

論文 構造スリットを有する鉄筋コンクリート造腰壁・垂れ壁付柱の曲げせん断性状

佐藤 公彦^{*1}・渡部 洋^{*2}・青沼 恭輔^{*3}

要旨：実際の耐震改修で使用される構造スリットにおいて窓台とその補強として残余部を有する構造スリットが適用される事があるが、残存部を有する構造スリットが柱の曲げせん断性状に与える影響については明らかとはいえない。本報では壁の取り付け、スリット種類、壁筋比、壁の残余厚比、柱の帯筋比を変数にした18体について正負交番繰返し実験および3次元FEM解析を行い、最大耐力、内部応力について検討した。その結果、部分スリットとスリット無し柱において壁筋比が小さい場合と、壁の残余厚比が大きい場合で、壁の残余厚比の大小によって破壊モードに違いが見られたので報告する。

キーワード：構造スリット、部分スリット、剛性、靱性

1. はじめに

1968年十勝沖地震で発生した鉄筋コンクリート（以下RCと略記）造建築物中の短柱に対するせん断力の集中に伴い柱の脆性的な破壊が生じた。それを契機としてRC造建築物の腰壁・垂れ壁付柱において、主に柱と腰壁・垂れ壁の境界にスリット（構造スリットと記す）を施す手法が提案され、実際の建物でも適用されている。構造スリットには新築時に設けられる完全スリットと既存建物の耐震改修時に設けられる完全スリットならびに、厚さ方向に切り残しのある部分スリットがある。

部分スリットを付与した柱の性状について、広沢ら¹⁾²⁾は、軸力比の大小、柱と壁の偏心接合、柱の帯筋量、構造スリットの有無などの因子別に柱に及ぼす影響について実験的に検討を行った。広沢らの研究は、柱と腰壁・垂れ壁の境界全線に互る構造スリットを施した柱の検討である。

それに対し、実際の耐震改修では開口部近傍に窓台を有する柱で高さ方向に切り残し（以下残存部と記す）と、腰壁の転倒防止、および最低限の補強として開口部に最も近い鉄筋一本（以下防止筋と記す）を含んだ切り残し部分を残す場合がある。これら残余部が柱の挙動に及ぼす影響は明らかになっていない。筆者らは、この様に開口部近傍に窓台を有する柱を対象とし、高さ方向に残存部と、腰壁の転倒防止として防止筋を含んだ切り残し部分を故意に生じさせた場合に、柱の最大荷重及び最大荷重時応力にどのような影響を与えるかを実験ならびに有限要素解析により検討した³⁾。

本報は既報³⁾に加えて壁筋比の大小、残余部厚さの大小、帯筋比の大小等の検討を行い、加筆したものである。

2. 試験体概要

2.1 試験体

試験体諸元ならびに詳細をFig.1, Table 1に示す。本研究では、壁の取り付け（壁無し、両壁）、構造スリット種類（完全スリット、部分スリット、スリット無し）、壁筋比の大小（ $p_s=1.43, 0.63, 0.11\%$ ）、帯筋比の大小（ $p_w=0.71, 0.29\%$ ）、構造スリットの壁残余厚比（ $u=0\sim1$ ）を変数とした。本報では独立柱を含む試験体の計18体について考察する。試験体の寸法は実大スケールの約1/3とし、柱断面：200mm×200mm、梁断面：450mm×325mmを共通とした。ここで、梁は柱より先に破壊しないように設計している。また、独立柱の内法高さは1000mm、腰壁・垂れ壁付柱の内法高さは280mm、梁を含む試験体の全体高さは1,650mmである。

壁の取り付けにより分けると、壁無しの独立柱3体（No.1, 5, 9）、両側壁付柱15体（No.2～4, 6～8, 10～17, 21）からなる。

構造スリットの種類により分けると、壁両側に完全スリットを有する柱3体（No.3, 7, 11, ），部分スリットを有する柱8体（No.4, 8, 12～16, 21）、スリットの無い柱4体（No.2, 6, 10, 17）からなる。

構造スリットを施した11体の試験体は、完全スリット、部分スリットに関わらず、柱と二次壁の境界線方向に窓台を有する場合、および二次壁に対する転倒防止および振れ止め補強を行う場合を考慮して、防止筋を含む残存部（開口部側は高さ50mm、上下梁側は高さ30mm）を設定している。同11体中3体No.3, 7, 11, の試験体は、Fig.1(b), (i)のように、柱と二次壁の境界線に沿い残存部を除き壁の厚さ方向を完全に切り抜いている。同11体中、

*1 関東学院大学大学院 工学研究科 工修（正会員）

*2 関東学院大学 建築・環境学部准教授 工博（工学）（正会員）

*3 飛島建設株式会社 工修

Table 1 List of test specimens

No.	Comment	slit				column			wall			mechanical properties for concrete			
		h_s [mm]	t_s [mm]	u	w_s [mm]	p_t [%]	p_w [%]	η	h_w [mm]	t_w [mm]	p_s [%]	age [d]	E [kN/mm ²]	σ_B [N/mm ²]	σ_t [N/mm ²]
1	independent column(w/o wall)	—	—	—	—	0.79	0.71	0.3	—	—	—	28	27.3	34.2	2.3
2	non slit(both-sides)	—	—	1.00	—	0.79	0.71	0.3	360	50	0.11	29	27.9	35.7	2.8
3	full slit(both-sides)	280	0	0.00	10	0.79	0.71	0.3	360	50	0.11	30	27.7	36.5	2.8
4	partial slit(both-sides)	280	20	0.40	10	0.79	0.71	0.3	360	50	0.11	31	31.5	36.0	2.8
5	independent column(w/o wall)	—	—	—	—	0.79	0.71	0.3	—	—	—	38	29.4	35.9	3.2
6	non slit(both-sides)	—	—	1.00	—	0.79	0.71	0.3	360	50	1.43	40	30.7	36.8	3.5
7	full slit(both-sides)	280	0	0.00	10	0.79	0.71	0.3	360	50	1.43	40	30.7	36.8	3.5
8	partial slit(both-sides)	280	20	0.40	10	0.79	0.71	0.3	360	50	1.43	42	32.4	36.4	2.7
9	independent column	—	—	—	—	0.79	0.71	0.3	—	—	—	29	32.3	34.0	2.7
10	non slit(both-sides)	—	—	1.00	—	0.79	0.71	0.3	360	50	1.43	30	33.3	34.4	3.2
11	full slit(both-sides)	280	0	0.00	10	0.79	0.71	0.3	360	50	1.43	31	28.3	34.0	2.3
12	partial slit(both-sides)	280	20	0.40	10	0.79	0.71	0.3	360	50	1.43	32	29.7	33.6	2.6
13	partial slit(both-sides)	280	11	0.22	10	0.79	0.71	0.3	360	50	1.43	32	29.9	29.0	2.2
14	partial slit(both-sides)	280	3	0.06	10	0.79	0.71	0.3	360	50	1.43	34	35.0	31.0	3.1
15	partial slit(both-sides)	280	17	0.34	10	0.79	0.71	0.3	360	50	0.63	35	29.1	29.6	2.8
16	partial slit(both-sides)	280	9	0.18	10	0.79	0.71	0.3	360	50	0.63	36	30.3	31.5	3.0
17	non slit(both-sides)	—	50	1.00	—	0.79	0.71	0.3	360	50	0.63	28	30.6	31.6	2.6
21	partial slit(both-sides)	280	20	0.40	10	0.79	0.28	0.3	360	50	0.63	30	29.7	34.5	3.0

h_s : length of structural slits, h_w : height of hanging wall (or spandrel wall), t_s : residual thickness of wall, t_w :thickness of wall, $u=t_s/t_w$, w_s : width of structural slits, p_t : tensile reinforcement ratio on column, p_w : shear reinforcement ratio on column, η : axial force ratio, p_s : wall reinforcement ratio, E : Young's modulus for concrete, σ_B : compressive strength of concrete, σ_t : tensile strength of concrete

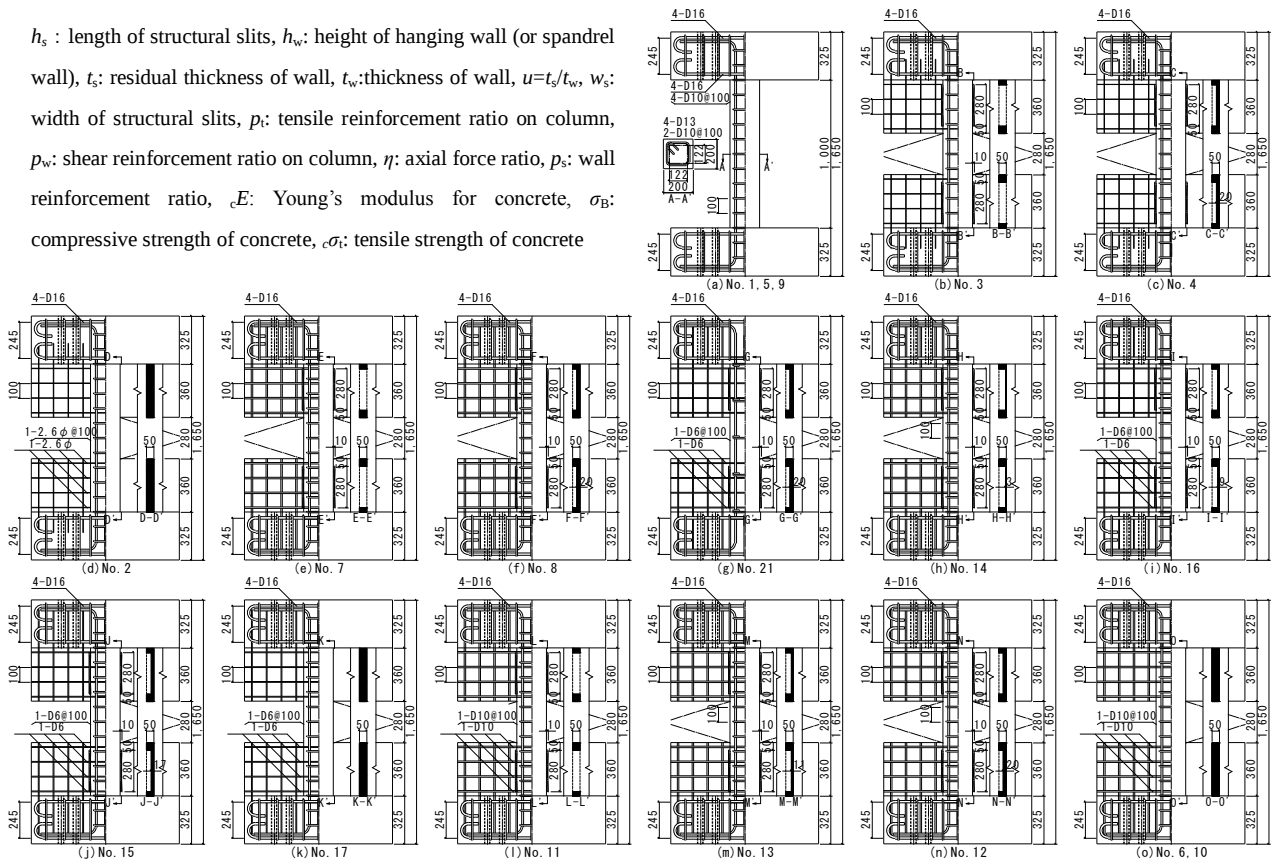


Fig.1 Detail of test specimens

その他の 8 体の試験体 No.4, 8, 12~16, 21 は, Fig.1(c), (e), (f), (g), (j), (k)のように残存部を除き厚さ方向に一定量の切り残しを存在させたものである。

柱主筋の配筋は 4-D13 とし、壁縦筋の梁への埋め込み

定着長さは 140mm とした。構造スリット位置の壁横筋は, No.2, 6, 10, 17 では全てを保持し柱に貫通させた。No.3, 4, 7, 11, 12, 13~16, 21 では開口部近傍の一本を除き切断した。No.8 は開口部近傍の一本を残し後の全

Table 2 Mechanical properties for steel

Nos.	Nominal diameter	Used position	E [kN/mm ²]	$\sigma_y, \sigma_{0.2}$ [N/mm ²]	ϵ_y [μ]	σ_t [N/mm ²]	ϵ_u [%]
2,3,4	$\phi 2.6$	Reinforcements for wall	205	615*	3,000*	855	—
15,16	D6	Reinforcements for wall	198	345	2,673	531	25
17	D6	Reinforcements for wall	194	369	1,889	530	26
21	D6	Reinforcements for wall	196	390	1,984	534	21
13,14	D10	Reinforcements for wall	182	356	2,031	483	19
1-4	D10	Hoop	192	385	2,071	531	19
5-8	D10	Hoop	179	346	1,929	476	20
9-12	D10	Hoop	187	355	1,890	501	20
13-16	D10	Hoop	182	356	2,031	483	19
17	D10	Hoop	178	356	2,063	480	17
21	D10	Hoop	170	346	2,054	468	13
1-4	D13	Longitudinal bar for column	203	346	1,761	509	24
5-8	D13	Longitudinal bar for column	183	344	1,887	495	21
9-12	D13	Longitudinal bar for column	188	335	1,799	482	24
13-16	D13	Longitudinal bar for column	187	347	1,897	507	21
17	D13	Longitudinal bar for column	193	324	1,688	479	24
21	D13	Longitudinal bar for column	174	351	2,059	474	15
1-4	D16	Longitudinal bar for beam	201	341	1,738	503	24
5-8	D16	Longitudinal bar for beam	197	346	1,772	381	23
9-12	D16	Longitudinal bar for beam	201	341	1,738	503	24
13-16	D16	Longitudinal bar for beam	194	338	1,762	502	26
17	D16	Longitudinal bar for beam	202	359	1,810	540	26
21	D16	Longitudinal bar for beam	180	328	1,837	477	19

*calculated by referring yield ratio of D10 for Nos.1-4, E : Young's modulus, σ_y : yield stress, $\sigma_{0.2}$: 0.2% offset stress, ϵ_y : Yield strain, σ_t : tensile strength, ϵ_u : elongation

での鉄筋を断面半分まで切り落としている。コンクリートは設計基準強度を Fc21 とし、鉄筋は SD295A を採用している。加力実施時のコンクリートの材齢は、28～42 日とした。鉄筋の機械的性質を Table 2 に示す。

2.2 加力および測定方法

試験装置、測定方法は文献³⁾と同様とし加力は定軸力比 0.3 の正負交番繰返し載荷とした。

3. 実験結果

3.1 水平荷重—部材角関係

実験で得られた試験体の代表的な水平荷重—部材角関係を Fig.2 に示す。図中の破線は軸力による P- Δ 効果の影響分を示す。No.1～4, 5, 7, 9, 11, 13～16 は最終のサイクルまで安定した曲げ型の履歴ループを描いたが、No.6, 8, 10, 12, 17, 21 は、最終サイクルより前で安定した履歴を描けず、脆性的なせん断型の履歴を示した。

$p_s=0.11\%$ の腰壁・垂れ壁が柱に剛接合される No.2 では、柱と壁の境界に生じたひび割れが卓越し、最終的には独立柱の No.1, 5, 9 同様に曲げ型の破壊に至った。

これに対し、 $p_s=1.43\%$ の腰壁・垂れ壁が剛接合される No.6, 10 では、柱と壁の境界のひび割れは卓越せず、柱頭および柱脚部の変形は拘束され、柱のクリアスパンにおけるせん断変形が卓越し、せん断型の破壊に至った。

$p_s=0.11\%$ の腰壁・垂れ壁に構造スリットを設けた No.3,

4 では、No.2 と同様に壁と部材の境界部の損傷が進行し、残余厚比に関わらず、最終的には No.1, 5, 9 同様の曲げ型の破壊に至った。これに対し、 $p_s=1.43\%$ の腰壁・垂れ壁にスリットを設けた No.7, 8, 11～14 では、残余厚比 $u \leq 0.22$ の場合は、曲げ型の破壊に至ったが、残余厚比 $u=0.4$ の部分スリットを設けた場合は、残存部の拘束によりせん断型の破壊に至った。No.4, 8, 12 を比較すると同等の残余厚比であっても、壁筋比が小さい場合と大きい場合は、柱の破壊モードが異なる結果が得られた。

3.2 破壊性状

各試験体の最終破壊状況を Fig.2 に示す。No.1, 4, 9 は上下階梁と柱の境界部に曲げひび割れを生じ、No.7, 11 はスリット端部に曲げひび割れと壁のひび割れが生じ、最終的に柱両端の曲げモーメントが大なる位置において柱の曲げ破壊に至った。No.6, 10 は柱中央にせん断ひび割れを生じ、最大荷重を迎えた後はせん断破壊により急激な耐力低下を生じ実験を終了した。クリアスパンにおけるせん断変形が卓越したことによると考えられる。

同様に部分スリット柱 No.8, 12 もせん断破壊を生じたが、No.6, 10 とは異なり壁にせん断ひび割れを生じた。

これは、壁内の応力を伝達できる領域が No.8, 12 では狭くなっていることにより、応力が集中したことによると考えられる。

$p_s=0.11\%$ の No.2～4 では、上下階梁と壁の境界部のひ

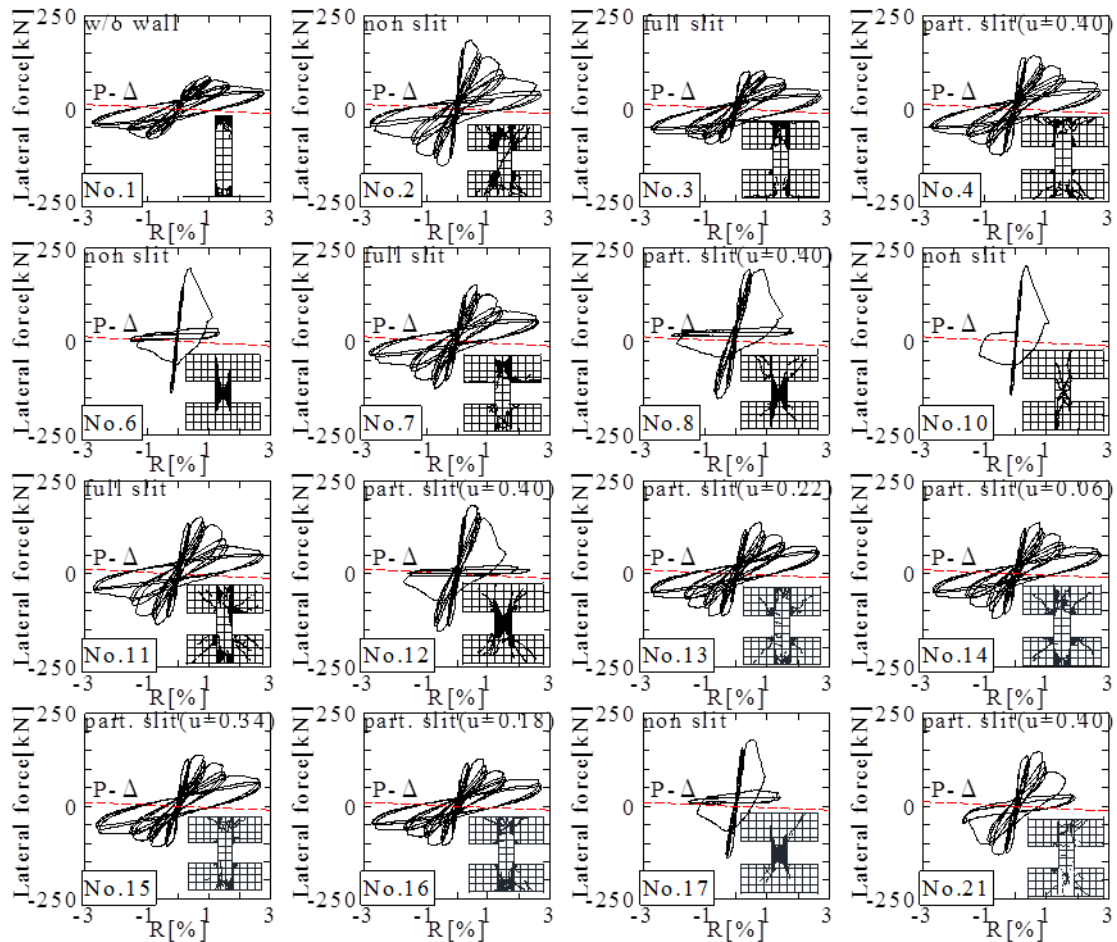


Fig.2 Lateral force – rotation angle curves

び割れが見られたが、No.5～8, No.10～12 では認められなかった。壁の形状は同じであっても、壁筋が増え、壁筋による引張・せん断抵抗が増大したと考えられる。

No.5, 7 は柱の上下 2 箇所に損傷が分散する曲げ型の破壊性状を、No.6, 8 は中央 1 箇所に損傷が集中するせん断型破壊を示した。柱と二次壁の接合面の増大に伴い、壁による拘束が増大し、柱の破壊性状は曲げ型から脆性的なせん断型の破壊に変化したと考えられる。

4. FEM 解析による検討

4.1 解析モデル

3 次元 FEM 解析は汎用有限要素解析ソフト DIANA ver.9.6 を用いて行われた。コンクリートはアイソパラメトリック 8 節点ソリッド要素を用い、コンクリートの等価応力-ひずみ関係、破壊エネルギー、破壊基準、回転ひび割れモデル、引張破壊エネルギー等、および鉄筋要素、降伏基準は文献³⁾と同様としている。

コンクリートの圧縮強度、引張強度、ヤング係数および、鉄筋のヤング係数、降伏点は Table1, 2 の材料試験結果に従った。鉄筋とコンクリート間は完全付着と仮定した。

4.2 要素分割および境界条件

要素分割および境界条件は文献³⁾と同様とし、鉛直力を与えた後、水平力を与えている。境界条件としては底面を完全拘束している。実験では繰り返し載荷であるが、解析では単調載荷としている。

5. 解析結果

5.1 水平荷重—部材角関係

Fig.3(a)～(d)に水平荷重-部材角関係の包絡線を示す。実験値を細線、FEM 解析による解析値を太線としている。独立柱 No.1, 5, 9 は実験では $R=1.0\%$ 近傍で最大荷重を迎え、解析では軟化域まで良く評価できている。

完全スリットを設置した No.3, 7, 11 は、実験において初期剛性や、部材角 $R=0.6\sim0.8\%$ 近傍で迎えた最大荷重は独立柱の No.1, 5, 9 を上回るものの、最終的には独立柱と同等の水平荷重—部材角関係に至った。解析では最大荷重近傍まで概ね実験と近似した。

これに対し、部分スリットを設置した No.8, 12 は、実験において初期剛性や最大耐力は完全スリットを設置した No.7, 11 を上回るが、最大荷重後の低下は著しく、限界変形角（包絡線上で最大荷重から 80%に低下した部材角）は、No.6, 10 と No.7, 11 の中間に位置づけられた。

特に No.12 のように、部分スリット柱において、スリット部の壁横筋が完全に切断されていたとしても、壁の拘束の影響は残り、完全スリット柱に比して限界変形角は低下することがわかる。解析では No.4, 8, 12 で $R=0.5 \sim 1.0\%$ 近傍まで近似したが履歴の脆性的な耐力低下の再現には至らなかった。No.13~16 では解析値が実験値の最大荷重を 1 割ほど上回った。

スリット無しの柱 No.2, 6, 10, 17 では実験では平均 $R=0.4\%$ 近傍で最大荷重を迎えた。解析では No.2, 6, 8, 10, 12 は最大荷重近傍までは概ね実験値と近似した。

5.2 解析精度の検討

Fig.4 に独立柱、完全スリット柱、部分スリット柱、スリット無し柱の実験値の最大荷重ならびに、その時の部材角とそれに対応する FEM の荷重比較を示す。独立柱 No.1, 5, 9 では、最大荷重の FEM/EXP の変動係数は 4% と実験値と良く近似した。完全スリット付柱 No.3, 7, 11 では、同様に FEM/EXP の変動係数は 7% と独立柱と比べ若干のばらつきがある。部分スリット付柱 No.4, 8, 12~16, 21 では、FEM/EXP の変動係数 10% と最もばらつきが大きい結果となった。スリット無し柱 No.2, 6, 10, 17 では FEM/EXP の変動係数は 4% と独立柱同様に実験値と良く近似した。

5.3 最小主応力カウンター図

部分スリットを有する柱における最大荷重近傍の内部応力を検討するために部材角 $R=0.6\%$ の最小主応力カウンター図（中央断面）を Fig.5 に示す。Fig.5(a)に独立柱を（代表して No.1 を示す）、Fig.5(b)~(d)に $p_s=0.11\%$ の

柱を、Fig.5(e)~(h)に $p_s=0.63\%$ の柱を、Fig.5(i)~(l)に $p_s=1.43\%$ の柱を示す。柱のせん断圧縮破壊の判定方法は以下の通りである。日本建築学会発行の鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説内のアーチ機構の簡略モデルを参照し、独立柱を除く各柱の柱内法間の破線で示す部分をストラットと見做す。そのストラットで 6N/mm^2 以上の応力を示す領域に囲まれた赤い要素の有無を確認し、それらの主ひずみがコンクリート軸圧縮の強度時ひずみ度 2000μ を超えた場合、せん断圧縮破壊として判定した。判定の結果、解析では腰壁・垂れ壁付き剛接柱 No.2, 10, 17, 部分スリット柱 No.12 では、上述のストラットに赤い要素が現れ、せん断圧縮破

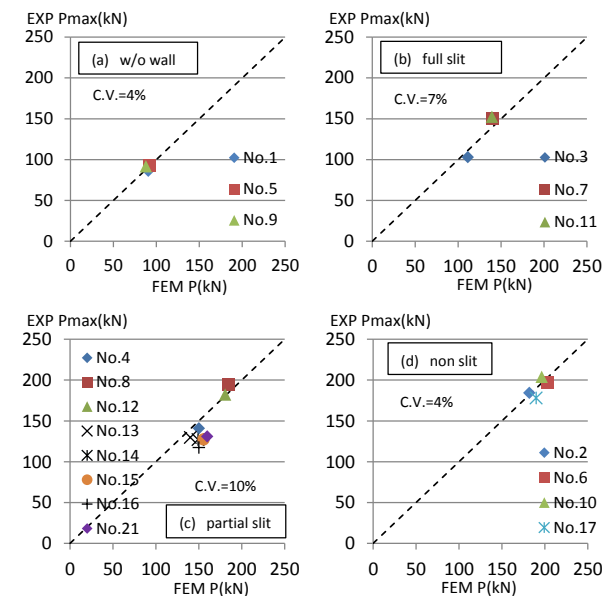


Fig.4 Comparison between EXP result and FEM result

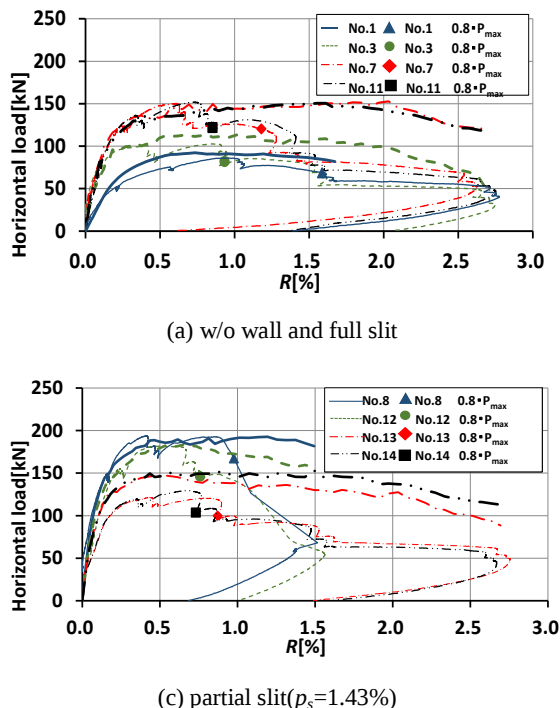
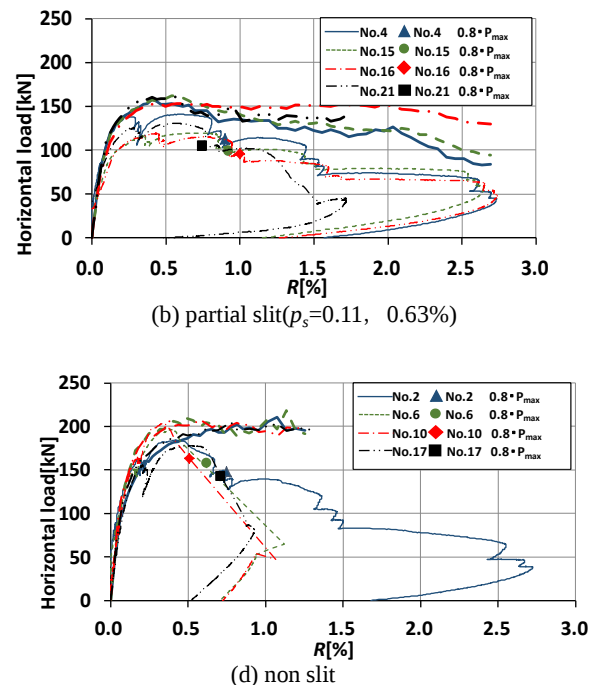


Fig.3 Lateral force - rotation angle curves with FEM



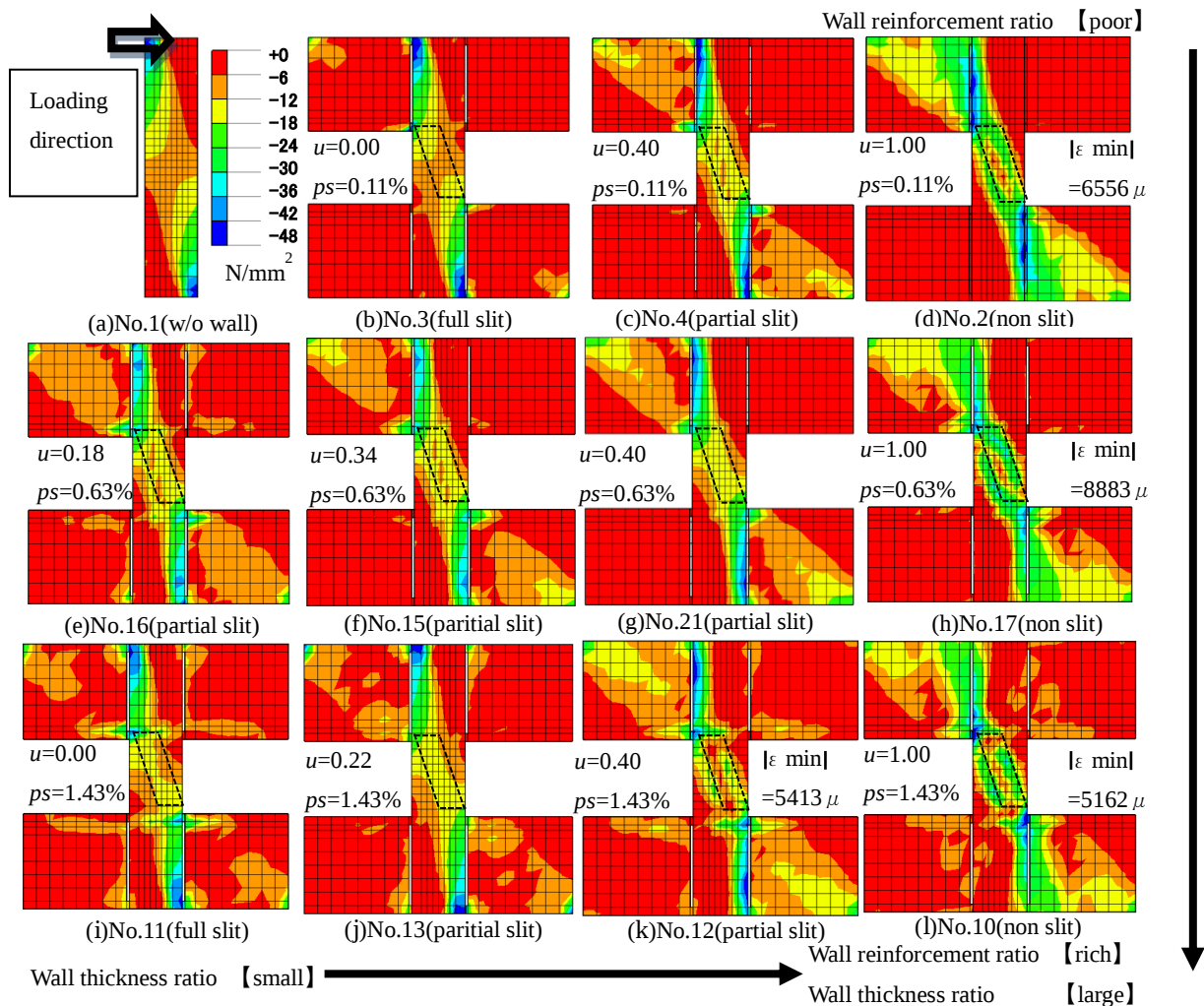


Fig.5 Minimum principal stress with the central cross section at $R=0.6\%$

No.3, 7, 11, 部分スリット柱 No.4, 13~16 では赤い要素は現れず、柱頭柱脚の圧縮応力が卓越したことから曲げ破壊と判定した。解析と実験のせん断圧縮破壊の判定結果では No.10, 12, 17 が対応したが、No.2 の破壊性状は実験では曲げ破壊である。また、No.21 ($p_w=0.29\%$) は、せん断圧縮の判定に用いた赤い要素が現れなかった。鉄筋の降伏も確認できず、実験での破壊性状も柱脚部の曲げせん断破壊であり、解析と実験の対応は今後の検討課題である。 $u=0.40$ の部分スリットにおいて、 $p_s=1.43\%$ の柱では破壊性状がせん断型を示したのに対し、 $p_s=0.63\%$ の柱では曲げ型を示すことから、壁筋比が大きい柱の場合、せん断破壊から曲げ破壊に移行するためには壁残余厚比の小さいスリットを採用する必要があることがわかった。

6. まとめ

独立柱、完全スリット、および部分スリット、スリット無し柱では $p_s=0.11\%$ の場合は曲げ型の破壊となった。 $p_s=1.43$ の場合は部分スリット、スリット無し柱では壁残余比 $u \leq 0.22$ では曲げ型の破壊となったが、 $u=0.40$ の場合はせん断型の破壊となり、同等の残余厚比の場合でも

壁筋比が異なる場合、破壊モードが異なる。3次元 FEM 解析の $Q-R$ 関係では独立柱、完全スリットでは実験と概ね近似し、部分スリット、スリット無し柱の解析の中でせん断型の破壊をした柱は急激な耐力低下を再現出来ていないが、最大耐力近傍までは概ね近似した。最小主応力コンター図のせん断圧縮破壊の判定では、実験と解析で No.10, 12, 17 が対応し、No.2, 21 は対応しなかった。

参考文献

- 1) 澤口祐樹, 瀧澤正明, 小室達也, 広沢雅也: 偏心接合を有する RC 造腰壁・垂れ壁付柱の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.229-234, 2004.
- 2) 瀧澤正明, 澤口祐樹, 小室達也, 広沢雅也: 大変形下における RC 造腰壁・垂れ壁付柱の耐震性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.235-240, 2004.
- 3) 渡部洋, 佐藤公彦, 江波戸和正: 腰壁・垂れ壁付 RC 造柱の構造スリットに関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.157-162, 2013.