

論文 壁梁が偏心接合されたRC柱の耐震補強に関する加力破壊実験

塩屋晋一^{*1}・吉留潤平^{*2}・西元大輔^{*3}・當房和博^{*3}

要旨:腰壁・たれ壁を含めた壁梁が偏心接合されることにより生じるRC柱のせん断耐力の低下を防ぐ目的で,庇と窓台に相当するRC補強板を後施工した柱の加力破壊実験を行った。壁梁の偏心接合により約60%に低下する柱のせん断耐力を,RC補強板の設置により,完全に回復できることが実験により確認された。柱のせん断耐力の低下を防ぐための補強板の厚さの目安と,その厚さの評価式を示した。

キーワード:耐震補強,腰壁,たれ壁,せん断耐力,偏心接合,柱,鉄筋コンクリート

1. はじめに

腰壁・たれ壁を含めた壁梁が偏心接合されたRC柱では,せん断耐力が開口内法高さを柱長さとする柱(以後,開口内法柱)のせん断耐力に対して約60%になることが明らかになっている¹⁾。

1997年の鹿児島県北西部地震でも,壁梁が偏心接合されたRC柱に現行の耐震診断基準で予想される以上の損傷が生じ,その柱が連続している通りでは部分落階が生じた。しかし,同じ建物の同じ階でもRCの窓台・庇が設けられた柱はまだ鉛直荷重を支持できる状態で,その柱が連続している通りでは部分落階は生じなかった。これは,窓台・庇が壁梁の偏心接合により生じる柱の曲げ変形性能やせん断耐力の低下を防ぐ効果があることを意味する。

筆者ら²⁾³⁾は,その効果に着目して窓台・庇に相当するRC補強板を設けて壁梁が偏心接合された柱の耐震性能を改善する方法を提案し,その効果を,加力破壊実験と有限要素解析により検証している。これまでの実験では,RC補強板の設置によりせん断破壊形式の柱が曲げ破壊形式になって変形性能が改善することは確認しているが,せん断耐力の改善量は定量的に把握していない。

今回は,RC補強板の設置による柱のせん断耐力の改善量を把握する目的でRC補強板を後施工した壁梁偏心接合RC柱の加力破壊実験を行った。

本報告では実験概要と,実験結果に基づく補強効果を述べる。

2. 実験概要

2.1 試験体と主変数

図-1に試験体の基本形状・寸法および配筋を示す。試験体は実大の約1/4の縮尺にモデル化している。表-1に既往の試験体も含めた試験体の一覧を示す。No.1からNo.3が極短柱で長方形断面柱のREシリーズで,No.4からNo.6が標準高さの柱で正方形断面柱のSQシリーズである。試験体記号の意味は同表中に記す。今回の試験体はNo.3とNo.6の2体である。試験体には,既に加力破壊実験を行った壁梁偏心接合試験体¹⁾のNo.2とNo.5を利用した。柱部分とそれに接する壁梁の一部のコンクリートをハツリ取り,新たな帯筋を配筋して同じ強度のコンクリートを打設した。No.2とNo.5は実験終了後,柱の水平の残留変形を零に戻している。一連の実験では開口内法柱試験体¹⁾のNo.1とNo.4の実験も行っている。

RC補強板を設ける試験体No.3とNo.6のせん断耐力が,それぞれ,壁梁の偏心接合された試験体のNo.2とNo.5の耐力から,開口内法柱試験体のNo.1とNo.4の耐力にどの程度近づくかが重要な補強効果の目安となる。

図-1(c)に補強板の接合詳細を示す。補強板は既存コンクリートの接合面を目荒らしして,後施工アンカーを打った。アンカーはエポキシ接着剤系アンカーを模擬して,M3ボルト(@80,埋め込

*1 鹿児島大学工学部建築学科助教授 工博 (正会員)

*2 戸田建設株式会社 (元鹿児島大学 大学院理工学研究科 大学院生)

*3 鹿児島大学大学院理工学研究科建築学専攻 (正会員)

み長さ35mm)を用いた。壁梁のアンカーについては、試験体を横に寝かせて上からドリル穴に接着剤を充填してボルトを差し込み、柱のアンカーについては横からドリル穴に接着剤を充填してボルトを差し込んだ。アンカーの接着性能については、柱のものに較べて壁梁のものが良い可能性がある。補強板の厚さは2体とも40mmとした。

表 - 2 に使用材料の力学的特性を示す。柱主筋は既に行った試験体のもので高強度鉄筋である。柱のコンクリートの圧縮強度は、既に行った試験体の圧縮強度に対し約4%大きくなっている程度でほぼ同じである。補強板のコンクリートには膨張剤を添加した。その圧縮強度は柱のものより大きい、これは補強板へのコンクリー

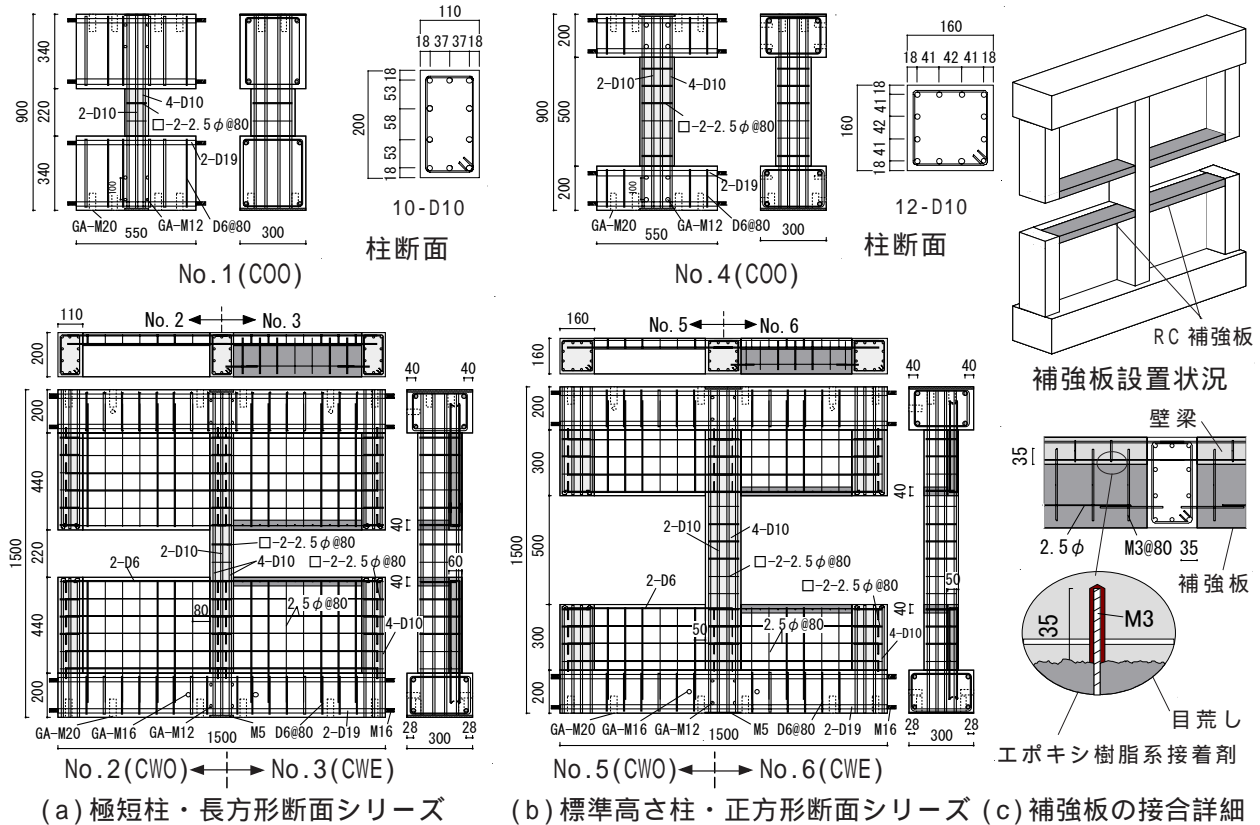


図 - 1 試験体の基本形状・寸法及び配筋

表 - 1 試験体番号・名称・変数

試験体番号	試験体名称	壁梁	補強版	σ_{B1} σ_{B2} (N/mm ²)	柱断面 (B×D)	h ₀ (mm)	柱主筋	帯筋	軸力比	
No.1	COO-RE-20	無	無	22.5	無	長方形 (200×110)	220	10-D10 $p_c=1.54\%$	USD 785 2.5φ@80 $p_w=0.06\%$	$\eta=0.1$ (=54.7kN)
No.2	GWO-RE-20	偏心	有	23.3	42.4					
No.3	CWE-RE-20	偏心	有	23.3	42.4					
No.4	COO-SQ-46	無	無	22.5	無	正方形 (160×160)	500	12-D10 $p_c=1.56\%$	USD 785 2.5φ@80 $p_w=0.08\%$	$\eta=0.1$ (=58.2kN)
No.5	CWO-SQ-46	偏心	有	23.3	42.4					
No.6	CWE-SQ-46	偏心	有	23.3	42.4					

h₀: 開口内法長さ 試験体 No. 1, 2, 4, 5 は文献¹⁾の試験体 No. 7, 8, 9, 10

σ_{B1} : 柱の圧縮強度, σ_{B2} : 補強板の圧縮強度

試験体記号の意味:

COO-RE-20

壁梁の有無 壁梁, 補強板の接合 柱断面形状 開口内法比 h₀/h
(h: 壁梁を含めた柱長さ)

表 - 2 使用材料の力学的特性 (応力の単位: N/mm²)

コンクリート	試験体番号		$E_c(\times 10^4)$	σ_{B1}	σ_{SP}	$\epsilon_{B1}(\%)$
		No.1,2,4,5	No.3,6	2.29	22.5	2.62
			2.10	23.3	-	-
鉄筋	鉄筋種別		$E_s(\times 10^5)$	$E_{S2}(\times 10^5)$	$s\sigma_y$	$s\sigma_B$
	D 10	USD 785	1.77	0.10	1020	1138
	2.5φ	SS 400	1.72	-	526	698

E_c : コンクリートのヤング係数, σ_{B1} : 圧縮強度, σ_{SP} : 割裂強度, ϵ_{B1} : 圧縮強度時ひずみ度

E_s : 鉄筋のヤング係数, E_{S2} : ひずみ硬化域の接線剛性, $s\sigma_y$: 降伏強度, $s\sigma_B$: 引張強度

D6,2.5 の降伏応力度は0.2%offset で求めた

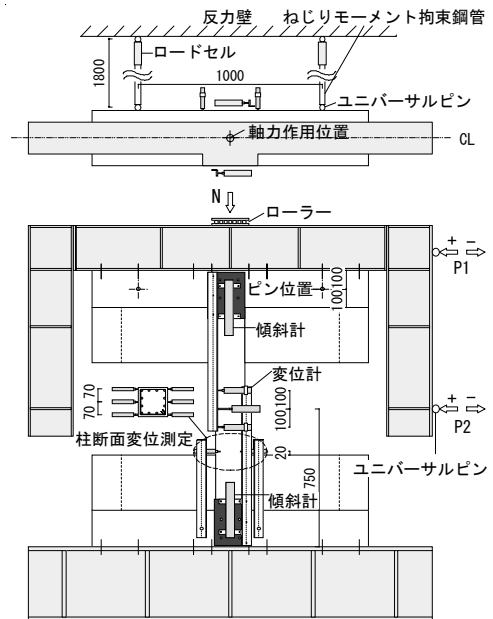


図 - 2 加力状況と測定状況

ト打設の施工性は極めて容易であるため、密実なコンクリートにするためにスランプ値を小さくし、圧縮強度が高いものとした。コンクリートには早強セメントを用いた。

2 .2 加力状況と測定状況

加力状況と測定状況も、既に行われた一連の実験と同じである。図 - 2 にそれを示す。水平せん断力は所定軸力を導入後、柱中央位置に反曲点が生じる逆対称モーメントの状態ですり返し加力を行っている。

3 . 実験結果

3 .1 破壊状況と荷重 - 変形角関係

図 - 3 に実験終了時のひび割れ状況を示す。既に実験が行われた開口内法柱試験体、壁梁偏心接合試験体も示している。ここでは、壁梁が取り付く側の柱面を表面、取り付かない側の柱面を裏面とする。図 - 4 に柱の水平せん断力 - 部材角関係を示す。横軸の部材角 R_c は、層間変形を壁梁を含めた柱長さ h (1100mm) で除した値とし、図中には開口内法高さ h_0 で除した補助目盛も挿入している。同図にはそれぞれ、比較となる試験体の抱絡線も挿入している。

(a) 極短柱・長方形断面シリーズ (No.1 No.2 No.3)

破壊状況：3体とも +1 サイクルで曲げひび割れが生じ、+2 で対角せん断ひび割れが発生してせん断破壊した。しかし、壁梁偏心接合試験体 No.2 では対角せん断ひび割れが最大耐力時には表面だけに生じて、裏面ではせん断破壊後に確認された。これに対して、開口内法柱試験体 No.1 と補強試験体 No.3 では、表面と裏面のひび割れ発生は同時であった。また No.2 では壁梁が取り付かない裏側でのひび割れの範囲が上下の壁梁の範囲に進展しているのに対して補強試験体 No.3 は、開口内法区間にとどまり、No.1 に近い。破壊状況で補強板の効果が確認できた。

水平せん断力 - 部材角関係：約 +10kN から壁梁偏心接合試験体 No.2 の剛性が低下したのに対し、補強試験体 No.3 は +46kN で曲げせん断ひび割れが生じるまでは開口内法柱 No.1 の関係と

ほぼ同じであった。No.1 の最大耐力と同じせん断力時での No.3 の変形は、No.1 の変形に対して $0.07 \times 10^{-2} \text{rad}$ の違いが生じた。これは No.3 では壁梁の範囲による柱変形が柱全体の変形に含まれていることによる。No.3 は $0.22 \times 10^{-2} \text{rad}$ で最大耐力が決定し、それ以降 No.1 と同様にせん断破壊し急激な耐力低下が生じた。水平せん断力 - 変形角関係でも補強板の効果が確認できる。(b) 標準高さ柱・正方形断面シリーズ (No.4, No.5, No.6)

破壊状況：3体とも曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れの順で生じたが、最大耐力時の破壊状況に違いが生じた。開口内法柱試験体 No.4 は +4 サイクルで付着割裂破壊したが、補強試験体 No.6 は -3 サイクルで表面と裏面に同時に新たなせん断ひび割れが発生してせん断破壊した。このひび割れは対角せん断ひび割れに近い角度であった。せん断ひび割れは開口内法区間に留まったが、壁梁と接する範囲の柱に曲げひび割れが生じた。これについては、せん断力と開口内法高さが大きく、壁梁と接する範囲の曲げモーメントが大きくなったことによる。壁梁偏心接合 No.5 は柱頭側の表面にせん断ひび割れが先行してその後、裏面にも生じてせん断破壊した。

水平せん断力 - 部材角関係：約 +5kN から壁梁偏心接合試験体 No.5 の剛性が低下したのに対し、補強試験体 No.6 は僅かに剛性が大きくなったが、最大耐力まで開口内法柱試験体 No.4 の関係とほぼ同じになっている。補強板の効果が確認できる。

3 .2 偏心接合による柱のねじりモーメントと偏心距離

壁梁が偏心接合されると柱には、ねじりモーメントが生じる。実験では、図 - 5 に示すように拘束鋼管の軸力測定により、柱のねじりモーメントを測定している。このねじりモーメントを水平荷重で除して見掛けの偏心距離 e を算出できる。図 - 6 に柱幅 B に対する偏心距離 e の比 e/B と柱変形角 R_c の関係を、壁梁偏心接合試験体と補強試験体を比較してシリーズごとに示す。図中の実験値は各サイクルの最大荷重時の値である。

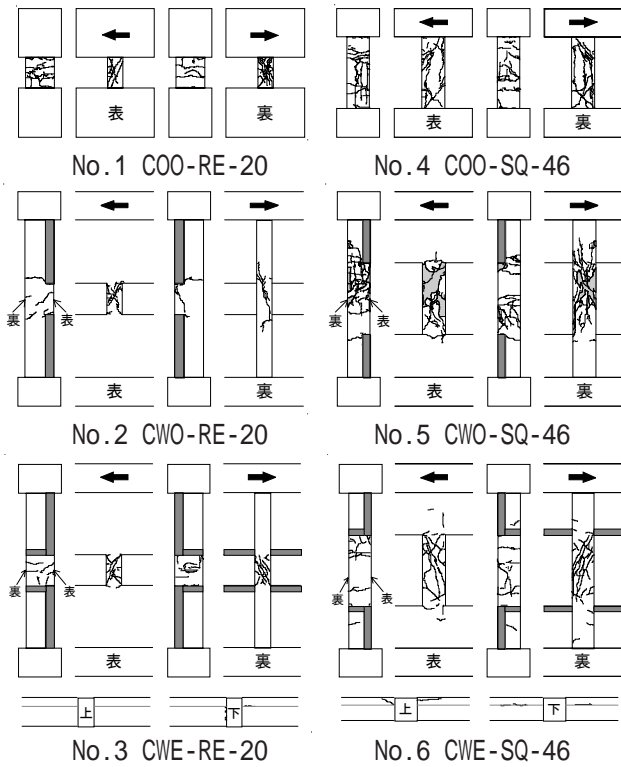
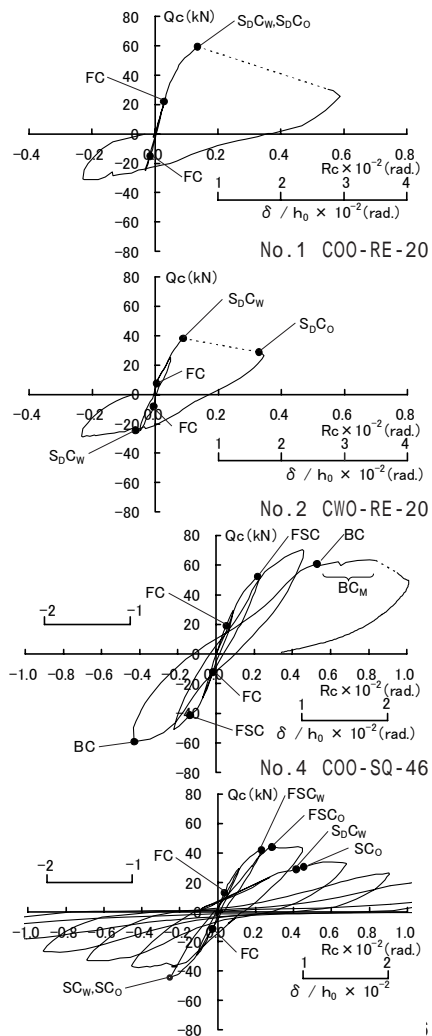


図 - 3 最終ひび割れ状況



FC : 曲げひび割れ FSC_W : 曲げせん断ひび割れ (柱表面)
 FSC : 曲げせん断ひび割れ FSC_O : 曲げせん断ひび割れ (柱裏面)
 SC_W : せん断ひび割れ (柱表面) S_DC_W : せん断ひび割れ (柱表面対角線上)
 SC_O : せん断ひび割れ (柱裏面) S_DC_O : せん断ひび割れ (柱裏面対角線上)
 BC : 付着割裂ひび割れ BC_M : 付着割裂ひび割れ多数発生

図 - 4 水平せん断力 - 部材角関係

壁梁高さが大きく長方形断面のNo.2の偏心距離比がNo.5に較べて大きくなっているが、補強試験体 No.3 と No.6 では最大耐力時には0.04 ~ 0.05 になっており、補強板が開口内法区間で生じるねじりモーメントをかなり低減している。

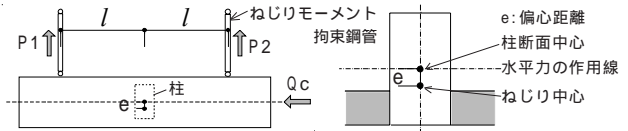


図 - 5 壁梁偏心接合による偏心距離 e

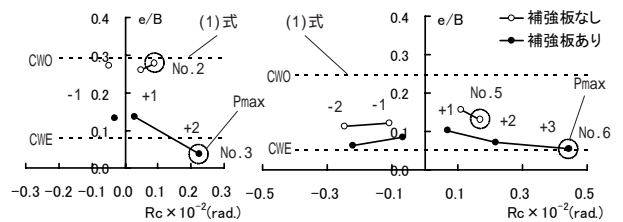
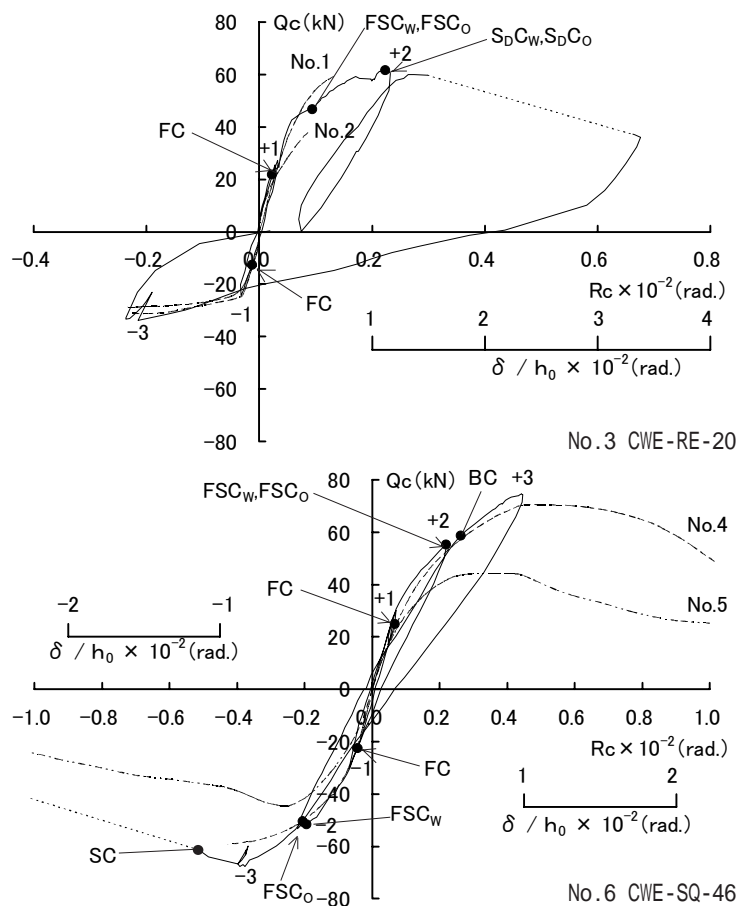


図 - 6 e/B - Rc 関係



FC : 曲げひび割れ FSC_W : 曲げせん断ひび割れ (柱表面)
 FSC : 曲げせん断ひび割れ FSC_O : 曲げせん断ひび割れ (柱裏面)
 SC_W : せん断ひび割れ (柱表面) S_DC_W : せん断ひび割れ (柱表面対角線上)
 SC_O : せん断ひび割れ (柱裏面) S_DC_O : せん断ひび割れ (柱裏面対角線上)
 BC : 付着割裂ひび割れ BC_M : 付着割裂ひび割れ多数発生

3.3 ひび割れ強度とせん断耐力

表 - 3 に実験値一覧を示す。偏心接合試験体の強度はいずれの種類でも開口内法柱の強度より低下しているが、補強板を設けた補強試験体の強度は、開口内法柱の強度に近く、特にせん断耐力については、補強板が壁梁の偏心接合による低下を完全に防ぐことが確認される。

4. 補強板の補強効果の指標と評価式

4.1 補強板の補強効果を確認する指標

筆者ら³⁾は文献で壁梁が偏心接合された柱(CWO), それに補強板を設置した柱(CWE)および開口内法柱(COO)の内部の応力分布を三次元弾塑性有限要素解析で調べている。図 - 7 に解析モデルを示す。図 - 8 に柱中央高さ断面と壁端の曲げ危険断面のせん断応力分布の例を示す。せん断応力は加力方向の成分である。壁梁が偏心接合された柱(CWO)の曲げ危険断面では、壁梁の幅にせん断応力が集中して柱断面内でせん断応力が壁梁側に偏り、柱中央高さ断面では応力集中は生じないがせん断応力が偏る。これにより柱は断面で一様にせん断抵抗できなくなり、開口内法区間の柱のせん断耐力が低下する。これに対して補強板を設けた柱(CWE)では、それらのせん断応力の応力集中と偏りが緩和されるため、せん断耐力の低下を防ぐことができる。すなわち、その応力集中と偏りのうちどちらかを補強板の補強効果を確認する指標として制御すれば、せん断耐力の低下を防ぐことができることになる。

本研究では、評価しやすいせん断応力の偏りに注目し、それに直接関係する柱の水平せん断力とねじりモーメントの比を指標とする。

水平せん断力とねじりモーメントの比は3.2節で述べたように見掛けの偏心距離でその程度を表すことができる。ここでは偏心距離比 e/B を具体的な指標とする。

4.2 補強板により低減される偏心距離比

文献1)の実験によると、せん断補強量が少ない柱の偏心距離比は、せん断破壊するまでほとんど変化しない。また三次元弾塑性有限要素解

表 - 3 各試験体の最大耐力と破壊形式

試験体		実験値					Failure mode
番号	記号	$t_{Q_{FC}}$ (kN)	$t_{Q_{FSC}}$ (kN)	$t_{Q_{SC}}$ (kN)	$t_{Q_{SDC}}$ (kN)	$t_{Q_{max}}$ (kN)	
No.1	COO-RE-20	22.1	-	-	-	59.5	0.14
		-15.2	-	-	-	-30.7	-0.23
No.2	CWO-RE-20	7.4	-	-	38.0	38.0	0.09
		-8.2	-	-	-24.5	-28.6	-0.23
No.3	CWE-RE-20	21.8	46.8	-	-	61.5	0.22
		-12.6	-	-	-33.9	-33.9	-0.22
No.4	COO-SQ-46	19.0	51.5	-	-	70.5	0.45
		-12.3	-41.4	-	-	-59.2	-0.43
No.5	CWO-SQ-46	13.1	43.9	30.6	-	44.1	0.42
		-11.4	-	-36.5	-	-44.5	-0.25
No.6	CWE-SQ-46	25.0	55.2	-	-	74.7	0.44
		-22.5	-51.6	-67.8	-	-67.8	-0.38

$t_{Q_{FC}}$: 曲げひび割れ強度, $t_{Q_{FSC}}$: 曲げせん断ひび割れ強度
 $t_{Q_{SC}}$: せん断ひび割れ強度, $t_{Q_{SDC}}$: 対角線せん断ひび割れ強度
 $t_{Q_{max}}$: 最大せん断力, R_{max} : 最大せん断力時の部材角
 Failure Mode: 破壊形式; B: 付着割裂破壊, S: せん断破壊

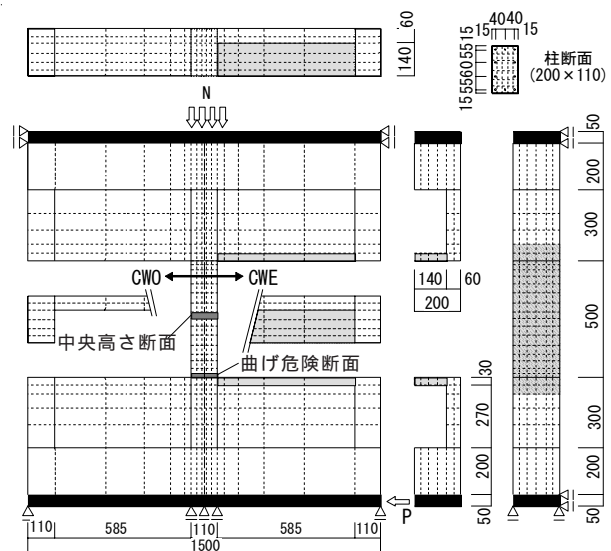


図 - 7 解析モデルとメッシュ分割

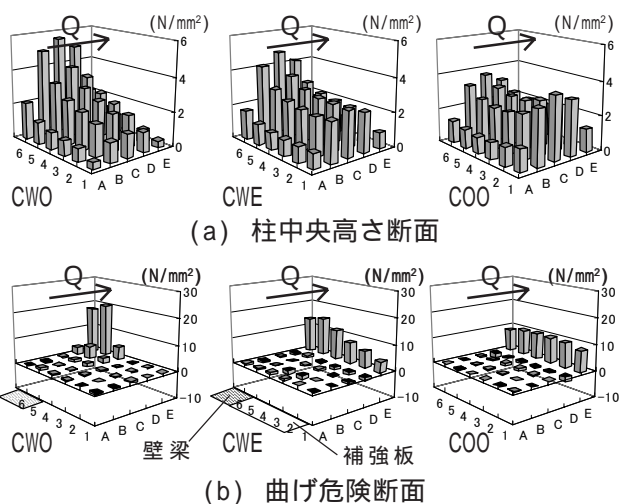


図 - 8 有限要素解析による各断面のせん断応力分布

析でも同様な結果になる。このことを根拠に、文献1)では、構造寸法を実用範囲に限定して三次元弾性解析を行い、壁梁が偏心接合される柱

の偏心距離比の近似式を求めている。補強板が設けられると、その偏心距離比が低減されることになる。補強板による低減係数を ϕ とし、をその近似式に乗じて表した式を(1)式に示す。

$$e/B = \phi \cdot (0.5 - 0.6 \cdot Bw/B)(2hw/h)^{0.4}$$

かつ $e/B \geq 0$ (1)

ここに、 ϕ : 補強板による低減係数

Bw : 壁梁幅, B : 柱幅, hw : 壁梁高さ, h : 柱長さ

補強板の厚さを変化させた場合の偏心距離比 e/B の減少状況を調べるために、図 - 7 の形状・寸法で壁梁高さ hw に対する補強板の厚さ t の比を変化させた場合の弾性解析を行った。図 - 9 に断面詳細、図 - 10 に解析によるデータを $e/B - t/hw$ の関係で示す。 e/B がデータである。 t が大きくなると t/hw が大きくなり、偏心距離比が減少している。当然、 t/hw が 1.0 になれば e/B は零となる。補強板を設けない場合、すなわち t/hw が 0.0 の場合の偏心距離比で、補強板を設けて t を変化させた場合の偏心距離比を除して求められる値が(1)式の ϕ となる。図 - 10 のデータを基に ϕ を求めた。図 - 11 に $\phi - t/hw$ の関係で示す。 t/hw を 0.1 ~ 0.2 にすることにより偏心距離比を 10 ~ 20% まで低減できることが確認できる。また t/hw を 0.2 より大きくしても偏心距離比があまり変化しないで補強効率がよくないことが確認できる。図 - 11 の $\phi - t/hw$ 関係を近似した式を(2)式に示す。

$$\phi = 1 / (30 \cdot t/hw + 1) \quad (2)$$

ここで、 t : 補強板の厚さ, hw : 壁梁高さ

(2)式の ϕ を用いて(1)式から、補強板を設けた場合の柱の偏心距離比が求められる。本試験体について算出した偏心距離比を図 - 6 に水平の一点鎖線で示す。その計算値は 0.05 ~ 0.08 となり、計算値は実験値をほぼ推定している。

今回の実験で補強板を設けた試験体は、せん断耐力の低下が全く低下しなかった。このことから、(1)式による偏心距離比が 0.08 より小さくなるように補強板の厚さを設計すると、壁梁の偏心接合による柱のせん断耐力の低下を完全に

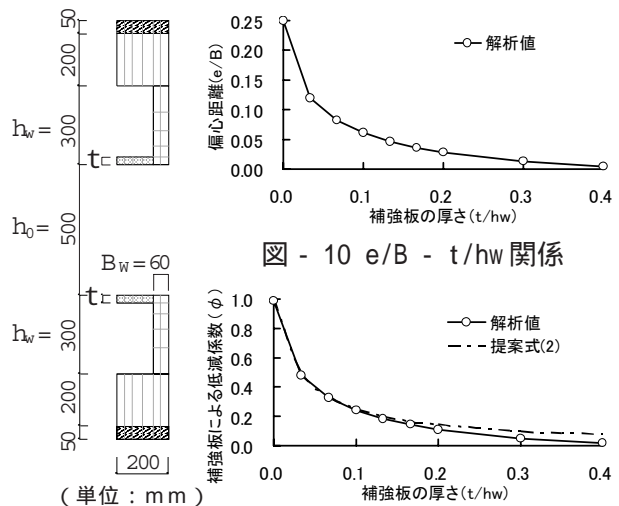


図 - 9 断面詳細

図 - 10 $e/B - t/hw$ 関係

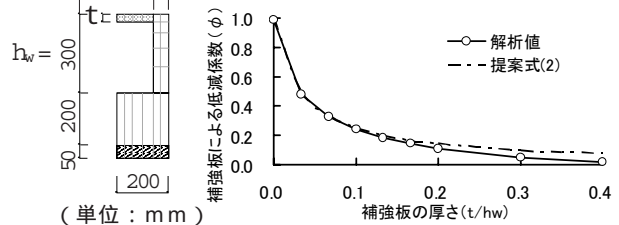


図 - 11 $\phi - t/hw$ 関係

防ぐことができると考えられる。ただし、(2)式については今後、解析データを追加してさらに検討する必要がある。

以上は、柱のせん断耐力の低下を防ぐための補強板の厚さの設計について述べた。このほか補強板は、柱との境界で主に加力方向の応力に耐えて、その応力を壁梁へ伝達できるように設計される必要がある。この補強板自体の設計については別の機会に公表したいと考えている。

5. まとめ

- (1) 庇や窓台に相当する RC 補強板を設けることにより、腰壁・たれ壁を含めた壁梁が偏心接合されことにより生じる柱のせん断耐力の低下を、完全に防ぐことができる。
- (2) 柱のせん断耐力の低下を防ぐための補強板の厚さは、本文で定義している見掛けの偏心距離比が 0.08 より小さくなるように設定すればよい。補強板を設けた場合の見掛けの偏心距離比は(1)式と(2)式によりほぼ評価できる。

参考文献

- 1) 當房和博・塩屋晋一ほか：壁梁が偏心接合される RC 柱のせん断破壊性状とせん断耐力の低下率，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，pp187-192，2005
- 2) 北野博俊・塩屋晋一ほか：壁梁が偏心接合される鉄筋コンクリート造柱の弾塑性性状に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，pp211-216，2002
- 3) 町頭洋平・塩屋晋一ほか：壁梁が偏心接合された RC 柱の弾塑性性状と耐震補強に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，pp517-522，2003