

論文 炭素繊維シートを用いた腰壁付 RC 柱の耐震補強に関する実験的研究

北野敦則*1・城 攻*2・後藤康明*3・根東正茂*4

要旨：本研究では柱窓開口部分を炭素繊維シート(以下 CF シート)によりせん断補強した腰壁付鉄筋コンクリート造(以下 RC 造)短柱を対象として、水平力に対する破壊過程を把握し、更に 2 次壁である腰壁を積極的に抵抗要素として扱うために、腰壁の補強方法による腰壁付 RC 造短柱の耐震性能に及ぼす影響について実験的に検討した。その結果、腰壁が無補強の場合には腰壁端部の圧壊が生じて柱降伏ヒンジ位置が大きく下がること、腰壁の柱際を補強した場合には最大耐力及び変形性能の向上が可能であること、腰壁を鋼板により補強することで柱降伏ヒンジ位置を腰壁頂部方向に移行させることが可能であること、などが明らかとなった。

キーワード：RC 造短柱, 炭素繊維シート, 腰壁, 鋼板補強, 降伏ヒンジ位置

1. はじめに

現在、CF シートによる RC 造柱に対するせん断補強方法は独立柱を対象としており、2 次壁は全長に亘る完全スリットなどを設けて柱から分離することを前提としている¹⁾。しかし、この方法は施工が困難であるとともに柱の靱性は確保できるが、水平耐力が低下する。したがって壁にスリットを設けずに耐力、靱性ともに優れた補強方法の開発が望まれる。本研究では、2 次壁である腰壁を抵抗要素として扱い、その破壊条件と各種腰壁補強方法の有効性について実験的に検討

を行い、剛性と耐力を確保し、なおかつ靱性にも富んだ補強方法の提案を目的としている。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1 に試験体一覧、表-2 に材料の力学的性状、図-1 に試験体概要図・配筋図を示す。補強前の RC 柱部分は全て共通で、これに腰壁を取り付けた実寸の約 1/2 縮小模型を 7 体製作した。ただし、HCSW2-SW20C (以下、基準試験体以外は HCSW2 を省略) と SW10C および 9C

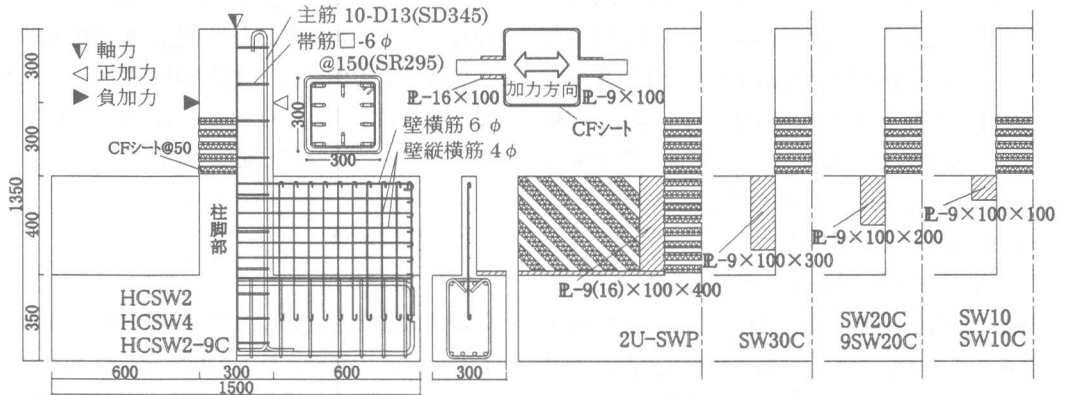


図-1 試験体概要図・配筋図

*1 北海道大学助手 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工修 (正会員)
 *2 北海道大学教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)
 *3 北海道大学助教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)
 *4 北海道電力(株) 工修 (非会員)

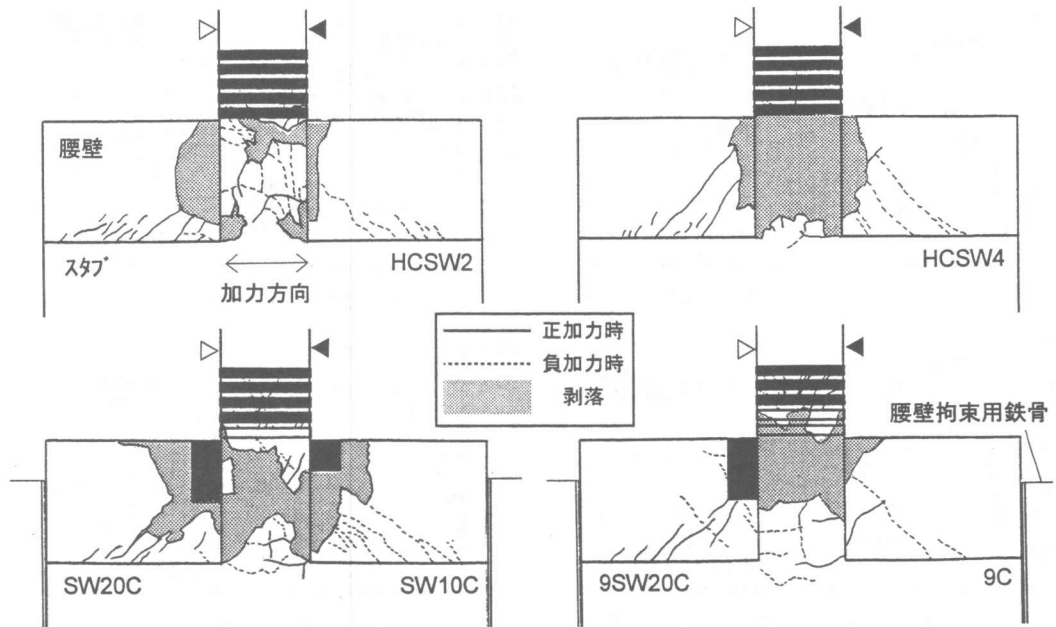


図-2 最終破壊状況(北面)

HCSW2(基準、鋼板補強無し):1/100において腰壁の圧壊がみられ、1/50付近で柱筋が引張降伏し最大耐力に達した。最大耐力以降腰壁の圧壊が顕著となり、曲げ、せん断亀裂ともに柱脚部に集中的に発生し、耐力が低下した。

HCSW4(高軸力、鋼板補強無し):1/67において腰壁の圧壊により最大耐力に至った。その後1/50で柱筋の圧縮降伏、さらに1/40~1/33に柱脚部の曲げ圧壊を伴い耐力が低下し、柱脚部のせん断亀裂の拡幅が顕著となり、1/23時にCFシートが破断した。

SW10(鋼板長さ 100mm):1/50に腰壁の圧壊が開始し、柱筋が引張降伏し最大耐力に達した。この後、腰壁せん断亀裂の拡幅、壁脚部の滑り出しが顕著となり耐力が低下した。

2U-SWP(鋼板長さ 400mm+CFシート補強):1/50で柱筋が引張降伏し、1/33で柱筋が圧縮降伏し、最大耐力に至った。以降耐力はほぼ横ばいであったが、1/20~1/17時に腰壁にせん断亀裂、壁脚部の滑り出しにより耐力が低下した。

SW30C(鋼板補強長さ 300mm+腰壁拘束):1/50で柱筋が引張降伏し、1/25には腰壁のせん断亀

裂が拡幅、腰壁補強鋼板周辺コンクリートの圧壊が見られ、最大耐力に至った。以降、圧壊の範囲が腰壁補強鋼板周辺に広がり、耐力が低下した。

SW20C(鋼板長さ 200mm+腰壁拘束):1/67で柱筋の引張降伏が開始し、1/50で最大耐力に達した。以降、耐力はほぼ横ばいであったが、1/33に鋼板周辺に圧壊がみられ、耐力が低下した。

SW10C(鋼板長さ 100mm+腰壁拘束):-1/67で柱筋の引張降伏が見られ、-1/50で最大耐力に至った。-1/33まではほぼ最大耐力を維持していたが、-1/25に鋼板下部コンクリートの圧壊が顕著となり耐力が低下した。

9C(腰壁拘束+壁厚 90mm):1/75で柱筋が引張降伏し、1/50で腰壁の圧壊が開始し最大耐力に達した。以降1/33までは耐力を維持していたが、1/25に腰壁の圧壊が顕著となり耐力低下した。腰壁の圧壊領域は腰壁上端部に限られていた。

9SW20C(鋼板長さ 200mm+腰壁拘束+壁厚 90mm):1/75で柱筋が引張降伏し、1/33に最大耐力に至った。その後1/20まで耐力を維持していたが、柱脚部分の曲げ亀裂の拡幅が顕著となり1/60で耐力が低下した。

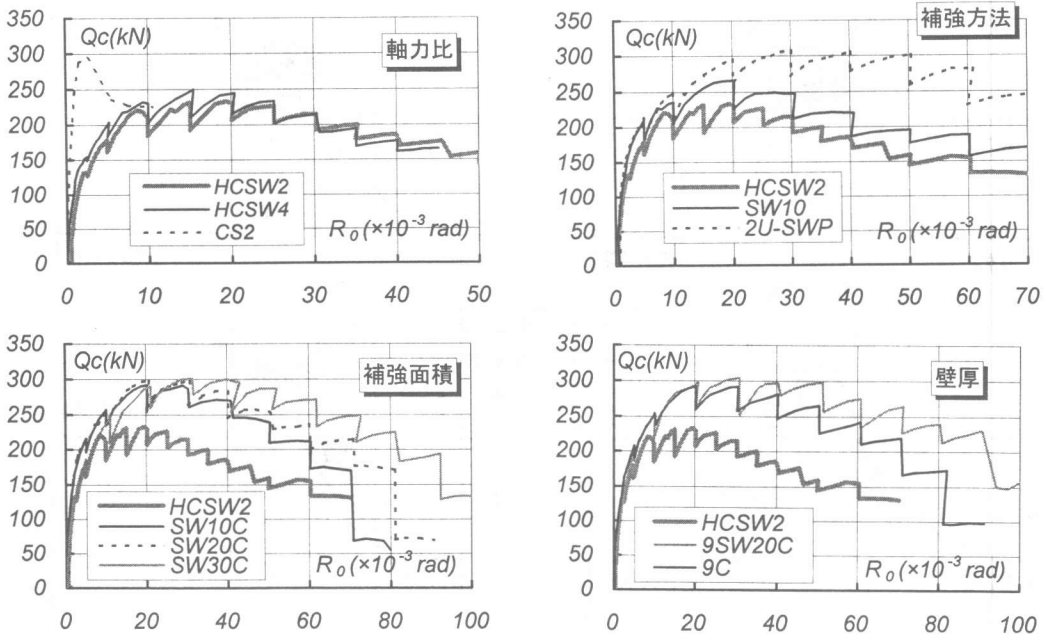


図-3 柱剪断力 Q_c —柱内法スパン部材角 R_0 関係 (基準試験体: HCSW2)

3.2 荷重変形関係

柱せん断力 Q_c と柱内法スパン部材角 R_0 との履歴曲線の包絡線を試験体相互に比較して図-3に示す。P- Δ 効果の影響は数%以下であるが、 Q_c はその補正を行っている。

開口部柱補強の影響は、無補強の CS2(前々年度行った柱のみの試験体²⁾)は、耐力低下が急激であるのに対し、開口部のみを補強した HCSW2 は耐力低下が緩やかである。

軸力比の影響は、高軸力になると初期剛性は高いが、剛性低下および最大耐力時の層間変形角が小さく、基準試験体と比較すると耐力劣化も急激である。最大耐力の8割を維持していたのは基準試験体の HCSW2 は約 1/25 迄なのに対し、高軸力試験体の HCSW4 は 1/30 迄であった。

補強方法の影響は、初期剛性は SW10, 2U-SWP とともに HCSW2 よりも高い。鋼板+CFシート補強した 2U-SWP は剛性の低下が緩やかとなった最大耐力以降の耐力低下は、SW10 は HCSW2 と同様な傾向を示し、1/23 で最大耐力の8割まで低下した。これに対し 2U-SWP では腰壁のせん断亀裂拡幅およびスリップ⁶⁾により、HCSW2 および SW10

よりも急激な低下を示し、約 1/14 で最大耐力の8割まで低下した。

鋼板補強面積の影響については、初期剛性は同一試験体である SW10C と SW20C が SW30C および HCSW2 よりも高い。しかし約 1/350 に SW20C と SW10C で剛性低下が見られ、これ以降 SW30C, SW20C, SW10C とともに緩やかに剛性が低下し、柱筋の引張降伏後最大耐力に至った (SW30C: 1/33, SW20C&SW10C: 1/50)。鋼板の補強面積による最大耐力の差は少なかった。最大耐力以降の耐力低下は補強面積が小さいものほど激しく、それぞれ 1/13, 1/17, 1/20 で最大耐力の8割の耐力まで低下した。

壁厚さおよび鋼板補強の影響については、基準試験体と比べると、壁厚が厚いと初期剛性が高く、9C は 1/50, 9CSW20C は 1/33 で最大耐力に至った。最大耐力の顕著な差は見られない。最大耐力以降の耐力低下は、9C は 1/25 で若干の低下を示し、1/15 では最大耐力の8割まで低下した。これに対し 9SW20C は 1/20 までは最大耐力をほぼ維持し、最大耐力の8割まで低下するのは 1/12.5 であった。

表-3 降伏耐力および最大耐力

試験体	exp Q_y (kN)	exp Q_u (kN)	cal Q_y (kN)	cal Q_{u1} (kN)	cal Q_{u2} (kN)	Q_y exp/cal	Q_{u1} exp/cal	σ_B (MPa)	ϵ_u (%)
HCSW2	234	234	211	229	224	1.11	1.02	16.7	0.29
HCSW4	—	250	—	244	273	—	1.02	16.8	0.28
SW10	201	266	226	246	240	0.89	1.08	19.4	0.31
2U-SWP	295	307	230	247	246	1.28	1.24	20.5	0.28
SW30C	287	301	242	257	257	1.19	1.17	22.3	0.26
SW20C	297	298	230	244	244	1.29	1.22	20.1	0.25
SW10C	285	292	—	—	—	1.24	1.20	—	—
9SW20C	291	304	—	—	—	1.32	1.24	—	—
9C	267	293	221	246	236	1.21	1.19	18.7	0.33

備考) cal Q_y 、cal Q_{u1} は断面解析による値。

cal $Q_{u2}=M_{u2}/(h_0/2+D/4)$ ここで、 $M_{u2}=0.4b \cdot D \cdot F_c \geq N > 0$ のとき $M_{u2}=0.8a_s \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D(1-\eta)$

h_0 :開口部内法スパン(600mm) b :柱幅(300mm) D :柱せい(300mm) F_c :コンクリート圧縮強度(MPa)

N :軸力(kN) a_s :引張鉄筋断面積(mm²) σ_y :鉄筋降伏強度(MPa) η :軸力比

4. 実験結果の検討および考察

4.1 実験値と計算値の比較

表-3に降伏耐力及び最大耐力時柱せん断力の一覧を示す。計算値は、平面保持を仮定した下記の断面解析により曲げ降伏モーメント及び曲げ終局モーメントを求め、その時の柱せん断力を求めた。また比較のために RC 規準の終局モーメント略算式³⁾により同様に求めた。ここで柱内法スパン長さは加力点から腰壁頂部より D/4 柱脚側の位置までの長さとした。モーメント算定においてコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係には e 関数法を用い、鉄筋の $\sigma-\epsilon$ 関係には完全弾塑性とし、材料強度及びバヤング係数には材料試験の結果を用いた。曲げ降伏時および曲げ終局時柱せん断力は、基準試験体については実験値と計算値により対応が得られ、従来通り降伏ヒンジ位置を腰壁頂部か

ら D/4 下の位置と考えることができる。しかし、腰壁を補強した試験体ではいずれも実験値を過小評価する結果となり、降伏ヒンジ位置と腰壁の補強方法の関係を明らかにする必要がある。

4.2 柱主筋の歪度分布

図-4(1),(2)に HCSW2, SW20C, SW30C, 9C の柱主筋の歪度分布を示す(腰壁頂部位置は $h_s=400$ 、実線:コーナー筋、点線:中間筋)。基準試験体の HCSW2 は、最大耐力時の歪度ヒンジ位置が $h_s=200$ の位置にあるが、その分布は直線的ではない。 $h_s=700 \sim 500$ までが直線分布であるのに対し、そこから $h_s=200$ までは傾きが緩やかになっている。以後 $h_s=200$ の歪度の増大が顕著でこの位置に降伏ヒンジが形成されている。同様に、SW20C についても最大耐力時の歪みヒンジ位置が

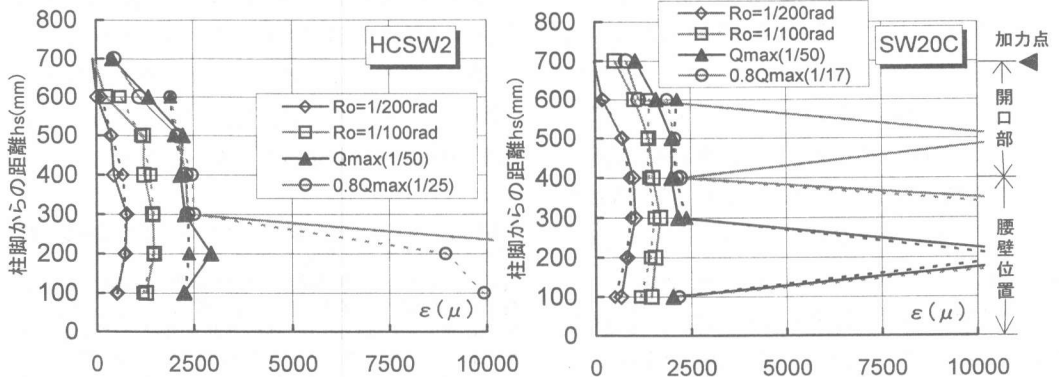


図-4 柱主筋歪度分布(1) — コーナー筋 ——— 中間筋

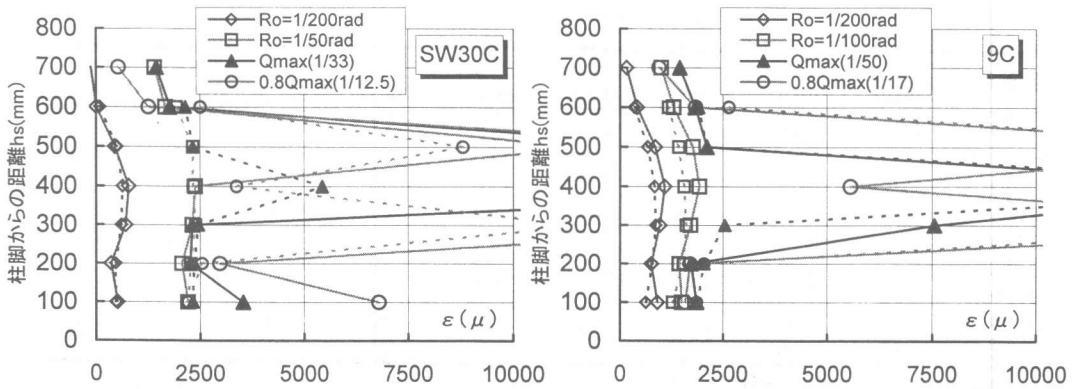


図-4 柱主筋歪度分布(2) ——— コーナ筋 - - - - - 中間筋

$h_s=200$ の位置にあり、降伏ヒンジはこの位置に形成されていると思われる。これに対し SW30C では最大耐力時の歪度ヒンジ位置が $h_s=400$ の位置にあり、降伏ヒンジはこの位置に形成されている。また、9C では最大耐力時の歪度ヒンジ位置は SW30C と同じく $h_s=400$ の位置にある。これらのことから腰壁の厚さが増加することで降伏ヒンジ位置が腰壁頂部付近まで上昇し、また、腰壁端部を鋼板により補強することで同様の結果が得られるが、鋼板の柱に沿う長さがある一定以上でないといと効果が現れないことが分かる。

4.3 降伏ヒンジ位置

ここで HCSW2, SW30C, SW20C, SW10C, 9C, 9SW20C について、断面解析により得られた柱降伏モーメントを実験値で除することにより、計算による降伏ヒンジ位置を求めた(表-4, S_x :腰壁頂部から計算ヒンジ位置までの距離)。これによると、HCSW2 の計算による降伏ヒンジ位置は、柱筋歪度ヒンジ位置とは異なり、腰壁頂部付近にある。これは実際の柱モーメント分布は、壁からの反力を受けてが図-5のような曲率分布になっているため、直線分布を仮定した計算による降伏ヒンジ位置で降伏時保有耐力を見積もると、過大に評価していることとなる。これに対し、鋼板で補強された試験体及び壁厚の厚い試験体は、計算による降伏ヒンジ位置と柱筋の歪度ヒンジ位置とが良い対応を示している。即ち腰壁を鋼板により適切に補強することで、降伏ヒンジ位置を柱開

表-4 計算によるヒンジ位置
単位(mm)

試験体	$h_0/2+S_x$
HCSW2	368.5
SW30C	316.1
SW20C	290.4
SW10C	302.8
9SW20C	284.5
9C	310.2

$h_0/2+S_x$ 計算によるヒンジ位置

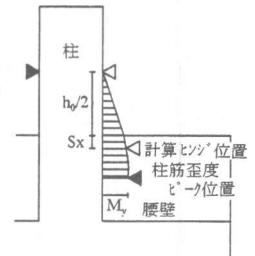


図-5 柱モーメント分布図

口端部に移行することができ、耐力と靱性を高めることができる。

5. おわりに

本研究では柱開口部分を CF シートによりせん断補強した腰壁付 RC 造短柱を対象とした実験的検討を行い、以下のような知見が得られた。

- 1) 腰壁が無補強の場合には腰壁の圧壊が先行し、柱降伏ヒンジ位置は柱脚部に近づく。
- 2) 腰壁の柱際端部を鋼板によって補強した場合、最大耐力及び変形性能の向上が期待できる。
- 3) 腰壁を柱沿いにある一定以上の長さを持った鋼板により補強すれば、柱降伏ヒンジ位置を腰壁頂部付近に移行させることが可能である。

【謝辞】本研究の遂行にあたり東燃(株)より材料及び研究費の補助を得た。記して謝意とする。

【参考文献】1) 日本建築防災協会編: 既存鉄筋コンクリート建築物の耐震診断基準・同解説, 1990 2) 城 攻ほか: 炭素繊維シートを用いた RC 柱の剪断補強効果に及ぼす諸要因の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 19, No. 2, pp. 237-242, 1997 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説