

鋼製パネル組立耐震補強工法の壁式柱への適用

(株)大林組 正会員 ○渡辺 哲
(株)大林組 正会員 坂平 佳久

(株)大林組 正会員 武田 篤史
新日鉄エンジニアリング(株) 豊福 浩司

1. 目的

鋼製パネルによる耐震補強工法は、補強パネルと接続パネルで構成され、鋼製パネルの凸部を接続パネルの開口部にはめ込むことで相互に接続(嵌合接合)し、ボルト等で固定し柱との空隙に充填材を注入して一体化する工法である¹⁾。パネルは人力運搬可能で溶接を必要としないため、駅部の耐震補強などで実績を重ねている(図-1)が、地中ボックスカルバート中柱耐震補強に対しても、施工性から大きなメリットが期待される。しかし中柱は要求性能が曲げ耐力ではなく変形性能であり、その終局変位は軸力保持性能により定義される。また一般に断面形状は壁式であり、ラーメン高架橋を対象とした既存の性能評価手法¹⁾の適用範囲外である。このため、静的載荷実験により、扁平な壁柱に対する鋼製パネル組立耐震補強工法の適用性を検討した。

2. 実験概要

試験体は、鉄道用カルバート壁式中柱を参考に定めた。せん断スパンは階高の 1/2 としてモデル化した。試験体の形状寸法を図-2 に示す。実験パラメーターは、中間貫通鋼材なし (A 試験体) とあり (B 試験体) の 2 種類とし、鋼製パネル補強量は、曲げ耐力に対し、せん断破壊を防ぐことができる量として板厚を 4.5mm とした。中間貫通鋼材は、変形性能の向上を目的として 1D 区間に配される鋼製パネルに対し配置した。中間貫通鋼材は、D32 鉄筋を用いた。使用材料の性質を表-1 に示す。せん断耐力および変形性能について、参考文献 1) により計算した結果を表-2 に示す。

加力は、鉛直方向に鉄道用カルバート壁式中柱を参考に定めた軸力($\sigma_c=3.85\text{N/mm}^2$)をかけた状態での水平方向正負交番載荷とした。載荷方法を図-3 に示す。載荷プログラムは、最外縁引張鉄筋の降伏時変位を δy とし、 δy の整数倍の変位振幅でそれぞれ 3 サイクルの正負繰返しとした。

3. 実験結果

図-4~5 に荷重変位関係を示す。図中の計算値は参考文献 1) に従って計算したものである。但し、断面幅の影響を

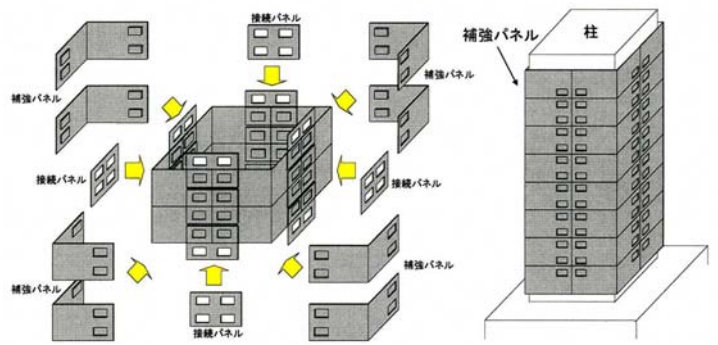


図-1 補強概要

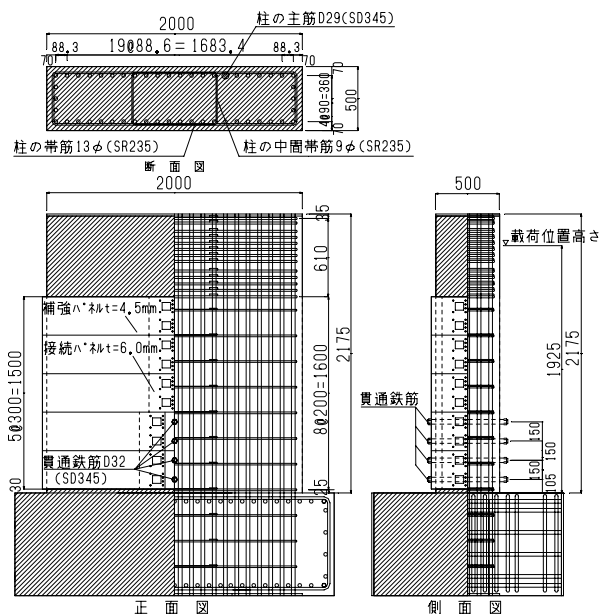


図-2 試験体の概要(貫通鋼材は B 試験体のみ)

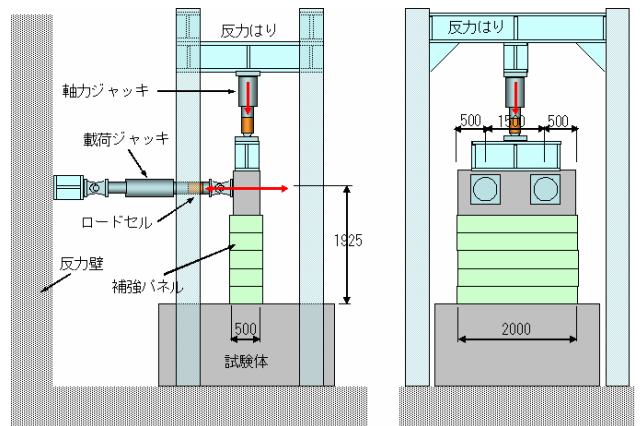


図-3 載荷方法

キーワード 鋼製パネル耐震補強工法, 地中ボックスカルバート, 中柱, 壁式柱, 正負交番載荷, 変形性能
連絡先 〒204-8558 東京都清瀬市下清戸 4-640 (株)大林組技術研究所構造技術研究部 TEL042-495-1013.

表-1 使用材料の性質

使用部位	サイズ	材 質	降伏応力 (N/mm ²)	ヤング係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)
柱主鉄筋	D29	SD345	366	1.95
柱帯鉄筋	φ13	SR235	315	2.06
	φ9	SR235	353	2.06
補強パネル	t=4.5	NSDH540	482	2.00
接続パネル	t=6.0	SS490	352	1.92
貫通鉄筋	D32	SD345	385	1.95

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 ×10 ⁴ (N/mm ²)
A試験体	25	2.56	2.28
B試験体	22.9	2.13	2.28

表-2 実験パラメーターと計算値

	A試験体	B試験体
補強仕様	鋼製パネル NSDH540 4.5mm	鋼製パネル NSDH540 貫通鉄筋 SD345 D32@150
せん断スパン l a	1,925mm	
曲げ耐力Mu	3067kN・m	
曲げ耐力時せん断力V _{mu}	1593kN	
補強前せん断耐力V _{yd}	795kN	
補強前せん断余裕度	0.499	
補強せん断力V _{sd}	1,080kN	
補強後せん断耐力V _{yd'}	1,875kN	
補強後せん断余裕度	1.177	
補強後終局回転角 θ _n (じん性率)	0.0283rad (μ=3.23)	0.0341rad (μ=3.75)

考慮する係数は考慮していない。終局を表す N 点は最大耐力後に耐力が降伏荷重まで低下した点として定義した。A試験体, B試験体(中間貫通鋼材あり)のN点変位 δ_Nは, それぞれ 71.2mm(4.2 δ_y, θ_n=0.037), 105.0mm(5.7 δ_y, 0.055)であった。地中構造物の変位は地盤変位に追随するが, 多くの層間変形角はせいぜい 0.03 程度であり, 中間貫通鋼材を用いなくても実用に値する変形性能であるといえる。

図-6 に鉛直変位と塑性率の関係を示す。試験体 A は, 4 δ_y まで, 試験体 B は 5 δ_y まではひび割れの発生・鉄筋の塑性化による伸び上がりが見られ, 上床板を十分に支持したが以降, 両試験体とも沈下が始まった。この変形時は図-4~5 に示した水平耐力で定まる終局変位とほぼ一致している。

最終加力時においてもパネル接続部ボルトの破断や顕著な塑性変形は見られず, パネル間の水平目開き量についても A 試験体で最大 0.9mm, B 試験体で最大 0.4mm であった。よって, パネル部材の嵌合接合は十分な性能を持っているといえる。

4. まとめ

壁式柱の正負交番載荷実験を行った結果以下の知見を得た。

- (1) 扁平な壁式柱に対し, 鋼製パネル耐震補強のみの場合でもせん断破壊には至らず, 既存の変形性能評価手法で十分安全側に評価できる。中間貫通鋼材を配置した場合, さらに変形性能補強効果は向上する。
- (2) 鉛直力支持能力がなくなる変形と水平耐力が降伏荷重まで低下する変形がほぼ一致することから, 本構造においては, カルバート中柱であっても水平耐力により変形性能を評価することは合理的である。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：既存鉄道コンクリート高架橋柱等の耐震補強設計・施工指針 鋼製パネル組立補強編, 2006.9
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 1999.10.

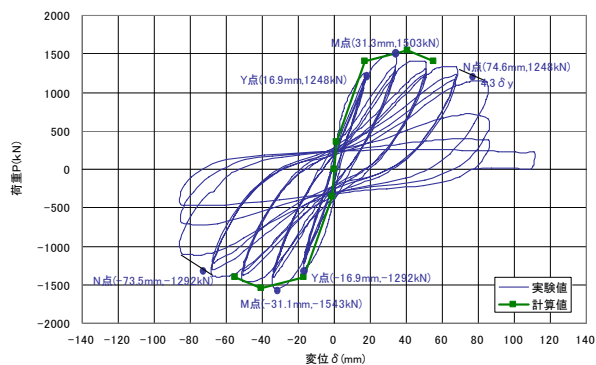


図-4 荷重変位関係(A 試験体)

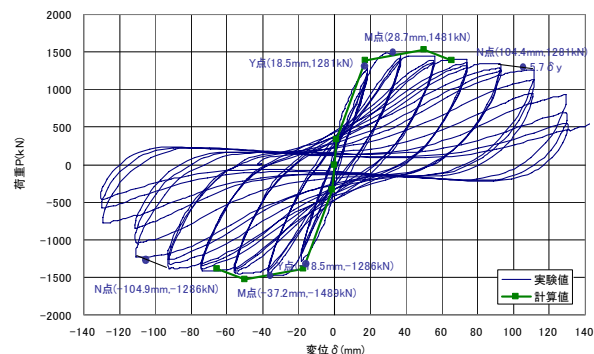


図-5 荷重変位関係(B 試験体)

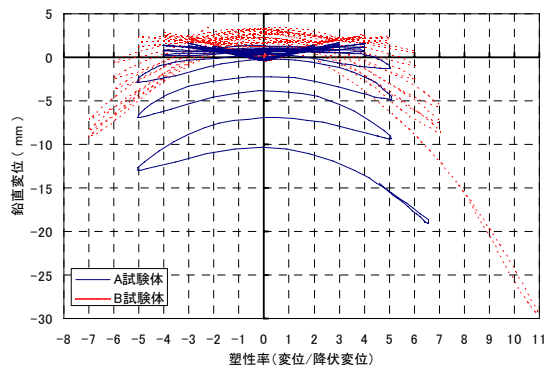


図-6 鉛直変位-塑性率関係