

論文 曲げ応力が卓越するRC連層耐震壁の構造特性に関する実験的研究

田畑 卓^{*1}・西原 寛^{*1}・鈴木 英之^{*2}

要旨：板状形式の超高層集合住宅における柱型のない連層耐震壁について、曲げ変形性能の把握を目的とする静的載荷実験を行った。試験体は載荷軸力を変動因子とする3体であり、検討では、断面曲げ解析を行うとともに曲率分布を仮定し履歴曲線の推定を試みた。結果として、解析結果は最大荷重時の変形角を幾分小さめに評価するものの、曲げ圧縮破壊により急激に荷重低下する変形角は解析上の安定限界と概ね良く適合することが認められた。

キーワード：耐震壁、曲げ性能、断面曲げ解析、圧縮破壊、安定限界

1. はじめに

板状形式の超高層集合住宅では、梁間方向を柱型のない連層耐震壁と境界梁、両外柱とで構成する方式が考えられる。この場合、連層耐震壁はせん断力よりむしろ、軸力や曲げモーメントの応力負担割合が大きくなる傾向にあり、従って、構造上の要求性能としては、曲げ靱性の確保が特に重要となる。加えて、本耐震壁においては、これに取り付く側柱に柱型がないため、所要の曲げ圧縮応力を負担できるコアコンクリートの拘束が求められる。

そこで、本研究では試設計断面の1/4スケールの試験体による静的載荷実験を行い、3種類の一定軸力下にある連層耐震壁の曲げ性能を調べた。併せて、平面保持の仮定に基づく断面曲げ解析を行い、それらと実験結果との適合性について検討した。

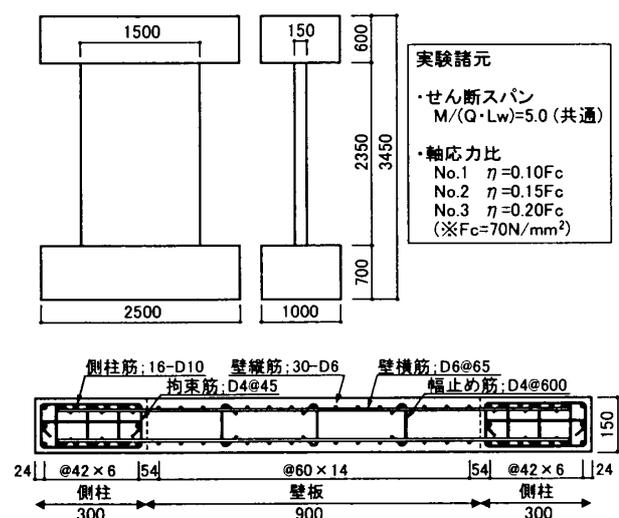
2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に試験体の形状・断面および実験諸元を示す。試験体は試設計断面の1/4縮尺モデルで、連層耐震壁の最下層を取り出す形で計画されたものである。形状および配筋を同一とする3体の試験体を製作し、それぞれ載荷軸力(一定軸

力)を実験因子として採用した。載荷軸力度(η)は、No.1で0.10F_c、No.2で0.15F_c、No.3で0.20F_cである。なお、試設計のコンクリート設計基準強度はF_c=60N/mm²であるが、実験では材料試験結果を考慮し、F_c=70N/mm²として軸力を与えることとした。

試験体の断面寸法はt_w×L_w=150×1500mmである。このうち両端300mmの領域では、圧縮靱性を確保するため、135°フック付きの閉鎖型横補強筋と両端135°フックの中子筋によりコンクリートを拘束している。以降ではこの拘束領域を”側柱”、両端の側柱に挟まれる部分を”壁



*1 安藤建設 技術研究所 (正会員)

*2 安藤建設 技術研究所 工博 (正会員)

表-1 材料試験結果

鉄筋				
種別	使用箇所	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D10	側柱主筋	569	715	1.77*10 ⁵
D6	壁縦横筋	333	508	1.83*10 ⁵
D4	拘束・幅止め筋	370	506	1.74*10 ⁵

* D10の降伏点は0.2%オフセット法による

コンクリート

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
No.1	71.8	3.16*10 ⁴	3.52
No.2	65.8	3.05*10 ⁴	3.63
No.3	72.8	3.15*10 ⁴	3.23

板”と呼称する。側柱においては、D10を焼き入れ高強度化した鉄筋を主筋に使い、横補強筋(拘束筋)にはD4(SD295A)を用いた。壁板の縦筋、横筋はともにD6(SD295A)とした。

表-1に使用材料の試験結果を示す。コンクリートは最大骨材粒径5mmの早強コンクリートとした。打設は下スタブ、試験区間、上スタブの3回に分け、それぞれ上方向から行った。

2.2 加力および計測方法

図-2に載荷方法を示す。試験体をPC鋼棒により反力床に固定し、所定の軸力を保持させながら、水平・鉛直方向の計3本の油圧ジャッキにより、試験区間のせん断スパン比が5.0となるよう載荷を行った。加力の制御は上下スタブ間の相対変形角(R)に基づく変形制御とし、R=1/1000rad.で1回、R=1/400, 1/200, 1/100, 1/67rad.で各2回の正負繰り返しを行うものとした。図-3に変位測定位置を示す。変位の測定は上下スタブ間の相対変位、試験区間の曲げ変形およびせん断変形について行った。また、側柱主筋の主要な箇所歪みゲージを貼付し歪みの測定を行った。

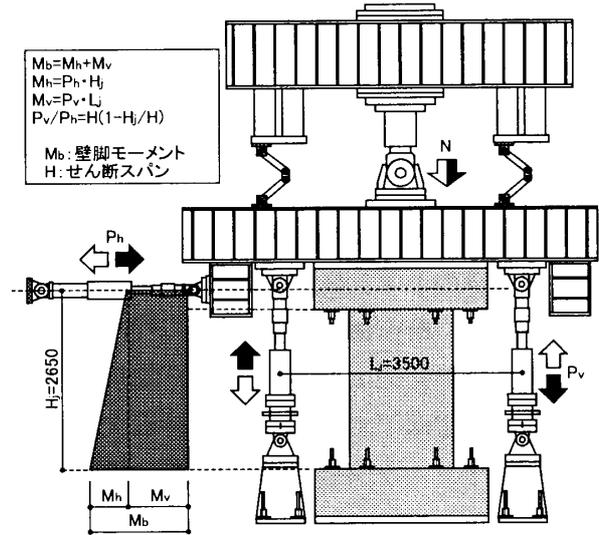


図-2 載荷方法

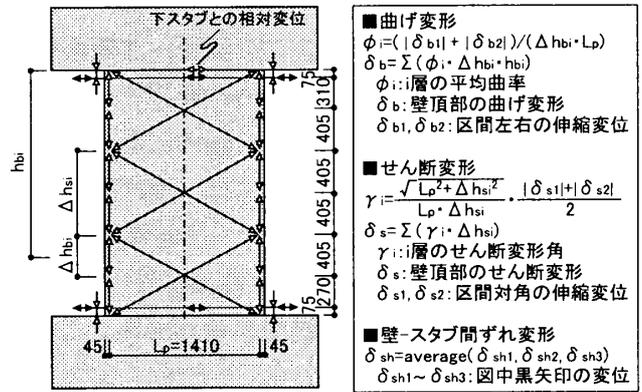


図-3 変位計測位置

3. 実験結果

3.1 破壊経過および履歴性状

表-2に実験結果一覧を示す。また図-4に脚部曲げモーメント(M)と上下スタブ間の相対変形角(R)の関係、図-5に最終ひび割れ状況を示す。いずれの試験体もR=1/1000rad.のサイクルで脚

表-2 実験結果一覧

試験体	軸力度*	加力	曲げひび割れ		側柱主筋降伏		壁縦筋降伏		側柱圧壊		最大強度		計算値		M _{max}	M _{max}
			M _{mc}	R _{mc}	M _{sy}	R _{sy}	M _{wy}	R _{wy}	M _{cc}	R _{cc}	M _{max}	R _{max}	M _{cal.1}	M _{cal.2}	M _{cal.1}	M _{cal.2}
No.1	0.10F _c	正	701	0.56	1785	4.47	1763	4.03	2178	7.68	2293	12.77	1912	5204	1.20	0.44
		負	-734	-0.48	-2005	-5.02	-1715	-3.47	-2200	-8.10	-2236	-10.00			1.17	0.43
No.2	0.15F _c	正	801	0.60	2191	4.67	2170	4.49	2417	5.76	2671	9.71	2385	5918	1.12	0.45
		負	-1029	-0.71	-2315	-5.03	-2174	-4.05	-2516	-6.60	-2628	-9.36			1.10	0.44
No.3	0.20F _c	正	1303	1.09	2642	5.75	2563	5.11	2563	5.11	2852	8.12	2857	6863	1.00	0.42
		負	-1258	-0.77	-	-	-2561	-4.60	-2537	-4.47	-2616	-5.02			0.92	0.38

M: 壁脚モーメント[kN・m] (P-δ効果を考慮), R: 壁脚と壁頂部の相対変形角[×10⁻³rad] ※ F_c=70N/mm²
 M_{cal.1}: 略算式による曲げ降伏モーメント計算値 (M_{cal.1}=c_a·a_g·σ_y·L_w' + 0.5·w_a·a_g·σ_y·L_w' + 0.5N·L_w')
 M_{cal.2}: 壁板のせん断ひび割れ強度時壁脚モーメント計算値 (τ_{sc}=√c_s·σ_t²+c_s·σ_t·σ_c/k_w M_{cal.2}=τ_{sc}·t_w·L_w/H)

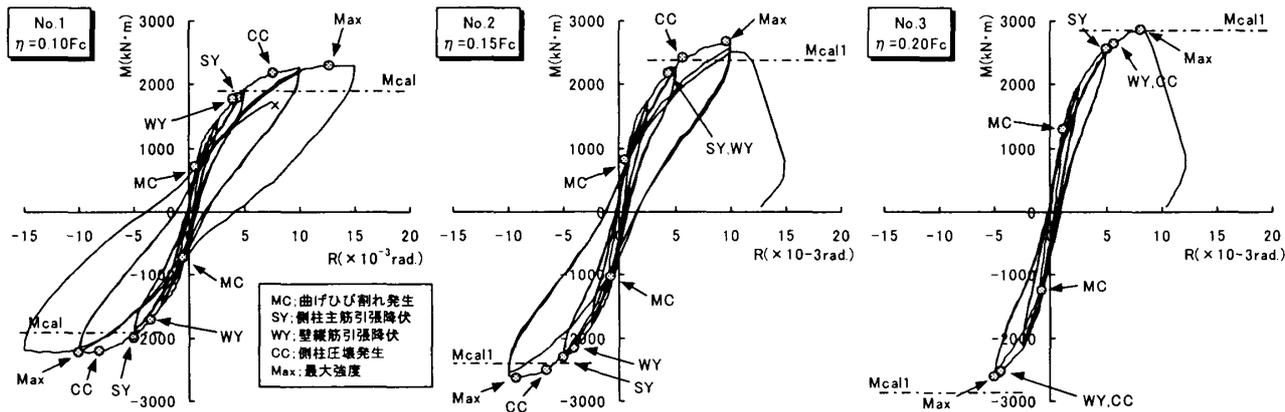


図-4 脚部曲げモーメント(M) - 相対変形角(R) 関係

部に曲げひび割れを生じた以降、試験区間全域にわたって曲げおよび曲げせん断ひび割れが多数発生した。引張り側の側柱主筋は $R=1/200\text{rad}$ のピーク近傍で全数降伏しており、この時点で壁縦筋の引張り降伏も生じ始めた。

No.1は、 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルで側柱の圧縮側被りコンクリートが圧壊し始めた。その後、 $R=+1/67\text{rad}$ の1回目の正負繰り返しを経験したが、同変形角2回目の正サイクルの途中で加力上の問題が生じたため載荷を終了している。なお、 $R=1/67\text{rad}$ の1サイクル目までは明確な荷重低下は生じなかった。No.2もNo.1と同様、 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルまでに側柱主筋および壁縦筋の降伏、圧縮側被りコンクリートの圧壊開始が認められた。 $R=1/67\text{rad}$ に向かう途中で、側柱被りコンクリートの剥落、側柱内側の壁板の圧壊を生じ、軸力を保持できなくなった。この破壊は側柱主筋および壁縦筋の座屈も伴うものであった。No.3は側柱主筋および壁縦筋の降

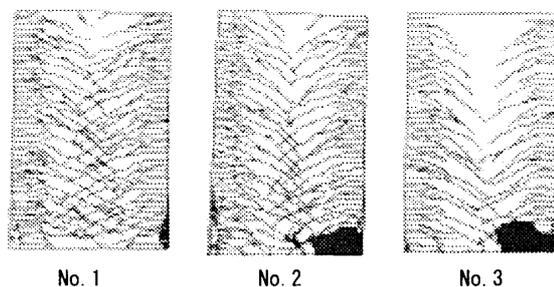


図-5 最終破壊状況

伏時に側柱隅角の圧縮側被りコンクリートが圧壊し始め、 $R=+1/100\text{rad}$ に向かう途中で、側柱から壁板にわたってコンクリートが激しく圧壊し軸力保持不能となった。No.2と同様、側柱主筋および壁縦筋には座屈が確認された。

各試験体の最大強度は軸応力度の増大とともに上昇した。曲げ略算値に対する最大強度の比は、軸応力度が高いほど小さくなるものの、1.00~1.20の範囲であった。

3.2 曲げ変形成分の推移

図-6に全体変形に占める曲げおよびせん断

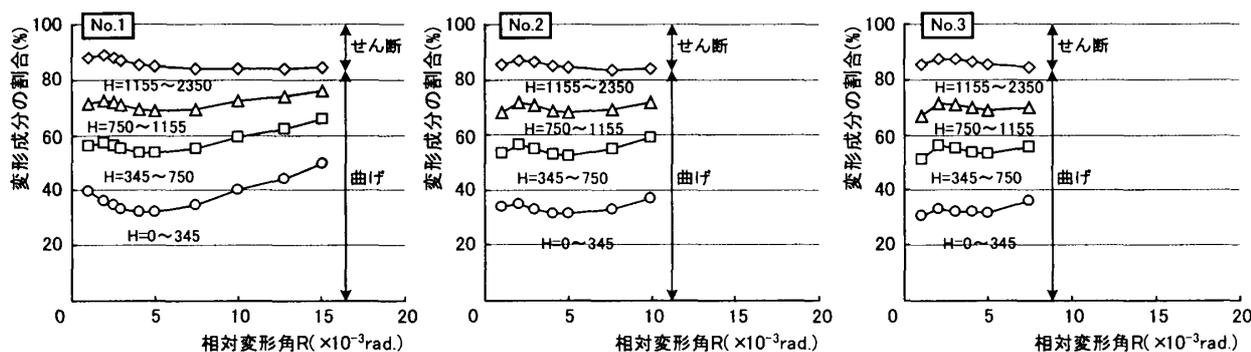


図-6 全体変形に占める曲げおよびせん断変形成分の割合

変形成分の割合を示す。ここで、全体変形は図-3 に示す全計測区間の曲げ変形とせん断変形の和として求めた。また図中、H は各計測区間の高さを表す。全体変形に占める曲げ変形成分の割合には、軸応力度による明らかな影響は認められない。曲げ変形成分の合計はいずれの試験体も 85%程度であった。

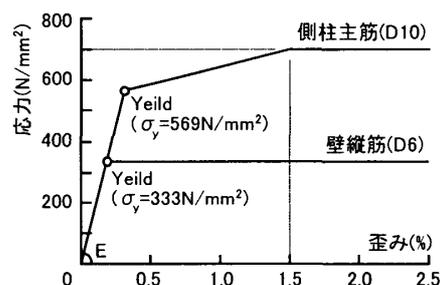


図-7 鉄筋応力-歪み関係のモデル化

4. 断面曲げ解析

平面保持の仮定に基づく断面曲げ解析を行い実験結果との比較を行う。ここで、コンクリートは側柱主筋に囲まれた拘束域と、それ以外の非拘束域に分類し、これを NewRC モデルで評価した。また鉄筋モデルは図-7 に示すごとく、それぞれ側柱主筋(D10)をトリリニア型、壁縦筋(D6)をバイリニア型に仮定した。

4.1 曲げモーメント-曲率関係

図-8 は正加力時における曲げモーメントと

計測区間の平均曲率の関係について、全 6 区間のうち脚部 3 区間の実験値と解析値を比較したものである。ここで実験値の曲げモーメントには、台形のモーメント分布を仮定(図-2 参照)した際の測定区間中央高さの値を用いた。区間 H=0~345mm では解析に引張側主筋の抜け出しが考慮されていないせいか $R=1/400 \sim 1/200 \text{rad}$ における剛性は実験値よりも解析値が高くなる傾向がある。しかし、その差異はさほど顕著でなく、また $H \geq 345 \text{mm}$ の 2 区間においては解

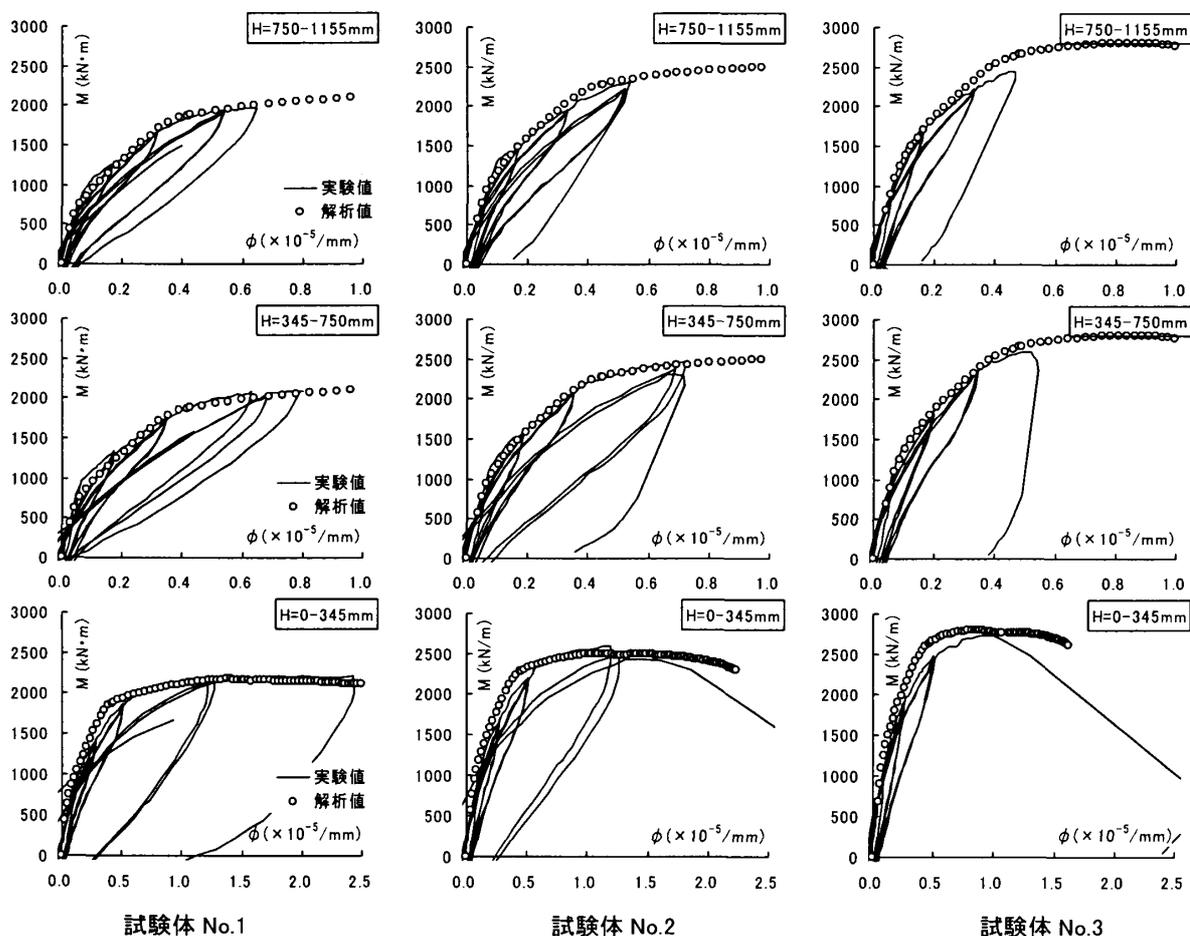


図-8 曲げモーメント(M)-区間平均曲率(phi) 関係

析値と実験値とがほぼ一致しており、本解析は実験値を比較的良く表現できていると思われる。

4.2 曲率分布の仮定

断面曲げ解析に基づき連層耐震壁を評価するためには、曲率と変形角の関係を明確にする必要がある。これには例えば、モーメント分布に従って曲率を材軸方向に積分する方法があるが、この場合、下り勾配における塑性域の取り扱いが困難である。他方、最大荷重以降の変形も推定できる方法としては、塑性ヒンジ長さを仮定する方法が一般的に用いられており、以下ではこの方法に則り変形の評価を試みた。

図-9 に曲率分布の仮定条件を示す。状態 a) は脚部曲率(ϕ_b)が曲げ降伏時曲率(ϕ_y)に達する以前の状態である。このときの曲率分布は解析結果からモーメント分布に対応させる形で求めることも可能であるが、ここでは計算の簡便さを重視し、脚部曲率を ϕ_b とする台形分布を仮定する。一方、曲げ降伏以降では状態 b)に示すように、脚部曲率を ϕ_y とする台形分布に加え、($\phi_b - \phi_y$)として求めた塑性曲率が塑性ヒンジ領域(L_y)内に一様に分布するものとする。この場合、当該高さの曲げ変位は、曲率を材軸方向に2階積分することにより求められ、その際の変形角(R)は式(1)(2)で表される。

$$R = \phi_b \cdot \{x/2 - x^2/(6H)\} \quad (\phi_b < \phi_y \text{ 時}) \quad (1)$$

$$R = \phi_y \cdot \{x/2 - x^2/(6H)\} + (\phi_b - \phi_y)L_y(x - L_y/2)/x \quad (\phi_b \geq \phi_y \text{ 時}) \quad (2)$$

以下の検討では、 ϕ_y として解析上、引張り側の側柱主筋が全数降伏する際の曲率を用いた。

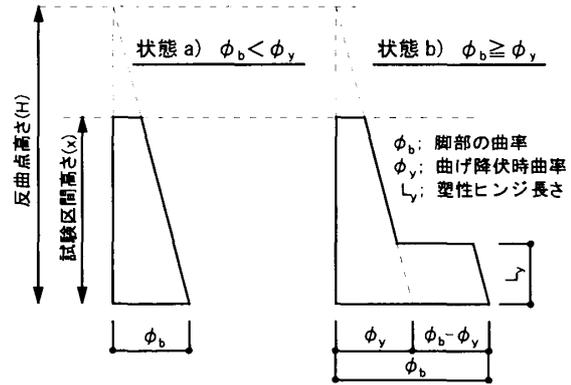


図-9 曲率分布の仮定

4.3 曲げモーメントー変形角関係

図-10 に脚部曲げモーメントと上下スタブ間の相対変形角関係を、実験結果と解析結果とで比較して示す。側柱主筋の降伏以前においては、No.1 や No.2 に比べると、軸応力の大きい No.3 で解析値の剛性が実験値よりやや高いが、各試験体とも概ね良く適合した。一方、側柱主筋の降伏後については、実験より得られた曲率分布(図-11 参照)を参考に塑性ヒンジ長さを $L_y=0.3 L_w (=450\text{mm})$ として解析値を求めたが、この場合、曲げ圧縮破壊を呈した No.2 および No.3 では荷重が急激に低下する変形角(以下、限界変形角と呼ぶ)は、平石ら²⁾の定義する”安定限界”(曲率増大に対し引張り歪みが減少し始める点)とほぼ一致することが認められた。ただし、解析値は最大荷重時の変形角を小さめに評価する傾向にあり、次節ではこの点について検討を加えた。

4.4 曲率と変形角の関係

曲率と相対変形角の関係については従来、簡略的に式(3)で定義する方法がある。ここでは式

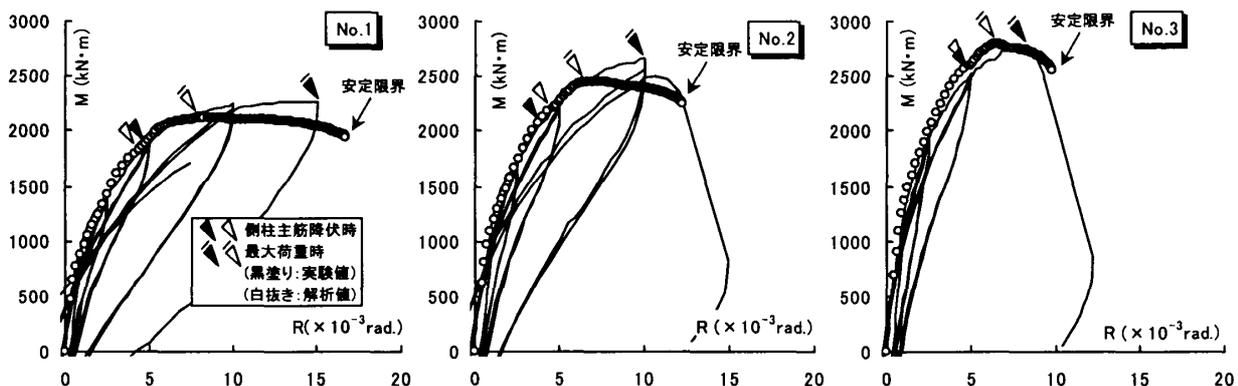


図-10 脚部曲げモーメントー相対変形角関係に関する実験値と解析値の対応関係

(3)より実験結果および本解析方法に基づく係数 α を求め、両者の比較を行う。

$$R = \phi \cdot \alpha \cdot L_w \quad (3)$$

図-12に高さ $H=0\sim 345\text{mm}$ の区間の平均曲率(ϕ)と相対変形角(R)の関係から求めた係数 α の推移を示す。係数 α は初期の段階では幾分ばらつくが、いずれの試験体も $R=1/200\text{rad.}$ で0.65程度に収束し、以降、変形角の増大に伴って減少する傾向を示している。また係数 α の低下割合に軸応力の影響は見られない。図-13は図-10の解析値に対応する係数 α である。この場合、降伏曲率に達する $R=1/200\text{rad.}$ を境に係数 α が減少しており、定性的には図-12の実験結果と同じ傾向である。ただし、降伏曲率に達した直後の係数 α の低下は実験結果より敏感であり、この性状が最大荷重時の相対変形角の相違を生じさせる要因となっている。係数 α の低下は塑性ヒンジ長さ L_y を大きく採ればより緩慢になるが、同時に大変形時の係数 α も増大し、限界変形角を過大評価する原因となる。また、図-10では解析上の安定限界によって限界変形角を推定できる可能性が示唆されるが、実験結果にはせん断変形や主筋の抜けだし等による変形が含まれており、この点で解析が十分とは言えない。今後より合理的な評価方法の構築が望まれる。

5. 結論

曲げ応力の卓越する連層耐震壁について曲げせん断実験を行った結果、以下の知見を得た。

- 1) 各試験体では軸応力度の増大に従って、曲げ耐力が上昇するとともに、限界変形角が小さくなった。
- 2) 各試験体のモーメント-曲率関係は、断面曲げ解析結果と良好な適合性を示した。
- 3) 脚部曲率と相対変形角の関係について、塑性ヒンジ長さを仮定し、実験結果との対応を調べた。解析結果は実験結果に比べ最大荷重時の変形角を小さめに評価するものの、実験による限界変形角は安定限界時の曲率に基づき推定できる可能性が示唆された。

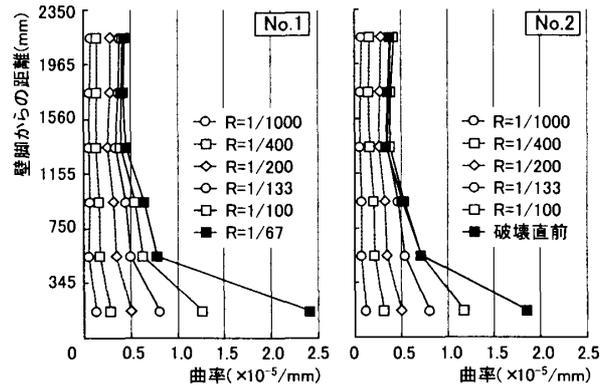


図-11 実験結果による曲率分布

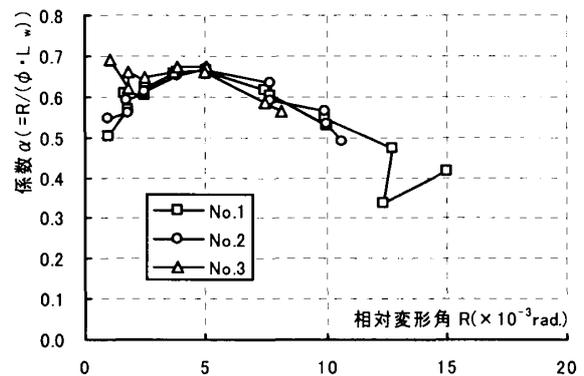


図-12 実験結果に基づく係数 α

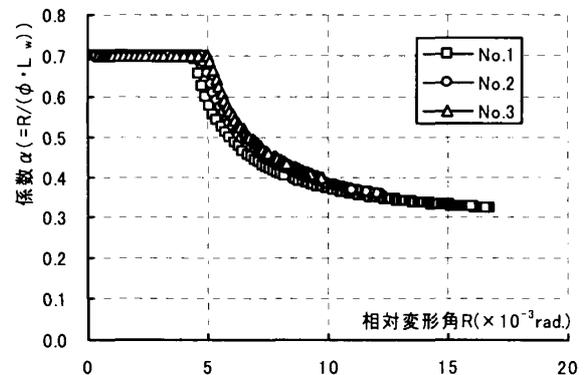


図-13 本解析法に基づく係数 α

参考文献

- 1) 建設省総合技術開発プロジェクト 鉄筋コンクリート造建物の超軽量・超高層化技術の開発：高強度鉄筋分科会コンファインドコンクリートWG研究成果報告書，1993.3
- 2) 平石久廣，稲井栄一：鉄筋コンクリート柱の曲げ降伏後の靱性に関する解析的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第408号，pp.21-30，1990.2