



鉄筋コンクリート連層耐震壁の耐力と変形性状に関する実験的研究(SRC・耐震壁)

メタデータ	言語: jpn 出版者: 日本コンクリート工学協会 公開日: 2022-03-29 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 荒井, 康幸, 荒川, 卓, 溝口, 光男, 近藤, 智則 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/00010498

論文

[2071] 鉄筋コンクリート連層耐震壁の耐力と変形性状に関する
実験的研究

正会員○荒井康幸 (室蘭工業大学工学部)

正会員 荒川 卓 (室蘭工業大学工学部)

正会員 溝口光男 (室蘭工業大学工学部)

近藤智則 (室蘭工業大学大学院)

1. はじめに

連層耐震壁を含む鉄筋コンクリート建物の地震時における挙動を精確に把握するためには、耐震壁の変形状を忠実に表現できる適切なモデルを作成することが重要であると考え、これを目的として系統的に行われた実験は見当らないようである。一方、筆者らは鉄筋コンクリートL型開断面耐震壁についての実験研究を行ってきているが、二方向に複雑な挙動を示す荷重と変形の関係を解析的に説明づけるには、平面壁の壁周辺柱の伸縮をも含めた変形状を把握することが必要であると考えられた。本報告は、主として上記の実験データを得ることを目的として行った実験結果の報告である。

2. 実験計画

2-1) 試験体概要 試験体の形状と配筋を図-1に示す。壁高は3種類あり、壁脚と壁頭に比較的剛なはりを持っている。連層壁の一層部分を想定して、図-2に示すような曲げモーメント分布となるように加力することとした。試験体の種類は上記の壁高3種、シアスパン比(H/QD)3種および柱主筋比(P_g)3種、

軸力の有無の組合せで合計 15 種類である。これら変動因子の組合せによる試験体名の一覧を表-1に示す。

コンクリートは豆砂利（最大寸法10mm）普通コンクリートを使用し、平打ちとした。実験時

のコンクリートの性状を各試験体の壁厚の実寸法と共に表-2に、鉄筋の性状を表-3に示す。

2-2) 加力および計測方法 加力は図-3に示す加力装置を用いて正負漸増繰返し水平変形を部材角で1000分の1, 2, 3, 4, 6, 10, 15, 20, 30 radを基準として、耐力が低下するまで与えた。ただし、SL10Nは負加力時に加力装置の能力の限界にまで達したので4サイクル(4/1000 rad)までとし、正加力5サイクル目で終局に至ら

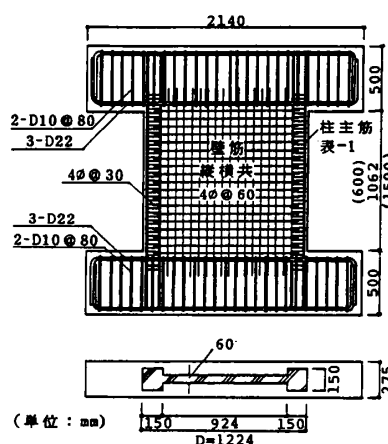


圖-1 試驗體形狀

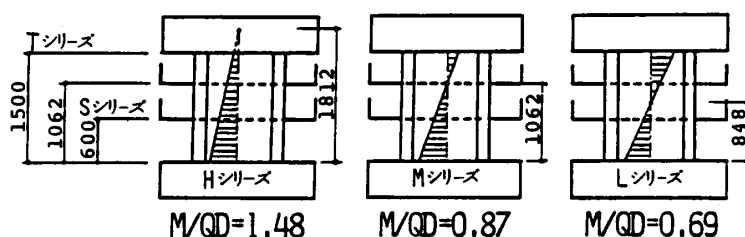


図-2 壁高内のモーメント分布

表-1 試験体名一覧

壁高	60cm	106cm			150cm
M/P_g	1.27 % (4-D10)	1.27 % (4-D10)	2.25 % (4-D13)	3.52 % (4-D10) (4-D13)	1.27 % (4-D10)
1.48	SH10N	H10 H10N			TH10N
0.87	SM10N	M10 M10N	M13	M1310	TM10N
0.69	SL10 SL10N	L10 L10N			TL10N

下段：軸力有り ($N=25.1\text{ ton}, \sigma_0=25.0\text{ kg/cm}^2$)

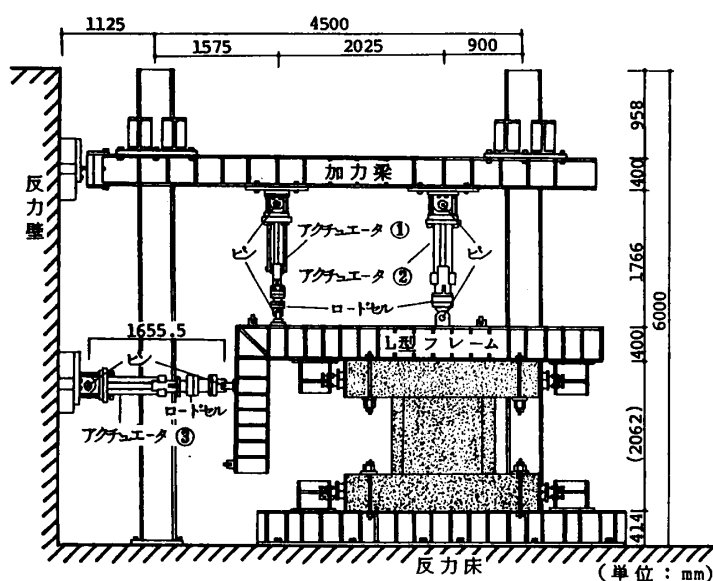


図-3 加力装置図

せた。壁頂に加える軸力とモーメントに関しては、試験体上方の2台のアクチュエータをパーソナルコンピュータに接続して、常に設定したシアスパン比および軸力となるように制御した。

変位の計測は基礎ばりを基準にして図-4に示す各点の水平および鉛直変位を測定した。また、同図に示すように壁内法高を6分割（同図の壁内法高1500mmのTシリーズ以外は6等分割）した柱の各点に計測フレームを取り付けて各区間の伸縮を計測した。最外端の柱主筋の各所にワイヤーストレインゲージを貼付してひずみ度を計測した。なお、後述の曲げ変形は壁の分割区間毎の曲率を一定として算出した値であり、せん断変形は実測水平変形から上記の曲げ変形を差し引いた値である。

3. 亀裂及び破壊状況

M/QDが同一で壁高が異なる試験体の亀裂発生状況を図-5に示す。曲げ破壊したM/QDが1.48の試験体3体では、壁高が異なっても亀裂状況は低い方の壁高の範囲で良く類似している。せん断破壊したM/QDが0.69の試験体では、壁高の違いによって亀裂状況にも図示のような違いがみられる。すなわち、壁高が低いと斜め亀裂は壁板全面にわたって密に発生しているが、壁高が高いと亀裂は隅角部を結ぶ対角線上付近に多く発生する傾向がある。

表-2 コンクリートの性状

試験体名	壁厚 (mm)	F_c (kg/cm ²)	F_t (kg/cm ²)	E_{10} ($\times 10^5$ kg/cm ²)
H10	67	250	26.3	2.18
M10	62	245	26.8	2.29
L10	59	266	26.0	2.33
H10N	67	258	28.9	2.25
M10N	60	255	27.7	2.29
L10N	58	246	24.1	2.27
M13	60	236	18.0	2.24
M1310	55	250	25.2	2.36
SH10N	59	253	23.5	2.24
SM10N	61	252	26.8	2.33
SL10N	58	267	23.7	2.46
SL10	62	252	22.9	2.20
TH10N	62	242	24.7	2.13
TM10N	63	232	24.0	2.15
TL10N	59	233	21.1	2.16

表-3 鉄筋の性状

鉄筋	断面積 (cm ²)	降伏強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び率 (%)
D10	(0.713)	3760	5560	26.8
D13	(1.267)	3600	5210	26.5
D22	(3.871)	3340	5020	25.2
4φ	0.127	2010	3340	30.8

() は公称断面積

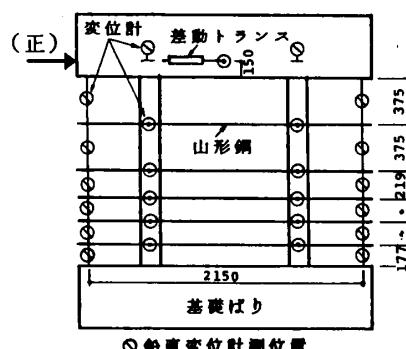
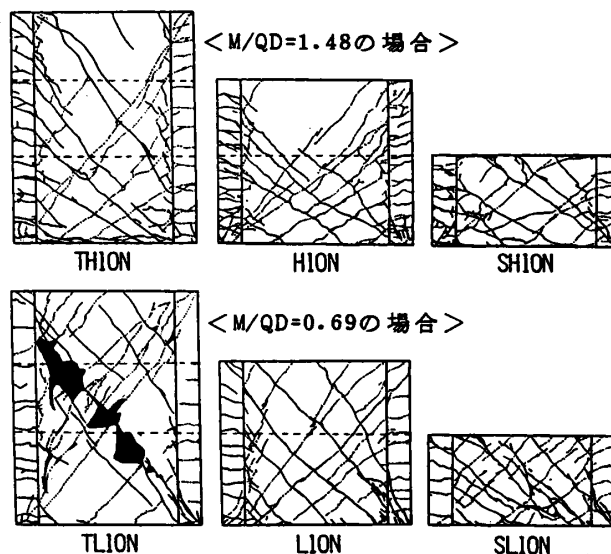
図-4 変位計測位置
(Tシリーズ)

図-5 亀裂及び破壊状況

4. 荷重-変形曲線

正負の繰返しによる荷重-変形曲線の例を図-6に示す。図-7に軸力のある試験体の荷重-変形曲線の包絡線を同一シアスパン比ごとに示す。同図(a)のM/QDが1.48の場合には、3試験体ともじん性に富んだ性状を示しているが、負加力時には壁高の高い試験体ほど早期に耐力が低下している。同図(b)のM/QDが0.87の場合には、壁高の最も低いSM10Nは降伏現象を示してかなりのじん性があるが、壁高が高くなるとじん性に乏しくなり、TM10Nはせん断破壊型となっている。同図(c)のM/QDが0.69の場合には3試験体ともせん断破壊しており、壁高によらずいずれもぜい性的である。

5. せん断初亀裂荷重

荷重-変形曲線上で明らかな剛性低下を伴う斜め亀裂発生時の荷重 tQ_{sc} を表-4に示す。SH10Nでは、曲げ降伏以前に上記に該当する亀裂は発生していない。同表の計算値に対する比(tQ_{sc}/cQ_{sc})をシアスパン比を横軸にとって図示すると図-8のようになる。図によると tQ_{sc}/cQ_{sc} はシアスパン比によって変化しており、M/QDが大きいほど小さくなっている。また、計算値には軸方向応力が考慮されているが、柱主筋比が1.27%の場合に、軸力有りよりも軸力無しのものの方が小さい。

6. 終局耐力

終局耐力 tQ_u を表-5に示す。同表には終局曲げ強度式による値 cQ_{bu} 、終局せん断強度式(広沢式)による値 cQ_{su} および塑性理論を応用した称原・加藤モデル²⁾による値 cQ_{u1} と塩原モデル³⁾による値 cQ_{u2} を示した。曲げ破壊したH10の負加力時の終局耐力は、曲げ強度式による値 cQ_{bu} よりもかなり大きいが、柱主筋のひずみ硬化を考慮してe関数法によってモーメント

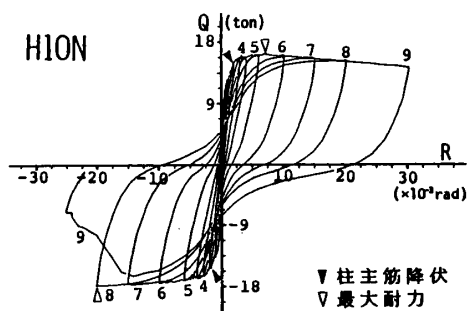


図-6 荷重-変形曲線

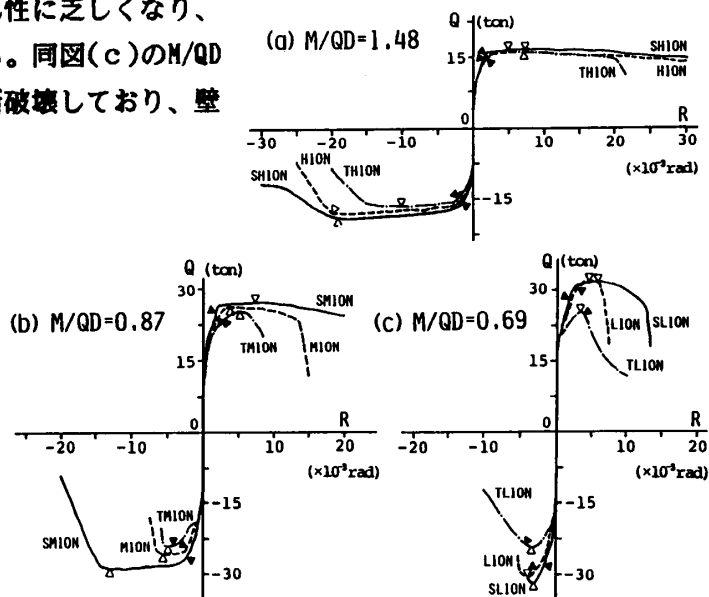


図-7 荷重-変形包絡線

表-4 せん断初亀裂荷重

試験体名	方向	tQ_{sc} (ton)	R ($\times 10^3$ rad)	R_s ($\times 10^3$ rad)	cQ_{sc} (ton)	tQ_{sc}/cQ_{sc}
H10	+	6.41	0.78	0.26	16.00	0.40
	-	6.32	0.76	0.27		0.40
M10	+	10.53	0.61	0.31	15.23	0.69
	-	9.96	0.71	0.54		0.65
L10	+	14.63	1.25	0.66	14.14	1.03
	-	13.18	1.05	0.47		0.93
H10N	+	12.60	1.01	0.31	24.01	0.52
	-	13.29	0.92	0.26		0.55
M10N	+	16.11	0.58	0.39	21.09	0.76
	-	16.74	0.54	0.39		0.79
L10N	+	21.59	0.73	0.38	18.42	1.17
	-	16.86	0.34	0.24		0.92
M13	+	12.01	0.73	0.28		1.20
	-	10.71	0.54	0.26	9.99	0.93
M1310	+	13.20	1.09	0.64	12.88	1.02
	-	11.00	0.61	0.37		0.85
SH10N	+	—	—	—	—	—
	-	—	—	—	—	—
SM10N	+	21.21	0.79	0.37	20.84	1.02
	-	22.41	1.11	0.48		1.08
SL10N	+	23.63	0.99	0.63	18.26	1.29
	-	23.11	0.81	0.47		1.27
SL10	+	11.95	0.81	0.52	12.94	0.92
	-	11.72	0.79	0.53		0.91
TH10N	+	13.07	1.00	0.24		0.66
	-	12.11	1.01	0.33	19.84	0.61
TM10N	+	18.10	0.78	0.33	19.68	0.92
	-	19.08	0.84	0.49		0.97
TL10N	+	19.09	0.62	0.43	16.97	1.12
	-	20.37	0.65	0.55		1.20

図-8 せん断初亀裂荷重のシアスパン比による変化

R: 部材角

R_s : せん断変形角

$$cQ_{sc} = A_w \sqrt{c\sigma_t^2 + c\sigma_t \cdot \sigma_o} / k_w$$

表-5 終局耐力

試験体名	方向	実験値 tQu (ton)	部材角 R ($\times 10^{-3}$ rad)	剪断変形角 Rs ($\times 10^{-3}$ rad)	曲げ強度式 cQbu (ton)	広沢式 cQsu (ton)	称原式 cQu1 (ton)	塩原式 cQu2 (ton)	実験値/計算値			
									tQu/cQbu	tQu/cQsu	tQu/cQu1	tQu/cQu2
H10	+	9.32	30.05	14.69	7.61	19.50	7.86	9.63	1.22	0.48	1.19	0.97
	-	10.06	30.08	24.49					1.32	0.52	1.28	1.04
M10	+	14.78	15.02	8.75	12.98	23.27	12.97	16.35	1.14	0.64	1.14	0.90
	-	14.58	14.57	13.05					1.12	0.63	1.12	0.89
L10	+	18.44	3.00	1.58	16.25	26.12	15.86	20.37	1.13	0.71	1.16	0.91
	-	17.72	10.00	8.61					1.09	0.68	1.12	0.87
H10N	+	16.27	7.03	1.77	15.63	21.85	15.01	16.33	1.04	0.74	1.08	1.00
	-	17.86	20.03	6.69					1.14	0.82	1.19	1.09
M10N	+	26.35	3.87	1.86	26.67	25.76	23.34	24.94	0.99	1.02	1.13	1.06
	-	26.14	5.82	3.52					0.98	1.01	1.12	1.05
L10N	+	32.41	5.01	3.31	33.36	27.25	26.58	28.33	0.97	1.19	1.22	1.14
	-	30.91	4.01	2.85					0.93	1.13	1.16	1.09
M13	+	21.71	3.74	1.86	20.81	25.41	19.26	22.16	1.04	0.85	1.13	0.98
	-	21.04	4.02	2.90					1.01	0.83	1.09	0.95
M1310	+	28.99	3.61	4.00	31.92	30.45	26.65	28.93	0.91	0.95	1.09	1.06
	-	29.47	5.21	3.67					0.92	0.97	1.11	1.02
SH10N	+	16.92	7.33	2.20	15.64	21.56	14.94	16.32	1.08	0.78	1.13	1.04
	-	19.01	20.00	7.69					1.22	0.88	1.27	1.16
SM10N	+	27.30	7.33	2.77	26.66	26.05	24.22	25.89	1.02	1.05	1.13	1.05
	-	29.20	13.52	7.08					1.10	1.12	1.21	1.13
SL10N	+	32.10	6.00	3.04	33.46	27.83	28.93	30.89	0.96	1.15	1.11	1.04
	-	32.24	3.00	1.95					0.96	1.16	1.11	1.04
SL10	+	19.40	3.01	1.61	16.28	25.75	15.98	20.01	1.19	0.75	1.21	0.97
	-	18.02	6.00	4.35					1.11	0.70	1.13	0.90
TH10N	+	16.43	4.80	1.50	15.60	21.41	14.64	15.74	1.05	0.77	1.12	1.04
	-	16.91	9.99	3.01					1.08	0.79	1.16	1.07
TM10N	+	25.72	5.22	3.38	26.60	25.45	21.64	23.27	0.97	1.01	1.19	1.11
	-	25.14	5.38	3.85					0.91	0.95	1.12	1.04
TL10N	+	25.88	3.75	3.13	33.27	26.77	24.28	25.98	0.78	0.97	1.07	1.00
	-	24.64	2.99	2.56					0.74	0.92	1.01	0.95

$$cQ_{su} = \left\{ \frac{0.0679 P_{te}^{0.23} (f_c + 180)}{\sqrt{h_0/L + 0.12}} + 2.7 \sqrt{P_{wh} \cdot s f_{wy}} + 0.10 \sigma_0 \right\} De \cdot l, \quad cQ_{bu} = \left\{ 0.90 \sigma_t \cdot s f_y + 0.40 \sigma_w \cdot s f_{wy} + 0.5N \left(1 - \frac{N}{BLF_c} \right) \right\} \frac{L}{h_0}$$

欄外の計算式は文献¹⁾による

曲率関係を求めると、上記耐力時の圧縮縁コンクリートのひずみは0.33%であり、実験値がcQbuを大きく上回っているのはひずみ硬化が原因と考えられる。一方、塩原式ではひずみ硬化を考慮していないにもかかわらず実験値とよく一致している。

cQbuとcQsuのうち小さい方の値をとって従来式による値と呼ぶことにして、それぞれの計算値ごとに実験値と比較すると、全試験体の実験値/計算値の平均値と変動係数は、従来式が1.09と0.084、称原式が1.14と0.050、塩原式が1.02と0.074となっている。平均値では塩原式が実験値に最もよく対応しているが、変動係数は称原式が最も小さい。

図-9にシアスパン比が同じ場合の壁高による終局耐力の変化を示す。図示のように終局耐力は、従来式では変化しないが、実験値および両塑性理論値は壁高が低いほど大きくなっている。

7. 曲率分布

壁高を6分割して計測した曲率 ϕ の分布状況を各サイクルごとに図-10に示す。同図にはH10Nの正加力時について示したが、曲率分布の形状は、繰返しサイクルによって変化している。すなわち、柱主筋降伏以前は柱脚から上部に向かってなだらかに変化しているが、降伏後は壁脚部に集中し、さらに大変形に至ると再び上部も大きくなっている。

図-11に各試験体の降伏以前の曲率分布を示す。同図中に実線で示した曲線は、亀裂発生後の耐震壁の曲げ柔性 f を図-12に示

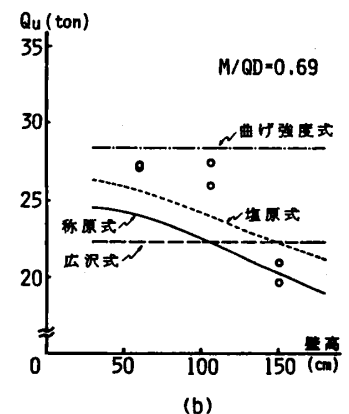
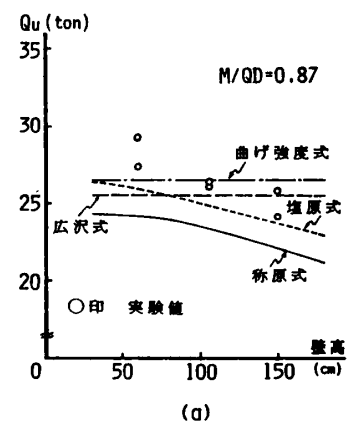


図-9 終局耐力と壁高との関係

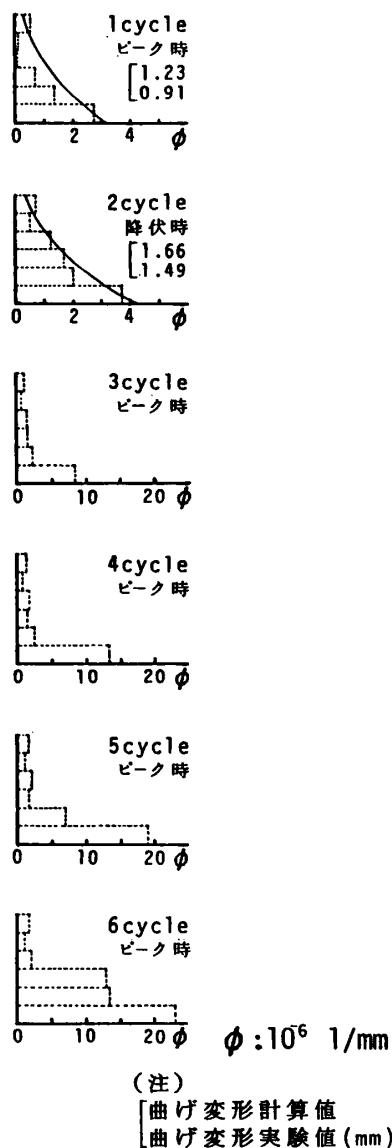


図-10 各サイクルの曲率分布 (H10N)

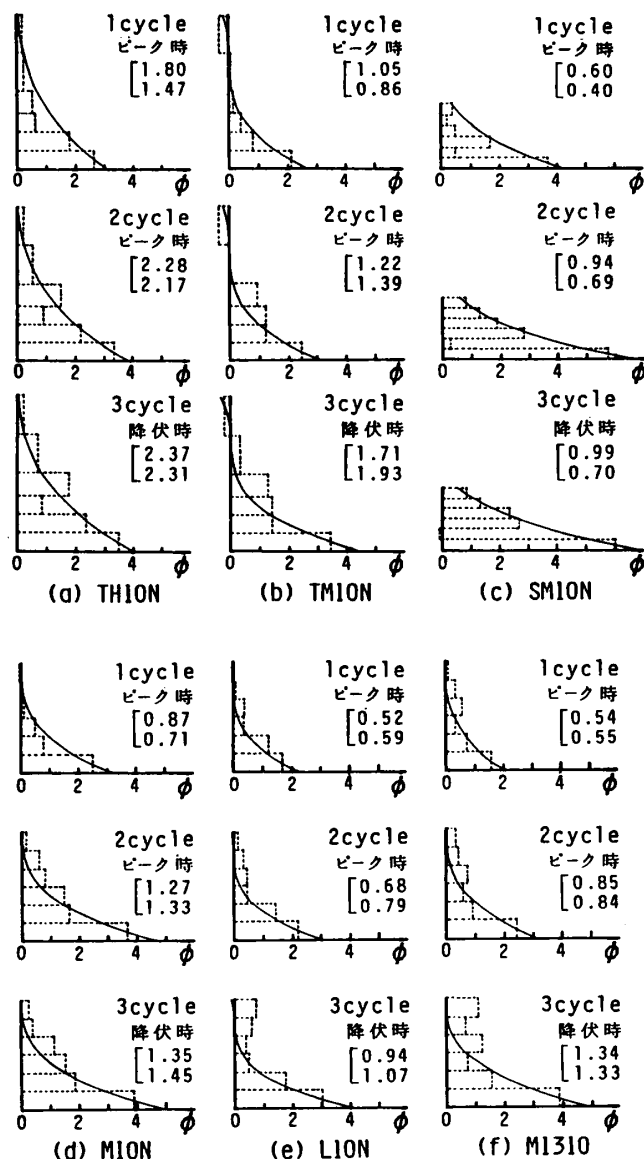


図-11 降伏以前の曲率分布

すような2次曲線で表した場合の曲率 ϕ (同図中の(3)式) の計算値である。ただし、最下層の曲率は図示のように実験値に合わせてある。実験値と計算値を比較すると、

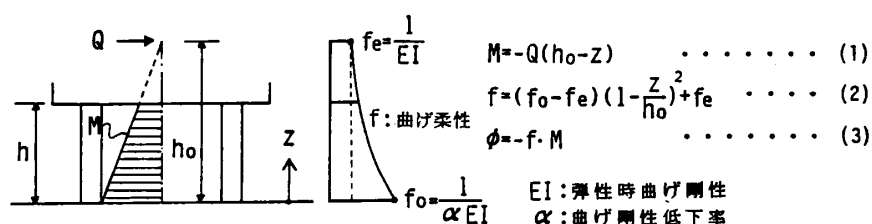


図-12 曲げ剛性の仮定

せん断破壊したL10NとM1310の壁頭で両者に違いが見られるが、これは加力点側柱頭から発する斜め亀裂によって、柱頭に伸びが生じたためと考えられる。この部分を除けば、仮定した曲げ変形から得られる曲率分布は実験結果にほぼ対応していると言えよう。また、図-10及び図-11にはこれらの曲率から計算される壁頭の曲げ水平変形も併記した。実験値と計算値には違いが大きいところもあるが、曲げ変形についても全般的には良く対応していると言えよう。せん断破壊後に柱主筋が降伏したTL10Nを除く全試験体14体の降伏時における両者の比(実験値/計算値)

は、0.69～1.34、平均0.99(変動係数0.18)となっている。

8. 曲げ降伏以後の変形

曲げ降伏後に、せん断変形が急増することが知られており、これに関して平石は引張側柱を弾塑性の変断面材とした図-13に示すトラスモデルを提案している⁴⁾。曲げ降伏以後の引張側柱のひずみ度分布について、

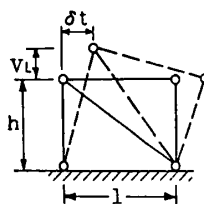


図-13 トラスモデル

トラスモデルによる解析結果と実験結果を比較した例を図-14に示す。ただし、同図では両者の柱頭の鉛直変位 V_L を等しくしてある。図示のように、曲げ降伏直後は柱脚にひずみが集中し、次第に上層部に及んでいく現象を解析結果はよく表現していると言える。壁高内に反曲点のある L10 では、はり理論では柱頭は圧縮になるが、両者とも引張となっており、この点についても良く対応している。

トラスモデルでは、圧縮側柱脚部が回転の中心となり、弦材(引張側柱)の伸びによ

て壁頂に水平変形 δt が生じる。 δt は斜材とはり材の伸縮を無視すると、図-13の記号を用いて $\delta t = V_L \cdot h / l$ と表せる。したがって、耐震壁の降伏時の水平変形を δy 、降伏以後における引張側柱頭の鉛直変位の増

加量を ΔV_L とすると、降伏後の

水平変形 δc は、 $\delta c = \delta y + V_L \cdot h / l$ となる。図-15に曲げ降伏した試験体について、水平変形の実測値 R (部材角) と上記の計算値 $R_c (= \delta c / h)$ との関係を示す。図によれば、両者は非常によく一致しており、トラスモデルは曲げ降伏以後の変形挙動をよく表現していると言える。

9. む す び

本実験で得られた主な結果を要約すると、1) シアスパン比が同じ場合に壁高さは破壊性状や変形能力に影響する。2) せん断初亀裂荷重はシアスパン比に影響される。3) 塑性理論を応用した終局強度式による耐力は本実験結果とよく適合した。4) 曲げ降伏前の曲率分布は概ね3次曲線で表すことができ、壁脚の曲率から曲げ変形を推定できる。5) 曲げ降伏以後の変形機構を表すトラスモデルは本実験結果に良く適合した。

【謝辞】 実験ならびに本報告の作成にご協力いただいた室蘭工業大学大学院生早川幸孝君に深く感謝致します。

本研究は昭和62年度文部省科学研究費補助金により行われたものである。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料(連層耐震壁)
- 2) 称原良一、加藤 勉：鉄筋コンクリート連層耐震壁の終局耐力、日本建築学会論文報告集、第343号、昭和59年9月
- 3) 塩原 等：塑性理論を応用した鉄筋コンクリート耐震壁の終局算定法、コンクリート工学、vol.25、No.8、Aug.1987
- 4) 平石久廣：曲げ降伏型の鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特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347号、昭和60年1月

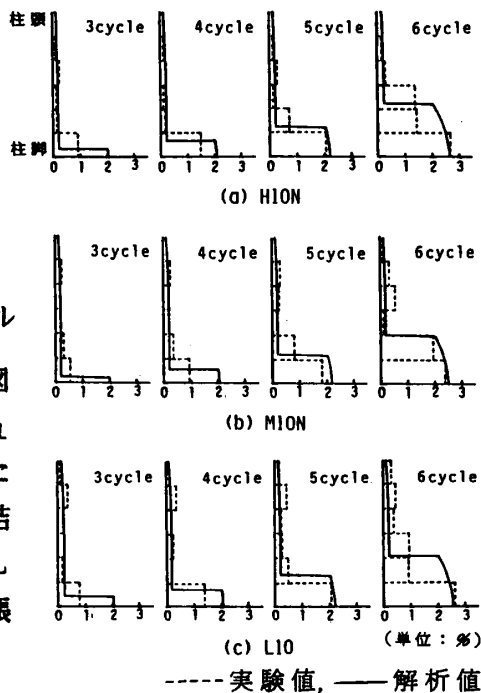


図-14 引張側柱の軸方向ひずみ分布

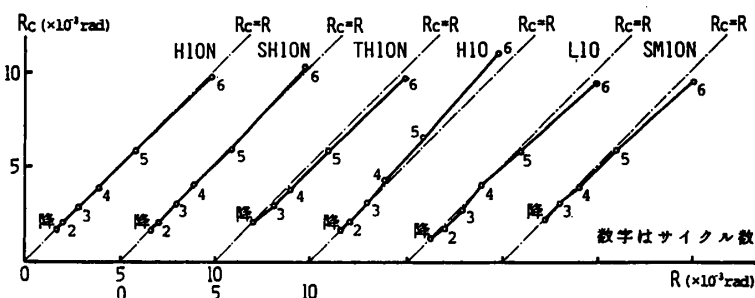


図-15 水平変位実測値とトラスモデルによる変位との関係