

[113] スリットを有する腰壁付き柱の水平加力実験

正会員 ○川島 俊一 (建設省建築研究所第三研究部)
 正会員 平石 久廣 (建設省建築研究所第三研究部)
 羽木 宏 (住宅部品開発センター性能試験場)

1. はじめに

1968年十勝沖地震, 1978年宮城県沖地震および1983年日本海中部地震による被害(特に学校建築, 病院建築の被害)に見られるように鉄筋コンクリート造構造物でよく用いられる腰壁は, はり・柱の曲げ耐力を高める一方, 柱のせん断破壊を招き, ひいては構造物のぜい性的な破壊をもたらす場合がある。このため腰壁を柱から積極的に切りはなし, 柱の靱性に期待する設計法が最近行われるようになってきた。

本報告は柱と腰壁との境界面にスリット材を設けた腰壁付柱試験体に静的正負交番水平加力を行うことにより得られたひびわれ状況, 破壊状況, 鉄筋の降伏状況および変形性能から, その耐震性能についての検討を行ったものである。

2. 試験体

試験体は3~4階建物の1階外側構面中柱を想定し, 5/12スケールで柱・腰壁の寸法, 配筋および軸力を定め, これらは腰壁の横筋の定着方法を除き各試験体で同一とした。図1に各試験体の詳細を示す。同図にも見られるように, 試験体は長柱(A)・腰壁付柱(B)および4/9断面欠損タイプ(C), 13/18断面欠損タイプ(D), 全幅スリット(E)の3種類のスリット材を, おのおの柱と腰壁との境界面に設けた腰壁付柱の計5体である。

柱の主筋比 P_g , 引張主筋比 P_t , せん断補強筋比 P_w , 軸応力度 σ_0 はそれぞれ $P_g = 1.85\%$, $P_t = 0.813\%$, $P_w = 0.39\%$, $\sigma_0 = 24 \text{ kg/cm}^2$ である。なおスリット材の本体は塩化ビニールでできており, 極めて弾力に富む構造となっている。また, 断面欠損タイプのスリットを設けた試験体CおよびDにおいて, 残留コンクリート幅および, この値と柱の幅との比は実大になおすと, 試験体Cで10cm, 1/6, D

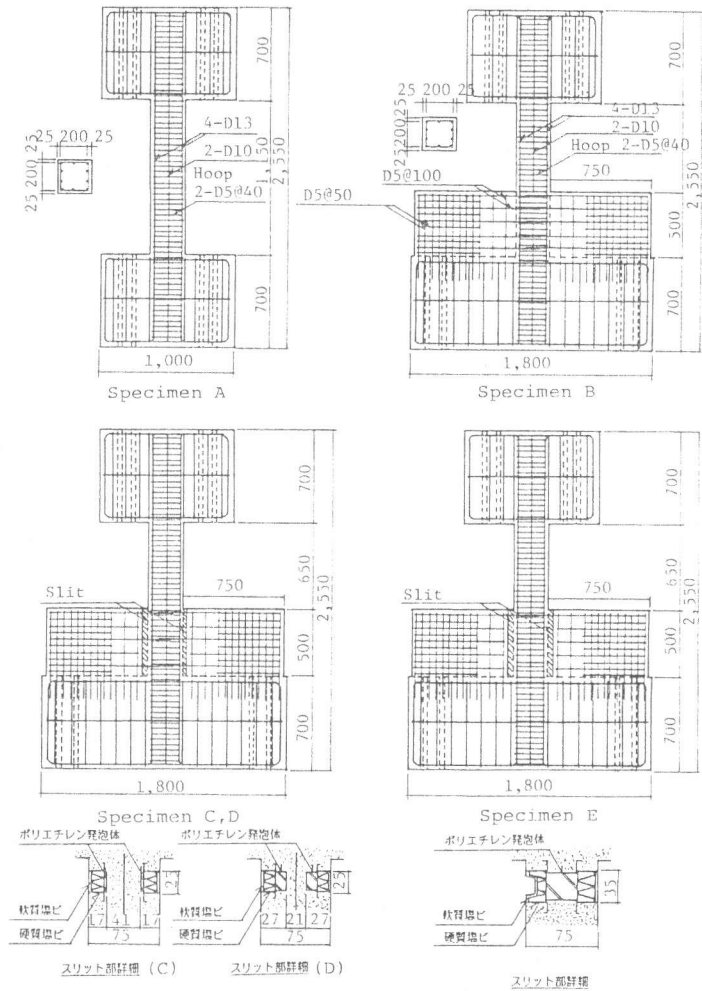


図1. 各試験体の詳細

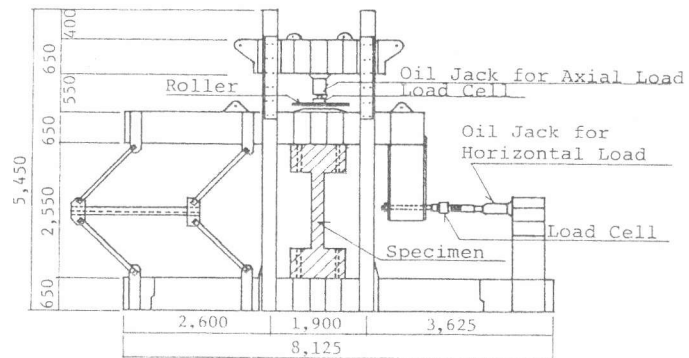


図2. 加力装置の概略

で5 cm, 1/12となる。

3. 実験概要

加力は、図2に示す建研式加力試験機を用いて、上下逆対称の変形を試験体に与え、柱の層間変位を柱の全長で割った部材角(R)で制御した。なお一定軸力(N=15ton)を保つため水平荷重用ジャッキと連動して加力装置頂部の鉛直荷重用ジャッキの制御を行った。

4. 実験結果

4.1 履歴性状

図3に実験により得られた各試験体の荷重-層間変位関係を示す。試験体Aの履歴性状は、全体を通して安定した紡錘形の性状を示し、大変形時にも耐力の低下はみられなかった。スリットを設けていない試験体Bの場合には、部材角1/100以降スリップ性状がみられ、1/50以降著しく耐力が低下した。4/9断面欠損タイプのスリットを設けた試験体C及び13/18断面欠損タイプのスリットを設けた試験体Dは、試験体Bとほぼ同様の性状を示したが、試験体Dの場合には部材角1/50以降の耐力低下が試験体Bよりも小さく、スリットを設けた効果がいくぶんみられる。

全幅スリットを設けた試験体Eの場合には、試験体Aと同様の安定した履歴性状を示しており、腰壁の影響を無視し得るといえる。

4.2 ひびわれ発生状況

図4に各試験体の最終ひびわれ状況を示す。以下各々の試験体についてひびわれ発生状況を記す。

(1) 試験体A, E この2体は、ほぼ同様の状況を呈し、部材角R=1/800をめざした第1サイクルの途中で、試験体Aでは柱脚部に、試験体Eでは柱頭部に曲げひびわれが発生し、第3サイクル(R=±1/200)では柱頭・柱脚部にせん断ひびわれが発生した。その後、変形が大きくなるにつれて曲げひびわれと共にせん断ひびわれが進展し、部材角1/100時には圧縮側コンクリートの圧壊が始まり試験体Aでは最終サイクル(R=±1/30)、試験体Eでは第5サイクル(R=±1/100)で柱主筋にそったひびわれが発生した。試験体Eでは、最終状態においてこの柱主筋にそったひびわれが顕著になった。なお、腰壁部には何らひびわれが発生していない。

(2) 試験体B, C, D これら3体の場合にも第1サイクル途中で柱頭部に曲げひびわれが、また第2サイクル(R=±1/400)で柱頭部にせん断ひびわれが発生した。第4サイクル(R=±1/200)

表1. コンクリート圧縮試験結果

番号	直径 (cm)	高さ (cm)	圧縮強度 (kg/cm ²)	弾性係数 (kg/cm ²)	備考
1	9.98	20.05	205	1.60 × 10 ⁵	コンクリート供試体の 材令 28日
2	10.04	20.04	228	1.90 × 10 ⁵	
3	9.98	20.00	225	1.76 × 10 ⁵	
(平均)			219	1.75 × 10 ⁵	

表2. 鉄筋引張試験結果

呼び名	番号	断面積 (cm ²)	降伏点 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	ひずみ硬化時ひずみ (%)	破断時伸び (%)	弾性係数 (kg/cm ²)
D13	1	1.267	3,900	5,720	1.90	20.10	2.01×10 ⁵
	2		3,900	5,742	1.83	23.17	1.89×10 ⁵
	3		3,900	5,708	1.90	19.71	1.89×10 ⁵
	(平均)	3,900	5,723	1.88	20.99	1.93×10 ⁵	
D10	1	0.713	3,950	5,664	2.14	21.62	1.98×10 ⁵
	2		4,150	5,720	1.95	21.75	2.08×10 ⁵
	3		4,200	5,748	1.95	24.49	1.91×10 ⁵
	4		4,100	5,636	2.00	—	1.88×10 ⁵
	(平均)	4,100	5,692	2.01	22.62	1.96×10 ⁵	
D5	1	0.196	3,500	4,103	—	—	1.86×10 ⁵
	2		3,350	4,205	—	—	1.92×10 ⁵
	3		3,550	4,205	—	—	1.95×10 ⁵
	(平均)	3,467	4,171	—	—	1.91×10 ⁵	

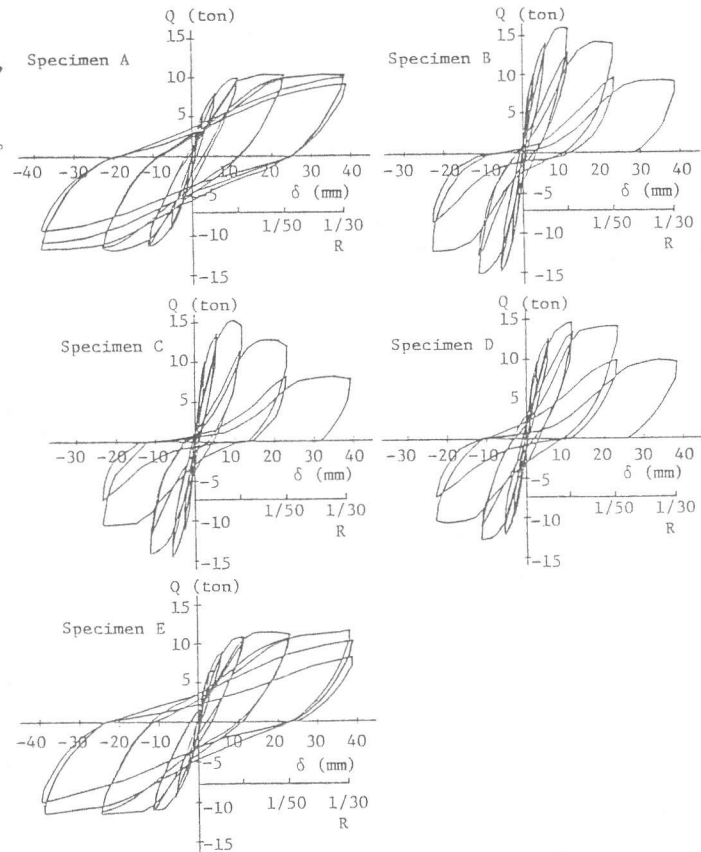


図3. 荷重と層間変位との関係

時にはこれらのひびわれの増加，進展がみられると共に柱の腰壁頂部面以上の高さの部分及び腰壁にもせん断ひびわれが発生した。さらに試験体B，Cでは柱主筋にそったひびわれが発生した。その後，変形が進むと共にひびわれが進展し第8サイクル（ $R = \pm 1/50$ ）時に柱主筋にそって，かぶりコンクリートが剥落し始め，最終サイクルに至ると，かぶりコンクリートが大きく剥落し，かなりの鉄筋の露出が認められた。

4.3 鉄筋の降伏状況

図5に鉄筋の降伏状況を示す。図中，黒塗に数値を付したものは図中の表の対応する部材角までに降伏した事を示し，白抜きは最終時まで降伏しなかった事を示す。これらの鉄筋の降伏状況をまとめると以下ようになる。

(1) 試験体A，Eはほぼ同様な降伏状況を示し，部材角1/200以降1/100以前に曲げ降伏し，その後，柱頭，柱脚よりそれぞれ下，上方向に降伏域が広がり部材角1/50以降柱端部のせん断補強筋が降伏した。

(2) 試験体B，C，Dでは部材角1/200以降1/100以前で柱頭の柱主筋が降伏した。その後，部材角1/50までにせん断補強筋が降伏した。柱下部の主筋のひずみは腰壁頂部近傍で大きい，これらはかなりせん断応力の影響を強く受けたと考えられる。またその一部は降伏しているがそれらは部材角1/50以降に生じている。

4.4 耐力に関する検討

表3に柱耐力の実験値と計算値とを比較して示す。なお表中の計算値は下式によって計算したものである。

① せん断終局強度

$$Q_{SU} = \left[\frac{0.0679 P_t^{0.23} (F_c + 180)}{M7(bd) + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot s \sigma_y + 0.1 \sigma_u} \right] b_j$$

② 曲げ強度

$$M_U = 0.8 \sigma_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right)$$

$$Q_{BU} = M_U / (h_0 / 2)$$

4.5 スリット部の挙動に関する検討

実験により得られた試験体Dのスリット部における圧縮変位を参考にして，スリット部の柱脚から腰壁頂部ま

表3. 最大耐力の実験値及び理論値

		試験体 (単位: ton)					
		試験体A	試験体B	試験体C	試験体D	試験体E	
実験値	最大耐力	正	10.35	15.88	15.34	14.75	11.66
		負	11.94	15.24	14.47	12.96	11.48
		平均	11.15	15.56	14.91	13.86	11.57
破壊形式		曲げ	せん断	せん断	せん断	曲げ	
理論値	曲げ破壊時	9.79	17.33	17.33	17.33	9.79	
	せん断力 Q_{BU}	(10.76)*	(19.03)*	(19.03)*	(19.03)*	(10.76)*	
	せん断耐力 Q_{SU}	10.83	14.21	14.21	14.21	10.83	
	最大耐力	9.79 (10.76)*	14.21	14.21	14.21	9.79 (10.76)*	
	破壊形式	曲げ	せん断	せん断	せん断	曲げ	
理論値/実験値		0.88 (0.97)*	0.913	0.953	1.025	0.85 (0.93)*	

* : カッコ内は柱の中筋の半分を引張鉄筋に算入した場合

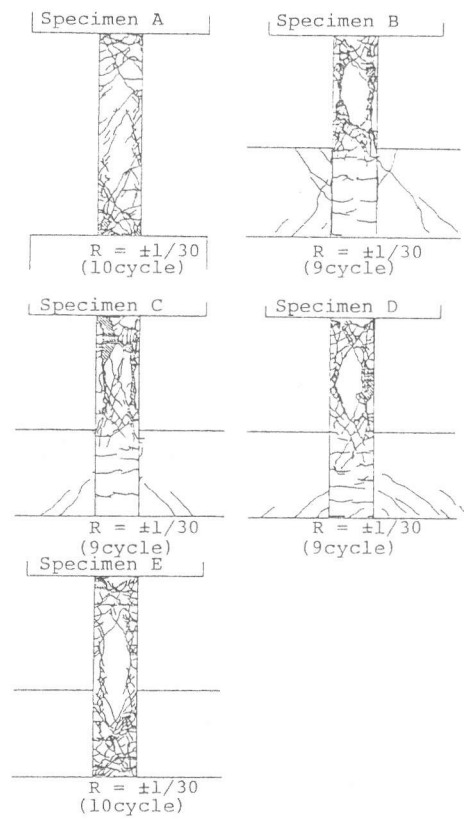


図4. 最終ひびわれ状況

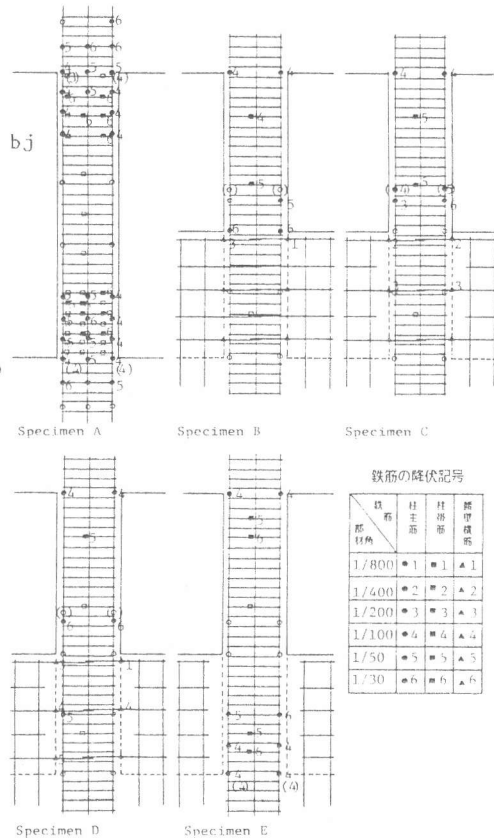


図5. 鉄筋各部の降伏状況

での高さ方向の圧縮ひずみの分布をそれぞれ①, ①'式で表わしスリット部の耐力について検討する。

$$\epsilon = \epsilon_0 \cdot \eta^3 \dots \text{①} \quad \epsilon = \epsilon_0 \cdot \eta^4 \dots \text{①'}$$

ただし

$$\epsilon_0 : \text{腰壁頂部におけるひずみ} \quad \eta : y / h_0$$

$$y : \text{柱脚からの高さ} \quad h_0 : \text{スリット部の高さ}$$

図6にスリット部に適用する3種類のコンクリートの応力-ひずみ関係を示す。Case 1は各折線の勾配及び折れ曲り点のひずみをコンクリートシリンダーの圧縮試験結果に基づき定めた場合であり、Case 2, 3はスリット本体による拘束を考え、最大応力経験後の下り勾配をゆるやかにした場合である。スリット部を通る腰壁横筋の応力-ひずみ関係は完全弾塑性のバイリニアとし、圧縮側は引張側横筋の応力の2割分とした。

ただし、柱脚の分担せん断力はスリット部の水平支持力が耐力低下をおこすまでは柱の変形も小さいと考えられる事から無視した。図7に腰壁頂部のスリットのひずみ(ϵ_0)とスリット部の理論的水平総反力(C)との関係を示す。図中○印はスリット部頂部のコンクリートが圧壊を生じ始める点($\epsilon_0 = \epsilon_2$)であり、図中一点鎖線は試験体C, Dの最大耐力の実験値である。これらの結果をまとめると次のようになる。

(1) スリット部頂部のコンクリートが圧壊を生じた後もスリット部の理論的水平反力は著しく増大し、その後減少するが、大ひずみ時でもかなりの水平反力を保持する。

(2) スリット部のコンクリートはスリット本体による拘束を受けていると考えられる。従ってスリット部のコンクリートはCase 2またはCase 3のような取り扱いをする必要がある。

(3) 試験体Cでは、スリット頂部のコンクリートが圧壊し始めると同時に柱部分が崩壊したと考えられるが、このことは実験後のスリット部のコンクリートの観察結果(ごく限られた頂部のみが圧壊)とも良く合っている。

(4) 試験体Dでは、柱の耐力とスリット部の理論的耐力がほぼ同じであったと考えられるが、このことは実験後スリット本体を取り除きスリット部のコンクリートの観察を行った結果(柱脚近傍を除きほぼ全高さにわたって圧壊)とも一致している。

5. まとめ

前節までに述べた結果をまとめると以下のようなになる。

(1) 試験体A, Eがほぼ同様の結果を呈したことから、腰壁の全幅にわたってスリットを設けたものは腰壁の影響を完全に無視し得ると言える。

(2) 断面欠損タイプのスリットに関しては、日本建築センターによる“構造計算指針・同解説”の中に「腰壁等の厚さが柱の幅の約1/6以下、かつ、10cm以下程度の場合にはその存在による影響を無視してよい」という一文があるが、今回の実験結果を考えれば必ずしも十分な数値とは言えず、柱の耐力とスリット部の耐力を十分考慮した上でスリット部の設計を行う必要がある。

謝辞

本実験の実施にあたり、上坂元勇次氏および横田博巳氏(エキспанウォール株式会社)の両氏に御協力を頂いた。ここに感謝の意を表します。

参考文献 「改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説」日本建築センター発行

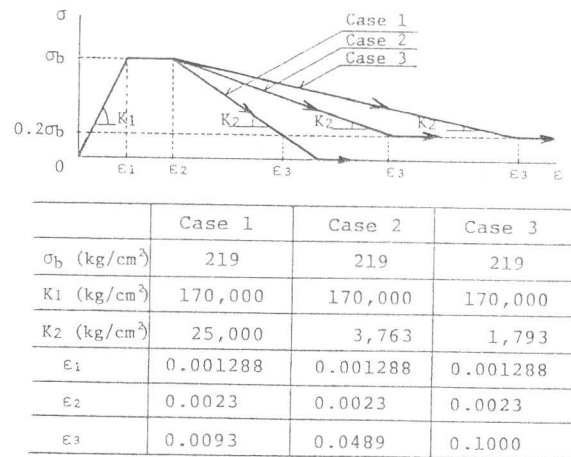


図6. 仮定したコンクリートの
応力-ひずみ関係

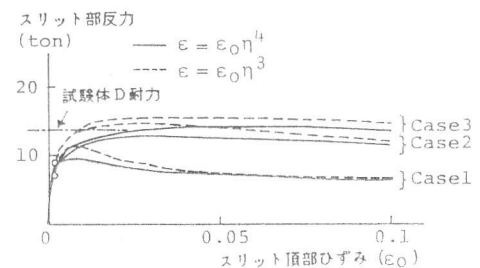
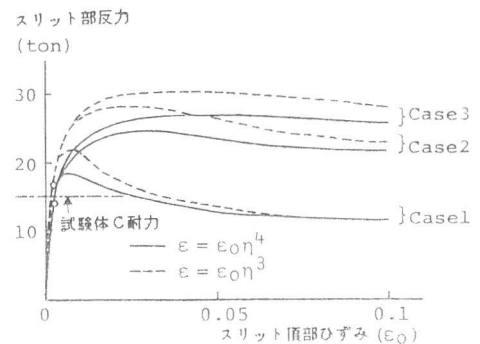


図7. スリット部の反力と
頂部ひずみとの関係