

論文 既存建物袖壁付き柱のせん断補強に関する実験的研究

近藤 龍哉^{*1}・伴 幸雄^{*2}・加藤 三晴^{*3}・山本 泰稔^{*4}

要旨:「居ながら補強」が可能な補強パネルの開発と効果の検証実験を行った。補強パネルは既存袖壁付き柱と接着系アンカーで接合する。両袖壁付き柱・片袖壁付き柱、枠外付け補強・枠内付け補強の4種類を検討した。せん断耐力の上昇は既存袖壁付き柱の1.35倍～1.93倍程度になった。設計用強度を最大強度の80%程度に見たとき、変形性能はF=2.0程度に向上した。強度上昇量には補強パネル水平接合部のアンカー強度が影響する。枠外付け時はアンカーに斜めにせん断力が加わるため、その水平成分のみが強度上昇値になる。

キーワード: 袖壁付き柱, 既存建物のせん断補強, 居ながら補強, 実験研究

1. はじめに

耐震診断対象の既存RC造中層集合住宅で長手方向低層部のIs値がIso値を僅かに下回る建物が多い。こうした既存RC造中層集合住宅の長辺方向の補強を目的に、袖壁付き柱のせん断性能を向上させる「居ながら補強」方法を提案し、その効果の確認実験結果を記す。

集合住宅の長辺方向の構面は袖壁付き柱が多い。この袖壁付き柱に建物外側から補強パネルをとり付けて、せん断耐力の上昇と変形性能の向上を狙った。

鉄骨枠補強パネルの4辺は鉄骨枠(山形鋼)で、これに壁縦横筋を溶接配筋する。鉄骨枠にはアンカー止め付け用に穿孔を施す。既存枠(柱・上下梁)に接着系アンカーで止め付ける。その後壁面モルタルを打設する。

実験は両袖壁付き柱と片袖壁付き柱について行った。また、柱・梁・袖壁が外面合わせにあるものを意識して枠材の側面に補強パネルを取り付けたもの(枠外付け)と内面合わせを意識して枠材の内側に補強パネルを取り付けたもの(枠内付け)を行った。比較試験体として既存袖壁付き柱2体を加えて合計6体の実験を行った。

2. 試験体の設計と加力について

2.1 試験体諸元

(1) 既存袖壁付き柱

既存両袖壁付き柱試験体(E-A-D)と既存片袖壁付き柱試験体(E-A-S)の諸元を表-1に記す。1971年以前に設計された既存建物を想定して丸鋼を用いた。試験体の形状は補強パネルを付けたものも含めて図-1に示す。

(2) 補強パネル

補強パネルは厚さ75mmで、山形鋼(L-75×60×3.2およびL-60×60×3.2)で4辺を枠取りして、縦横筋はD6($\sigma_y=364\text{N/mm}^2$)を山形鋼に溶接した。後打ちしたモルタル

表-1 試験体諸元

柱内法高さ $h_o(\text{mm})$		1000	備考
コンクリート圧縮強度 $F_c(\text{N/mm}^2)$		17.83	
柱軸力 $N(\text{kN})$		337.5	0.3 F_c
反曲点高さ $h_{cwo}(\text{mm})$		500	加力方式
柱	柱幅 $b(\text{mm})$	250	
	柱せい $D_c(\text{mm})$	250	
	柱有効せい $d(\text{mm})$	217.5	
そで壁	袖壁厚さ $t_1(\text{mm})$	60	
	袖壁長さ $L_{w1}(\text{mm})$	450	
袖壁付き柱せい $L'(\text{mm})$ (両袖/片袖)		1150/700	
柱主筋	引張鉄筋断面積 $a_t(\text{mm}^2)$	531	4-13 ϕ
	pt(%)	0.85	
	降伏強度 $\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	327	
帯筋	帯筋断面積 $a_w(\text{mm}^2)$	56.5	6 ϕ @170
	間隔 $X(\text{mm})$	170	
	pw	0.0013	
	降伏強度 σ_{wy}	306	
袖壁せん断補強筋	縁縦筋断面積 $a_{w1}(\text{mm}^2)$	12.6	4 ϕ
	縦筋縁端距離 $d_{wt1}(\text{mm})$	25	
	横筋断面積 $a_{h1}(\text{mm}^2)$	12.6	4 ϕ @100
	横筋間隔 $X_{s1}(\text{mm})$	100	
	ps1	0.0021	
	横筋降伏強度 σ_{sy1}	263	

の圧縮強度は $\sigma_B=66.4\text{N/mm}^2$ 。接着系アンカーはD10($\sigma_y=387\text{N/mm}^2$)を用いた。詳細を図-4・図-5に示す。

2.2 既存袖壁付き柱の設計強度

E-A-DとE-A-Sの設計強度値を表-2・表-3に記す。終局強度は参考文献¹⁾の(付3-2)式～(付3-5)式による。なお、 Q_{su3} と Q_{su4} は表記を割愛した。何れも1.9倍から2.5倍程度の余裕度でせん断破壊先行型である。

*1 工学院大学 工学部建築学科准教授 博(工) (正会員)

*2 矢作建設工業(株) 技術部 (正会員)

*3 株式会社ピタコラム 技術部 (正会員)

*4 芝浦工業大学 名誉教授 工博 (正会員)

表-2 E-A-D の設計強度

曲げ降伏強度	be(mm)	101.3
	曲げ終局強度Mw(kNm)	238.9
	Qmw(kN)	478
せん断終局強度	be(mm)	127.9
	de(mm)	667.5
	pte(%)	0.622
	je(mm)	584.1
	pwe*σwy(N/mm ²)	0.451
	σoe(N/mm ²)	4.52
	M/(Q*de)	0.435
	(同)補正值	1
	Qsu1(kN)	189.9
	be(mm)	101.3
	de2	1125
	pte(%)	0.011
	je(mm)	984.4
	pwe*σwy(N/mm ²)	0.474
	σo(N/mm ²)	3.38
	M/(Q*de)	0.435
	(同)補正值	1
Qsu2(kN)	152.1	
Qsu(kN)=max(Qsu1,Qsu2)	190	

表-3 E-A-S の設計強度

曲げ降伏強度	be(mm)	127.9	
	Mw(kNm)	254.0	
	Mu(kNm)	64.1	
	(Mw+Mu)/2	159.1	
	Qmw(kN)	318	
せん断終局強度	Qsu1A	be(mm)	127.9
		pte(%)	0.622
		je(mm)	584.1
		pwe*σwy(N/mm ²)	0.451
		σoe(N/mm ²)	4.52
		M/(Q*de)	0.714
		(同)補正值	1
	QsuA(kN)	189.9	
	Qsu1B	be(mm)	250.0
		pte(%)	0.8496
		j(mm)	190.3
		pwe*σwy(N/mm ²)	0.407
		σo(N/mm ²)	7.09
		M/(Q*de)	0.714
	(同)補正值	1	
	Qsu1(kN)=(Qsu1A+Qsu1B)/2	163.6	
	Qsu2	be(mm)	127.9
pte(%)		0.304	
j(mm)		560.0	
pwe*σwy(N/mm ²)		0.451	
σo(N/mm ²)		4.71	
M/(Q*de)		0.714	
(同)補正值	1		
Qsu2(kN)	166.9		
Qsu(kN)=max(Qsu1,Qsu2)	167		

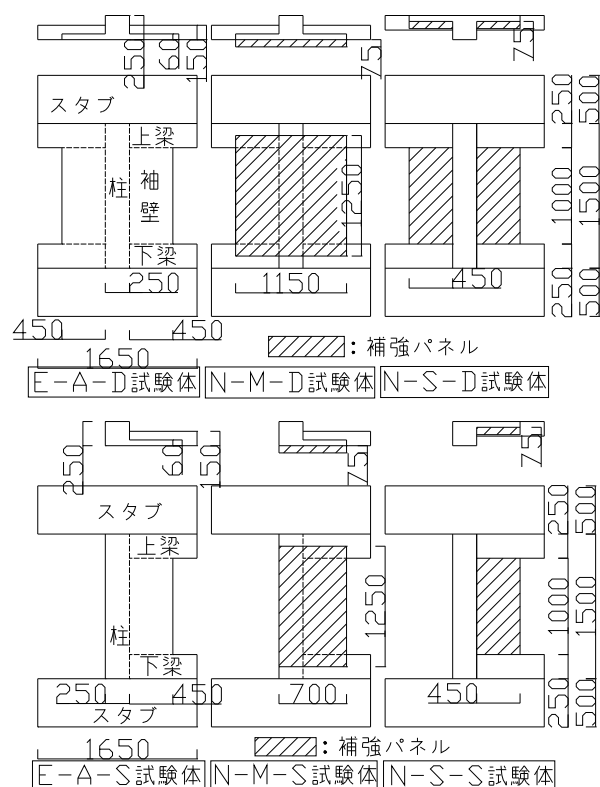


図-1 試験体形状(単位: mm)

2.3 加力方法

図-2 に示す加力装置で軸力とせん断力を加える。試験体に生じる曲げモーメントの反曲点高さは試験体内法高さの 1/2 に調整した。軸力ジャッキで所定の軸力を加えた後、せん断力ジャッキで層間変位を目安に変位制御で R=±1/1000rad を 1 サイクル, R=±1/500rad, ±1/250rad, ±1/125rad, ±1/83rad を各 2 サイクル, ±1/63rad と ±1/50rad を 1 各サイクル漸増载荷した。

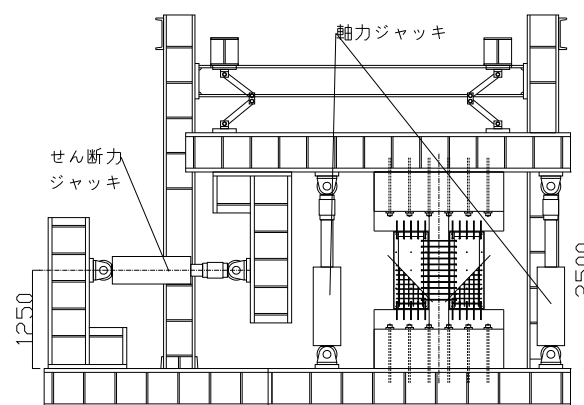


図-2 加力装置(単位: mm)

2.4 既存袖壁付き柱の配筋詳細

E-A-D の配筋詳細を図-3 に示す。E-A-S は E-A-D の左側袖壁・梁が無い形に等しい。また、補強パネルで補強した試験体の既存部分は E-A-D および E-A-S に等しい。

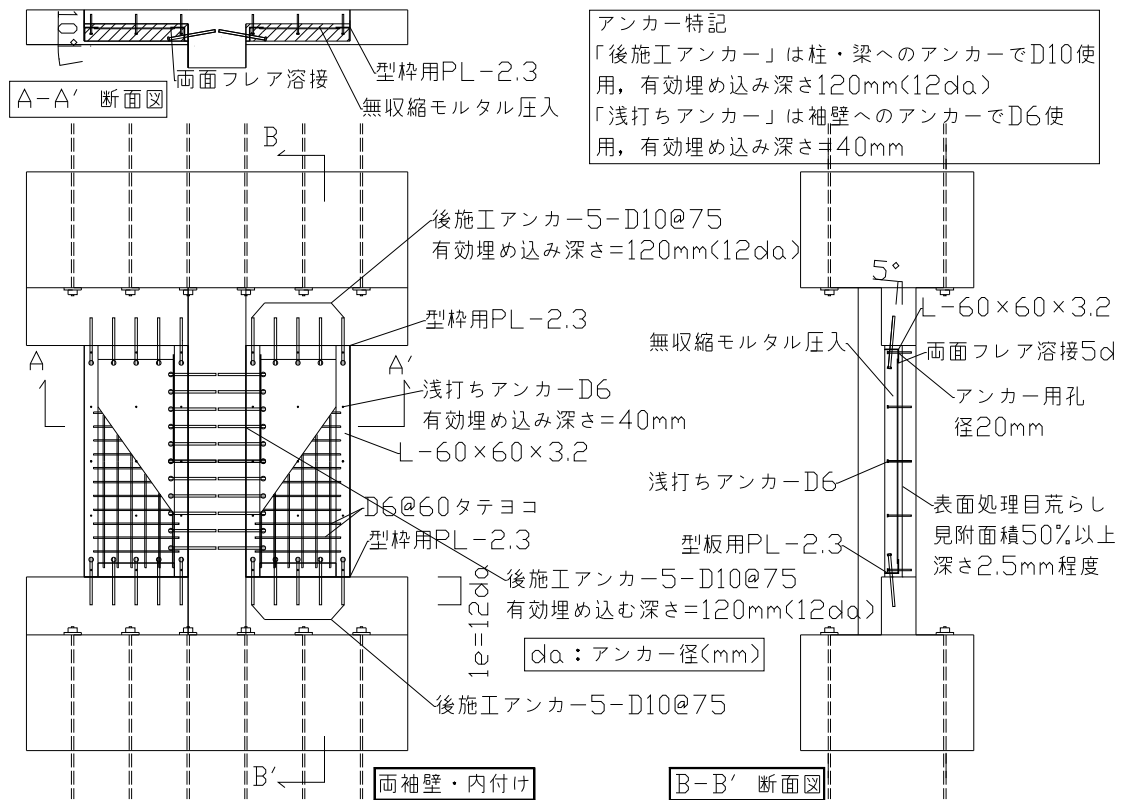


図-5 N-S-D 試験体補強パネル枠内付け取り付け詳細(単位: mm)

2.5 補強パネルの配筋と取り付け詳細

補強パネルを既存部分枠材に外付けした N-M-D の補強パネル取り付け詳細を図-4 に示す。また、補強パネルを既存部分枠材に内付けした N-S-D の補強パネル取り付け詳細を図-5 に示す。なお、片袖壁付き柱に枠外付けした N-M-S は N-M-D と同様で、片袖壁付き柱に枠内付けした N-S-S は N-S-D と同様である。

3. 実験結果

3.1 耐力と変形性能について

図-6 に Qc-R 曲線を示す。また、表-4 に各試験体の最大強度と各層間変形角に対する強度を記す。各層間変形角は代表的 F 値に対応し、F 値と層間変形角の関係は参考文献¹⁾の(14)式・(16)式の終局層間変形角と F 値の関係式による。

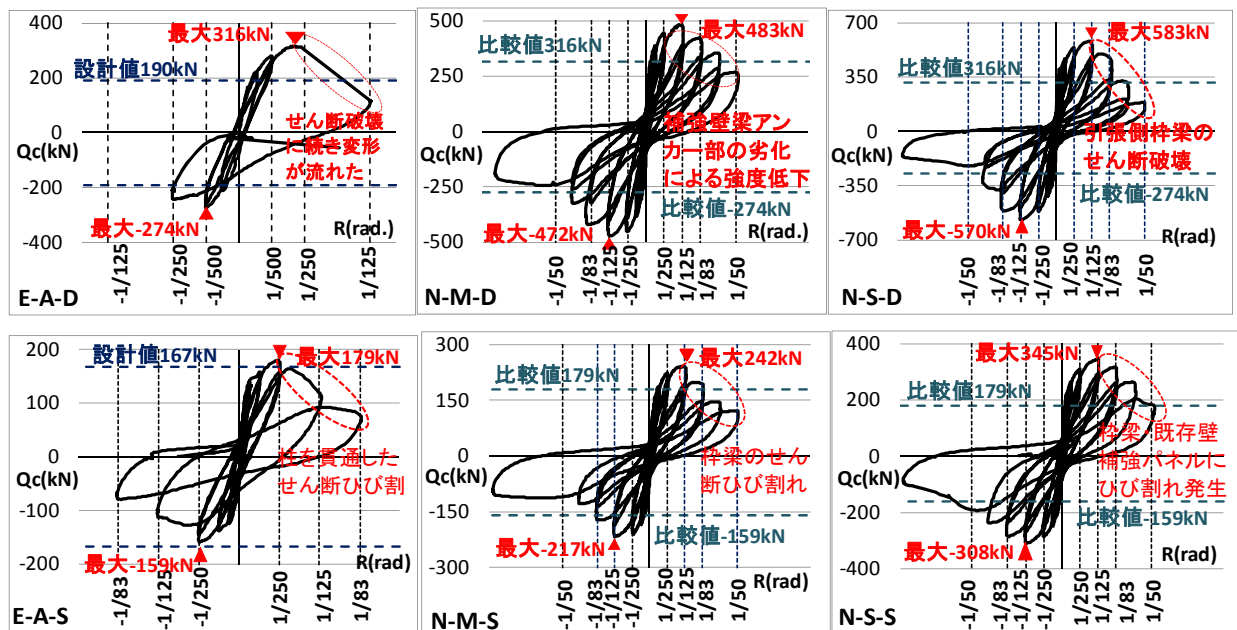


図-6 柱せん断力(Qc)一層間変形角(R)曲線

表-4 補強パネルで補強した袖壁付き柱の耐力と変形性能

R	試験体名称	両袖壁付き柱試験体			片袖壁付き柱試験体			備考
		E-A-D	N-M-D	N-S-D	E-A-S	N-M-S	N-S-S	
1/500rad.	Qc(kN)	280	387	467	158	186	266	F=0.8
	Qc/Qcmax*	-	1.22	1.48	-	1.04	1.49	
	Qc/Qcmax (%)	89%	80%	80%	88%	77%	77%	
1/250rad.	Qc(kN)	306	445	540	176	224	310	F=1.0
	Qc/Qcmax*	-	1.41	1.71	-	1.25	1.73	
	Qc/Qcmax (%)	97%	92%	93%	98%	92%	90%	
1/150rad.	Qc(kN)	180	476	576	141	238	338	F=1.27
	Qc/Qcmax*	-	1.51	1.82	-	1.33	1.89	
	Qc/Qcmax (%)	57%	99%	99%	79%	98%	98%	
1/123rad.	Qc(kN)	117	475	562	115	236	342	F=1.5
	Qc/Qcmax*	-	1.50	1.78	-	1.32	1.92	
	Qc/Qcmax (%)	37%	98%	96%	65%	98%	99%	
1/81rad.	Qc(kN)	-	402	463	72	180	290	F=2.0
	Qc/Qcmax*	-	1.27	1.47	-	1.01	1.62	
	Qc/Qcmax (%)	-	83%	80%	40%	75%	84%	
最大強度	Qcmax(kN)	316	483	583	179	242	345	
	Qc/Qcmax*	-	1.53	1.84	-	1.35	1.93	
	$\Delta Qc=Qcmax-Qcmax^*$	-	167	266	-	63	166	
	Rqcmx(rad.)	1/292	1/135	1/133	1/277	1/128	1/129	

Qcmax:各試験体の最大強度, Rqcmx:各試験体の最大強度時層間変形角
 Qcmax*:(N-M-DとN-S-Dに対してはE-A-Dの最大強度), (N-M-SとN-S-Sに対してはE-A-Sの最大強度)

既存袖壁付き柱に比べ補強パネルで補強した柱は1.35倍から1.93倍程度強度上昇した。また、設計用強度を最大強度の80%程度と見たとき、F=2.0程度の変形性能がある。加えて、最大強度前の耐力値を見ると、補強した両袖壁付き柱はF=0.8時の強度寄与係数も $\alpha=1.0$ 程度ある。補強パネルによるせん断補強は耐力および変形性能を大きく向上させた。

3.2 耐力機構と実験結果の検討

既存袖壁の柱際と外端の縦筋および補強パネル同位置と枠外付けでは柱心位置の縦筋の歪を計測した(図-7)。

袖壁付き柱と補強パネルが一体で平面保持の仮定が成り立つとすると歪計測位置の縦筋の伸縮は図-7のようになる。既存袖壁付き柱(E-A-D,E-A-S)は伸縮想定と概ね一致する(図-8)。また、補強パネルを付けたものの既存袖壁部もN-M-Sを除いて伸縮想定と概ね一致する(図-9左列)。一方、補強パネル縦筋の歪状況は伸縮想定とまったく異なっている(図-9右列)。よって、袖壁付き柱と補強パネルは別個にせん断力に抵抗していると考えられる。補強パネルを付けた袖壁付き柱の耐力は補強パネルの耐力と既存袖壁付き柱の耐力の和だと考えた。

本試験体で、補強パネルのモルタル強度は極めて大きかった。既存部と補強パネルの接合部分(接着系アンカー)の損傷が目立った。よって、補強パネルの強度は接合部の強度と考え、接合部の検討を以下で行う。

表-5に各試験体の水平接合部(梁との接合部)のアンカー強度値を記す。計算は参考文献²⁾の(3.9.4-7)式~(3.9.4-9)式、 E_c は計算値で参考文献³⁾の表3を用いた。なお、参考文献²⁾の解図3.9.4-2(a)より実強度は設計値の1.25倍程度と見た。

枠外付け補強パネルの抵抗機構を図-10と考える。反力中心間距離を $l_a=0.8 \times$ 補強パネル幅として、圧縮材方向に生じる水平接合部反力はアンカー強度 Q_a (表-5)に等しいとして、この水平成分 Q_aH は ΔQ_c (表-4)に概ね一致する(表-6)。枠内付け補強パネルの抵抗機構を図-11と考える。水平接合部反力(QA)をアンカー強度と摩擦力(補強パネルの分担軸力 $\times 0.5$)の和とすると ΔQ_c に概ね一致する(表-7)。以上より、枠外付け補強はアンカーの圧縮材方向の強度が主因子である。枠内付け補強はアンカーの水平方向の強度が主因子だが、軸力による摩擦力が加算され、表-4の結果は46kN~60kN程度過大である。

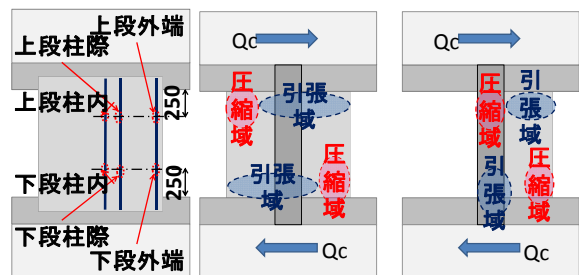


図-7 歪計測位置と伸縮想定

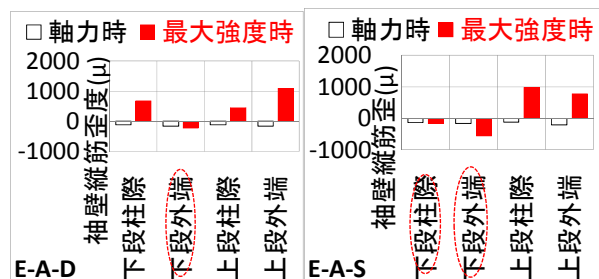
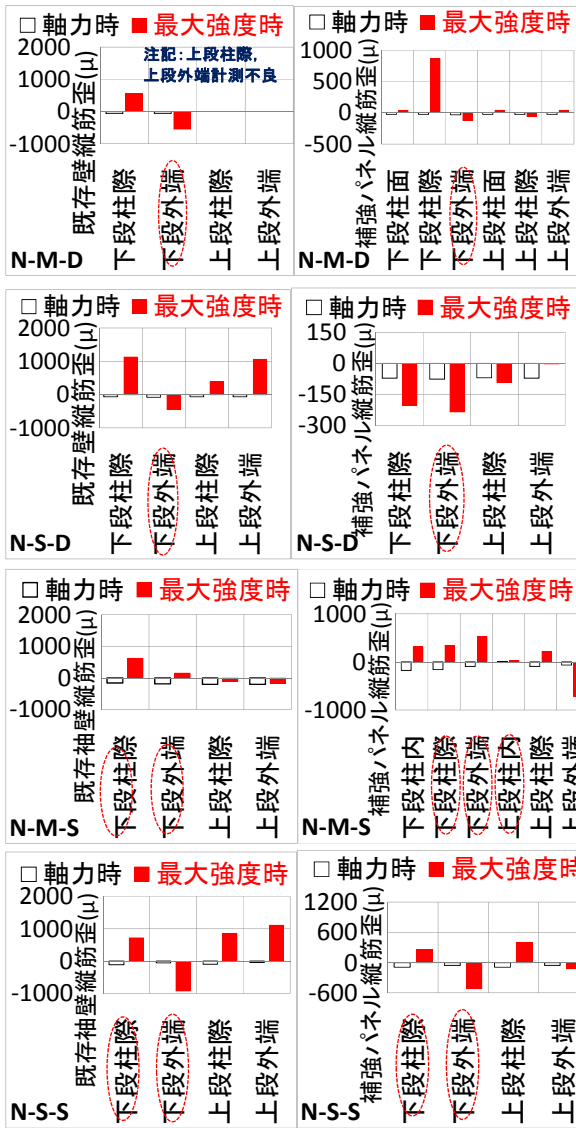


図-8 既存袖壁付き柱袖壁縦筋の歪状況



(既存部袖壁縦筋歪状況) (補強パネル縦筋歪状況)
図-9 既存部袖壁縦筋と補強パネル縦筋の歪状況

表-5 接着系アンカー強度計算値

水平接合部アンカー強度		備考
$sA_e(\text{mm}^2)$	71.3	D10
$\sigma_y(\text{N/mm}^2)$	397	試験値
$\sigma_B(\text{N/mm}^2)$	17.83	試験値
$E_c(\text{N/mm}^2)$	17940	計算値
$Q_{a1}(\text{kN/1本})$	19.8	294N/mm ² 以内規定を無視
$Q_{a2}(\text{kN/1本})$	16.1	
$Q_a(\text{kN/1本})$	16.1	
N-M-D (kN)	226	アンカー本数14本
1.25倍	282	
N-S-D (kN)	161	アンカー本数10本
1.25倍	202	
N-M-S (kN)	113	アンカー本数7本
1.25倍	141	
N-S-S (kN)	81	アンカー本数5本
1.25倍	101	

4. まとめ

鉄骨枠に縦横筋を溶接して、鉄骨枠を介して既存部と

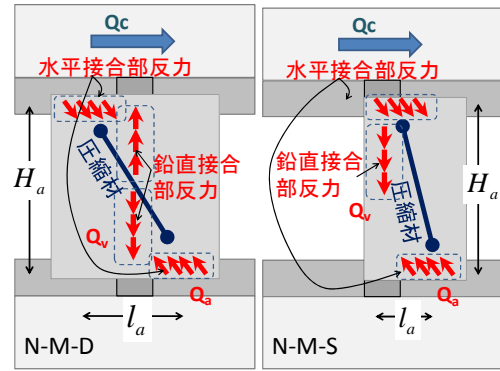


図-10 枠外付け補強パネルの抵抗機構の想定

表-6 枠外付け補強パネル水平接合部の必要強度

試験体	$\Delta Q_c(\text{kN})$	$Q_a(\text{kN})$	$H_a(\text{mm})$	$l_a(\text{mm})$	$Q_a H(\text{kN})$
N-M-D	167	282	1190	920	173
N-M-S	63	141	1190	560	60

$l_a = \text{補強パネル幅} \times 0.8$ とした。

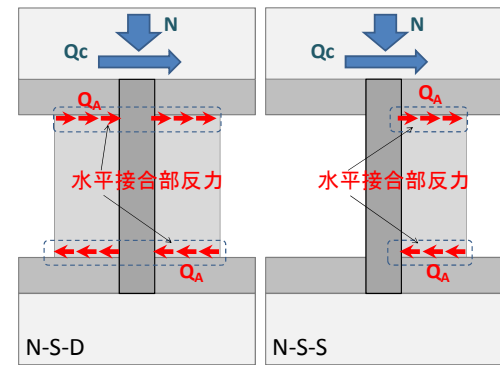


図-11 枠内付け補強パネルの抵抗機構の想定

表-7 枠内付け補強パネル水平接合部の必要強度

試験体	$\Delta Q_c(\text{kN})$	$Q_a(\text{kN})$	$A_p / \sum A$	$N(\text{kN})$	$Q_A(\text{kN})$
N-S-D	266	202	0.367	337	276
N-S-S	166	101	0.274	337	156

軸力分担率 = $A_p / \sum A$: 補強パネル断面積/全断面積

接着系アンカーで接合し、強度の高いモルタルを後打ちした補強パネルのせん断補強効果は耐力およびF値を大きく改善する。補強パネルによる強度増加量は水平接合部のアンカー強度にあたる。なお、枠外付け時にはアンカーは斜め方向にせん断力を受けるので、この水平成分が補強による強度増加量にあたる。

参考文献

- 1) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, (財)日本建築防災協会, 2001年改定版
- 2) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説, (財)日本建築防災協会, 2001年改定版
- 3) 鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説, 日本建築学会, 1999年