

(株)東京鐵骨橋梁	正会員	中野 幹一郎
(株)東京鐵骨橋梁	フェロー	桜井 孝
愛知工業大学	正会員	青木 徹彦

1. まえがき

代表的な合理化橋梁であるPC床版2主連続桁橋と橋脚を剛結することによって経済的で耐震性の高い上下部一体構造の研究は盛んで、実橋の建設も進められている。その中で移動型枠を用いた連続桁では内面型枠の移動のため、中間支点上で桁高の半分程度の空間が必要になり、剛結部の埋め込み長が不足することが考えられる。本構造はこれを補うため2本の主桁と2本の横桁で構成する枠組みの下側に分岐桁、連結桁と呼ぶ枠組みを下に延長して円滑に伝達しようとする構造である。(図-1)

本稿では、大型試験体による静的交番載荷試験の概要を報告する。

2. 試験状況

1) 実験供試体

実験供試体は、2本の主桁、2本の横桁とRC橋脚を一体化させた剛結部周辺を取り出した実構造の1/5スケールモデルとする。連結桁高さが300mmのものをTYPE E1、450mmのものをTYPE2とする。さらにTYPE1のうちジベルの本数が道路橋示方書の許容せん断力により設計したものをTYPE1-A、鋼構造物設計指針の終局せん断力により設計したものをTYPE1-Bとする。供試体形状寸法を図-2に示す。

2) 載荷方法

- 鉛直軸力は実橋モデルの死荷重反力を想定して、500kN一定として載荷した。
- 鉛直軸力一定のまま、水平荷重を増加させ、RC橋脚境界部の引張鉄筋の平均ひずみ測定値が、素材試験の降伏ひずみに達する水平荷重を鉄筋降伏荷重 H_y とし、そのときの水平変位を基準降伏変位 δ_y とする。
- 載荷ステップは $\pm \delta_y$ づつ漸増変位制御によって各3サイクルずつ繰り返し、最大荷重に達した後、一サイクル目の荷重が H_y まで低下した時点を終局状態と見なして終了した。

3) 鉄筋降伏荷重 H_y

荷重-変位の関係を図-3に示す。この図から $H=350\text{kN}$ 付近で勾配は変化しているが、鉄筋の計測ひずみから鉄筋降伏荷重 H_y を決定し、その時点の水平変位を基準降伏変位 δ_y とした。ジベル本数の影響、連結桁の高さの影響はいずれも大差ないといえる。

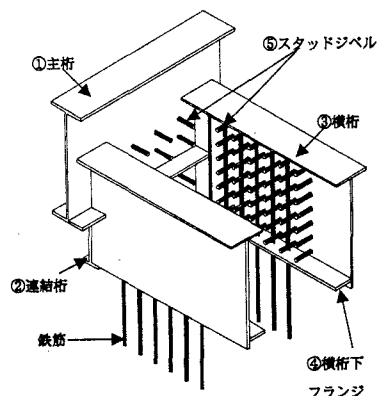


図-1 構造概要

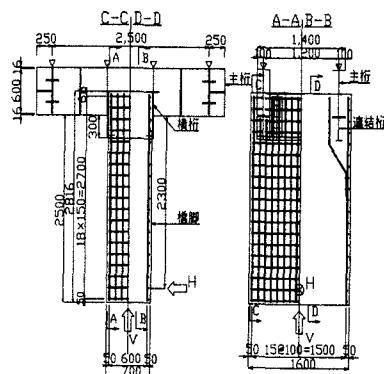


図-2 供試体形状寸法

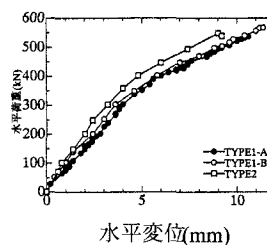


図-3 降伏点載荷時の水平荷重水平変位関係

キーワード：合成構造、複合ラーメン橋、接合部、応力伝達機構、剛結構造

連絡先：〒108-0023 東京都港区芝浦 4-18-32 (株)東京鐵骨橋梁 Tel:03-3451-1144 Fax:03-5232-3335

4) 最大荷重 (Hu)、終局変位 (δu)

最大荷重と終局変位については、TYPE1-A では $3\delta y$ のとき $Hu=731kN, (1.36Hy)$ 、TYPE1-B では $2\delta y$ のとき $694kN, (1.23 Hy)$ 、TYPE2 では $3\delta y$ のとき $Hu=(761kN), 1.39Hy$ となり、TYPE2 がやや高い値を示したが RC 橋脚の降伏位置のアームが小さくなることを考慮するとほぼ同程度となる。

5) 塑性率 (μ)

ジベル本数による塑性率 ($\mu = \delta u / \delta y$) は本数の多い TYPE1-A が 24%大きく、また、連結桁の高い TYPE-2 の塑性率は 38%増加した。ジベル本数の増加、連結桁高の増加は、塑性状態においてずれ止め力の増加により塑性率が増加したと言える。しかし、Type1-B でも塑性率は 5.17 あり、じん性は十分であると思われる。

6) 主桁、連結桁および横桁の応力分布

主桁の主応力の最大値は、横桁と主桁の隅部に生じ、内部よりも主桁近傍で若干大きくなっているが、過大な応力集中はなく、平準的な応力分布を示している。横桁の分布も同じ傾向が見られ、外周部の応力がやや大きくなっている。(図-4)

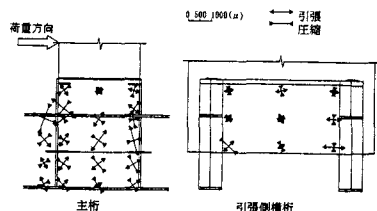


図-4 主桁、連結桁、横桁の降伏荷重時の主ひずみ分布

7) 主鉄筋のひずみ分布

図-5 は Hy における主鉄筋の軸ひずみ分布である。主鉄筋の軸ひずみの横方向分布も横桁と同様に、主桁近傍で大きく中心では小さな値である。横断面の平均ひずみは約 1700μ 、変動幅約 300μ であり、剛結部における曲げの伝達力の分担率は横桁、連結桁が 8 割程度となり、主要な伝達部材と云える。主桁近傍の鉄筋ひずみの縦方向分布は概ね直線的に変化していることから、鉄筋の引抜きせん断力は概ね一様に伝達されることを示している。

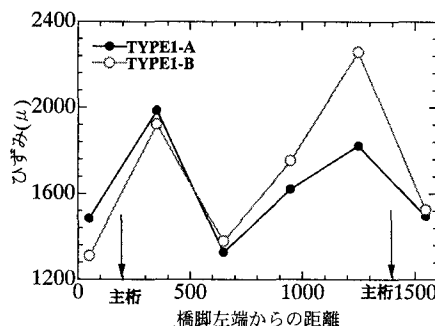


図-5 主鉄筋軸ひずみ分布

8) 破壊の状況

終局荷重では RC 境界部でクラック幅が大きく進行し、コンクリートの圧縮破壊によりかぶりコンクリートが剥落し、鉄筋が座屈して急激に荷重が低下した。また実験終了後、剛結部を縦に切断して観察した結果、全ての試験体は剛結部にはクラック、ジベルの変形等はなく、剛結部は健全なままであることから、本構造はコンファインド効果により剛域では破壊しないことが判った。

3. まとめ

- 1) この構造の耐荷力、じん性は十分高いことが確認された。
- 2) 試験の結果、剛結部の鉄筋の引き抜け、スタッドジベルの変状、コンクリートのせん断破壊はなく、RC 橋脚の曲げで耐荷力が決った。
- 2) 連結桁を高くする場合、塑性率の向上は見られたが、連結桁を主桁の $1/2$ の場合でも 5.17 あり、十分であると思われる。
- 3) スタッドジベル本数を大きくすると塑性率は若干向上するが、土木学会 鋼構造設計指針の終局強度式を採用しても変状がないことから、十分であると思われる。
- 4) 主桁・横桁は、隅角部で応力集中が発生しているが、その程度は小さい性状を示した。
- 5) 剛結部近傍の主鉄筋の応力分布は主桁周辺でピークとなる山形状となった。この値から本構造の場合には横桁の曲げ、捻りによる伝達分担率が高いと考えられる。

参考資料：佐藤、清水、他：接合部設計法に関する一提案、構造工学論文集、1999 年 3 月

長谷、井ヶ瀬、他：剛結部の応力伝達と耐荷機構に関する実験、同上、2000 年 3 月