

鉄筋のねじ加工部(A1断面)が最初に降伏し、最大耐力に達したのち、下側にある数本の鉄筋が同時に引張破断する破壊性状を示した。ねじ加工部は母材が延びて破断しており、ボルトとナットのねじ山が滑って抜けるせん断による損傷はみられなかった。ベースプレートは鉄筋降伏時には全試験体とも弾性域にあり、降伏には至っていない。No.1とNo.2では終局状態において鋼製橋脚の圧縮フランジ付近のベースプレートが降伏したが、ベースプレートの厚いNo.3では、終局状態までベースプレートは弾性域にあった。

図-3および図-4に深礎杭部とベースプレートの相対的な拡幅変位を示す。ベースプレートの厚いNo.3では、ベースプレートは直線を保って変形しているが、No.1では、橋脚上フランジ位置付近より上縁側のベースプレートでそり曲がる変形がみられた。これは、No.1では荷重が増加しても中立軸位置が橋脚の圧縮フランジ付近より上縁側には移行できず、圧縮力の伝達機構がRC断面の場合とは異っていることを示しており、結果として両者の耐力に差が出たと考えられる。

図-5、図-6にNo.1およびNo.2のB1断面(杭部と無収縮モルタル部の接合面)における鉄筋のひずみ分布を示す。No.1、No.2とも最下縁鉄筋のひずみが最大とはならず、引張側鉄筋に平らな棚をもつ分布形となった。その棚の範囲は、No.1では最下縁鉄筋を中心に7本程度、偏心橋脚を持つNo.2では3~5本程度であり、橋脚の引張側フランジより下縁側にある鉄筋の本数とほぼ一致している。これは、断面の中立軸から見て引張フランジの外側に位置する鉄筋全体が同程度の応力で引張力に抵抗したことを示し、偏心によって引張フランジから外側に位置する鉄筋の数がNo.1よりも少なくなったNo.2では、より少ない本数の鉄筋に引張力が集中して伝達され、その鉄筋が先行して破断するために耐力が小さくなったと考えられる。

鉄筋が許容応力度に達した時点の荷重は、設計で用いた杭方式の許容応力度設計荷重の1.15~1.59倍であり、また、鉄筋降伏時の荷重はその2.16~2.78倍となり、地震時の許容応力度の割増率1.5を考慮しても、これより十分大きいことから実施設計上耐力に問題がないと考えられる。最外縁鉄筋が降伏応力度に達する荷重に関して、実験値をそれぞれの計算値で除した値で比較してみると、杭方式=0.95~1.23、RC方式=0.67~0.87であった。また、鉄筋の破断荷重では、杭方式=1.70~2.18、RC方式=1.01~1.30であった。降伏荷重、破断荷重の値に注目すると、降伏荷重の値は杭方式による計算値に近く、破断荷重の値はRC方式による計算値に近い。実際の耐力力モデルは、杭方式、RC方式のいずれでもなく、両者の中間的なものであると考えられる。

4.まとめ

深礎杭の鉄筋をそのままアンカーボルトとして用いた杭—鋼製橋脚接合部において、杭方式モデルによる許容応力度設計法を採用すれば、実施設計上十分安全であり、異常な変形も生じないことが確認された。また、接合部の耐力力モデルは杭方式、RC方式の中間的なものであり、解析的な検討を含めて、今後さらに検討を深める必要がある。

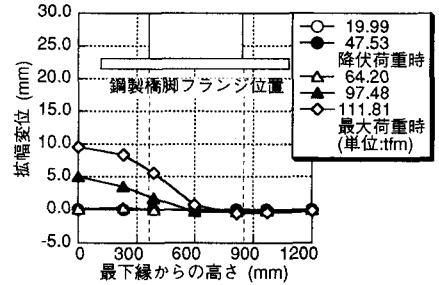


図-3 プレート—杭間の拡幅変位分布(No.1)

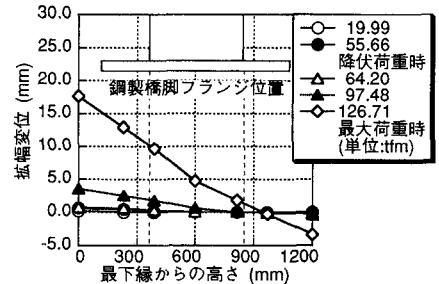


図-4 プレート—杭間の拡幅変位分布(No.3)

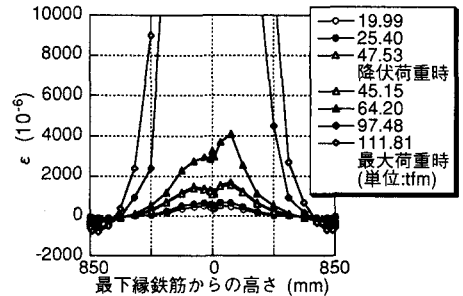


図-5 鉄筋ひずみの分布(No.1,B1断面)

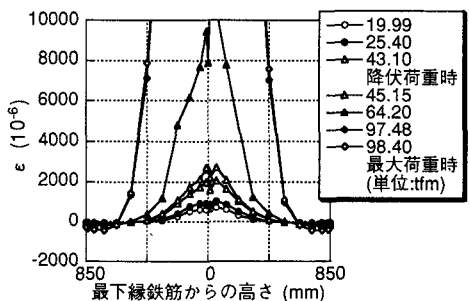


図-6 鉄筋ひずみの分布(No.2,B1断面)