

(48) 高強度コンクリートの応力-歪曲線モデル

| | | |
|-----------|-----|--------|
| 京都大学防災研究所 | 正会員 | 六車 熙 |
| 京都大学工学部 | 正会員 | 渡辺 史夫 |
| 京都大学工学部 | 正会員 | 西山 峰広 |
| 鹿島建設(株) | | 福島 出 |
| 京都大学工学部 | | ○福本 義之 |

1. はじめに

現在、建設材料の高強度化・高性能化がすすめられており、プレストレストコンクリート構造にとってもこれは無縁ではない。しかしながら、その一方で、高強度コンクリートの基本的な力学的性質の応力-歪関係ひとつをとっても未だ解明されていない点が多い。

本研究では、100MPa級のコンクリートを用いて作製した鉄筋コンクリート柱の中心軸圧縮試験を行ない、コンクリートの応力-歪関係を抽出した。実験パラメータは、横拘束筋降伏強度、横拘束筋径、横拘束筋ピッチ、カバーコンクリートの有無、単調載荷と繰り返し載荷の5種類である。また、この試験結果に基づいて高強度コンクリートの応力-歪関係モデルを提案する。

2. 供試体概要

本実験では、角柱供試体を合計14体製作した。UNIT 1 の断面図、配筋図及び電気式変位計の位置を図1に示す。供試体の全長は、キャッピングのために上下に取付けた厚さ10mmの鉄板を含んで750mmとした。H-6-31(+C)とH-6-60(+C)の2体以外の供試体ではカバーコンクリートは除いた。コアコンクリートの寸法は、 ϕ 6mmの横拘束筋を用いたもので214mm \times 214mm、 ϕ 4mmの横拘束筋を用いたもので216mm \times 216mmとした。横拘束筋は、図1に示すように、突き合わせ溶接により閉鎖型とした外周フープと2つの中子筋を組み合わせて囲型状に配筋した。軸方向鉄筋は、D13 (SD30) を図1に示すように外周に沿って12本配した。軸方向鉄筋の降伏応力、降伏応

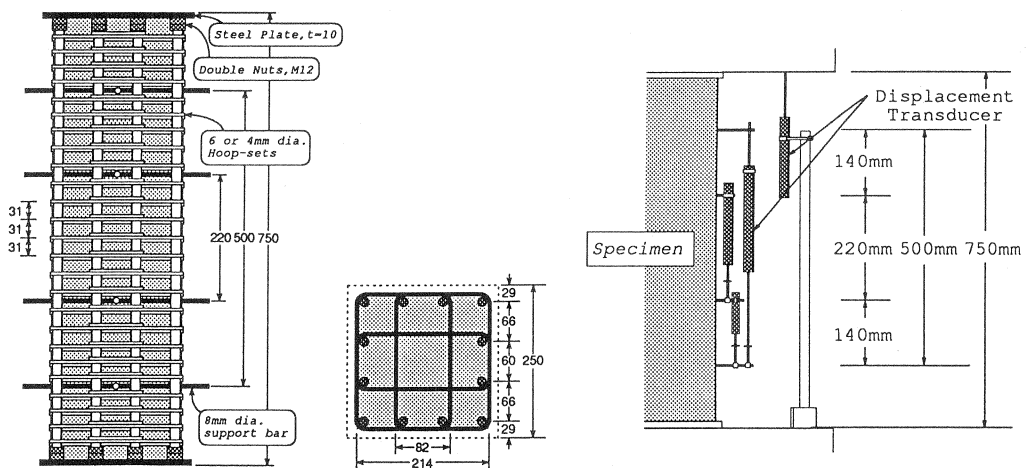


図1 UNIT 1 の断面図、配筋図 (unit:mm) 及び電気式変位計の位置

表1 供試体詳細

| UNIT | Specimen | Concrete | | | Hoop Reinforcement | | | | | | | | | | | |
|------|------------|-----------------|---------------------|----------------|---------------------|-----------------------------|---------------|-------------|-----------------|-------------------------------|-----|-------|------|----|------|------|
| | | f'_c (MPa) | ϵ_m (%) | E_i (MPa) | f_{yh}^* (MPa) | ϵ_{yh}^{**} (%) | d_s (mm) | s (mm) | ρ_s (%) | C_c ($\times 10^{-3}$) | | | | | | |
| 1 | H-6-31 | 108.7 | 0.323 | 39900 | 813 | 0.650 | 6 | 31 | 4.06 | 3.09 | | | | | | |
| 2 | H-6-31(+C) | | | | | | | 45 | 2.80 | 2.06 | | | | | | |
| 3 | H-6-31(M) | | | | | | | 60 | 2.10 | 1.48 | | | | | | |
| 4 | H-6-45 | | | | | | | 113.2 | 0.336 | 39000 | 462 | 0.433 | 6 | 45 | 2.80 | 1.49 |
| 5 | H-6-60 | | | | | | | | | | | | | 60 | 2.10 | 1.07 |
| 6 | H-6-60(+C) | | | | | | | | | | | | | 45 | 2.80 | 1.49 |
| 7 | H-6-60(M) | | | | | | | | | | | | | 60 | 2.10 | 1.07 |
| 8 | H-4-31 | 840 | 0.632 | 4 | 31 | 1.79 | 1.39 | | | | | | | | | |
| 9 | L-6-31 | 481 | 0.442 | 4 | 31 | 1.79 | 1.01 | | | | | | | 31 | 4.06 | 2.24 |
| 10 | L-6-31(M) | | | | | | | | | | | | | 45 | 2.80 | 1.49 |
| 11 | L-6-45 | | | | | | | 60 | 2.10 | 1.07 | | | | | | |
| 12 | L-6-60 | | | | | | | 45 | 2.80 | 1.49 | | | | | | |
| 13 | L-6-60(M) | | | | | | | 60 | 2.10 | 1.07 | | | | | | |
| 14 | L-4-31 | | | | | | | 481 | 0.442 | 4 | 31 | 1.79 | 1.01 | | | |

f'_c = コンクリート圧縮強度
 ϵ_m = コンクリート圧縮強度時歪
 E_i = コンクリート初期弾性係数
 f_{yh} = 横拘束筋降伏応力
 ϵ_{yh} = 横拘束筋降伏応力時歪
 d_s = 横拘束筋径
 s = 横拘束筋配筋間隔
 ρ_s = コアコンクリートに対する横拘束筋体積比
 C_c = 横拘束係数

$$C_c = 0.313 \rho_s \frac{\sqrt{f_{yh}}}{f'_c} \left(1 - 0.5 \frac{s}{w}\right)$$
 ここで、 w = 最小横拘束幅 (=断面幅)
 $^*, ^{**}$... 0.2% オフセット降伏点における応力、歪

力時歪はそれぞれ351MPa, 0.186%である。

実験パラメータは、1) 横拘束筋降伏強度 (400 MPa, 800 MPa) 2) 横拘束筋径 (ϕ 6mm, ϕ 4mm) 3) 横拘束筋配筋間隔 (31 mm, 45 mm, 60 mm) 4) カバーコンクリートの影響 (カバーコンクリート厚 0 mm, 15 mm) 5) 単調載荷と繰り返し載荷、の5項目とした。本実験においては、過去に著者らが行った柱の曲げせん断実験 [1,2] における横拘束筋のコアコンクリートに対する体積比4.06%とほぼ同じとなるように、 ϕ 6mmの横拘束筋を31mm間隔で配筋した供試体を拘束程度の最大の供試体と設定した。また、供試体の上下端からそれぞれ125mmまでの区間では、この区間で破壊が起こらないようにするために横拘束筋配筋間隔を中央部よりさらに密にした。コンクリート及び横拘束筋の力学特性は表1に示すとおりである。コンクリートは100MPaを目標圧縮強度とした。セメントには早強ポルトランドセメントを、混和材には電気化学工業製デンシットADFを、細骨材には野洲川産川砂を、粗骨材には最大粒径20mmの兵庫県西島産砕石を用いた。それぞれの配合は、セメント500kg/m³、混和材50kg/m³、細骨材674kg/m³、粗骨材974kg/m³、水155.0Liter/m³とした。混和材も含んだ形の水セメント比は、28.2%となった。供試体の各側面に4本ずつ、供試体の高さ方向の中心から上下にそれぞれ110mm、220mmの位置に変位測定用ボルトを供試体の軸方向に垂直になるように埋め込み、これらを用いて軸方向変位を測定した。供試体の詳細は表1に示す。

3. 実験概要

載荷装置には、(財)日本建築総合試験所の1000 t 圧縮曲げ試験機を使用して行なった。軸方向の変位は、図1に示すように供試体の埋込ボルトに取付けられた電気式変位計 (各面に3本、計12本) により計測した。また、上下載荷板間に取付けた電気式変位計により供試体全体の軸方向変位を測定した。供試体中央部の軸方向変位の測定検長は、コアコンクリートの断面幅に相当する値220mmとした。これは、中心軸圧縮実験においては破壊領域が供試体中央の断面幅に等しい長さの範囲にわたることが多いという既往の実験結果から決定した。本実験に於ては、最大耐力近傍で反り曲がった埋込ボルトがあり、実験終了まで軸方向変位を正しく計測することが出来なかった。このため、反り曲がったボルトがあったときには、各測定区間の軸方向変位は反り曲がる直前の各区間の軸方向変位の比率で供試体全長の軸方向変位を割り振ることとした。また、この時中央付近計測区間 (500mmの区間) 以外の部分は、初期剛性にしたがって挙動することと仮定した。

4. 実験結果及び実験パラメータによる比較

図2に各供試体の横拘束コンクリート応力-歪関係を、表2に応力-歪曲線の最大応力点および圧縮限界点[3]を示す。この圧縮限界点は、応力-歪曲線の囲む面積をその時点での歪で除することにより得られる平均応力が最大となる点(k₁ k₃ 最大時)である。

横拘束筋降伏強度…直径6mm、配筋間隔31mmで配筋された供試体 (UNIT 1, 3, 9, 10) では、高強度横拘束筋を用いた方が普通強度横拘束筋を用いたものよりシリンドー強度に対する最大応力の比は大きくなっている。その他の供試体では、横拘束筋降伏強度による最大応力上昇の差はほとんどない。歪軟化域については、高強度横拘束筋を用いた方が普通強度横拘束筋を用いた場合より耐力の低下の割合は小さくなっている。

横拘束筋量 (配筋間隔および径)…高強度横拘束筋を用いた場合、横拘束筋体積比が大きい方がコンクリートシリンドー圧縮強度を基準とした最大応力の比は大きくなり、歪軟化域における耐力の低下の割合は小さくなっている。ただし、横拘束筋体積比が2.80%, 2.10%, 1.79%の供試体 (UNIT 4, 5, 8) 間ではほとんど差はない。普通強度横拘束筋を用いた場合、体積比が大きくなるほど最大応力点の大きな上昇が観察されるが、歪軟化域においては急激な耐力低下があり、体積比に関係なく靱性改善効果は認められない。

単調載荷と繰り返し載荷…最大応力点までは単調載荷と繰り返し載荷で差はないが、最大応力点以降、繰り返し載荷した供試体の耐力低下は、単調載荷の供試体と比較して早い時期に生じている。各供試体それぞれ繰り返しの回数が異なるため一概に結論づけることはできないが、歪軟化域において繰り返し載荷曲線の包絡線と単調載荷曲線とが一致するという従来の指摘[4]は、本実験においてはあたらぬ。

カバーコンクリートの有無…カバーコンクリート付供試体のコアコンクリートが、コアコンクリートのみの供試体と同様の荷重-歪関係で挙動すると仮定し、その差がカバーコンクリートの荷重-歪関係を表すと仮定したときのカバーコンクリートの荷重-歪曲線を図3に示す。カバーコンクリートの荷重-歪関係の最大荷重点は、最初にカバーコンクリートの剥離が観察されたときの点である。カバーコンクリートの剥離後、カバーコンクリート付の供試体は、コアコンクリートのみの供試体とほぼ同様の挙動を示しており、カバーコンクリートの有無はカバーコンクリート剥離後の荷重-歪関係にほとんど影響を与えない。

表2 応力-歪曲線の最大応力点及び圧縮限界点

| UNIT | Specimen | Maximum | | | | k1k3 Maximum | | | |
|------|------------|--------------------------|----------------------------------|------------------------|---------------------------------|--------------------------|----------------------------------|------------------------|---------------------------------|
| | | f _{cm} (MPa) | f _{cm} /f' _c | ε _{cm} (%) | ε _{cm} /ε _m | f _{cu} (MPa) | f _{cu} /f _{cm} | ε _{cu} (%) | ε _{cu} /ε _m |
| 1 | H-6-31 | 145.1 | 1.33 | 0.822 | 2.54 | 117.5 | 0.81 | 1.401 | 4.34 |
| 2 | H-6-31(+C) | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- |
| 3 | H-6-31(M) | 143.9 | 1.32 | 0.701 | 2.17 | 117.6 | 0.82 | 1.770 | 5.48 |
| 4 | H-6-45 | 122.7 | 1.13 | 0.610 | 1.89 | 93.7 | 0.77 | 0.883 | 2.73 |
| 5 | H-6-60 | 120.9 | 1.11 | 0.448 | 1.39 | 91.6 | 0.76 | 0.785 | 2.43 |
| 6 | H-6-60(+C) | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- |
| 7 | H-6-60(M) | 121.0 | 1.11 | 0.499 | 1.54 | 99.3 | 0.82 | 0.978 | 3.03 |
| 8 | H-4-31 | 121.3 | 1.12 | 0.449 | 1.39 | 92.4 | 0.76 | 0.829 | 2.57 |
| 9 | L-6-31 | 134.1 | 1.18 | 0.682 | 2.03 | 106.3 | 0.79 | 0.951 | 2.83 |
| 10 | L-6-31(M) | 134.0 | 1.18 | 0.581 | 1.73 | 102.0 | 0.76 | 0.994 | 2.96 |
| 11 | L-6-45 | 122.0 | 1.08 | 0.494 | 1.47 | 89.9 | 0.74 | 0.845 | 2.51 |
| 12 | L-6-60 | 116.6 | 1.03 | 0.466 | 1.39 | 88.0 | 0.75 | 0.747 | 2.22 |
| 13 | L-6-60(M) | 115.3 | 1.02 | 0.486 | 1.45 | 85.9 | 0.75 | 0.748 | 2.23 |
| 14 | L-4-31 | 115.7 | 1.02 | 0.446 | 1.33 | 82.8 | 0.72 | 0.729 | 2.17 |

f'_c = コンクリート圧縮強度
 f_{cm} = 横拘束コンクリート最大耐力
 f_{cu} = 横拘束コンクリート圧縮限界応力
 ε_m = コンクリート圧縮強度時ひずみ
 ε_{cm} = 横拘束コンクリート最大耐力時ひずみ
 ε_{cu} = 横拘束コンクリート圧縮限界ひずみ

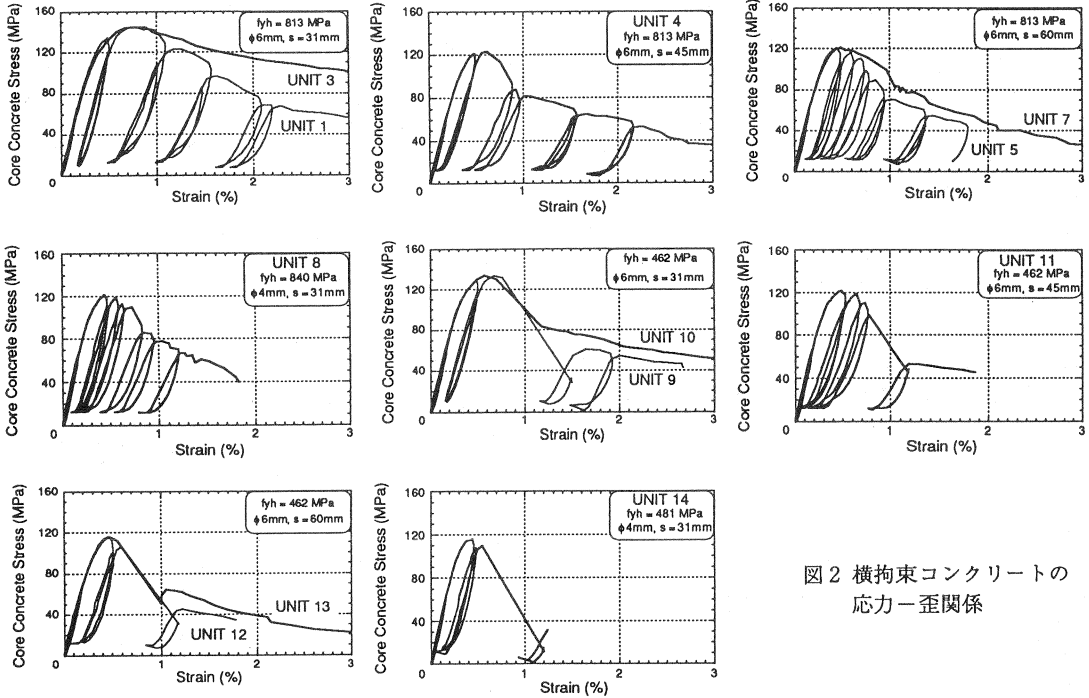


図2 横拘束コンクリートの
応力-歪関係

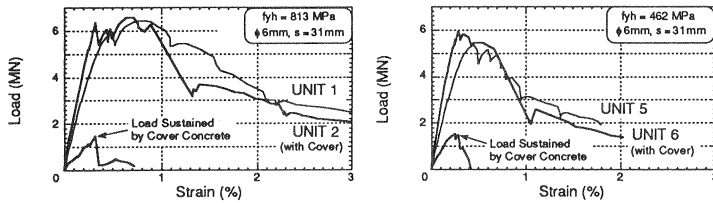


図3 カバーコンクリートの
荷重-歪関係

5. 横拘束コンクリートの応力-歪関係のモデル化

横拘束コンクリートに適用する応力-歪関係モデルが文献[1-3]において提案されている。しかし、(1)これらの文献においては、実験結果より得られた繰り返し載荷時のモーメント-曲率関係の包絡線と単調載荷時の解析結果とを比較している。また、(2)これらのモデルは外周筋でのみ横拘束された断面をもつ供試体においてモデル化されたものであり、中子筋も加わった配筋形状についての考慮がなされていない。さらには、(3)最大耐力点以降の曲線について実験結果との適合性に問題

がある。よって、本章では六車-渡辺モデル[3](図4)を基礎に(2)及び(3)の点を修正することにより、横拘束された高強度コンクリートの繰り返し応力下での応力-歪関係モデルを提案する。外周横拘束筋のみで配筋された断面における有効拘束面積は、図5(a)に示したようにAiであると考えられる。しかし、本実験の供試

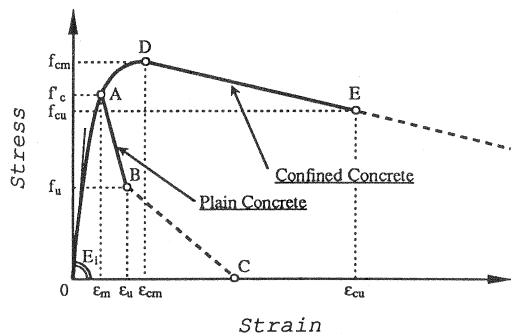


図4 六車-渡辺モデル

体のように囲型状に横拘束筋が配筋された断面における有効拘束面積は、図5(b)に示すように A_j であると考えられる。六車一渡辺モデルにおいては、断面に中子筋も加わった配筋形状についての考慮がなされていない。そこで、この有効拘束面積の違いに着目して、この有効拘束面積の比 $\beta = A_j/A_i$ を、配筋形状の違いによる横拘束効果の増加率として横拘束係数 C_c において考慮することとした。本実験においては、増加率 β の値は有効横拘束されない部分のアーチの接線角を $\theta = 30^\circ$ とした場合の $\beta = 1.42$ を用いてモデル曲線を求めた。次に、圧縮限界点以降の応力-歪関係曲線の下り勾配の変化については、それまでのせん断すべり面を形成する過程から、せん断すべり面が完全に形成されすべりはじめる過程に移る際に起こると考えられる。この変化した後の下り勾配 Z は、平均横拘束応力 $p_w f_{yh}$ で表すこととし、式(1)として求められるとする。ここで p_w は横拘束筋比である。

$$Z = -(6050 - 342 p_w f_{yh}) \quad (1)$$

今回の実験データからはこの変化する点の座標と実験パラメータとの関係を見いだすことはできなかった。今回のモデル化では暫定的に最大耐力の60%に応力が低下したときに、下り勾配は変化すると過程する。この60%という値は、高強度横拘束筋を用いた供試体の実験曲線における下り勾配変化時の応力の最大耐力に対する割合のほぼ平均値に相当する。図6に今回提案するモデルを示す。今回提案するモデルの包絡線は、式(2)~(4)で表すものとする。

O-D間

$$f = E_i \varepsilon + \frac{f_{cm} + E_i \varepsilon_{cm}}{\varepsilon_{cm}^2} \varepsilon^2 \quad (2)$$

D-F間

$$f = \frac{f_{cu} - f_{cm}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{cm}} (\varepsilon - \varepsilon_{cm}) + f_{cm} \quad (3)$$

F以降

$$f = Z (\varepsilon - \varepsilon_{60}) + 0.6 f_{cm} \quad (4)$$

除荷曲線及び再載荷曲線の基本ルールは文献[5]にあるルールに従い、除荷点 $(\varepsilon_{un}, f_{un})$ 、コモンポイント $(\varepsilon_{com}, f_{com})$ 、残留歪点 $(\varepsilon_{pl}, 0)$ 、再び包絡線に復帰する点 (ε_{re}, f) の4点により除荷曲線及び再載荷曲線は決定されるとした。これらの4点は、本実験結果から式(5)~(8)でそれぞれ決定されるとした。

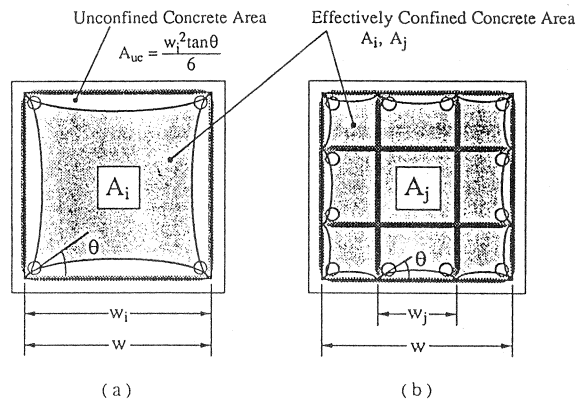
$$\varepsilon_{com} = 1.00 \varepsilon_{un} \quad (5)$$

$$f_{com} = 7.73 + 0.818 f_{un} \quad (6)$$

$$\varepsilon_{pl} = -0.00462 + 1.00 \varepsilon_{un} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{re} = 0.000307 + 1.03 \varepsilon_{com} \quad (8)$$

実験曲線とモデル曲線との比較の例を図7に示す。



$$\beta = \frac{A_j}{A_i} = \frac{w^2 - \sum_j w_j^2 \tan \theta / 6}{w^2 - \sum_i w_i^2 \tan \theta / 6}$$

図5 有効に横拘束されるコンクリート断面

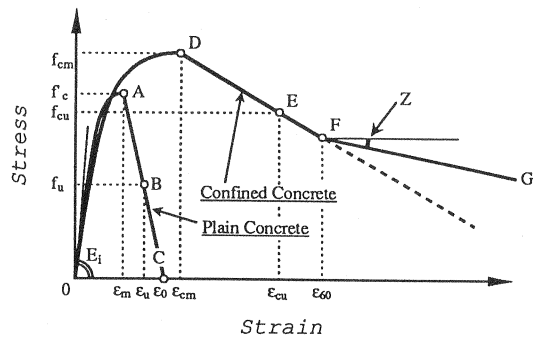


図6 今回提案するモデル

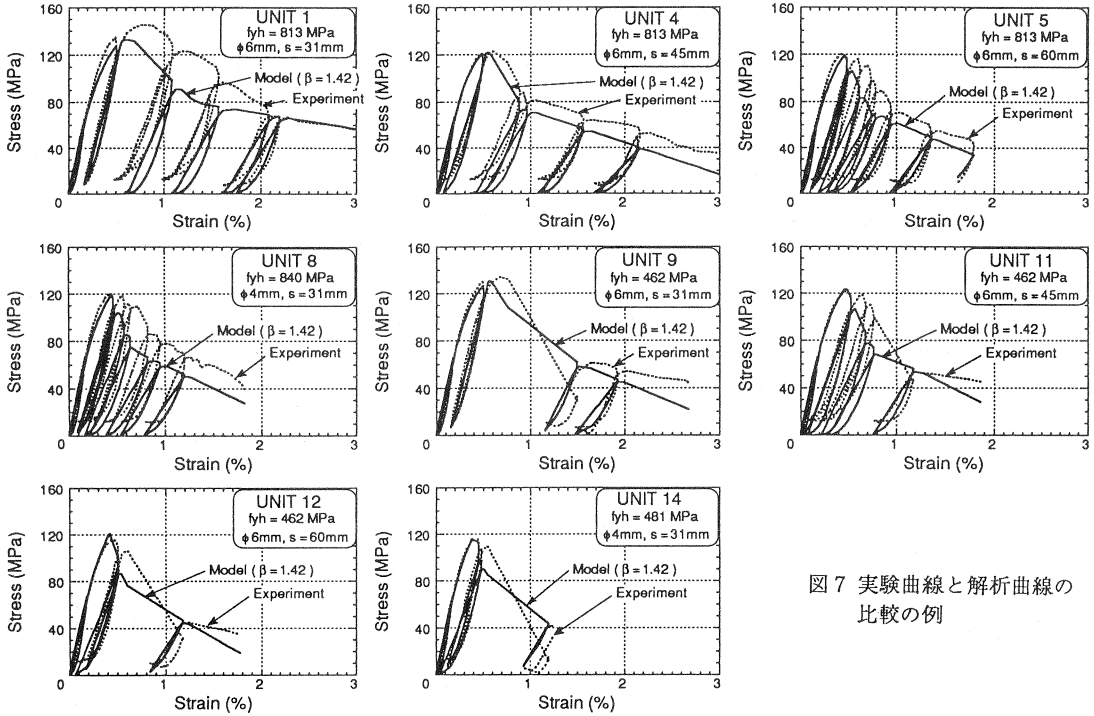


図7 実験曲線と解析曲線の比較の例

6. 結論

(1) 本実験に関するかぎり、圧縮強度100MPa級のコンクリートを使用するには、高強度コンクリートの脆性的な破壊を抑制するために、降伏強度800MPa、横拘束筋体積比にして4%の横拘束筋により横拘束する必要があることが確認された。

(2) 実験結果から、横拘束された高強度コンクリートの繰返し応力-歪関係をモデル化した。このモデルは、基本的には、六車-渡辺モデルに横拘束筋配筋形状の横拘束効果に与える影響、及び歪軟化域における下り勾配の変化を考慮したものである。このモデル曲線は、本実験結果については良く適合する。

[謝辞]

本実験では、(財)日本建築総合試験所の1000t曲げ圧縮試験機を利用させていただきました。俣野善治氏をはじめ関係者の方々には多大なる御協力を賜り、ここに感謝の意を表します。

[参考文献]

1. 西山、藤村、渡辺、六車、「高強度コンクリートと横拘束筋を用いた鉄筋コンクリート柱の力学性状」、コンクリート工学年次論文報告集13-2, 1991, pp.409-414
2. 六車、渡辺、小室、「高強度コンクリートの鉄筋コンクリート靱性柱への適用に関する研究」、コンクリート工学年次論文報告集11-2, 1989, pp.293-298.
3. 六車、渡辺、勝田、田中、「横拘束コンクリートの応力ひずみ曲線のモデル化」、セメント技術年報1980, pp.429-432.
4. 谷川、小坂、「繰返し圧縮応力を受けるコンファインドコンクリートの履歴特性」、セメント技術年報1979, pp.456-460.
5. 六車、岩清水、光枝、井上、「横補強による高強度コンクリートのじん性改善に関する研究」、日本建築学会近畿支部研究報告集1983, pp.97-100