

(2) 鉄筋コンクリート有開口耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究

東京大学 青山博之 東京大学 ○細川洋治

1. はじめに

本研究は、原子炉建屋等に見られる比較的壁配筋量の多い鉄筋コンクリート造耐震壁に設けられる開口が、地震時の挙動に及ぼす影響を実験的に検討したものである。

建屋は一般の鉄筋コンクリート建物のように柱・梁・壁といった単独の部材で構成されているものと異なり、周囲のボックス型及び内部円錐台型の壁が主要な耐震部材である一種の壁式構造となっている。これらの部材は、地震時には一体となり立体耐震壁として働らく。壁には出入口、配管等の開口があり、その位置は建屋の下部に多く、又、ある一面に集まり、一個の大きさは最も大きなものでも開口比 $A_o/A_w = 0.1$ 程度とそれ程大きくないが、同一レベル近くにいくつもの開口部が存在する。

このような壁の耐力が直接建物の耐力となる構造物では、開口が地震時の耐力等に及ぼす影響は一般建物に比して大きい事が考えられる。

これまでボックス型、円錐台型でしかも壁配筋量の多い無開口、有開口耐震壁に関する実験的研究はほとんどない。この種の研究の第一段階として無開口立体耐震壁について壁補強筋比をパラメータとして、ひび割れ強度、ひび割れ以後の剛性低下、終局耐力、破壊モード等の基礎的な事項について実験的に検討した。^{1)~5)} この実験に用いた試験体は、実物の建屋の幅、高さを $1/50$ 、 $1/25$ に縮少し、壁補強筋比 $P_w = 1.0\%$ ($P_w = a_g/A_g \times 100$) を標準とし、 $0.6\% \sim 1.6\%$ の範囲としたボックス型、円筒型、円錐台型、ボックス型と円錐台型を組合せたモデルである。

ここに報告する研究は、開口を有する場合のひび割れ強度、終局耐力、破壊モードの無開口壁の場合との違いを実験的に検討したものである。試験体は壁補強比 $P_w = 1.0\%$ とし、開口位置、開口形状、補強方法、シムースパン比、加力方法等を変化させた。

2. 実験概要

2.1 試験体計画

試験体の形状は I 型、IL 型、IO 型 (SO 型含む) の 3 種類で、それぞれ図 1～図 3 に示した。各試験体とも壁補強筋比 $P_w = 1.0\%$ (D-6 @ 80 ダブル配筋) 壁厚 $t = 8\text{ cm}$ である。I 型は、文献 1) の小型ボックス型壁試験体 B-10 からウェブ壁一面を切り出し両側に幅 37.5 cm 、平均厚 8 cm のフランジを付けたものを標準として 1 体 (I-1)、下部開口 1 体 (I-2)、中間部開口 2 体 (I-3、I-4) の計 4 体。IL 型は、文献 1) の大型ボックス壁試験体 BL-10 からウェブ壁一面を切り出し両側に幅 75 cm 、平均厚 8 cm のフランジを付けたもの 1 体 (IL-1)、下部開口 2 体 (IL-2、IL-3)、開口を分散させたもの 1 体 (IL-4) の計 4 体である。

IO 型は、開口周囲の補強方法を検討する目的で計画したもので、開口位置においてあまり曲げ応力の影響を受けず、純せん断応力状態に近くなる事を考え、試験体の中央に反曲点が生じるような加力方法とした。従って、開口位置は試験体の中央に設けた。試験体の大きさは高さ、幅共に 80 cm 、

壁厚 8 cm である。各試験体の一覧を図 - 4 (a) ~ (c) に示した。開口周囲の補強筋の算定は日本建築学会 R C 構造計算規準に準じて行った。

2.2 使用材料

使用したコンクリートは粗骨材最大粒径 10 mm の普通コンクリート、鉄筋は冷間加工の D6 (SD35 相当)、D10、D13 (SD35) の異形鉄筋である。これらの材料の性質を表 - 1 に示す。D6 の降伏応力度としては残留歪 0.2 % の点の応力度 (耐力) をとった。

2.3 加力方法

I 型、IL 型、IO 型それぞれの加力方法を図 5 ~ 図 7 に示した。I 型、IL 型は頂部の油圧ジャッキにより片持ばり形式の加力を行った。IO 型は反曲点を中央にするため、水平加力と同時に上・下 2 つの連動された油圧ジャッキで曲げ戻しを行った。いずれの場合も荷重の検出は、ジャッキ先端のロードセルによった。

3. 実験結果

3.1 破壊経過の概略

加力形式が同じ I 型、IL 型はひび割れ発生から破壊に至るまで類似した経過であった。無開口壁は曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ、主せん断ひび割れの順に進展し、終局は曲げ圧縮破壊となった。開口壁の場合 I、IL 型ともフランジの根元の曲げひび割れ、開口隅角部の斜めひび割れ、開口横の短柱状壁のせん断ひび割れの順にひび割れが進展してゆき、ひび割れの範囲は、壁面全域に拡がっていると言って良い。特にひび割れ幅が大きくなるのは開口部横の短柱状の壁部分が顕著である。破壊はすべてこの開口横のせん断破壊で終局に至った。

IO 型の破壊経過を表 - 2 に示した。開口周囲の補強方法が異なる事により、大きく分け 2 つの破壊形式を示している。すなわち、一つは IO-1、IO-5 に見られるように、ひび割れが開口部を斜めによぎり対角線状に破壊し、他は開口横のせん断破壊である。⁶⁾ 図 - 8 ~ 図 - 10 に破壊の状況を示す。

3.2 荷重 - たわみ曲線

図 - 11 ~ 図 - 13 に I、IL、IO 型それぞれの荷重と水平変形量 δ 、層間部材角 R の関係を示す。開口壁の場合、各試験体共、開口隅角部にひび割れが発見されると同時に剛性の低下が起っている。

I 型： 破壊形式による差は変形能力の面で明確に表われ、I-1 が $Ru = \frac{1}{40}$ 程度であるのに対し、他の 3 体は $Ru = \frac{1}{100}$ で耐力が急激に低下しており、特に I-2 では第 1 サイクルで最大耐力がでている。繰返しによる剛性低下は、せん断破壊以前はほとんどない。全体にスリップ型に近い復元力特性をもっていると言える。

IL 型： I 型と同様に破壊形式により変形能力の差が顕著に表われている。開口形状の違う IL-2、IL-3 の剛性低下、最大荷重時変形量は両者でほとんど差がないが、終局以後の荷重の低下に違いが見られる。IL-2 は徐々に荷重が低下するのに対し、IL-3 は急激に荷重が低下している。これは終局時の破壊が、IL-2 はせん断圧縮破壊をしたが、IL-3 は直接せん断的に破壊したためと思われる。IL-4 は、IL-2、IL-3 に比較し剛性は低い、最大耐力は高く終局以後も徐々に荷重が低下していく傾向を示している。最大耐力までの剛性が低いのは、分散して設けた開口と開口の

の間を結ぶ斜めひび割れが発生する事によると思われる。

IO型： 開口の大きいSO-3は他の試験体と違って壁の性状よりはフレームのそれに近く、最大耐力に達した後の耐力低下が少ない。開口補強のない円形開口のIO-1と斜め筋のない正方形開口のSO-2はほぼ同じ性状を示している。円形開口のIO-2～IO-5と、斜め筋を補強した正方形開口のSO-1は各荷重段階を通して類似した傾向を示している。⁶⁾

3.3 各種強度の比較

実験で得られた隅角部の斜めひび割れ強度、ウェブ主せん断ひび割れ強度（開口壁については開口横の短柱状部分に生じたひび割れ強度）、終局強度、破壊モードを表-3に示した。この中のせん断応力度はウェブ面の最小断面積を用いて求めてあるので、無開口とほぼ同じになっている。

終局強度のうちI-1, IL-1は曲げて破壊しているので $\tau_u/\sqrt{F_c} = 2.65 \sim 2.98$ と小さく、開口壁はせん断で破壊し $\tau_u/\sqrt{F_c} = 4.04$ と無開口より大きくなっている。

4. 各種強度の計算値

4.1 主せん断ひび割れ強度について

図-14に実験から得られた壁の中央に斜めひび割れが発見された時のせん断応力度 τ_c と $\sqrt{F_c}$ の関係を示した。 τ_c は $1.0 \sim 2.0\sqrt{F_c}$ とかなりのバラツキが見られるが、実験値に鉄筋比や、シヤースパンの違いのものが含まれているからと思われる。ただし、壁補強筋比はせん断ひび割れ強度にはあまり影響しないと一般に言われている。

後述のPCAによるせん断終局耐力度式⁷⁾の第一項は、せん断ひび割れ強度を表わしていると考えられるので、この考え方によってせん断ひび割れ強度と $\sqrt{F_c}$ の比とシヤースパン比の関係を図-15に示す。

PCA式は、 $\tau_c/\sqrt{F_c} = 2.12 - 0.66h/l$ であるが、

図によると、 $\tau_c/\sqrt{F_c} = 1.9 - 0.70h/l$ (1)

くらいの方が実験の傾向をよく表わしているようである。なお、 h/l は開口壁の場合、開口横の短柱状壁を一つの部材と見なして求めた。 $h=h_o, l$ は開口横の長さをとった。

4.2 曲げ終局強度

ボックス型断面、I型断面壁の曲げ耐力を略算法で求める。これは壁の鉄筋は壁芯に連続した板要素のように考え、引張側および圧縮側の全域で降伏強度に達し、圧縮側コンクリートは最大耐力に達したものと仮定するものである。この方法により求めた計算値と曲げ終局耐力を e -関数法で求めた精算値と比較すると $0.99 \sim 1.02$ とかなり良い一値を示している。³⁾ この略算法で求めた計算値を表-4に示した。

4.3 せん断終局強度

I型断面壁のせん断終局強度の計算値は文献7)の中で実験値と比較し、かなり良く実験の傾向を示していると報告されている。

文献7)の提案式 $\tau_u = 2.12\sqrt{F_c} - 0.66\sqrt{F_c} \frac{h}{l} + Pw\sigma_y$ (A)

(A)式について、第1項の $\sqrt{F_c}$ に関する式は4.1で主せん断ひび割れの実験値と h/l の関係より(1)式として表わす。第2項の壁補強筋によせん断応力度の負担割合について実験値と比較し図-16に示した。この図の縦軸は、終局強度の実験値から壁補強筋がすべて降伏したと考えた時の応力度を引いた見かけのコンクリートの負担せん断応力度と $\sqrt{F_c}$ の比をとり、横軸は h/l をとった。

図より、壁補強筋の負担が大きめに評価されている傾向が解かる。縦及び横筋比が同じ試験体では、スパン h/l の比率によってそのひずみ分布の割合に違いが見られる。 h/l が極端に小さくなると、縦筋のみが有効に働き、横筋のひずみは小さくなる傾向にある。⁷⁾ 本実験でも、同様の傾向がひずみの測定結果より言える。これらの事を考慮して、補強筋の負担を次のように考える。

$$Q_s = Pwe \sigma_y \cdot tl = \frac{1}{2} (Pwh \frac{h}{l} + Pwv) \sigma_y \cdot tl \dots\dots\dots(2)$$

縦、横筋比が同じ場合は、

$$Q = Pw \frac{1+\frac{h}{l}}{2} \sigma_y \cdot tl \dots\dots\dots(3)$$

となる。ここに Pwe : 縦、横筋の平均補強筋比 $= Pw \frac{1+\frac{h}{l}}{2}$

Pwh : 横筋の補強筋比, Pwv : 縦筋の補強筋比

Pw : 縦、横筋比が同じ場合の補強筋比

(3)式の Pwe を使って図-17に実験値の τ_u より $Pwe \sigma_y$ を差し引きそれと、 $\sqrt{F_c}$ との比を h/l について示した。図より、バラツキはあるが傾向は表われていると言える。これらより、せん断終局強度 Qu は、

$$Qu = \tau_u \times tl, \quad \tau_u = (1.9 - 0.7 \frac{h}{l}) \sqrt{F_c} + Pwe \sigma_y \dots\dots\dots(4)$$

を実験式として、計算値を算出する。

なお、荒川式により求めた計算値は実験値より低くめになる傾向にある^{1),6)}。

5. 開口周比とせん断終局強度の関係

図-18に各試験体について各シリーズの無開口試験体の実験値 rQu と開口試験体の実験値 rQu_o の比較を示した。I型シリーズは $rQu_o/rQu = 0.75 \sim 0.80$, IL型は $rQu_o/rQu = 0.83 \sim 0.9$, IO型は $rQu_o/rQu = 0.65 \sim 0.75$ となっている。従来、開口壁の強度は開口の影響を(1-開口周比)もしくは開口と壁の長さの比で低減し設計を行っている。IO型はこの低減の方法と実験結果が一致している。I, IL型の無開口壁は曲げ破壊で終局に至り、実際のせん断終局強度はこれより高いと思われる。

これらI, IL型の開口の影響を調べる為に先に述べたせん断終局強度の計算式により求めた計算値と実験値の比較を表-4に示した。この中で Qu は開口横の壁を一つの部材と思って適用し、 rQu は無開口と考えた場合の計算値に開口周比による低減を行ったものである。前者の開口横の壁の耐力から求めた方法は、実験値にかなり近い値を示している。後者の開口周比で低減する方法によると、I型, IL-2のように開口横にかなり損傷を受けるような場合は開口周比で低減すると耐力を大きめに評価する事になると言える。図-19に実験値と開口横のせん断終局強度の計算値の比較を示した。

6. まとめ

開口位置、形状を変えたI型から開口が中間部にある場合、下部に開口があるものと比較してひび

割れ荷重にはあまり差が表われないが、終局以後の耐力低下が少なく、特に開口隅角部を半円状にしたⅠ-4は効果的であった。

開口を分散させたⅠL-4の場合、ひび割れは開口と開口の間にかなり斜めひび割れが生じるが、破壊は他の最小断面位置で起こり終局以後の耐力低下も少ない。

開口補強の方法を変化させたⅠO型から補強方法の違いは最大耐力以後の耐力低下に見られ、建築学会規準程度の補強があれば、開口隅角部での斜め破壊を生じない事が実験により確認された。

謝 辞

本研究全般を通して、実験計画から御指導頂きました東京大学名誉教授、芝浦工業大学教授梅村魁博士には深く感謝致します。尚本研究及び一連の研究は(財)日本建築センターよりの委託研究による。

〔参考文献〕

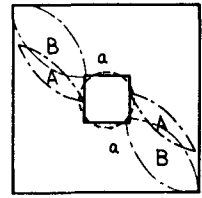
1. 梅村, 青山, 細川 鉄筋コンクリート造耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究(その1, その2) 東京大学工学部総合試験所年報 昭和51年
2. 梅村, 青山, 細川 鉄筋コンクリート立体耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究(その1~その3) 日本建築学会大会梗概 昭和51年
3. 梅村研究室報告 鉄筋コンクリート耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究 東京大学工学部建築学科梅村研究室 昭和50年
4. 梅村, 青山, 細川, 伊藤(真) 鉄筋コンクリート耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究(その3, その4) 東京大学工学部総合試験所年報 昭和52年
5. 梅村, 青山, 細川, 伊藤(真), 勅使川原 鉄筋コンクリート立体耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究(その6~その10) 日本建築学会大会梗概 昭和53年
6. 青山, 細川 鉄筋コンクリート耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究(その5) 東京大学工学部総合試験所年報 昭和54年
7. Felix Barda, John M. Hanson, W. Gene Corley "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements" Proc. ACI, SP-53, Reinforced Concrete Structures In Seismic Zones, 1977, PP. 149~202.
8. 富井, 大崎 架構付無開口壁のせん断抵抗に関する研究(第1報) 日本建築学会論文報告集51号 昭和30年9月
9. 富井, 宮田 有開口耐震壁のせん断実験概要(有開口耐震壁のせん断抵抗に関する研究・第1報) 日本建築学会論文報告集66号 昭和35年10月
10. 菅野俊介 鉄筋コンクリート部材の復元特性に関する研究 コンクリートジャーナルVol. 11, №2, 1973. 2
11. 広沢雅也 鉄筋コンクリート部材の強度と靱性 建築研究報告№76, 1977. 3

表-1 材料の性質

コンクリート	Fc kg/cm ²	鋼筋		
		種別	δ_y kg/cm ²	δ_{max} kg/cm ²
I-1, I-2	244	D-6	3370	4950
I-3, I-4	243	D-10	3910	5740
IL-1, IL-4	244	D-13	3570	5320
IL-2, IL-3	327	D-16	3800	5840
IO-1~4	218	D-6	3650	5300
IO-5, SO-1~3	182	D-10	4020	5940
		D-13	3950	5860
I-10	170	D-6	3750	5190
		D-13	3150	4910

表-2 IO型の破壊経過

破壊経過	破壊位置
IO-1 Aのひび割れ幅はBに比べてあまり広からずBでせん断破壊した。	B
IO-2 加力と共にAのひび割れ幅が大きく出る。Aのひび割れはあまり進展しない。	A
IO-3 Aのひび割れはIO-2より大きく幅も大きくなる。	A
IO-4 ひび割れは壁面全体に分散するが特にAのひび割れ幅が他の部分に比べて大きくなる。	A
IO-5 他の試験体には比べてBのひび割れ幅の拡大が著しい。	B
SO-1 Aにひび割れが集中し幅も大きい。Aのひび割れはあまり伸びない。	A
SO-2 Aにひび割れが集中する。Aのひび割れは幅がわずかに広がる。	A
SO-3 Aにひび割れが集中する。	A

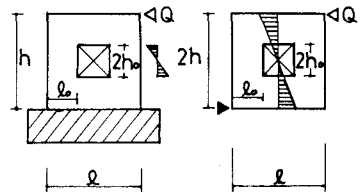


円形開口、正方形開口の一般的傾向として、円形開口は、壁面全体にひび割れが分散する。正方形開口は、対角線上のB部分のひび割れが少なく、A部分に集中している。

表-3 各種強度の比較

Specimen	Fc (kg/cm ²)	h/l	ho/lo	Coner Crack			Major shear Crack			Ultimate Strength			Failure mode
				Qc1 (t)	Tc1 (kg/cm ²)	Tc1/Fc	Qc2 (t)	Tc2 (kg/cm ²)	Tc2/Fc	Qu (t)	u (kg/cm ²)	Tc/Fc	
I-1	244	0.96					12.0	18.1	1.16	27.4	41.3	2.65	B
I-2	244	0.96	0.38	9.0	13.6	0.87	10.0	23.6	1.51	20.5	48.3	3.10	S
I-3	243	0.96	0.38	7.0	10.5	0.67	10.0	23.6	1.51	21.2	50.0	3.21	S
I-4	243	0.96	0.38	8.0	12.0	0.77	10.0	23.6	1.51	21.9	51.7	3.31	S
IL-1	249	0.76					20.0	15.8	1.00	59.5	47.1	2.98	B
IL-2	327	0.76	0.34	10.0	7.9	0.44	20.0	23.6	1.30	49.3	58.1	3.21	S
IL-3	327	0.76	0.34	10.0	7.9	0.44	20.0	23.6	1.30	50.7	59.8	3.30	S
IL-4	249	0.76	0.29	7.5	5.9	0.37	17.5	18.5	1.17	53.3	56.5	3.58	S
I-10	170	0.50					13.0	20.3	1.56	33.0	51.6	3.97	S
IO-1	218	0.50	0.33	4.0	6.3	0.43	8.0	17.5	1.18	21.5	47.1	3.18	S
IO-2	218	0.50	0.33	6.0	9.4	0.64	10.0	21.9	1.48	23.7	52.0	3.51	S
IO-3	218	0.50	0.33	6.0	9.4	0.64	10.0	21.9	1.48	25.3	55.5	3.75	S
IO-4	218	0.50	0.33	6.0	9.4	0.64	8.0	17.5	1.18	25.7	56.4	3.81	S
IO-5	182	0.50	0.33	6.0	9.4	0.70	8.0	17.5	1.31	24.7	54.2	4.04	S
SO-1	182	0.50	0.33	4.0	6.3	0.47	8.0	16.7	1.25	24.4	50.8	3.76	S
SO-2	182	0.50	0.33	5.0	7.8	0.58	8.0	16.7	1.25	20.7	43.1	3.19	S
SO-3	182	0.50	0.57	4.0	6.3	0.47	6.0	15.0	1.12	16.0	38.1	2.84	B,S

Note



I, IL型

IO型

$$\tau = Q/A_w \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

A_w は最小断面面積 (cm²)

$$(\tau = t \times l_0 \text{ 又は } t \times l)$$

B: 曲げ破壊, S: せん断破壊

B,S 曲げせん断破壊

表-4 終局強度の実験値と計算値

Specimen	Fc (kg/cm ²)	h/l	$\frac{A_0}{A_w}$	Tests			Calculated①			Calculated②			Test/Cal②
				Qu (t)	bQu (t)	sQu (t)	Test/Cal①	Qu (t)	r+sQu (t)	Test/Cal②	Qu (t)	r+sQu (t)	
I-1	244	0.96		27.4	21.4	34.7	0.79	34.7					
I-2	244	0.96	0.32	20.5	21.6	20.7	0.99	34.7	23.6	0.87			
I-3	243	0.96	0.32	21.2	21.4	20.7	1.02	34.7	23.6	0.90			
I-4	243	0.96	0.29	21.9	21.4	20.7	1.06	34.7	24.6	0.89			
IL-1	249	0.76		59.5	48.9	64.8	0.92	64.8					
IL-2	327	0.76	0.31	49.3	47.9	44.7	1.10	68.9	47.5	1.04			
IL-3	327	0.76	0.31	50.7	47.9	44.7	1.13	68.9	47.5	1.07			
IL-4	249	0.76	0.34 (0.27)	53.3	54.2	45.8	1.16	64.8	42.8 (47.5)	1.25 (1.12)			
I-10	170	0.50		33.3	47.4	30.5	1.09	28.5					
IO-1	218	0.50	0.25	21.5	49.7	22.3	0.96	30.2	22.7	0.95			
IO-2	218	0.50	0.25	23.7	64.4	22.3	1.06	30.2	22.7	1.04			
IO-3	218	0.50	0.25	25.3	64.4	22.3	1.13	30.2	22.7	1.11			
IO-4	218	0.50	0.25	25.7	57.7	22.3	1.15	30.2	22.7	1.13			
IO-5	182	0.50	0.25	24.7	55.8	22.3	1.10	28.9	21.7	1.14			
SO-1	182	0.50	0.25	24.4	51.3	22.4	1.09	28.9	21.7	1.12			
SO-2	182	0.50	0.25	20.7	51.3	22.4	0.92	28.9	21.7	0.95			
SO-3	182	0.50	0.375	16.0	29.0	17.8	0.90	28.9	18.1	0.88			

Note

A_0 : 開口面積 ($= 2h_0 \times (l - 2l_0)$)

A_w : 壁の面積 ($= h \times l$)

計算値①

bQu : 曲げ耐力の略算値

sQu : 開口横のせん断終局強度 (4式による)

計算値②

sQu : 開口低減率による

せん断終局強度

(4式)による無開口壁の強度

$$\times (1 - \sqrt{A_0/A_w})$$

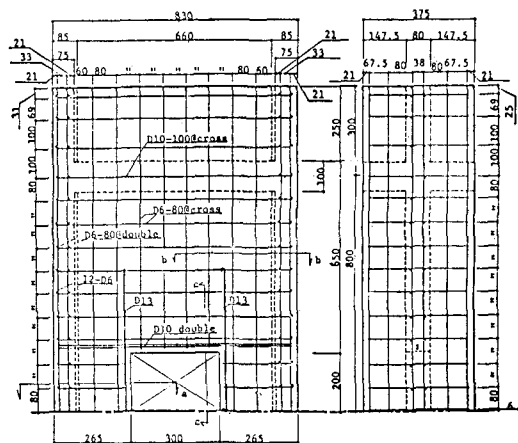


図-1 I型試験体の形状

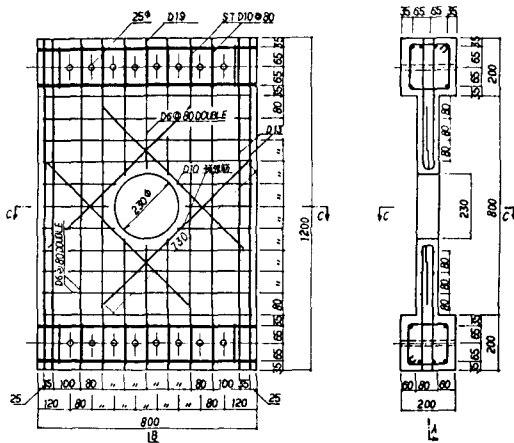


図-3 IO型試験体の形状

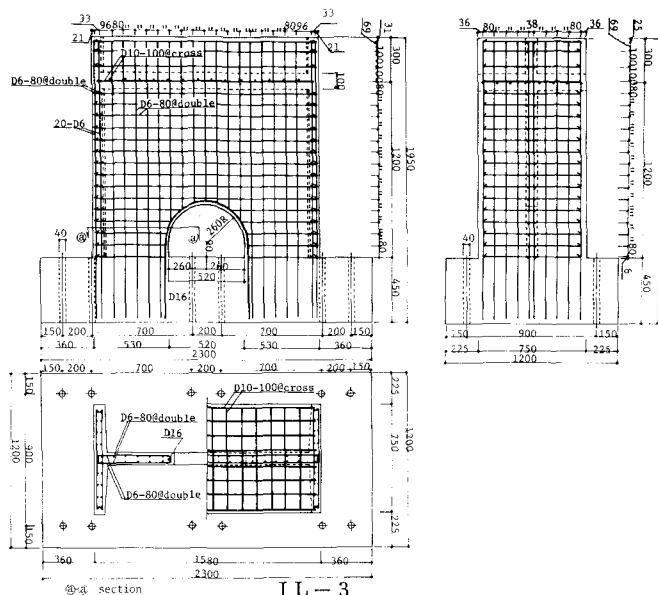
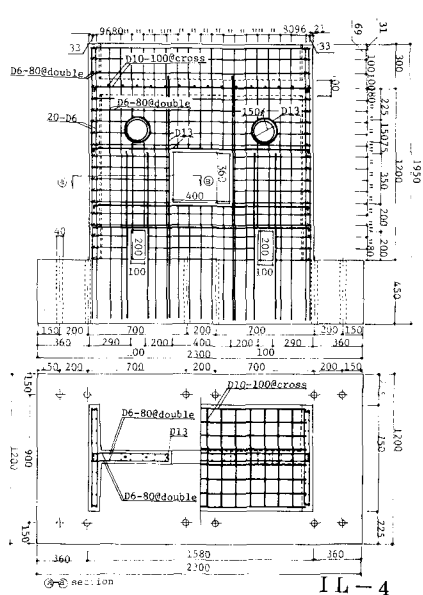


図-2 IL型試験体の形状



試験体名	形状	開口面積	開口補強筋
I-1			
I-2		600cm ² P=0.32	縦 D13 横 2-D10
I-3		600cm ² P=0.32	縦 D13 横 2-D10
I-4		514cm ² P=0.29	縦 D13 横 2-D13

図-4 (a) I型試験体

試験体名	形状	開口面積	開口補強筋
IL-1			
IL-2		1820cm ² P=0.31	縦 D16 横 D16 斜 4-D6
IL-3		1530cm ² P=0.28	縦 D16
IL-4		2153cm ² P=0.341	縦 D13 横 D13 斜 D13

図-4 (b) IL型試験体

NOTE

縦筋 2-D6 a 80
P=10%
横筋 2-D6 a 80
P=10%

開口率 P = $\frac{\text{開口面積}}{\text{断面面積}}$

	補強概要	補強筋形状	開口率比
IO-1	無補強のもの		
IO-2	八角形及び放射状補強を施したもの		D10×2
IO-3	円形補強を施したもの		D10×2 0.25
IO-4	縦・横・斜め補強を施したもの		D10 斜 D6×2
IO-5	定数値の低い斜め補強のみを施したもの		D10
SO-1	縦・横・斜め補強を施したもの		D10 斜 D6×2 0.25
SO-2	縦・横補強だけを施したもの		D10
SO-3	縦・横・斜め補強を施したもの		D10 斜 D6×2 0.375

図-4 (c) IO型試験体

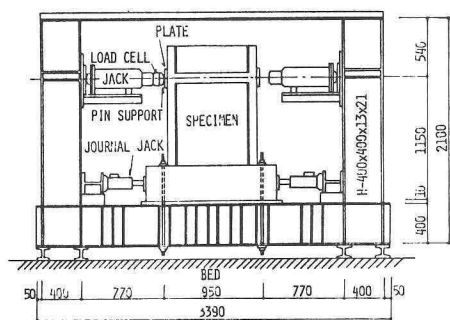


図-5 I型試験体の加力装置

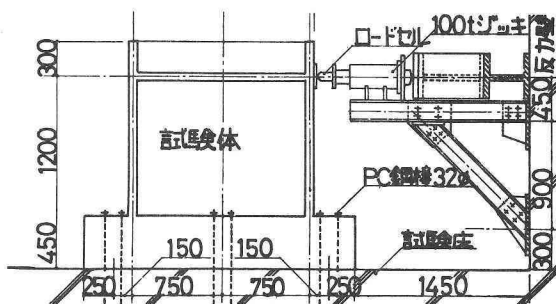


図-6 IL型試験体の加力装置

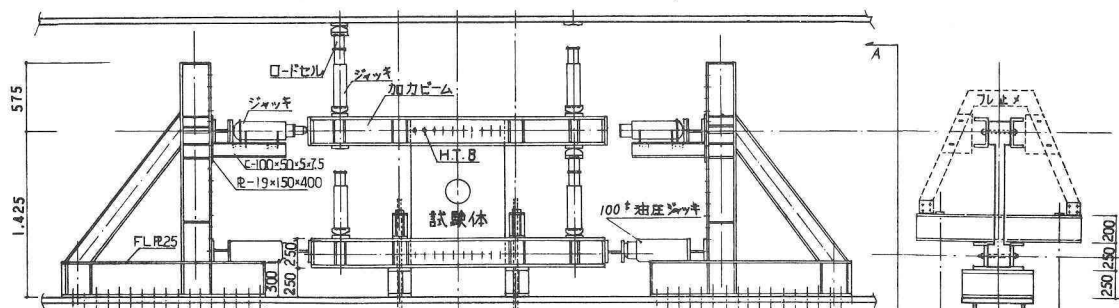


図-7 IO型試験体の加力装置

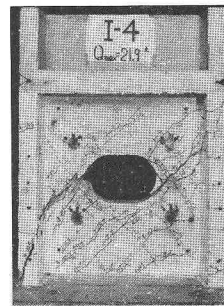
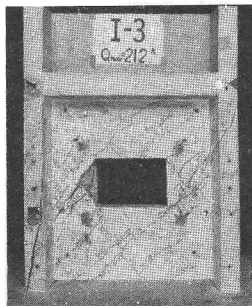
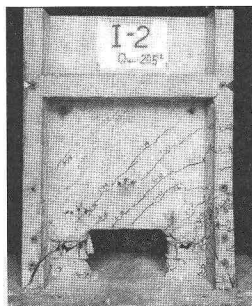


図-8・I型試験体の最終図

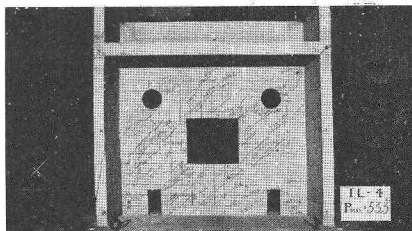
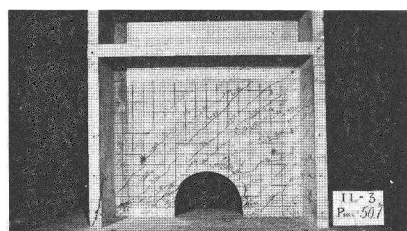
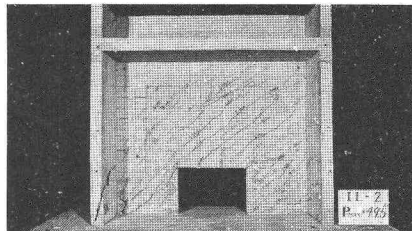
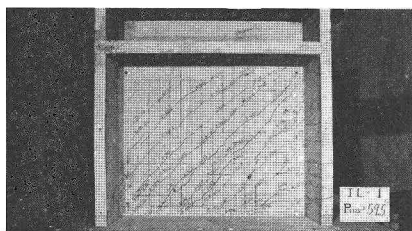


図-9 IL型試験体最終図

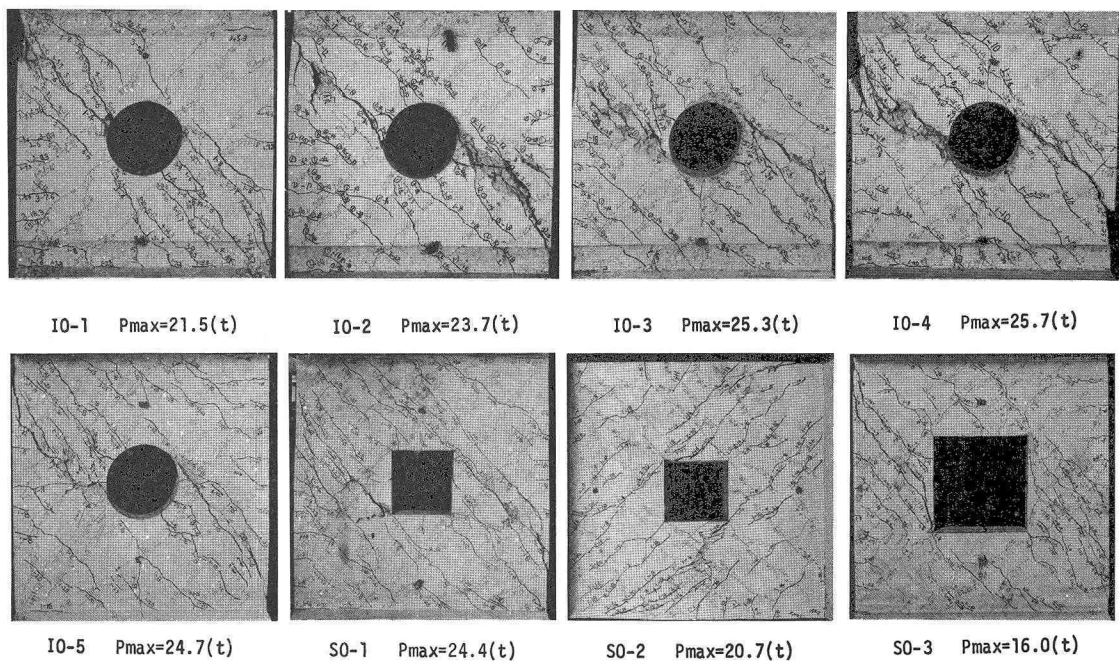


図-10 IO型試験体の最終図

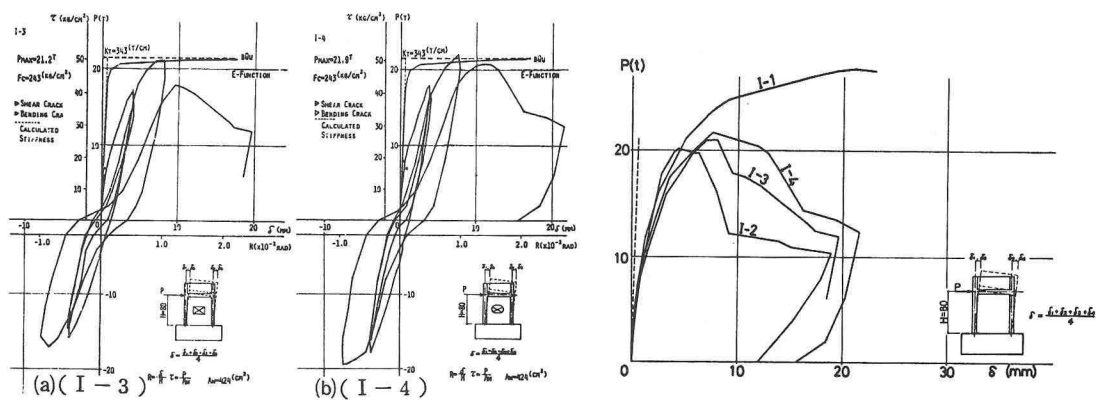


図-11 I型試験体荷重-たわみ曲線

図-11(c) I型試験体包絡線

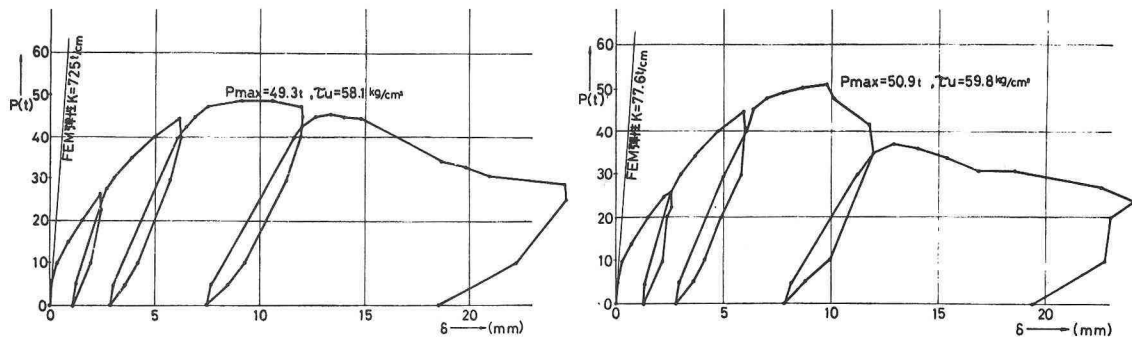


図-12(a) 荷重-たわみ曲線 (IL-2)

図-12(b) 荷重-たわみ曲線 (IL-3)

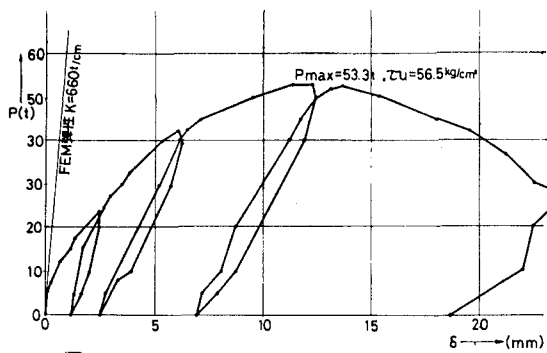


図-12(c) 荷重-たわみ曲線 (IL-4)

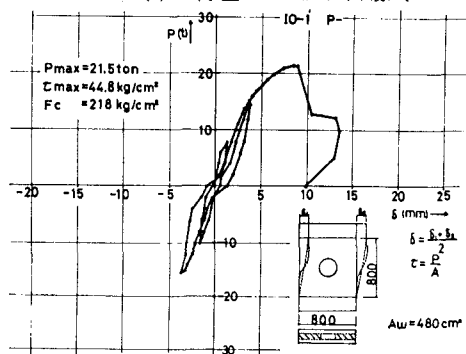


図-13(a) 荷重-たわみ曲線 (IO-1)

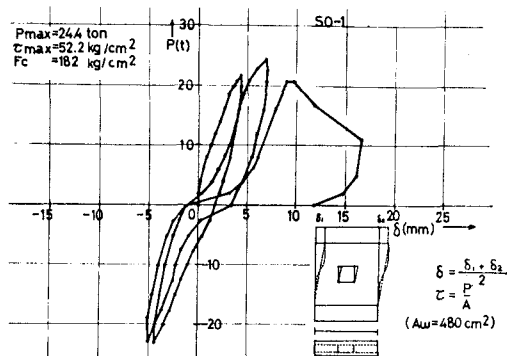


図-13(c) 荷重-たわみ曲線 (SO-1)

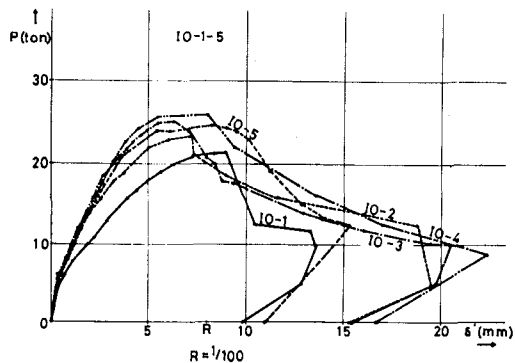


図-13(e) IO型試験体包絡線

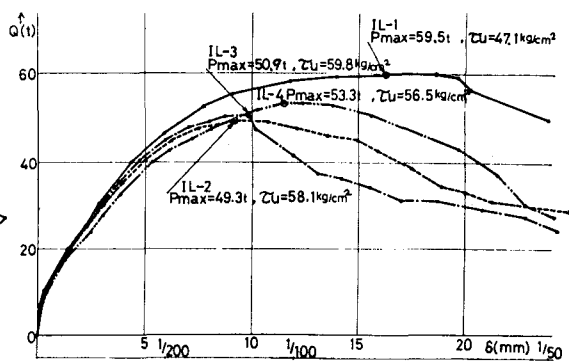


図-12(d) IL型試験体包絡線

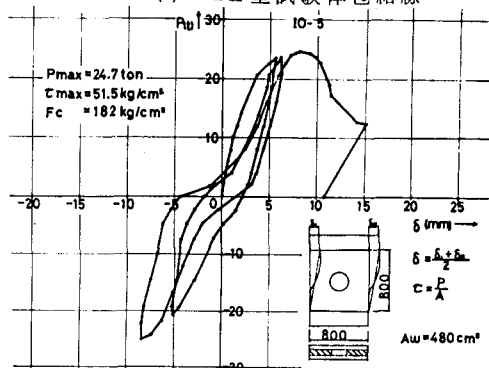


図-13(b) 荷重-たわみ曲線 (IO-5)

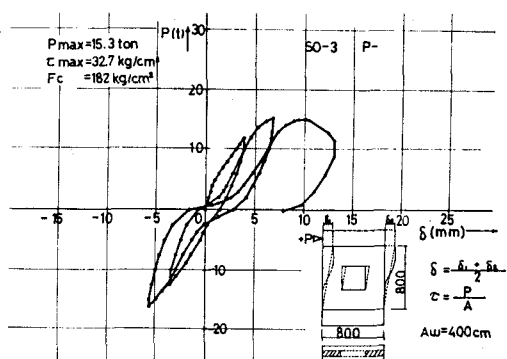


図-13(d) 荷重-たわみ曲線 (SO-3)

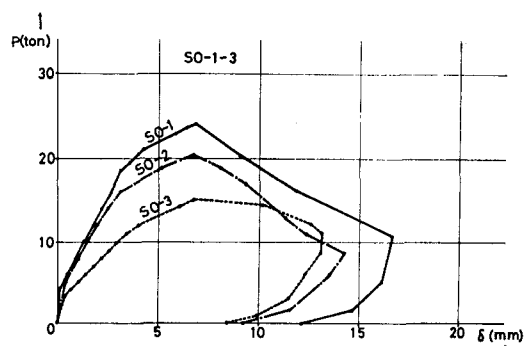


図-13(f) SO型試験体包絡線

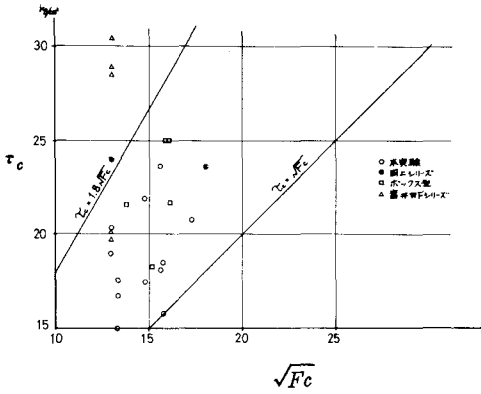


図-14

τ_c と $\sqrt{F_c}$ の関係

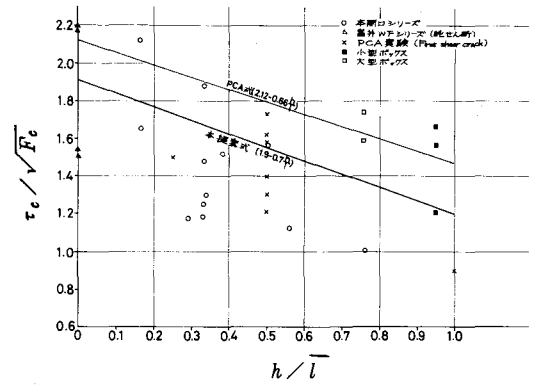


図-15

$\tau_c / \sqrt{F_c}$ と h/l の関係

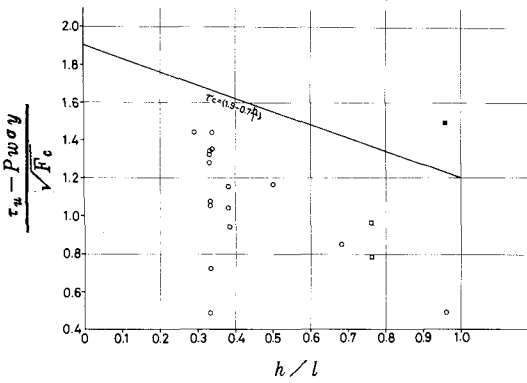


図-16

$\frac{\tau_u - P_{we} \sigma_y}{\sqrt{F_c}}$ と h/l の関係

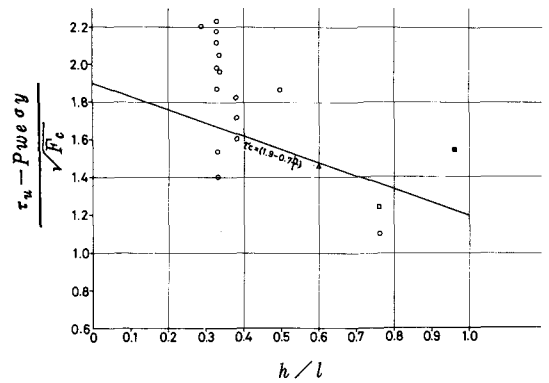
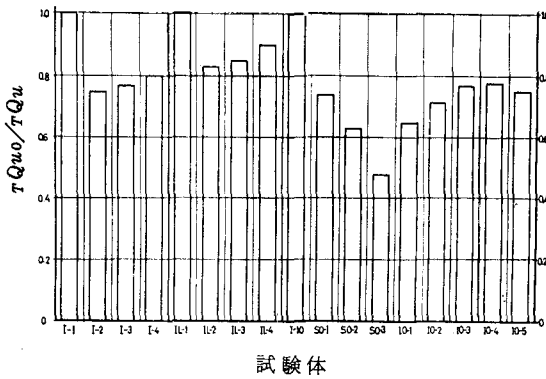


図-17

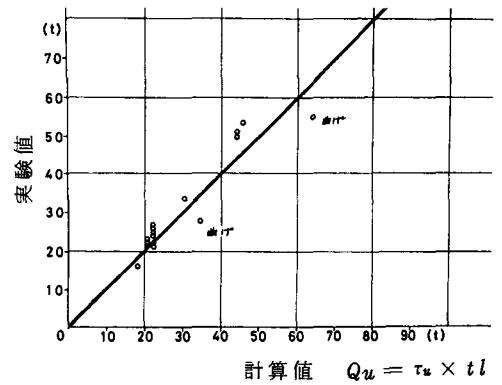
$\frac{\tau_u - P_{we} \sigma_y}{\sqrt{F_c}}$ と h/l の関係



試験体

τ_{Qu0} 開口試験体の実験値
 τ_{Qu} 無開口試験体の実験値

図-18 終局強度の実験値の比較



計算値 $Q_u = \tau_u \times t l$

$\tau_u = (1.9 - 0.7 \frac{h}{l}) \sqrt{F_c} + P_{we} \sigma_y$

図-19 実験値と計算値の比較

EXPERIMENTAL STUDY ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED
CONCRETE SHEAR WALLS WITH OPENINGS

by Hiroyuki Aoyama^I and Youji Hosokawa^{II}

ABSTRACT

This study is to investigate the effect on the seismic behavior of openings installed in the reinforced concrete shear walls with heavy wall reinforcement, such as those of nuclear reactor buildings. It is inferred that the overall effect of openings in the walls would be more pronounced in case of box-like wall buildings than of ordinary frame-wall buildings. Hence the seismic behavior of such walls becomes serious concern in the earthquake resistant design.

So far the authors conducted a series of experimental study into fundamental mechanical characteristics of box-type shear walls without openings, that is, cracking strength, stiffness reduction, ultimate strength, mode of failure and so on. The study reported herein consists of testing three types of specimens, I, IL, and IO, all with openings, and of comparing their behavior with those of previously tested specimens without openings.

Four type I specimens had height and span $h/\ell = 80\text{cm} \times 80\text{cm}$, peripheral ratio of opening $p = 0.28$ or 0.34 , and shape of openings were varied. Four type IL specimens were larger, namely $h/\ell = 120\text{cm} \times 158\text{cm}$, $p = 0.28$ or 0.34 , and shape of openings were varied. In particular the fourth specimen IL-4 had five openings, different in size and shape, and spread out over the wall. These walls were loaded cyclically as vertical cantilever. Eight type IO specimens had $h/\ell = 80\text{cm} \times 80\text{cm}$, $p = 0.25$ or 0.375 , and varied the shape of openings and method of reinforcing the openings. This type specimens were loaded so that location of openings would corresponding to the point of contraflexure.

The process from the first cracking to the final failure of all specimens with openings showed similar trend. Initial diagonal cracking appeared at the corner of opening, and the load corresponding to this cracking was not affected by the reinforcement.

Specimens ruptured finally by the shear failure of the portion of wall at both sides of opening. It was shown that walls with openings did not fail at the corner of opening if the periphery of opening was reinforced as recommended by the Architectural Institute of Japan Standard. It was estimated that additional reinforcement at both sides of opening would improve the behavior. Further, rounding off the corner of opening contributed to the increased deformation at ultimate strength, and decrease of strength reduction after ultimate.

The reduction of ultimate strength could generally be predicted by the factor $(1-p)$ where p is the peripheral ratio of opening, but the specimens which were subjected to greater bending at the location of opening showed strength lower than this estimate.

I Professor, Department of Architecture, University of Tokyo

II Research Assistant, Department of Architecture, University of Tokyo