

鹿島建設技術研究所 正会員 日 紫 喜 剛 啓  
 鹿島建設技術研究所 正会員 加 藤 久 美 子  
 鹿島建設技術研究所 正会員 三 村 長 二 郎

1. まえがき 道路橋示方書・Ⅶ 耐震設計編では、鉄筋コンクリート橋脚などの地震時変形性能照査が規定されており、降伏変位を越えた領域で、じん性率の $1/3$ 程度を許容型性率として提示している。また、その参考資料Ⅶでは橋脚躯体の曲げ変形のみを考慮した場合の照査方法が例示されている。ただし、道路橋示方書で引用されている新耐震設計法(案)の方法<sup>1)</sup>では、柱基部回転の影響も含めて展開されている<sup>2)</sup>。柱基部回転量にはいわゆる鉄筋の抜け出しが大いに関係し、Hawkinsら<sup>3)</sup>や岡村ら<sup>4)</sup>がその評価を試みている。ここでは柱基部回転の影響の含め方に注目し、新耐震設計法(案)の方法を通じて、事例計算により、ひずみの適合性に留意した許容変位について考えてみた。

## 2. 事例検討用の実験例

事例計算の対象として前報<sup>5)</sup>の実験例を用いることにし、正弦波の正負交替繰り返し載荷による試験体での荷重～変位履歴曲線の包絡線を正荷重側についてのみ示すと図-2のとおりである。試験体の詳細については前報<sup>5)</sup>に示してある。

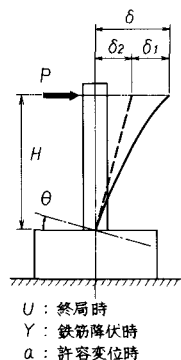


図-1 記号の説明

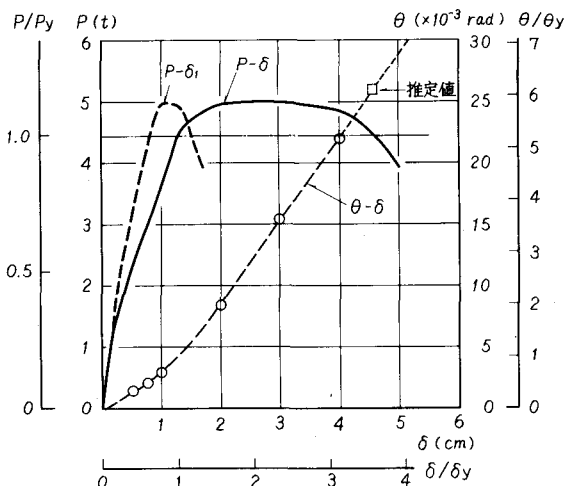


図-2 実験例での荷重～変位～回転の包絡線

## 3. 柱基部回転におけるひずみの適合

道路橋示方書の地震時変形性能照査では、終局変位( $\delta_u$ )を基準にして許容変位( $\delta_a$ )を設定し、その変位レベルでの応答変位を設計震度の形式で照査している。

そこで、終局変位時の柱基部回転( $\theta_u$ )を、(1)式で表される新耐震設計法(案)の方法を通じて調べてみる。

$$\theta_u = \frac{E_{su}}{2} \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{U \cdot \tau_{bs}} \cdot \frac{1}{\alpha} = \frac{1}{8} \frac{E_{su} \cdot \sigma_{sy}}{\alpha} \cdot \frac{\phi}{\tau_{bs}} = \theta_u(\delta_{1u}, \frac{\phi}{\tau_{bs}}) \quad \text{.....(1)}$$

ここで式中の記号は文献<sup>1)</sup>を参照することとし、また( $\theta_u$ )の値は繰り返し荷重の影響を加味するために(1)式の2倍の値が考えられている。ただし( $\theta_u$ )は( $\delta_{1u}$ )での( $E_{su}, \sigma_s, \alpha$ )に従属しているので、実験例の( $\delta_{1u}$ )を道路橋示方書の参考資料Ⅶの方法に準じて計算し、終局変位時のコンクリートひずみ( $E_{cu}$ )をパラメータにして、それに対応する柱基部鉄筋ひずみ( $E_{su}$ )を示すと図-3のとおりである。( $E_{cu}$ )に比べて( $E_{su}$ )の余裕のあることが分かる。

さらに、この計算結果に基づいて(1)式で( $\theta_u$ )を計算し、鉄筋

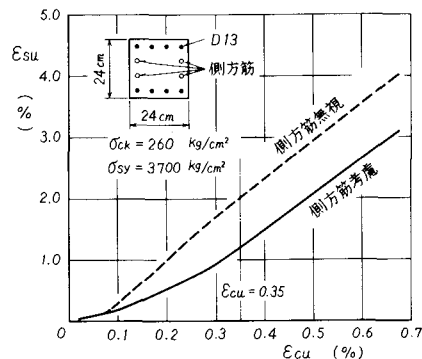


図-3 ( $\delta_{1u}$ )におけるコンクリートひずみ( $E_{cu}$ )と鉄筋ひずみ( $E_{su}$ )

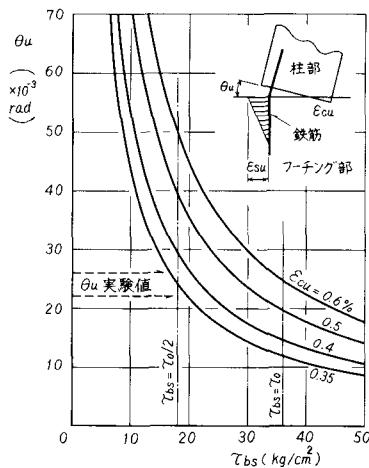


図-4  $\theta_u(E_{cu}) \sim \tau_{bs}$  の関係

の平均付着応力度( $\tau_{bs}$ )との関係で示すと図-4のとおりであり、前述の( $2\theta_u$ )の意味を $\theta_u(2E_{su}, \tau_0) \sim \theta_u(E_{su}, \tau_0/2)$ の範囲で考えると図中の $\tau_{bs}=(\tau_0 \sim \tau_0/2)$ の範囲になる。

一方、図-1に示した( $\theta_u$ )の実験結果は( $25 \times 10^{-3}$  rad)前後であるが、この値は柱部帯鉄筋比が $P_w=0.2\%$ で最小補強の部類に属し、( $E_{cu}$ )の伸びは期待できない場合での結果とみられる。そのためこの結果は図-4にあてはめると、 $\tau_{bs}=(\tau_0/2)$ 側に対応しているとみられる。

そこで $\tau_{bs}=(\tau_0/2)$ について、 $P(E_{cu}, E_{su}) \sim \theta_u$ の関係を図示すると図-5のとおりであり、実験結果の( $\theta_u$ )は( $E_{cu}$ )がクリティカルになっていることが推察される。すなわち( $E_{cu}$ )の適合性を考慮すれば、 $\delta u = \delta_{1,u}(E_{cu}) + \delta_{2,u}(E_{cu})$ である。

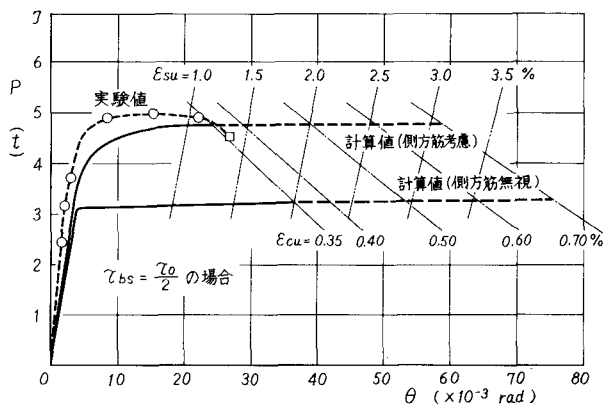


図-5  $P(E_{cu}, E_{su}) \sim \theta$  の関係と実験値

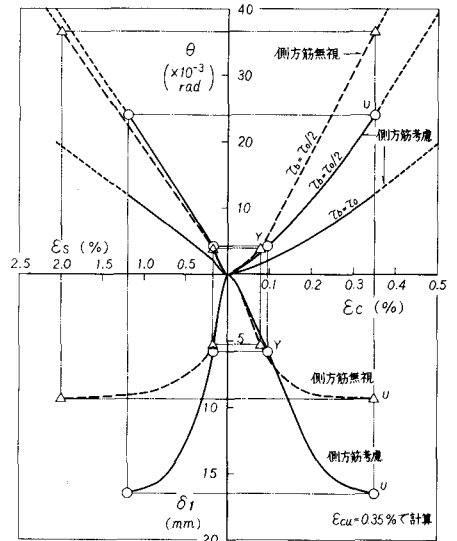


図-6  $\theta \sim E_c, E_s \sim \delta_1$  の関係

#### 4. 許容変位における柱基部回転

以上より( $E_{su}$ )には余裕があり、その定着破壊がクリティカルにならない構造を前提に考えれば、許容変位は、 $\delta_{1,a} = \frac{1}{\delta_1} \delta_{1,u}(E_{cu}) = \delta_{1,a}(E_{ca})$  を基準にすることが考えられ、そして( $E_{ca}$ )の適合性を考慮すれば、

$$\delta a = \delta_{1,a}(E_{ca}) + \delta_{2,a}(E_{ca}) = \frac{1}{\delta_1} \left\{ \delta_{1,u}(E_{cu}) + \frac{\delta_1}{\delta_2} \delta_{2,u}(E_{cu}) \right\} \quad \text{----- (2)}$$

ここで $\gamma$ は安全係数であるが、図-3と図-4の計算結果をまとめ、( $\delta_1$ )の計算結果を併せ示すと図-6のとおりであり、( $\delta_1/\delta_2 < 1$ )であってその傾向は側方筋が無い場合に顕著となる。また $\delta a = (1/3 \text{ 程度}) \cdot \delta u$  すると( $\delta_{1,a}$ )は降伏変位を越えた領域にならず、その傾向は側方筋が無い場合に顕著となる。したがって( $\delta a$ )において( $\delta_2$ )を取り込む場合、ひずみレベルの適合に留意して考えた方が合理的である。

- 〔参考文献〕 1)建設省；土研資料第1185号(1977)，建設省土研；土研資料第1284号(1977) 2)太田；土研報告第153号(1980)，橋梁と基礎 81-12 P.32(1981) 3) Hassan & Hawkins；ACI SP-53 P.387, P.417(1977) 4)周,山尾,岡村；JCI 4<sup>th</sup> Conf. P.417(1982) 5)正村,村山,三村；土木学会第37回年次講,第5部 P.401(1982)