

鉄筋コンクリート橋脚の 地震時保有水平耐力法の運用に関する一検討

松田宏¹・佐々木拓也²・松田信子²・ペトルス・ラハユ・クスバルジャント²

¹正会員 日本電子計算株式会社 科学技術事業部 (〒135-8388 東京都江東区東陽2-4-24)

²日本電子計算株式会社 科学技術事業部 (〒135-8388 東京都江東区東陽2-4-24)

1. はじめに

鉄筋コンクリートラーメン橋脚の地震時保有水平耐力および許容塑性率の算出において、終局時の規定として、4個の塑性ヒンジが形成された点を保有耐力とし、さらに各塑性ヒンジでの終局塑性回転角から算定される水平変位の最大値を δ_u として許容塑性率を算出している¹⁾。

しかしながら、構造諸元によっては、許容塑性率が10をはるかに上回り、変形レベルが橋脚高さの1/10~1/5程度まで達してしまい、過大なじん性が算定される場合がある。

こうした現象が生じる原因の一つとして、断面性能の算定において、鉄筋の引張ひずみの限界を考慮に入っていないことが挙げられる。

今後予定される要求性能の明示および部分安全係数設計法の導入にあたり、上部構造慣性力作用位置での変形性能についても何らかの制限が加えられる可能性もあり、安全性や修復性の限界状態の観点からみた場合、微少変形理論の限界を越える変形量が算定される現行の計算法は改善が必要と考えられる。

本文は、以上の点を配慮し、現行の計算法に鉄筋の引張側ひずみの限界値を仮定して、地震時保有水平耐力および許容塑性率を算出し、簡単な試算を行った結果をまとめたものである。

2. 解析モデル

(1) 構造諸元

鉄筋コンクリートラーメン橋脚において、終局塑性回転角から算定される水平変位が大きくなる場合として、

- ・引張側橋脚の上端部が塑性ヒンジとなる場合
- ・梁部において、死荷重時に受ける鉛直曲げと符号が逆転する状態に移行する場合

などが考えられる。塑性ヒンジでの許容塑性回転角 θ_{pu} は、

$$\theta_{pu} = \left(\frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) L_p \cdot \phi_y \quad (1)$$

より算出されるが、断面に作用する圧縮力が小さくなるほど終局曲率と降伏曲率の比は大きくなり、 θ_{pu} が大きく評価される傾向にある。

そこで、計算モデルとして、図1(a)の参考資料²⁾のモデル(以下、計算例モデルと略す。)と、図1(b)のテストモデルの2例について試算を行った結果を示す。テストモデルは既設橋脚を補強したモデルであり、脚高が低く、橋脚単独の固有周期は0.24秒である。また、図2、図3に橋脚および梁の配筋図を示す。さらに、図4に上部構造の作用荷重図を示す。

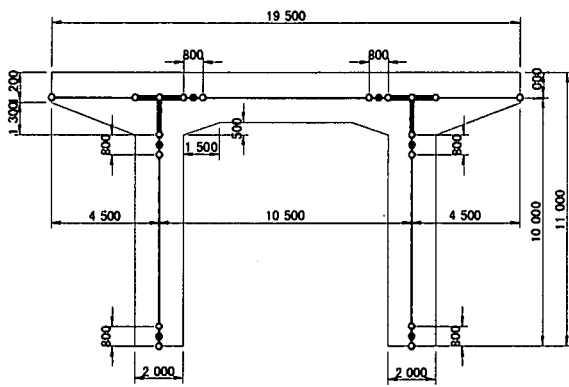
(2) 鉄筋の引張側ひずみの限界値の仮定

鉄筋コンクリート部材のじん性は、大きな塑性ひずみ領域において繰返し荷重を受けても、応力の著しい低減を伴わない鉄筋の力学的な性状に依存している。しかしながら、現行の国内の基準ではじん性が大きくなった段階での鉄筋のひずみに関する明確な規定はない。一方、ヨーロッパでは、橋梁の耐震設計において、鉄筋の終局ひずみは0.09以上、降伏応力に対する終局強度比(f_u/f_y)は1.2以上、実降伏点は公称降伏点を20%以上上回らないことを要求している³⁾。

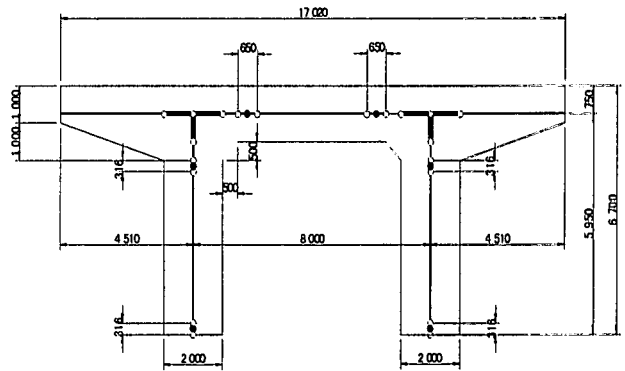
そこで、本文における試算では、鉄筋の限界ひずみとして、上記に示される9%および一般的な公称値である20%の2タイプを用いることとし、従来のコンクリート圧縮ひずみのみで終局時を設定した場合と比較を行った。

(3) 終局時の評価

引張側最外縁位置の鉄筋の限界ひずみを設定した後、中立軸位置を圧縮縁位置から徐々に引張縁方向に移動させ、作用軸力と曲率の関係を求めた。コンクリートの終局ひずみによる終局曲率は越えても計算を継続するが、鉄筋の引張ひずみによる終局曲率に達した場合には、その時点で計算を打ち切り、構造全体の終局時と仮定した。

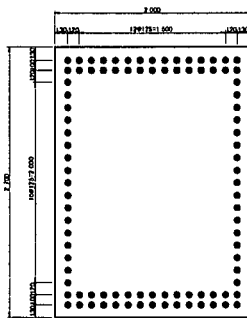


(a) 計算例モデル

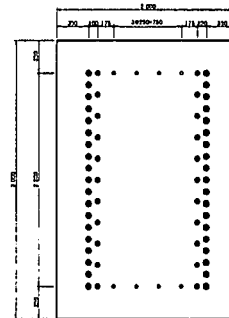


(b) テストモデル

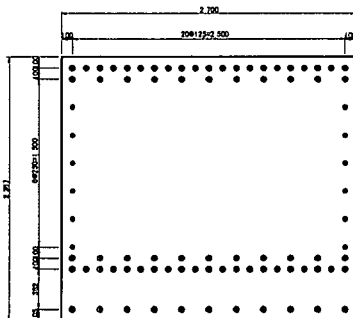
図1 計算モデル



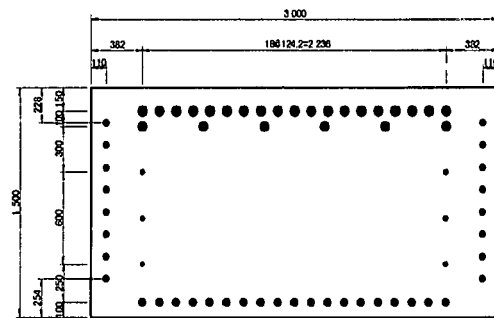
(a) 橋脚



(a) 橋脚



(b) 梁端部



(b) 梁端部

図2 計算例モデル配筋図

図3 テストモデル配筋図

3. 解析結果

解析結果の一覧表を表1に示す。また、両モデルでの水平荷重－変位曲線（P－ δ 曲線）を図5および図6に示す。これらより、以下のことがわかる。

(1) 計算例モデルでは、鉄筋の引張ひずみの限界値を20%とした場合、コンクリートの終局ひずみのみで制御した場合と同一の結果となった。一方、鉄筋の引張ひずみを9%とした場合の終局時の変位は、75cmから32cmになり約60%低減した。また、許容塑性率も低下したことにより、等価水平震度は0.49まで上昇した。ただし、保有水平耐力は水平作用力以上となり、照査結果に変化は生じなかった。

(2) テストモデルでは、コンクリートの圧縮ひずみのみで制御した場合、終局変位は100cmとなった。それに対して、鉄筋の引張ひずみを20%、9%とした場合には、終局変位は48cm、22cmになり最大約80%低減した。ただし、許容塑性率も45.79から10.18まで低減したが、等価水平震度には影響せず、下限値である0.40であったため、保有水平耐力は作用水平力以上となり、照査結果に変化は生じなかった。

(3) 計算例モデルにおいて、鉄筋の引張ひずみを9%とした場合に注目すると、初期曲げモーメントが増加する右側梁端部断面（D断面）において終局状態となる。

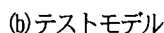
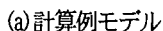


図4 上部構造荷重作用図

表1 計算結果一覽表

		計算例モデル			テストモデル		
		道示の方法	鉄筋限界 ひずみ 20%	鉄筋限界 ひずみ 20%	道示の方法	鉄筋限界 ひずみ 20%	鉄筋限界 ひずみ 20%
上部構造慣性力	降伏時	0.0352	0.0352	0.0352	0.0146	0.0146	0.0146
作用位置変位 (m)	終局時	0.7531	0.7531	0.3235	0.9959	0.4755	0.2157
許容塑性率	μ_a	14.60	14.60	6.46	45.79	22.04	10.18
設計水平震度	k_{hc}	1.69	1.69	1.69	0.91	0.91	0.91
等価水平震度	k_{he}	0.40	0.40	0.49	0.40	0.40	0.40
等価重量 (tf)	W	1212.1	1212.1	1212.1	766.7	766.7	766.7
保有水平耐力 (tf)	P_a	888.1	888.1	888.1	737.8	737.8	737.8
水平作用力 (tf)	$k_{he} W$	484.8	484.8	593.3	306.7	306.7	306.7
判定	$P_a \geq k_{he} W$	OK	OK	OK	OK	OK	OK

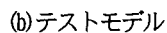


図5 P- δ 関係 (道示の方法による)

D断面での作用軸力と終局曲率および発生曲率の関係をプロットしたものを図6に示す。作用軸力は初期状態から減少してほぼゼロとなっている。軸力ゼロの付近では、引張鉄筋ひずみの限界値を9%とした場合に、

コンクリート圧縮ひずみによる終局曲率を僅かではあるが下回るため、構造全体の終局時とみなした。

(4) テストモデルでは、初期軸力が圧縮から引張領域に移行する傾向にある左橋脚下端断面（A断面）にお

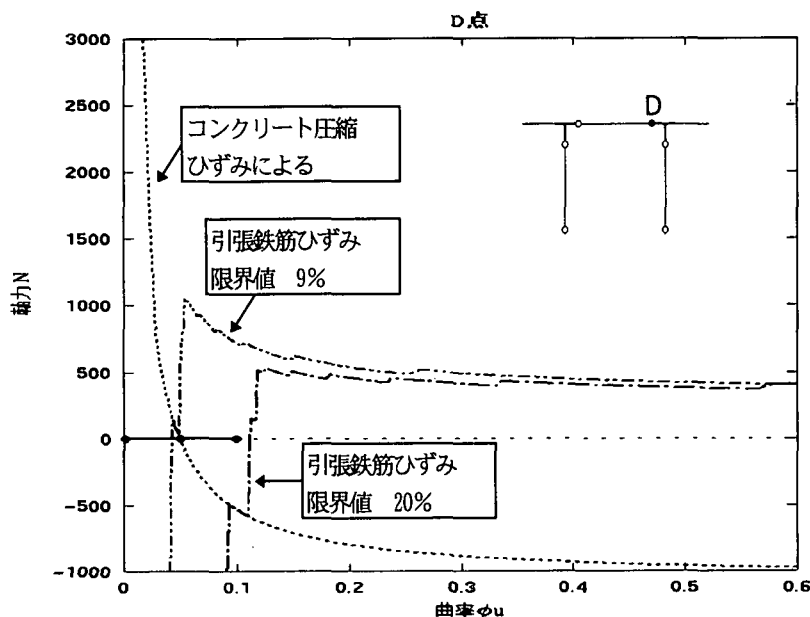


図6 C断面の軸力と終局曲率の関係（計算例モデル）

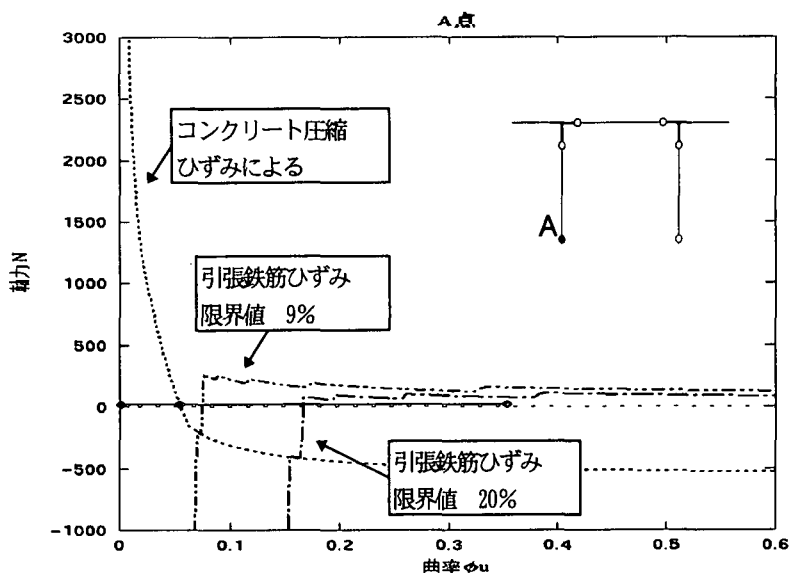


図7 A断面の軸力-曲率の関係（テストモデル）

いて鉄筋の終局曲率に達した。計算例モデルの場合と同様に図7にその結果を示す。A断面では、作用軸力がゼロ付近では、鉄筋の引張ひずみによる終局曲率とコンクリート圧縮ひずみで算出される終局曲率の比は、鉄筋ひずみの限界値が9%の場合で約1.5倍、20%の場合で約3倍程度となっているのがわかる。

4. まとめ

鉄筋コンクリート部材において、コンクリート圧縮ひずみだけでなく、引張鉄筋のひずみについて限界値を設けることで、上部構造作用位置での終局変位を制御し、過度にじん性を算定することを防げることがわかった。

また、このようなじん性効果を見込まなくとも、RCラーメン橋脚の保有水平耐力は、現行の基準を満たしている場合にはほとんど影響はないことがわかった。

今後は、各機関による実験やFEM解析などによる検証成果をもとに、より精度の高い計算法の確立を進めて行きたいと考えている。

参考文献

- 1) 道路橋示方書V耐震設計編・同解説、平成8年11月
- 2) 道路橋の耐震設計に関する参考資料、(社)日本道路協会、平成9年3月
- 3) 橋梁の耐震設計と耐震補強、M.J.N. Priestley 他著、川島一彦監訳、技報堂出版