

載荷は、フーチング天端から 1350mm の部分での水平交番載荷としており、柱には一定軸力 32tf（圧縮応力度 20kgf/cm^2 ）を導入している。載荷方法は、柱根元部分の主鉄筋が降伏するまで、荷重制御で正負 1 回ずつの載荷とし、以後は降伏変位を 1δ としてその整数倍の変位を変位制御で正負 1 回ずつ載荷し、最大荷重が降伏荷重を下回った時点で試験終了とした。

3. 試験結果

図-2 に試験体 No. 16 と No. B 8 の荷重-変位曲線を示す。重ね継手長を長くすることによって、主鉄筋が付着劣化することなく大き

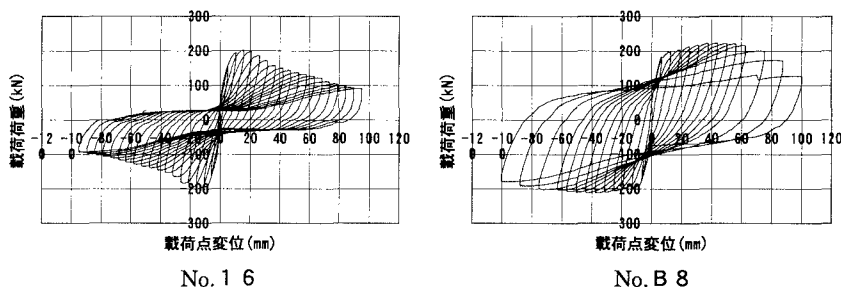


図-2 荷重-変位曲線

な変形性能が得られることがわかった。

同様の構造の梁による付着試験³⁾では、鋼板の補強効果を考慮した付着強度算定式が提案されており、それによると付着応力と鉄筋応力の関係から主鉄筋の降伏まで付着破壊しない必要重ね継手長を算定できる。一方、RC部材の靱性率算定式および矩形断面のRC部材を鋼板補強した部材の増加靱性率の算定式が示されている^{4,5)}。図-3には（継手長／必要継手長³⁾）と、靱性率（実験値）から矩形断面を鋼板補強した場合の計算式を用いた算定値^{4,5)}を差し引いた値との関係を示している。鋼板厚が 3.2mm の場合、重ね継手長の必要継手長に対する比の増加に伴い、靱性率の実験値の計算値に対する増分量が大きくなっており、重ね継手長が必要継手長以上であれば、従来の矩形断面を鋼板補強した場合と同等以上の靱性率を確保できることがわかる。一方、鋼板厚が 4.5mm 以上の場合、明確な傾向は見られず、計算値は鋼板厚による影響を過大に評価している傾向のあることがわかる。

表-1 に必要重ね継手長の計算値を示す。これによれば、継手長が必要継手長に満たない試験体も数体見られるが、それらの試験体も主鉄筋は降伏に至っている。しかし、降伏変位が大きくなっており、主鉄筋の付着は切れているものの鋼管による拘束で何らかの機械的な組み合わせが生じたため、主鉄筋が降伏に至ったものと考えられる。

4. おわりに

本試験結果より、径厚比 D/t (D :鋼管径)が 177 で継手部コンクリート強度 30N/mm^2 の場合、重ね継手長を必要継手長の 1.4 倍程度 (25ϕ) とれば、靱性率 10 以上の十分な変形性能を付与できることがわかった。

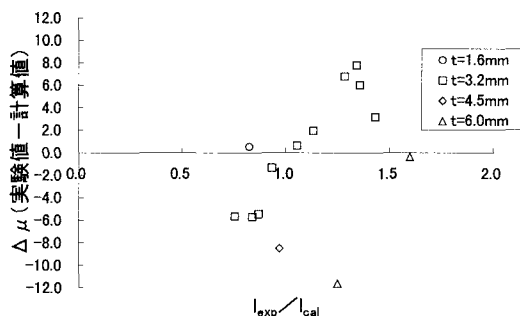


図-3 重ね継手長と靱性率

参考文献 1) (財) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物、1992. 丸善. 2) 大屋戸理明, 山内俊幸, 野澤伸一郎：重ね継手部分を円形断面の鋼板で補強した部材の交番載荷試験, 土木学会第 53 回年次学術講演会, V-498, pp.996-997, 1998 年 10 月. 3) 吉田忠司, 渡部太一郎, 山内俊幸, 野澤伸一郎：重ね継手部分を円形断面の鋼板で補強した部材の載荷試験, 土木学会第 54 回年次学術講演会, 第V部門, 1999 年. 4) 石橋忠良, 吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, 第 390 号/V-8, 1988 年 2 月. 5) 宮本征夫, 石橋忠良, 斉藤俊彦：既設橋脚の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 9-2, pp.275-280, 1987.