

論文 RC造柱の耐力に及ぼす袖壁長及び袖壁厚の影響に関する解析

大宮幸*1・香取慶一*2・林静雄*3

要旨: 現在使用されている袖壁付き柱の曲げ及びせん断終局強度式は、梁・柱のものより信頼性が低い。そこで壁厚、壁長を主な変動要因とし、曲げ解析及び3次元FEM解析を行った。この結果、現行の曲げ終局強度式は、袖壁付き柱の曲げ耐力を適切に評価できないことを示し、新たな曲げ終局強度式を提案した。また、せん断終局強度式は、解析値と比較的良好な適合性を示したが、壁長が大きくなるほど、計算値は解析値に比べ低めの値を取ることを示した。

キーワード: 袖壁付き柱, 袖壁長, 袖壁厚, 曲げ解析, 3次元有限要素法解析

1. はじめに

1968年十勝沖地震で非構造壁による構造被害が報告されて以来、非構造壁に関する研究は数多くなされてきたが、このうち袖壁付き柱の実験はわずかであり、十分検討がなされているとは言い難く、袖壁付き柱の耐力評価式は柱や梁に比べ信頼性が低いものとなっている。そのため袖壁は柱の耐力を高めるなど構造体としての効果があるにも関わらず、スリットなどにより柱部材から絶縁され、柱耐力に影響を及ぼさないように設計されている。また、耐震診断においてはあるがままの建物を適切に評価する必要性があり、袖壁が柱に及ぼす影響を明確にする必要がある。本研究は、柱に袖壁が付加する場合を考え、その壁長、壁厚を主な変動要因とし、これらが柱の耐力に与える影響を曲げ解析、および3次元FEM解析により検討したものである。

た断面は文献1)の第6章、補強計算例にある校舎の桁行き方向中柱を参考にして決定した。解析断面の一例を図1に示す。変動要因は壁厚比 α 、張出比 β 、軸力 N である。解析試験体の一例を表1に、また材料特性を表2に示す。なお軸力は断面の中心位置に作用させた。

2.2 解析結果及び計算値との比較

(1) 曲げモーメント-軸力相関曲線

解析から得られた各要因別の曲げ終局強度に関する曲げモーメント-軸力(M-N)相関曲線を図2に示す。図の縦軸の ΣA は、壁も含めた全

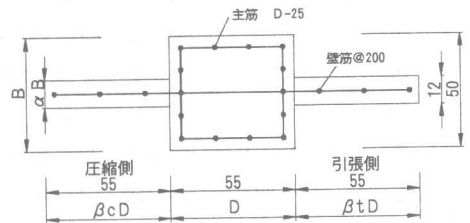


図1 解析試験体の一例
(壁厚比 $\alpha = 0.24$, 張出比 $\beta = 1.0$)

2. 袖壁が柱の曲げ耐力に及ぼす影響

2.1 解析概要

袖壁厚、袖壁長が袖壁付き柱に及ぼす影響を検討するために、e関数法による曲げ解析を行った。解析対象とし

表1 解析試験体一覧

変動要因	
壁厚比 α	0.24, 0.40
張出比 β	0.5, 1.0, 1.5, 2.0
共通要因	
柱 B×D	500×550(mm)
柱主筋	14-D25 Pt=0.7%
壁縦筋	9φ-@200

表2 材料性質一覧

コンクリート	圧縮強度	強度時歪	ヤング係数
	$\sigma_c(N/mm^2)$	ϵ_c	$E_c(N/mm^2)$
	21.4	0.002	2.04×10^4
鉄筋	鉄筋径	降伏強度	ヤング係数
		$\sigma_y(N/mm^2)$	$E_s(N/mm^2)$
	D25	357.1	2.04×10^5
	9φ	306.1	2.04×10^5

*1 東京工業大学大学院 工修 (正会員)

*2 東京工業大学助手 建築物理センター 工修 (正会員)

*3 東京工業大学教授 建築物理センター 工博 (正会員)

袖壁付き柱の曲げ終局強度式^{2), 3)}

$$Mu = (0.9 + \beta)at * \sigma_y * D + 0.5ND \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{be * D * F_c} \left(1 + \frac{at * \sigma_y}{N} \right)^2 \right\} \dots (1)$$

at : 柱主筋断面積 σ_y : 柱主筋降伏強度 N : 軸力 be : 等価長方形断面積の幅 (= $\Sigma A / [(\beta t + \beta c + 1) D]$ ΣA : 全断面積) F_c : コンクリート強度 尚, (1)式の $\beta = \beta_c$

(このほかの記号は図1参照)

壁の曲げ終局強度式^{2), 3)}

$$Mw = 0.9 * at * \sigma_y * D + 0.4 * aw * \sigma_{wy} * D + 0.5 * N * D \left(1 - \frac{N}{B * D * F_c} \right) \dots (2)$$

(3)式を袖壁付き柱に適用するにあたり、

at σ_y : 壁縦筋の断面積とその降伏強度の積 aw σ_{wy} : 柱主筋の断面積とその降伏強度の積

B : be D : 袖壁も含めた全せい (= (1+2 β)D) とした。

断面積である。袖壁付き柱の場合、軸力が柱の引張主筋に対する釣合軸力を越えても、引張側の壁筋が存在するため、軸力の増加とともに曲げ終局強度は上昇するが、その傾きは大きくなる。これは壁厚と柱幅が異なるため、中立軸が柱内部にはいると、コンクリート合力作用位置の動きが変化するためである。袖壁付き柱が長方形断面に比べて複雑なM-N曲線を描くことがわかる。

(2) 解析値と計算値の比較

(1)式は既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説²⁾、建築物の構造規定³⁾などに記載され現在用いられている曲げ終局強度式である。この(1)式と解析結果を比較したものが、図3の太線である。また(1)式には特に軸力上限値は設けられていないが、(1)式の妥当性を検討している文献⁴⁾には上限値が示されている。そこで文献⁴⁾から軸力上限値を計算し考慮したものが、同図の点線である。軸力比0~0.5までを考えると、(1)式は軸力上限値の考慮に関わらず、計算値は解析値に対し、軸力比0.1付近を境に低軸力では低めの値を、高軸力では高めの値をとることがわかる。計算値に対する解析値の比は、軸力0の時に最大2.3($\alpha=0.4, \beta=2.0$)、軸力0.5で最少0.68($\alpha=0.28, \beta=2.0$)である。現行の袖壁付き柱の曲げ終局強度式はM-N関係を適切に評価できないことがわかる。また、文献²⁾では β により壁として扱う場合があるため、壁の曲げ終局

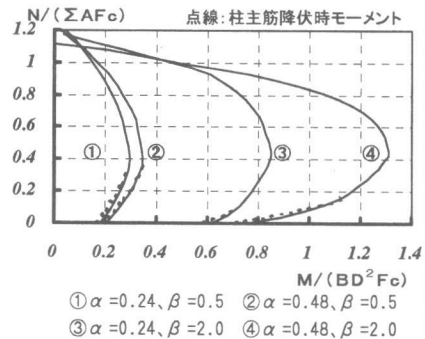


図2 M-N 相関曲線

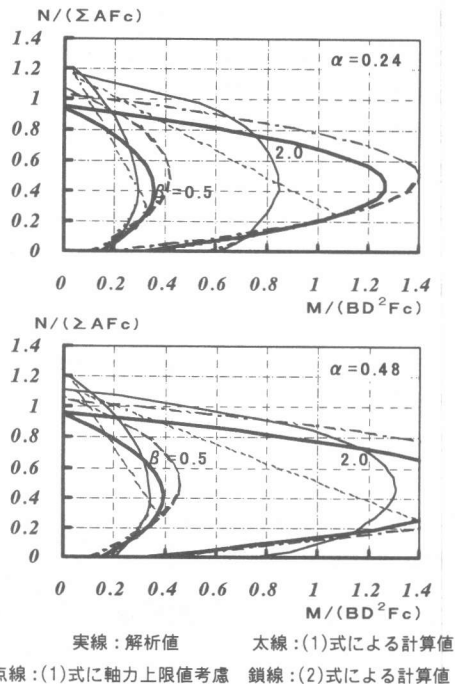


図3 計算値と解析値の比較

袖壁付き柱の曲げ終局強度 提案式

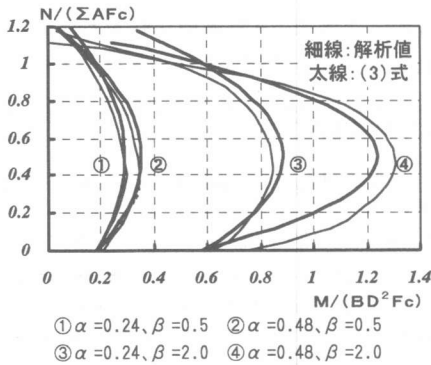
$$M = at * \sigma_y [0.8 + \beta c (0.6 \beta c + 0.7)] D + aw * \sigma_w y [1 + 0.5(\beta c + \beta t)] D + aND \left(1 - \frac{N}{\Sigma A * F_c} \right) \dots (3)$$

ここで、袖壁付き柱の曲げモーメントを軸力の二次関数で表現すると、

$$\frac{M}{Z * F_c} = v \left(w - \frac{N}{\Sigma A * F_c} \right)^2 \Leftrightarrow M = \left[v * \frac{Z}{\Sigma A * D} \right] ND \left(2w - \frac{N}{\Sigma A * F_c} \right) + C'$$

この式の点線部分がaにあたる。柱の場合、 $v=1/6$ 、 $w=0.5$ であるので、これを用いて袖壁について計算を行うと下式が導かれる。(断面積は $\Sigma A = (1 + 2\beta)BD$ とした)

$$a = 0.5 \left(\frac{1 + 2\alpha\beta^3 + 6\alpha\beta(1 + \beta)^2}{(1 + 2\beta)^2} \right) \dots (4)$$



① $\alpha=0.24, \beta=0.5$ ② $\alpha=0.48, \beta=0.5$
③ $\alpha=0.24, \beta=2.0$ ④ $\alpha=0.48, \beta=2.0$

図4 計算値と解析値の比較

強度式((2)式)を袖壁付き柱断面に適用して計算したものが、同図の鎖線である。(2)式を適用するにあたって断面のモデル化の検討の余地はあるが、(2)式を適用した場合にも、袖壁付き柱の曲げ耐力を適切に評価できないことがわかる。

(3) 曲げ強度式の提案

(1),(2)式とも、軸力と曲げモーメントの関係を適切に表現出来ない。従って、これらを適切に、また柱と袖壁付き柱を連続的に評価できるよう、袖壁付き柱の終局曲げ耐力を表現したのが(3)式である。(3)式の第一項、第二項は以下のa)~c)で仮定される軸力0時の断面のモーメントを計算することで求めた。a)壁縦筋は壁の中央に集中して存在しそれぞれ終局時に圧縮・引張降伏 b)柱主筋はすべて終局時に引張降伏 c)主筋の応力中心間距離は軸力0時の曲げ解析結果から β の関数として逆算的に求めたものを使用。また、(3)式の第三項で、文献2)による柱の曲げ終局強度式の第二項に、袖壁付き柱の断面係数と断面積に関する係数aをかけ

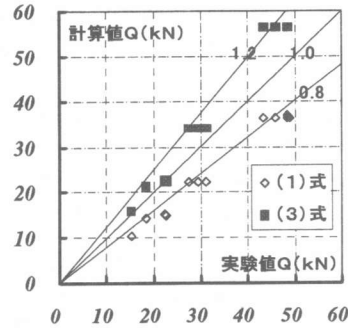


図5 提案式と実験値の比較

ることにより、軸力によるM-N曲線の変化を表現した(aについては(4)式参照)。この(3)式による計算値と解析値を比較したものが図4である。計算値と解析値の比は軸力0から最大圧縮軸力の範囲において0.8~1.2となり、両者は良い対応を示している。また、文献4)による既往の実験値と(3)式による計算値を比較したのが図5である。解析値は実験値に対しても良い対応を示している。以上の結果より(3)式は袖壁付き柱の曲げ終局強度を適切に評価できるものと思われる。

3. 袖壁が柱のせん断耐力に及ぼす影響

袖壁長、壁厚、補強筋量が柱の力学性状及びせん断耐力に及ぼす影響を3次元有限要素法解析を行い検討する。

3.1 解析概要

コンクリート要素は9個の非適合モードを含むアイソパラメトリック6面体を用いている。コンクリート要素の応力-歪み関係は図6に示

すとおりの圧縮域を非線形とし、最大耐力以降の軟化域、及び引張域は線形とした。ひび割れ及び圧縮破壊は、コンクリートの主応力が最大強度を超えたときに発生すると判断する。鉄筋は線材とし、応力歪み関係はbi-liner型で表現する。柱主筋、及び壁縦筋とコンクリートの付着はボンドリンクで表現し、付着応力-滑り関係はbi-liner型で表現する。柱補強筋、及び壁横筋はコンクリートと完全付着とした。

3.2 解析試験体

試験体は、文献5)による既往の実験結果と解析を比較したAシリーズと、Aシリーズの試験体3b105を基準に、壁厚比、張出比、柱補強筋及び壁横筋を変動要因としたBシリーズがある。図7に要素分割の一例を示す。加力は図7のとおり、試験体下部を固定し、試験体上部両端に強制変位を与えることで行った。材料特性を表3に、Aシリーズの試験体及び解析結果一覧を表4に、Bシリーズの試験体一覧を表5に示す。

3.3 解析結果

3.3.1 実験値と解析値の比較 (Aシリーズ)

荷重-変位関係を図8に示す。解析での変位の取り方は、文献5)による方法と同じである。図8、表4より、解析値は初期剛性から最大耐力時まで、実験値と概ね良い対応を示すことを確認した。ただしa/dが2でβが

大きい試験体4b220は、壁せん断ひび割れ発生後の剛性が実験に比べ低く、最大耐力は実験値より2割程度低めである。これは、解析では壁横筋のダボ効果を無視しているためと思われる。

3.3.2 各要因がせん断耐力に与える影響 (Bシリーズ)

3.3.1節において、解析の妥当性を示したとして、以下Bシリーズの検討を行う。

破壊形式の判断：図9にAシリーズ試験体の計算値と実験値、解析値の比較を示す。図の縦軸は実験値または解析値の最大耐力Qを、(3)式

袖壁付き柱のせん断終局強度式³⁾

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053pte^{0.23}(180+Fc)}{M/(Q*de)} + 2.7\sqrt{pwe*\sigma_{wy} + 0.100e} \right\} be*je \quad \dots(5)$$

$$0.5 \leq M/(Q*de) \leq 2 \quad \dots(6) \quad (\text{文献2)では、下限値1.0})$$

pte: at/(be*de) at: 柱の引張主筋比 de: 圧縮縁から柱引張主筋までの距離
 pwe: σ_{wy}: pw · σ_{wy}(b/be) + psh · σ_{shy}(t/be) pw · σ_{wy}, psh · σ_{shy}: それぞれ、柱補強筋比、壁横筋比とその降伏強度の積 t: 壁厚 σ_{oe}: N/(be · je)
 je: (7/8)de その他の記号は、(1)式参照

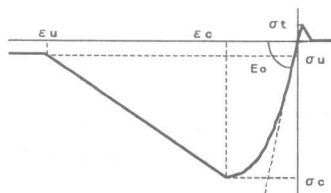


図6 コンクリートの応力歪み曲線

表3 材料特性一覧

コンクリート	σ _c	σ _u	σ _t
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
	14.8	1.48	1.48
	ε _c	ε _u	E _c
	0.002	0.012	1.62 × 10 ⁴
鉄筋	降伏強度	初期剛性	2次剛性
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
D10	399.4	2.01 × 10 ⁵	2.01 × 10 ³
6φ	365.2	2.06 × 10 ⁵	2.06 × 10 ³

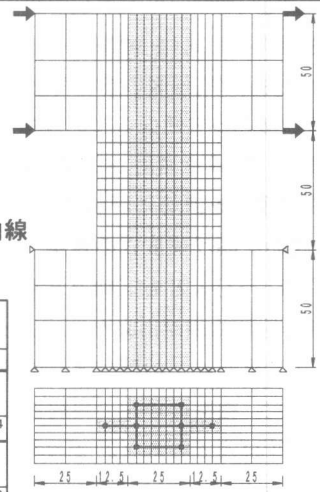


図7 解析試験体一例 (3b105)

表4 試験体 及び 解析値結果一覧

試験体	変動要因 *1				壁せん断ひび		壁縦筋降伏		壁コンクリート圧壊		最大耐力			破壊形式 *2
	a/d	β	pw(%)	psh(%)	解析	実験	解析	実験	解析	実験	解/実	解/実		
3b105	1	0.5	0.45	0.75	95.2	137.2	184.2	186.1	174.4	181.8	184.2	193.5	0.95	C
3b110	1	1	0.45	1.21	129.4	115.6	240.1	203.5	244.0	257.1	245.0	262.5	0.93	CS
4a205	2	0.5	0.18	0.75	83.5	84.3	85.0	89.2	78.6	91.1	94.8	106.5	0.89	CS
4b220	2	2	0.09	0.75	121.5	139.2	235.1	214.6	297.6	206.8	241.1	299.9	0.80	CS

*1 a/d: せん断スパン比, β: 張出比, pw: 柱補強筋比, psh: 壁横筋比

*2 実験結果による破壊形式, C: 曲げ破壊, CS: 曲げ圧壊後のせん断破壊

(単位: kN)

表5 Bシリーズ試験体一覧

type	柱補強筋 pw(%)	壁横筋 psh(%)	せん断スパン比 a/d
①	0.45	0.75	○
②	0.45	0.33	○
③	0.23	0.33	○

○ それぞれにつき
 $\alpha = 0.24, 0.48$
 $\beta = 0.5, 1.0, 1.5, 2.0$
 計8体 総計24体

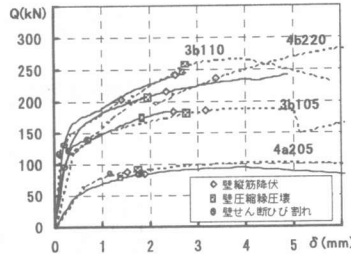


図8 荷重-変位関係比較
 実線：解析 点線：実験

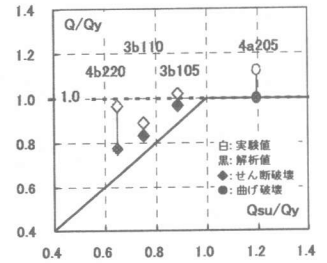


図9 計算値と解析値の比較
 (Aシリーズ 破壊形式の判断)

による曲げ強度 Q_y で除したもの、また横軸は袖壁付き柱のせん断終局強度式((4)式)による計算値 Q_{su} を Q_y で除した値である。図9より、実験においてせん断破壊した3体はすべて、解析値による Q/Q_y が1.0以下である。解析における破壊形式は、この Q/Q_y により判断できるものと思われる。図10によりBシリーズの破壊形式を判断した結果、すべての試験体について $Q/Q_y \leq 1.0$ であり、これらがせん断破壊したものと判断し、以下検討を行う。

ひび割れ及び応力分布：図11に張出比 $\beta = 0.5, 2.0$ の試験体について、最大耐力時のひび割れ図及び最小主応力図を示す。 $\beta = 0.5$ のものは加力点を結ぶ応力の流れが見られるが、 $\beta = 2.0$ のものは柱と壁で別個の応力の流れが形成されてる。

補強筋比による影響：図12に壁厚比 α 、張出比 β が等しく、柱補強筋比pw、壁横筋比pshのみ異なる試験体の荷重-変位関係の比較一例を示す。補強量が異なっても剛性に違いはあまり見られないが、柱、壁とも補強量の少ない試験体(type③)は最大耐力が他の試験体に比べ低めである。柱と壁の補強筋比のバランスが最大耐力に影響を及ぼすと考えられる。

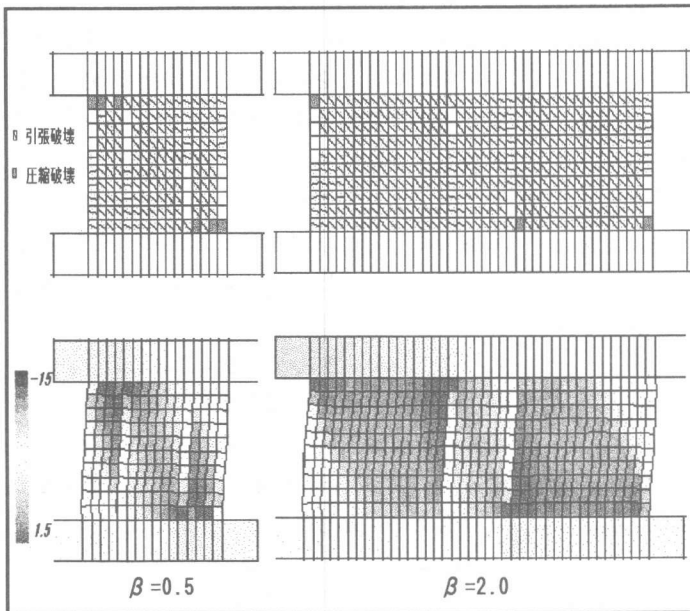


図11 最大耐力時のひび割れ図(上)及び最小主応力図(下)
 ($\alpha = 0.24$ type①)

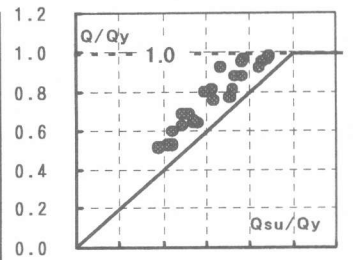


図10 計算値と解析値の比較
 (Bシリーズ 破壊形式の判断)

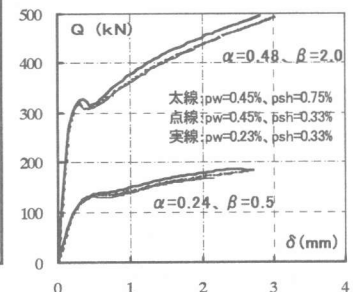


図12 荷重-変位関係比較
 (補強量が異なる試験体)

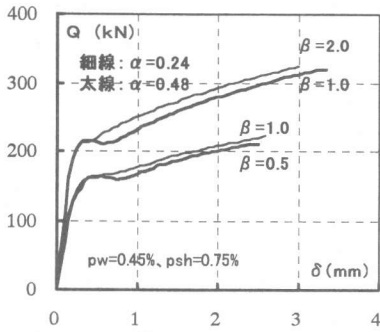


図13 荷重-変位関係比較
(壁断面積が等しい試験体)

壁厚比と張出比の影響：図13に壁断面積が等しい試験体の荷重-変位関係の比較一例を示す。壁厚比 α ，張出比 β が異なっても，壁断面積が等しいものは，剛性，耐力ともほぼ等しいことがわかる。表6に壁断面積が等しい試験体の最大耐力比較を示す。壁厚比 α が大きい試験体のほうが，やや耐力が低めではあるが，補強量，壁断面積が等しければほぼ耐力が等しくなることがわかる。

3.3.3 計算値と解析値の比較

図14に(5)式による計算値と解析値の比較を示す。横軸が計算値，縦軸が解析値である。張出比 β が小さい試験体では，解析値と計算値は良い対応を示しているが， β が大きくなるほど計算値は解析値より低めの値を取る傾向が強くなることがわかる。この原因は， β の大きい $\beta=1.5, 2.0$ の試験体は(6)式の下限值による頭打ちの値をとるためであると思われる。文献2)においては，(6)式の下限值が1.0となっており， $M/(Q \cdot de)$ のとりかたに検討が必要であると思われる。

4. 結び

本論文では，壁付き柱について，曲げ解析及び3次元FEM解析を行い，主に壁厚，壁長が

表6 壁断面積が等しい試験体の耐力比較
(単位：kN)

壁断面積	壁厚比				(i)/(ii)
	(i) 0.24		(ii) 0.40		
	type	Qmax	type	Qmax	
3.0×10^4 (mm^2)	①	240	①	218	1.10
	②	228	②	204	1.12
	③	222	③	211	1.06
6.0×10^4 (mm^2)	①	334	①	335	1.00
	②	330	②	306	1.08
	③	323	③	320	1.01

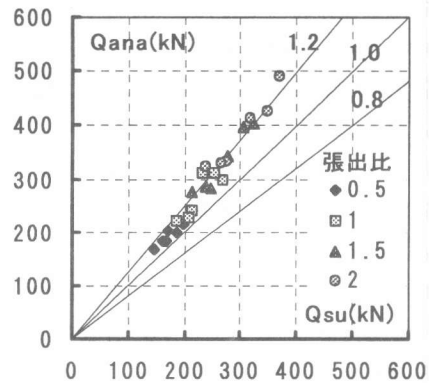


図14 計算値と解析値の比較

柱耐力に及ぼす影響について検討した。

①曲げ解析により，現行の袖壁付き柱の曲げ強度式は，軸力-曲げモーメント関係を適切に表現できないことを示し，柱と連続性を考慮した新たな曲げ終局強度式を提案した。提案式は解析結果，実験結果と良好な対応を示した。

②3次元FEM解析により，袖壁付き柱のせん断耐力について検討を行った結果，壁厚，壁長が異なっても壁面積が等しければ剛性，耐力はほぼ等しくなることを示した。また現行のせん断強度式は，壁長が大きくなるほど，計算値が解析値より低めの値を取ることを示した。今回の解析値が実験値より低めであることを考慮すると，現行のせん断強度式はせん断耐力をかなり低めに評価していると思われる。

(謝辞)本研究は東京工業大学建築物理研究センター
全国共同研究の援助を受けました。

【参考文献】

- 1) 文部省：学校施設の耐震補強マニュアルRC造校舎編，1998 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説，1990 3) 日本建築センター：建築物の構造規定，1998 4) 東洋一，大久保全陸，飯田研：鉄筋コンクリート腰壁，たれ壁付き梁の逆対称繰返し加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp1101-1012，1972 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9)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp1305-1306，1974