

W型鋼製橋脚の耐震性能評価

阪神高速道路公団 正会員 ○篠原 聖二  
 阪神高速道路公団 正会員 堀江 佳平  
 (株)ニュージェック 正会員 陵城 成樹  
 (株)ニュージェック 正会員 内田 諭

1. 目的

長大橋を支持する W 型鋼製橋脚は通常の橋脚と比較して常時、および地震時において大きな軸力が発生する。また、高軸力下における部材の非線形挙動は不確定な要素が多い。そこで、本研究では橋脚全体の地震時耐荷力と変形性能を把握するため、橋脚全体、および斜材を対象とした弾塑性有限変位解析を行い、対象橋脚の面内方向の地震時挙動、および耐震性能を解析的に評価することを目的とした。

2. 橋脚全体を対象とした弾塑性有限変位解析

橋脚面内方向の地震時耐荷力について、弾塑性有限変位解析を用いて検討を行った。解析コードは EPASS<sup>1)</sup>を用いた。なお、本解析モデルにおいては、局部座屈は考慮していない。

(a)解析モデル 解析モデルは、柱の初期たわみ、残留応力分布を考慮しモデル化を行った。また、橋脚の材料非線形特性は、図-1 に示すようなひずみ硬化 1/150 を考慮したバイリニア型の非線形特性とした。なお、材料構成則は移動硬化則としている。

(b)载荷荷重 荷重载荷方向は橋軸直角方向地震時を対象とし、漸増载荷方法は(1)式による。式中の荷重倍率  $\alpha$  は一般の耐震設計における設計震度に相当する。ここで、 $D$ : 死荷重時断面力、 $EQ$ : 地震荷重(地震時慣性力分担重量  $W_u$  は死荷重と設定)

$$L=D+\alpha EQ \quad (1)$$

図-2(a)には、解析結果の一例としてひずみ硬化 1/150 の場合の着目点における水平荷重と変位との関係を示している。ここで、図中の直線は弾性解析結果である。図-2(b)は左斜材 ( $\lambda \approx 0.2$ ) 下端が終局ひずみ  $20 \epsilon_y$  に達したときの部材の塑性化状況を示している。

図-2(a)より、対象橋脚の弾性限界は設計水平震度約 0.5 に相当することが明らかとなった。また、エネルギー一定則に基づいて弾性設計基準震度 1.0 に対応する水平変位を算出すると、水平変位は約 8.0cm であり、そのときの荷重倍率は約 0.8 程度であった。その後水平荷重を漸増するに従い、右斜材部の全域に塑性化が進み、右斜材の圧縮ひずみが  $20 \epsilon_y$  に達したのち全体剛性が大きく低下した。一方、この状態での等価震度は 1.17 であった。

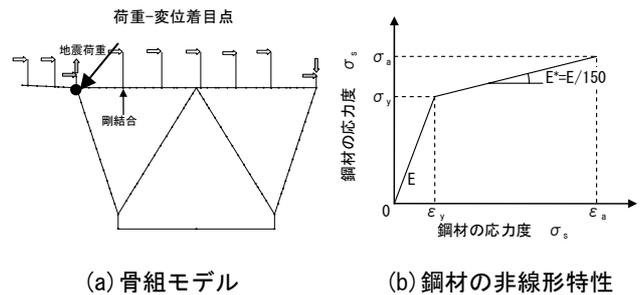


図-1 橋脚全体解析モデル

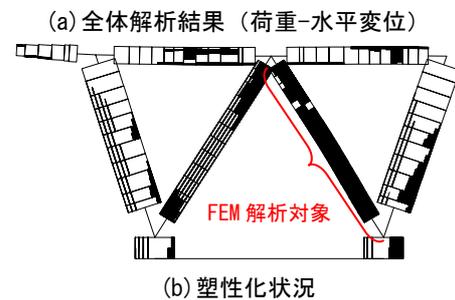
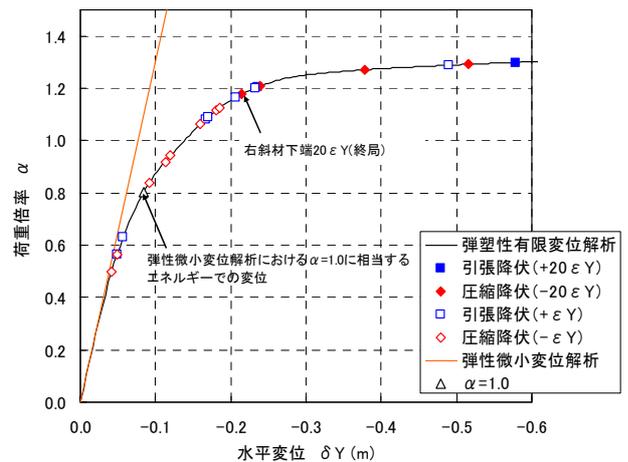


図-2 弾塑性有限変位解析結果

表-1 FEM 解析ケース一覧

解析ケース	断面構成
M1	現状の斜材断面
ML1	縦補剛材を L 形鋼で補強
MLP1	縦補剛材を L 形鋼で補強+板パネルを縦補剛材で補強

キーワード W型鋼製橋脚, 耐震性能, 弾塑性有限変位解析, 局部座屈

連絡先 〒650-0041 神戸市中央区新港町 16-1 阪神高速道路公団 神戸建設局 建設企画部 設計課 TEL078-331-9801

また、柱部材の塑性化の程度は斜材と比較して小さく、対象橋脚の耐震性能は斜材の塑性変形性能に強く影響されることがわかる。以上より対象橋脚の耐震性能は内的不静定次数が高いため大きく、斜材の局部座屈を抑制することにより高い耐震性能を有することが明らかとなった。

### 3. 斜材を対象とした FEM 解析

橋脚全体解析結果より、対象橋脚の耐震性能は斜材の耐荷力と変形性能に大きな影響を受けることが明らかになった。そこで、斜材の局部座屈を考慮した耐荷力、ならびに変形性能について検討するために、斜材のみをシェル要素でモデル化し弾塑性有限変位解析を行った（図-2(b)）。なお、解析コードは DIANA を用いた。解析モデルは表-1 に示す 3 断面を対象とし、FEM 解析モデルにおける荷重荷重は次の 2 ケースとした。Case①：全体系解析モデルの弾性微小変位解析結果より斜材に発生した断面力を比例荷重、Case②：全体系解析モデルの弾塑性有限変位解析結果より斜材に発生した逐次変化する断面力を荷重。

図-4 には荷重 Case①における荷重倍率と軸方向変位との関係を示す。この図より、2 つの補強モデルは現況モデル(M1)と比較して、耐荷力、および変形性能の向上が見られ、耐荷力の低下度合いも補強前と比較して緩やかであることがわかる。図-5 には補強後モデルの最高耐荷力点における塑性ひずみコンター図を示している。この図より、縦リブ、および縦リブ間の補強を行うことにより、ダイヤフラム間全体に降伏領域が広がっていることがわかる。

図-6 には MLP1 における荷重断面力の経路を示す。この図より、荷重 Case①の場合 MLP1 は降伏耐力以上の耐力を有することが明らかとなった。また、荷重 Case②の場合、図中△で示す弾性設計基準震度 1.0 において斜材の耐荷力が確保されていることを確認した。

### 4. まとめ

- (1)弾性基準設計震度 1.0 に対応する荷重倍率  $\alpha$  は、エネルギー一定則に基づいて算定すると 0.8 程度であった。よって、斜材の軽微な補強により十分対応可能範囲であると考えられる。
- (2)縦補剛材補強の結果、縦補剛材の横倒れ座屈は抑制され、補強モデルは補強前と比較して、耐荷力、および変形性能の向上が見られ、耐荷力の低下度合いも補強前と比較して緩やかであった。

**参考文献** 1)例えば田中・北田・向山：降伏棚のない鋼材からなる部材、および変断面部材の弾塑性有限変位解析、構造工学論文集, Vol.46A, 土木学会, pp.271-279, 2000.3

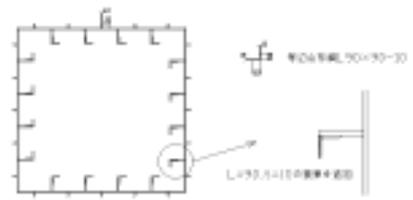


図-3 補強例（縦補剛材+板パネル補強）

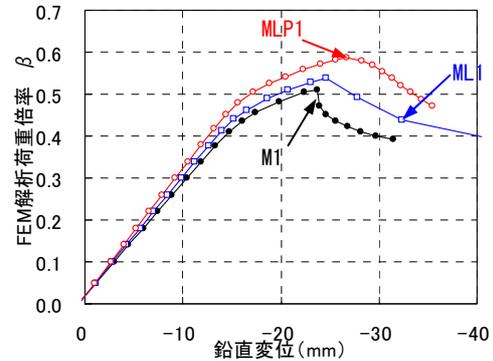


図-4 荷重倍率と鉛直変位との関係

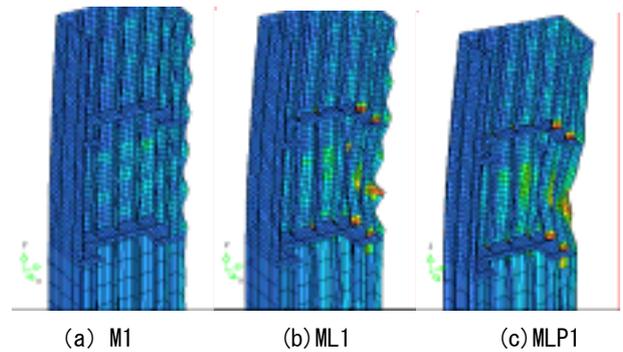


図-5 FEM 解析結果（塑性ひずみコンター図, Case①）

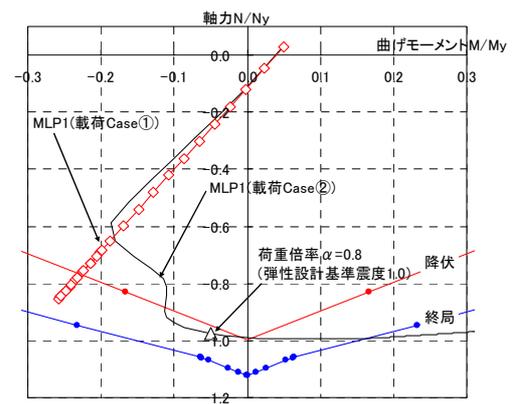


図-6 曲げモーメント-軸力相関図 (MLP1)