

鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の開発（その1）

——橋脚模型の水平加力試験——

大内 一 入 沢 賢 一
小 嶋 克 朗

Steel Tube-Reinforced Concrete Composite Bridge Column (Part 1)

——Horizontal Loading Test——

Hajime Ohuchi Ken-ichi Irisawa
Yoshiro Kobatake

Abstract

A composite bridge column with steel tubes combined with reinforced concrete has been developed aiming not only for high-speed construction, but also skilled labor savings especially for high columns of heights 40 to 100 m. This type of bridge column has a number of significant structural features, i.e., ① several steel tubes placed in the reinforced concrete section, ② their anchorage consisting of steel tubes with spiral ribs provided on their external surfaces and ③ prestressing strand windings instead of lateral rebars. The present study has verified the effectiveness of the new type bridge column through a bond test of the steel tube with spiral ribs and a cyclic horizontal loading test with a column model designed on the basis of an actual bridge column to be constructed. The following were concluded: ① bond strength of 68 kgf/cm² which is three times the allowable design stress was obtained in the bond test, ② flexural loading capacity of 84 tf which is larger than the calculated strength of 64 tf by superposed equation was obtained to be in good agreement with the theoretical value assuming perfect bond with steel tubes, and ③ displacement ductility and energy absorption characteristics of the composite specimen were ascertained to be superior compared with those of the reinforced concrete specimen.

概 要

高橋脚の省力化、急速施工を目指した鋼管・コンクリート複合構造高橋脚は、複数の鋼管を断面内に配置していること、帯筋の代わりにPCストランドを巻付けていること、更にフーチングや桁への鋼管の埋込みはリブ付鋼管を用いて簡便な定着としていること、等の構造的長を有する。本研究では、日本道路公団大分自動車道横道橋下部工をプロトタイプとし、鋼管定着部の付着性能確認を目的としたリブ付鋼管の付着試験、並びに橋脚模型の耐震性に関する基礎的試験を行い、新構造形式の妥当性を確認した。その結果、定着部リブ付鋼管の付着強度として、設計で用いる地震時許容応力度の約3倍に相当する68 kgf/cm²を得た。また水平加力試験では、累加強度計算値64 tfに比し84 tfの耐力を得、鋼管との完全付着を仮定した梁理論値と一致する一方、変位靱性能及びエネルギー吸収性能についてもRC型試験体との比較でより優れていることを確認した。

1. 序

鋼管・コンクリート複合構造高橋脚は、30～100 m 級の高橋脚の省力化・急速施工を目指した工法として期待されている。図-1に示すように、経済性や設計施工上の利便性から断面内には複数の鋼管が用いられ、さらに急速施工や鉄筋工削減という点から帯鉄筋に代わり、PCストランドの巻き付けが採用されている。また鋼管の定着部には外面スパイラルリブ付鋼管を用いた簡便な定着が図られている。

この種の橋脚は、現在日本道路公団大分自動車道横道橋下部工工事に採用されている。本下部工に対して許容応力度設計がなされ、コンクリートと鋼管の完全一体挙動を前提に、応力度の検討がなされている。最小帯筋量で決まるPCストランド補強量は、その強度と拘束剛性を

を考慮し、 $p_w=0.1\%$ としている。またスパイラルリブ付鋼管による定着部の設計は、コンクリートの許容付着応力度と鋼管の降伏軸力によって定着長を決めた上で、付着割裂破壊防止用に周囲にリング筋が配されている。

本研究は当下部工をプロトタイプとして、事前に構造性能に関する基礎実験を実施し、その有効性を検討したものである。これは外面スパイラルリブ付鋼管と定着部コンクリートとの付着性状を調べる試験と、高橋脚全体の耐震性を調べる水平加力試験からなっている。最初の外面スパイラルリブ付鋼管の付着試験では、①スパイラルリブ付鋼管の定着性能、及び②鋼管周囲の補強効果を確認する。第2の水平加力試験は、正負繰返し载荷を受ける高橋脚の耐震性に着目し、①鋼管を用いた複合構造の有効性及び②帯筋へのPCストランドの適用性を検討するものである。またこの試験では、付着試験で確認で

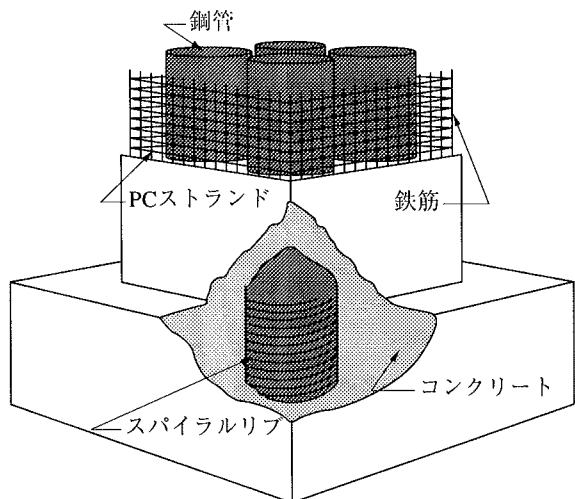


図-1 鋼管・コンクリート複合構造概要

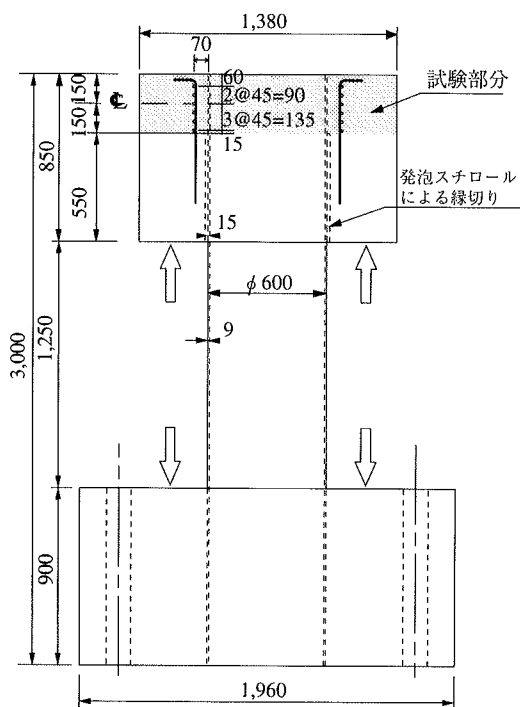


図-2 配筋図 (B-R 試験体)

きない実際の定着長を用いたスパイラルリブ付鋼管の定着の健全性も併せて検討する。

2. 外面スパイラルリブ付鋼管の付着試験

2.1 試験内容

2.1.1 試験体 コンクリートに付着割裂ひび割れが発生し、付着強度を低下させるのを防ぐため、実橋脚鋼管周りにはリング補強筋が配置されている。本試験ではこのリング補強筋の効果も併せて確認するため、補強筋有 (B-R) と無し (B-0) の2体を作製した。鋼管は、実橋脚の定着部で使用する外面スパイラルリブ付鋼管

表-1 コンクリートの示方配合と材料試験結果

W/C(%)	S/a(%)	単用量(kgf/m ³)					圧縮強度(kgf/cm ²)	弾性係数(kgf/cm ²)	割裂強度(kgf/cm ²)	材令(日)
		W	C	S	G	AE減水剤				
60.3	51.4	178	295	919	878	0.959	320	2.53×10 ⁵	28.6	21

F_c=300 kgf/cm², 早強ポルトランドセメント, G_{max}=13 mm

表-2 リブ付鋼管の仕様と引張試験結果

種別	公称径	公称肉厚	引張強度(kgf/cm ²)	伸び(%)	降伏強度(kgf/cm ²)	弾性係数(kgf/cm ²)
SKK490	600 mm	9 mm	5,289	23.1	3,856	2.09×10 ⁶

表-3 鉄筋の引張試験結果

規格	呼び名	引張強度(kgf/cm ²)	伸び(%)	降伏強度(kgf/cm ²)	弾性係数(kgf/cm ²)	用途
SD345	D13	5,170	19.6	3,436	1.92×10 ⁶	リング補強筋
	D19	5,771	17.5	3,855	1.89×10 ⁶	上スタブ内縦筋および上筋

表-4 諸荷重

試験体	B-R リング補強筋有	B-0 リング補強筋無
	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)
破壊状況		
上スタブ天端の鋼管に沿うひび割れ	20.2	18.0
上スタブ天端の放射状のひび割れ	57.5	53.6
上スタブ側面の鉛直方向のひび割れ	57.5	53.6
最大荷重	68.1	56.1

φ1,400×t19 (径厚比74) を念頭に置き、実験規模、市販製品を勘案し φ600×t9 (同67) を使用する。相似則に基づき設計されたリング補強筋は、D13の溶接併合型リング筋を45 mmピッチで配置する。鋼管周囲のコンクリート巻厚については、偏心を少なくすること、載荷装置の取付けなどを考慮して、橋脚断面程度とした。実際のフーチングははるかに大きな断面であり、従って安全側で付着強度を評価することになる。

以上のようにして設計した試験体の形状寸法配筋を図-2に示す。ここに載荷能力の関係から、試験区間は上スタブ端から300 mm (0.5D) の区間とする。なお鋼管内は実橋脚と合わせ、コンクリート充填とした。

2.1.2 使用材料 コンクリートの示方配合と付着試験材令での材料試験結果を表-1に、スパイラルリブ付鋼管の引張試験結果を表-2に、また鉄筋の引張試験結果を表-3に示す。

2.1.3 試験方法 上下スタブ間にセットする4台の300 tf ジャッキを用いて上スタブを押上げることにより、リブ付鋼管を引き抜く。載荷は4台のジャッキ荷重が一樣となるよう1台のポンプで連動制御しながら単調載荷する。最大荷重近傍までは荷重制御で、その後は変位制御で載荷する。

計測については、変位はコンクリートと鋼管の相対す

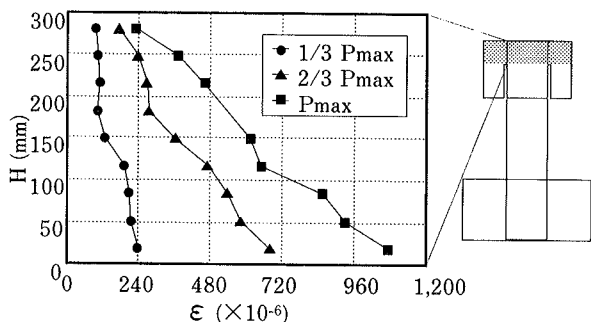


図-3 鋼管鉛直ひずみ分布（試験体 B-R）

べり量を試験区間（300 mm）上下端円周方向3断面で測定する。なお下端のすべりは埋込みパイプ中の鋼棒をスタブ下側まで引き出し、同一治具に取付けた高感度変位計で独立に測定して変位の差として求める。

2.2 試験結果

2.2.1 破壊状況 諸荷重を表-4に示す。最初に上スタブ天端の鋼管に沿って発生（付着切れによる）した後、放射上の付着割裂ひび割れが発生する。B-0試験体は、この付着割裂ひび割れが発生した直後に最大荷重に達する。一方B-R試験体は、このひび割れが発生した後も、荷重は若干増加する。リング補強筋がひび割れの成長を抑制したと思われる。なお表中の荷重は全引き抜き荷重を全付着面積で割って求めた平均付着応力度で定義する。

図-3にはB-R試験体を例に、鋼管の鉛直ひずみ分布を示す（各々円周方向3断面の平均値）。鋼管上部（自由端近傍）を除き、総じて直線分布を示す。その勾配は付着応力に対応しており、試験区間内では比較的一様な付着応力の作用していることが予測される。

2.2.2 付着応力-すべり関係（ τ -S 関係） 両試験体の τ -S関係を図-4に示す。ここに付着応力 τ とすべりSは以下の式で定義する。

$$\tau = \sum P_i / \pi D L, \quad S = (S_u^{av} + S_l^{av}) / 2$$

$\sum P_i$: 4台のジャッキ荷重の合計

D : 鋼管径 (600 mm)

S_u^{av}, S_l^{av} : 試験区間のそれぞれ上下端でのすべりで、円周方向3断面の平均値

ここに、4台のジャッキのバラツキは最大10%程度であるが、円周方向3断面のすべりに大差はなく、軸対象荷がなされている。表-4にも示したように、付着強度としてB-0試験体：56 kgf/cm²に対し、B-R試験体：68 kgf/cm²と約2割の増加を示した。設計に用いた地震時許容付着応力度24 kgf/cm²は弾性域にあり、且つこれに対し2.8倍の強度を有することになる。

3. 橋脚模型の水平加力試験

3.1 試験内容

3.1.1 試験体 日本道路公団大分自動車道横道橋橋脚をプロトタイプとして、橋軸方向の地震力を対象に試験体の設計を行う。定着部に用いるリブ付鋼管に小径の

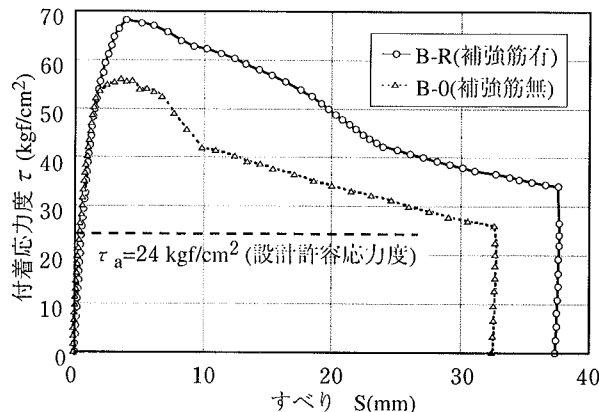


図-4 付着応力-すべり関係

製品がない、複数の大径鋼管を用いた実験は大規模となる等の理由から、付着試験と併せ $\phi 600$ の鋼管1本を用いた断面とする。ここに、コンクリートを介した複数鋼管の合成作用を1本の鋼管に置換することは、実橋脚の場合鋼管とコンクリートの付着応力度は終局時でも4.5 kgf/cm²と比較的低いことによる。また鋼管定着部については、終局時には実橋脚、模型とも基部鋼管の大部分は引張降伏し、従って定着部鋼管断面には広範囲にわたって一様引張応力が作用すると考えることによる。そこで、実橋脚と次の条件を合わせて試験体の設計を行う。

① S断面の全断面に体する終局モーメント比：0.47

② 橋脚上下端での設計曲げモーメントとせん断力より代表的なせん断スパン比：4.5

③ 弾性応力分布に基づく終局時せん断応力度：7.1 kgf/cm²

試験体は模型である鋼管・コンクリート試験体H-SRCと、比較のための曲げ耐力及び横補強筋量を同様にした鉄筋コンクリート試験体H-RCの2体とした。なおH-RC試験体は、通常の指針¹⁾に従い主筋の定着はフック付定着を持つ十分な定着長(38D)を確保した。また横補強量は $p_w \sigma_y$ で定義する(p_w :横補強筋比, σ_y :補強材の降伏強度)。ここに p_w は最小せん断補強で決まっており、従って、H-RC試験体の場合0.2%となる。H-SRC試験体ではPCストランドの全強を採用することにし、従ってプロトタイプに比し半分程度の補強量となっている。

以上のようにして設計した試験体の形状寸法配筋を図-5、図-6に示す。なおH-SRC試験体は、実橋脚基部と合わせ鋼管内は全てコンクリートで充填する。

3.1.2 使用材料 各材料の仕様及び試験結果を表-5～表-8に示す。なおコンクリートの示方配合は表-1に示したものと同様である。

3.1.3 試験方法 載荷装置を図-7に示す。柱頂部に一定軸力 $N=144$ tf (設計軸圧縮応力度：15 kgf/cm²)を載荷した後、変位制御により水平載荷を行う。部材角 $R=1/200, 1/100, 2/100, 3/100, 4/100, 5/100$ でそれぞれ2サイクルの正負繰り返し載荷の後、正側で最終破壊にいたらせる。

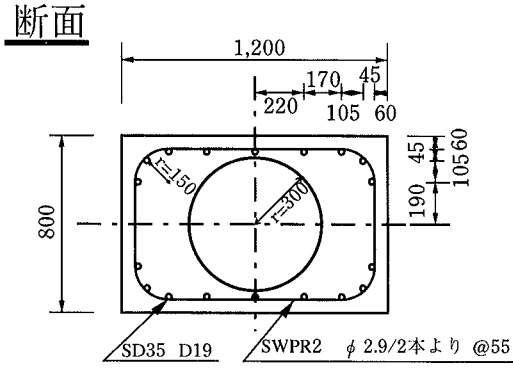


図-5 形状寸法配筋 (H-SRC 試験体)

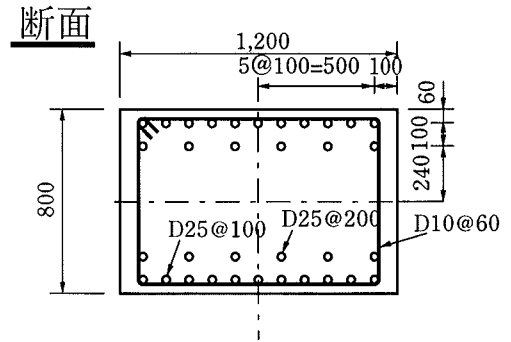


図-6 形状寸法配筋 (H-RC 試験体)

3.2 試験結果

3.2.1 荷重-変位関係と破壊経過 図-8, 図-9に得られた荷重-変位関係を示す。H-SRC 試験体については $R=1/200$ で曲げひび割れ, せん断ひび割れが発生する。 $R=3/100$ の第1サイクルで最大荷重に達した後, 基部で圧壊が始まり, $R=4/100$ でかぶりが外側へはらみだす。 $R=5/100$ では主筋座屈が目視観察され, 一部のPCストランドが破断した。しかしながらその後もPCストランドの拘束効果やコア部の鋼管により, ジャッキストローク能力で決まる最終加力時 ($R=7.9/100$) でも最大荷重の71%の耐力を保持した。

H-RC 試験体の場合には, 破壊経過はほぼ同様であるが, $R=4/100$ で主筋の座屈とともにコンクリートが広範囲に渡って剝落する。それ以降の繰返しに対しダメージは大きくなり, 急激に耐力は低下する。

3.2.2 諸荷重 正加力時を対象とした諸荷重と靱性率を表-9に示す。表中の計算値は, 鉄筋, 鋼管ともコンクリートと一体に挙動するとして, 平面保持則を適用して求めたモーメント-曲率関係による。ここに鋼管と鉄筋はバイリニア型の応力-ひずみ関係を, コンクリートは軟

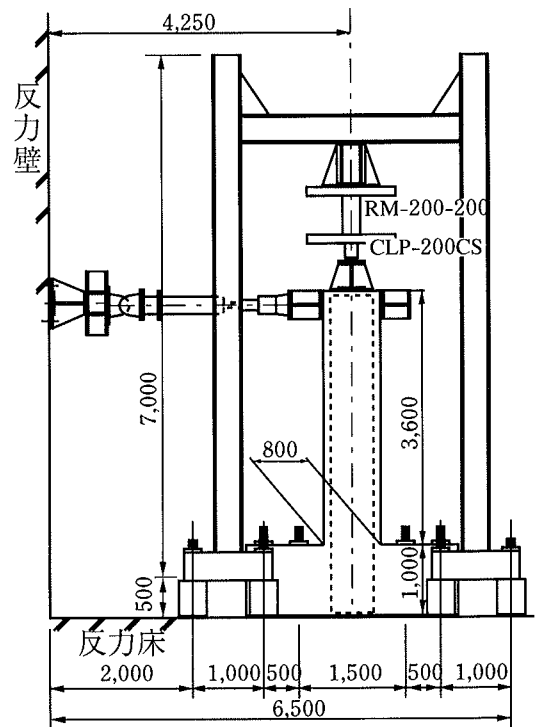


図-7 荷重装置

表-5 コンクリート材料試験結果
(水平加力試験時)

試験体	部位	圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	材令
H-SRC	下スタブ	345	2.41×10 ⁵	25.3	38
	柱下部	370	2.75×10 ⁵	28.0	38
	柱上部	356	2.20×10 ⁵	23.1	34
H-RC	下スタブ	355	—	29.7	53
	柱下部	370	—	28.6	53
	柱上部	329	—	30.6	49

表-6 鋼管引張試験結果

種別	公称厚み	引張強度 (kgf/cm ²)	伸び (%)	降伏強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	用途
SKK490 (リップ付)	9 mm	5,289	23.1	3,856	2.09×10 ⁶	定着部
SKK400 (普通)	9 mm	4,744	27.0	2,891	1.92×10 ⁶	柱部

弾性係数、降伏強度は0.2%残留ひずみを与える弾性線により決定

表-7 鉄筋引張試験結果

規格	呼び名	引張強度 (kgf/cm ²)	伸び (%)	降伏強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)	用途
SD345	D10	5,021	19.4	3,275	1.93×10 ⁶	H-RC 帯筋
	D19	5,771	17.5	3,855	1.89×10 ⁶	H-SRC 主筋
	D25	5,977	24.3	3,781	1.93×10 ⁶	H-RC 主筋

表-8 PC スtrand引張試験結果

種類	呼び名	降伏強度 (kgf)	降伏ひずみ (μ)
PC 鋼より線 2本より	2.9 mm 2本より	2,513	11,631

中央部より線方向各々2枚づつ計4枚のゲージを貼付しその平均値でひずみを算出、降伏ひずみはP-ε曲線と0.2%残留ひずみを与える弾性線の交点により定義

表-9 諸荷重 (正加力時)

項目	No.	H-SRC			H-RC		
		実験	計算	実/計	実験	計算	実/計
初期弾性剛性 (tf/mm)	10.7	12.6	0.85	13.0	13.2	0.98	
ひび割れ発生荷重 (tf)	14.2	16.3	0.87	14.0	16.3	0.86	
降伏荷重 (tf)	鉄筋	70.3	64.7	1.09	79.1	70.7	1.12
	鋼管	70.3	71.4	0.98	—	—	—
最大荷重 (tf)	—	84.1	80.3	1.05	84.9	78.2	1.09
	—	—	63.3 (累加強度)	1.32	—	—	—
最大変位	変位 (mm)	234.0	—	—	178.0	—	—
	塑性率	8.3	—	—	7.9	—	—
	部材角	1/14.6	—	—	1/19.2	—	—

化域まで考慮した応力-ひずみ関係を用いる。初期弾性剛性の算定に用いる実験水平変位は、主筋の抜け出しによる基部回転成分を除去して求めた。最大荷重は当然両試験体ともほぼ同様であるが、ひずみ効果を考慮していない計算値より5~9%高くなっている。H-SRC試験体にはRCとSの個々の耐力を重ね合せた累加強度²⁾を参考に示したが、実験値ははるかに高い。荷重-変位関係の包絡線より求まる最大荷重の80%時の変位で定義した最大変位は、H-SRC試験体はH-RC試験体に比し30%増となっている。

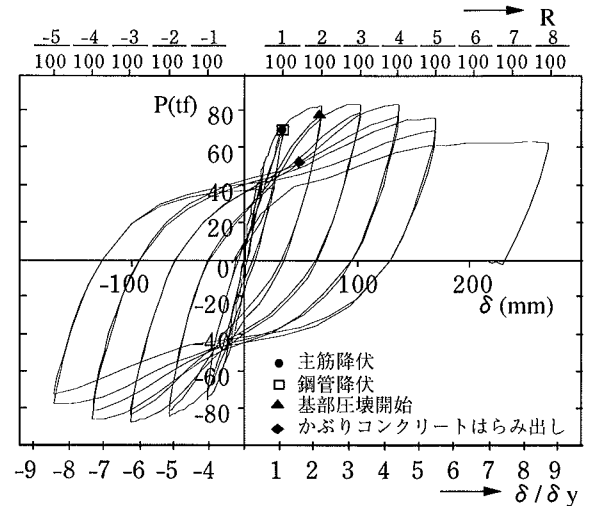


図-8 荷重-変位関係 (H-SMC 試験体)

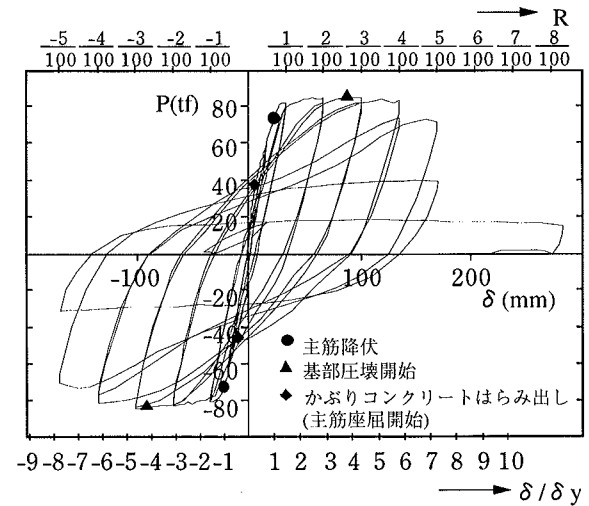


図-9 荷重-変位関係 (H-RC 試験体)

3.2.3 ひずみ性状 H-SRC試験体について、図-10に引張主筋ひずみ分布を、図-11、図-12には鋼管の引張及び圧縮縁ひずみ分布を示す。鋼管引張縁ひずみは大小の違いこそあれ引張主筋ひずみと同様な分布を示す。R=4/100以降は計測不能部分が増えるため十分な分布形が得られないが、降伏領域は一樣に広がり、少なくとも柱断面高さ程度まで及んでいる。図-12の鋼管圧縮縁ひずみはR=2/100までは柱曲げモーメントに対応した分布を示すが、R=3/100以降ピークは上方に移行し、基部は引張側に減少していく。これはコンクリート圧壊及び主筋座屈に伴い、鋼管に大きな圧縮力が作用して最終的には座屈することによる。実際、試験終了後にコンクリートをはつり出したところ、象足状の座屈が観察された(写真-1)。なお、H-RC試験体の主筋ひずみ分布は、H-SRC試験体とほぼ同様であるが、降伏域の広がり若干大きい。

基部より200 mm高さにある柱断面内でのひずみ分布を図-13、図-14に示す。ひび割れ発生及び位置との

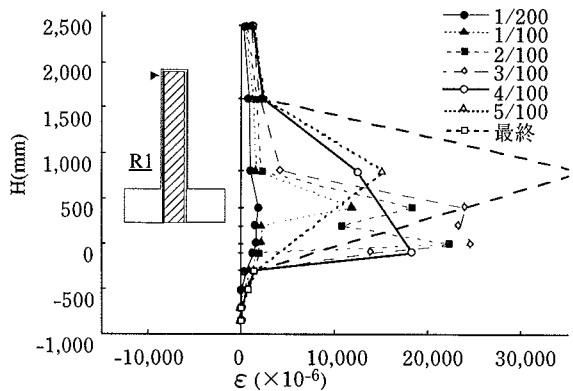


図-10 主筋ひずみ分布図（試験体 H-SRC 正荷重）

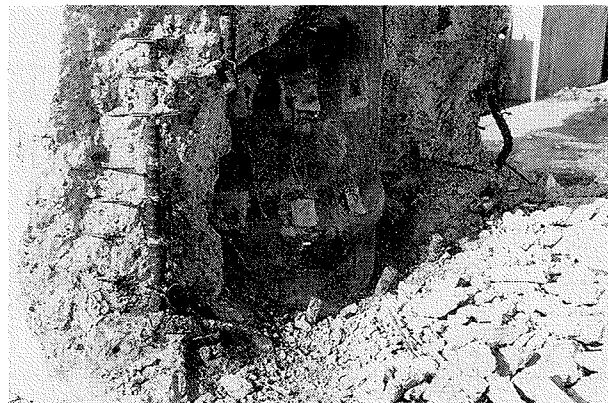


写真-1 基部鋼管の象足状座屈

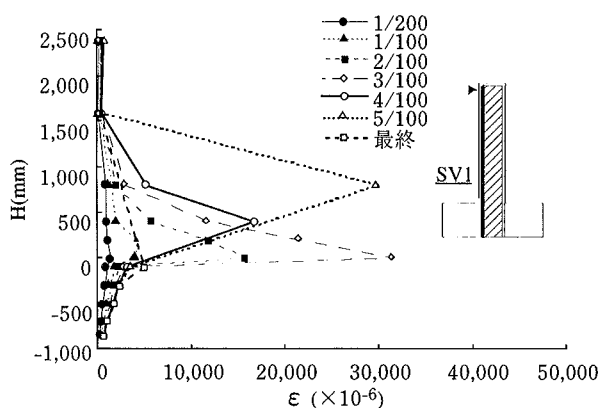


図-11 鋼管鉛直方向ひずみ分布図
（試験体 H-SRC 引張縁 正荷重）

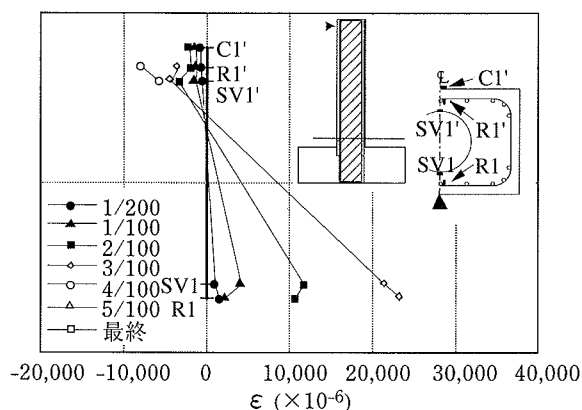


図-13 鉛直ひずみ断面内分布図
（試験体 H-SRC：H=200 mm 断面 正荷重）

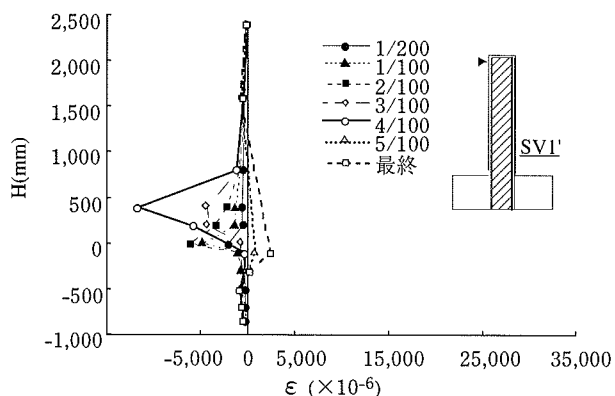


図-12 鋼管鉛直方向ひずみ分布図
（試験体 H-SRC 圧縮縁 正荷重）

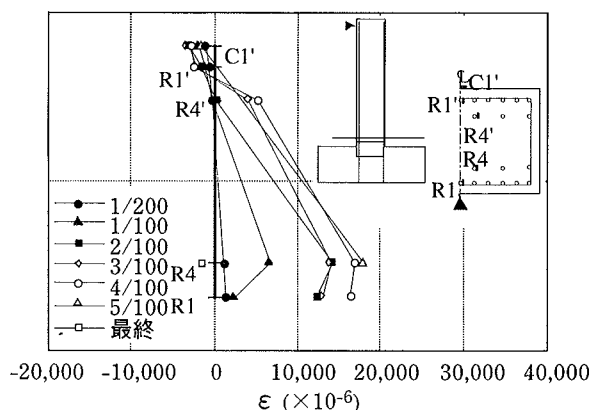


図-14 鉛直ひずみ断面内分布図
（試験体 H-RC：H=200 mm 断面 正荷重）

関係で必ずしも一様な直線分布にはならないが、変位レベルの増大に伴い中立軸位置が上昇する。総じて両試験体間に顕著な差異はないといえる。

H-SRC 試験体の代表的な断面での PC ストランドのひずみ分布を図-15に示す。ウェブでのひずみの増大は、せん断ひび割れによるものと考えられるが、R=5/100以降の圧縮フランジでの急増はコンクリートの圧壊、主筋

座屈によるものと思われる。特に、最終段階では降伏ひずみ直前まで達している。H-RC 試験体に関して同様な分布を図-16に示す。負荷重に対して圧縮フランジとなる S1, S2 のひずみが R=4/100以降急増しているものの H-SRC 試験体ほどのひずみレベルには達していない。H-SRC 試験体では、PC ストランドは最終的に数箇所破断した。一方、H-RC 試験体での通常のフック付定着

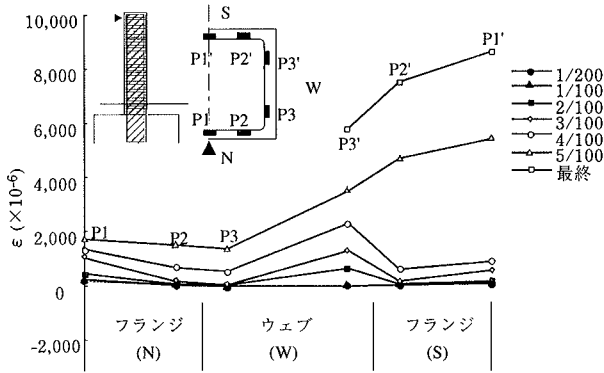


図-15 PC ストランドひずみ分布図
(H-SRC 試験体：H=400 mm 断面 正荷重)

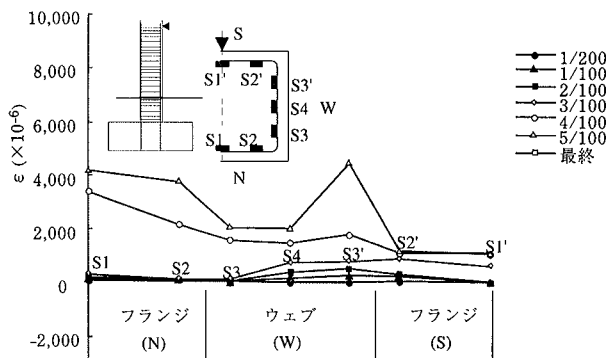


図-16 帯筋ひずみ分布図(H-RC 試験体：
H=800 mm 断面 負荷重)

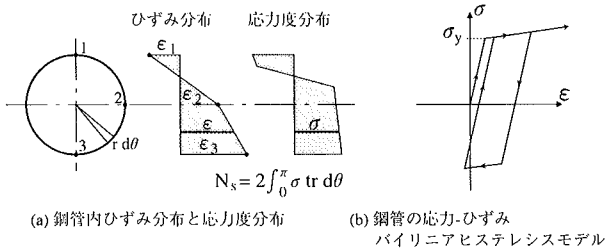


図-17 鋼管軸力の算定モデル

による帯筋の場合破断箇所はなく、同部分での抜け出しにより拘束力が抜け、急激に耐力が低下した。

3.2.4 定着部の性状 リブ付鋼管に作用する付着応力度を、基部鋼管に作用する軸力 N_s から算定する。図-17に示すように、円周方向3点($\theta=0, 90, 180^\circ$)で計測された鉛直ひずみ値を直線補間して任意点のひずみを求める。次に、応力-ひずみのバイリニア-ヒステレシスを仮定することにより応力度に変換し、これを円周方向に積分することにより軸力を求める。このようにして得られた柱基部での鋼管軸力と頂部水平変位の関係を図-18に示す。図に示されるように $R=1/100$ までは変位の小さくなる水平荷重 0 付近でも 300 tf 以上の圧縮力を受ける(載荷軸力 $N=144$ tf)。これは曲げひび割れの進展に伴い、残留変形のためコンクリートが圧縮力を負担せず、

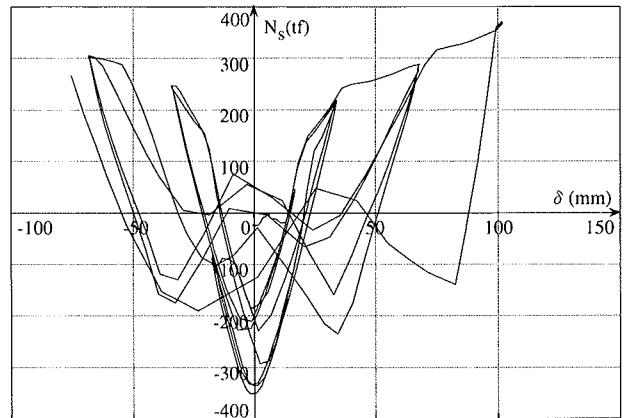


図-18 鋼管軸力-変位関係 (H-SRC 試験体 柱基部)

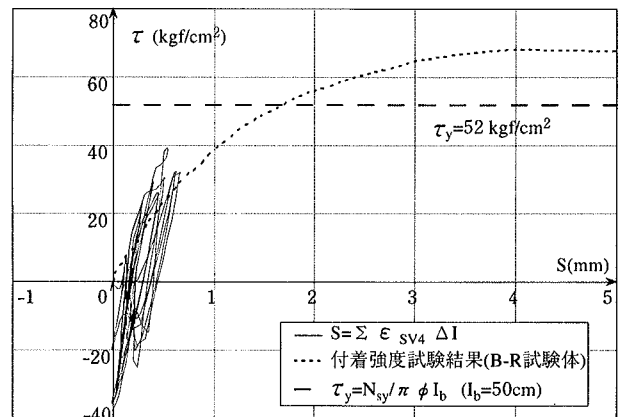


図-19 リブ付鋼管平均付着応力度-すべり関係
(H-SRC 試験体)

鋼管に多くの軸圧縮力が作用するためである。

以上のようにして求めた鋼管軸力 N_s を用い、リブ付鋼管の付着応力度を次式により算定する。

$$\tau = N_s / \pi \phi l_b$$

ここに、 ϕ ：鋼管径(600 mm)、 l_b ：フーチング内リブ付鋼管の有効付着長さで、得られたひずみ分布に対し面積等価な三角形ひずみ分布を仮定して算出(500 mm)。

次に、すべり S は次式のように鋼管ウェブに添付したひずみゲージ測定値を用い、フーチング内で長さ方向に積分した伸びで定義する。

$$S = \sum \epsilon_i l_i$$

以上のようにして求めた平均付着応力度とすべりの関係を図-19に示す。図中には前章で得られた同じリブ付鋼管付着試験結果と、純引張降伏軸力で決まる付着応力度 $\tau_y = 52$ kgf/cm² を併せて示す。実験データの重ね合せ、及び算定のモデル化、加えて曲げ応力の作用していることもあり、十分な精度で両者は対応していないが、 τ は最大でも 40 kgf/cm² 程度で別途に得られた付着強度試験値 $\tau_u = 68$ kgf/cm² に比し十分に小さい。

3.2.5 合成度 日本建築学会のSRC基準では累加強度式が一般に採用されている²⁾。高橋脚の場合には一

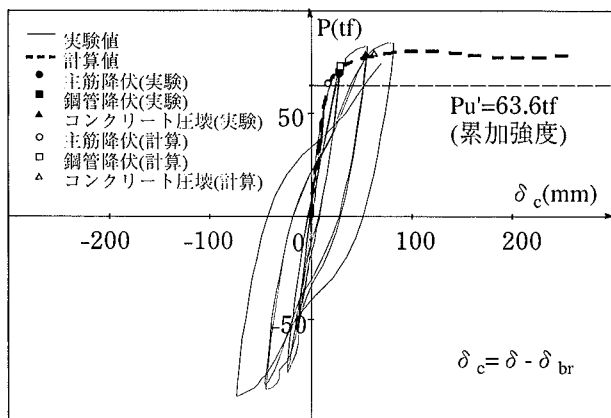


図-20 柱部のみの水平変位 (H-SRC 試験体)

般に曲げが支配的で、累加強度式のような安全側の評価式を採用する必要性のあるかどうか重要な検討課題になる。S部分とRC部分の合成度を論じるとき、剛性及び強度の検討が必要であろう。そこで3.2.2項で触れた平面保持則に基づく梁理論計算値との比較により合成度を検討することにした。すなわち鉄筋の抜け出しによる基部回転成分を除いた柱部分のみの変形に関し、実験値と計算値を比較する。計算値は求めたモーメント-曲率関係より、高さ方向に3角形曲率分布を仮定して積分により求めた。

このようにして求めたH-SRC試験体の荷重-変位関係を図-20に示す。なおこの際の基部回転成分の全変位に占める割合は20~30%程度である。図中には計算値と累加強度式により求めた値を併せて示す。降伏まで実験値と計算値は非常によく一致している。降伏以降実験値は計算値より高く、これは計算ではひずみ硬化を考慮していないことと、テンションステイニング効果の存在に起因するのであろう。正加力時最大荷重は84.1 tfと累加強度63.6 tfに比しはるかに高いことも併せて考えると、鋼管が鉄筋コンクリートと十分一体として挙動したと思われる。

3.2.6 エネルギー吸収性能 図-21に荷重-変位関係のループ面積で与えられるエネルギー吸収量を示す。正荷重第1サイクルが第2サイクルより小さくなっている部分があるのは、第1サイクルは前変位振幅の終点を起点とすることによる。R=4/100を境にH-RC試験体のエネルギー吸収量は落ち、それも繰返しにより大きく低下していく。一方H-SRC試験体は最終段階でも増加しており、顕著な性能の違いが認められる。

4. 結語

本研究で得られた結論を次のようにまとめることが出来る。

① 特別な補強を有さないリブ付鋼管のみの付着強度56 kgf/cm²に対し、実橋脚と同様鋼管周りに割裂破壊制御用のリング筋を配した場合、68 kgf/cm²の付着強度を得た。設計で用いた地震時許容付着応力度24 kgf/cm²

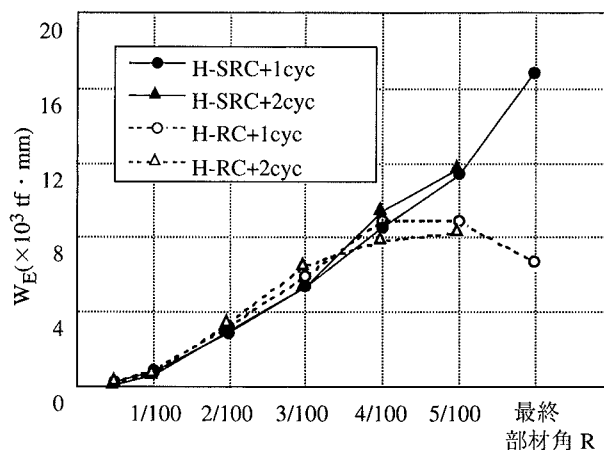


図-21 各サイクルごとのエネルギー吸収量 (正加力側)

に対し2.8倍の安全率であり、設計の妥当性が確認できた。

② 実橋脚模型であるH-SRC試験体は、累加強度63.6 tfに対し84.1 tfの強度を得た。また梁理論計算値による荷重-変位関係と極めて良好な一致を示した。従って本試験体で鋼管と鉄筋コンクリートは十分一体で挙動したといえる。

③ PCストランドがスパイラル状に配置され、コア部分に鋼管を有するH-SRC試験体は、帯筋の定着フックが抜け出し広範囲にわたって主筋が座屈するH-RC試験体に比し、靱性、エネルギー吸収性能ともより優れた結果を示した。

④ 実橋脚に合わせ1.5Dの定着長さを有するリブ付鋼管は、基部の伸びで見ると異形鉄筋と同等の定着性を示した。また三角形ひずみ分布を仮定して求めた付着応力度は、最大荷重時でも $\tau = 40 \text{ kgf/cm}^2$ 程度で付着試験より得られた強度 $\tau_u = 68 \text{ kgf/cm}^2$ に比し十分小さく、従って、健全な定着性を示したといえる。

⑤ 実橋脚をプロトタイプにしているとはいえ、模型設計にあたり大胆なモデル化を行った。その意味で今回の水平加力試験は新形式高橋脚の耐震性を探る基礎的試験といえる。特に靱性評価などを厳密に行うには、今後実際に即した試験が必要であろう。

謝 辞

本研究を実施するに当たり、東京大学工学部 岡村甫教授、前川宏一助教授よりご指導を頂きました。また、日本道路公団福岡建設局建設部 水田課長、市川課長代理からもご指導を頂きました。(株)大林組土木技術本部設計第2部 加藤課長代理、橋本職員、小松職員、ならびに技術研究所構造第1研究室 岡野副主任研究員、大野研究員の協力を得ました。ここに付して深謝致します。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書—設計編，(1991)
- 2) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート計算規準，(1986)