

水平力を受ける 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の挙動評価

田中浩一¹・大内一²・長沼一洋³・緒方辰男⁴

¹正会員 株式会社大林組 技術研究所 (〒204-0011 東京都清瀬市下清戸 4-640)

²フェロー会員 工博 株式会社大林組 技術研究所 (〒204-0011 東京都清瀬市下清戸 4-640)

³工博 株式会社大林組 技術研究所 (〒204-0011 東京都清瀬市下清戸 4-640)

⁴正会員 日本道路公団 技術部 (〒100-8979 東京都千代田区霞ヶ関 3-3-2)

大規模地震に対する、鋼管・コンクリート複合構造橋脚の実用設計を意識した評価法の提案を行う。第1に鋼管・コンクリート間の付着モデルを得る目的で、付着試験を実施する。第2にこの付着モデルを用い、既に実施した模型試験結果の2次元FEM非線形解析を行って、説明を加えるとともにメカニズムを明らかにする。第3にこの解析モデルを使用して数値実験を行い、試験結果と併せて検討し、曲げ耐力および終局変位を含む荷重-変位関係モデル、および動的解析に用いる復元力モデルを提案する。また、PC鋼より線、および鋼管のせん断負担を含め、実用的なせん断耐力評価式を提案する。

Key Words : high pier, steel tube, high strength strand, ductility factor, shear strength, FEM analysis

1. はじめに

「鋼管・コンクリート複合構造橋脚」は山岳橋梁における高橋脚の省力化、急速施工を目指して提案された橋脚であり、断面内に複数配置される鋼管や、帯鉄筋の代わりにスパイラル状に巻き付けたPC鋼より線を用いているなどの特徴を有する¹⁾。施工上の期待は勿論、高い変形性能を持つ部材としても期待され、柱型模型²⁾やはり型模型^{3),4)}を用いた繰返し水平加力試験を経て、適用がなされてきた^{5),6)}。

兵庫県南部地震以降、各種土木構造物は大規模地震に対する耐震性の向上とともに、設計法の整備が求められるようになった。本構造物の大規模地震に対する設計法を整備しようとする時、曲げ設計とせん断設計が特に重要である。前者については耐力と履歴特性および変形性能評価が、後者についてはせん断耐力評価が重要な課題となる。

このような背景のもと、試設計橋脚をもとに柱型模型を作製し曲げ破壊型⁷⁾とせん断破壊型⁸⁾の繰返し水平加力試験を実施してきた。その検討結果は、はり型模型試験^{3),4)}とあわせ報告してきた⁹⁾。これらの試験

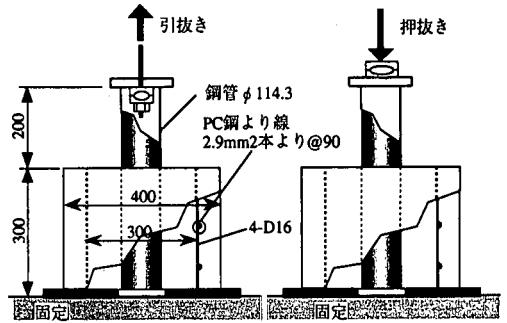
は、断面扁平率 ($B/D=1.0 \sim 2.5$, B : 柱幅, D : 柱断面高さ), 鋼管量 (%) ($p_T=100 \Sigma A_T/BD=0 \sim 2.2\%$, ΣA_T : 鋼管全断面積), 帯鉄筋として配置したPC鋼より線を通常強度鉄筋 (SD345) で強度換算した帯鉄筋比 (以下, 等価帯筋比: $p_w^{eq}=0.07 \sim 0.3\%$) をパラメータ範囲に実施したものである (等価帯筋比の詳細定義は後述する式(1)で行う)。

その結果、1) 曲げ耐力については合成度の低下はある程度あるものの、鋼管を主鉄筋とみなしたRCはり理論で評価できる、2) その後付着切れにより耐力低下し、鋼管負担モーメントは圧縮、引張側鋼管各々で全塑性軸力を仮定した修正累加強度³⁾に漸近していく、3) スパイラル状に巻付けたPC鋼より線の主鉄筋座屈防止効果や鋼管の圧縮軸力負担により、大変形域でも急激な耐力低下はなく、9以上の変位靱性率を有する、4) 履歴減衰特性は武田モデルで安全側に評価出来る、5) せん断補強筋として用いたPC鋼より線は全強度を発揮する、ことなどを明らかにしてきた。

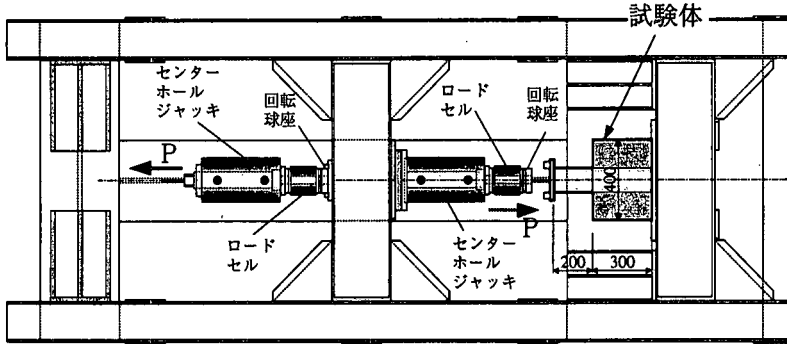
しかしながら、設計法を整備しようとする時、これらの試験数では不十分である。すなわち橋脚寸法、鋼管本数や配置など試験は限られた範囲で行っている。

表一 付着試験体一覧

試験体名	鋼管厚さ (mm)	鋼管内部グラウト	載荷方法		
			単調載荷	交番載荷	引抜 押抜 押・引
M-35-C	3.5	なし	○		○
M-35-T	3.5	なし	○	○	
M-35-TF	3.5	あり	○	○	
C-28-1	2.8	なし	○	○	
C-28-2	2.8	なし	○		○
C-28-2F	2.8	あり	○		○



図一 付着試験体形状



図二 加力装置

PC鋼より線補強量についても同様である。そこで、本論文ではFEM非線形解析により補足的な数値実験を行い、試験結果とあわせて検討し、実用的な耐力評価式と変形性能、さらにその適用限界、そして非線形動的解析のためのモデルを提案する。

そのために、以下の手順で検討および考察を進めることにした。

- 1) 解析実施に当たり、支配的な要因である鋼管・コンクリート間の付着特性を把握するため、鋼管の付着試験を実施する。
- 2) 付着試験結果に基づき付着モデルを作成した後、柱型模型の水平加力試験結果の解析を行う。上述した前編結果を解析的に検証するとともにメカニズムを明らかにする。
- 3) 適用性を確認した解析モデルと解析プログラムを用いて、数値実験を行う。
- 4) 荷重-変位骨格曲線の提案と変位靱性率を評価する。加えて実用的な復元力モデルを示す。
- 5) PC鋼より線と鋼管のせん断負担評価式、これに基づくせん断耐力評価式を提案する。

2. 鋼管の付着試験

(1) 試験計画

本構造の曲げならびにせん断挙動を評価するには、鋼管とコンクリートとの付着特性を把握する必要がある。

ある。そこで、3章で解析する柱型模型⁸⁾と同一バッチのコンクリートを用いた鋼管の付着試験を行った。

表一に試験体一覧を示す。試験パラメータは鋼管厚さ ($t=2.8, 3.5\text{mm}$)、内部グラウト有無、載荷方向および載荷方法である。鋼管は、水平加力試験体と同様、表面は酸洗いして黒革を取り除き、実施工で用いる鋼管と同様に錆が生じるよう配慮した。なお、 $t=2.8\text{mm}$ 鋼管は上記の柱型試験体では、曲げ試験は5体の内4体に、せん断試験は4体全ての試験体に用いた。 $t=3.5\text{mm}$ 鋼管は曲げ試験の1体に用いた。

PC鋼より線の配置は、実橋とほぼ同様に、式(1)で定義する等価帯筋比 (p_w^{eq}) で0.2%を配置することとした。これはコンクリートの拘束剛性も鋼管の付着特性に影響を与えたと考えたためである。

$$p_w^{eq} = (\sigma_{pc}^y / \sigma_s^y) \times A_w / (B \cdot a) \quad (1)$$

ここに、

σ_{pc}^y : PC鋼より線の降伏強度 (N/mm²)

σ_s^y : 鉄筋 (SD345) の降伏強度 (N/mm²)

A_w : 帯鉄筋の総断面積 (cm²)

B : 断面幅 (cm)

a : 帯鉄筋間隔 (cm)

(2) 載荷・計測方法

試験体形状、ならびに加力装置をそれぞれ図一、図二に示す。鋼管の引抜き、押込み時に鋼管に曲げが生じないように鋼管端部にはピン結合となるよう治

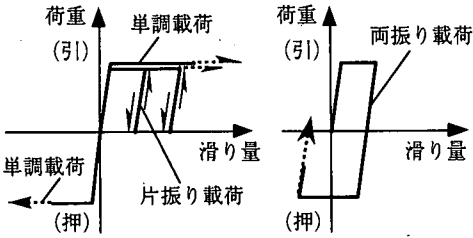


図-3 加力方法

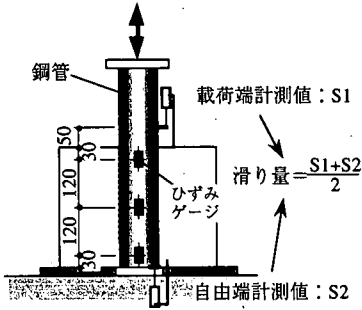


図-4 滑り量の計測

具を設けて加力した。載荷方向および方法は図-3に示すように引抜き、または押抜き単調載荷（単調載荷）、引抜き交番載荷（片振り載荷）、および引き押し交番載荷（両振り載荷）とした。両振り載荷での滑り振幅増分は、本加力装置で制御可能な1mmとした。鋼管の滑り量の計測は図-4に示すように載荷端と自由端で計測した。鋼管のひずみは図-4中に示した3箇所所で軸方向と円周方向のひずみを測定している。

使用したコンクリートと鋼管の材料試験結果をそれぞれ表-2, 3に示す。

表-2 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
M-35-C	43.8	28.9	3.8	89
M-35-T				
M-35-TF				
C-28-1	43.4	29.2	3.6	102
C-28-2	43.8	28.9	3.8	89
C-28-2F	43.4	29.2	3.6	102

表-3 鋼管の材料試験結果

鋼管 φ=114.3	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
t=2.8	281	415	226	0.29
t=3.5	294	377	224	0.29

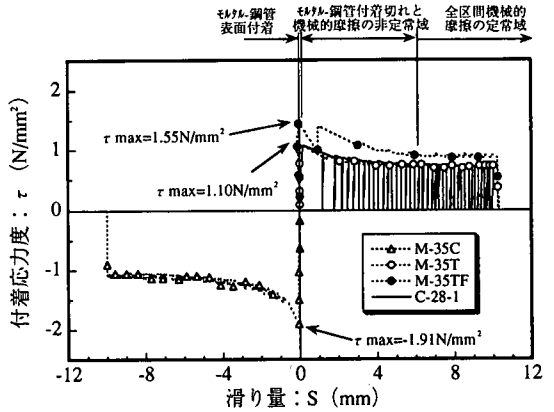


図-5 付着応力度と滑り関係（単調載荷）

(3) 試験結果

a) 付着応力度と滑りの関係

単調載荷試験体3体の付着応力度-滑り関係（以下、 τ -S関係）を図-5に示す。ここに付着応力度はb)に後述する理由により、押しまたは引きの荷重を鋼管の付着面積で除して平均応力度で表した。滑り量(S)は図-4に示した載荷および自由端での滑り量の平均値である。なお、計測値S1は自由長50mm区間での鋼管の伸びを差し引いて求めている。当初はコンクリートと鋼管の付着力で抵抗し、これが切れ始める時点が最大付着強度 τ_{max} であると考えられるが、それ以降、機械的な摩擦力が混在した非定常な抵抗メカニズムとなる。滑り量が4~5mm以降では機械的摩擦のみの抵抗メカニズムとなり、付着応力度が一定になると推測される。引抜き時の最大付着強度 τ_{max} は鋼管内部がグラウトされている方が大きい。内部グラウトがポアソン効果による鋼管外径縮小を防ぐためである。また押し抜き時の最大付着強度

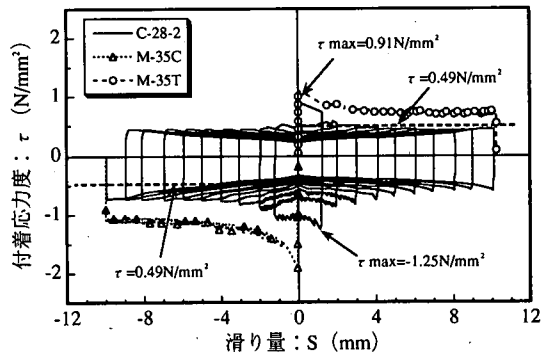
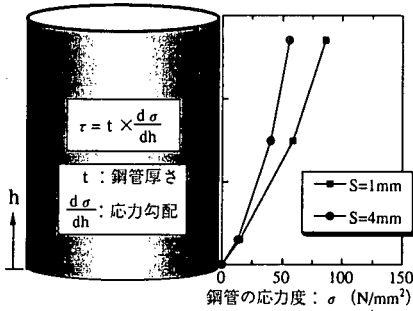


図-6 付着応力度と滑り関係（片振り載荷/非充てん）

は、グラウトされていないにも関わらずグラウト有りの引抜き付着強度と比べて大きい。鋼管が軸圧縮状態にあるためポアソン効果により半径方向に膨張し、鋼管・コンクリート間に多少の拘束圧が作用するためである。その結果、最大付着強度はもちろん、軟



図一七 鋼管の軸方向応力度分布 (C-28-2)

化域での付着応力度も引抜き時に比べて大きい。

図一五中には、引抜き片振り载荷 (C-28-1) の結果も示す。M-35-T 試験体と比較する時、外径は同じで肉厚のみ異なる両試験体の包絡線は同様である。この程度の鋼管厚の違いでは付着特性に影響を与えるものではないといえる。また片振り载荷による包絡線への影響はないといえる。

両振り载荷での結果を図一六に示す。圧縮滑りを経験した後、付着応力度は単調载荷でのそれと比べて低下し、それ以後の繰返しに対して包絡線は徐々に低下していき、 $\tau = 0.49 \text{N/mm}^2$ (5kgf/cm²) 程度に収束する。引き押し両振り载荷は機械的摩擦性状に大きな影響を与えると考えられる。

b) 鋼管の付着応力度

両振り载荷試験体である C-28-2 について、鋼管軸方向応力度分布の一例を図一七に示す。最大荷重経験直後の S=1mm と繰返し载荷を経験した S=4mm 時の分布である。鋼管応力は実測されたひずみから式(2)により 2 軸応力状態を考慮して算定した。

$$\sigma_v = \frac{E}{1-\nu^2} (\epsilon_v + \nu \epsilon_h) \quad (2)$$

ここに、

σ_v : 軸方向引張応力度

E : 弾性係数

ν : ポアソン比

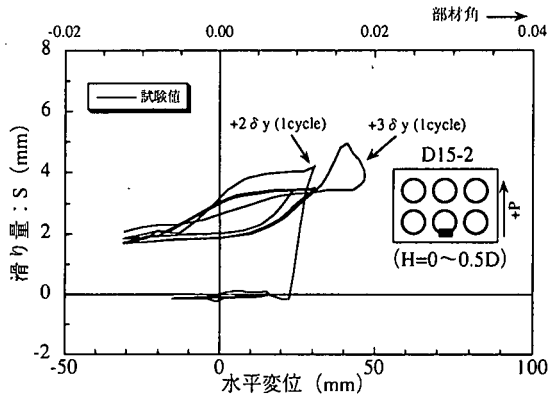
ϵ_v : 軸方向ひずみ

ϵ_h : 軸直角方向ひずみ

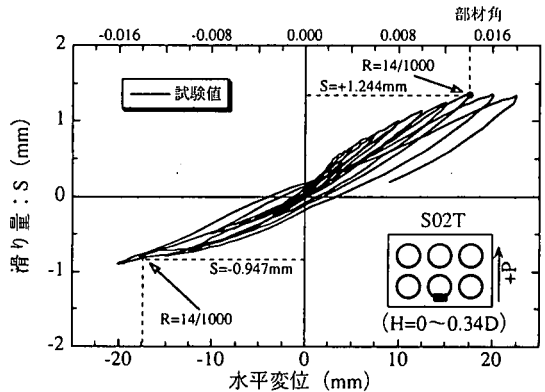
軸方向引張応力度がほぼ直線分布となっている。軸方向の応力勾配 ($d\sigma/dh$) に鋼管厚さを乗じた値が付着応力度 (τ) であることからコンクリート内部の付着応力度はほぼ一定であると考えられる。

c) 鋼管の滑り

解析に用いる鋼管の τ -S 関係をモデル化するのに先立って、実際の水平加力試験 (図一十、20 参照) での鋼管の滑り挙動について検討する必要がある。鋼管の滑り量の算定は基部フーチング部も含めた主鉄筋のひずみから平面保持を仮定し、鋼管位置でのひずみを推定する。これと鋼管のひずみ実測値との



図一八 鋼管の滑り量と柱の変位 (曲げ試験体: D15-2)



図一九 鋼管の滑り量と柱の変位 (せん断試験体: S-02T)

差に着目し、フーチング底面からの積分値を滑り量として算定した。なお、フーチング底面で鋼管、鉄筋とも溶接で固定している。このようにして求めた代表的な水平加力試験体の水平変位と鋼管滑り量との関係を図一八、九に示す。なお鋼管の滑り量は曲げ試験体、せん断試験体それぞれ柱基部から 0.5D、0.34D (D: 柱断面高さ) 位置での滑り量である。符号は、鋼管が相対的にめり込む方を正としている。

曲げ試験体では +3 δ_y までに約 5mm の滑りが生じている。なお試験では 3 δ_y で最大荷重に至っている。圧縮履歴も受けており、最大荷重近傍での鋼管の付着応力度は、両振り载荷付着試験での定常域での強度である $\tau = 0.49 \text{N/mm}^2$ 程度と考えられる。これに対して、せん断試験では最大荷重に至るまで滑り量は 1mm 程度である。滑り振幅が小さいことから、曲げ試験体ほどには付着応力度は低下しないと予想される。なお、作用するせん断応力度が高いにも関わらずせん断試験体の方が曲げ試験体に比べて滑り量が小さいのは、せん断試験に用いた主鉄筋は高強度鉄筋であり、最大荷重時でも弾性範囲にあるのに対し、曲げ試験では主鉄筋が塑性化しているためである。

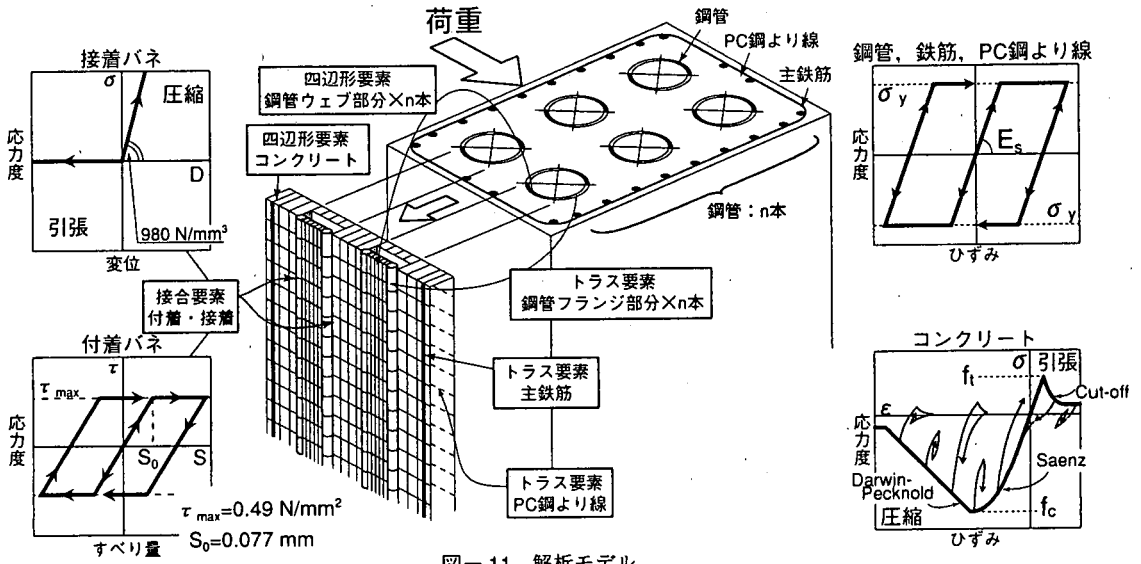


図-11 解析モデル

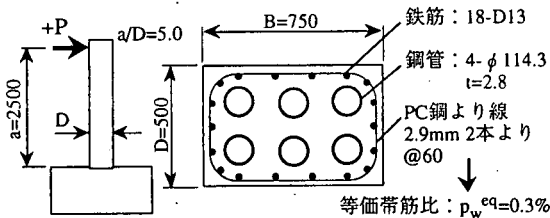


図-10 曲げ試験体諸元 (D15-3)

以上のことから、曲げ試験とせん断試験の解析には、異なる τ - S 関係モデルを用いることにした。すなわち、滑り量の大きい曲げ試験の解析には、両振り載荷付着試験 (C-28-2) をもとに、鋼管滑り開始の付着強度を 0.49N/mm^2 としたバイリニアモデルを、またせん断試験に対しては単調載荷引抜き付着試験 (M-35-T) で得られた τ - S 関係をマルチリニアでモデル化して用いることにした。後者については以下の理由による。引き押し交番載荷付着試験は滑り振幅が 1mm の整数倍で比較的大きな振幅まで繰り返しているのに対し、せん断試験体での滑りは最大荷重時でも 1.2mm 程度に留まっている。このことからせん断試験体の場合、付着界面の損傷は引き押し交番載荷付着試験より小さく、むしろ単調載荷付着試験結果に近いと考えたためである。

3. 試験結果の解析

(1) 目的

試験体諸元が図-10に示すような柱型水平加力試験結果^{7),9)}に対し、2次元FEM非線形解析を行い、説明を加える。併せて解析手法の妥当性を検討する。

(2) 曲げ試験の解析

試験は断面幅と断面高さとの比(B/D)を $1.0\sim 2.5$ として行ったが、ここでは $B/D=1.5$ 、PC鋼より線を等価帯筋比で 0.3% 配置した試験体 D15-3 (図-10) を対象に2次元FEM非線形解析を行った。

鋼管とコンクリートの付着劣化は本構造物の挙動を支配する。この付着劣化特性は前章で述べたように正負繰返し荷重の影響を受ける。そこで、この影響を考慮するため正負繰返し荷重に対する解析を行う。

a) 解析モデルと解析方法

解析モデルの概念を図-11に示す。解析に用いたコンクリート要素厚さは、鋼管配置位置では有効幅 B_e ($B_e=B-n\phi$,ここに B :柱断面幅, n :加力直角方向に配置されている鋼管本数, ϕ :鋼管外径), それ以外は全幅を用いた。ここで有効幅を求める際に鋼管径を矩形に換算したのは、コンクリート標準示方書¹⁰⁾の円形断面におけるせん断に寄与するコンクリート幅を矩形に換算する方法に従った。また、鋼管は $0\sim 45^\circ$ および $135\sim 180^\circ$ のフランジ部分をトラス要素で、 $45\sim 135^\circ$ のウェブ部分を四辺形要素でモデル化した。この場合の断面積と断面二次モーメントの取り扱いは次の通りとした。

$$A_{truss} = 1/4 \sum A_T$$

$$A_{quad} = 1/2 \sum A_T$$

$$I_{quad} + 2 \cdot A_{truss} \cdot y^2 = \sum I_T$$

ここに、

A_{truss} : フランジ部分トラス要素の断面積

A_{quad} : ウェブ部分四辺形要素の断面積

$\sum A_T$: 鋼管1列分の断面積の総和

I_{quad} : ウェブ部分四辺形要素のウェブ中心周断面二次モーメント

表-4 材料物性 (D15-3)

表-4 材料物性 (D15-3)			
	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
コンクリート	26.3	35.0	2.73
鉄筋			
	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度*2) (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
鉄筋 (SD345)	197	354	519
鋼管*1) φ114.3 (SS400) t=2.8	226	281	415
PC鋼より線 2.9mm2本より	220	1852	2032

* 1) 鋼管の引張試験は、JIS Z 2202 12号片により行った。
* 2) 鋼管およびPC鋼より線の降伏強度は、0.2%耐力とした。

y : ウェブ中心からフランジ部トラス要素までの距離

ΣI_T : 鋼管1列分のウェブ中心周り断面二次モーメントの総和

鋼管とコンクリート間の付着は、フランジ部トラス要素とコンクリート要素間の接合要素で考慮する。その特性は、前述した両振り付着試験より得られた定常域での付着強度 $\tau = 0.49 \text{ N/mm}^2$ を用いたバイリニア τ -S モデルをもとに、鋼管半周分の付着面積を考慮し与える。また同部水平方向には剥離接着を考慮した接合要素を設けるが、その圧縮剛性は鋼管半周分の接着面積と周辺コンクリート要素の弾性剛性を考慮したバネ特性を与える。

コンクリートの応力-ひずみ関係は、圧縮側は最大応力まで Saenz モデル¹¹⁾、軟化域は Dawin-Pecknold モデル¹²⁾を、引張側軟化域は出雲モデル¹³⁾をそれぞれ包絡曲線とする繰返しモデル¹⁴⁾を用いた。鋼管フランジ部および鉄筋はバイリニア型の1軸繰返しモデルを用いるが、2軸状態にある鋼管ウェブ部分はこれを相当応力-ひずみ関係とした2軸弾塑性理論に従うものとした。なお、それぞれの材料基本物性には、表-4に示す曲げ試験体 D15-3 のそれらを用いた。

b) 載荷方法

試験では柱基部の主鉄筋に高感度変位計をつけて抜け出しを計測している。これを用い、抜け出しによる基部回転変位成分を除去した躯体変位に関する荷重-変位試験値をまず抽出する。このようにして求めたそれぞれの試験変位サイクル最大値を目標に、 $5\delta_y$ 相当まで変位制御の解析を行った。なお、試験での降伏変位 δ_y は、主鉄筋と鋼管外縁両方が降伏する時点で定義している。試験では各変位3回の繰返しを行っているが、解析は各1回とした。これは、試験では終局時大変位振幅を除き、各変位レベルで2回目以降の履歴曲線はほぼ同様となること、解析でも同様

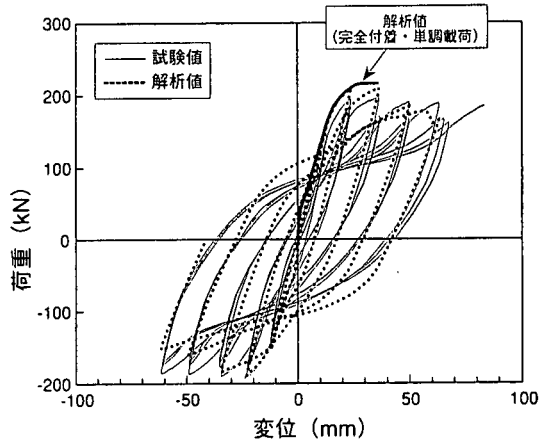


図-12 荷重-変位 (D15-3)

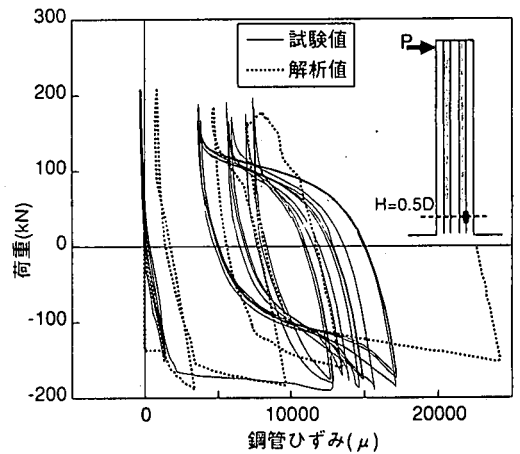


図-13 荷重-鋼管のひずみ関係 (D15-3)

の結果となるからである。解析最大変位を $5\delta_y$ としたのは、主筋座屈を含む大変形域 (D15-3 試験体の場合 $8\delta_y$) までの挙動は断面内の3次元な拘束効果を考慮しなければならず解析では難しいこと、また本論文では鋼管の付着劣化による挙動に着目しており、実際に設計で使用する変位レベルはこの程度までで十分であると考えたためである。

c) 荷重-変位関係

図-12に得られた荷重-変位関係について、試験値と解析値の比較を示す。ここに、図中には参考として鋼管とコンクリートを完全付着とした単調載荷の解析結果をあわせて示した。最大荷重は勿論、各変位レベル2サイクル目以降の荷重低下を解析は良好に表現できている。正荷重 $5\delta_y$ 時に解析値では、基部コンクリートに圧壊が始まっており荷重低下している。履歴曲線の形状はピーク間の途中領域で解析値が試験値の外側に膨れる傾向がある。繰返し応力下で鋼管にはバウシinger効果が一般に現れるのに対し、解析では繰返しバイリニア型の応力

ひずみ関係を用いていることによると考えられる。しかしながら、各変位レベルで最大荷重はほぼ追跡できている。完全付着の解析値は最大荷重が、やや大きくなっている。

d) 荷重-鋼管ひずみ関係

図-13に代表点での鋼管軸ひずみの挙動を示す(柱基部より0.5 D断面, 正荷重に対し圧縮側鋼管圧縮縁)。負荷重に対して降伏した後, 正荷重に移行する段階で付着切れにより圧縮側に回復仕切れず, 引張塑性ひずみが累積していく実挙動を解析値は捉えている。

e) 鋼管応力分布

図-14に, $3\delta_y$ および $4\delta_y$ の1サイクル時における鋼管の軸方向応力度分布を示す(柱基部より2.5 D区間)。図中の試験値は, 鋼管のフランジ面に貼付した軸方向および円周方向のひずみから式(3)に示すように2軸応力状態を仮定し, 増分塑性理論を用いて応力を算定した(ここでは $\tau_{xy} = \gamma_{xy} = 0$ を仮定)。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}_i = \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}_{i-1} + [D_{ep}] \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

ここに,

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}_i : \text{現在の応力度} \quad \begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix}_{i-1} : \text{前回までの応力度}$$

$[D_{ep}]$: 弾塑性応力-ひずみ行列

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} : \text{今回のひずみ増分}$$

この際用いる1軸応力-ひずみ関係は弾性-完全塑性の繰返しバイリニアモデルを, 降伏条件は Von Mises 式によった(図-15)。

基部引張側鋼管はほぼ全断面引張降伏している。一方, 圧縮側鋼管は曲げ応力状態にある。 $3\delta_y$ および $4\delta_y$ 時の圧縮側鋼管の応力状態を比較すると, 繰返し変形が進むにつれ軸圧縮応力が作用していく様子が分かる(図-14中の中央と右)。これは繰返しによる付着劣化に伴い, RC的な挙動からSとRCがそれぞれ独立した挙動に移行することを物語る。圧縮側鋼管の一部内フランジ側を除き解析は試験結果をほぼ説明出来ている。なお, 図中には $3\delta_y$ 時の完全付着の解析結果を参考に示した(図-14中の左)。繰返しを受けた場合に比べて基部圧縮側鋼管で顕著

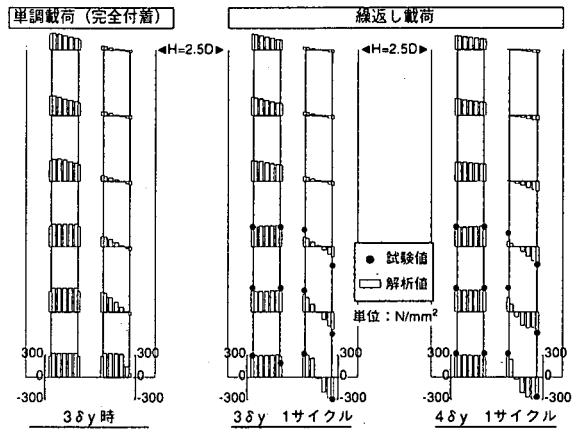


図-14 鋼管軸方向応力度分布 (D15-3)

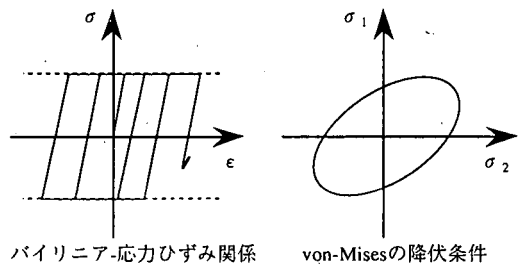


図-15 実験値の鋼管応力算定方法

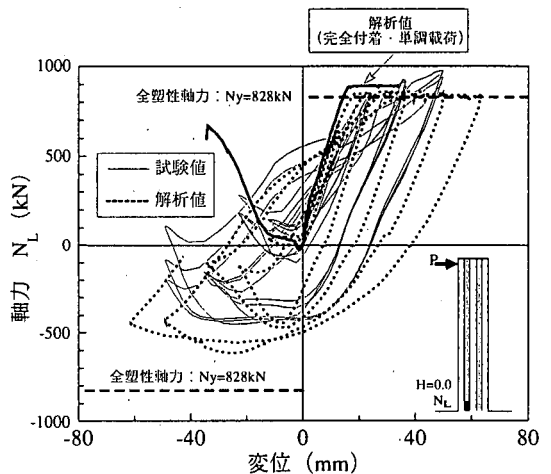


図-16 鋼管軸力-変位関係 (D15-3, 引張側鋼管)

な差違がみられる。この場合, 鋼管全断面とも引張応力状態にある (RCはり理論で求めた中立軸位置は圧縮側鋼管のさらに外側にある)。

f) 鋼管の作用軸力

図-16に基部鋼管(正荷重に対し引張側となる鋼管)に作用する軸力の履歴を, また図-17には引張・圧縮両鋼管の合軸力のそれを示す。ここに, 解析値はフランジおよびウェブの積分応力である。試験値の

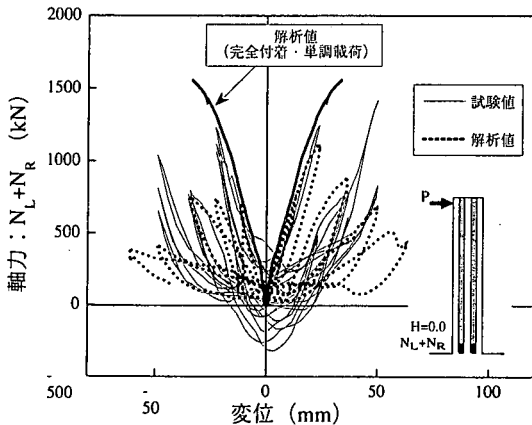


図-17 鋼管合軸力-変位関係 (D15-3, 両鋼管合軸力)

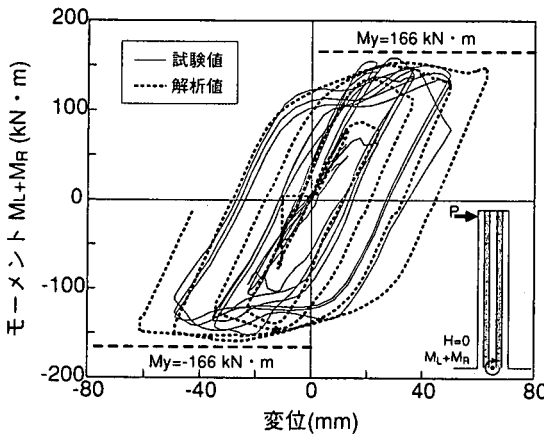


図-18 鋼管合モーメント-変位関係 (D15-3)

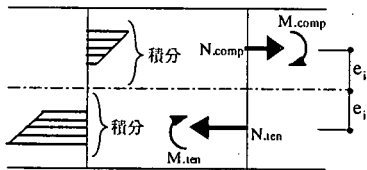


図-19 鋼管合モーメントの定義

算定は以下によった。両フランジ部で計測された軸方向および円周方向ひずみから、それぞれ線形補間して鋼管任意点のひずみを仮定する。鋼管各点での2軸ひずみから(せん断ひずみは0と仮定)、式(3)の増分塑性理論に従い応力を求め、これを鋼管断面全体に亘って積分して軸力を算定した。

図-16の正側では引張降伏過程が再現されている。負側小変位繰返し域では、圧縮過程を経て、各ピーク変位では中立軸の上昇に伴い引張側に移行していく。繰返し変位の増大に伴い、この圧縮軸力の正側への回復が徐々に鈍ってくる様子は試験・解析とも窺える。これは圧縮側鋼管の応力分布で既に述べ

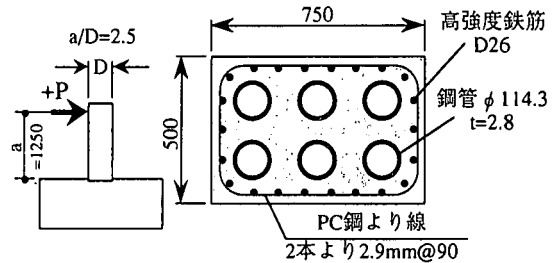


図-20 せん断試験体断面諸元 (S-02T)

たように、付着劣化によりSがRCから独立した挙動を始めるからである。実際、完全付着の解析値では圧縮側鋼管も高い引張軸力域まで達している。

引張・圧縮両鋼管の合軸力挙動を示した図-17はこの事実をさらに説明している。繰返し変位の増大に伴い引張合軸力は徐々に低下していく様子を試験・解析値とも示している。図中に完全付着の解析値を示すが、繰返しを受けた解析値や試験値に比べ高い引張軸力を負担している(e)で既に述べたように、中立軸は圧縮側鋼管外縁より外側にあり、圧縮側鋼管も全て引張応力状態にある。すなわち、鋼管は付着劣化に伴いRC部材への引張補強鋼材としての役割を徐々に喪失するのである。

g) 鋼管の作用モーメント

図-18に柱断面図心周りの鋼管合モーメントの履歴を示す。ここに鋼管合モーメント(M_T)とは図-19に示すように鋼管の応力から軸力成分と曲げ成分から(4)式により算出している。

$$M_T = \sum (N_i \times e_i) + \sum (M_i) \quad (4)$$

N_i : 各鋼管の軸力

e_i : 鋼管の偏心距離

M_i : 各鋼管の曲げモーメント

試験値、解析値とも同様の結果を示しており、各ピーク時に全塑性モーメント(引張側鋼管は引張降伏軸力、圧縮側鋼管は圧縮降伏軸力を仮定し図心までの距離をかけて算出)近傍まで達している。

(3) せん断試験の解析

a) 解析モデル

柱型せん断試験全4体の解析を行った。試験体の代表諸元を図-20に示す。モデル化は、基本的には曲げ試験と同様である。ただし鋼管・コンクリート間の τ -Sモデルは、2.(3)c)で触れた通り、鋼管内部中空の単調載荷引抜き付着試験(M-35-T)で得られた結果を用いている。

b) 荷重-変位関係

得られた荷重-変位曲線の一例を図-21に示す。正負試験値に対しせん断耐力の小さい側に解析値を示した。せん断耐力の比較(試験値は正負耐力のうち

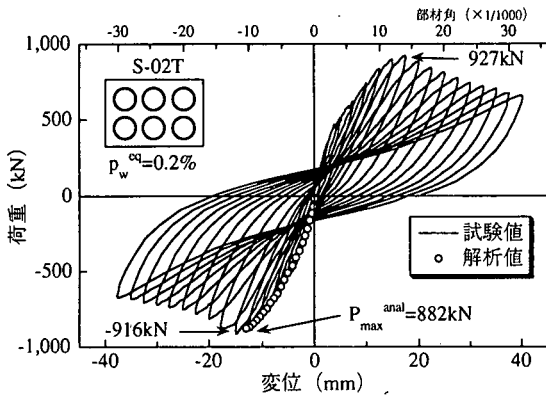


図-21 荷重-変位関係 (S-02T)

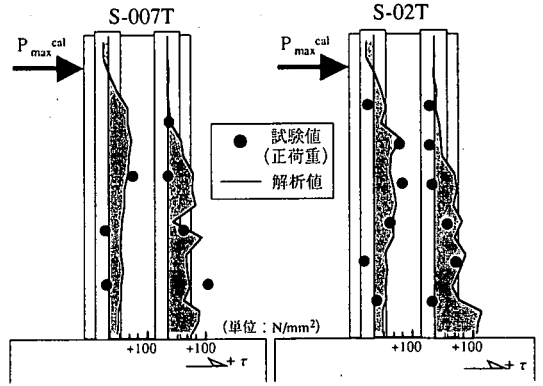


図-23 鋼管のせん断応力度分布

表-5 せん断耐力一覧表

試験体	断面	鋼管量 P_T (%)	等価帯筋比 $P_w^{0.2}$ (%)	せん断耐力 (kN)		実/解
				実験値	解析値	
S-02N (中実)		0	0.2	706	700	1.01
S-02V (鋼管無し)		0	0.2	710	694	1.02
S-007T		1.57	0.07	707	720	0.98
S-02T		1.57	0.2	916	882	1.04

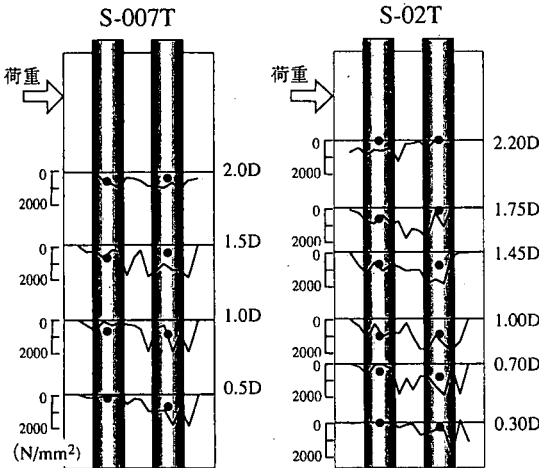


図-22 PC鋼より線の応力度分布

小さい方で定義)を表-5に示す。解析値は計算が収束しなくなるまでを示しており、破壊モードはコンクリートが圧壊するせん断圧縮破壊であった。鋼管の有無を含め解析はせん断耐力を十分な精度で評価出来ている。

c) PC鋼より線の作用応力度

鋼管を有するS-007TおよびS-02T試験体に関し、最大荷重直前のPC鋼より線の応力度分布を図-22に示す。試験値は引張試験結果をもとに、ひずみの実測値から応力度に変換している。柱上方では曲げ引張側に、基部では曲げ圧縮側に応力の卓越する傾向

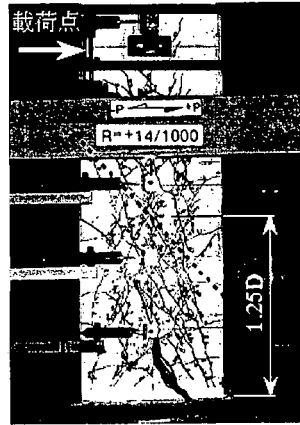


写真-1 せん断試験体破壊状況 (最大荷重時)

を試験・解析値とも示している。解析ではPC鋼より線とコンクリートは完全付着を仮定しており、応力が局所化する傾向にありジグザクの分布を示す。

d) 鋼管の作用せん断応力度

最大荷重直前の鋼管のせん断応力度分布を図-23に示す。ここで、試験値は鋼管ウェブ面に貼付したロゼットゲージの値から2軸ひずみ ($\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$) を求め、式(3)で述べた増分塑性理論により算定した。

試験値および解析値とも、曲げ圧縮側鋼管は柱高さ下方部に、また曲げ引張側鋼管は柱高さ中央部にせん断応力が卓越する傾向が認められる。

次に任意の破壊面に作用する鋼管せん断応力度について試験・解析の比較検討を行う。最大荷重時の破壊状況を写真-1に示す。これより柱高さ1.25D位置で斜め45°破壊面を想定し、これを横切る圧縮・引張側鋼管に注目する。試験値はロゼットゲージから求めたそれぞれの鋼管ウェブ面のせん断応力度から、各々放物線分布を仮定して全せん断力を求め、全断面積で除して平均せん断応力度を算定する。このようにして求めた荷重-平均せん断応力度関係を試験・解析で比較したものを図-24に示す。

試験値は正負荷重でばらつきはあるもの、最大荷

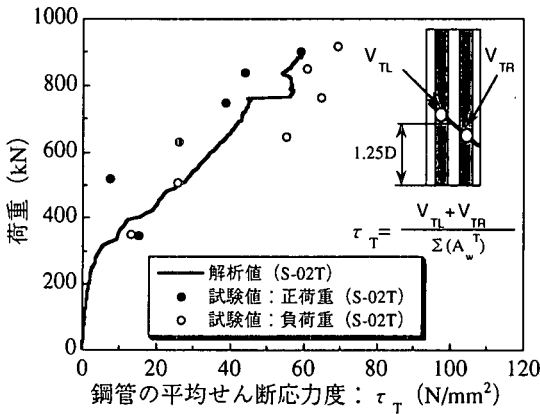


図-24 鋼管の平均せん断応力度

重時での平均せん断応力度は約60~70N/mm²に達しており、解析値でも同程度となっている。

4. 曲げ性能

(1) 曲げ耐力

a) 曲げ耐力に与える要因

大規模地震時の設計には橋脚の塑性化を許容して設計する手法が用いられており、連続ラーメン橋のように挙動が複雑な場合は骨組の非線形動的解析で安全性を照査する気運が高まっている。この動的解析では柱要素にモーメント-曲率関係を与える方法や、塑性ヒンジ発生箇所に予め回転バネを設けて行う方法がある¹⁹⁾。この際、何よりもまず曲げ耐力評価が重要となる。本構造の場合、鋼管を鉄筋とみなして求めたRCはり理論の曲げ耐力に達しない場合のあることや、最大耐力到達直後から耐力低下するなど、通常RC構造と異なる挙動を呈する。従って、耐震設計を施す上で実用的な曲げ耐力を評価する必要がある。この曲げ耐力の低下は繰返し荷重下での鋼管とコンクリートとの付着劣化に起因し、鋼管量 (p_T) が多いほど、またせん断スパン比 (a/D) が小さいほど低下の程度は大きくなることが予想される。これまで実施した模型試験ではこれらのパラメータは限定された範囲にあり、実用式を得るに十分でない。そこで3章で妥当性を検証した解析モデルを用い、鋼管量とせん断スパン比をパラメータにした補足数値実験を行い、試験結果と併せこれらの要因が曲げ耐力に及ぼす影響を検討した。

b) 数値実験

数値実験ケースを表-6に示す。各パラメータは実用域を意識して鋼管量は $p_T=0.5\sim 2.5\%$ 、せん断スパン比は $a/D=4\sim 8$ とした。ただし、全鉄筋量はいずれも0.5%である。また、図-25に示すように、材料定

表-6 曲げ耐力数値実験の解析ケース

シリーズ名称	鋼管配置	せん断スパン比 (a/D)	鋼管量 p_T (%)
AD		4.0	1.5
		5.0	
		6.0	
		7.0	
		8.0	
MT12		5.0	0.5
			1.0
			1.5
			2.0
			2.5
MT23		5.0	0.5
			1.0
			1.5
			2.0
			2.5
MT34		5.0	0.5
			1.0
			1.5
			2.0
			2.5

鋼材の材料定数

鋼材	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	弾性係数 E (kN/mm ²)
主鉄筋	343	196
鋼管	294	196
PC鋼より線	1,765	216

コンクリートの材料定数

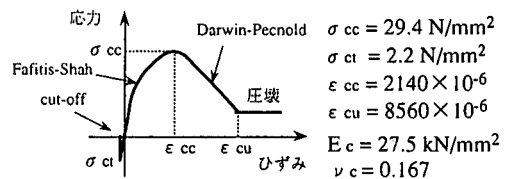
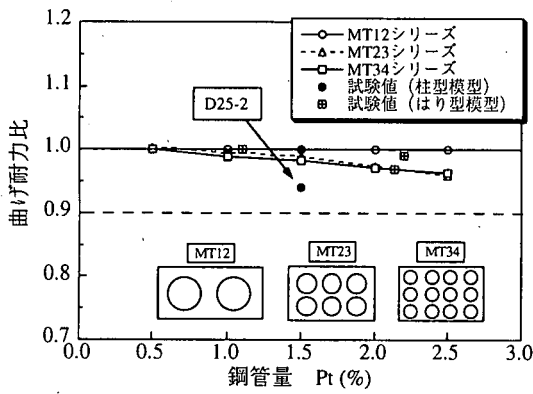
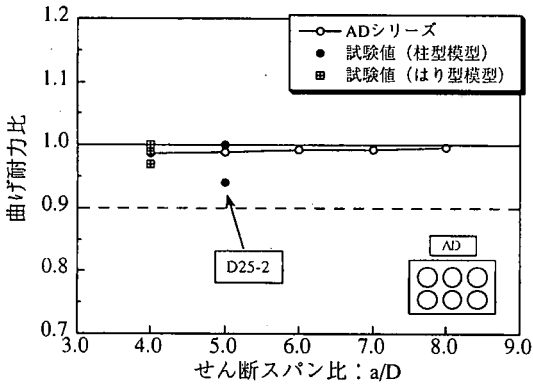


図-25 数値実験に用いた材料定数

数は鉄筋はSD345、鋼管はSTK490、PC鋼より線はSWPR2、コンクリート圧縮強度は約30N/mm²を対象とした。なお鋼管位置のコンクリート有効幅 B_e (3. (2). a) で定義) は全幅の30%とした。これは、前編⁹⁾で述べたように試設計での標準的な値である。鋼管・コンクリート間の $\tau-s$ 関係モデルは曲げ試験体の解析と同様に両振り付着試験で得た0.49N/mm² (5kgf/cm²) を付着強度とするバイリニアモデルとした。なお、鋼管とコンクリートとの付着強度を考えると、特に引張応力を受ける際に寸法効果により付着強度は低下すると考えられるが、 $\tau=0.49$ N/mm² (5kgf/cm²) は付着試験での繰返し定常状態での値であること、また事前に行った試験体 (D15-3) に対して $\tau=0.10$ N/mm² (1kgf/cm²) とした曲げ耐力解析値に殆ど差違が無いこと等を考慮して、前述の付着強



図一 26 曲げ耐力比と鋼管量



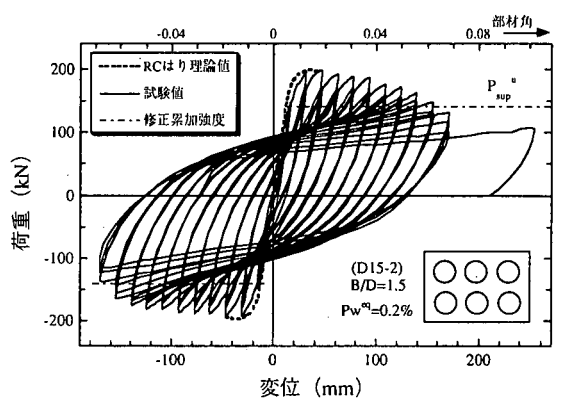
図一 27 曲げ耐力比とせん断スパン

度を設定した。また加力は単調載荷とした。これは、これまでの試験・解析検討から、本構造の曲げ耐力は $2. \delta$ 前後で決まり、前章でも示したように単調載荷解析は正負繰返し解析に対し、この程度の変位レベルではほぼ同様の耐力を与えるからである。

c) 曲げ耐力

上記の $\tau - s$ 関係モデルを用いた解析値の完全付着解析値に対する比 (曲げ耐力比) を考える。鋼管量およびせん断スパン比が曲げ耐力比に与える影響をみたものが図一 26, 27 である。

鋼管量が増大するにつれて曲げ耐力比は減少し、鋼管量 2.5% で 0.96 となるケースがある。同じ鋼管量でも鋼管本数が多いものの方がフランジ部補強量は多くなり、曲げ耐力が増大するため作用付着応力も増大する。その結果、曲げ耐力比は小さくなる傾向にある。鋼管量増大に伴うこの減少傾向は試験値も同様である。試験値の場合は、鋼管を鉄筋とみなした RC はり理論で求めた計算値との比で与えた。なお、試験値の中で D25-2 の曲げ耐力比は 0.94 と小さくなっている。これは D25-2 試験体に用いた鋼管の肉厚が他のものに比べてかなり大きく、作用付着応力が大きくなったためである。



図一 28 荷重-変位関係 (D15-2)

また図一 27 に示すように、せん断スパン比 a/D が小さくなるにつれ、曲げ耐力 (作用せん断力) が大きくなり、その結果作用付着応力が増大するため、最大耐力比は小さくなる。しかしながら、標準的と思われる $p_r=1.5\%$ 程度の鋼管量では、 $a/D=4 \sim 8$ の範囲内で低下は少ない (試験値は全てプロットしており、曲げ耐力比が小さいはり型模型は $p_r=2.13\%$)。

以上の検討範囲内では、本構造の曲げ耐力を評価するにあたって完全付着とした曲げ耐力をとっても問題は少ないと思われる。しかしながら、これまでの模型試験は限定された条件のもとで行ったものであり、その数も少ない。また、せん断スパン比 4 程度の中低橋脚への普及も考える必要がある。これらを勘案するとき、実用上は完全付着を仮定して求めた曲げ耐力の 90% 程度としておくのが良いと思われる。

(2) 靱性率

a) 検討方針

一般的な鉄筋コンクリート構造に比べて、本構造では主鉄筋が座屈し、かぶりコンクリートが剥離しても耐力の低下は少ない。鋼管が圧縮応力を負担するためである。従って、靱性を評価する上で主鉄筋座屈開始点と耐力低下点とを区別する必要がある。そこで座屈開始の観点と耐力低下の観点とから試験値を整理し、靱性率を評価することにする。

靱性の考え方には、一般に変位靱性と曲率靱性の考え方があるが、本論文では試験結果より変位靱性率を評価する。

b) 変位靱性率

試験で得られた代表的な荷重-変位関係を図一 28 に示す。鋼管を鉄筋とみなした RC はり理論値とはほぼ同等の最大耐力に達した後、徐々に耐力低下する。しかしながら、RC 部分の曲げ耐力と S 部分の曲げ耐力 (圧縮・引張それぞれの鋼管の全塑性軸力に断面図心軸までの距離をかけた総和) の累加で表される修正

表-7 変位靱性率

試験体	座屈開始で 定めた靱性率 $\mu_{bd} = \frac{\delta_{SRC}^b}{\delta_{SRC}^y}$	耐力から定めた 靱性率 $\mu_{\sigma} = \frac{\delta_{SRC}^u}{\delta_{SRC}^y}$	平均値*1)	P_{max} 時の平均 せん断応力度 = $P_{max}/(BD)$ (N/mm ²)	
はり 型 模 型	B-4T14F	-	10.75	$\sigma = 2.80$	0.91
	B-8T10F	-	7.76		1.07
	B-4T10F	-	8.49		0.99
	B-8T10FR	-	4.50		1.84
	B-8T10NR	-	4.10		1.62
柱 型 模 型	D10-2	6.34	6.38	$\sigma = 0.71$	0.52
	D15-1	5.46	7.15		0.54
	D15-2	6.48	8.26		0.53
	D15-3	5.61	7.48		0.53
	D25-2	4.40	6.81		0.52

*1) 平均値中の σ の値は標準偏差。

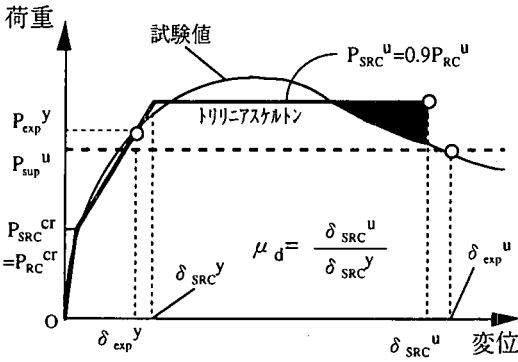


図-29 荷重-変位トリニアモデルと試験値

累加強度 (P_{sup}^u)^{3), 9)} まで主鉄筋破断などによる急激な耐力低下は生じない。そこで図-29に示すようなトリニア型の荷重-変位関係を想定し、修正累加強度 (P_{sup}^u) に低下するまでの荷重-変位曲線 (試験包絡線) で囲まれた面積、すなわちエネルギーが等価になるように終局変位 (δ_{SRC}^u) を定め直す。ここに、 $P_{SRC}^{CR} = P_{RC}^{CR}$ はひび割れ点であり、この点と試験降伏点 ($\delta_{exp}^y, P_{exp}^y$) を結ぶ直線が前述した90%RCはり理論耐力線と交差する点を降伏変位 (δ_{SRC}^y) として同様に定め直す。このようにして定義された終局変位 (δ_{SRC}^u) を降伏変位 (δ_{SRC}^y) で除した変位靱性率を表-7に示す。はり型模型は、塑性ヒンジが等モーメントスパン内に形成されるため橋脚と応力状態が異なるが、参考として示す。

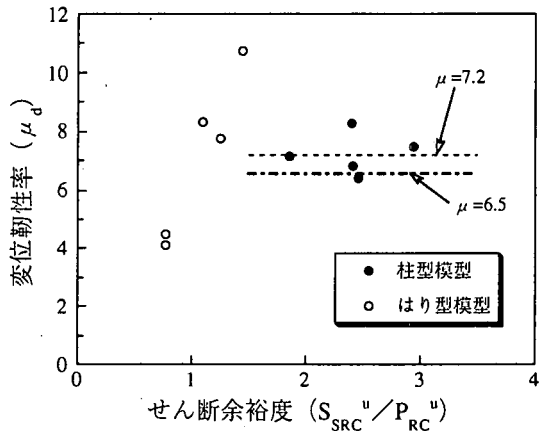


図-30 せん断余裕度と変位靱性率

5章で提案するせん断耐力(下限式)と鋼管を鉄筋とみなしたRCはり理論曲げ耐力との比(せん断余裕度)と試験で得られた変位靱性率の関係を図-30に示す。ここに、後者に前節提案の90%曲げ耐力を用いなかったのは、到達可能な曲げ耐力を考える時、せん断余裕度を過小に評価しておく方が実用上望ましいと判断したからである。はり型模型の靱性率も参考として図中に示した。柱型模型では鋼管量が一定で、PC鋼より線量がパラメータであり、せん断余裕度が1.85~2.95の範囲となっている。土木学会コンクリート標準示方書耐震設計編¹⁶⁾ではせん断余裕度を2以上とすることを推奨している。本構造の場合も、この範囲では実用的な靱性能を与えている。変位靱性率のばらつきは少なく、平均値7.2、標準偏差0.7となっている。実適用を考える時、平均値(7.2)から標準偏差(0.7)を差し引いた値(7.2-0.7=6.5)を変位靱性率として用いるのが良いと思われる。

断面扁平率(B/D)が増加するにつれ値は小さくなり、最も座屈が早期に生じたのは実用上最大の断面扁平率(B/D=2.5)を有するD25-2試験体であった。

(3) 復元力特性

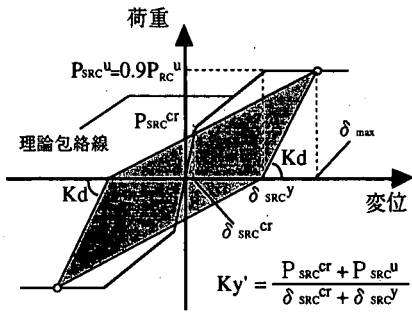
a) 検討方針

非線形動的解析を意識するとき、履歴モデルについて検討する必要がある。武田モデル¹⁷⁾(図-31参照)を用いて柱型模型試験と同様の変位振幅を与え、等価減衰定数と残留変位について、試験値と比較検討する。試験値は主鉄筋抜け出しによる基部回転変位成分を差し引いた躯体変位を取り出し、各変位レベル2サイクル目の履歴に着目して比較を行う。なお武田モデルでの剛性低下指数(β)は0.3~0.5の範囲で変化させた。

b) 残留変位

得られた変位振幅-残留変位関係(部材角表示)の一例を図-32に示す。除荷勾配を規定する剛性低下指数を $\beta = 0.4$ とした残留変位計算値が試験値と一致している。

次に座屈開始の観点から、変位靱性率を検討する。前述したと同様に荷重-変位曲線面積等価のルールから求めた座屈開始時の変位靱性率を表-7に示す。これは、座屈を許容しないという観点から実際の座屈開始直前の変位振幅より定めた。柱型模型では



等価減衰定数: $h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left(\frac{\Delta W}{W} \right)$

除荷勾配: $K_d = K_y' \left(\frac{\delta_{SRC^y}}{\delta_{max}} \right)^\beta$

- P_{SRC^cr} : ひび割れ荷重
- P_{SRC^u} : 降伏荷重
- δ_{SRC^cr} : ひび割れ変位
- δ_{SRC^y} : 降伏変位
- δ_{max} : 変位振幅

図-31 履歴モデル

c) 等価減衰定数

得られた等価減衰定数と変位振幅の係関係を図-33に示す。武田モデルの場合、上記に従い剛性低下指数は $\beta = 0.4$ の場合を示している。変位振幅が0.02程度まで両者はほぼ一致している。0.02以上では試験値の方が大きく、変位振幅の増大にともない武田モデルとのひらきは大きくなる。本構造の特長である高靱性を活かし、且つ経済設計を目指す場合は、より試験結果を表現できる履歴モデルの採用が必要で、今後の課題である。一方、道路橋示方書などへの準拠を意識する場合には、使用する変位振幅は高々0.03程度までであり、武田モデルは安全側且つ実用的といえよう。

5. セン断耐力

(1) セン断耐力に与える要因

本構造のせん断挙動については、これまでPC鋼より線補強量や鋼管量をパラメータにした模型試験を行い、各々の補強効果を検討した^{8),9)}。PC鋼より線は建築で既に実用化されている高強度帯鉄筋よりもさらに降伏強度が高く、橋脚への適用を意識してその補強効果を調べる必要があった。断面内に複数本配置される鋼管についても、これまで例のない構造であり、特にせん断補強効果を調べる必要があった。

しかしながら、これらが更に増加した場合の補強効果についても検討する必要がある。例えば、鋼管とコンクリート間の付着劣化が鋼管のせん断力負担に大きく影響を与え、補強量が増加するにつれ一般に

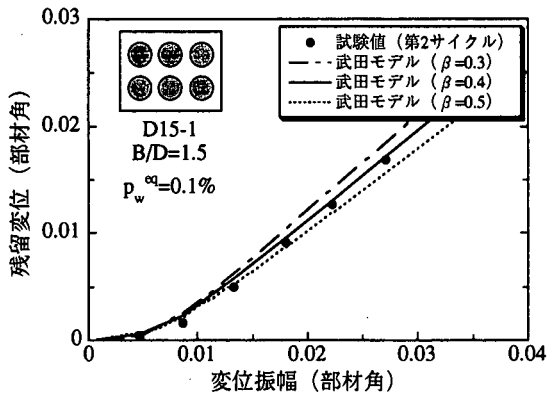


図-32 変位振幅と残留変位 (D15-1)

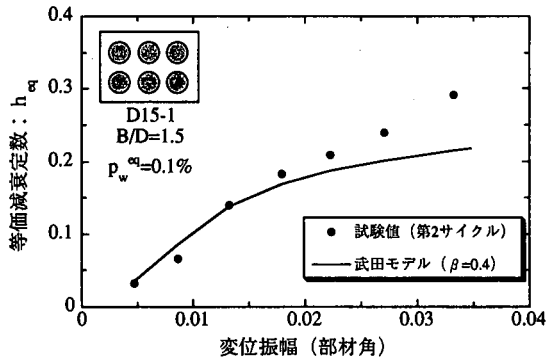


図-33 等価減衰定数 (D15-1)

作用付着応力度は増大するため、補強効果は低下することが考えられる。これは、鋼管配置や本数によっても異ってくるのである。従って、これまでの試験は条件も試験体数も限られており、設計式提案までの資料を得るに十分ではない。

そこで、これらをパラメータとした数値実験を補足的に行い、試験結果とあわせさらに検討し、せん断耐力評価式を提案する。

(2) 数値実験

鋼管量、PC鋼より線量および鋼管の配置をパラメータとする。解析ケースを表-8に示す。鋼管量 (p_T) およびPC鋼より線補強量 (等価帯筋比: p_w^{eq}) は、それぞれ $p_T=0.25 \sim 2.5\%$ 、 $p_w^{eq}=0.065 \sim 0.6\%$ の範囲とした。また、鋼管本数や配置についても、表中に示すようにパラメータとした。なお、全主鉄筋量は試設計に基づき一律 $p_g=0.5\%$ 、断面寸法は $500\text{mm} \times 750\text{mm}$ とした。

解析モデルはせん断試験の評価を行った時と同様に、図-11に示した2次元モデルを用いた。鋼管配置の影響は図-34に示す加力方向 (T方向とL方向) で検討した。なお、いずれの場合も鋼管の存在による

表-8 セン断数値実験ケース一覧

解析シリーズ	鋼管量 p_T (%)	等価帯筋比: p_w^{eq} (%)								
		0	0.065	0.13	0.2	0.265	0.33	0.4	0.5	0.6
Section2/3 (L方向)	0.25	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.50	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	0.75	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	1.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	1.50	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	2.00	○	○	○	○	○	○	○	○	○
2.50	○	○	○	○	○	○	○	○	○	
Section2/3 (T方向)	0.50		○							
	0.75		○							
	1.00	○		○						
	1.50		○							
	2.00		○							
	2.50		○							
Section3/4A (T方向)	0.50								○	
	0.75								○	
	1.00	○		○					○	
	1.50		○						○	
Section3/4B (T方向)	0.50								○	
	0.75								○	
	1.00	○		○					○	
	1.50		○						○	
2.00		○						○		

断面寸法: 500mm×700mm 有効幅: $B_e=0.3B$ (0.3D)

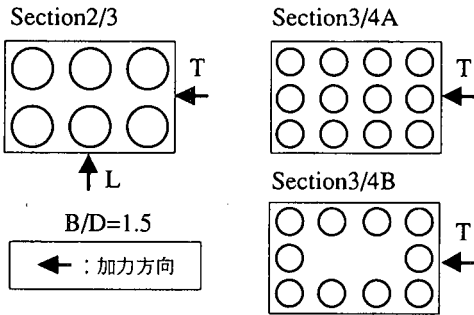


図-34 鋼管配置および加力方向

コンクリート断面の有効幅 (B_e) は全幅の30%, セン断スパン比 (a/D) は2.5とした。なお, 材料定数は図-25に示した値, すなわち曲げ耐力に関する数値実験と同様の値を用いた。

(3) コンクリートと鋼管との付着強度の影響

数値実験を行うのに先立ち, 鋼管とコンクリート間の付着強度の違いがせん断耐力に及ぼす影響を検討した。鋼管量 (p_T) およびPC鋼より線の等価帯筋比 (p_w^{eq}) をそれぞれ $p_T=1.0\%$, $p_w^{eq}=0.2\%$ と一定とした。また, 付着強度は付着なしと完全付着に加えて, 2章の付着試験で得られた値を含む, 0.10, 0.20, 0.49, 0.98, 1.96N/mm² と変化させた。なお, 付着モデルにはバイリニア型 τ -S 関係を用いた。これらの代表ケースについて, 得られた荷重-変位関係を図-35に示す。付着強度が0.49~1.96N/mm² の

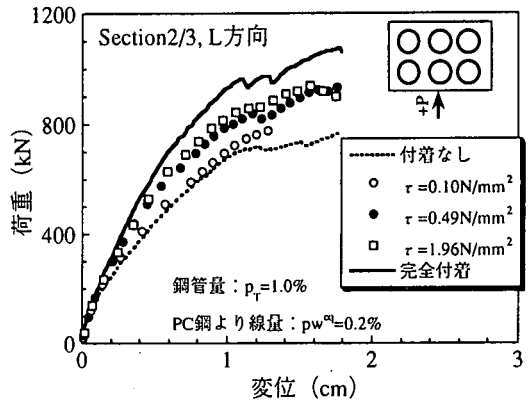


図-35 付着強度の影響

範囲ではせん断耐力の差はほとんどない。なお最終破壊は基部圧縮コンクリートの圧壊で決まるいわゆるせん断圧縮破壊である。付着強度0.49N/mm²の場合の耐力を1.0としたとき, 付着強度0.10~1.96N/mm²でのそれは0.91~1.02であり, また付着なしと完全付着の場合はそれぞれ0.85, 1.15であった。完全付着と付着なしの場合は有為な差はみられるが, 付着試験で得られた付着強度の範囲で大きな差はない。

3. (3) のせん断試験の解析では, 単調荷重引抜き付着試験で得られた τ -S 関係 ($\tau_{max}=1.10\text{N/mm}^2$) を用いた。試験は正負繰返し加力を行っているが, 滑り量の小さいこともあり, 単調荷重の解析で試験結果をほぼ説明することが出来た。特に, セン断耐力は十分な精度で評価出来た。図-35に示したように, $\tau_{max}=0.49\sim 1.96\text{N/mm}^2$ の範囲では耐力評価に大差はないことや, 後述する寸法効果, また設計への配慮からせん断耐力を安全側に評価しておく意図もあり, 以後の数値実験では全て両振り付着試験で得られた $\tau_{max}=0.49\text{N/mm}^2$ を用いて単調荷重解析を行った。なお, 寸法効果が付着強度に及ぼす影響については, 4. (1). b) の曲げ数値実験で触れたことに加えて, 一般に次のことが言える。実用上の鋼管量 ($1\% < p_T < 2\%$) の範囲では, 後述するように引張軸力の卓越する引張側鋼管基部のせん断負担は小さく, 引張側鋼管上部と圧縮側鋼管でせん断負担が大きい。従って寸法効果による付着強度の低下がせん断耐力に及ぼす影響は比較的小さいと考えたことによる。

(4) 基本破壊性状

解析シリーズ Section2/3 (L方向荷重) のうち, PC鋼より線量が異なる荷重-変位関係の一例を, 図-36に示す。自明のことではあるが, 等価帯筋比 (p_w^{eq}) が多いほどPC鋼より線の降伏開始荷重は大きい。基部コンクリートが圧壊開始してまもなく, 最大荷重

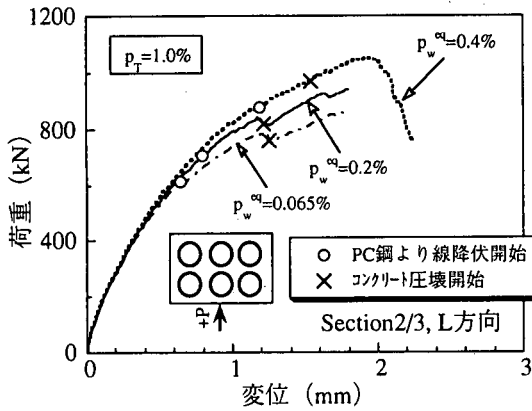


図-36 荷重-変位関係(等価帯筋比の違い)

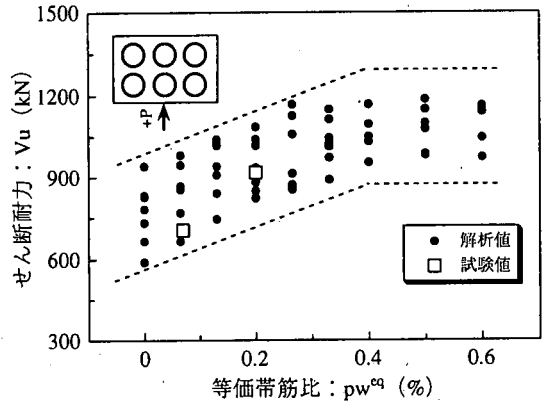


図-38 せん断耐力と等価帯筋比の関係

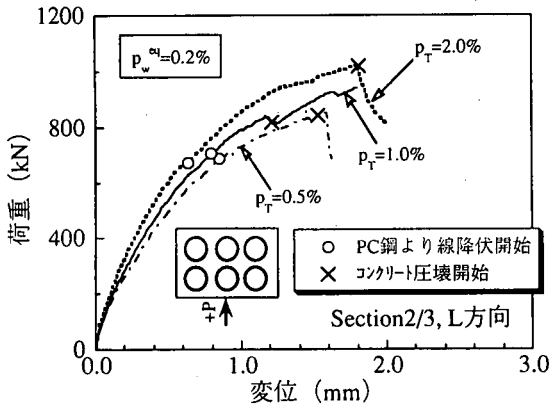


図-37 荷重-変位関係(鋼管量の違い)

に達する。ここに、数値計算上の最大荷重は、荷重低下が起り耐力上昇がなくなる時点までの最大荷重、または解が収束しなくなる時点までの最大荷重で定義する。また、コンクリートの圧壊とは図-25中に示したように圧縮応力軟化域を超え、残留応力域で定義する。

同じ解析シリーズで鋼管量が異なる場合の荷重-変位関係の一例を図-37に示す。等価帯筋比 (p_w^{eq}) が等しいためPC鋼より線の降伏開始荷重はほとんど差がない。また鋼管量が増加するに従い耐力は増加するが、増加の程度は鋼管量に比例しない。

(5) PC鋼より線量の影響

図-38に、解析シリーズ Section2/3 (L方向載荷) で得られたせん断耐力を等価帯筋比 (p_w^{eq}) に対して示す。コンクリートと鋼管については、条件は全く同様であり、耐力増加はPC鋼より線補強量に依存する。図中には試験値もあわせて示す。等価帯筋比が0.4%程度まではせん断耐力は増加するものの、それ以降は増加しない傾向にある。多くなると、降伏領域が十分拡がる前に、基部コンクリートがせん断圧縮破壊

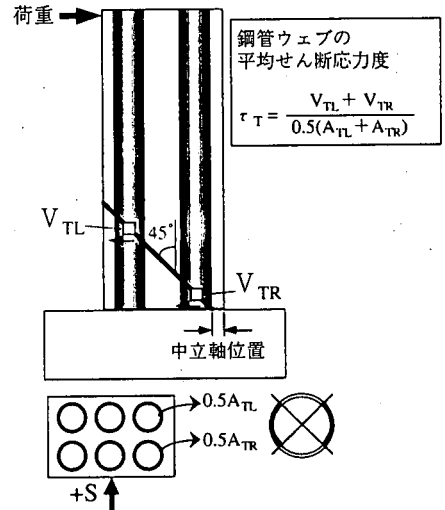


図-39 斜めひび割れの仮定

するためである。その意味で、コンクリート強度によりトラス理論適用の遷移点となる補強量は異なってくるともいえる。ここで対象としている圧縮強度 30N/mm^2 程度のコンクリートを考える限り $p_w^{eq}=0.4\%$ 程度がトラス理論適用の限界点と思われる。

(6) 鋼管量の影響

写真-1に、せん断試験体の最大荷重時におけるひび割れ状況を示した。基部圧縮縁と載荷点を結ぶ斜めひび割れも生じているが、同部からはほぼ45度に伸びる斜めひび割れが卓越している。そこで、この面を破壊面と想定し、同面上での鋼管の負担せん断力について補強量との関係を考察する。

図-39に示すように、基部断面中立軸位置から45度の破壊面を仮定し、これを横切る鋼管ウェブ面の平均せん断応力度と鋼管量との関係を考える。すなわち、前者は各鋼管の負担せん断力の総和をウェブ総断面積で除して求めた。このようにして求めた

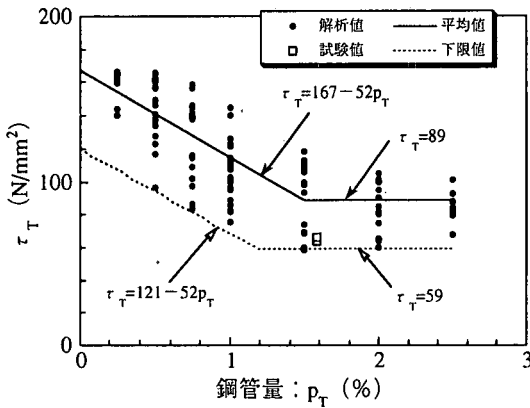


図-40 鋼管ウェブ面での終局時
負担せん断応力度

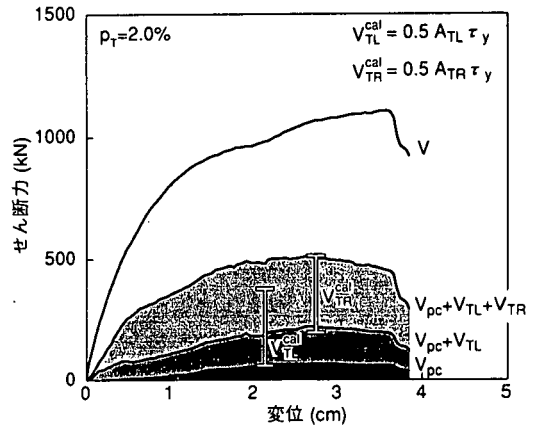


図-43 鋼管の負担せん断力 ($p_T=2.0\%$)

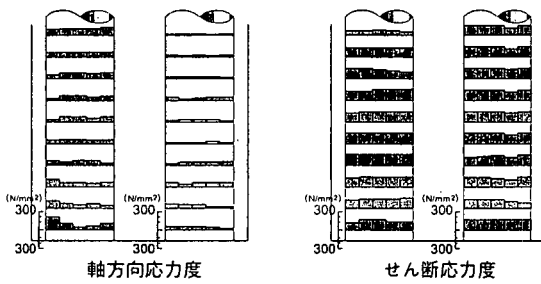


図-41 鋼管の応力度分布
($p_T=0.5\%$, 最大荷重時)

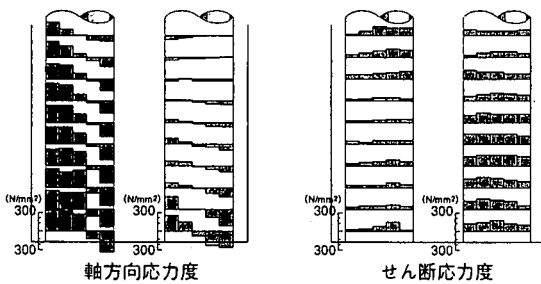


図-42 鋼管の応力度分布
($p_T=2.0\%$, 最大荷重時)

平均せん断応力度 (τ_T) と鋼管量 (p_T) との関係を、図-40に示す。鋼管量の増加に伴い、鋼管の負担せん断応力度が減少する傾向が認められる。この点は、本構造物の設計に関わる重要な問題であり、理由を明らかにしておく必要がある。

解析シリーズ Section2/3 (L方向载荷) のうち鋼管量の大小ケースを比較し、鋼管負担応力の差違とそれをもたらすメカニズムについて考察する。図-41に、鋼管量 $p_T=0.5\%$ の場合の最大荷重時における基部鋼管の軸方向およびせん断応力度分布を示す。図-42には $p_T=2.0\%$ の場合の同様な分布を示す。なお、両者ともPC鋼より線量は $p_w^{ca}=0.13\%$ である。0.5%の場

合、軸方向は比較的一様な低引張応力状態となっている。これに対し、2.0%の場合は曲げ応力が卓越しており、曲げ引張側鋼管にはそれが強く出ている。せん断応力度については、 $p_T=0.5\%$ の場合には両鋼管とも比較的一様となっているのに対し、 $p_T=2.0\%$ の場合には曲げ引張鋼管の負担が極端に小さくなっている。

鋼管量が2.0%の場合の負担せん断力の推移を図-43に示す。曲げ圧縮側鋼管はせん断降伏強度 ($\tau_y = \sigma_y / \sqrt{3}$) とウェブ面積の積として求めたせん断降伏耐力 ($V_{TR}^{cal} = 0.5A_{TR} \tau_y$) 近傍まで達している。一方、引張側鋼管の負担はこれをはるかに下回っている。

これらは、鋼管強度に対する鋼管・コンクリート間の相対付着強度によってもたらされていると思われる。曲げひび割れの卓越する引張側では、鋼管量が多くなるにつれ相対的に周囲のコンクリートとの一体性は損なわれ、結果的に半ばらけで挙動する曲げ応力卓越状態となる。圧縮側鋼管では引張側ほどではないにしろ、基部で同様の傾向にある。この理解を検証するため、 $p_T=2.0\%$ の場合について完全付着の解析を行った。図-44および45には、その際と同様の図を示す。RC部分との一体性が保たれるため、鋼管軸方向は曲げよりもむしろ軸引張が卓越した応力状態となり、せん断応力度分布についても比較的一様になっている。この軸方向引張応力度は比較的低いため、せん断応力度はせん断降伏強度近傍まで達している (Von Misesの2軸降伏条件式を思い起こせば容易に理解できる)。実際、図-45に示す両鋼管のせん断力負担はせん断降伏耐力 ($V_{TL}^{cal}, V_{TR}^{cal}$) 近傍まで達しているのである。

(7) 鋼管の負担せん断力

鋼管量が多くなると鋼管の負担せん断力は上記の理由で低下する。低下の度合いは鋼管配置の影響も受けるが、総じて鋼管量に依存して低下し、 $p_T=1.5\%$

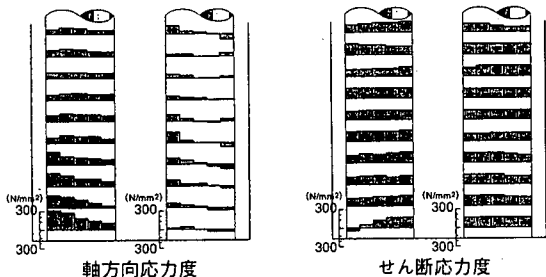


図-44 鋼管の応力度分布
($p_T=2.0\%$, 最大荷重時, 完全付着仮定)

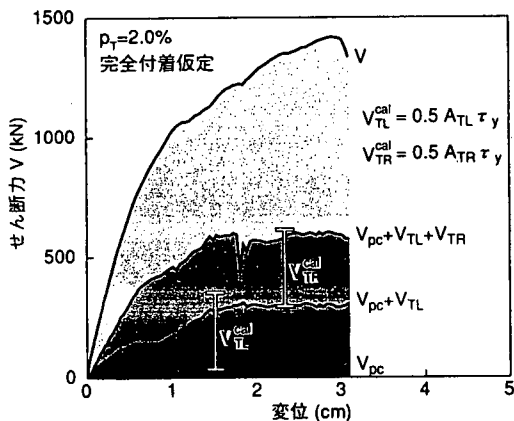


図-45 鋼管の負担せん断力
($p_T=2.0\%$, 完全付着仮定)

を境に分かれる傾向にある(図-40)。ここに、試験値は解析値に対し低く位置する。使用した鋼管の径厚比が実用範囲を考慮した解析でのそれに比較して小さいため、鋼管-コンクリート間に高い付着応力が作用したためと考えられる。

そこで、終局時鋼管ウェブの負担せん断応力度として、これらの2領域での鋼管せん断応力度の平均値を与える直線式は、以下の通りである。

$$0 \leq p_T \leq 1.5\%; \quad \tau_T = 167 - 52p_T \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5)$$

$$p_T \geq 1.5\%; \quad \tau_T = 89 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (6)$$

上式は最小2乗法を用いて決定しているが、鋼管量が1.5%以上の勾配がほとんど無いため、一定値とした。また平均値を与える異なる二つの領域で不連続とならないようにも配慮している。鋼管のせん断応力度は、実際に鋼管量だけでなくその本数や配置の影響などを受けるが、現段階ではこれを考慮した評価式の提案は困難である。そこで、図中には下限値を併せて示すが、実用上はこの値を用いて設計するのがよい。この下限値は次式で表される。

$$0 \leq p_T \leq 1.2\%; \quad \tau_T = 121 - 52p_T \quad (\text{N/mm}^2) \quad (7)$$

$$p_T \geq 1.2\%; \quad \tau_T = 59 \quad (\text{N/mm}^2) \quad (8)$$

なお、 τ_T 式(式(5)ならびに式(7))中の鋼管量 p_T は、1章で示した値($p_T=100 \Sigma A_T/BD$)で与える。

(8) せん断耐力式

前述した検討結果に基づき、せん断耐力を次の累加式で評価する。

$$S_u = S_c + S_{PC} + S_T \quad (9)$$

$$S_{PC} = A_w \cdot \sigma_{PC} \cdot y \cdot d (\sin \theta + \cos \theta) / 1.15a < \tau_{PC}^{\max} \cdot (B \cdot D) \quad (10)$$

$$S_T = \tau_T \times (\Sigma A_T / 2) \quad (11)$$

ここに、

S_u : せん断耐力

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力

S_{PC} : PC鋼より線が負担するせん断耐力

S_T : 鋼管が負担するせん断耐力

コンクリートの負担するせん断耐力(S_c)は、コンクリート標準示方書¹⁰⁾で規定される評価式で部材係数(γ_v)を1.0として求めた。また鋼管もびひ割れ拘束効果に寄与すると考え、示方書式の引張鋼材による補正係数(β_p)を算定する際、引張鋼材として鋼管も含めている。これらはコンクリートの平均的なせん断強度を用いて現象を再現するためである。但し、この際コンクリート断面幅は先に定義した有効幅を用いる。本論文では、 S_{PC} および S_T の評価に論点があり、これについて説明する。

S_{PC} の算定に用いる変数は以下に与える。ここに、PC鋼より線のせん断力負担上限値 $\tau_{PC, \max}$ については、本章(5)節で触れたトラス理論適用の限界点 $p_w^{ca}=0.4\%$ から決めている。

A_w : 間隔 a で配置されるPC鋼より線総断面積

$\sigma_{PC} \cdot y$: PC鋼より線の降伏強度

d : せん断力方向の断面有効高さ

θ : PC鋼より線と柱部材軸とのなす角度

a : PC鋼より線の巻き付け間隔

τ_{PC}^{\max} : せん断応力度で表したPC鋼より線のせん断力負担の上限値(1.37N/mm²)

B : 橋脚断面幅

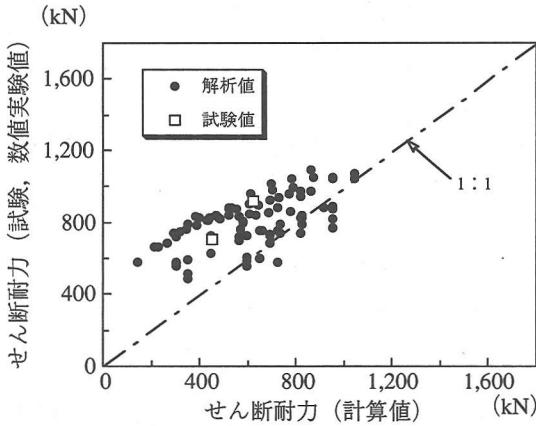
D : 橋脚断面高さ

また、 S_T の算定に用いる変数は以下に与える。ただし、 τ_T には式(5)または式(6)を用いる。

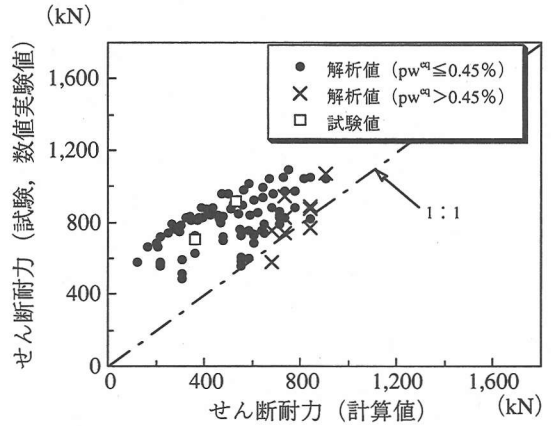
τ_T : 鋼管ウェブ負担せん断応力度

ΣA_T : 鋼管の全断面積

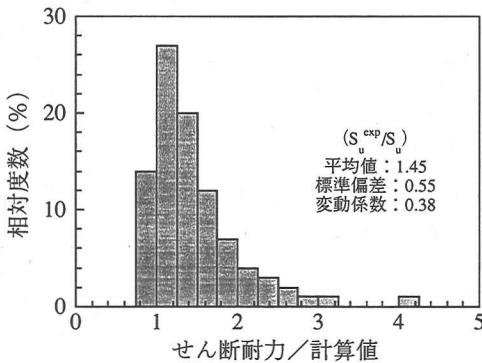
上式で計算された計算値(S_u)と試験・数値実験で得られたせん断耐力(S_u^{exp})との比較を図-46に示す。せん断耐力(S_u^{exp})と式(5)、式(6)を用いて求めた計算値(S_u)との比(S_u^{exp}/S_u)は、殆どが1.0以上



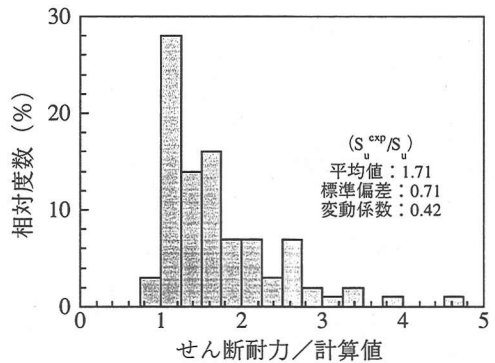
図一46 せん断耐力の試験・数値実験値



図一48 せん断耐力の試験・数値実験値と下限式によるせん断耐力の比較



図一47 計算値との比の相対度数分布



図一49 下限式を用いた場合の相対度数分布

であり、最小でも0.8であった。この計算値との比の相対度数(度数/データ個数)を図一47に示す。最頻値は1.00~1.25の範囲にある。また平均値は1.45、標準偏差は0.55、変動係数(標準偏差/平均値)は0.38である。

ここで鋼管の負担せん断応力度の下限値を与える式(7)、式(8)を用いて評価した場合を図一48に示す。全体に安全側の評価となり、 S_u^{exp}/S_u の平均値(1.71)は先に述べた場合に比べて大きくなっている。図一49に相対度数を示すが、1を下回る相対度数は約3%である。しかしながら、等価帯筋比が0.45%以上の場合には、PC鋼より線の負担せん断応力度に上限を設けているにも関わらず、計算値を下回る場合がある。これはPC鋼より線のせん断負担を45度トラス理論で評価するには限界があるためと考えられる。このメカニズムを現段階で評価することは難しい。一方、PC鋼より線量が等価帯鉄筋比で0.45%以下であれば、すべて安全側にある。このことから現段階では鋼管のせん断負担を下限値で求めても、前述したような適用範囲があるといえる。

6. まとめ

兵庫県南部地震以降、耐震性に優れた橋梁構造物の提案と、大規模地震に対する設計法の整備が求められてきた。鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、施工の省力化・短工期化とともに、この要請に応えるものである。本研究では、模型試験結果に対し解析を行ってメカニズムを明らかにした。さらに、試験結果に加えて数値実験を行い、曲げ性能およびせん断耐力に関し実用的な設計法を意識した評価を行った。

以下に結果を要約する。

(1) 水平加力試験の解析

- ・鋼管の付着試験を行い、FEM非線形解析に用いる付着応力-すべり関係モデルを定めた。
- ・これを用いて曲げ試験体の繰返し荷重に対する2次元FEM非線形解析を行った。その結果、鋼管・コンクリートの付着劣化にともなう耐力低下、鋼管の作用応力の履歴を説明することが出来た。

・同様にせん断試験体の解析を行った。最大荷重に至るまでの荷重-変位関係を精度よく追跡できた。PC鋼より線のせん断負担、鋼管のせん断負担も概ね捉えることが出来た。

(2) 曲げ設計に対する提案

- ・RCはり理論で得られたモーメント-曲率関係をもとに、ひび割れ点と最外縁主鉄筋降伏時点を結ぶ第2勾配線およびこれと最大モーメントの90%線で定めるトリリニア型の荷重-変位関係を提案した。
- ・提案した設計スケルトンを用いる場合の変位靱性を試験結果をもとに再評価して、その適用範囲を提案した。
- ・動的解析に用いる復元力特性は、剛性低下指数を $\beta=0.4$ とした武田モデルで実用上表現出来ることを示した。

(3) せん断耐力式の提案

- ・鋼管のせん断負担については、ウェブ面での負担せん断応力度として鋼管量 p_t に依存する直線式を提案した。
- ・PC鋼より線のせん断負担については、降伏強度を用いたトラス理論に従ってよいものとし、適用に当たっての上限値を提案した。
- ・これらを用い、本構造のせん断耐力式を提案した。

本構造は主鉄筋代替えに加え、せん断補強効果のある鋼管が存在している。また、主筋座屈やコンクリート剥離が起こっても圧縮力は鋼管に流れることもあり、通常RC橋脚に比し、極めて変形性能に富んでいる。その意味で、橋脚への要求性能の考え方を変えれば、一層経済的な設計が可能になる。鋼管のせん断負担についても、試験数の少ないことや現行の累加型のせん断耐力評価の考え方を踏襲しているため、総じて安全側の提案式となっている。今後の研究発展にともない精度を高めることが可能であろう。

謝辞：本研究は、鋼管・コンクリート複合構造橋脚の設計法に関する検討委員会（財団法人高速道路技術センター）での検討作業を含めて実施しました。試験計画から実施、評価およびとりまとめまで、委員長である高知工科大学岡村甫副学長には格別の御指導を賜りました。また、各委員には貴重な助言や指摘を頂きました。ここに記して深謝いたします。特に解析については、東京大学工学部前川宏一教授、山梨大学工学部中村光助教授の協力、指導を頂きました。深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 水田富久, 馬淵勝美, 大内一, 入沢賢一, 市川博康, 忽那幸浩, 小島克朗: 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の開発(その1, その2), 土木学会第49回年次講演会講演概要集第5部, pp.1010-1013, 1994.9.
- 2) 山縣敬二, 市川博康, 大内一, 小島克朗: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の水平加力試験, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.183-193, 1995.8.
- 3) 田中浩一, 大内一: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の繰返し曲げ載荷試験, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.856-857, 1995.9.
- 4) 田中浩一, 大内一: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚模型の繰返し曲げ載荷試験(その2), 土木学会第51回年次学術講演会講演概要集第5部, pp.1,022-1,023, 1996.9.
- 5) 馬淵勝美, 市川博康, 奥田幸男, 加藤敏明: 新型スリップフォーム工法による複合構造高橋脚の施工, コンクリート工学 Vol.33, No.4, pp.55-61, 1995.4.
- 6) 渡辺将之, 岩堀政俊, 石田誠幸, 福井真男, 十河茂幸, 平田隆祥: 低熱ボルトランドセメントを活用した新形式スリップフォーム工法による高橋脚の施工, セメント・コンクリート, No.601, pp.10-18, 1997.3.
- 7) 渡辺将之, 今泉安雄, 若間広志, 大内一: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の靱性試験, コンクリート工学年次講演報告集, pp.939-944, 1997.6.
- 8) 田中浩一, 今泉安雄, 渡辺将之, 大内一: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚のせん断試験, コンクリート工学年次講演報告集, pp.933-938, 1997.6.
- 9) 渡辺将之, 今泉安雄, 緒方辰男, 田中浩一, 大内一: 鋼管・コンクリート複合構造部材の正負交番載荷試験, 土木学会論文集, No.627/V-44, pp.113-132, 1999.8.
- 10) (社)土木学会: コンクリート標準示方書設計編, 1996.
- 11) Saenz, L.P.: Discussion of Equation for the Stress-strain Curve of Concrete By Desai and Krishnan, ACI Journal, Vol.61, pp.1229-1235, 1964.9.
- 12) Darwin, D. and Pecknold, D.A.: Nonlinear Biaxial Stress-strain Law for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM2, pp.229-241, April, 1977.
- 13) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No.87.9-1, pp.107-120, 1987.9.
- 14) 長沼一洋, 大久保雅章, 表佑太郎: 正負繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート板の解析(その1~その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.823-826, 1995.8.
- 15) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 1996.12.
- 16) (社)土木学会: コンクリート標準示方書 耐震設計編, 1996.
- 17) Toshikazu Takeda, Mete A. Sozen, N. Norby Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970.

(1999.5.17 受付)

AN EVALUATION OF HORIZONTAL BEHAVIOR OF STEEL TUBES REINFORCED CONCRETE COMPOSITE BRIDGE COLUMN

Koichi TANAKA, Hajime OHUCHI, Kazuhiro NAGANUMA and Tatsuo OGATA

This paper describes horizontal behavior of composite bridge column consisted of reinforced concrete and steel tubes. First, steel tube-concrete bond test is conducted for analytical model. Second, based on this model, 2D FE analysis is carried out to explain experimental test results of column scale model subjected to cyclic horizontal load. Third, with using this analytical program, numerical experiments are carried out to predict not only flexural but also shear behavior as well. Based on these numerical and experimental test results, followings are practically proposed; 1)horizontal loading and ductility capacity. 2)Takeda Model based hysteresis model for dynamic analysis, and 3)shear loading capacity taking high strength winding strand and steel tubes into account.