 50mm 間隔で補強した。試験体 L-3 は、L-2 と同様であるが、コーナーAc のスパイラル 25mm 間隔、副帯筋、壁部分のタイは 50mm 間隔とした。試験体 L-4 は、コーナーAc は L-3 と同じ、壁部分のタイは幅止め筋程度に合計 4 本のみを間隔 100mm で配筋した。表-2に材料試験結果を示す。試験体 L-1、L-2、L-3 の上部 50cm では壁部分のタイの約半分 (破線で示したものは下部のみ) に減らしている。

表-1 試験体の配筋

試験体	隅角(柱)部分 拘束筋	拡大域(壁)部分 拘束筋	拘束方法の特徴
L-1	2-U5@50 double-spiral 2-U5@50tie(x,y) (1.58)	U5@50spiral 4-U5@50tie(L) (0.79) 10-U5@50tie(T) (0.87)	長方形スパイラルの組み合わせ
L-2	U5@50spiral 2-U5@50tie(x,y) (0.79)	10-U5@50tie(T) (0.87)	正方形スパイラルと副帯筋
L-3	U5@25spiral 2-U5@50tie(x,y) (1.18)	10-U5@50tie(T) (0.87)	正方形スパイラル (高) と副帯筋
L-4	U5@25spiral 2-U5@50tie(x,y) (1.19)	4-U5@100tie(T) (0.14)	正方形スパイラル (高) と副帯筋 (低)
共通	主筋: 36-D13(3.49)、壁縦筋: 2-D10@50(1.42)、 壁横筋: 2-6@50(0.64)、M/Q=4.0		

x,y:直交方向それぞれに配筋、():せん断補強筋比
L:壁に平行、T:壁に直交方向

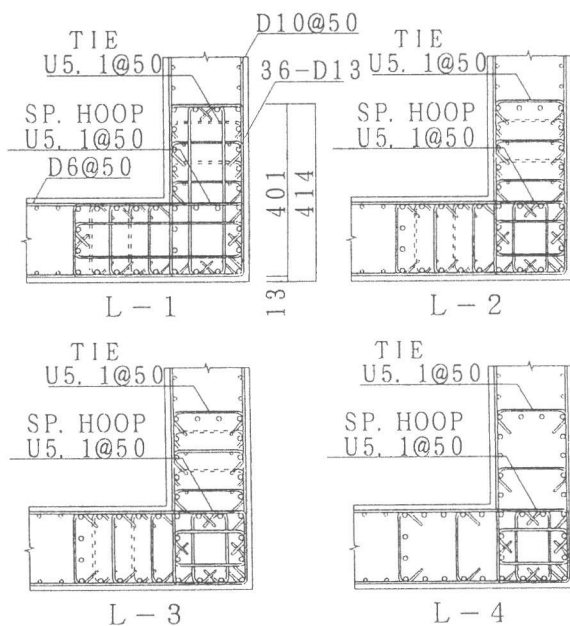


図3 拘束領域配筋詳細図

表-2 素材試験結果

コンクリート						鉄筋				
材令 (日)	養生 方法	比重 (ρ)	圧縮強度 (kg/cm^2)	最大歪 (μ)	ヤング係数 (kgf/cm^2)	用途別	公称径	降伏強度 (kg/cm^2)	降伏歪 (μ)	引張強度 (kg/cm^2)
41	空中	2.35	363.6	1740	3.24×10^5	壁横筋	D6	3497	3138	5327
64	空中	2.33	372.8	1599	3.29×10^5	壁縦筋	D10	3927	2366	5199
						主筋	D13	3585	2183	5376
						拘束筋	U5.1	12307	8597	13440

図-4に加力装置を示す。試験体は上下に剛なスタブを設け、反力ベッド及び鋼製加力ビームにPC鋼棒で圧着した。水平方向には左右の2台の押引ジャッキで等しい水平せん断力を与える。頂部には軸力

とモーメントを計6台の鉛直方向の油圧ジャッキで作用させた。軸力は合計で鉛直方向下向きに約680tonの载荷を可能にした。また、このジャッキ群をそれぞれ独立に制御して微調整することによって、シアスパン比を一定に保った。両端の2台の引張ジャッキは両端ピンで直接床反力とし、中央の4台のジャッキは、ピンローラー支承を介して鋼製フレーム（直交方向にさらに別のフレームで補強している）を反力にしている。

加力プログラムは脚部からの水平変形角にして $R=1/400$ を1回、 $1/200$ 、 $1/133$ 、 $1/100$ 、 $1/67$ 、 $1/50$ 、をそれぞれ2回、 $1/33$ を1回を基本として繰り返し载荷した。想定建物の $1/3$ の高さを加力点の高さと想定した耐震壁の応力状態（斜め圧縮ストラットの方向）を参考にして、モーメント M とせん断力 Q の比を $M/Q=4$ とし、変動軸力 N （圧縮正）を試験体の復元せん断力 Q （隅角部圧縮側になる方向が正）に応じて式(1)により決定した。軸力はL型断面図芯（断面重心）位置に作用させ、 $P-\Delta$ 効果およびモーメント曲げ終局時に想定最大（载荷可能）軸力約650tonfがおおむね達成されるように、試験体L-3以外では $\alpha=12$ とした。L-3では、加力方法等を試行的に模索したため、 $-1/100$ の1回目から $+1/100$ の1回目のみ $N_0=170t$ 、 $\alpha=12$ とし、それ以外のサイクルでは $N_0=100t$ 、 $\alpha=10$ とした（ M/Q も一部のサイクルで変更している）。変位及び鉄筋の歪測定位置を図-5に示す。

$$N = N_0 + \alpha Q \quad (N_0 = 150 \text{ tonf}) \quad (1)$$

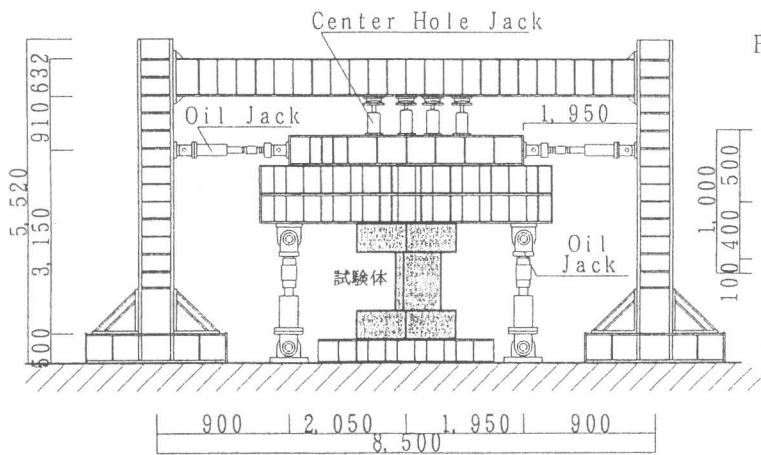


図-4 加力装置

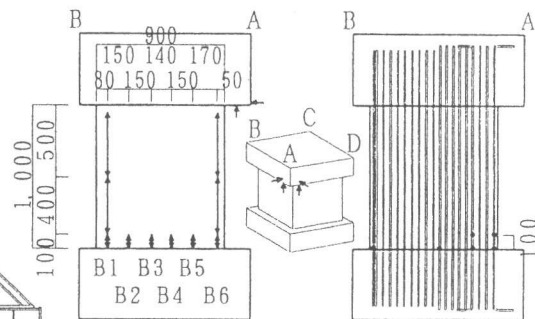


図-5 測定方法

3. 実験結果

試験体の破壊経過は以下の通りである。どの試験体も部材変形角 $R=+1/200$ までに負方向（軸力引張側）曲げによるひび割れが生じたが、軸力圧縮側では壁先端脚部に曲げひび割れは顕著でなく壁の大部分が圧縮域となった。 $R=\pm 1/133$ までに隅角部ではカバーコンクリートの剝離、圧壊の兆候が見られた。

(1) 試験体L-1は、 $R=\pm 1/50$ までに、中央部から下部および柱内側の上部にも圧壊の傾向が見られた。 $R=\pm 1/33$ までに、L側の壁上部で圧壊による縦筋の座屈が発生した。また、壁先端にも圧壊による縦筋の座屈、カバーコンクリートの剝落が見られたが、最終まで耐力低下には至らなかった。(2) 試験体L-2は、 $R=1/50 \sim 1/33$ にかけて、柱部でカバーコンクリートの剝落が進み、縦筋の座屈も発生した。 $R=+1/33$ のサイクルで耐力の低下した。(3) 試験体L-3は、 $R=\pm 1/50$ までに、L側のカバーコンクリートは、ほぼ全て剝離し、柱部の上部から中央にかけて圧壊がかなり多く見られた。 $R=\pm 1/33$ までに、L側では各所に圧壊ひび割れが生じた。 $R=+1/25$ では、L側は、縦筋の一部が座屈し、横筋の座屈も見られるが、耐力の低下は見られなかった。試行的に加力ルールを変更したため他の試験体と比較できない。(4) 試験体L-4は、 $R=\pm 1/67$ までに、隅角部で全てのカバーコンクリートの剝離し、縦筋の座屈やコンクリー

トのはらみ、といった圧壊による現象が見られるようになった。壁内側のコーナーの上部でも圧壊の兆しがあり、 $R=+1/50$ で圧壊がかなり進み、拘束筋の無い主筋は座屈した。柱部の内側でも圧壊が進んだ。 $R=+1/33$ で、上部を中心に壁裏側まで（柱部分以外で）圧壊が進み、明らかに耐力が低下した。

壁脚図芯まわりのモーメントと頂部水平変形角の関係を図-6に示す。図-6には、柱芯に圧縮反力が拘束域の中心にあると仮定した式[4]による曲げ強度略算値を破線で示した（変動軸力は加力のルール(1)式により一義的に定まる）。L-4では圧縮反力が柱芯に仮定される（それ以外ではL型拘束域の中心）が、実際にはL-4は過大評価になり、圧縮反力の中心を実状に合わせた略算法が必要である。

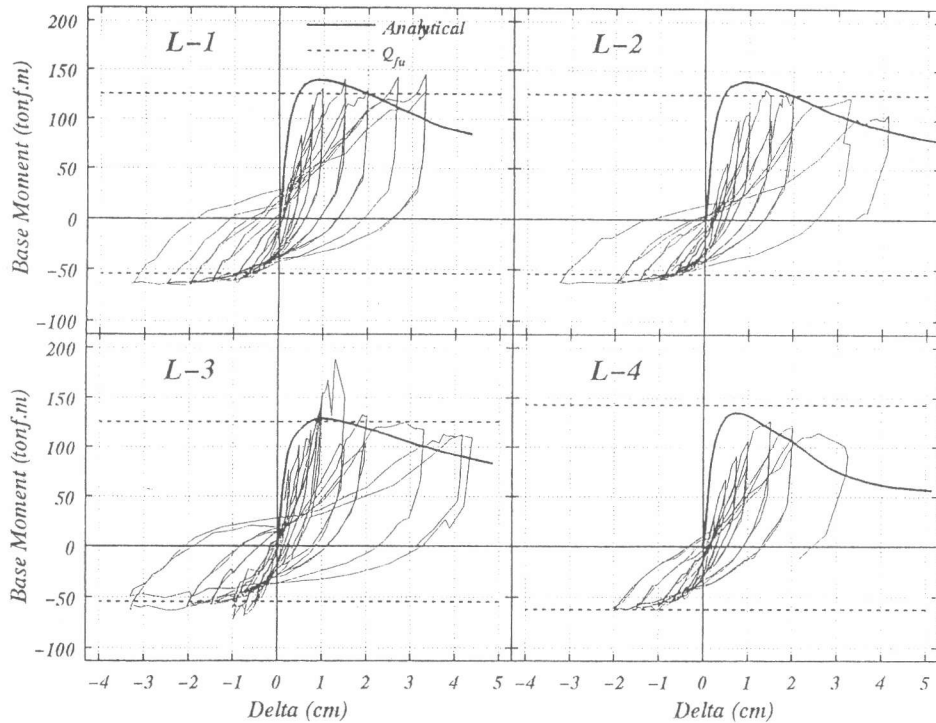


図-6 脚部モーメントと頂部水平変形角の関係

水平変形の復元力特性（図-6、水平変形 1cm が変形角 1/100）では、L-1 は $R=1/100$ から $1/67$ で最大強度に達して以降もほとんど耐力低下せず、 $R=1/33$ まで安定した耐力を保持した。L-2 は $R=1/100$ での耐力はL-1より低く、 $R=1/67$ で最大耐力に達するが、 $R=1/33$ の2回目の耐力が低下した。L-3 の復元力には、加力ルールが異なり、加力装置等も試行段階であったので直接比較できないが、顕著な破壊、耐力低下は生じていない。L-4 もL-2と同様であるが、 $R=1/50$ で若干耐力低下し、 $R=1/33$ の1回目で壁部分の圧縮破壊により明らかに耐力低下した。

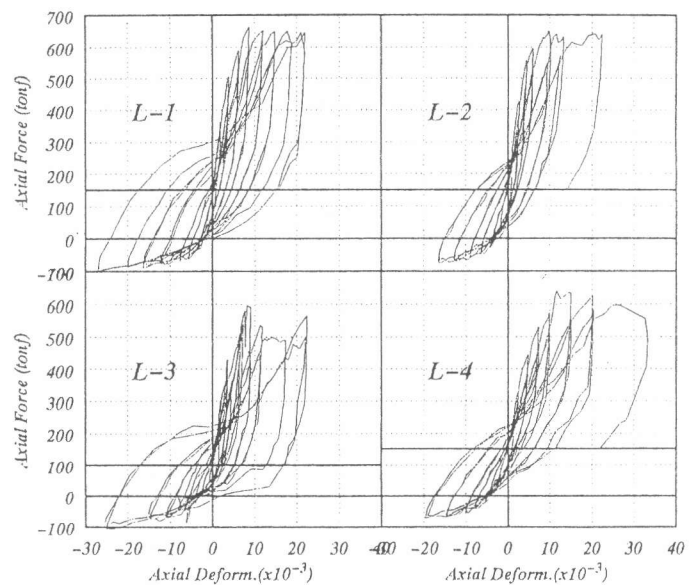


図-7 合計軸力と隅角部平均軸方向歪の関係

合計軸力と柱軸方向歪（中心位置側面で測定された壁高さ方向全体の平均歪）との関係を図-7に示す。また、試験体脚部10cmの区間で測定された軸歪み（その勾配である曲率）の分布を図-8に示す。隅角部の平均圧縮歪 ϵ_{cAV} （図-7）は、L-1では $R=1/100$ 、最大軸力 $N=650\text{tonf}$ 程度で $\epsilon_{cAV}=1\%$ 程度になる。このとき、脚部圧縮側（図-8）では $\epsilon_{cB}=1.5\%$ 程度である。L-2では $R=1/100$ では強度が低く、したがって変動軸力も小さく、 $\epsilon_{cAV}=0.5\%$ 程度に留まるが、 $R=1/67$ で軸力が最大軸力に達すると約1%の圧縮歪みが生じる。L-1、L-2とも $R=1/33$ では、 $\epsilon_{cAV}=2.0\%$ 、 $\epsilon_{cB}=3.5\sim 4.0\%$ であり、L-4では、 $R=1/50$ で $\epsilon_{cAV}=2.0\%$ 、最終的には $\epsilon_{cAV}=3.0\%$ に達した。L-4では最終的には壁部分が破壊したが、柱のみの拘束であっても相当大きな歪レベルまで安定した挙動が期待できる。

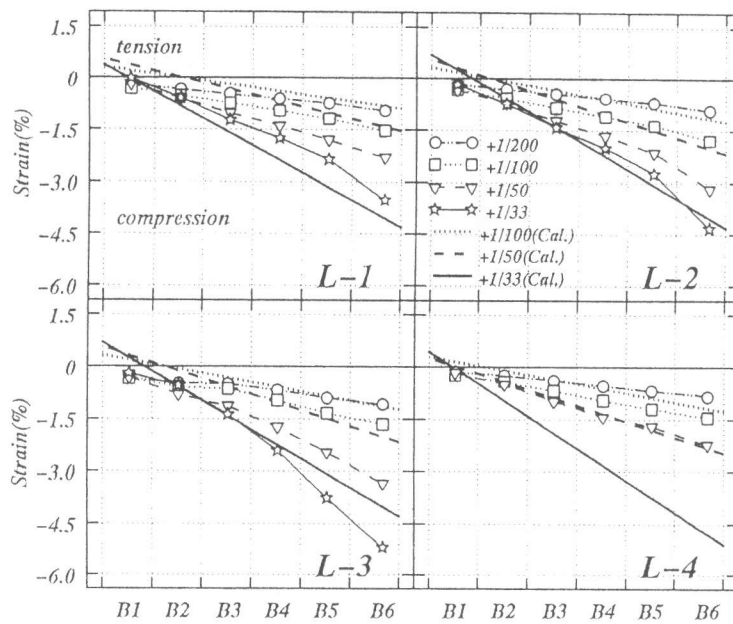


図-8 脚部軸方向歪の分布

4. 実験結果の検討

本実験の最大軸力レベルを耐震壁圧縮側柱の軸力制限の考え方[3]で検討してみる。引張側の主筋（壁筋も含む）による軸力 $a_t \sigma_y$ 、圧縮側主筋による負担 $a_c \sigma_y$ を考慮して、圧縮反力が圧縮側拘束領域で平均的に負担されるものとしてコンクリートの応力度を算出し、コンクリート強度に対する比 η_c として(2)式で定義する。指針[3]では η_c は十分な拘束の配筋詳細が要求される特別ヒンジ領域でも1.0以下に制限されている。

$$\eta_c = (N + a_t \sigma_y - a_c \sigma_y) / (A_{core} \sigma_p) \quad (2)$$

本実験の試験体でこの応力度レベル η_c を算出すると、最大軸力 $N=650\text{t}$ に対して、L型の拘束領域 $A_{core}(=1093\text{cm}^2)$ に対して $\eta_c=1.5$ となる。試験体で引張側は降伏していないので、例えば $a_t \sigma_y=0$ としても $\eta_c=1.2$ と高いレベルに相当する。試験体L-4の拘束域は柱部分のみ $A_c(=303\text{cm}^2)$ のみであり、この面積に対して η_c を算定すると、 $\eta_c=5.4$ 、 $\eta_c=4.4$ ($a_t \sigma_y=0$) と非常に高いレベルになる。L-1、L-2は十分靱性のある挙動であり、L-4の挙動も許容すれば、特に端部で壁厚の厚い場合について指針の制限値には再考が必要である。

曲げ解析により脚部のモーメントと曲率の関係を求めた結果を図-6（太実線）、図-8に併せて示した。材料の $\sigma-\epsilon$ 関係は、コンクリートは Fafitis-Shah モデル[5]（図-9）、鉄筋は Bi-Linear

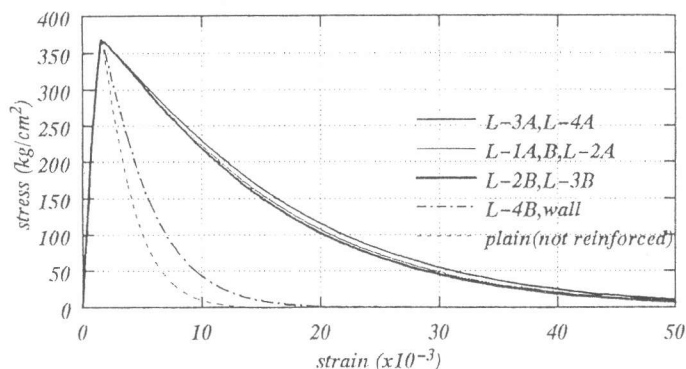


図-9 曲げ解析のコンクリートモデル

モデルで近似した。変動軸力は計算されるモーメント（せん断力）に対して式(1)の加力ルールが満足されるように収斂させる。曲率分布や強度レベルは実験結果と解析結果は概ね一致しているが、結果の評価には注意が必要である。図一8で計算により得られた中立軸の方が内側にあり、歪も小さい値を示しているのは、解析では繰り返し加力の影響を十分に考慮されていないためであると考えられる。また、実験は繰り返し加力を受けているにも拘わらず解析ほど耐力低下していない。実際には、繰り返し加力の影響によって解析ほど中央部分のコンクリートの応力負担は小さくなく、また、端部の拘束効果はモデルよりもかなり大きいことが考えられ、これらを考慮してコンクリートのモデルはさらに修正が必要であると考えられる。図一6で実験より得られた荷重-変形関係は、高さ方向の曲率分布、せん断変形等の影響により、解析による水平変形は実験より小さいが、高い軸力レベルで安定した挙動を示したのは、圧縮側が大きな歪レベルに達しても拘束によって安定した挙動を示したために壁中央に広がる圧縮力負担が可能になったと考えられる。

帯筋、副帯筋の歪は、隅角部から離れた壁部分では副帯筋では4体の間で大きな違いはなく、歪も小さい ($R=1/33$ で 0.04%程度)。隅角部ではL-1の歪が $R=1/33$ ではL-2、L-3よりも大きくなる。L-1で使用した長方形帯筋では曲げ変形により水平方向の歪が大きくなったことが推定される。L-1のように大きなスパイラルを用いるのも有効であるが、L-2、L-3のように端部を小さいスパイラルで重点的に拘束し、壁は補助的に拘束する方法でも十分であり、施工性に優れているといえる。

本実験は圧縮側の挙動を局部的に検討したので、構造物全体としての挙動は解析的にさらに検討する必要があるが、計算される中立軸が拘束域よりかなり内側（引張側）でも大変形まで安定した耐力低下の少ない復元力特性が期待できる。拘束量によるが、終局曲げ変形は、コンクリート歪が拘束域壁側端部で1~2%程度、拘束域中心では3%程度（平均でも2%程度）の大きな値まで期待しうる（図一8）。

5. まとめ

変動軸力を受けるL型立体壁の静加力実験を行い、以下の結果を得た。

- (1) 本実験により、変動軸力と45度方向の横力を受けるL型立体壁の復元力特性を実験的に明らかにした。また、この挙動は曲げ解析によって概ね再現しうる。
- (2) 応力度指標 η_c がL型圧縮域で1.5、柱で5.4の場合においても十分安定した靱性が得られた。これは計算上隅角部圧縮応力度がコンクリート強度を超えても端部の高い靱性により圧縮域が中央に広がるためである。端部の拘束域の圧縮応力度比の制限には再検討が必要である。
- (3) 同じ横補強筋量を配筋する場合、小さいスパイラルで隅角端部を重点的に拘束するのが有効である。また、隅角端部以外の壁部分は、閉鎖型でないタイによる拘束も有効である。

<参考文献>

- [1] 山内泰之ほか：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究その1~3、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）、構造II、pp.1521-1526、1994.9
- [2] 青田晃治ほか：ハイブリッド構造に関する日米共同構造実験研究（HWS-1）~（HWS-7）、日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、構造I、pp.823-836、1995.8
- [3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針、1990
- [4] 日本建築学会・靱性設計小委員会：靱性設計小委員会報告書（終局強度型耐震設計法に関連する最新の研究成果）、1992.8
- [5] Apostolos Fafitis and Surendra P. Shah, : Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, ACI, SP-87, pp213-232, 1985