

鋼管・コンクリート複合構造部材の 正負交番載荷試験

渡辺将之¹・今泉安雄²・緒方辰男³・田中浩一⁴・大内一⁵

¹正会員 日本道路公団 東北支社 建設部 構造技術課長代理 (〒980-0021 宮城県仙台市青葉区中央3-2-1)

²正会員 日本道路公団 九州支社 建設部 構造技術課長代理 (〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神1-4-2)

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

⁴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)

⁵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)

山岳橋梁における高橋脚の省力化、急速施工をめざした鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、断面内部に複数本の鋼管を配し、帯鉄筋のかわりにPC鋼より線を主鉄筋外周にスパイラル状に巻き付けていることなどの特徴を有する。本研究は1) 鋼管量、曲げ補強量および鋼管の配置が曲げ耐力や変形性能に及ぼす影響に着目したはり型模型試験、2) PC鋼より線の量と断面形状が変形性能に及ぼす影響に着目した柱型模型試験、3) PC鋼より線量と鋼管の有無がせん断耐力に及ぼす影響に着目した柱型模型試験から成っている。曲げ耐力に関しては鋼管の挙動、変形性能に関しては靱性率と帯鉄筋比、断面形状との関連を検討する。またせん断耐力に関しては、PC鋼より線や鋼管の挙動を検討していく。

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

1. はじめに

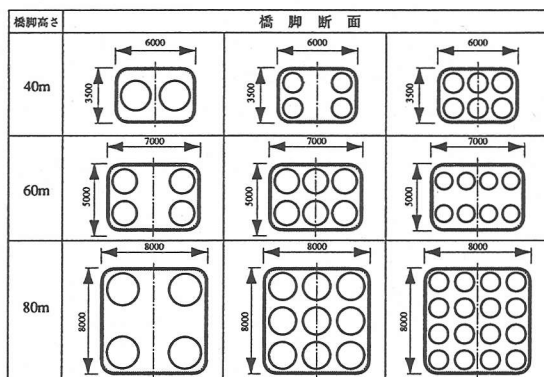
山岳橋梁における高橋脚の省力化、急速施工を目的として開発した「鋼管・コンクリート複合構造橋脚」は、断面内に複数配置された鋼管や、帯鉄筋の代わりにスパイラル状に巻き付けたPC鋼より線を用いているなどの構造的特徴を有する。高橋脚では一般にそれ自身の自重低減のため、中空断面とするものが多いが、本構造では鋼管内部を中空とする事でその低減を図っている。鉄筋工や内型枠工の省力化に寄与するだけでなく、スリップフォームによる急速施工のための反力架台としての役割も兼ねている。さらに内型枠不要という点で環境面からも望ましい。

本構造で橋脚を設計する際、曲げ剛性や曲げ耐力、変形性能ならびに履歴減衰特性、せん断耐力などの評価方法が必要となる。

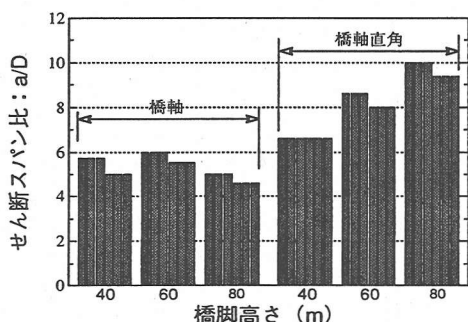
曲げ剛性、曲げ耐力評価する点で、鋼管 (S) と鉄筋コンクリート (RC) の一体性が問題となる。通常、鋼構造では弾性設計を、鉄筋コンクリート構造は鉄筋の付着を通した一体性は平面保持を仮定して設計される。一方、断面内に単一鉄骨を配置した被覆型

SRC 構造において、これまで様々な研究がなされており、SRC 構造の曲げ耐力を RC と S を独立にそれぞれの曲げ耐力を累加して評価する設計法が採用されている¹⁾。しかしながら、本構造の採用される橋脚は作用せん断応力度が $0.5 \sim 1.0 \text{ N/mm}^2$ と比較的低く、さらに断面に複数本の鋼管を配置しているなど、従来建築で用いられてきた被覆形 SRC 構造とは作用応力や構造という点で異なっている。また土木分野での被覆形 SRC 構造と比較しても、主として形鋼を鉄筋の代わりに用いる点で異なっている²⁾。

大規模地震に対する耐震設計を行う際、変形性能に対する配慮が重要である。通常の RC 橋脚では配置された帯鉄筋および中間帯鉄筋の体積比からコンクリートの終局ひずみを与えて靱性を評価する手法³⁾が一般に用いられるようになった。しかしながら本構造は鋼管の存在に加え、主鉄筋外周にスパイラル状に PC 鋼より線を配置している。経済性を考えると PC 鋼より線強度の有効利用が望まれるが、変形性能や終局曲げ耐力に関する研究はない。また変形性能は PC 鋼より線の巻付け量や断面幅 (B) と高さ (D) の比 (以下、扁平率: B/D) の影響も受けることが予



図一 試設計橋脚の断面形状



図二 セン断スパン比

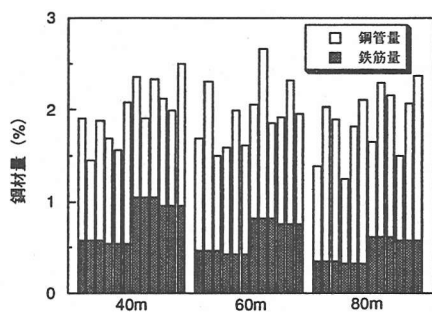
想される。そこで鋼管と鉄筋コンクリートの曲げ耐力はもちろん復元力特性および変形性能に着目して本構造モデルの繰り返し水平加力試験を行った。

一方、本構造のせん断設計を考える時、PC鋼より線および鋼管の負担力評価が問題となる。前者については建築分野でこれまで $\sigma_y = 1,500\text{N/mm}^2$ 程度までの高強度せん断補強筋を対象にした実験^{4), 5)}が行われてきたが、PC鋼より線はそれ以上の強度を有し断面形状も異にしている。後者は施工性向上および主鉄筋代替として用いるが、せん断力負担も期待でき、経済設計を目指す上でその挙動を明らかにする必要がある。そこでPC鋼より線量と鋼管の有無をパラメータとして同様に繰り返し水平加力試験を行った。

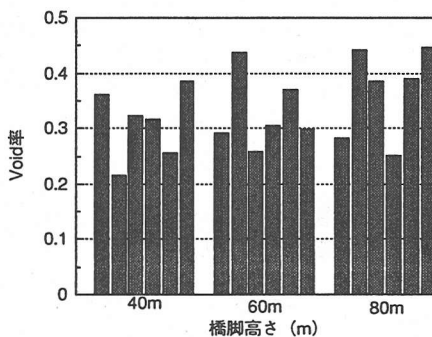
2. 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の試設計

(1) 試設計橋脚

本研究を行うのに先立ち、道路橋示方書⁶⁾に準じて、高さが40～80m級の本構造高橋脚の試設計を行った。試設計では鋼管とコンクリートの完全付着を仮定して、震度法に用いる設計水平震度⁶⁾に対し許容応力度に収まるよう断面を決定した。対象とした橋梁は3径間連続ラーメン橋であり、各橋脚高さにおける上部工重量、スパンは以下の通り。



図三 鋼材量



図四 Void率

(橋脚高さ: $H=40\text{m}$)

上部工重量=3442tf, 中央径間=70m, 側径間=45m

(橋脚高さ: $H=60\text{m}$)

上部工重量=5672tf, 中央径間=100m, 側径間=65m

(橋脚高さ: $H=80\text{m}$)

上部工重量=8236tf, 中央径間=130m, 側径間=75m

なお主鉄筋は一段配置とし、D38とD51の2ケースを考えた。決定した橋脚断面形状を図一に示す。

試設計結果より得られたせん断スパン比 (a/D) と橋脚高さとの関係を図二に示す。橋軸方向では橋脚高さに関わらず4.6～6.0, また橋軸直角方向では橋脚高さが大きくなるほど大きくなり6.6～10.0となっていた。靱性や付着性状にはせん断スパン比が小さい方が不利であるため、試験体のせん断スパン比を5程度とすれば安全側に評価できる。

鋼材量と橋脚高さとの関係を図三に示す。橋脚高さに関わらず、鋼管全断面積および全鉄筋断面積を断面外寸面積で除した値(以下、それぞれ鋼管量: $p_t = \Sigma A_t / (B \cdot D)$, 鉄筋量: $p_s = \Sigma A_s / (B \cdot D)$)を累加したもの、すなわち全鋼材量は橋脚高さに関わらず約2%である。参考に、橋脚高さ40～80mでの全鋼材量(鉄筋、鋼管、PC鋼より線)は、試設計中空RC橋脚(主鉄筋、帯鉄筋)と比べ66～83%と少ない。鋼管量は0.9～1.8%の範囲(平均1.3%)であり、径厚比(厚さ/鋼管径: t/ϕ)は0.91～1.06%の範囲(平均0.98%)であった。また鉄筋量は主鉄筋にD38とD51で

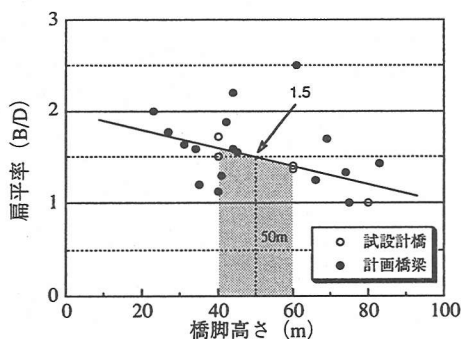


図-5 扁平率 (B/D)

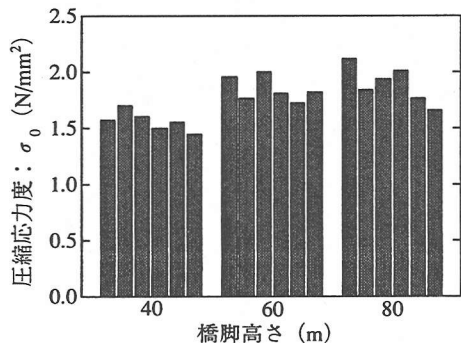


図-6 橋脚基部の軸圧縮応力度

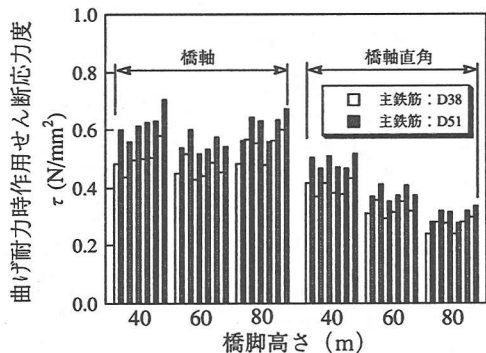


図-7 降伏せん断応力度

大きく異なるものの0.3～1.0%の範囲にある。

断面の中に鋼管による中空部分の占める割合（以下、ボイド率：Void/(B・D)）は、断面形状と寸法が同じ場合、地震時橋脚慣性力が基礎に作用する度合いの指標となる。試設計中空RC橋では高さ40～80mで0.43～0.56であるのに対し、本構造では図-4に示すように0.2～0.45（平均値0.3）となる。橋脚高さ60mの試設計中空RC橋脚に着目すると、橋脚単位長さ当たりの重量は本構造の方が約10%大きい。

橋脚断面幅と断面高さとの比（以下、扁平率：B/D）を図-5に示す。また図中には本構造適用予定の橋梁（計画橋梁）での回帰曲線を示す。B/Dは1.0～2.5の範囲となる。主鉄筋外周のみ帯筋を有する本構造ではB/Dが大きいほど靱性に不利であることや、本構造

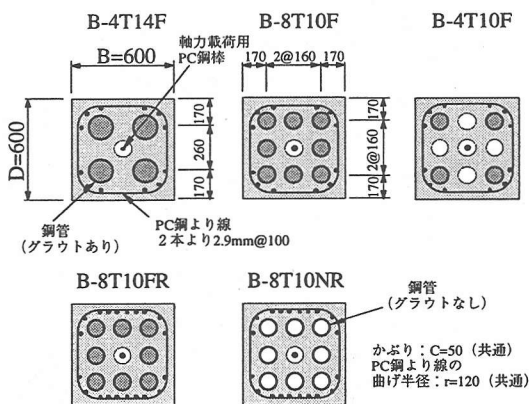


図-8 断面配筋図

が最も多く採用される橋脚高さが40～60mであることから、回帰曲線で橋脚高さ50mでのB/Dである1.5を標準として靱性を確認するのが良いと考えた。

橋脚基部に作用する常時の軸圧縮応力度（ σ_0 ）を図-6に示す。軸圧縮応力度は1.5～2.0N/mm²程度である。軸力が靱性能に及ぼす影響は、軸圧縮応力度がコンクリートの圧縮強度（ F_c ）の約10%（ $0.1F_c \approx 2.9\text{N/mm}^2$ ）以下であればほとんどないという報告^{7), 8)}がある。このことから、対象となる軸圧縮力の範囲ならば、靱性に大きく影響を与えないと考えられる。

曲げ耐力を橋脚断面積で除した値（以下、曲げ耐力時作用せん断応力度）と橋脚高さとの関係を図-7に示す。ここで曲げ耐力は、コンクリートを約50層に分割し、各鋼管は8分割して鉄筋に置き換え平面保持を仮定して求めた（以下、RCはり理論）。コンクリートの応力-ひずみ関係は最大応力まではFafitis-Shahモデル⁹⁾、軟化域特性はDarwin-Pecknoldモデル¹⁰⁾とし、鉄筋と鋼管の応力-ひずみ関係バイリニアとした。橋軸方向、橋軸直角方向それぞれの曲げ耐力時せん断応力度は0.4～0.7N/mm²、0.2～0.5N/mm²であった。

3. はり型模型の曲げ試験

(1) 試験体および加力方法

a) 試験体

試設計計算結果を踏まえて、鋼管量は鋼管杭（SKK490）で約1.5%相当とした。模型に用いる小径の鋼管（SS400）では材質が異なるため強度換算（ $1.5\% \times 3200/2400$ ）して約2%の鋼管を配置している。強度換算したことと小径鋼管の種類の制約によりボイド率は0.17と試設計での最小値より多少小さく、また径厚比は約3%と試設計の約3倍である。また鉄筋量は試設計計算結果と同等とした。断面形状は橋脚高さが大きくなるほどB/Dが1に近づくや曲げ耐力の

表-1 試験体一覧

試験体名	扁平率 (B/D)	鋼 管					主 鉄 筋		帯 筋	
		公称 外径 (mm)	公称 厚さ (mm)	本数	鋼管量 $\Sigma A_g/(B \cdot D)$ (%)	鋼管内 グラウト	鉄筋 $\Sigma A_g/(B \cdot D)$ (%)		PC鋼より線 2.9mm 2本より	等価帯筋比 P_w^{eq} (%)
B-4T14F	1.0	139.8	4.5	4	2.13	全部	12-D16	0.66	@100	0.2
B-8T10F		101.6	3.2	8	2.20	全部	12-D16	0.66		
B-4T10F		101.6	3.2	4	1.10	全部	12-D22	1.29		
B-8T10FR		101.6	3.2	8	2.20	全部	20-D25	2.82		
B-8T10NR		101.6	3.2	8	2.20	無し	20-D25	2.82		

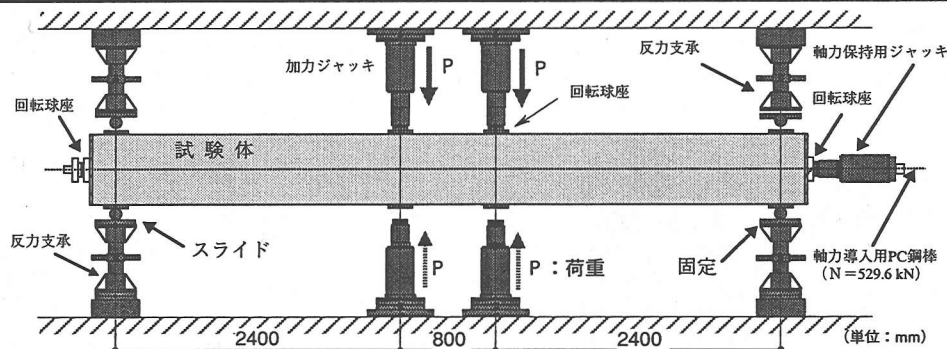


図-9 加力装置 (平面図)

確認が主目的であることなどから正方形断面とした。またせん断スパン比は試設計算結果の最小値より多少小さい4とした。なお曲げ耐力の確認は橋脚と異なるはり型模型で行っても十分であると考えた。

はり型模型試験では主に鋼管の配置や鋼管量をパラメータとした。曲げ耐力は鋼管とコンクリート間の付着性状の良否により決定される。作用するせん断応力や鋼管内部のグラウトの有無は、その付着性状に影響を及ぼすと考え、主鉄筋量とグラウトの有無もパラメータとした。試験体一覧を表-1に示す。

はり型模型^{11), 12)}は試設計橋脚と曲げ補強量(鉄筋量, 鋼管量)を同程度とした試験体3体(B-4T14F, B-8T10F, B-4T10F: 以下, 一般型と称する)と, 曲げ耐力を意図的に増加させて作用するせん断応力度を一般型の約2倍にした試験体(B-8T10FR, B-8T10NR: 以下, 曲げ補強増加型と称する)の計5体とした。いずれの試験体もPC鋼より線をスパイラル状に配置し, 帯筋比は鉄筋(SD345)で強度換算した値(以下, 等価帯筋比: p_w^{eq})で0.2%に相当する量とした。すなわち等価帯筋比は次式で与えられる。

$$\text{等価帯筋比: } p_w^{eq} = (\sigma_{pc}^y / \sigma_s^y) \times A_w / (B \cdot a)$$

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)

試験体断面を図-8に示す。鋼管の内部には実橋脚基部を想定し, 一般型の試験体にはいずれも座屈を防ぐためグラウト材を充填した。また曲げ補強増加型の試験体では特に充填しないものも行った。ラーメン橋脚を想定したとき, 本構造橋脚の柱頭部ではリブ付き鋼管で定着が施されているため, 橋軸直角方向における端部付着性状は良好である。一方, 橋軸方向では, 曲げモーメント反極点位置にはリブ付き鋼管を使用していないため, 付着性状は悪い。そこで安全側に曲げ耐力を評価するため, 鉄筋は試験体端部の鉄板に溶接したが鋼管端部は拔出しを許容させるため溶接はしていない。

b) 加力方法

加力は図-9に示すような単純ばり型の正負2点繰り返し水平加力とした。軸圧縮応力度が1.47N/mm² (15kgf/cm²) となるよう断面中心位置に配置されたPC鋼棒を緊張した後, 軸力を定額荷重保持装置で保持した。加力は部材角: R=1/200, 1/100, ..., 5/100においてそれぞれ2サイクルずつとした。最後に正荷重側でジャッキストローク限界のR=8/100まで加力した。

c) 使用材料

断面内に鋼管が複数配置されているのでコンクリートの締固めが困難なことや, はり側面から打設を行うためブリージングによるコンクリートと鋼管の付着を低下させない配慮から, 逆打ち用高流動コンクリートを用いた。フロー値は平均して63cm, またブリージング率は3時間で0%であった。曲げ耐力

表-2 コンクリートの配合

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
58.1	51.6	168	289	940	890

最大骨材寸法：13mm

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	材齢 (日)
B-4T14F	36.0	2.36	25.1	28
B-8T10F	36.8	2.65	22.5	42
B-4T10F	33.6	3.24	25.1	35
B-8T10FR	38.0	2.28	22.6	70
B-8T10NR	38.0	2.28	22.6	70

表-4 鋼材の材料試験結果

鋼材	弾性係数 ^{*2)} (kN/mm ²)	降伏強度 ^{*3)} (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
鉄筋			
D16	188	376	586
(SD345)			
D22	195	385	580
D25	194	382	568
鋼管 ^{*1)}			
φ139.8	186	291	417
(SS400)			
φ101.6	200	367	451
PC鋼より線			
2.9mm2本より	223	1873	2019

*1) 鋼管引張試験は、JIS Z 2202 12号片で材軸方向に行った。

*2) 鉄筋は公称断面積を、鋼管はノギスで計測した厚さと幅で面積を求めた。ひずみはひずみゲージにより求めた。

*3) 鋼管およびPC鋼より線の降伏強度は、0.2%耐力とした。

の確認には骨材の寸法効果の影響が少ないと考え、入手が容易で小さな骨材として最大骨材径は13mmのものを用いた。コンクリートの配合を表-2に、また材料試験結果を表-3に示す。

各鋼管ともSS400を、鉄筋はいずれもSD345を、またPC鋼より線はSWPR2を使用した。これらの引張試験結果を表-4に示す。

(2) 試験結果

a) 荷重-変位関係

荷重と変位との関係を図-10～14に示す。荷重はジャッキ荷重であるせん断力を示している。一般型ではいずれの場合もほぼ部材角 $R=2/100$ の第1サイクルで最大荷重となり、その値はRCはり理論値の0.97～1.01倍であった。また同一変位での第2サイクルは荷重低下するが、さらに変形が進むと荷重は増加するものの最大荷重にまで至らない。試験体B-8T10Fでは、等曲げモーメント区間においてPC鋼より線が破断してコンクリートや主筋を拘束する効果が低下し、主鉄筋が座屈したため耐力は低下した。なお鋼管量の少ないB-4T10Fでは、最大荷重後の第2サイクルでの荷重低下の傾向は少なく大変位領域での耐力回復も大きい。これは鋼管量が少ないため鋼管の滑りによる耐力低下の影響が小さく、鉄筋コンクリート

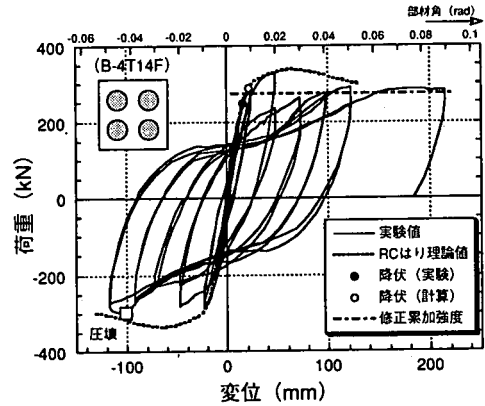


図-10 荷重-変位関係 (B-4T14F)

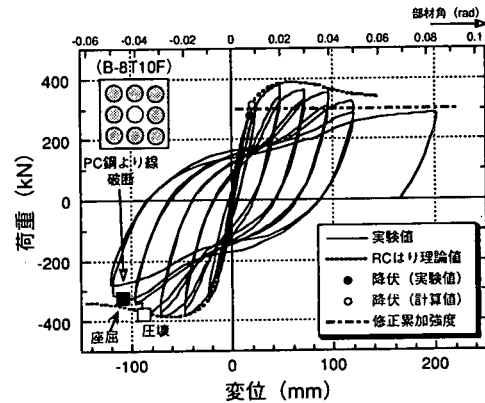


図-11 荷重-変位関係 (B-8T10F)

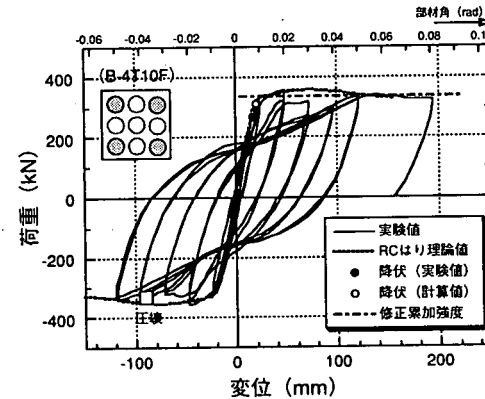


図-12 荷重-変位関係 (B-4T10F)

に近かったためと思われる。

曲げ補強増加型では、鋼管内部をグラウトしたB-8T10FR試験体は、一般型同様にRCはり理論値の最大耐力近傍まで達したが、グラウトしないB-8T10NR試験体はそれに達しない。またいずれも部材角 $4/100$ でPC鋼より線が加力点近傍のせん断スパン中で破断して耐力が低下するが、鋼管の存在もありダクティルな耐力低下であった。

曲げ降伏までの骨格曲線を図-15に示す。一般型ではRCはり理論で求めた値に一致している。B-

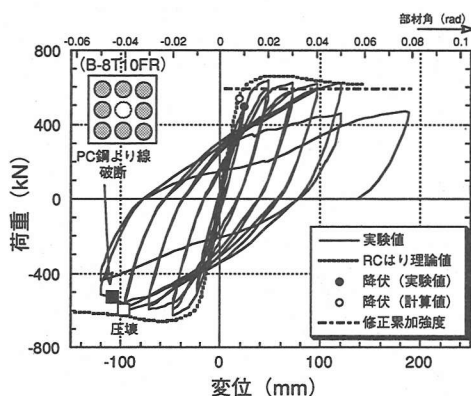


図-13 荷重-変位関係 (B-8T10FR)

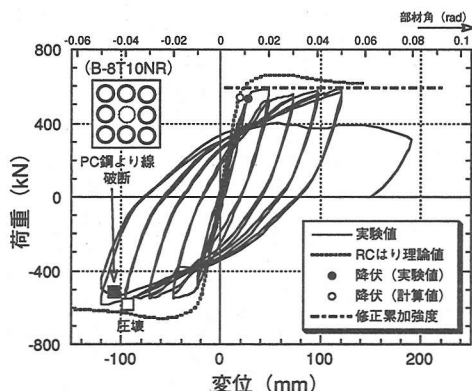


図-14 荷重-変位関係 (B-8T10NR)

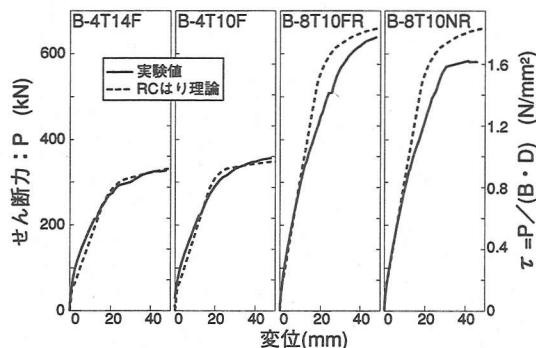


図-15 各試験体の曲げ剛性

8T10FRとB-8T10NRではせん断応力度(作用せん断力を全断面積で除した値)が約 0.8N/mm^2 以上では、鋼管とコンクリートとの付着劣化による一体性の低下により試験値の方が剛性が低くなる。このことから、RCはり理論で曲げ剛性評価可能な範囲は、作用せん断応力が約 0.8N/mm^2 以下といえる。

b) 主鉄筋および鋼管の座屈性状

写真-1に示すように一般型の中ではB-8T10Fのみ主鉄筋座屈が部材角 $R=5/100$ で等曲げモーメントスパン中に発生したが、その他はかぶりコンクリートは剥落するものの主鉄筋座屈はほとんど認められない。

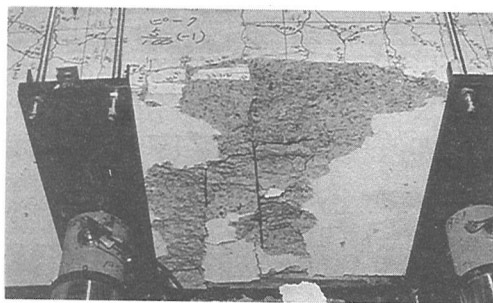


写真-1 主鉄筋座屈状況 (B-8T10F)

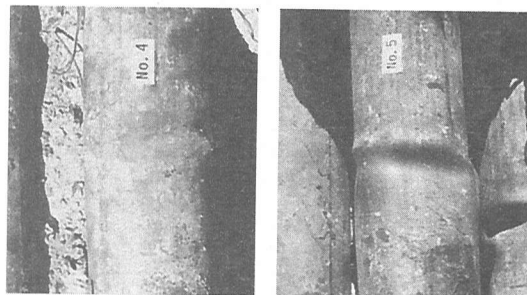


写真-2 鋼管の座屈状況

左: B-8T10FR, 右: B-8T10NR

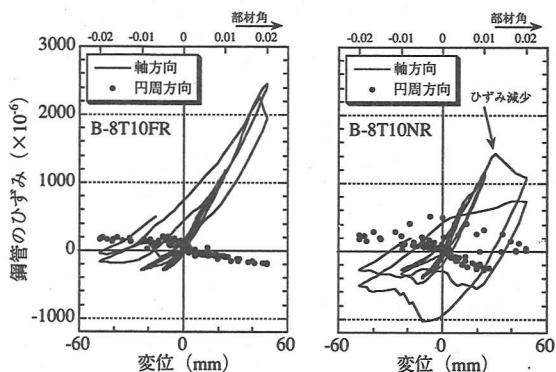


図-16 鋼管の軸方向および円周方向ひずみ

左: B-8T10FR, 右: B-8T10NR

鋼管の座屈について試験終了後にコンクリートをはつり出して観察した。鋼管内部のグラウトの有無を比較するため、B-8T10NRとB-8T10FRの鋼管状況を写真-2に示す。グラウトされている場合は鋼管が外側に座屈しているのに対して、グラウトのない場合は内側にも座屈している。鋼管が圧縮力を保持する点では外側に座屈した方が望ましい。従って鋼管内部を充填することで十分内側座屈を防止でき、前述した曲げ耐力の観点からも構造性能を向上させている。

鋼管内部のグラウトの有無による鋼管の挙動について鋼管の軸方向ひずみと円周方向のひずみに着目したものが図-16である。グラウトされているB-

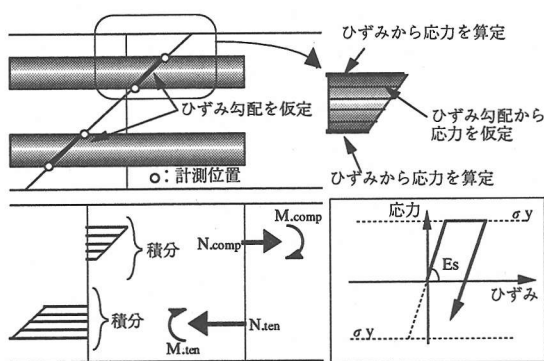


図-17 鋼管の応力算定方法

8T10FRでは、鋼管の軸方向の引張ひずみが増加すると円周方向の圧縮ひずみも増加している。一方、グラウトされていないB-8T10NRでは、変位 $\delta=30\text{mm}$ 付近で軸方向と円周方向のひずみが増加せず減少している。これはB-8T10FRにおいては観察されていない。鋼管内部がグラウトされていない鋼管は、引張力が作用するとフックの法則により鋼管径が減少するため、コンクリートと鋼管との間の付着性状がグラウトされているものに比べて悪い。その結果、鋼管の引張力負担が減少するため鋼管降伏が遅れ、曲げ耐力もRCはり理論値より小さかったと思われる。

c) 鋼管の挙動

等曲げモーメント区間中央での鋼管上下縁に貼付したひずみゲージから図-17に示すように測定点以外の鋼管任意点のひずみを推定し、バイリニア応力-ひずみ関係を仮定して鋼管応力を推定した。ここで鋼管の応力は2軸で算定すべきであるが、等曲げモーメント区間であることからせん断成分(γ_{xy})はほとんどないと考えた。この計算結果から鋼管に生じた軸力にはり断面図心位置からの距離を乗じたモーメントと、鋼管自体のモーメントを累加して求めた値を鋼管の曲げモーメント負担分(M_p)とし、これと変位との関係を図-18に示す。鋼管の曲げモーメント負担分は、各鋼管の全塑性軸力を仮定した曲げモーメント(以下、全塑性モーメント)に近い。試験終了後に試験体端部の鉄板を取り外し、鋼管の滑りを写真-3に示すように目視で確認した。このことから、終局状態では鉄筋コンクリートと鋼管は別々に挙動すると考えられる。

d) 修正累加強度

前述したように終局状態では鋼管とコンクリートとの付着も切れ、鋼管は全塑性モーメントと同程度の曲げ負担をする。このことから図-19に示すように本構造の終局時の曲げ耐力を、鋼管を除く鉄筋コンクリート部分の終局曲げ耐力と鋼管の全塑性モーメントとを累加した値(以下、修正累加強度^{11), 12), 13)})

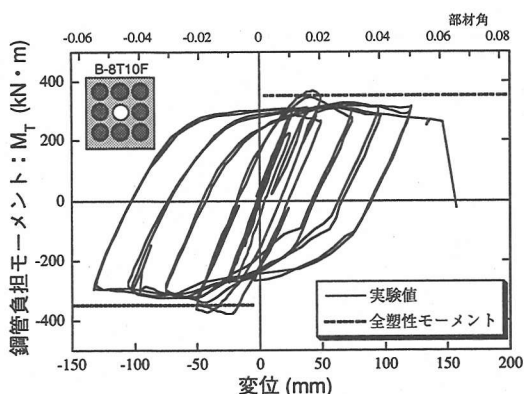


図-18 鋼管の負担モーメント (B-8T10F)



写真-3 鋼管のすべり状況 (B-4T14N)

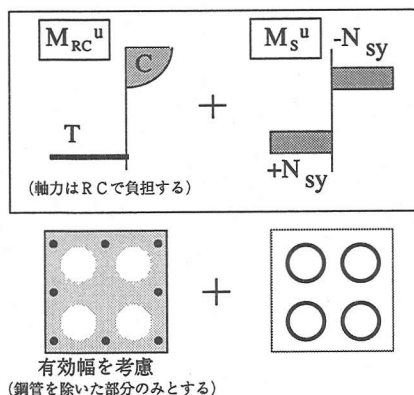


図-19 修正累加強度の考え方

と定義した。すなわち修正累加強度は次式で求めた値である。

$$M_{(S+RC)}^u = M_{RC}^u + M_s^u$$

ここに

$M_{(S+RC)}^u$: 修正累加強度 (kN·m)

M_{RC}^u : 有効断面を考慮したRC断面のみの耐力 (kN·m)

M_s^u : 鋼管による全塑性モーメント (kN·m)
 $= \sum (n_i \times N_{sy} \times e_i)$

(n_i : 同一断面高さにおける鋼管本数 (本))

(N_{sy} : 鋼管の全塑性引張 (圧縮) 力 (kN/本))

(e_i : 断面中心から鋼管までの偏心距離 (m))

表-5 試験体一覧

試験体名	扁平率 (B/D)	鋼 管					主 鉄 筋		帯 筋	
		公称 外径 (mm)	公称 厚さ (mm)	本数	鋼管量 $\Sigma A_g/(B \cdot D)$ (%)	鋼管内 グラウト	鉄筋	鉄筋量 $\Sigma A_g/(B \cdot D)$ (%)	PC鋼より線 2本より 2.9mm	等価帯筋比 $P_w^{eq}(\%)$
D10-2	1.0	114.3	2.8	4	1.57	基部1.0D	12-D16	0.61	@130	0.2
D15-1	1.5	114.3	2.8	6	1.57	基部1.0D	18-D16	0.61	@180	0.1
D15-2	1.5	114.3	2.8	6	1.57	基部1.0D	18-D22	0.61	@90	0.2
D15-3	1.5	114.3	2.8	6	1.57	基部1.0D	18-D25	0.61	@60	0.3
D25-2	2.5	114.3	3.5	8	1.56	基部1.0D	30-D25	0.61	@50	0.2

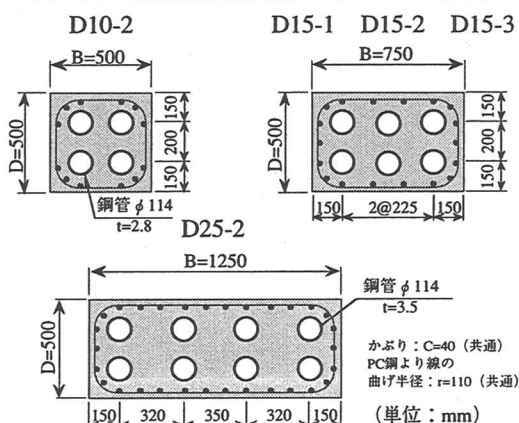


図-20 断面形状および配筋図

各試験体での修正累加強度を図-10～14の図中に示してある。鉄筋コンクリート部分の曲げ耐力を求める際の応力-ひずみ関係は前述したRCはり理論と同様である。曲げ耐力時作用せん断応力度の高い曲げ補強増加型を除いて、部材角4/100以上の大変形時における残存耐力を安全側に評価している。鋼管の負担モーメントが仮定した全塑性モーメントにわずかに達しないが、鋼管の配置や鋼管量の違い、また後述する理由により鋼管端部の定着に関わらず、終局耐力は修正累加強度に漸近していくことから、修正累加強度で本構造の終局耐力を概ね評価できる。

4. 柱型模型の曲げ試験

(1) 試験体および加力方法

a) 試験体

模型に用いる鋼管の降伏強度は熱処理により鋼管杭と同等にしたため、鋼管量は試設計結果に合わせているが、鋼管径の制約によりポイド率は0.16とはり型模型と同様となっている。また径厚比は2.4～3.1%と大きい。またせん断スパン比、鉄筋量、曲げ耐力時作用せん断応力度は試設計とほぼ等しくした。また断面形状は靱性を安全側に評価する目的から試設計で得た標準的な長方形断面 (B/D=1.5) とした。

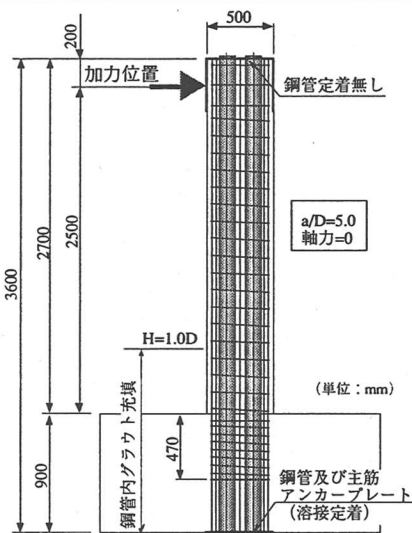


図-21 配筋状況 (側面図)

実橋脚では塑性ヒンジ部にもせん断力が生じる片もち梁構造となっている。一方、前述したはり型模型では塑性ヒンジが等曲げモーメントスパン中に発生し実橋脚と異なる。そこで変形性能については橋脚と同様の柱型模型で確認した方がよいと考えた。また同時に曲げ耐力や復元力特性についても確認することとした。柱型試験体は換算帯筋比 (p_w^{eq}) と扁平率 (B/D) をパラメータとしている。 p_w^{eq} は0.1%, 0.2%, 0.3%の3種類、B/Dは1.0, 1.5, 2.5の3種類の組み合わせで5体である。試験体一覧を表-5に示す。

試験体断面形状寸法を図-20に、配筋状況を図-21に示す。各試験体とも全鉄筋比 p_g は0.61%で全鋼管比 p_t は1.56～1.57%である。いずれの試験体も鋼管内部は中空であるが、実橋脚基部と同様に柱基部より1.0D上方 (D=500mm) までグラウトしている。また、フーチング内の鋼管はアンカプレートに溶接定着し、天端ははり試験体と同様の理由により定着していない。

b) 加力方法

加力装置を図-22に示す。水平加力は柱主筋および鋼管縁が両者とも降伏するときの加力点水平変位

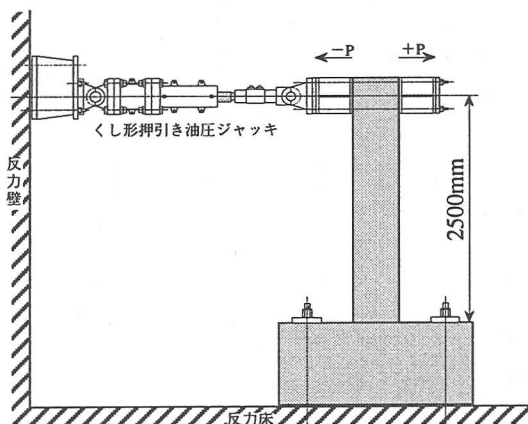


図-22 加力装置

表-6 コンクリートの配合

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m³)			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
58.3	48.9	175	300	878	924

最大骨材寸法：13mm

表-7 コンクリートの材料試験結果

試験体	圧縮強度 (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)	弾性係数 (kN/mm²)	材齢 (日)
D10-2	34.4	3.19	26.5	34
D15-1	35.0	2.73	26.3	49
D15-2	35.0	2.73	26.3	49
D15-3	37.0	3.00	26.0	75
D25-2	34.4	3.19	26.5	34

表-8 鋼材の材料試験結果

鋼材	弾性係数*2) (kN/mm²)	降伏強度*3) (N/mm²)	引張強度 (N/mm²)
鉄筋 (SD345) D13	197	354	519
鋼管*1) (SS400) t=2.8	226	281	415
φ114.3 t=3.5	224	295	377
PC鋼より線 2.9mm2本より	220	1852	2032

*1) 鋼管引張試験は、JIS Z 2202 12号片で材軸方向に行った。

*2) 鉄筋は公称断面積を、鋼管はノギスで計測した厚さと幅で面積を求めた。ひずみはひずみゲージにより求めた。

*3) 鋼管およびPC鋼より線の降伏強度は、0.2%耐力とした。

を降伏変位とし、その整数倍の変位で各3サイクル繰り返しした。曲げ耐力が修正累加強度を下回った後、部材角 $R=+10/100$ (R =加力点変位 δ /柱高さ H)まで加力して試験を終了した。試設計結果から軸圧縮応力が $1.5 \sim 2.0 \text{ N/mm}^2$ と低く、軸力が靱性率に大きく影響しない^{7), 8)}と判断して軸力は導入していない。

c) 使用材料

実橋脚と同様にコンクリートは柱上部より打設したため、鋼管に沿うブリージングの影響は実橋脚と同等であると考え、特別なコンクリートを用いずに

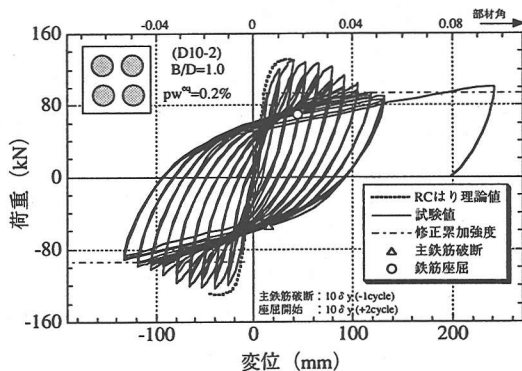


図-23 荷重-変位関係 (D10-2)

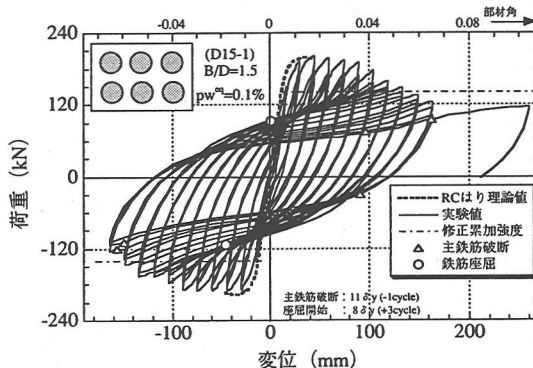


図-24 荷重-変位関係 (D15-1)

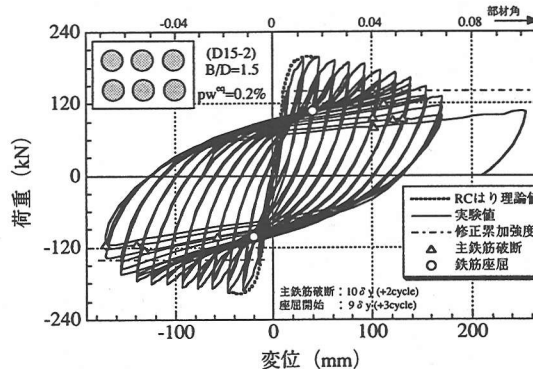


図-25 荷重-変位関係 (D15-2)

呼び強度 24 N/mm^2 のレディーミクストコンクリートとした。粗骨材最大寸法は13mm、セメントは普通ポルトランドセメントを用いた。コンクリートの配合を表-6に、材料試験結果を表-7に示す。また用いた各鋼材の材料試験結果を表-8に示す。

(2) 試験結果

a) 荷重-変位関係

柱型模型における荷重と変位の関係を図-23~27に示す。はり試験体と同様に部材角 $2/100$ 程度で最大荷重となり、また第2,3サイクルでの耐力低下も認められる。最大荷重以後、耐力は徐々に低下するが、部

表一 9 はり型模型、柱型模型の最大荷重およびじん性率一覧表

試験体	最大荷重 (kN)			降伏変位 (mm)		*4) 座屈塑性率 (cycle) [部材角]	*5) 終局変位 δu (mm)	*6) 耐力靱性率 ($\delta u / \delta y$)
	実験値	*1) 実/計	変位 / δy (部材角)	実験値	*3) 実/計			
B-4T14F	327.6	0.97	3.0 (2/100)	16.0	0.75	-	>206.6	>12.9
B-8T10F	383.5	0.99	2.7 (2/100)	17.5	0.85	6.9 (1) [5/100]	153	8.8
B-4T10F	358.0	1.01	2.8 (2/100)	16.9	0.84	-	>190.6	>11.3
B-8T10FR	639.4	0.97	2.1 (2/100)	23.1	1.22	-	96	4.2
B-8T10NR	581.6	0.88	1.8 (2/100)	26.7	1.41	-	120	4.5
D10-2	131.4	0.93	3 (1.6/100)	14.07 (13.2)	1.07	10 (2) [5.3/100]	119.5	9.1
D15-1	202.0	1.00	3 (1.8/100)	16.35 (14.9)	1.27	8 (3) [4.8/100]	142.8	9.6
D15-2	199.1	0.99	3 (1.9/100)	15.92 (15.5)	1.23	9 (3) [5.6/100]	162.5	10.5
D15-3	197.1	0.98	3 (1.9/100)	16.58 (16.2)	1.29	8 (2) [5.2/100]	152.5	9.4
D25-2	327.5	0.94	3 (2.0/100)	17.37 (16.4)	1.26	7 (2) [4.6/100]	159.7	9.7

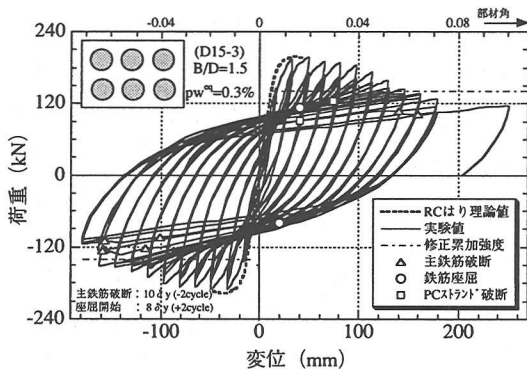
*1) 計算値は鋼管を鉄筋とみなしたRCはり理論値。*2) 引張鉄筋と鋼管外縁の両者とも降伏した時の変位。

*3) 降伏変位の計算値は、曲率分布を三角形分布として計算。

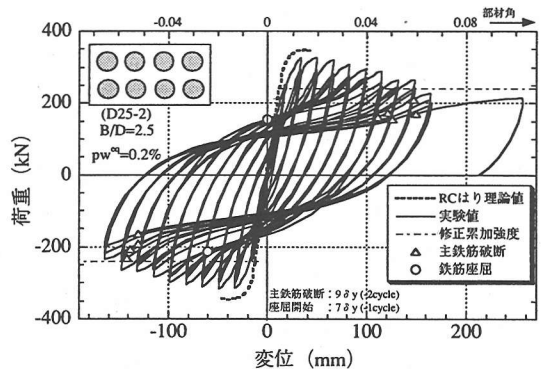
*4) 主鉄筋の座屈は目視により主筋のはらみを確認し、そのときの変位を降伏変位で除した値。

*5) 修正累加強度を下回る変位。

*6) 靱性率は、終局変位を実験値の正負の降伏変位の平均値で除した値（はり型模型は正荷重のみ）。



図一 26 荷重－変位関係 (D15-3)



図一 27 荷重－変位関係 (D25-2)

材角 $R=3 \sim 4/100$ ($6 \delta y$) までの第1サイクル時の耐力は、RCはり理論値と同程度となっている。部材角 $R=5/100$ では鋼管天端の鋼管抜け出し量が急増するが、耐力低下はそれ以前に始まっており、特に第2, 3サイクル時の荷重は修正累加強度近傍に近い。このことから基部鋼管の付着切れにより曲げ耐力が決定されるため、鋼管端部定着の影響は少ないと考えられる。さらに変形が進んだ状態では曲げ耐力は上昇傾向にあり、急激に低下することなく、修正累加強度に漸近する傾向がいずれの試験体でも認められる。

b) 座屈性状

表一9に主筋座屈開始点を示す。いずれもほぼ部材

角 $R=5/100$ で発生しており、 B/D が大きいほど座屈開始が早い。これは B/D が大きくなるほどPC鋼より線による主鉄筋座屈防止効果が、通常矩形断面橋脚に比べて低下するためである。写真一4にD25-2の座屈状況を示す。PC鋼より線の主鉄筋拘束効果が柱隅角部に集中し、主筋の座屈長も短く主鉄筋の繰り返し疲労に伴う破断が生じていた。これに対して断面中央部は拘束効果が小さいため座屈長が長く、主鉄筋の破断は生じていない。

c) 靱性率

表一9には、はり型模型の結果も含めて修正累加強度を荷重が下回ったときに定義した靱性率（以下、耐

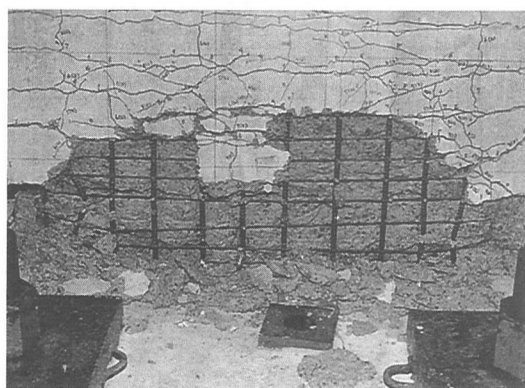


写真-4 主鉄筋の座屈状況 (D25-2)

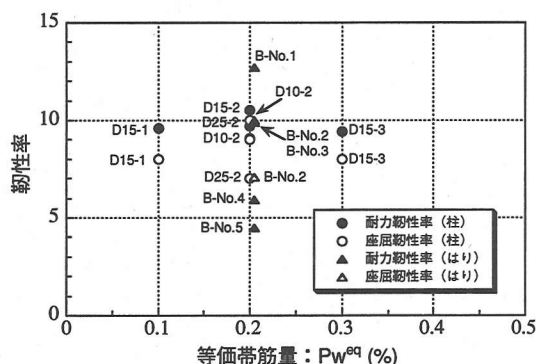


図-28 じん性率と等価帯筋量との関係

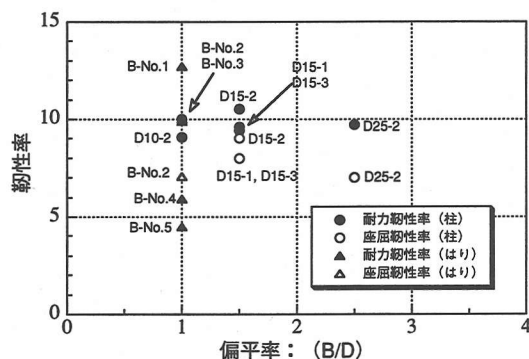


図-29 じん性率と断面の扁平率との関係

力率)を示している。はり型試験体の曲げ補強増加型 (B-8T10FR, B-8T10NR) はいずれも耐力率率が約4程度と小さいが、一般型はり型模型と柱型模型では耐力率率はいずれも9以上となっている。曲げ耐力時作用せん断応力度は、一般型では約0.91～1.07N/mm²、また柱型試験体では約0.52～0.54N/mm²であるのに対し、曲げ補強増加型では約1.62～1.77N/mm²と高かったためである。

率率と等価帯筋比ならびに断面幅と断面高さとの比を図-28、図-29にそれぞれ示す。はり型模型での率率は、等曲げモーメントスパン中に塑性ヒ

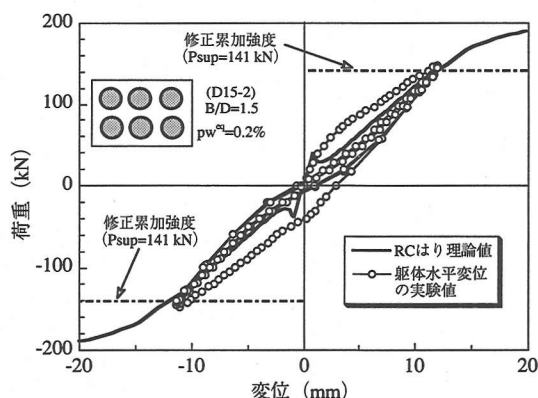


図-30 躯体変位の計算値と実験値 (D15-2)

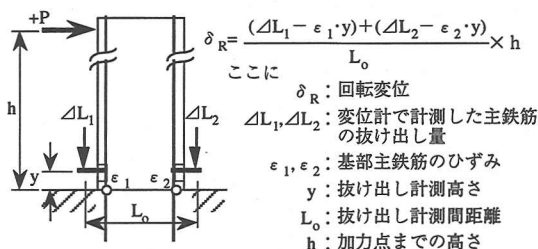


図-31 回転変位成分の算出方法

ンジができることもあり直接比較できないが、参考として図中に示してある。耐力率率は、降伏時の平均せん断応力度が大きなB-8T10FRとB-8T10NRを除くと、はり型および柱型いずれの場合でも、等価帯筋量やB/Dの影響はない。一方、座屈開始の塑性率(以下、座屈率率)は、B/Dが大きくなるにつれて小さくなる傾向にある。しかしながら、座屈率率が小さい場合でも耐力率率は他の試験体と同等の耐力率率を保有する。従って本構造は通常のRCと異なり、かぶりの剥落などによるコンクリートの圧縮力負担の低下を鋼管が補うため、主鉄筋が座屈しても耐力を保持し、十分な耐力率率を保有する構造であるといえる。

d) 曲げ剛性

表-9中の降伏変位は計算値に比べてやや小さい。これははりの場合と異なり、フーチング定着部における主鉄筋の抜け出しによる回転変位成分が試験値では累加されているためである。降伏変位を計算値と比較すると主鉄筋の抜け出しにより、いずれも20～30%程度試験値の方が大きい。主鉄筋抜け出しによる回転変位成分を除いた躯体水平変位の試験値の一例を図-30に示す。ここに試験値の回転変位成分は図-31に示した方法により算出した。また図中に示したRCはり理論による計算値は、柱高さ方向の曲率分布を自由端～降伏位置～基部までを直線として求めた躯体変位である。曲げひび割れが全域に拡が

る降伏荷重段階で計算値とほぼ一致している。このことから、主鉄筋や鋼管が降伏するまでの荷重段階では、本構造の曲げ剛性はRCはり理論でほぼ評価できる。

e) 柱基部の曲率分布

各変位での鉄筋に貼付したひずみゲージの値から求めた曲率分布の一例を図-32に示す。曲率は0～1.0D区間(D:断面高さ)で卓越している。鋼管の座屈状況を写真-5に示す。試験体によってばらつきはあるが、鋼管の座屈は基部～約280mm(0～0.56Dに相当)の範囲でみられた。これは曲率の卓越部とほぼ一致している。基部鋼管内部はグラウトされているため層状の座屈が外側に起こっている。このことから基部での鋼管内部充填区間は基部1.0Dで十分であると考えられる。

f) 鋼管の挙動

柱型模型D15-3について、 $2\delta y$ での繰り返し時圧縮側、引張側鋼管の軸力変動を図-33に示す。ここに鋼管軸力は、鋼管の上下縁に貼付した2軸ゲージから求めた鋼管応力を積分した値である。ただし鋼管上下縁の応力の算定は軸方向ひずみ(ϵ_x)と円周方向ひずみ(ϵ_y)の実測値を用いて、またせん断ひずみ(γ_{xy})を0としてVon Misesの降伏条件に従い算定している。鋼管にせん断応力が働くため、鋼管上下点以外にはせん断ひずみが生じるが、曲げ耐力時作用せん断応力度が約 0.5N/mm^2 と低く、ゲージが貼付されていない位置での鋼管応力を前述した方法で評価しても大きな差はないと考えた。正加力時に引張となる鋼管(以下、引張側鋼管)の軸力は概ね全塑性引張軸力の計算値に達しており、繰り返しの影響を殆ど受けていない。これに対して正加力時に圧縮となる鋼管(以下、圧縮側鋼管)の軸力は1サイクル時には殆ど圧縮軸力負担はないが、2サイクル以降には圧縮軸力を負担している。また引張側鋼管でも負加力時にわずかではあるが、圧縮軸力が2サイクル以降徐々に大きくなっている。この鋼管圧縮力負担の増加によりコンクリートの圧縮力負担が減少し、コンクリートの曲げモーメント負担分が低下する。そのため、全体としての耐力低下が生じるものと考えられる。この繰り返し加力に伴う鋼管の曲げ圧縮軸力負担の増加について、図-34に示すように柱の塑性変形により引張鉄筋が新しい塑性変形を起こすことによってひび割れ幅が増大し、コンクリートが曲げ圧縮軸力を負担出来なくなり、鋼管に大きな圧縮軸力が流れるものと考えられる。しかしながら、さらに柱が変形を受けるとひび割れは閉じ圧縮側コンクリートが効き出し鋼管軸力負担は緩和される。一方、大変形時になると繰り返しによる付着劣化の影響も

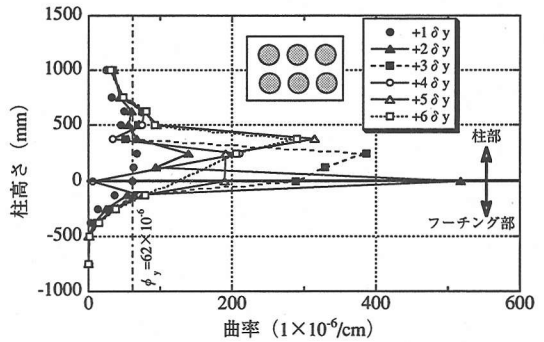


図-32 柱型模型の曲率分布 (D15-2)

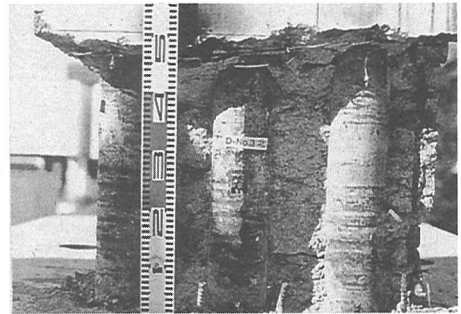


写真-5 柱基部の鋼管座屈状況

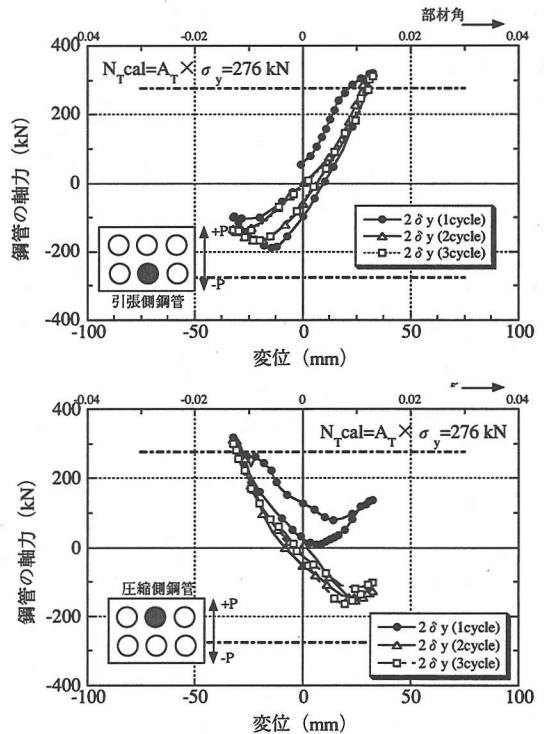


図-33 圧縮側、引張側鋼管の軸力と柱の変位
(上:引張側鋼管, 下:圧縮側鋼管)

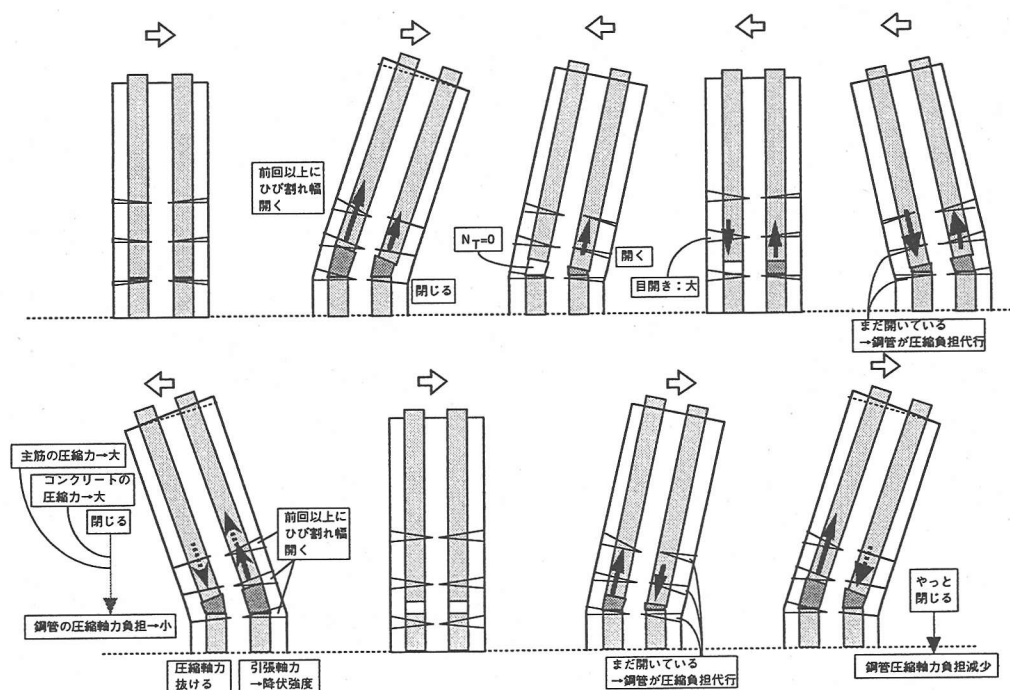


図-34 曲げひび割れによる鋼管の軸力変動メカニズム

あり、圧縮側コンクリートの圧縮力負担の回復が低下し、鋼管の圧縮塑性を進行させると考えられる。上記に対して検証した結果を図-35に示す。図中の鋼管の負担曲げモーメントは、前述した応力計算による鋼管の軸力に断面中心からの偏心距離を乗じた値と、鋼管自体の曲げ負担分との和である。また鉄筋による曲げモーメント負担分は、測定ひずみからバイリニアの応力-ひずみ履歴特性を考慮して求めた主鉄筋応力に基づき算定した。コンクリートの曲げモーメント負担分は、内力の釣合いから求めたコンクリート圧縮軸力を用いて、等価応力ブロックを想定して求めた。ただし中立軸は鋼管を鉄筋とみなしたRCはり理論での終局時の値を用いている。上記の方法により求めた鋼管、鉄筋、コンクリートによる曲げ負担分の総和は、概ね外力と釣り合っている。また鋼管の軸力変動に伴う曲げ負担の増加よりもコンクリートの曲げ負担の低下が大きいので、繰返しによる耐力低下が生じていたことが確認された。

鋼管の負担モーメントの一例を図-36に示す。鋼管の負担モーメントは図-17に示した方法により算定したものである。鋼管上下縁応力の算定は、前述した方法と同様である。鋼管の負担モーメントは $2\delta y$ から全塑性軸力による負担終局モーメントに達しており、終局までそれを保持していたと考えられる。鋼管の軸力分布の一例を図-37に示す。図中にはRCはり理論より求めた降伏時中立軸位置が示されている。

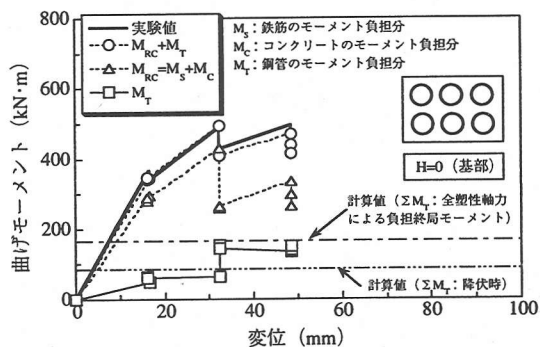


図-35 曲げモーメント負担の内訳 (D15-3)

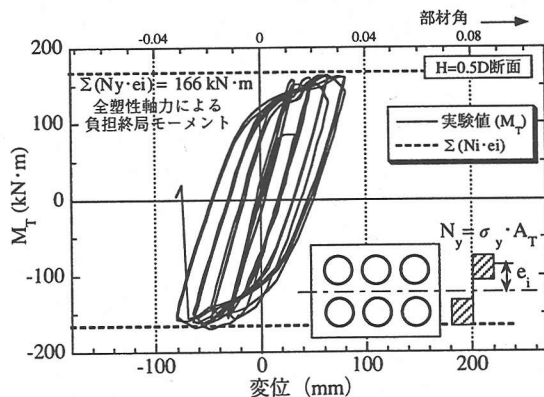


図-36 鋼管の曲げモーメント負担分 (D15-3)

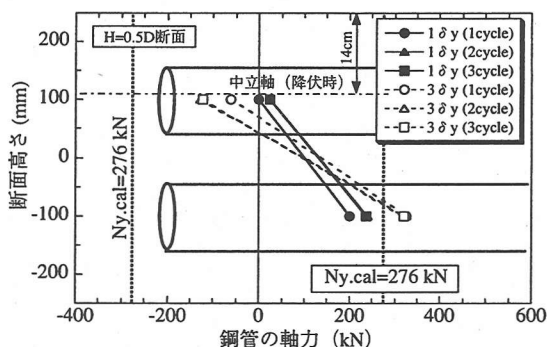
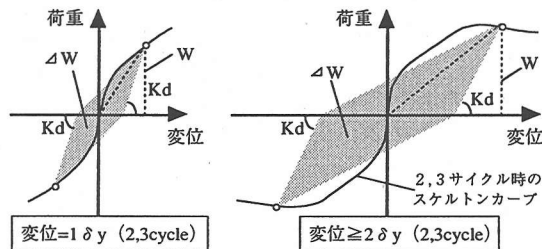


図-37 鋼管の軸力分布 (D15-3)



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

$$\text{除荷勾配: } K_d = K_y \left(\frac{\delta y}{\delta_{max}} \right)^\beta \quad \beta = 0.4 \text{ とする}$$

$$K_y = \frac{P_{cr} + P_y}{\delta_{cr} + \delta y} \quad \begin{array}{l} P_{cr} : \text{ひび割れ荷重 (計算値)} \\ P_y : \text{降伏荷重 (実験値)} \\ \delta_{cr} : \text{ひび割れ変位 (計算値)} \\ \delta y : \text{降伏変位 (実験値)} \end{array}$$

図-38 武田モデル¹¹⁾を用いた
等価減衰定数の算定方法

1 cycle時の軸力分布を見ると、繰返しによる応力変動も少なく、RCはり理論での降伏時ひずみ分布と対応している。一方曲げひび割れが卓越した+3 cycleでは、一体としてのひずみ分布からかけ離れた圧縮軸力となり、繰返しにより徐々に圧縮軸力が增大している。以上のことから、はり型模型と同様に大変形時での鋼管の軸方向力の挙動は、修正累加強度で仮定する鋼管の挙動に近づく。

g) 等価減衰定数

図-38に示す方法で各変位サイクルで算定した等価減衰定数と部材角の関係を図-39～41に示す。図中には、振幅変位を鉄筋と鋼管下縁降伏時の変位で除した値（塑性率）と、試験で得られた2,3サイクルでの骨格曲線に対し武田モデル¹¹⁾での復元力特性を与えて求めた等価減衰定数の計算値も併せて示している。除荷勾配算定に用いた塑性率は鋼管と鉄筋の両者の降伏変位で定義し、 β の値は0.4を用いた。塑性率が4～5、部材角で3/100程度まではほぼ計算値と同等であるが、それ以降は計算値よりも大きな値となっている。このことから、塑性率が5程度までは復元力特性に武田モデルを用いても履歴吸収エネルギー

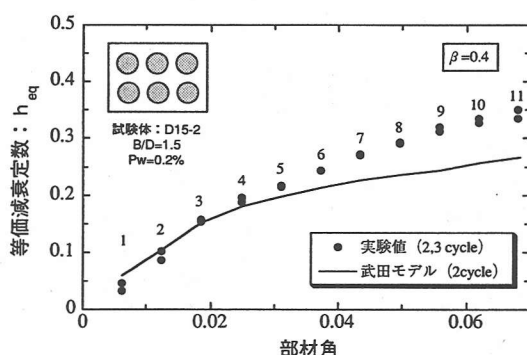


図-39 等価減衰定数と部材角 (D15-2)

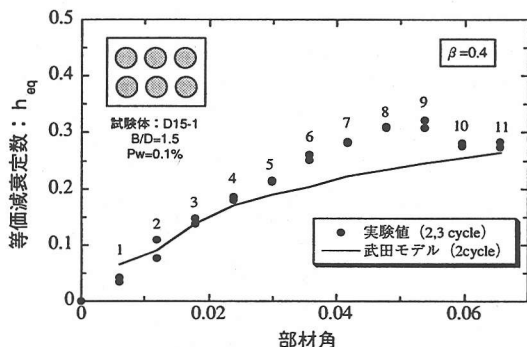


図-40 等価減衰定数と部材角 (D15-1)

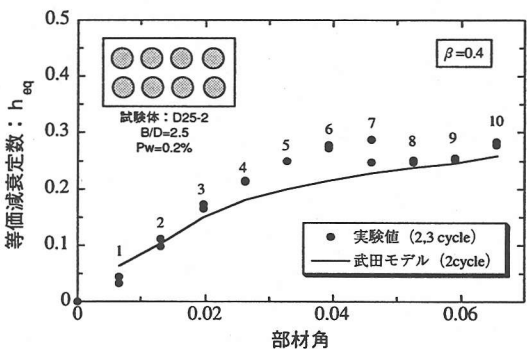
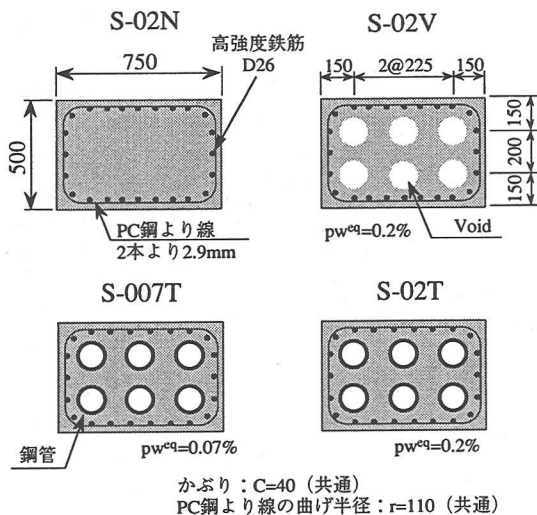


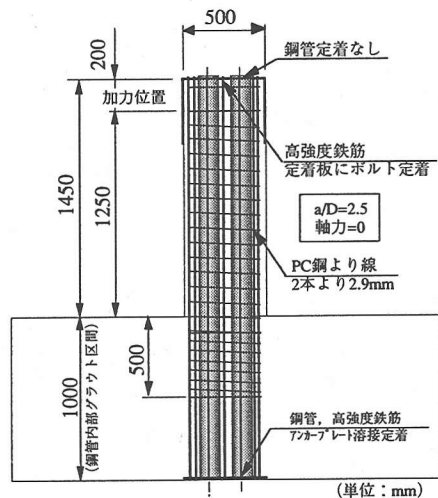
図-41 等価減衰定数と部材角 (D25-2)

ギーを等価に評価することができる。また塑性率が5以上の大変形時には武田モデルでの復元力特性より大きな履歴吸収ができる構造といえる。

等価帯筋量が0.1%では部材角 $R=5/100$ 以降、主鉄筋座屈後の損傷が大きくなるため、わずかに等価減衰定数が他の試験体に比べて小さい。このことから靱性補強するPC鋼より線の等価帯筋量は少なくとも0.2%程度あれば、通常RCよりも良好な履歴吸収性能を得られる。また扁平率(B/D)が2.5の場合も同様に、主鉄筋座屈に伴うかぶりの剥落により、等価減衰定数の低下が部材角 $5/100$ 以降認められる。しかしながら、いずれの場合も部材角 $5/100$ までは通常RC(0～0.30)¹²⁾と同程度の履歴吸収が期待できる。



図一 42 試験体断面配筋図



図一 43 構造配筋図（側面図）

5. 柱型模型によるせん断試験

(1) 試験体および加力方法

a) 試験体

橋脚においてせん断力は地震時に生じることから、繰返し加力でのせん断破壊試験とし、せん断耐力や鋼管ならびにPC鋼より線のせん断力負担を確認することとした。せん断試験のパラメータとして、ボイドならびに鋼管の有無の影響と、PC鋼より線の量とした。本構造ではPC鋼より線を主鉄筋外周のみに巻き付ける構造であるため、多量のPC鋼より線を配置することは難しい。そこで等価帯筋比0.2%を標準値とし、それより少ない0.07%の2種類とした。0.07%は本試験体でPC鋼より線の巻付け間隔が断面高さの1/2に相当するため、PC鋼より線の最小巻付け量と考えたためである。

試験体断面の扁平率 (B/D) は、橋脚高さが40～60mで1.5が標準となることより、これに合わせた。高橋脚におけるせん断スパン比 (a/D) は少なくとも4.6以上であったが、せん断スパン比を大きくしてせん断破壊させることは曲げ補強量が大きくなり、付着割裂破壊を起こす可能性がある。逆にせん断スパン比が3以下となると、一般的にコンクリートのせん断負担分が増加する¹³⁾ ため、この影響を最小とする必要もある。高橋脚と同程度のコンクリート強度が得られ、せん断破壊するよう配慮するため、この両者を勘案しせん断スパン比を2.5とした。

試験体一覧¹⁴⁾ と試験体断面図および構造配筋図をそれぞれ表一10、図一42、43に示す。鋼管の有無に関わらず、曲げ耐力がほぼ等しくなるよう配慮した。

表一 10 せん断試験体一覧

試験体名	鋼管	PC鋼より線		
		巻付け間隔	帯筋量 P_w^{net}	等価帯筋量 P_w^{eq}
S-02N	なし	@90mm	0.04%	0.2%
S-02V	なし (ボイド)	@90mm	0.04%	0.2%
S-007T	あり	@250mm	0.014%	0.07%
S-02T	あり	@90mm	0.04%	0.2%

表一 11 コンクリートの配合

水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
58.1	51.6	168	289	940	890

最大骨材寸法：13mm

表一 12 コンクリートの材料試験結果

試験体	S-02N	S-02V	S-007T	S-02T
圧縮試験 (N/mm ²)	42.9	43.8	43.4	44.8
引張試験 (N/mm ²)	3.23	3.80	3.64	3.39
弾性係数 (×10 ³ N/mm ²)	29.3	29.8	29.2	28.5
材令 (日)	82	89	102	111

表一 13 鋼材の材料試験結果

	主鉄筋 *1)	鋼管 (SS400) *2)	PC鋼より線
	D26	$\phi=114.3$, $t=2.8$	2.9mm 2本より
弾性係数 *3)	213.8	211.8	219.7
降伏応力度 (N/mm ²)	1,057 *4)	274	1,852 *5)
引張強度 (N/mm ²)	1,178	416	2,032

*1) 高強度鉄筋 (SBPD930/1080)

*2) 鋼管引張試験は、JIS2202 12号片で材軸方向に行った。

*3) 鉄筋、PC鋼より線は公称断面積を、鋼管はノギスで計測した厚さと幅で面積を求めた。ひずみはひずみゲージで求めた。

*4) 0.2%永久ひずみに対する耐力より求めた。

*5) より線方向にひずみゲージを貼付して測定した。

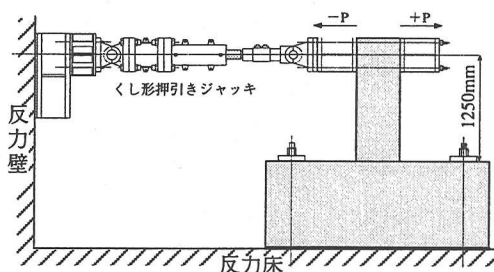


図-44 加力装置

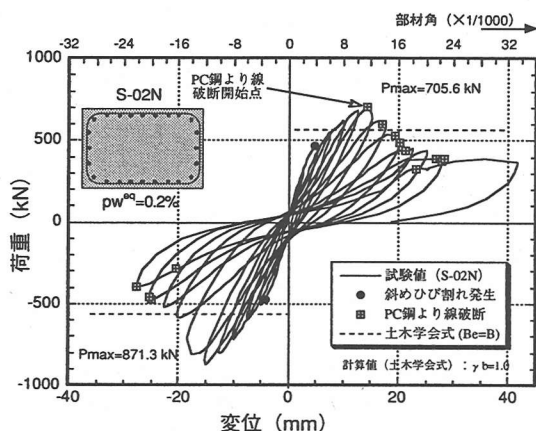


図-45 荷重-変位関係 (S-02N)

各試験体の全鉄筋比 p_g は 3.11 ~ 3.40% で鋼管を有する試験体の全鋼管比 p_s は曲げ試験と同様 (1.57%) である。試験区間の鋼管内部は実状とあわせ中空とし、フーチング内のみ無収縮モルタルで充填している。また鋼管下端は鉄板に溶接定着し、上端では特別な定着はしていない。主筋はせん断破壊を先行させるため、高強度鉄筋 D26 (SBPD930/1080) を用い、下端は溶接定着、上端はボルト定着を行った。

b) 加力方法

加力装置を図-44 に示す。加力制御は部材角 (R = 加力点水平変位 / 柱高さ) で 2/1,000 刻みで $R=3/100$ まで繰り返し水平加力した。これは事前に行った非線形 FEM 解析結果からせん断破壊時の変位を求め、十分な繰り返し回数となるよう配慮したためである。また本構造橋脚の軸力レベル (σ) は試設計算結果から $\sigma_c=1.0 \sim 1.5 \text{ N/mm}^2$ と小さいことと、軸力を導入することによりせん断耐力を過大に評価しないためへの配慮¹⁴⁾ から、軸力は導入していない。

c) 使用材料

コンクリートは呼び強度 24 N/mm^2 、粗骨材最大寸法は 13 mm で普通ポルトランドセメントを用いた AE コンクリートを用いた。コンクリートの配合を表-11 に、材料試験結果を表-12 に示す。使用した鋼材の種類と引張試験結果を表-13 に示す。

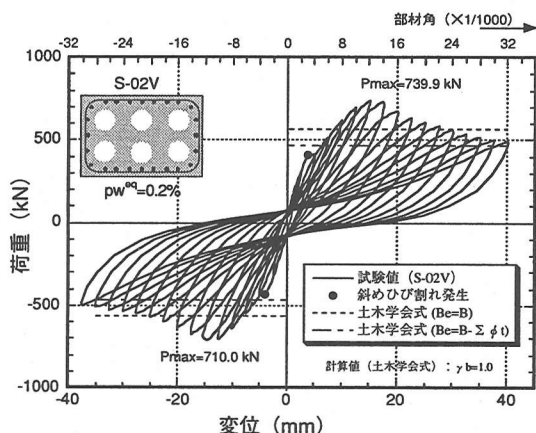


図-46 荷重-変位関係 (S-02V)

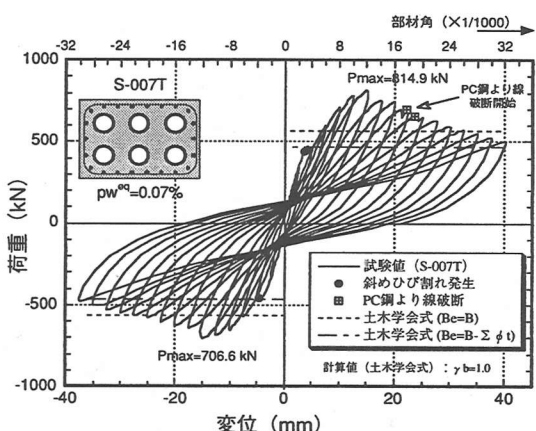


図-47 荷重-変位関係 (S-007T)

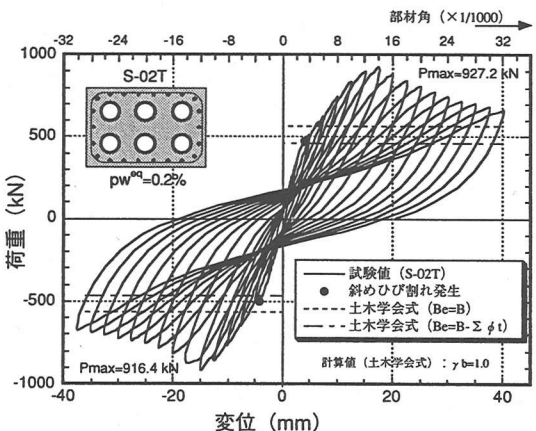
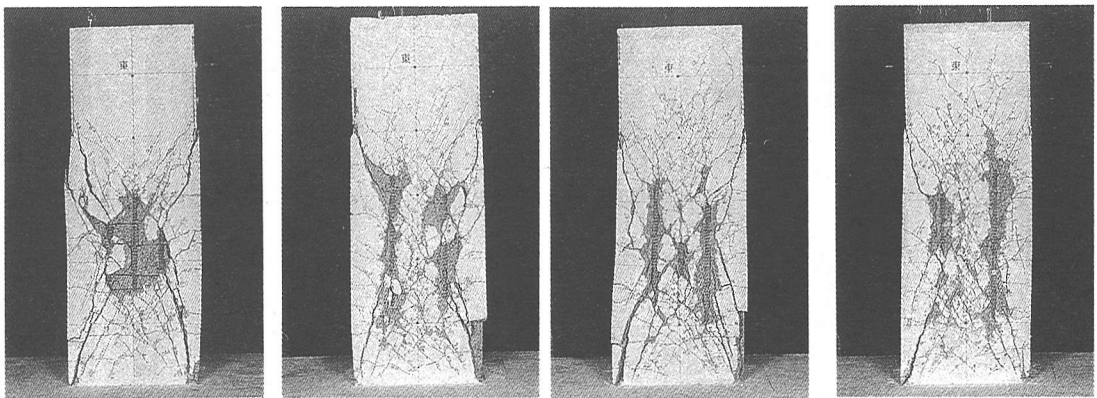


図-48 荷重-変位関係 (S-02T)

(2) 試験結果

a) 荷重-変位関係

荷重-変位曲線を図-45 ~ 48 に示す。図中には鋼管のせん断力負担を無視したコンクリート標準示方書²⁾によるせん断耐力の計算値も示してある。計算



試験体S-02N

試験体S-02V

試験体S-007T

試験体S-02T

写真－6 セン断試験体側面（加力終了後）

表－14 諸荷重一覧

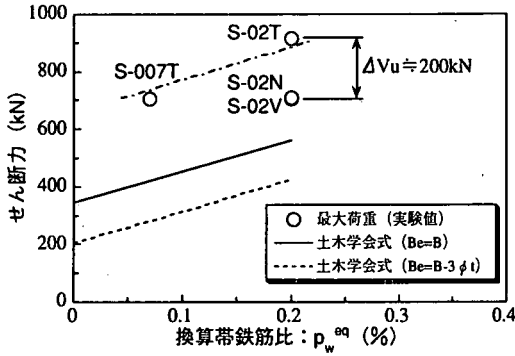
試験体	斜めひび割れ発生荷重 () 内：負荷重時			PC鋼より線の降伏				最大荷重 () 内：負荷重時			
	1) 実験値 (kN)	2) 計算値 Vc'.cal (kN)	実/計	実験値 3)		4) 計算値 (Vc'+Vpc)cal (kN)	実/計	実験値		5) 計算値 (Vu.cal) (kN)	実/計
				降伏荷重 (kN)	部材角 (+：正) (-：負)			最大荷重 (kN)	部材角 (+：正) (-：負)		
S-02N	470 (471)	344	2.26 (2.26)	681	+10/1000	563	1.59	706 (871)	+12/1000 (-12/1000)	563	1.25 (1.55)
S-02V	411 (432)	206	3.31 (3.48)	698	+12/1000	425	2.03	740 (710)	+12/1000 (-12/1000)	425	1.74 (1.67)
S-007T	441 (457)	206	3.56 (3.69)	672	-12/1000	285	3.31	815 (707)	+12/1000 (-12/1000)	285	2.86 (2.48)
S-02T	472 (499)	206	3.81 (4.02)	848	-16/1000	425	2.47	927 (916)	+14/1000 (-12/1000)	425	2.18 (2.16)

- 1) 目視観察により行った。 2) 鋼管部分を除いた有効幅を用いて計算し、曲げ補強筋の影響に鋼管は含めていない。
 3) PC鋼より線の材料試験結果から求めた0.2%耐力を弾性係数で除した値にひずみが達したときと定義。
 4) 有効幅を考慮したコンクリートのせん断負担分+帯鉄筋のせん断負担分。 5) 4)と同値。 鋼管は考慮せず。

ではせん断補強筋の強度としてPC鋼より線の材料試験結果に基づく降伏強度を用いている。コンクリート負担分については全幅有効とした場合と、鋼管幅部分を無視した有効幅による場合の両者を示した。いずれの試験体も斜めひび割れは $R = \pm 4/1,000$ 時で発生した。試験体S-02Tでは部材角 $R = 14/1,000$ で、それ以外はいずれも部材角 $R = \pm 12/1,000$ で計算耐力に比べてはるかに大きな最大耐力を発揮した。充実断面の試験体S-02Nは最大耐力時にPC鋼より線が破断し、その後も徐々に破断していき耐力も大きく低下する。それ以外の試験体は急激な低下がみられなかった。それは他の試験体では鋼管或いはボイド側方のかぶりコンクリートが剥落し、PC鋼より線の付着がゆるんだため破断は極めて少ないか或いは破断に至らなかったことが一因として考えられる。特に鋼管を有する試験体は、せん断破壊ではあっても最大荷重後も比較的ダクタイルな性状を示している。各試験体の試験終了後の破壊状況を写真－6に示す。

充実断面の試験体S-02Nの場合、繰り返し加力により2方向にせん断ひび割れが入っており、PC鋼より線の付着切れや破断により拘束を解放された中腹部コンクリートかぶりが剥落すると考えられる。一方、中空断面(S-02N, S-007T, S-02T)の場合、コンクリートの断面欠損部はせん断応力が高くなり易いため、全体のせん断ひび割れとは別にこのコンクリート欠損部に局所的に斜めひび割れが入り鋼管或いはボイド側方に沿う形で成長する。繰り返し加力により局所2方向にひび割れた部分はかぶり部分が終局時に剥離していく。なお、いずれの試験体も主鉄筋は降伏に至っていない。

諸荷重一覧を表－14に示す。斜めひび割れ発生荷重は各試験体とも大きな差はないが、ボイドを有する試験体S-02Vは若干小さい。PC鋼より線の降伏は、充実断面の試験体S-02Nが最も小さい部材角で生じていた。最大荷重は正負のばらつきもあるが、試験体S-02Tが最も大きい。



図一 49 セン断耐力と等価帯筋量の関係

b) セン断耐力

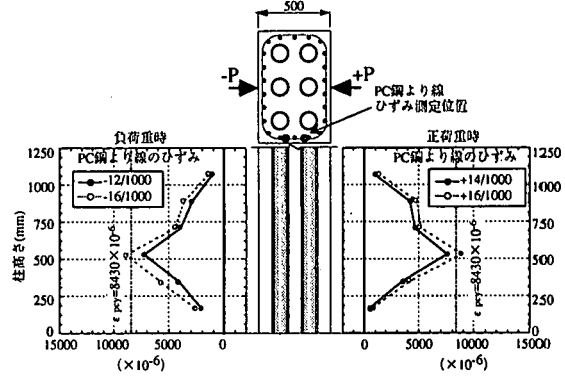
せん断耐力と p_w^{eq} の関係を図一 49 に示す。せん断耐力は各試験体とも正負の内小さい方で定義した。図中にはコンクリート標準示方書によるコンクリートと PC 鋼より線のせん断負担分の計算値を参考に示した。なお、コンクリートせん断負担分算定の際、曲げ補強筋の影響に鋼管は含めていない。せん断耐力を正負の内小さい方と定義すると、試験体 S-02N と S-02V の比較からボイドによる影響は殆どない。また試験体 S-007T と S-02T の比較から p_w^{eq} による補強効果は認められ、計算値での帯鉄筋量による強度増分の割合と同等である。試験体 S-02T と S-02V の耐力差が鋼管の影響であり、約 200kN のせん断強度増加を示していた。

c) PC 鋼より線のひずみ分布

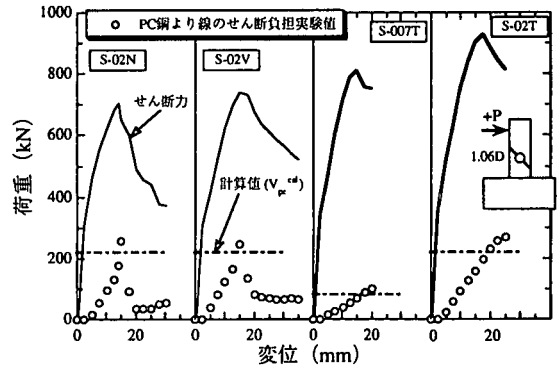
試験体 S-02T における最大荷重時と側面のコンクリートの剥離開始点 (部材角 $R=16/1000$) での PC 鋼より線のひずみ分布を図一 50 に示す。PC 鋼より線は最大荷重時にはほぼ降伏ひずみに達しており、柱高さ $1.0D$ ($D=500\text{mm}$) 付近で卓越している。このことから最大荷重時にはほぼ PC 鋼より線は全強度を発揮していたといえる。またウェブコンクリートが剥離する段階では、最大荷重時に比べややひずみが大きいですが、分布はあまり変わらない。また他の試験体でも同様の傾向を示していた。

d) セン断力負担割合

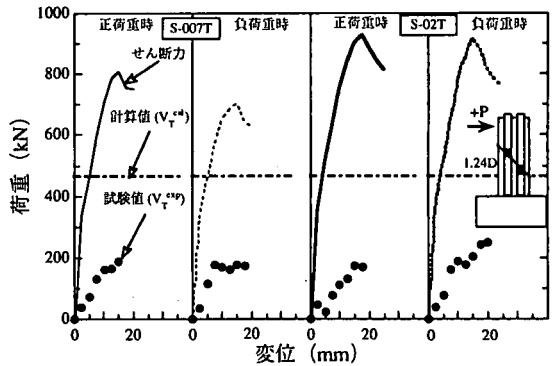
各試験体における PC 鋼より線のせん断力負担を図一 51 に示す。これは PC 鋼より線の測定ひずみに材料試験結果の弾性係数と断面積を乗じて 45° トラス理論により求めた値を示している。図中の破線は次式に示す式(1)で求めた降伏強度を発揮したときの PC 鋼より線のせん断負担分である。PC 鋼より線のせん断負担は変形とともに増加し、最大荷重時近傍 (部材角: $R=12/1,000$) ではほぼ全降伏強度を発揮していることがわかる。鋼管を有していない S-02N でも PC 鋼より線は全強度を発揮している。このことから鋼管の



図一 50 PC 鋼より線のひずみ分布



図一 51 PC 鋼より線のせん断負担



図一 52 鋼管のせん断負担

有無または鋼管量にかかわらず、斜め圧縮耐力より少ない帯筋量では PC 鋼より線は全強度を発揮すると考えられる。また最大荷重以後の PC 鋼より線のせん断負担分は低下するが、これは作用せん断力の低下に起因すると考えられる。

図一 52 には、式(2)に示す各試験体における鋼管のせん断力負担分を示す。鋼管は純せん断強度を発揮するまでに至っていない。なお、式(3)により求めた鋼管の純せん断強度 (V_{PC}^{cal}) も図中に示してある。

PC 鋼より線のせん断負担分

$$V_{PC}^{cal} = 2 \times A_{PC} \cdot \sigma_{py} \cdot d / (1.15 \cdot a) \quad (1)$$

鋼管のせん断力負担分

$$V_T^{exp} = [n_c \cdot \tau_{xy} \cdot (A_T/2)]_{com} + [n_l \cdot \tau_{xy} \cdot (A_T/2)]_{tens} \quad (2)$$

鋼管の純せん断強度

$$V_T^{cal} = (A_T/2) \cdot (\sigma_{ly} / \sqrt{3}) \times (n_c + n_l) \quad (3)$$

ここで、 A_{PC} 、 σ_{pcy} はそれぞれPC鋼より線の断面積、降伏強度、 d は有効高さ、 a はPC鋼より線の巻付け間隔である。また σ_{ly} は鋼管の降伏強度、 A_T は鋼管断面積、 n_c 、 n_l はそれぞれ圧縮側および引張側鋼管の各本数である。また試験値としての鋼管のせん断力負担分 V_T^{exp} は図中に示す区間で45°の破壊面を想定し、左右鋼管の負担せん断力の和として求める。貼付した3軸ひずみゲージによりウェブ位置でのひずみ (ϵ_x , ϵ_y , γ_{xy}) を求め、2軸の弾塑性応力-ひずみ構成式によりせん断応力度 τ_{xy} を求め、圧縮側と引張側を合算して算出した。

試験体S-02Tにおける鋼管の高さ方向のせん断力負担分布を図-53に示す。図中に示すように45°ひび割れ線に沿う左右鋼管の合せん断力を、その平均高さ位置でのせん断負担力として示している。各鋼管の負担せん断力は式(2)の方法により算出した。斜めひび割れ発生前でのせん断力負担分布は高さ方向に一樣であり、30～40kNの範囲となっている。最大耐力近傍での部材角12/1000、14/1000では、鋼管のせん断力負担は、せん断ひび割れの卓越する1/3～1/2柱高さ部で大きくなり、鋼管の有無の違いによるせん断耐力差である約200kNと同等の値であった。

6. まとめ

複合構造高橋脚を対象として、曲げ耐力に着目したはり型模型、変形性能に着目した柱型模型での繰り返し水平加力試験を行った。また本構造でのせん断耐力確認のため、柱型模型でのせん断破壊試験を行った。

今回の試験結果から、以下のことがいえる。

- (1) 鋼管の径厚比 (t/ϕ) が約3%と試設計より付着の観点から不利な試験体でも作用せん断応力度で約0.8N/mm²以下までは曲げ剛性、曲げ耐力を鋼管とコンクリートが一体として挙動すると仮定したRCはり理論では評価できる。その適用範囲は今回の試験で行った範囲、すなわち試設計橋脚の範囲である。また鋼管内部のグラウトはコンクリートと鋼管の付着性状に寄与し、曲げ耐力に影響を与える。最大耐力以降は鋼管と鉄筋コンクリート部との付着切れにより一体性は低下し、修正累加強度に漸近していく。
- (2) 最大耐力以降の鋼管の負担モーメントは、修正累

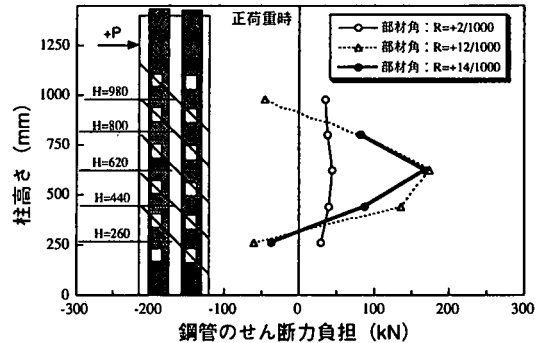


図-53 鋼管のせん断力負担分布 (S-02T)

加強度で仮定した値と結果的にはほぼ同値となる。鉄筋コンクリート部と鋼管との曲げ負担を累加した値は、ほぼ外力と釣り合い、第2サイクルでの耐力低下も評価できた。その適用範囲は(1)で述べた範囲である。

- (3) PC鋼より線の主鉄筋座屈防止効果は、断面形状が扁平になると低下するものの、主鉄筋座屈で定義した座屈靱性率は7程度を有する。主鉄筋が座屈しても鋼管の圧縮力負担により急激な耐力低下はなく、修正累加強度を下回る時点の変位を降伏変位で除した耐力靱性は約9程度を有する。等価帯筋量 p_{eq} が耐力靱性率に及ぼす影響は殆どない。
- (4) 部材角が3/100までの履歴減衰特性は、デクレイティングトリニア型の武田モデルでは評価でき、履歴減衰特性は通常のRC構造と同等である。
- (5) 同一変位での第2サイクル以降の耐力低下や鋼管の付着劣化に伴う耐力低下などの特徴を有する本構造に対し、設計に用いるスケルトンの構築やその際の履歴吸収エネルギーや残留変位を安全側に評価できるような履歴モデルの検討が今後の課題となる。
- (6) せん断補強筋として用いたPC鋼より線は、鋼管の有無に関わらずせん断耐力近傍で全強度を発揮する。またコンクリートのせん断力負担が設計値より大きいこともあり、土木学会のせん断耐力評価式にPC鋼より線の降伏強度を考慮したせん断耐力は、十分安全側にせん断耐力を評価する。
- (7) 断面内に鋼管を配置することにより、せん断耐力が配置しない場合に比べて大きくなるだけでなく、最大耐力以降の耐力低下はダクタイルとなる。
- (8) 実橋脚の設計に向け、設計せん断耐力評価式の整備に向けた検討が必要となる。

謝辞：本研究を実施するに当たり、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；委員長 東京大学岡村

甫工学部長)の皆様から多大な御指導をいただきました。ここに記して深謝いたします。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1987.
- 2) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 設計編，1996.
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12.
- 4) 黒正清治，小林克巳，光木史朗，熊谷仁志：鉄筋コンクリートはりのせん断終局強度に及ぼせん断補強量およびコンクリート強度の影響に関する実験，日本建築学会論文報告集，第373号，pp.83～91，1987.3.
- 5) 福原正志，黒正清治：鉄筋コンクリート部材における高強度せん断補強筋の補強効果に関する実験研究，日本建築学会論文報告集，第320号，pp.12～20，1982.10.
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990.2.
- 7) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集 第390号/V-8，pp.57～66，1988.2.
- 8) 町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集 第378号/V-6，pp.203～212，1987.2.
- 9) Fafitis, A. and Shah, S.P. : Lateral Reinforcement for High-Strength Concrete Columns, Publ.ACI, No.SP-87, pp.213～232, 1985.
- 10) Darwin, D. and Pecold, D.A. : Nonlinear Biaxial Stress - Strain Law for Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.103, No.EM2, pp.229～241, 1977.4.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) 江戸宏彰，武田寿一，表佑太郎：3層1スパン鉄筋コンクリート骨組みの動的破壊実験，日本建築学会関東支部第44回研究報告集，pp.44～48，1973.
- 15) 湯川保之，緒方辰雄，須田久美子，斎藤宗：中空断面鉄筋コンクリート高橋脚の耐震性能，土木学会論文集 No.613/V-42，pp.103～120，1999.2.
- 16) (社)土木学会：コンクリート標準示方書(平成3年版)改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向，コンクリートライブラリー70，p.66，1991.
- 17) 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.

(1998.9.8 受付)

A CYCLIC LOADING TEST OF COMPOSITE MEMBER

Yasuo IMAIZUMI, Masayuki WATANABE, Tatsuo OGATA, Koichi TANAKA
and Hajime OHUCHI

The composite bridge column aiming high-speed construction time, has significant features that several steel tubes are placed inside the section and high strength strand are set spirally. The cyclic loading test has focused on the moment capacity, composite action and placing effect of steel tubes using beam-type model, and the effect of lateral reinforcing ratio and width/depth ratio of cross section for ductility, and shear strength using column-type model.

The following result were obtained that the maximum moment capacity coincides with the calculated value assuming perfect bond action between steel tube and concrete, and the ductility was better. On the other hand, the behavior of shear failure was ductile due to the existence of steel tube.