

論文 RC造異形断面柱の荷重－変形関係の評価法

加藤 大介^{*1}・孫 浩陽^{*2}

要旨：設計で使用できる程度に簡略な、RC造異形断面柱の荷重－変形関係の評価法を提案する。対象とする異形断面は袖壁付の柱であり、曲げ挙動とせん断挙動に分離して評価し、各変形における小さい値がその異形断面の荷重となる。せん断挙動は日本建築学会の靱性保証型設計法の手法を異形断面に拡張して用いる。曲げ挙動は袖壁断面モデルと柱断面モデルの2つのモデルで曲げひび割れ点、降伏点、降伏強度喪失点、軸力負担能力喪失点を評価し、その包絡線により評価する。

キーワード：袖壁つき柱、せん断強度、曲げ強度、変形能、軸力負担能力喪失点

1. はじめに

筆者らは、既往の文献¹⁾でRC造異形断面柱の面内加力実験について報告した。終局状態に至るまでの挙動を、曲げとせん断力による影響を分離して評価することを目的としており、軸力をパラメータとし、袖壁部分に閉鎖型せん断補強筋を用いた試験体となっている。

本論文では、袖壁付の柱を対象にして、設計で使用できる程度に簡略な荷重－変形関係の評価法を提案する。曲げ挙動とせん断挙動に分離して評価し、各変形における小さい値がその異形断面の荷重となる。検討には、既往の実験結果^{1)～7)}を用いた。

2. せん断力に対する挙動の評価法

2.1 既往のせん断強度式の適用法

設計や診断で多用されている異形断面用のせん断強度式としては日本建築センターの建築物の構造規定⁸⁾の式がある。これは長方形断面に対する実験式を異形断面用に修正したものであり、本論文では構造規定式と呼ぶ。

構造規定式では変形能を直接評価することはできないが、変形能まで評価できるせん断強度式としては日本建築学会の終局強度型設計耐震指針⁹⁾に示されているトラス機構とアーチ機構に基づいた式がある（終局強度型による式

と呼ぶ）。ただし、この式は異形断面に対応していないので、本論文では、図-1に示すように、異形断面を柱と袖壁に置換して適用し、その最大値を異形断面のせん断強度とした。なお、図に示すように、壁筋が柱型を貫通している場合は柱置換モデルのせん断補強筋に壁筋を含め、貫通していない場合には含めない。

終局強度型による式を用いた場合の曲げ降伏後の変形能は、塑性回転角 R_p がコンクリート強度の有効係数と関連づけられているので、曲げ強度とせん断強度が一致するところの R_p として求まる（変形能としては降伏変形を加えた $R_y + R_p$ ）。

2.2 靱性保証型設計法の適用法（提案式）

日本建築学会の靱性保証型耐震設計指針¹⁰⁾では、横補強筋によるコアコンクリートの拘束効果を考慮し、終局強度型によるせん断強度式を修正した式が提案されている（靱性保証型による式と呼ぶ）。この式は、アーチ機構に対しては全断面が有効であるが、トラス機構に対しては閉鎖型横補強筋により囲まれたコアコンクリートのうち有効に拘束される部分のみが有効と考えるところに特徴がある。有効に拘束される部分のコアコンクリートに対する面積比（ α ）は、帯筋間隔（ s ）が小さくなるほど、あるいは、中子筋の数が増えるほど1（全断面

*1 新潟大学教授 工学部建設学科 工博（正会員）

*2 新潟大学大学院

拘束を意味する)に近くなるように式(1)で与えられている。

$$= (1 - s/2j_e) \cdot (1 - bs/4j_e) \quad (1)$$

ここで、 j_e は断面のトラス機構に対する有効せい、 bs は断面のトラス機構に対する有効幅 (be) を中子筋の本数 + 1 で除したもの (中子筋を含めた横補強筋同士の間隔に相当) である。(詳しくは文献¹⁰⁾を参照)

本論文では、この靱性保証型の手法を異形断面に拡張して用いる。具体的には、トラス機構に関しては横補強筋に拘束されている柱型断面のみを対象に靱性保証型と同様に評価する。ただし、袖壁付き柱断面の有効拘束面積比 s は、

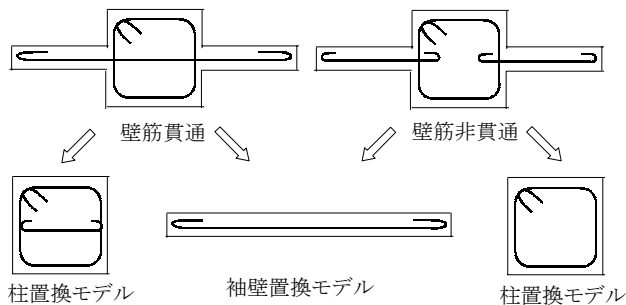


図 - 1 終局強度型によるせん断強度式を適用する場合の柱置換モデルと袖壁置換モデル

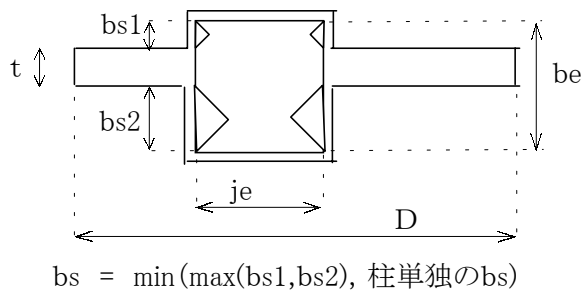


図 - 2 異形断面モデルの記号と拘束領域

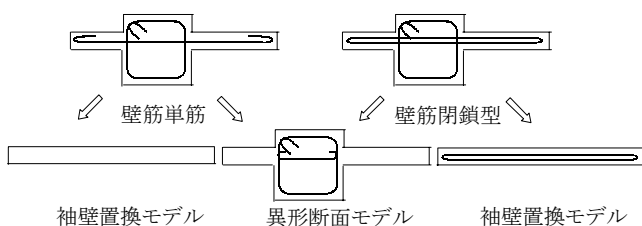


図 - 3 靱性保証型のせん断強度式を適用する場合の異形断面モデルと袖壁置換モデル

図 - 2 に示すように、袖壁のとりつく部分は有効に拘束されるとし、袖壁のつく部分とつかない部分を平均化した式(2)により評価する。

$$s = t/be + \cdot (be - t)/be \quad (2)$$

ここで、 s は袖壁のとりついていない部分のみの有効拘束比で、式(1)により求める。このときの bs は、簡略化のため $bs1$ と $bs2$ の大きい方とするが、中子筋の存在により柱単独の bs がそれよりも小さくなる時は柱単独の bs としてよい(図 - 2 参照)。

次に、アーチ機構は横補強筋による拘束は不要なので、アーチ機構が存在する場合には、そのせいは袖壁を含めた全せい D (図 - 2 参照) で評価する。ただし、その幅は袖壁厚さ t を上限とする。

以上が異形断面への適用法であるが、柱型に比べて袖壁断面が大きい場合には、袖壁断面だけのせん断強度が前述の異形断面強度より高くなる場合があるので、図 - 3 に示すように、異形断面モデルと袖壁置換モデルに分離して評価し、その大きい方をせん断強度とする。この際、袖壁置換モデルも靱性保証型によるせん断強度式を適用するが、袖壁の壁筋が単筋の場合には、トラス機構は期待せず、アーチ機構のみとする。

3. 曲げ挙動の評価法 (提案式)

3.1 考え方

袖壁を有する柱の曲げ挙動の特徴は、早期に袖壁部分が圧壊し、強度が急激に低下するが、その後柱断面が曲げに抵抗し、安定した挙動を示すところにある。袖壁が圧壊するところだけを取り出すと、変形能に乏しい部材と評価せざるをえないが、軸力保持性能等を考えると柱単独断面程度の性能は示す。従って、異形断面の特性を表現するために、以下のモデル化を試みる。すなわち、図 - 4 に示すように、異形断面を袖壁断面のみと柱断面のみの2つにモデル化し、曲げひび割れ点、降伏点、降伏強度喪失点、軸力負担能力喪失点をそれぞれ評価し、その包

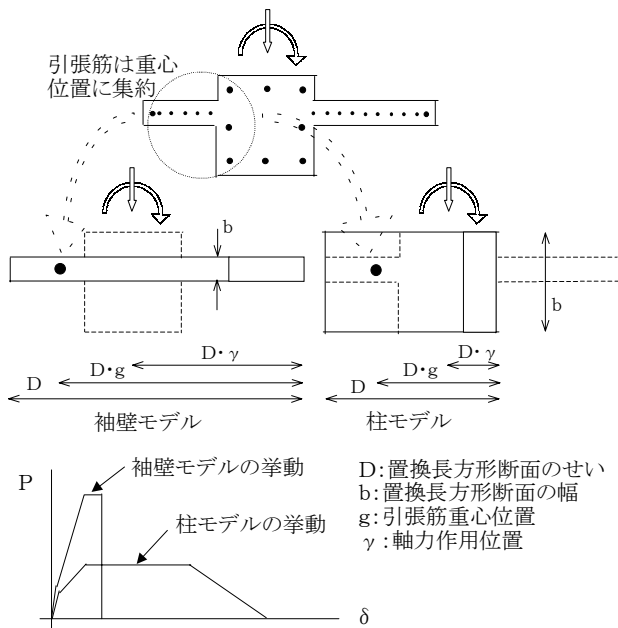


図 - 4 異形断面の曲げ抵抗モデル

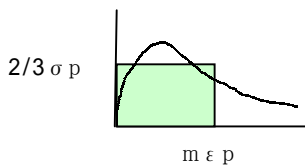


図 - 5 式(4)で想定したコンクリートモデル

絡線を曲げによる挙動とする。

袖壁モデルは柱型を無視したもので、柱モデルは圧縮側袖壁を無視し、引張り側の袖壁を包絡する長方形断面に置換したものである。いずれのモデルも引張に有効な全軸方向筋 (a_t) を重心位置に集約し、軸力 (N) は柱型のあった場所の中心位置に作用させる。

3.2 曲げ降伏強度の評価法

いずれのモデルも長方形断面なので、曲げ降伏点までは、一般的な方法で求められる。ここでは、降伏変形は菅野式を用い、曲げ強度は式(3)によった。

$$M_y = 0.9 a_t \cdot y \cdot D \cdot g + \cdot N \cdot D (1 - N / (b \cdot D \cdot F_c)) \quad (3)$$

ここで、記号は図 - 4 に示した。

3.3 変形能の評価法

靱性保証型耐震設計法では、曲げ降伏強度を保てなくなる部材角 R_f として、式(4)が示されている。

$$R_f = R_y + u \cdot D \quad (4)$$

$$u = \begin{cases} (m \cdot p / j e) \cdot (2/3) / e & (1/3 \leq e < 2/3) \\ (m \cdot p / j e) \cdot (2/3) / (5e - 4/3) & (1/3 \leq e < 2/3) \end{cases}$$

ここで、 e はコアコンクリートのみの等価軸力比で横補強筋による拘束効果を考慮して求める(等価軸力を $p \times$ コア断面積で除したものの、詳細は文献¹⁰⁾参照)、 p_c 、 p は拘束コンクリートの最大応力度およびその時の軸歪度である。式(4)はコンクリートをストレスブロックに置換して平面保持を仮定した曲げ解析により定式化されたものであるが、係数 m はストレスブロックの最大歪度を表す指標である(図 5 参照)。靱性保証型設計法では、安全側(20%下限)に評価する値として実験的に得られた $m = 1.9$ が報告されている。

本論文では曲げモデルの降伏強度を維持できなくなる点を式(4)で評価した。ただし、柱モデルのコア断面はかぶり厚さが実在する柱型と同じと仮定して求めた。また、 p_c と p は実在する柱型を対象にして、New R C プロジェクトの成果によるモデル¹¹⁾を用いて評価した。一方、袖壁モデルでは、一般に壁筋が単筋であることが多いこと、および、複筋になっていても拘束効果は大きくない(壁厚に比べて壁筋間隔が広い)ことを考慮して、拘束効果は無視した。すなわち、全断面で軸力比を算出するかわりに、 p_c は無拘束コンクリートの値を用い、係数 m は 1 とした ($m = 1$ は無拘束のコンクリートが最大応力度に達した後に急激に応力度が低下することを意味している)。

次に、軸力負担能力喪失点であるが、筆者らは、軸力負担能力喪失点も式(4)で評価を試みている¹²⁾。これは最終的に軸力負担能力を失う部材角を表す m を逆算したもので、平均的に評価式として $m = 12$ が、20%下限式としては $m = 6$ (耐力係数 $\beta = 0.5$) が報告されている。そこで、本研究では軸力負担能力喪失点を安全側に評価する係数として $m = 6$ を用いた。ただし、

文献 12)は研究の途中経過を紹介した梗概であり、ばらつきも大きいことからより信頼性のあるmの値は今後の課題と考える。

袖壁モデルの軸力負担能力喪失点であるが、無拘束コンクリートは最大応力度に達するとただちに強度を失うとして、軸力負担能力喪失点においても降伏強度を維持できなくなる点と同様に $m = 1$ とした。

4. 評価結果

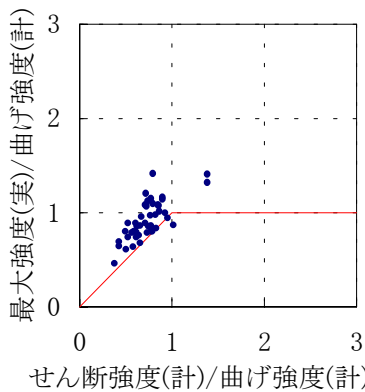
4.1 せん断強度と曲げ強度

既往の実験結果^{1)~7)}を用いて、評価式の精度を検討した。検討した試験体は計45体で、内3体が片側のみに袖壁がとりつくものである(他は左右対称袖壁)。

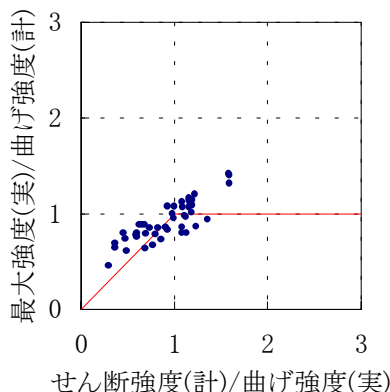
図 6 にせん断強度式として構造規定式を適

用した場合の、実験値と計算値の比較を示す。両軸とも曲げ強度計算値で基準化しており、図(a)が曲げ強度にも構造規定に示されている式を使った場合、図(b)が式(3)を使った場合である。同様に、終局強度型によるせん断強度式を適用したものを図 - 7 (a)(b)に、提案式である靱性評価型によるせん断強度式を適用したものを図 - 8 (a)(b)に示す。

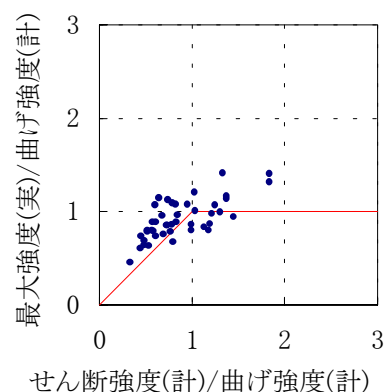
せん断強度に構造規定式を用いたもの(図 - 6)は実験値を安全側に評価しているが、ほとんどの試験体をせん断破壊型と評価する結果となった。終局強度型による場合(図 7)と靱性保証型による場合(図 - 8)は、構造規定式に比べせん断強度をより高く評価する傾向にあるが、その結果、実験値が計算値を下回るものも若干見られる。曲げ強度に関して言えば(そ



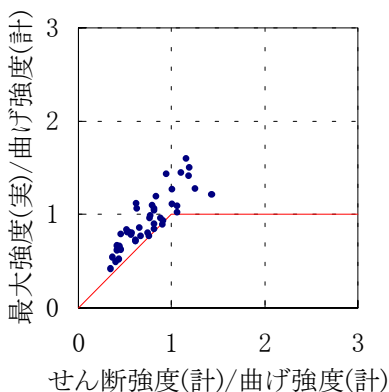
(a) 曲げ強度に構造規定式を適用



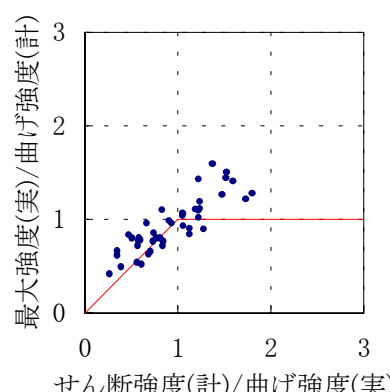
(a) 曲げ強度に構造規定式を適用



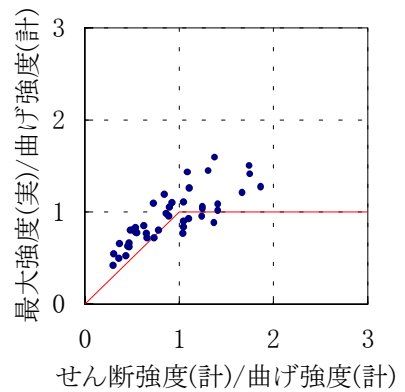
(a) 曲げ強度に構造規定式を適用



(b) 曲げ強度に提案式を適用
図 - 6 構造規定式によるせん断強度式を適用した場合の精度



(b) 曲げ強度に提案式を適用
図 - 7 終局強度型設計法によるせん断強度式を適用した場合の精度



(b) 曲げ強度に提案式を適用
図 - 8 提案式(靱性保証型適用)によるせん断強度式の精度

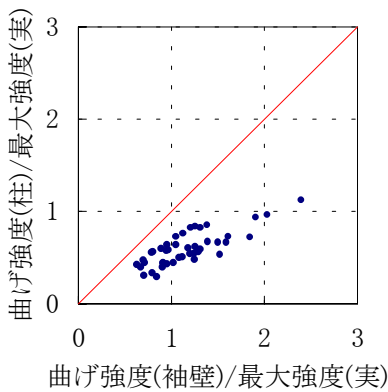
れぞれで図(a)(b)の比較)構造規定式(図(a))よりも提案式(図(b))の方が若干低めの評価をしている。

ところで、提案式は曲げ強度が柱モデルと袖壁モデルの強度の最大値を、せん断強度が異形断面モデルと袖壁置換モデルの最大値をとる。そこで、それぞれでモデル化の差による強度の影響をみるために、図-9にモデル化による強度を比較する。図(a)が曲げ強度、図(b)がせん断強度であるが、いずれも軸は実験値で基準化してある。曲げ強度は全試験体で袖壁モデルの方が大きい、せん断強度では袖壁モデルの方が異形断面モデルより大きい場合もあることがわかる。これらは袖壁が長い場合である。

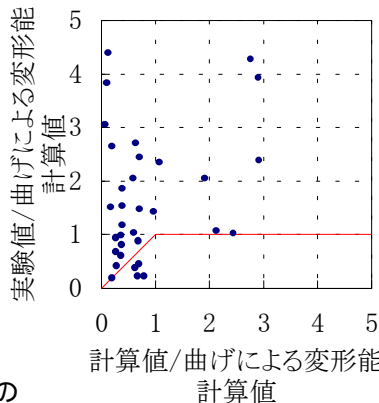
4.2 変形能(曲げ降伏強度喪失点部材角)

本節では、曲げ降伏強度喪失点として定義した変形能の実験値と計算値を比較する。実験値は包絡線上で復元力が最大耐力の80%以下に低下するときの部材角とした。異形断面の場合はこの点は袖壁部分の圧壊により決まるので、異形断面の挙動の中では変形能と定義するにはふさわしくないとと思われるが、従来の設計体系との連続性を考えて評価しておく。

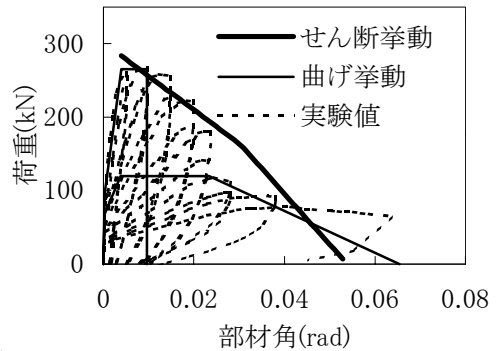
図10に、せん断強度式を用いた場合の、変形能の実験値と計算値を比較する。図(a)が提案式である靱性保証型によるせん断強度式、図(b)が終局強度型である。曲げによる変形能の影響も取り入れるために、両軸を曲げにより決まる変形能(R_f)で除して示した。なお、曲げによる変形能とは袖壁モデルに式(4)($m=1$)



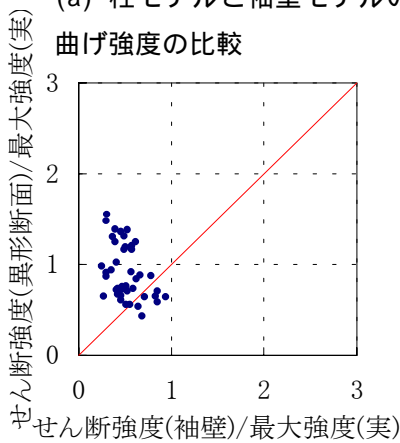
(a) 柱モデルと袖壁モデルの曲げ強度の比較



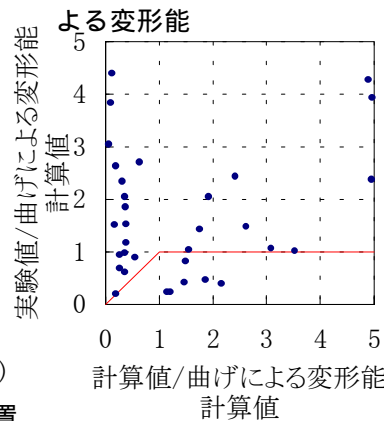
(a) 提案式(靱性保証型)による変形能



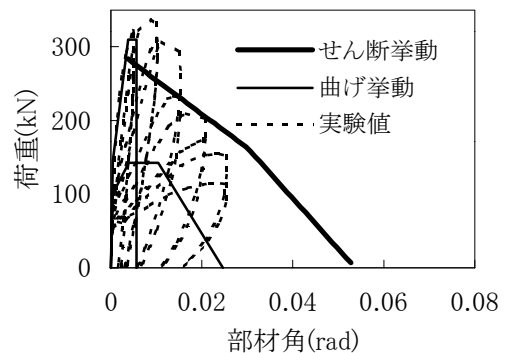
(a) CSW-1¹⁾



(b) 異形断面モデルと袖壁置換モデルのせん断強度の比較



(b) 終局強度型設計法のせん断強度式を適用した場合



(b) CSW-2¹⁾

図-9 提案式(曲げ強度とせん断強度)を適用した場合のモデル化による強度の比較

図-10 曲げによる変形能で基準化したせん断強度式による変形能の評価精度

図-11 荷重変形関係の実験値との比較

を適用したものである。

結果はいずれも大きなばらつきが見られたが、終局強度型による場合(図(b))に比べ、靱性保証型を用いた場合(図(a))はほぼ安全側の評価となった。

4.3 荷重 変形関係

前述したように、袖壁を有する柱はその挙動が複雑なので、荷重 - 変形関係をより現実的に評価することが重要である。本節では、既往の実験結果の荷重 - 変形関係と評価結果を比較した。曲げ挙動の計算値は図 - 4 に示した袖壁モデルと柱モデルの荷重 - 変形関係の包絡線(ある変形において大きい方の荷重)とする。せん断挙動の計算値はコンクリート強度の有効係数

を変化させたときのせん断強度と $R_y + R_p$ の関係とした。最終的な計算値は曲げ挙動とせん断挙動の小さい方となる。

図 11 に荷重 - 変形関係の実験値¹⁾と計算値を比較して示す。これらの試験体は袖壁の配筋が複筋になっており、比較的高軸力が作用している試験体である。特に、試験体 CSW-2 (図(b))は軸力負担能力喪失点まで加力を行っており、曲げ挙動の軸力負担能力喪失点は実験値とよく一致している。

5. まとめ

(1)構造規定式によるせん断強度は実験値を安全側に評価したが、ほとんどの試験体がせん断破壊型となった。

(2)提案したせん断強度式(靱性保証型)は、若干危険側となったデータもあるが、ほぼ精度良く実験値を評価した。また、この式を用いて変形能(曲げ降伏強度喪失点)も評価しうる。

(3)荷重 - 変形関係の実験値を計算値と比較した結果、計算値は実験値を大略評価した。

謝辞 本論文で用いた実験データは大谷裕美さん(元新潟大学大学院、現(株)エスパス)作成によるものである。また、曲げ挙動解析に

関しては望月広平氏(新潟大学学生)に多大な尽力をいただいた。

参考文献

- 1)孫浩陽、佐々木潤一郎、東川敬子、加藤大介：RC造異形断面柱の変形能評価実験、第23回コンクリート工学年次論文報告集 23-3、pp.151-156、2001年
- 2)野村設郎、大森茂樹：RC造垂れ壁・袖壁・腰壁付柱の剛域及び復元力特性、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州) pp.1451-1452、1981
- 3)東洋一、大久保全陸：鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験(その1：せん断補強の少ない場合)、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北) pp.1405-1406、1973
- 4)東洋一、大久保全陸、藤又康：鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験(その2：壁厚の異なる場合、袖壁を付加して補強する場合)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸) pp.1289-1290、1974
- 5)東洋一、大久保全陸：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その9CWシリーズ：袖壁付き柱の実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸) pp.1305-1306、1974
- 6)東洋一、大久保全、山本嘉孝、山根一博、磯健一：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その37CWシリーズ：袖壁付き柱の第2次実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海) pp.1417-1418、1976
- 7)益尾潔、井上寿也、小林淳、服部明生：壁付きRC柱の新しい耐震補強工法(CFアンカー)の開発 その7 袖壁付き柱の面内加力下の構造性能、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国) pp.付-75 - 付-76、1999
- 8)日本建築センター：建築物の構造規定、1990
- 9)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・同解説、1990
- 10)日本建築学会：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
- 11)平成4年度 New Rc 研究開発概要報告書 C-7)コンファイド コンクリートの力学特性に関する資料のとりまとめ、国土開発技術センター
- 12)加藤大介、保坂敦史、大西幸一：曲げとせん断力を受けるRC造柱の軸力保持性能、第一回日本地震工学研究発表会・討論会梗概集、pp.271、2001年11月