

鉄筋を斜めに配置した RC 柱の耐震補強効果に関する実験的検討

JR 東日本 正会員 ○幸田 和明
JR 東日本 正会員 松尾 伸二
JR 東日本 正会員 長澤 徹
JR 東日本 正会員 菅野 貴浩

1. はじめに

既設 RC 橋脚く体に対して耐震補強を行う場合、鉄筋コンクリートや鋼板を巻き立てる方法が一般的である。これらが施工困難な箇所に対して、図 1 に示すとおり、既設 RC 橋脚く体上部から斜め方向に削孔した孔に補強鋼材（以下、斜め鋼材という）を挿入し、充填材を充填して既設 RC 橋脚く体との一体化を図ることで、斜め鋼材にせん断補強鉄筋としての機能を期待し耐震性を向上させる工法を提案した。今回、斜め鋼材によるせん断補強効果について実験的検討を行ったので報告する。

2. 実験概要

今回の実験では、斜め鋼材量をパラメータとして交番载荷試験を行った。図 2 に試験体の形状および寸法を示す。試験体寸法は柱断面を 650mm×650mm とし、せん断スパンを 1850mm とした。

補強前の試験体の耐力比 (V_y/V_{mu} : ここに、 V_y ; 部材のせん断耐力で $V_y=V_c+V_{s1}$, V_c ; コンクリートが受け持つせん断耐力¹⁾, V_{s1} ; 帯鉄筋が受け持つせん断耐力, V_{mu} ; 部材が曲げ耐力に達する時のせん断力で $V_{mu}=M_u/La$, M_u ; 曲げ耐力, La ; せん断スパン) は 0.8 程度に設定した。

表 1 に斜め鋼材の配置角度、径および本数を示す。斜め鋼材の配置角度は、部材軸方向から 20°と一定とし、斜め鋼材量を変化させた。斜め鋼材による補強後のせん断耐力 ($V_y=V_c+V_{s1}+V_{s2}$: ここに、 V_{s2} ; 斜め鋼材が受け持つせん断耐力) は、斜め鋼材の部材軸直角方向成分がせん断耐力に寄与するとし、 V_{s2} は式 (1) により算定した。補強後の耐力比は表 1 に示したとおり 1.0, 1.2, 1.5 程度とした。

$$V_{s2}=A_{w2} \cdot f_{wy2} \cdot \sin\theta \tag{1}$$

ここに、 A_{w2} : 载荷方向の片側に配置される斜め鋼材の総断面積 (mm²)

f_{wy2} : 斜め鋼材の引張降伏強度 (N/mm²)

θ : 斜め鋼材と部材軸がなす角度 (°)

試験体の製作は、予め斜め鋼材を配置してから型枠を設置し、コンクリートの打設を行った。使用材料強度の試験値を表 2 に示す。試験体はフーチングを PC 鋼棒により固定し、鉛直方向ジャッキにより 0.75N/mm² に一定とした軸力を導入した。水平方向载荷は、く体上部に取り付けた水平方向ジャッキによる静的正負交番载荷とした。荷重制御で最外縁軸方向鉄筋ひずみが材料試験結果から定まる降伏ひずみに達するまで载荷し、その変位を降伏変位 (δ_y)、水平荷重を降伏荷重 (P_y) とした。2 δ_y 以降は、 δ_y の整数倍の変位毎に各 1 回ずつ、10 δ_y 以降は δ_y の偶数倍の変位ごとに各 1 回ずつ変位制御で交番载荷した。

キーワード 耐震補強, 斜め鋼材, せん断耐力, 鉄筋コンクリート橋脚

連絡先 〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2 丁目 2 番 2 号 東日本旅客鉄道(株)建設工事部 TEL 03-5334-1288

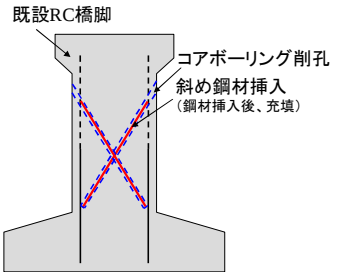


図1 斜め鋼材概要図

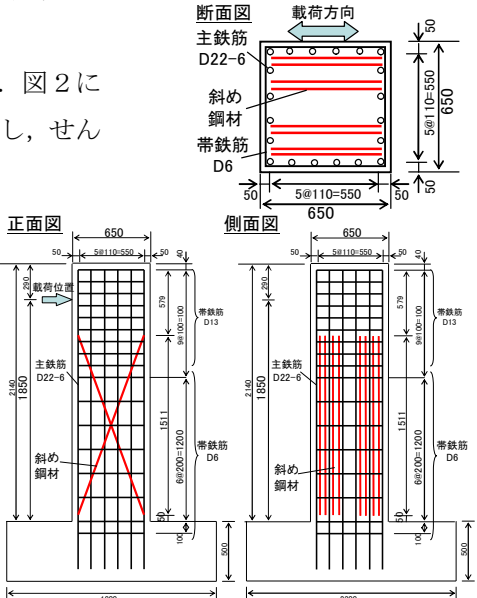


図2 試験体の形状および寸法(単位:mm)

表1 斜め鋼材量と耐力比

試験体番号	斜め鋼材		せん断スパン		耐力比 V_y/V_{mu}
	配置角度	径	本数 (片側)	La (m)	
M20	—	—	—	1.85	0.85
X20a	20	D13	4		0.96
X20b	20	D19	4		1.15
X20c	20	D25	5		1.50

表2 材料試験結果

試験体番号	鉄筋引張強度						コンクリート強度	
	主鉄筋		帯鉄筋		斜め鋼材		柱	フーチング
	径	f_y (N/mm ²)	径	f_y (N/mm ²)	径	f_y (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)
M20	D22	373	D6	301	—	—	30.3	25.1
X20a	D22	373	D6	287	D13	377	24.7	27.6
X20b	D22	373	D6	301	D19	381	26.0	29.2
X20c	D22	384	D6	272	D25	386	25.2	29.8

3. 実験結果

試験体の最大水平荷重時と、その後 P_y 付近まで水平荷重が低下した時点 (P_y 降下時)での損傷状況を写真1に、荷重変位曲線を図3に、その包絡線を図4に示す。写真1、図3は M20, X20b 試験体のみ示した。

各試験体ともく体基部からせん断スパンの $2/3$ 程度の範囲で概ね帯鉄筋の配置間隔で曲げひび割れが発生後、く体基部の主鉄筋が降伏した。斜め鋼材を配置していない M20 試験体においては、 $2\delta_y$ で載荷点からく体基部にかけて斜め方向にひび割れが発生し、最大荷重に達した $3\delta_y$ で斜め方向のひび割れが拡大した。 $4\delta_y$ でせん断スパンの $1/2$ 高さ程度のく体中心軸付近でのひび割れ、および斜め方向のひび割れが増加、拡大し、荷重が急激に低下してせん断破壊に至った。

斜め鋼材を配置した X20a 試験体においては、最大荷重に達した $3\delta_y$ で斜め鋼材の交差部より上部で発生した曲げひび割れが斜め方向に進展し、 $4\delta_y$ で開き始め急激に荷重が低下した。その後、M20 試験体と同様の損傷状況を示し、 $5\delta_y$ でせん断破壊に至った。

X20b 試験体においては、斜め鋼材の交差部より上部で発生した曲げひび割れは斜め方向に進展するものの、 $4\delta_y$ で最大荷重に達した後、 $5\delta_y$ で基部から 400mm 程度の範囲においてかぶりコンクリートが剥落した。その後もく体基部に損傷が集中し、 $8\delta_y$ で塑性ヒンジを形成していることが確認された。

X20c 試験体においても、X20b 試験体と同様の損傷状況であった。斜め鋼材の交差部より上部から発生した曲げひび割れが斜めに進展するものの、 $4\delta_y$ で最大荷重に達した後、 $6\delta_y$ で基部から 400mm 程度の範囲でかぶりコンクリートの剥落が生じ、 $10\delta_y$ で塑性ヒンジを形成していることが確認された。く体基部で曲げ破壊した X20b, X20c 試験体では、最大荷重到達後緩やかな荷重低下となった。

X20a, X20b 試験体における $1\delta_y$ 、最大荷重到達時、および P_y 付近まで荷重が低下した時点の斜め鋼材のく体高さ方向に対するひずみ分布の一例を図5に示す。なお、X20c 試験体については、X20b 試験体と同様のひずみ分布を示した。どの試験体も最大荷重到達まではひずみは増加する傾向にある。X20a 試験体は急激な荷重降下が見られた $5\delta_y$ において、斜め鋼材の交差部付近 (高さ 800mm) において降伏ひずみに達している。斜め鋼材量を多くした X20b, X20c については、斜め鋼材は降伏していないことが確認された。また、 $1\delta_y$ ではく体基部付近のひずみが上部と比較して大きく、その後、く体基部付近より上部のひずみが大きくなる傾向になった。

5. まとめ

斜め鋼材量をパラメータとして交番載荷試験を行った、今回の試験条件の範囲で以下の知見が得られた。

- ・ 斜め鋼材量が少なく、斜め鋼材が降伏に至った場合は、補強しない場合と同様にせん断破壊に至った。
- ・ 斜め鋼材量が多く、斜め鋼材が降伏に至らない場合は、最大荷重以降は緩やかに荷重が低下し、く体基部に損傷が集中し、せん断破壊を防止する効果があった。

参考文献

- 1) 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, (財)鉄道総合技術研究所, 丸善, 2004年4月

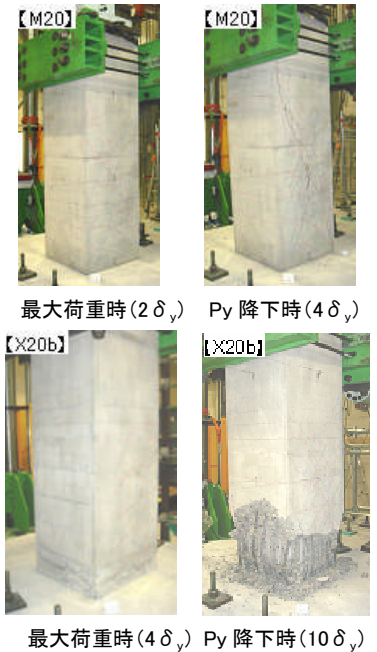


写真1 試験体損傷状況

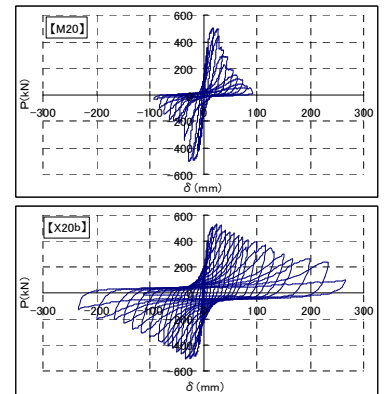


図3 荷重変位曲線

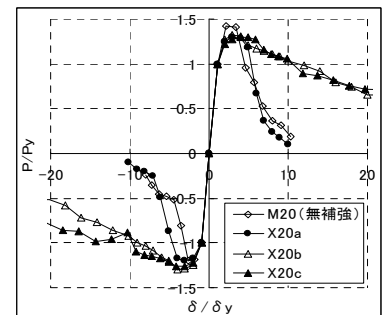


図4 荷重変位包絡線(無次元化)

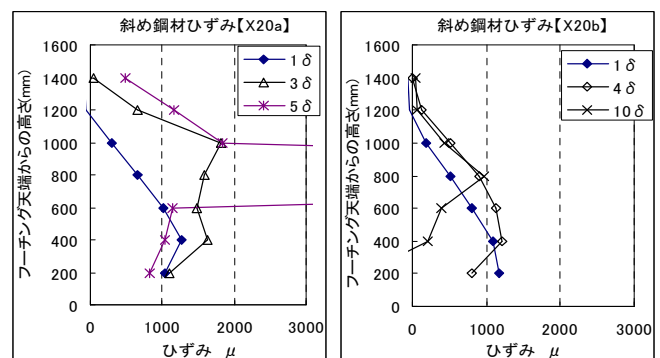


図5 斜め鋼材ひずみ分布