

論文

[2098] 鉄筋コンクリート耐震壁の開口による終局強度低減率

正会員 ○壁谷澤 寿海（横浜国立大学工学部）

正会員 木村 匠（清水建設株式会社）

1. 序論

鉄筋コンクリート（RC）造建物の耐震設計は、許容応力度設計から部材および構造物の靱性に依存する終局強度型の設計手法へ移行しているのが世界的な趨勢である。近年、このような終局強度型設計法を念頭に置いて、RC部材の終局強度および靱性の評価を目的とした研究が多く行なわれており、理論的な評価方法も提案されている。しかし、開口を有する耐震壁に関しては、無開口耐震壁の強度に弾性論に基づいた開口低減率を乗じる方法がとられており、終局強度等の理論的な検討は十分ではない。本研究は、開口耐震壁の終局強度型設計法の開発を目的とした研究の一環として、RC造開口耐震壁の実験を行ない、終局強度算定法および靱性評価法を検討したものである。実験では、開口横の袖壁の高さと水平長さの比が終局強度および靱性に与える影響を明らかにすることを目的として、開口の高さをパラメータとした。また、終局強度の算定では、マクロモデルによる無開口耐震壁の終局強度算定法を開口横の袖壁に適用する方法を試み、本実験および既往の実験結果との適合性を検討した。

2. 実験方法

2.1 試験体および材料強度

試験体は、中層のRC造建物の連層耐震壁最下層をモデル化した約1/2.5スケールの1層1スパン耐震壁試験体3体（K14～K16）で、形状、寸法等は、既往の実験シリーズ[1][2]と同様にしている。無開口耐震壁K14は、既往の試験体K11[1]およびK2[2]と基本的に同一の寸法、配筋であり、加力方法のみが異なる。開口耐震壁K15、K16では、開口幅をK12[1]と同一寸法（54cm）とし、開口高さをK15では24cm、K16では84cmとした（図1）。開口補強筋は、比較を容易にするため、日本建築学会の計算規準[3]

によって算定したK12の補強筋量と等量にした。従って、K15では規準よりもやや過剰の、K16ではやや不足の補強筋量になっている。表1に試験体一覧および材料強度（コンクリート圧縮強度 σ_c 、鉄筋降伏強度 σ_y ）を示す。強度算定で比較を行なう既往の実験シリーズについても合わせて示した。

2.2 加力方法および測定方法

既往の実験シリーズ[1][2]では、変動シアスパン型の加力方法を用いたが、今回の実験では、試験体壁脚より高さ2.0mの位置で水平方向に加力し、シアスパン比は一定（ $M/QD=1.0$ 、 D ：耐震壁全せ

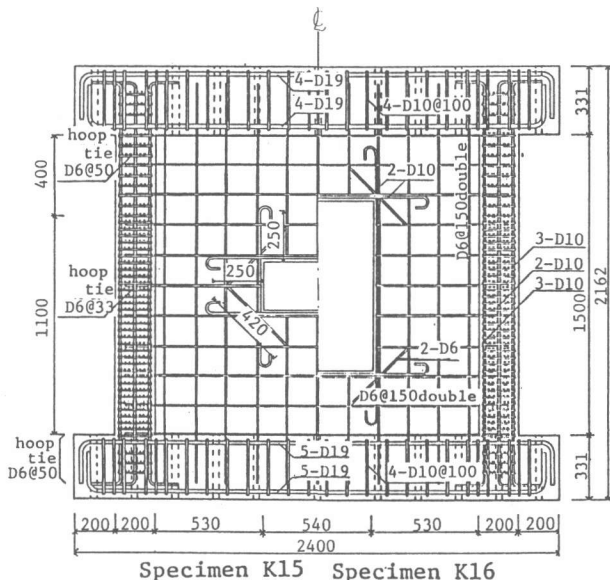


図1 開口耐震壁の配筋詳細

い)として、頂部梁下面の水平変形角が $R=1/200, 1/100, 1/67, 1/50$ でそれぞれ2回繰返した。 $M/QD=1.0$ は、既往の変動シアスペン型の加力実験(K2、K11、K12等)で最大せん断強度が得られたシアスペン比である。治具重量(2.0 t)を含めて42.0 tの定軸力をかけている。

試験体各部の変形は、高さ方向に6分割した点の水平変位、各区間の軸方向変形等を測定した。鉄筋の歪は、袖壁部分のせん断補強筋、縦筋等を測定した。

3. 実験結果

3.1 無開口耐震壁の実験結果

無開口の試験体K14の復元力特性の包絡線を同一配筋の試験体(K2、K11)と比較して図2に示す。また、最大強度時($R=1/67$)のひび割れ状況を図3に、復元力特性を図4に示す。K14は、変形角 $R=1/50$ の1回目の加力でやや耐力が低下し、2回目の繰返しては圧縮側壁板部の圧縮せん断破壊によって大きく耐力低下した。

表1 試験体の一覧
(a) 断面寸法と配筋 (各試験体共通)

柱断面	主筋	帯筋	壁厚	壁筋	開口補強筋
20x20	8-D10	3-D6@3.3	8	2-D6@15	8-D10+8-D6

(b) パラメータと材料強度

試験体	開口 $h_o \times l_o$ [cm]	加力方法 M/QD (R)	材料強度 [kgf/cm ²]		
			σ_u	σ_y (D6, D10)	
K2	無開口	2.0→1.0 (1/100)	196	4037, 3995	
K11	無開口	2.0→1.0 (1/50)	213	4208, 3606	
K12	54x54	2.0→1.0 (1/50)	240	4208, 3606	
K14	無開口	1.0 (1/200→1/50)	212	3887, 3452	
K15	24x54	1.0 (1/200→1/50)	228	3887, 3452	
K16	84x54	1.0 (1/200→1/50)	243	3887, 3452	

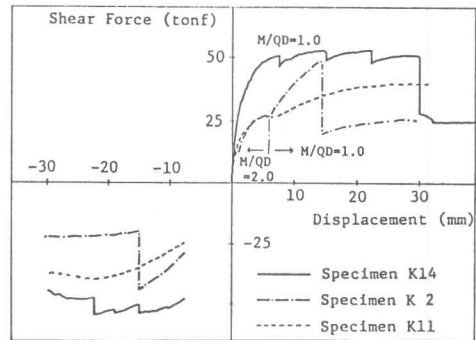


図2 無開口耐震壁の包絡線の比較

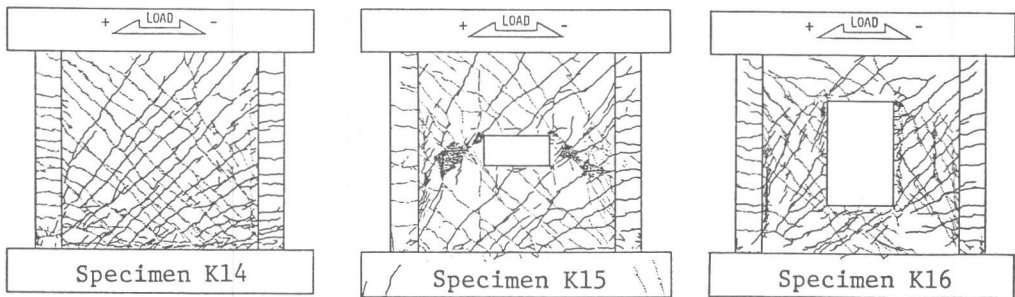


図3 最大強度時の破壊状況

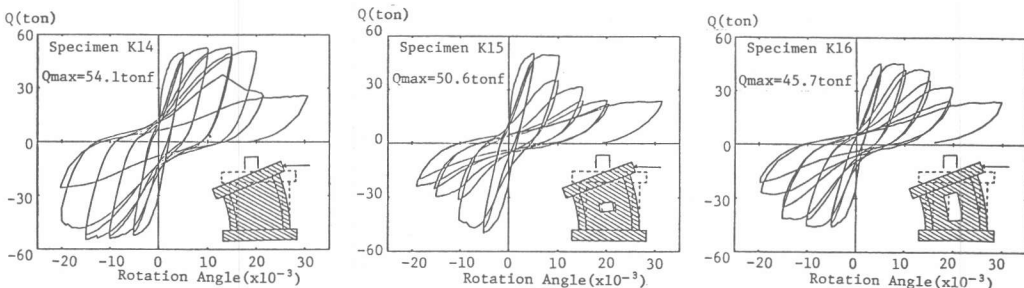


図4 水平せん断力と層間変形角の関係

試験体K2、K11では一定の強制変位振幅でシアスパンを小さい方に変動させる加力方法が用いられており、K2では $R=1/100$ 、K11では $R=1/50$ で繰返し、ともに $M/QD=1.0$ で最大せん断強度が得られた。これらの包絡線と比較すると、K2の強度はK14を若干下回る程度であるが、K11の強度は大きく下回っている。この3体は基本的に同じ試験体なので、加力方法の違いによってコンクリートの有効な圧縮強度が異なったものと考えられる。

3.2 開口耐震壁の実験結果

開口のある試験体K15、K16の最大強度時 ($R=1/100$) のひび割れ状況を図3に、復元力特性を図4に示す。試験体K15は、 $R=1/100$ の加力で開口横袖壁がせん断破壊し、最大強度以降急激に耐力が低下した。一方、開口高さの高いK16は、最大強度はやや低いものの、大変形での耐力低下が緩やかな比較的靱性のある挙動を示した。

試験体K15、K16の最大強度時の鉄筋歪状況を図5に示す。袖壁のせん断補強筋は、最大強度時にはほぼ降伏しており、有効に応力を負担している。加力時に圧縮側となる袖壁の軸方向鉄筋の歪は小さい。それに対して、引張側の袖壁は軸方向鉄筋の歪が大部分の位置で大きく、分布の状況から、低軸力あるいは引張り軸力下で逆対称曲げに近い応力状態であったものと判断できる。

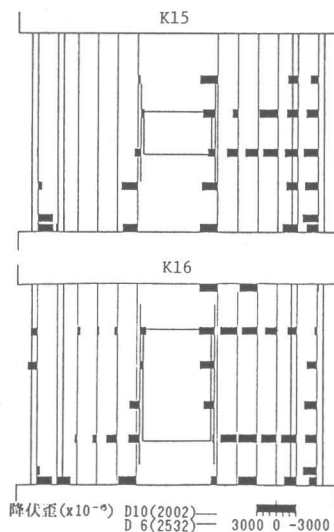


図5 最大強度時の鉄筋歪

4. 実験結果の検討

4.1 終局強度算定式

マクロモデルを用いた終局強度理論式およびこれを用いた既往の耐震壁の靱性評価法を適用し、無開口耐震壁および開口耐震壁の実験結果を検討する。終局強度算定では、文献[4]～[8]による方法を用いた。これらの方法を(a)式～(d)式による方法と略称し、以下に概略を述べる。

(a)式は、梁柱部材のせん断強度実験式と同様の定式化を耐震壁に適用した実験式で現行の2次設計で平均の終局強度を算定する設計式として用いられている[4]。(b)式は、終局強度型の設計指針(案)[5]で提案されたせん断強度設計式で、(c)式の考え方で主筋の降伏を無視して得られる強度算定式となっている。(c)式は、コンクリートを仮想に材厚方向に分割してアーチ機構とトラス機構を構成し、それぞれ累加強度としてせん断強度を算定する方法[6]を基本にして、耐震壁ではさらに縦筋としてのせん断補強筋の釣合いを考慮する[7]。(d)式は、コンクリート、主筋および補強筋の降伏を仮定して、タイ、ノード、ストラット等平面応力場の釣合いをあらかず幾何学的な関係を用いて定式化することが可能になる強度算定式である[8]。

(b)～(d)の算定式で、比較を明快にするため、(c)式、(d)式による算定でも、(b)式による場合と同様に、コンクリート強度は有効係数 ($\nu_0=0.7-\sigma_b/2000$) によって低減する(原論文では、(c)は $\nu_0=1.0$ 、(d)では0.7としている)。また、変形レベルによって、さらにこれを低下させた場合も検討するが、これらを(b)'～(d)'式等であらわす。

4.2 無開口耐震壁の終局強度

無開口耐震壁の実験値と計算値を比較して表2に示す。側柱は、(a)式を除いて、文献[5]の方法で等価な壁長さに置換した。

長方形のコンクリート応力ブロックと平面保持の仮定による曲げ終局強度の計算値(モーメント cMu 、せん断力 $cQmu$)は、鉄筋の歪硬化の影響により、実験で得られた最大曲げ強度 cMu (K2とK11では $M/QD=2.0$ の加力)は下回る。K2あるいはK14のせん断強度の実験値 eQu は、曲げ

表2 無開口耐震壁の終局強度

試験体	最大強度(実験)		曲げ強度(計算)		せん断強度(計算)					
	モーメント	せん断力	モーメント	せん断力	(a)	(b)	(c)	(d)	(b)'	(c)' [ν/ν_0]
K 2	111.6*	49.0	100.7	50.4	54.8	65.0	42.2	45.5	55.3	38.6 [0.8]
K 11	110.3*	39.2	98.9	49.5	56.5	68.5	41.4	46.1	38.7	27.9 [0.4]
K 14	108.2	54.1	95.8	47.9	55.6	67.9	40.3	45.2	57.5	35.4 [0.8]

* : $M/QD=2.0$ (他は $M/QD=1.0$) (単位: ton, ton·m)
 (b)', (c)', (d)式: $\nu = \nu_0 = 0.7 - \sigma_B / 2000 = 0.59 \sim 0.60$
 (b)', (c)'式: $\nu = (1.2 - 40R_u) \nu_0 = (0.4 \sim 0.8) \nu_0$

強度時のせん断力 cQ_{mu} と同等かやや上回る。(a)式はK14の結果にはほぼ適合する。軸方向鉄筋の降伏を考慮しない(b)式は過大評価である。この場合、曲げ強度の方が小さいので式の適用範囲ではないが、試験体では脆性的な破壊モードが生じており、検討が必要である。軸方向鉄筋の降伏を考慮する(c)式、(d)式による計算値は、 cQ_{mu} を必ず下回るためいずれも終局強度を過小評価する。K14の強度に対しては各算定式とも過小評価であり、K11の強度に対しては各算定式とも過大評価である。K2、K11、K14のせん断強度の実験値の違いに対しては、加力方法(変形レベル)によってコンクリート有効圧縮強度が異なることが原因であると考えられる。

文献[5]による靱性設計法では、目標とする変形能力に応じてせん断強度式におけるコンクリート強度の有効係数を低減させる方法をとっている。そこで、この設計法の式($\nu = (1.2 - 40R) \nu_0$)を参照して、最大強度時の変形レベルに応じて有効係数を低減させて算定式を適用してみる。すなわち、 $R=1/50$ で繰返した試験体K2では $\nu = 0.4 \nu_0$ 、K11、K14では、 $\nu = 0.8 \nu_0$ として算定する。(b)'式、(c)'式による結果を表に示したが、(b)'式では概ね実験結果に適合する。しかし、(c)式、(d)式ではすでにK11あるいはK14の実験結果を過小評価しており、さらにコンクリート有効強度を低減させると((c)'式)、強度差は実験結果の程度になるが、絶対値としては適合しないので、さらに検討が必要である。

4.3 開口耐震壁の終局強度

無開口耐震壁と同様に(a)~(d)の各算定式を用いるが、開口耐震壁に適用するため、さらに以下の仮定あるいは簡略化等を行なう。

(a)式では無開口耐震壁としての強度に計算規準[3]の開口低減率を乗じて算定する。(b)~(d)式では、開口横袖壁の和として算定する。(b)式では、せん断強度と断面の曲げ終局強度との低い方とする。(c)、(d)式の適用にあたっては、開口横の縦筋量が簡略に両端に集中するものと仮定し、また、側柱断面を等価な長さに置換し(図6)、(b)式、(c)式では、アーチ機構とトラス機構の壁長さを区別するが、(d)式では

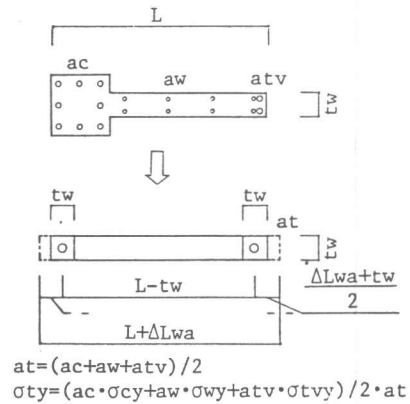


図6 袖壁断面の置換

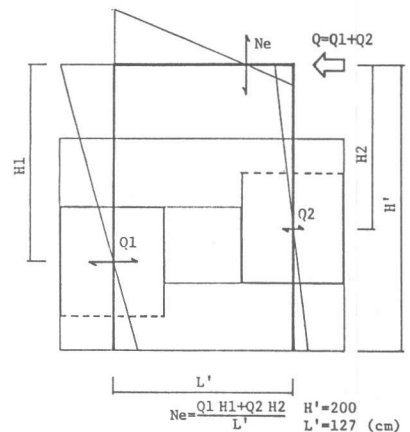


図7 変動軸力の評価

アーチ機構の長さを用いる。袖壁の応力状態は逆対象曲げを仮定する。

(b)～(d)式の強度算定では、水平力によって変動する袖壁の負担軸力の評価が問題になるが、図7に示すように袖壁高さの中央に反曲点を仮定して定まる応力状態によって、袖壁の強度に応じて変動軸力が算定されるものとする。したがって、袖壁の終局強度は、繰返し計算によって変動軸力と強度算定値が適合する解を求めることにより算定する。袖壁の変動軸力 N_e と算定強度の関係の例を図8に示す。終局強度として得られる算定結果における引張側と圧縮側の変動軸力の範囲を影で(算定式により異なる)示したが、圧縮側では強度算定値は一定値になる。(b)式と(c)式はほぼ同じ値になるが、(d)式で大きいのは、圧縮側主筋の降伏を考慮していないので、せん断補強筋の負担強度が低下しないためである。

以上の算定方法による終局強度の計算値(実線)と開口高さの関係を図9に示す。計算値の材料強度は無開口耐震壁も含めてK15の強度を使用し、実験値はK15のコンクリート強度で基準化して示した。(a)式では、さらに文献[8]による開口低減率を用いた強度算定値も示した(破線)。

以上の算定結果は絶対値としてほぼ実験結果に適合するが、試験体の破壊状況を見ると、開口上下の部分にも相当破壊が広がっており、これを剛域とする考え方には、特に曲げ強度を用いる(b)式には、問題があると考えられる。袖壁の破壊は、破壊状況等から圧縮側袖壁は下方へ、引張側袖壁は上方へ広がる傾向がある。そこで、図10に示すように、さらに開口の有効な高さをパラメータとして、(b)～(d)式により算定してみる。算定袖壁高さを開口高さとした場合($\alpha = 0$)は特に高さの低い場合に大きめの評価をする傾向があったのに対して、算定上の開口高さを変動させると強

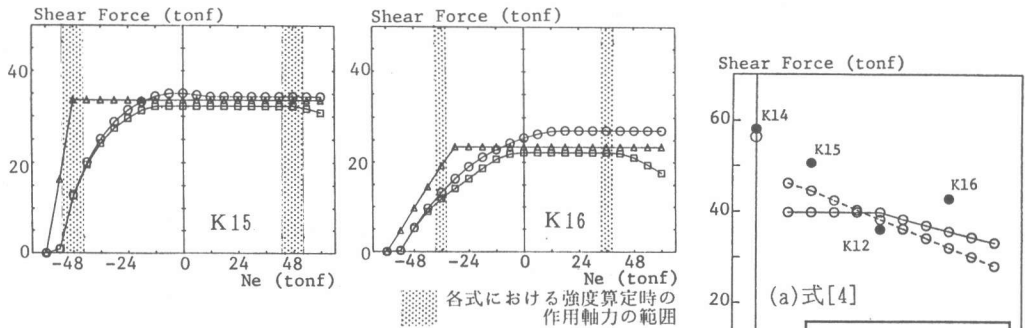


図8 変動軸力と袖壁の算定強度の関係

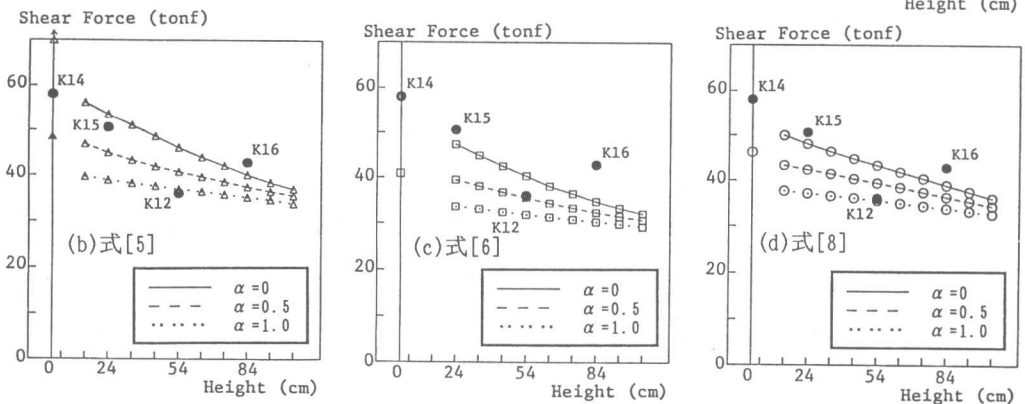


図9 開口耐震壁の終局強度の算定値と実験値

度低下は緩やかになり、試験体K15とK16の強度低減率をよく評価する傾向になる。本実験の範囲では剛域を上下壁部分の1/2 ($\alpha = 0.5$) 程度に採ったときに実験値の低減率をよく評価している。

以上の評価で、変動シアスパン型加力の開口耐震壁K12の強度は過大評価になる。そこで、文献[5]の方法で終局変形レベルによってコンクリート強度有効係数を低減して強度を算定してみる。有効係数と変形角の関係を $\nu = (1.2 - 40R)\nu_0$ として、算定された強度と変形角の関係を図11に示す。算定式は、(b)'式とし、袖壁高さは開口高さ($\alpha = 0$)とした。実験での袖壁の変形角の測定結果

(図12)を参照して、K12では $R = 1/50$ 、K15、K16は $R = 1/100$ として、対応する変形角に実験値をプロットすると、算定値の傾向とほぼ適合する。

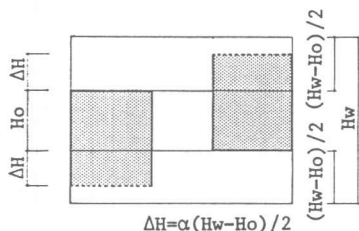


図10 算定用高さの割増し

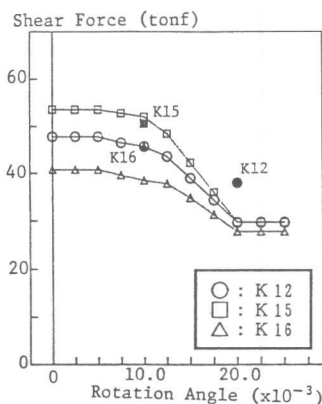


図11 変形角による終局強度の低減

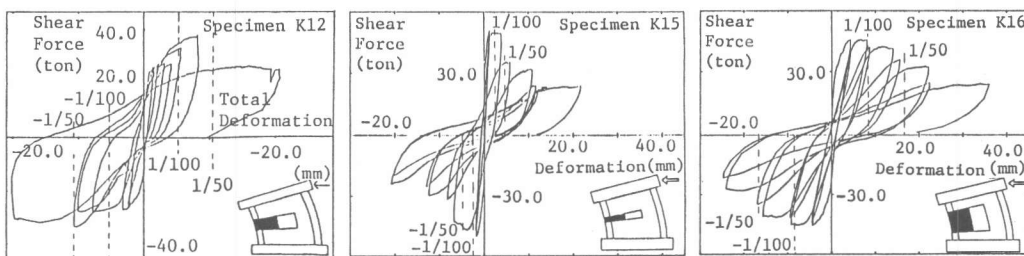


図12 袖壁の変形レベル

5. 結論

開口耐震壁の終局強度は、開口横の袖壁にマクロモデルによる終局強度算定式を適用し、袖壁の終局強度の和として算定することが可能である。ただし、開口上下を剛域として扱うのは設計として危険側であり、実験結果との対応からも算定用袖壁高さの評価には検討の余地がある。また、他の試験体、特に開口の位置が異なる場合等に関しては、さらに検討が必要である。

無開口耐震壁あるいは開口耐震壁における加力方法の違いによる強度差は、大変形レベルではコンクリート強度有効係数を低減させることによるのみ評価し得る。既往の靱性評価のための設計式による有効係数の低減式による評価は大略実験の強度差に適合する。

[謝辞] 本研究は文部省科学研究費試験研究(1) (代表者、東京大学青山博之教授)による共同研究の一部である。横浜国立大学大学院松本和行氏、清水建設株式会社毛利元康氏(横浜国立大学卒業生)には実験およびデータ整理に多大の御協力をいただいた。ここに謝意を表します。

[参考文献]

- [1] 壁谷澤、木村他『鉄筋コンクリート造耐震壁の開口補強法に関する実験的研究』コンクリート工学年次論文報告集、1988年
- [2] 緒方、壁谷澤『曲げ降伏型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン型加力実験』コンクリート工学年次論文報告集、1984年
- [3] 日本建築学会『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説』1988年
- [4] 日本建築センター『構造計算指針・同解説』1988年
- [5] 日本建築学会『鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説』1988年
- [6] 南、若林『鉄筋コンクリート部材のせん断強度について』コンクリート工学年次論文報告集、1980年
- [7] 南、村上他『水平集中荷重を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のせん断強度』コンクリート工学年次論文報告集、1985年
- [8] 塩原『鉄筋コンクリート後打ち耐震補強壁の終局強度に関する研究』東京大学博士論文、1985年
- [9] 徳広、小野『鉄筋コンクリート造耐震壁の開口の影響による低減率r』日本建築学会九州支部研究報告集、1983年