

論文

[2066] 鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度及び靱性の評価法

正会員 ○壁谷澤 寿海 (横浜国立大学工学部)

正会員 橋場 久理子 (東京都庁)

1 序

耐震壁を含む鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法における耐震壁の設計では、予想されるせん断力レベルに対して十分な強度を確保してせん断破壊を防止するとともに、特に壁脚では、予想される変形レベルに対して靱性を確保することが重要になる。耐震壁の靱性評価法に関する既往の研究では、各パラメータの影響が定性的には明らかにされているものの、定量的な評価法はまだ確立されていない。本研究は、塑性理論にもとづいた耐震壁のせん断終局強度算定式を検証するとともに、靱性評価法として、(1) せん断強度式にもとづいて実用的に靱性を保証する方法、(2) 平面応力の釣合いとコンクリートの終局歪にもとづいて曲げ変形およびせん断変形の和として終局変形を算定する方法、を示し、それぞれ実験結果と比較する。

2 実験結果の整理

2.1 解析対象試験体

解析の対象とする耐震壁の試験体を、既往の実験より、(1)~(4)の方針に従って、8シリーズ、99体選定した(文献[E1a]~[E8])。(1) 正負繰り返し加力によること。(2) 特定のパラメータに着目し、シリーズで行なわれた実験であること。(3) 柱、端部の主筋および拘束筋が存在する試験体であること。(4) スケールが 1/3程度以上であること。表1に各シリーズの特徴と以後の図中で用いる記号を示す。

この中から、終局変形(部材角1/100を超える変形)まで十分に加力が行なわれていない実験を除いた49体を靱性検定用試験体(シリーズ1,2,5~8)とする。

また、さらにこの中から、水平変形が曲げ変形とせん断変形による変形成分に分離することが可能であるような測定がされている実験の試験体22体を特に変形成分検定用試験体(シリーズ1,2,5,8)とした。

2.2 終局変形の定義

実験から評価される終局変形は、荷重変形関係の包絡線において最大強度の80%に強度が低下する水平変位の变形角で定義する。終局変形が繰り返して決まる場合は、最大荷重点と変形角1/50の点を結ぶ直線によって包絡線を推定する。なお、多層の耐震壁を模擬した試験体では、1層の水平変位を参照した。

3 終局強度算定式の検証および靱性設計

3.1 せん断強度算定式

塑性理論に基づくせん断終局強度算定式は、せん断力の伝達機構をトラス機構とアーチ機構累加強度とする理論式を基本として、主筋強度を無限大と仮定して設計式として提案された算定式とする(文献[1]、表2)。トラス機構の圧縮束の角度 ϕ については、 $\cot \phi = 1.0 \sim 2.0$ と

表1 解析対象試験体

シリーズ	[文献]	試験体数	特徴、パラメータ	記号
1	[E1a, b]	5	柱断面の拘束効果	○
2	[E2a, b]	6	変動スラスポン、壁厚	●
	[E2c]	4	高軸力	●
3	[E3]	34	高配筋	□
4	[E4]	16	軸力、スラスポン比	■
5	[E5a, b]	5	高スラスポン比	△
6	[E6]	7	低スラスポン比	+
7	[E7]	20	鉄筋比等	☆
8	[E8]	2	スラスポン比	⊕

する場合（式(6.a)）と $\cot \phi = 1.0$ とする場合（式(6.b)）、壁長さは側柱の拘束効果を考慮しない場合（式(7.a)、(8.a)）と考慮する場合（式(7.b)、(8.b)）について、それぞれ実験結果との適合性を検証する。

側柱を等価な壁長さに置換する式(8.b)は、文献[2]の考え方にしたがって導いた略算式である。すなわち、柱端部より外に延長されるアーチ機構の幅をそれによるモーメントが側柱の曲げ強度に等しいものとして決定する（図1参照）。その際の曲げ強度式を大幅に略算化したものであるが、曲げ強度を精算的に算定してもほとんど同じ結果が得られる。

3.2 曲げ強度算定式

曲げ終局強度は、引張側の柱筋、壁縦筋がすべて降伏しているものとして、軸力を考慮して圧縮側の長方形コンクリート応力ブロック（0.85 Fc）によって定められる応力中心間距離を用いて算定した。簡単のため、応力ブロックは側柱の中にあると仮定し、また圧縮鉄筋は無視した。

3.3 終局強度の実験値との比較

終局強度の実験値と計算値を比較して図2に示す。せん断強度の対応状況を明らかにするために、実験値とせん断強度計算値の曲げ強度計算値に対する比で比較して示してある。また、実験値の計算値に対する比の平均および変動係数（ ）内を表3に示す。実験値は、曲げ強度とせん断強度の計算値の低い方と比較してあるので、せん断強度式により強度が計算された試験体についての平均も示した。
 $\cot \phi = 1.0$ として、柱の拘束効果を考慮する場合（式(6.b)、(7.b)、(8.b)による場合）が最も変動係数が小さく、適合性がよい。

3.3 コンクリート強度有効係数による靱性評価

以上の強度算定式（式(6.b)、(7.b)、(8.b)による）を靱性評価に応用する。一般に曲げ強度に対するせん断強度の余裕が靱性に影響すると考えられるが、ここでは曲げ強度時のコンクリート応力度を指標とする。そこで、塑性理論によるせん断強度計算値が、曲げ強

表2 せん断終局強度算定式

$Q_u = Q_{ut} + Q_{ua}$	(1)
$Q_{ut} = t_w L_{wt} p_s \sigma_{sy} \cot \phi$	(2)
$Q_{ua} = \alpha (1 - \beta) t_w L_{wa} \nu_o F_c$	(3)
$\alpha = (\sqrt{\lambda w^2 + 1} - \lambda w) / 2$	(4)
$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p_s \sigma_{sy} / (\nu_o F_c)$	(5)
$\cot \phi = \min(2.0, \frac{L_{wb}}{2\alpha L_{wa}}, \frac{\sqrt{\nu_o F_c / p_s \sigma_{sy} - 1}}{\sqrt{\nu_o F_c / p_s \sigma_{sy} - 1}})$	(6.a)
$\cot \phi = 1.0$	(6.b)
$L_{wt} = L_w + D_c$	(7.a)
$L_{wt} = L_w + 2D_c$	(7.b)
$L_{wa} = L_w + 2D_c$	(8.a)
$L_{wa} = L_w + 3D_c / 2 + \sqrt{A_c e D_c} / t_w / 2$	(8.b)
$\nu_o = 0.7 - F_c / 2000$	(9)

t_w : 壁厚、 L_w : 壁長さ(柱内のり)、 D_c : 柱せい
 H_w : 壁の高さ、 $\lambda w = H_w / L_{wa}$ 、 $A_c e$: 柱断面積
 p_s 、 σ_{sy} : 壁板のせん断補強筋比、降伏強度
 F_c : コンクリート強度 ($p_s \sigma_{sy} \leq \nu_o F_c / 2$)

表3 終局強度の実験値と計算値の比較

$\cot \phi$	L_{wt} , L_{wa}	全試験体	せん断強度式
(6.a)	(7.a), (8.a)	1.15 (0.154)	1.19 (0.156)
(6.a)	(7.b), (8.b)	1.09 (0.140)	1.09 (0.145)
(6.b)	(7.a), (8.a)	1.19 (0.148)	1.23 (0.140)
(6.b)	(7.b), (8.b)	1.12 (0.132)	1.13 (0.132)

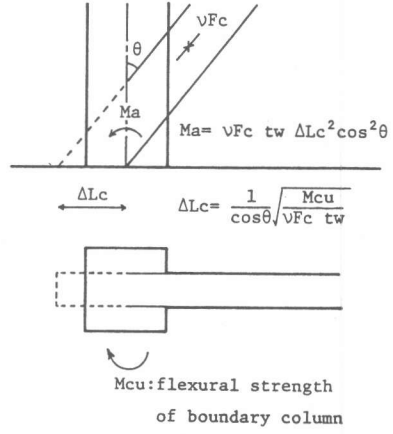


図1 側柱による圧縮ストラットの有効長さ増分

度時のせん断力に等しくなるために必要なコンクリート強度有効係数 ν_m を算定してみる。靱性検定用試験体について、強度算定式の検定で仮定した一定のコンクリート強度有効係数 ν_o (式(9)) に対する ν_m の比と終局変形角 R_u の関係を図3に示す。 ν_m / ν_o が小さいほど大きな変形能力があると評価できるが、ばらつきは大きい。設計用には、例えば、 ν_m の下限値を図のように設定し、目標とする(要求)変形角 R_u に対して、下限値で定められるコンクリート強度有効係数を用いて曲げ強度時のせん断力に対してせん断設計すれば、目標の変形能力が保証されることになる。

4 終局歪による終局変形算定式

4.1 曲げ変形の評価

変形の分離：強度比にもとづく靱性評価は、設計法としては実用的で簡便であるが、ばらつきが大きく、定量的な評価には限界があると思われるので、終局変形を曲げ変形とせん断変形に分離し、それぞれコンクリートの終局歪レベルにもとづいて直接算定する方法を試みる。実験結果の曲げ変形は、柱の軸方向変形によって生じる頂部あるいは1階床位置の変形と定義し、せん断変形は曲げ変形を全体変形から除いたものとする[3]。これらの算定が可能な試験体は変形成分検定用試験体22体である。

曲率と曲げ変形の関係：高さ y の位置における終局曲げ変形 $R_{ufcal}(y)$ は、曲率分布をモーメントと線形関係にあると仮定すると、終局時の壁脚の曲率 ϕ_{ou} から式(10) (表4、以下同じ) で算定される。壁脚で平面保持の仮定が終局状態に成り立つとすると、 ϕ_{ou} は、中立軸位置 X_n が決まれば、圧縮側側柱外縁部のコンクリートの終局歪 ϵ_{cu} 、あるいは側柱境界位置の壁板のコンクリートの終局歪 ϵ_{wu} を与えて式(2)により算定される。

曲げ理論による中立軸位置：中立軸位置を、通常の曲げ理論によって決定して、終局曲げ変形を算定してみる。コンクリート応力度歪関係を e 関数として、実験結果とほぼ適合性のよい終局歪として $\epsilon_{wu} = \epsilon_{cu} = 0.3\%$ とすると、実験結果の終局時の曲げ変形と比較して図4のようになり、一見実験結果と適合する結果が得られるが、この算定値は次の点で本質的に実験結果を説明していない。(1) 実験では、ほとんどの試験体で、終局強度および終局変形は柱脚の圧壊ではなく、壁板の斜め圧縮破壊 (web crushing) により決まっているが、曲げ理論では、中立軸は側柱の近傍あるいは

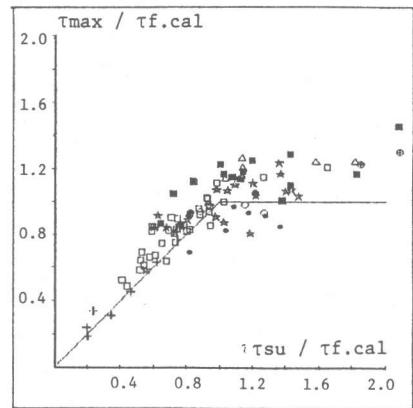


図2 終局強度の実験値と計算値

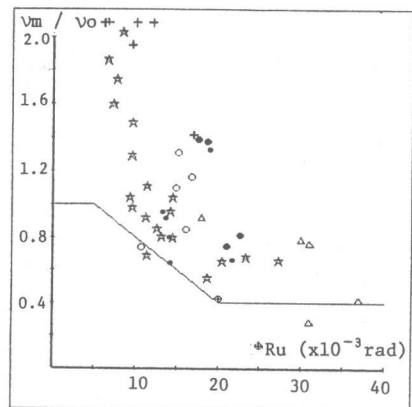


図3 曲げ強度時せん断力のせん断強度に必要なコンクリート強度有効係数と終局変形の関係

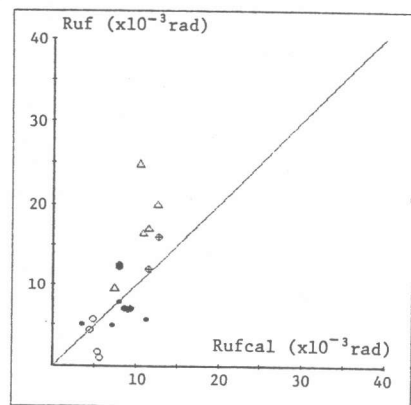


図4 曲げ理論による曲げ終局変形の計算値と実験値 ($\epsilon_{cu}=0.3\%$)

柱内になり、計算上壁板の歪は問題にならない。(2) 同じ配筋でシアスパン比のみ異なる試験体で、同じ曲率が計算されるが、実験では一般にこれらは明らかに異なっている。(3) 柱の終局歪は、柱の帯筋比にもよるが、実験では柱の中心位置でも0.5~1.0%程度の歪が観測されており(例えば 図5(文献[E2a]))、柱の外端部ではさらに大きく、これらの終局歪を用いると計算値は実験値を大幅に上回る。

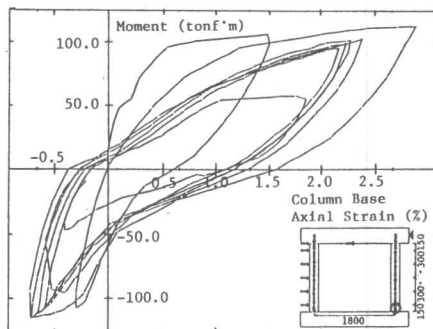


図5 側柱脚部の軸方向歪 (文献[E2a]、K 2)

平面応力場による中立軸位置の修正：以上の実験結果と曲げ理論の不整合を、塑性理論による平面応力場にもとづいて中立軸位置を簡略に定式化することにより修正する。図6に、ストラット、タイ、ノードの考え方[4]を基本として導いた耐震壁の終局強度算定式(文献[5])における静的許容応力場を示す。この図では、壁横筋の反力として必要な圧縮ストラットが現れ、壁脚部での圧縮域はかなり広がることになるが、これは、壁横筋が壁高さの1/2に集中しているものとして便宜的に取扱い、かつすべてが降伏していると仮定したためであるが、実際にはこの応力場は扇状になる。簡単のため、以下では、横筋の影響は無視し、縦筋と軸力に対する釣合いを考慮して、圧縮ストラットを図7のようにモデル化する。側柱断面積を等価な壁長さ L_w に置換した一様な壁厚の部材については、中立軸 X_{ne} は、式(12)~(18)であらわされる。

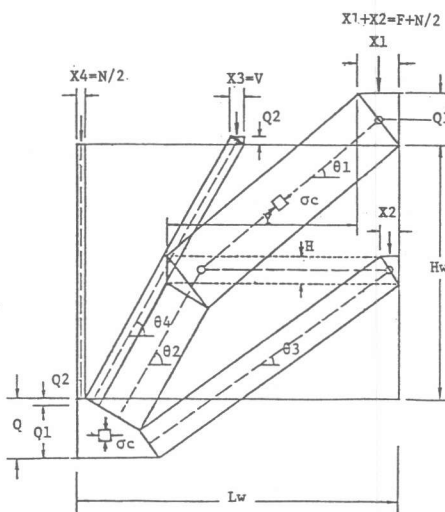


図6 塑性理論(文献[5])による圧縮ストラット

側柱は、せん断強度式と同様の考え方で、式(19)~(20)により、壁の有効長さの増分として置換する。この際、定軸力の1/2を負担を考慮する必要があるが、一般に繰返し加力を受ける試験体ではコンクリートが圧縮力を受ける前に鉄筋が圧縮力を負担するので、圧縮側の柱筋が定軸力の1/2を限度に圧縮力を負担すると考える。全試験体で主筋量は定軸力を負担する量を上回っているため、この仮定により、圧縮側の定軸力の影響は無視する。

以上の式と式(21)により、引張鉄筋の応力レベルおよびコンクリートの終局歪を与えると、終局曲げ変形が算定される。鉄筋の応力レベルは降伏応力を仮定し、結果的に定まる歪レベルで釣合いを確認するが、鉄筋の応力では歪硬化の影響も考慮し、算定される歪が歪硬化開始点(1.5%)を超える場合は、繰返し計算によって釣合いを満足する曲率を算定する。歪硬化以後の塑性剛性は、 $\sigma_y \cdot 100/6$ ($\sigma_y = 3.0 \text{ ton/cm}^2$ で、ヤング係数の約1/40)とした。

コンクリートの終局歪：コンクリートの終局圧縮歪レベルは、一律に、壁板では $\epsilon_{wu} = 0.35\%$ 、柱では $\epsilon_{cu} = 0.80\%$ と仮定する。ただし、実験結果の検討で、柱の歪により終局変形が計算されるのは4体で、実際問題としても側柱をある程度以上拘束すれば ϵ_{cu} はあまり決定的な意味はもたないと考えられる。コンクリート強度の有効係数 ν は、主として側柱近くの局所的な圧縮応力および歪を問題にしておりここでは拘束された柱が主体になること、また、曲げ理論との整合性等を考慮して一律に0.85と仮定した。

表4 終局変形算定式

$R_{ufcal}(y) = \phi_{ou} \cdot y (3 - y/H_w) / 6$	(10)
$\phi_{ou} = \min\{-\epsilon_{cu}/X_n, -\epsilon_{wu}/(X_n - D_c)\}$	(11)
$X_{ne} = (Q^2 + X^2) / X$	(12)
$Q = \{-H_w + \sqrt{H_w^2 + 4X(L_{we} - X)}\} / 2$	(13)
$X = F + V / 2 + N / 2$	(14)
$F = a_t \sigma_{ty}' / (\nu F_c t_w)$	(16)
$V = a_w \sigma_{wy}' / (\nu F_c t_w)$	(17)
$N = N_w / (\nu F_c t_w)$	(18)
$\Delta L_{wc} = (D_c + \sqrt{A_{ce} D_c} / t_w) / 2$	(19)
$L_{we} = D_c + L_{wo} + \Delta L_{wc}$	(20)
$X_n = X_{ne} - \Delta L_{wc} + D_c$	(21)
$R_{uscal} = (H_w / L_{we} + L_{we} / H_w) \epsilon_{wu}$	(22)

y : 水平変形測定位置の高さ、
 ϵ_{cu} : 柱端部コンクリートの終局歪、
 ϕ_{ou} : 壁板コンクリートの終局強度歪、
 a_t, a_w : 柱筋、壁筋の断面積、 N_w : 軸力、
 $\sigma_{ty}', \sigma_{wy}'$: 柱筋、壁縦筋の応力度 (歪硬化考慮)
 $\nu = 0.85$ 、その他の記号 : 表2 参照

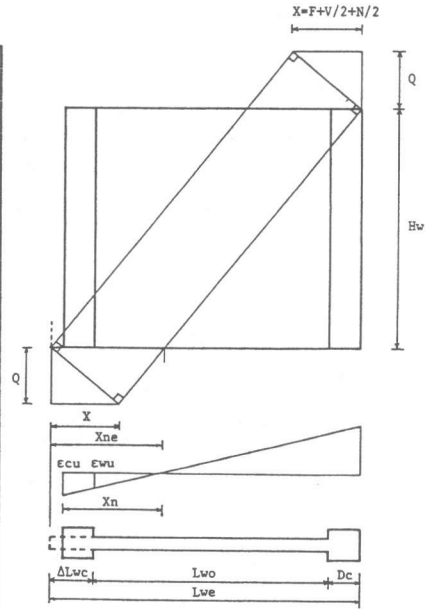


図7 簡略化した圧縮ストラット

4.2 終局せん断変形の評価

終局時のせん断変形角は、簡単のため対角方向に固定したストラット圧縮歪により算定する。対角方向の圧縮歪を一樣に終局歪 ϵ_{wu} と仮定すると、せん断変形による水平変形は、式(22)により算定される。コンクリートの終局歪は、厳密には、曲げ変形とせん断変形に対して、主歪の方向との関係を導入する必要があるが、簡単のため曲げ変形の算定と同じとした。絶対値も含めて今後さらに詳細に検討する必要がある。

4.3 実験結果との比較

以上の方法により計算される終局曲げ変形を変形成分検定用試験体の実験値と比較して図8に示す。曲げ変形は、曲げ理論による算定(図4)と比較して、特に実験値が小さい範囲で、適合性が大幅に改善されている。また、大部分の計算値で、実験と同様に壁板の歪で終局変形が決まっており、実験の破壊モードの違いが計算の上でも現れたものもある(シリーズ8)。

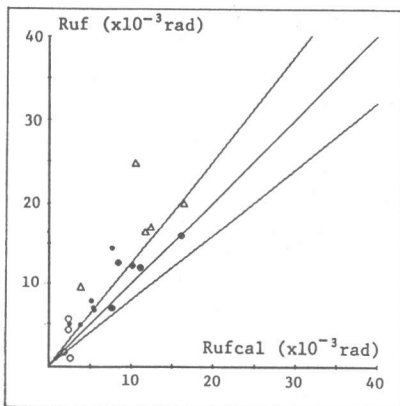


図8 終局曲げ変形の計算値と実験値

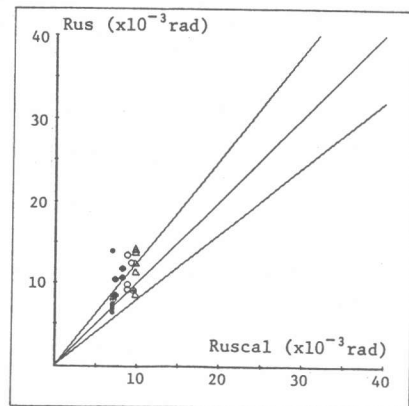


図9 終局せん断変形の計算値と実験値

終局せん断変形(図9)は、シリーズごとの傾向は概ね計算結果と対応しており、絶対値もほぼ一致する。曲げ変形とせん断変形の和として算定した終局水平変形の実験値と計算値を、靱性検定用試験体49体(ただし、壁筋比の少ない試験体($p_s < 0.25$ %)を除く)について比較すると図10のようになり、計算値はその傾向を大略捉えているといえる。

5 まとめ

耐震壁のせん断強度理論式を実験結果と比較して検証し、側柱の拘束効果を取り入れた算定式が精度を向上させることを示した。また、靱性評価法として、(1)せん断強度式にもとづく方法、(2)コンクリート終局歪にもとづく方法、を示し、それぞれ実験結果と比較した。(1)の方法は、設計への応用として実用的であるが、実験結果に対してはばらつきが大きい。(2)の方法では、実験で測定された変形を曲げ変形とせん断変形に分離して評価することにより、算定法が理論的に明快になり、平面応力場を基本として曲げ理論を修正した定式化により、通常の曲げ理論のみでは理解が困難な実験結果における終局変形の絶対値、シアスパン比の影響、破壊モード等を大略説明できることを示した。

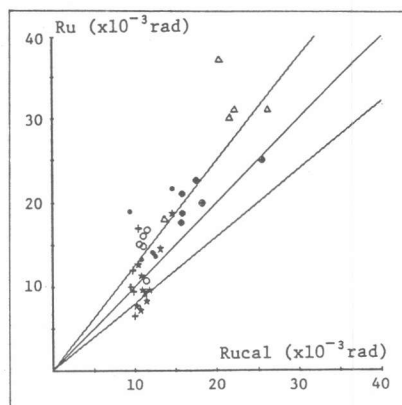


図10 終局水平変形の計算値と実験値
(靱性検定用試験体、 $p_s > 0.25$ %)

<謝辞>

本研究の内容に対して、日本建築学会RC運営委員会耐震設計小委員会せん断WGおよび日本コンクリート工学協会コンクリート構造物の靱性評価研究委員会(委員会報告書[6])の委員の皆様には有益な御指摘を賜りました。厚く御礼申し上げます。

<参考文献>

- [1] 南、渡辺『RC耐震部材のせん断設計式の開発-日本建築学会RC耐震設計小委員会せん断WGの考え方-』RC耐震壁のマクロモデルとFEMミクロモデルに関するパネルディスカッション論文集、1988年1月、pp.21-37.
- [2] 白石、狩野他『鉄筋鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏後の最大耐力に関する考察』日本建築学会構造系論文報告集、No.378、1987年8月、pp.91-101
- [3] 平石『耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算定方法』日本建築学会構造系論文報告集、No.333、1983年、pp.55-62.
- [4] Marti,P., "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design," ACI Journal No.82-4, Jan.-Feb. 1985, pp.46-56
- [5] 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12月
- [6] 壁谷澤『耐震壁の靱性評価』コンクリートの靱性とその評価法に関するコロキウム、第I編委員会報告書、日本コンクリート工学協会、1988年3月、pp. I-186 - I-201
- [E1a] 青山、加藤、勝俣『増設RC耐震壁の耐力と変形能力に関する実験的研究(その1)、(その2)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和57年10月、pp.1407-1410、『同(その3)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和58年9月、pp.2151-2152
- [E1b] 青山、細川、塩原『既存鉄筋コンクリート建物の耐震補強工法に関する研究(その1)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和60年10月、pp.81-82
- [E2a] 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加力実験』第6回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.717-720
- [E2b] 柚木、壁谷澤『厚壁型鉄筋コンクリート耐震壁の変動シアスパン加力実験』第7回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.369-372
- [E2c] 橋場、阿部、壁谷澤『高層耐震壁の耐力と変形能力に関する実験的研究』第9回コンクリート工学年次講演会論文集、pp.379-384
- [E3] 千葉、羽鳥他『建屋の復元力特性に関する研究(その8)~(その10)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和58年9月、pp.1509-1514、『同(その21)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和59年10月、pp.2375-2376、『同(その59)、(その62)、(その63)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和61年8月、pp.1117-1118、pp.1123-1126
- [E4] 東端、山口他『曲げ、せん断、軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験的研究(その1)(その2)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和50年10月、pp.1189-1192、『同(その3)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和51年10月、pp.1593-1594
- [E6] Barda, F., Hanson, J.M., and Corley, W.G., "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," Reinforced Concrete Structures In Seismic Zone, SP-53, American Concrete Institute, 1977, pp.149-202.
- [E5a] Oesterle, R.G., Aristizabal-Ochoa, J.D., Fiorato, A.E., Russel, H.G. and Corley, W.G., "Earthquake-Resistant Structural Walls - Test of Isolated Walls, Phase II," PCA Construction Technology Laboratories, 1979, 327pp.
- [E5b] Oesterle, R.G., Aristizabal-Ochoa, J.D., Shiu, K.N. and Corley W.G., "Web Crushing of Reinforced Concrete Structural Walls," ACI Journal, May/June 1984, Title No.81-22, pp.231-241
- [E6] Barda, F., Hanson, J.M., and Corley, W.G., "Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements," Reinforced Concrete Structures In Seismic Zone, SP-53, American Concrete Institute, 1977, pp.149-202.
- [E7] 小野他『鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究(その7)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和51年10月、pp.1601-1602、遠藤、小野他『同(その16)、(その17)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和52年10月、pp.1631-1634、小野他『鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験研究(その1)』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和52年10月、pp.1645-1646
- [E8] 平石他『鉄筋コンクリート造耐震壁の曲げ降伏以後の変形性状に関する実験的研究』日本建築学会大会学術講演梗概集、昭和59年10月、pp.1941-1944