

(3) 高強度コンクリートの靱性改善

京都大学 正会員 ○六車 熙
 同上 正会員 渡辺史夫
 同上 正会員 西山峰広

1. はじめに

高強度コンクリートの製造技術の発展はめざましいものがあり、今日では100MPaをこえる圧縮強度のコンクリートが容易に得られるようになった。このような高強度コンクリートをコンクリート系耐震構造部材に使用するにあたって、解決しなければならない問題の1つに部材の曲げ靱性改善がある。筆者らは部材の曲げ靱性改善の実用的方法としてコンクリートの横拘束に着目し、圧縮強度が26~62MPaのコンクリート円柱および角柱を降伏強度160~1353MPaの円形および角形横拘束筋で横拘束した横拘束コンクリート柱の圧縮試験を多数行い¹⁾、横拘束筋の使用によりコンクリートの圧縮変形能力を著しく改善できること、とくに高強度横拘束筋は改善効果が著しく大きいことなどを明らかにした。さらに、これらの実験結果から横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化を行い²⁾、部材に所要の曲率靱性をあたえるのに必要な横拘束筋の設計方法を示した³⁾。高強度コンクリートの発達とともに圧縮強度88MPaまでのコンクリートについての実験を追加し、上記の応力ひずみ曲線モデル化を88MPaまでの高強度コンクリートに適用できるものに改訂した⁴⁾。さらに、100MPaをこえる超高強度コンクリートの実用化に伴い、85~130MPaのコンクリートを用いた横拘束RC柱の実験を行なって横拘束コンクリートのモデル化応力ひずみ曲線の適用性を検討し、無拘束コンクリート圧縮強度が130MPaまでのコンクリートの横拘束に適用できる応力ひずみ曲線モデル化に改めた⁵⁾。本研究は、無拘束コンクリートの圧縮強度が少なくとも130MPaまでのコンクリートを横拘束した場合の、横拘束コンクリートのモデル化応力ひずみ曲線をまとめて示すとともに、これをPC、PPC、RCなどのコンクリート系耐震構造部材に曲げ靱性改善設計への適用方法について述べたものである。

2. 無拘束コンクリートのモデル化応力ひずみ曲線

図1の曲線OABは無拘束コンクリートの応力ひずみ曲線をモデル化して示したものである。A点は応力ひずみ曲線のピークで区間OAは二次放物線で表わす。また、区間ABはひずみ軟化域で直線で表わす。B点はその点までの応力ひずみ曲線の平均応力が最大となる点で、曲げ圧縮限界ひずみをあたえる。また、直線ABの横軸との交点のひずみはコンクリートの圧縮強度の大きさには関係なく0.004と仮定する。以上のモデル化を数式に表わせば以下ようになる。なお、応力および弾性係数の単位はMPaである。

区間OA ($0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_m$):

$$\sigma_c = E_i \epsilon_c + (f_c' - E_i \epsilon_m) (\epsilon_c / \epsilon_m)^2 \quad (1)$$

区間OB ($\epsilon_m \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$):

$$\sigma_c = \frac{f_c'}{\epsilon_m - 0.004} (\epsilon_c - 0.004) \quad (2)$$

圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} とそれに対応する圧縮応力 σ_u :

$$\epsilon_{cu} = \sqrt{(0.008 - \epsilon_m) \epsilon_m - (0.004 - \epsilon_m) 2S / f_c'} \quad (3)$$

$$\sigma_u = \frac{0.004 - \epsilon_{cu}}{0.004 - \epsilon_m} f_c' \quad (4)$$

σ_c : 任意の大きさの圧縮応力、 ϵ_c : σ_c に対する圧縮ひずみ、

E_i : 初弾性係数、 f_c' : 無拘束コンクリートの圧縮強度、

ϵ_m : ピーク応力時ひずみ

$$E_i = 22700 \sqrt{f_c' / 19.6} \quad (5)、 \quad \epsilon_m = 0.0013 (1 + f_c' / 98.6) \quad (6)$$

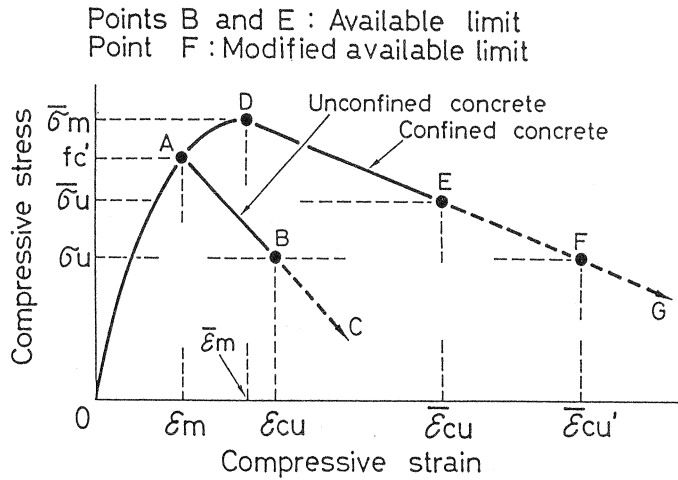


図1 モデル化応力ひずみ曲線

3. 横拘束コンクリートのモデル化応力ひずみ曲線

図1の曲線OADEは横拘束コンクリートのモデル化応力ひずみ曲線である。コンクリートを横拘束すると圧縮強度およびピーク応力時ひずみが増大するので、ピークまでの応力ひずみ曲線は無拘束コンクリートの曲線OAにD点を頂点とする二次放物線ADを加える。DEはひずみ軟化域で、E点のひずみ ϵ_{cu} は後述の無拘束コンクリートの圧縮限界ひずみ ϵ_{cu} と横拘束筋の拘束の程度を表わす横拘束係数C。の関数であたえられる。また、E点の応力 $\bar{\sigma}_u$ はE点までの応力ひずみ曲線の平均応力が最大となるように決める。これらを数式で表わすと以下のようになる。

区間OA ($0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_m$) : (1)式

区間AD ($\epsilon_m \leq \epsilon_c \leq \bar{\epsilon}_m$) :

$$\sigma_c = (f_c' - \bar{\sigma}_m) \left(\frac{\epsilon_c - \bar{\epsilon}_m}{\epsilon_m - \bar{\epsilon}_m} \right)^2 + \bar{\sigma}_m \quad (7)$$

区間DE ($\epsilon_m \leq \epsilon_c \leq \bar{\epsilon}_{cu}$) :

$$\sigma_c = (\bar{\sigma}_u - \bar{\sigma}_m) \frac{(\epsilon_c - \bar{\epsilon}_m)}{(\bar{\epsilon}_{cu} - \bar{\epsilon}_m)} + \bar{\sigma}_m \quad (8)$$

$$\sigma_u = \frac{2(\bar{S} - \bar{\sigma}_m \bar{\epsilon}_m)}{\bar{\epsilon}_m + \bar{\epsilon}_{cu}} + \bar{\sigma}_m \quad (9)$$

\bar{S} : ピークまでの応力ひずみ曲線の囲む面積

$\bar{\sigma}_m$ 、 $\bar{\epsilon}_m$ 、 $\bar{\epsilon}_{cu}$ の値は次式であたえられる。これらは圧縮強度26~88MPaのコンクリートの横拘束柱体の多数の圧縮試験結果、および、圧縮強度85~130MPaのコンクリートを用いた横拘束RC柱の一定軸力曲げ破壊試験結果から得られた実験式である。

$$\bar{\sigma}_m = (1 + 49C_c) f_c' \quad (10)、 \quad \bar{\epsilon}_m = (1 + 341C_c) \epsilon_m \quad (11)$$

$$\bar{\epsilon}_{cu} = (1 + 611C_c) \epsilon_{cu} \quad (12)$$

ここにC_cは横拘束係数であって次式であたえられる。

$$C_c = 0.313 \rho_s \frac{\sqrt{f_y}}{f_c'} (1 - 0.5 \frac{s}{w}) \quad (13)$$

ρ_s : コアコンクリートに対する横拘束筋容積比、 f_y : 横拘束筋の降伏強度、

s : 横拘束筋ピッチ、 w : コアコンクリート断面最小寸法

なお、図1のO A D Eであたえられるモデル化応力ひずみ曲線において、E点は応力ひずみ曲線の平均応力が最大となる点で、この点のひずみ $\overline{\varepsilon_{cu}}$ を圧縮限界ひずみ(すなわち、利用し得る最大の圧縮ひずみ)と定義したが、横拘束コンクリートを用いた曲げ靱性改善部材の実験では、部材断面のコンクリート圧縮縁ひずみがこの値に達しても部材が破壊することなく、それ以後も多少の塑性変形を示す。すなわち、上記定義にしたがう横拘束コンクリートの圧縮限界ひずみは、やや過小な評価となっている。筆者らはこれを改めるために図1のF点、すなわち、ひずみ軟化域の直線D Eを無拘束コンクリートの圧縮限界ひずみをあたえる点Bの応力レベル σ_u になる点Fまで延長し、F点のひずみ $\overline{\varepsilon_{cu}}'$ を修正圧縮限界ひずみとすることを提案している³⁾。修正圧縮限界ひずみ $\overline{\varepsilon_{cu}}'$ は(8)式の σ_c に(4)式の σ_u を代入し、これを ε_c について解けば得られる。本論文では参考までに数式表示だけを以下に示すにとどめ、図1のE点のひずみ ε_{cu} を圧縮限界ひずみとして論を進める。

$$\overline{\varepsilon_{cu}}' = \frac{\overline{\sigma_m} - \sigma_u}{\sigma_m - \sigma_u} (\overline{\varepsilon_{cu}} - \varepsilon_m) + \varepsilon_m \quad (14)$$

4. モデル化応力ひずみ曲線と実測曲線との比較

上述の無拘束および横拘束コンクリートに対するモデル化応力ひずみ曲線と実測曲線との比較を行い、その適用性を検討した。図2は $f_c' = 22 \sim 160 \text{MPa}$ の種々の圧縮強度の無拘束コンクリートの実測応力ひずみ曲線(実線)とモデル化曲線(点線)との比較例で、両者は極めて良い一致を示している。とくに、モデル化が圧縮強度160MPaのコンクリートに対しても適用できることは特筆される。

図3は圧縮強度80MPaの無拘束コンクリートを横拘束係数で $C_c = 0.00259$ および 0.00534 の横拘束を行なったコンクリートの応力ひずみ曲線実測値(実線)とモデル化曲線(点線)との比較を示した一例で、横拘束コンクリートについてもモデル化曲線と実測曲線とが良い一致を示している。

さらに、図4は断面 $20 \times 20 \text{cm}$ 、主筋 $12 - \text{D}13 \text{mm}$ (降伏強度は403MPa)、横拘束係数 $C_c = 0.00283$ 、圧縮強度が120MPaのコンクリートを用いた横拘束RC柱の、軸力係数0.423の一定軸力曲げ載荷試験から得られた曲げモーメント-曲率関係実測値と、横拘束コンクリートモデル化応力ひずみ曲線を用いて計算したそれとの比較の一例である⁵⁾。部材の計算曲げモーメント-曲率関係は実測曲線と良い一致を示しており、本研究でのモデル化曲線は部材の曲げモーメント-曲率関係計算に適用できることがわかる。

なお、参考までに $f_c' = 100 \text{MPa}$ のコンクリートに $C_c = 0 \sim 0.004$ の種々の大きさの横拘束を行なった場合のモデル化応力ひずみ曲線を図5に示す。また、 $f_c' = 40 \sim 130 \text{MPa}$ のコンクリートに $C_c = 0.004$ の横拘束を行なった場合のそれを図6に示す。同図において、圧縮限界ひずみを $\overline{\varepsilon_{cu}} \geq 1\%$ とするためには、

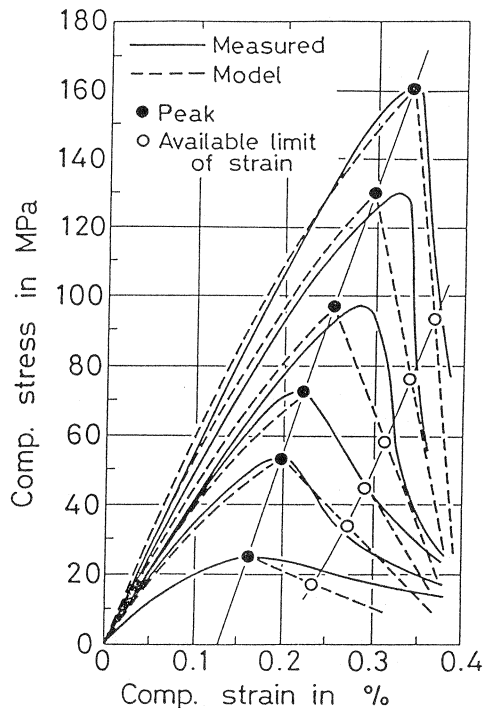


図2 モデル化応力ひずみ曲線と実測曲線の比較(無拘束コンクリート)

少なくとも横拘束係数を $C_c=0.004$ 程度にすることが必要であることがわかる。さらに、同一の横拘束係数をもつ場合には、圧縮限界ひずみの改善効果は高強度ほど大きいことがわかる。ただし、(13)式から明かなように、同一の横拘束係数を得るための横拘束筋量は、高強度コンクリートほど多くなることに注意されたい。このことは、同一の補強筋量であれば高強度コンクリートほど横拘束係数がコンクリートの圧縮強度に逆比例して小さくなることから理解できる。

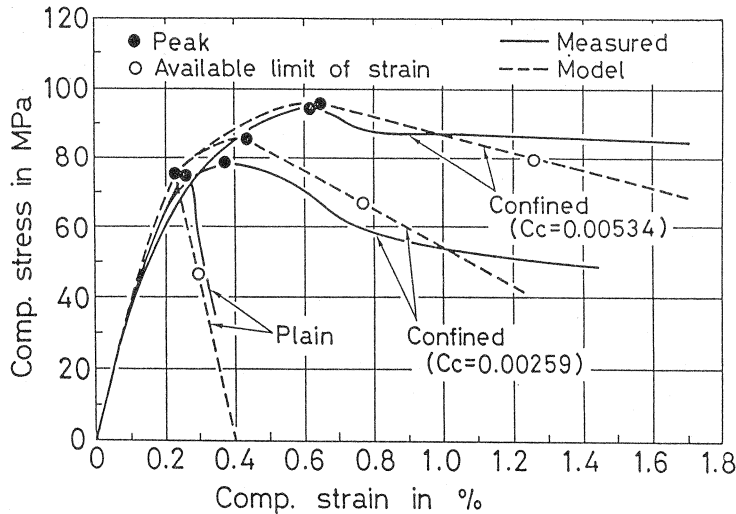


図3 モデル化応力ひずみ曲線と実測曲線の比較
(横拘束コンクリートの一例)

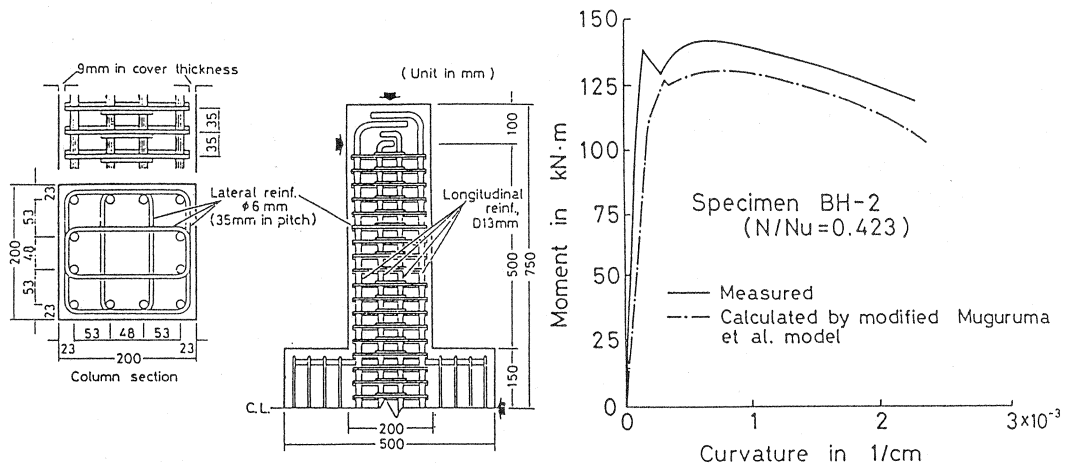


図4 横拘束コンクリート柱の曲げモーメント-曲率
関係実測値と計算値の比較(一定軸力曲げ試験)

5. 部材の靱性改善設計

本研究で述べた横拘束コンクリートのモデル化応力ひずみ曲線を用いると、コンクリート系耐震部材の必要曲げ靱性を付与するための横拘束筋設計が可能である。設計法の流れを示すと以下のようになる。

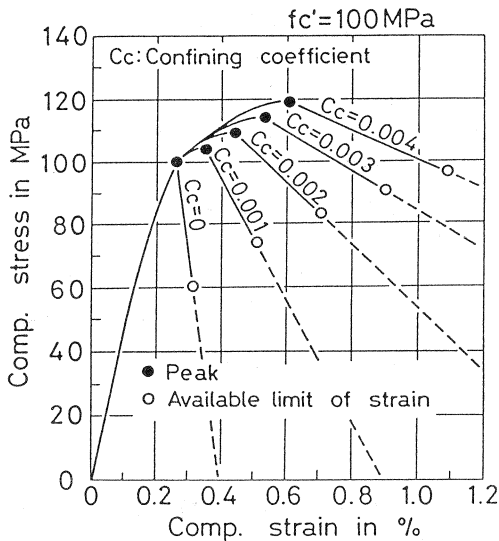


図5 横拘束によるモデル化応力ひずみ曲線の変化 ($f'_c = 100\text{MPa}$)

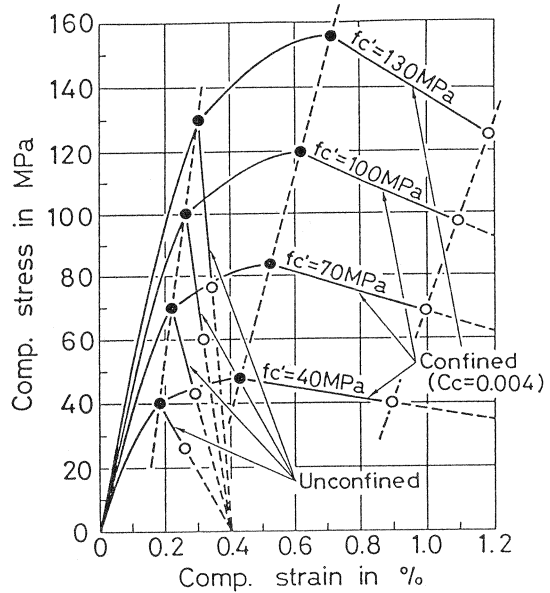


図6 各種強度のコンクリートに対する横拘束の影響 ($C_c = 0.004$)

(1) 部材断面の終局強度設計：部材を無拘束部材とみなして設計用地震力に対して終局強度設計を行ない、無拘束部材断面の降伏曲率 ϕ_y 、および、曲げ破壊時曲率 ϕ_u を計算する。P C部材断面のようにP C鋼材が降伏しないまま破壊に至る場合には、破壊時曲率 ϕ_u だけを計算する。

(2) 必要曲率 $\bar{\phi}_u$ の計算：地震エネルギー吸収に必要な部材断面曲率靱性率 μ を選び、必要曲率を $\bar{\phi}_u = \mu \phi_y$ から計算する。ただし、P C部材のようにP C鋼材が降伏しないまま破壊に至る部材については、 ϕ_y の代わりに ϕ_u を用いる。なお、曲率靱性率の値は梁降伏型靱性フレームについては $\mu \geq 6$ とされているが、今後の研究によって妥当な値に修正することが望まれる。

(3) 必要横拘束コンクリート圧縮限界ひずみ $\bar{\epsilon}_{cu}$ の算定：3. 項で述べた横拘束コンクリートのモデル化応力ひずみ曲線を用い、(1) で設計した部材断面に対し、(2) で計算した必要曲率 $\bar{\phi}_u$ を得るための横拘束係数を求める。この際、たとえば曲率 $\bar{\phi}_u$ に対する部材断面圧縮縁ひずみ (すなわち、横拘束コンクリートの圧縮限界ひずみ ϵ_{cu}) を $\bar{\epsilon}_{cu} = \alpha \epsilon_{cu} (\bar{\phi}_u / \phi_u)$ と仮定し、これに対する横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線を3. 項でのべた各式から求めて再度 $\bar{\phi}_u$ を精算し、(2) 項の必要曲率を満足するかどうかを確かめ、満足しない場合には $\bar{\epsilon}_{cu}$ を修正する方法をとれば便利である。なお、係数 α は靱性改善部材の曲げ破壊時中立軸深さ ($\bar{\phi}_u$ に対する中立軸深さ) が、無拘束部材のそれ (ϕ_u に対する中立軸深さ) よりもかなり小さくなることに対する修正係数で、通常は $\alpha = 0.5$ 程度に仮定するとよい。

(4) 横拘束筋の設計：(3) で決定した横拘束コンクリート圧縮限界ひずみ $\bar{\epsilon}_{cu}$ を(12)式に代入して横拘束係数 C_c を求め、(13)式から必要横拘束筋容積比 ρ_s を計算、必要横拘束筋を設計する。

6. 結言

本研究では、筆者らの行なった多数の横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線実測結果を整理して、応力ひずみ曲線のモデル化曲線式をあたえた。モデル化曲線の適用範囲は、無拘束コンクリートの圧縮強度で $f'_c = 22 \sim 130\text{MPa}$ 、横拘束筋降伏強度で $f_y = 160 \sim 1353\text{MPa}$ であり、無拘束コンクリートの圧縮強度が

130MPaまでの高強度コンクリートにつき、無拘束および横拘束何れの応力ひずみ曲線実測値とも極めて良い一致を示している。これをコンクリート系耐震部材の曲げ靱性改善設計に適用する方法についても言及したが、横拘束コンクリートの圧縮限界ひずみ $\overline{\varepsilon}_{cu}$ を応力ひずみ曲線の平均応力最大となるひずみとするのはやや過小評価であり、今後の研究課題として残る。(14)式の修正圧縮限界ひずみ $\overline{\varepsilon}_{cu}'$ を用いるのも一法であるが、部材断面の圧縮側コンクリートひずみがこれらの圧縮限界ひずみに達する前に、部材の圧縮鉄筋の座屈によって、部材の曲げ破壊が生じる場合もあるので、このような場合には圧縮鉄筋座屈時のコンクリート圧縮縁ひずみをもって横拘束コンクリート圧縮限界ひずみとしなければならない。また、圧縮鉄筋座屈時コンクリート圧縮縁ひずみ以上の変形能力改善を行なっても横拘束効果がそれ以上期待できないことになる。一方、耐震部材では地震時に繰り返し応力を受けるので、横拘束コンクリートの低サイクル疲労に関する研究も重要である。筆者らの研究⁶⁾によると、横拘束コンクリートの繰り返し載荷による累積圧縮ひずみが、静的圧縮破壊試験で得られた圧縮限界ひずみよりも少ないひずみで疲労破壊する場合もあり、このような場合には疲労破壊時の累積圧縮ひずみをもって、圧縮限界ひずみと定義するのが妥当である。これらの諸問題についても今後の研究にまたねばならない。

(参考文献)

- 1) 六車 熙, 渡辺史夫, 田中仁史, 桜井和夫, 中村英一: コンクリートの曲げ圧縮限界ひずみの改善に関する研究, 第24回構造工学シンポジウム「構造の非線形問題」論文集, pp.109-116, 1978.
- 2) F. Watanabe, H. Muguruma, H. Tanaka & S. Katsuta: Improving the Flexural Ductility of Prestressed Concrete Beams by Using the lateral Hoop Reinforcement, Proc. of the FIP Symposia on Partial Prestressing and Practical Construction in Prestressed and Reinforced Concrete, Part 2, Bucuresti, Romania, pp.398-406, Sept. 1980.
- 3) H. Muguruma, F. Watanabe & M. Nishiyama: Curvature Ductility Design of Reinforced and Prestressed Concrete members, Proc. of the 9th WCEE, Vol. VIII, Tokyo-Kyoto, Japan, pp.617-622, August 1988.
- 4) H. Muguruma, F. Watanabe, T. Iwashimizu and R. Mitsueda, Ductility Improvement of High-Strength Concrete by Lateral Confinement, Transactions of the Japan Concrete Institute, Vol.5, pp.403-410, 1983.
- 5) H. Muguruma & F. Watanabe, Ductility Improvement of High-Strength Concrete Columns with Lateral Confinement, Proc. of the 2nd International Symposium on High-Strength Concrete, ACI SP-121, pp.47-60, May 1990.
- 6) H. Muguruma, F. Watanabe & H. Tanaka, Fatigue Failure Behavior of Concrete Confined by High Yield Strength Hoop Reinforcement, Proc. of the 23rd Japan Congress on Materials Research, pp.249-254, 1980.