

鋼管・コンクリート複合構造 高橋脚模型の水平加力試験

山縣敬二¹・市川博康²・大内 一³・小島克朗⁴

¹ 正会員	日本道路公団	技術部	構造技術課	(〒160 東京都千代田区霞ヶ関3-3-2)
² 正会員	日本道路公団	福岡建設局	建設部構造技術課	(〒810 福岡県福岡市中央区天神2-14-13)
³ 正会員 工博	(株)大林組	技術研究所	構造第一研究室	(〒204 東京都清瀬市下清戸4-640)
⁴ 正会員 工博	(株)大林組	技術研究所	構造第一研究室	(〒204 東京都清瀬市下清戸4-640)

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、更に鋼管の埋込みはリブ付鋼管を用いている、等の特長を有する。本研究では、大分自動車道横道橋下部工をプロウトタイプとし、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試験を行い、新構造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68kgf/cm²を得た。また水平加力試験では、耐力は完全付着を仮定したRC論値と一致する一方、変位韌性能及びエネルギー吸収性能についてもRC試験体との比較でより優れていることを確認した。

Key Words : composite structure, high columns, steel tube with spiral ribs, bond strength, horizontal loading, displacement ductility, energy absorbed characteristic

1. 序

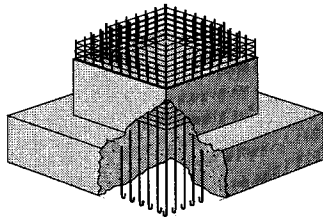
鋼管・コンクリート複合構造高橋脚は、30~100m級の高橋脚の省力化・急速施工を目指した工法として期待されている。本橋脚には、経済性や設計施工上の利便性から断面内には複数の鋼管が用いられ、さらに急速施工や鉄筋工削減という点から帯鉄筋に代わり、PCストランドの巻き付けが採用されている。また鋼管の定着部には外面スパイラルリブ付鋼管を用いた簡便な定着が図られている。この種の橋脚は、大分自動車道横道橋下部工工事に初めて採用された。

橋脚の設計では、耐震性に関する配慮が重要である。合成構造で且つPCストランドを帯筋の代わりに使用した新形式であることから、特に耐震性能を検討する必要がある。また鋼管基部の外面スパイラルリブ付鋼管についても、この種の定着はこれまで実績はない。鋼管には一般に曲げと軸応力が作用するが、終局時定着部の挙動については基本的に軸引張に対する配慮が重要となる。そこで、本研究は上記の下部工をプロウトタイプとして、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、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引抜試験と、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。

リブ付鋼管とコンクリートの付着性状については、これまでいくつかの研究がなされているが¹⁾⁴⁾、これらは全て内面リブ付鋼管内にコンクリートを充填したもので、充填コンクリートの押抜き試験によっている。ここで取り扱う新形式橋脚の場合、定着部に外面スパイラルリブ付鋼管が使用されており、周囲のコンクリートとの付着抵抗メカニズムが基本的に異なっている。そしてこの種の付着性状に着目した研究はこれまで行われていない。そこで1)外面スパイラル付鋼管の定着性能、および2)鋼管周囲の補強効果を確認することを目的に、最初にスパイラルリブ付鋼管の付着試験を行う。

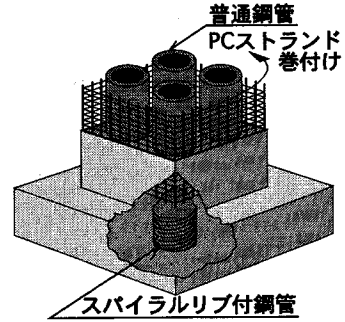
一方、横力下での鉄骨・鉄筋コンクリートの挙動については、建築学会を中心に以前より研究が進められ⁵⁾⁷⁾、特に本論文で取り扱うような被覆型の鋼管コンクリート柱については、佐々木らがせん断挙動



省力化と急速施工

- | | | |
|-------------|---|-----------------|
| 1.鉄筋工
多段 | → | 鉄筋組立煩雑
熟練工必要 |
| 2.型枠工 | → | 熟練大工必要 |
| 3.安全性 | → | 省人化 |
| 4.早期建設 | → | 急速施工 |

図-1 従来型鉄筋コンクリート橋脚施工上の問題点



ハイブリッドスリップフォーム工法

- | | | |
|------------|---|--------|
| 1.複数鋼管 | → | 施工足場反力 |
| PCストランド | → | 鉄筋工縮小 |
| リブ付鋼管 | → | 型枠工縮小 |
| 2.スリップフォーム | → | 型枠工縮小 |
| 3.高安全性 | | |
| 4.急速施工 | | |

図-2 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚

に関する研究を精力的に行っている⁹⁾。しかしながら、これらの研究には通常の帯鉄筋が用いられており、本論文で述べるようなPCストランドを用いた例はない。連続的に巻付けたPCストランドの拘束効果は大きく、塑性変形性能増大への寄与が期待でき、高張力利用の可能性についても併せて検討する必要がある。また鉄骨・鉄筋コンクリートの設計法としては、土木学会⁹⁾、建築学会¹⁰⁾とも基本的には累加強度型の設計法となっており、高橋脚のように曲げ応力の卓越する構造物へのこの種の強度評価法の適用性を検討する必要もある。このような背景のもと、第2の水平加力試験では、高橋脚模型の正負繰返し水平載荷試験を行い、1)鋼管を用いた複合構造の有効性および2)帯鉄筋への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、付着試験で確認できない実際の定着長を用いた3)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. ハイブリッドスリップフォーム工法による高橋脚の施工と設計

図-1に本工法が高橋脚の施工に採用されるに至った背景を示す。従来型の鉄筋コンクリート橋脚では、大断面になると多段配筋の鉄筋組立や、内外型枠の製作解体作業など煩雑な作業がともなう。

高齢化に伴う鉄筋工や型枠工などの熟練工の減少や、労働人件費の増大を考える時、多くの土木工事において省力化を目指すことの必要性がうたわれて来ている。これらの労働の軽減は、さらに労働環境の安全性確保にもつながる。一方近い将来の第2東名・名神

高速道路の山岳部橋梁の建設などで、早期の開設は社会的要請でもあり、そのための急速施工は建設費削減を可能にしよう。

このような背景のもとで開発されたのが、図-2に示すハイブリッドスリップフォーム工法による鋼管・コンクリート複合構造高橋脚であり、次のような特長を有する。

- 1) 断面内に置かれた複数の鋼管を、施工足場の吊り反力および内型枠として使用するのに加え、主筋代替として鉄筋工を削減する。
- 2) 帯鉄筋の代わりにPCストランドを用いて、連続的に巻上げ配置する。
- 3) スリップフォームを用いて型枠工を減少するとともに、工期の縮減を図る。
- 4) 鋼管定着部には、外面スパイラルリブ付鋼管を用いて簡便な定着を図る。

このような特長を持つハイブリッドスリップフォーム工法は、大分自動車道横道橋下部工工事に採用された(写真-1、図-3)¹¹⁾。

当橋脚は概略以下のような設計がなされている。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。PCストランド補強量は、事前の予備的検討のもとにその強度と拘束剛性を考慮し、基部で $p_w=0.07\%$ 、一般部で $p_w=0.03\%$ 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。

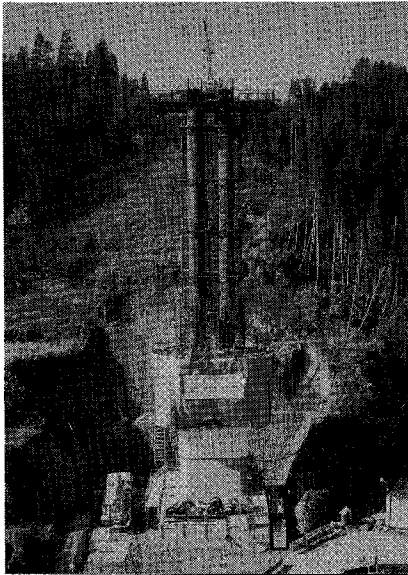


写真-1 横道橋下部工の施工

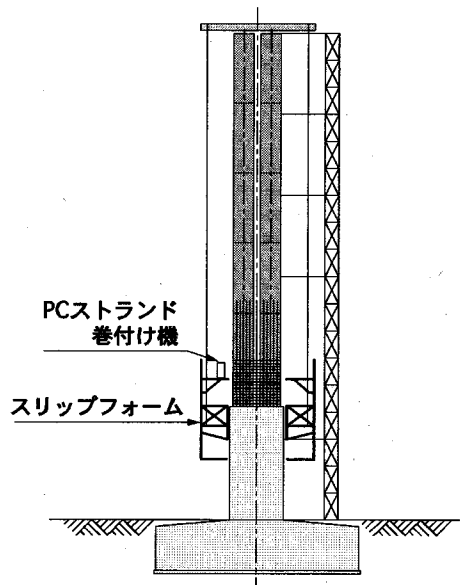


図-3 ハイブリットスリップフォーム工法

3. 外面スパイラルリブ付鋼管の付着試験

(1) 試験内容

a) 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、実橋脚の定着部に使用する外面スパイラルリブ付鋼管 $\phi 1,400 \times t19$ （径厚比74）を念頭に置き、実験規模、市販製品を勘案し $\phi 600 \times t9$ （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45mm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、載荷装置の取り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、従って危険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-4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300mm (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。

b) 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。ここにコンクリートの弾性係数は、テストピース

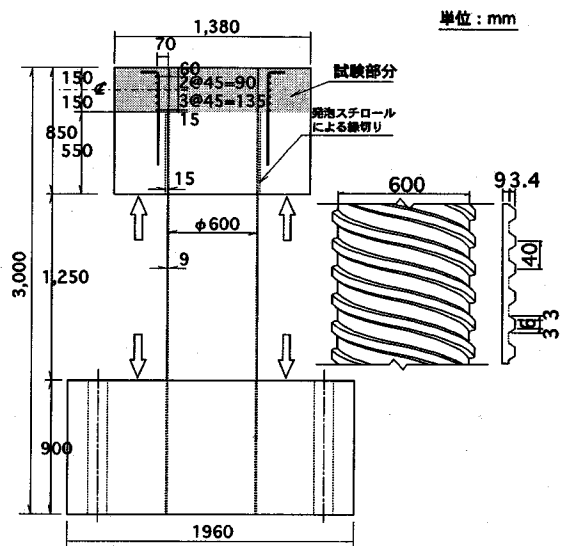


図-4 配筋図 (B-R試験体)

の側面に貼付したひずみゲージより得られる応力-ひずみ関係で1/3割線係数として定める。

c) 試験方法

上下スタブ間にセットする4台の300tfジャッキを用いて上スタブを押し上げることにより、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べり量を試験区間 (300mm) 上下端円周方向3

表-1 コンクリートの示方配合と材料試験結果

W/C(%)	S/a(%)	単体量(kg/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				
60.3	51.4	178	295	919	878	320	2.53×10 ⁶	28.6	21

Fe = 300 kgf/cm², 早強ポルトランドセメント, Gmax = 13 mm
G = 青梅産, 硬質砂岩

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	B-0
	リング補強筋有	リング補強筋無
ひび割れ	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)
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

断面で測定する。なお下端のすべりは埋め込みパイプ中の鋼棒をスタブ下側まで引き出し、同一治具に取り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) 試験結果

a) 破壊状況

破壊に伴う諸荷重を表-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止したのと思われる。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-5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。

b) 付着応力-すべり関係(τ-S関係)

両試験体のτ-S関係を図-6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。

$$\tau = \Sigma P_i / \pi DL, S = (S_u^{av} + S_l^{av}) / 2$$

ΣP_i : 4台のジャッキ荷重の合計
D : 鋼管径 (600mm)

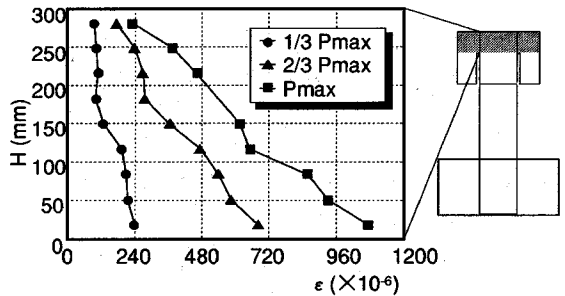


図-5 鋼管鉛直ひずみ分布(試験体B-R)

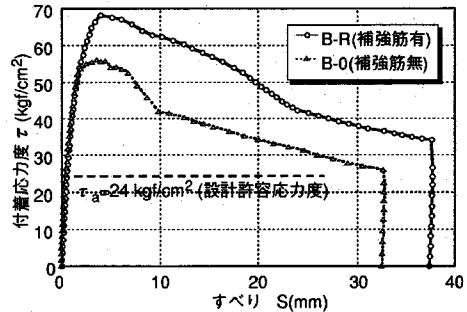


図-6 付着応力-すべり関係

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、ほぼ軸対称載荷がなされている。表-4にも示したように、付着強度としてB-0試験体: 56kgf/cm²に対し、B-R試験体: 68kgf/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24kgf/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。

4. 橋脚模型の水平加力試験

(1) 試験内容

a) 試験体

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φ600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4.5kgf/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亘って一様引張応力が作用すると考えるこ

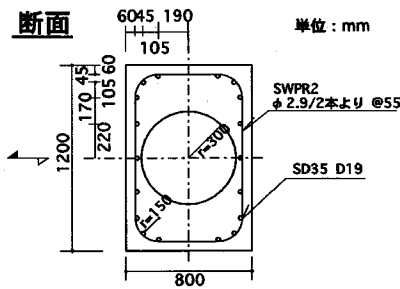


図-7 形状寸法配筋 (H-SRC試験体)

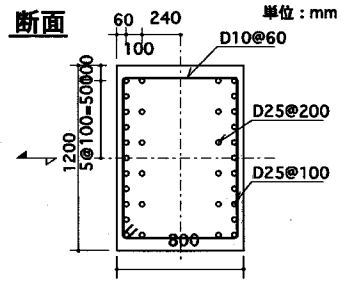


図-8 形状寸法配筋 (H-RC試験体)

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断面の全断面に対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：
7.1kgf/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およ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⁹⁾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 は最小せん断補強量で決まっており、従ってH-RC試験体の場合0.2%となる。従ってH-SRC試験体ではPCストランドの全強を採用していることから、プロトタイプに比し7割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-7、図-8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。

b) 使用材料

各材料の仕様および試験結果を表-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。

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	2.41×10^6	25.3	38
	柱下部	370	2.75×10^6	28.0	38
	柱上部	356	2.20×10^6	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 (リフ付)	9mm	5,289	23.1	3,856	2.09×10^6	定着部
SKK400 (普通)	9mm	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ストランド引張試験結果

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

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

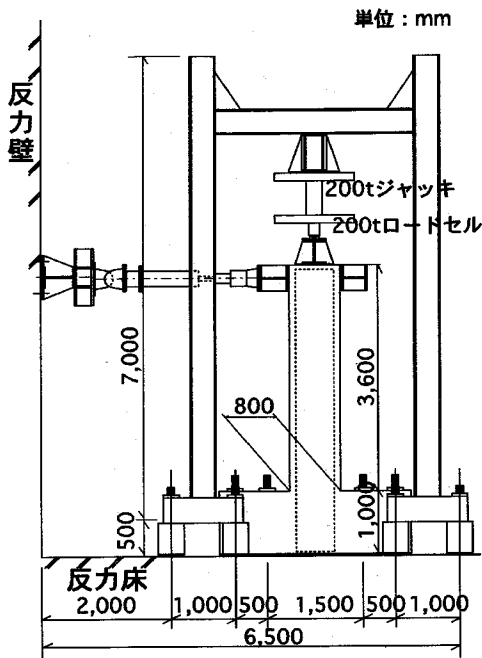


図-9 荷重装置

c) 試験方法

荷重装置を図-9に示す。柱頂部に一定軸力 $N=144\text{tf}$ (プロウトタイプの自重による設計軸圧縮応力度 15kgf/cm^2 に相当)を載荷した後、変位制御により静的水平載荷した。部材角 $R=1/200, 1/100, 2/100, 3/100, 4/100, 5/100$ でそれぞれ2サイクルの正負繰返し載荷の後、正側で最終破壊にいたらせる。

(2) 試験結果

a) 荷重-変位関係と破壊経過

図-10、図-11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剥落する。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。写真-2、写真-3にそれぞれ最終破壊状況を示す。

b) 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

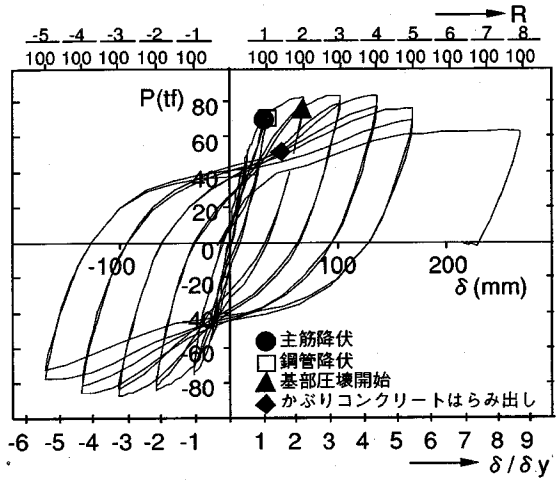


図-10 荷重-変位関係(H-SRC試験体)

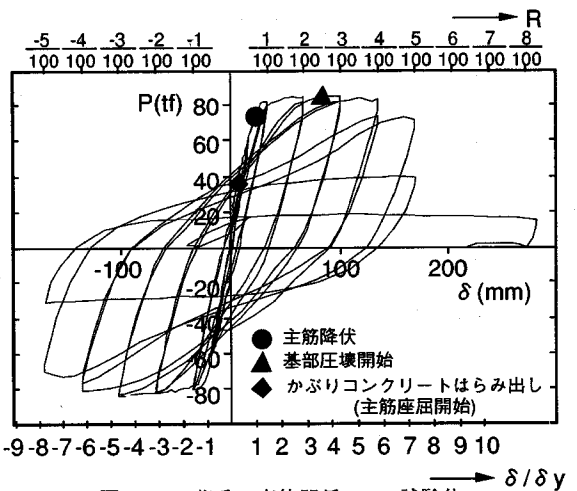


図-11 荷重-変位関係(H-RC試験体)

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
ひびわれ発生荷重 (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 (63.3 黒加線)	1.05 1.32	84.9	78.2	1.09
最大変位	変位 (mm)	234.0	—	—	178.0	—	—
	靱性率	8.3	—	—	7.9	—	—
	部材角	1/14.6	—	—	1/19.2	—	—

* 鉄筋、鋼管とも最外縁が初引張降伏するときの荷重

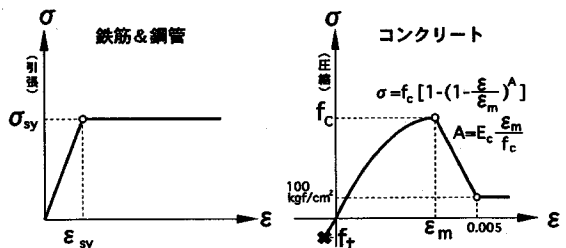


図-12 応力-ひずみ関係モデル

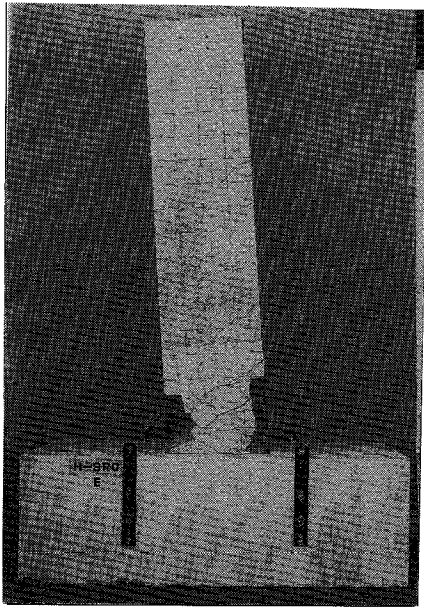


写真-2 最終破壊状況 (試験体H-SRC)

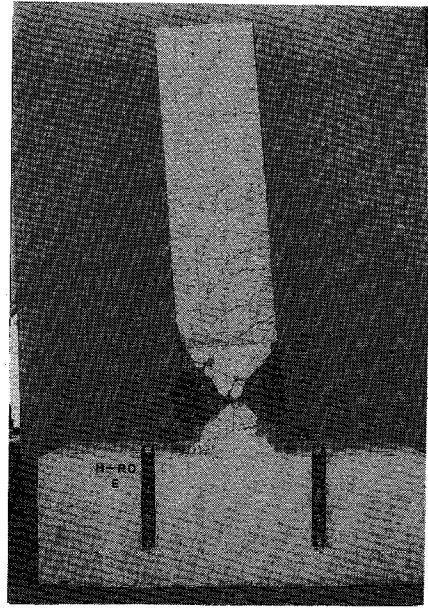


写真-3 最終破壊状況 (試験体H-RC)

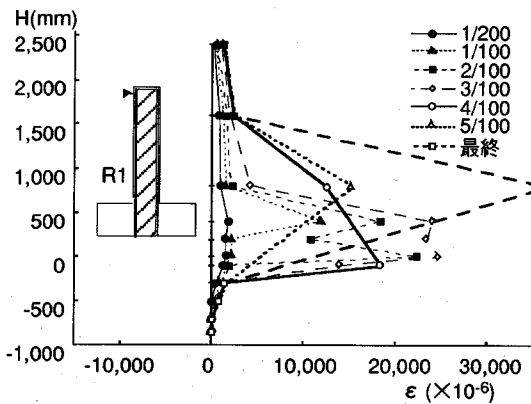


図-13 主筋ひずみ分布図(試験体H-SRC 正荷重)

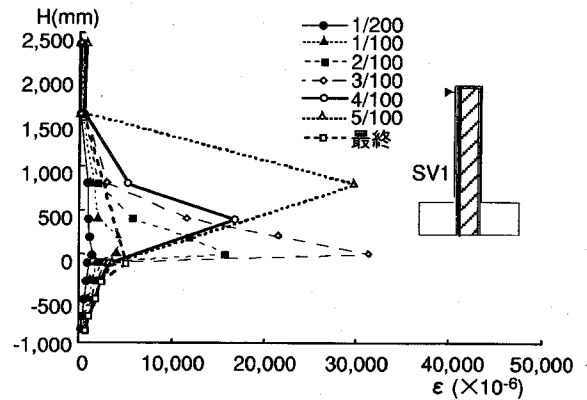


図-14 鋼管鉛直方向ひずみ分布図
(試験体H-SRC 引張縁 正荷重)

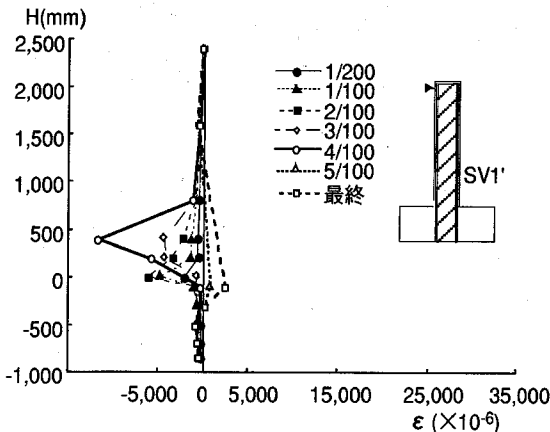


図-15 鋼管鉛直方向ひずみ分布図
(試験体H-SRC 圧縮縁 正荷重)

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。ここに図-12に示すように、鋼管と鉄筋はバイリニア型応力-ひずみ関係を、コンクリートは軟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。すなわち、基部で直接計測した主筋の抜け出し変位或いはスタブ内主筋のひずみを積分して求めた基部主筋の変位より回転角を求め、それに柱高さをかけた回転成分を全水平変位から差し引いている。最大荷重は当然両試験体ともほぼ同様であるが、ひずみ硬化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¹⁰⁾を参考に示した

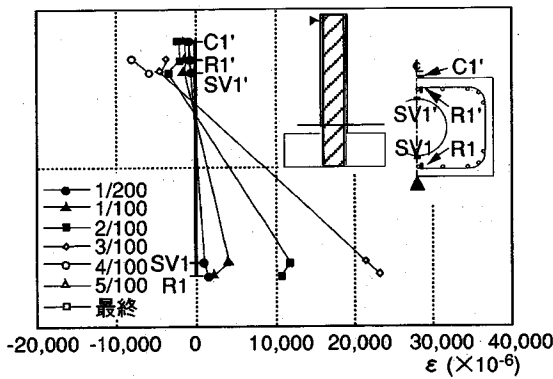


図-16 鉛直ひずみ断面内分布図
(試験体H-SRC: H=200mm断面 正荷重)

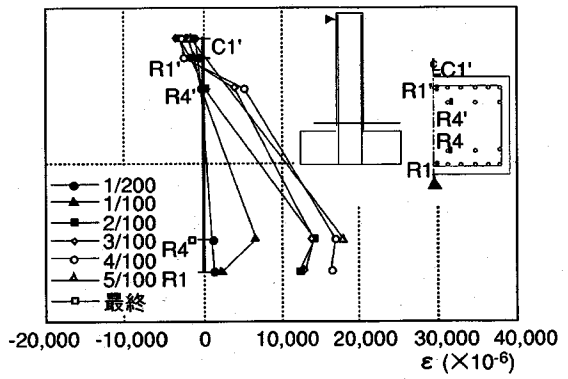


図-17 鉛直ひずみ断面内分布図
(試験体H-RC: H=200mm断面 正荷重)

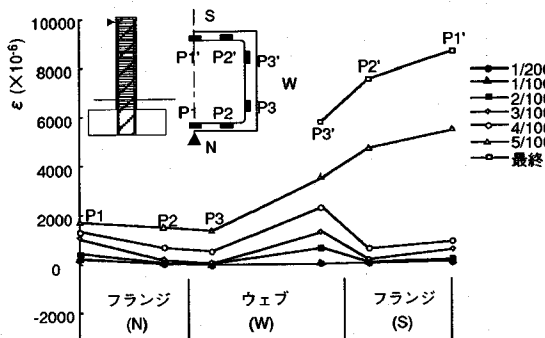


図-18 PCストランドひずみ分布図
(H-SRC試験体: H=400mm断面 正荷重)

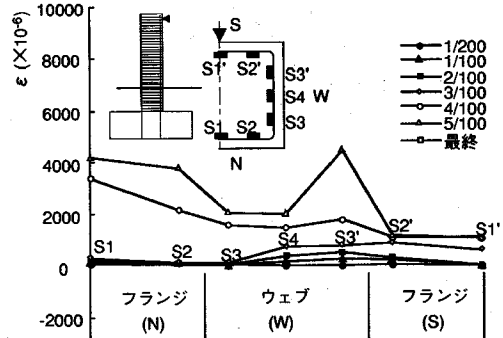


図-19 帯筋ひずみ分布図
(H-RC試験体: H=800mm断面 負荷重)

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。

c) ひずみ性状

H-SRC試験体について、図-13に引張主筋ひずみ分布を、図-14、図-15には鋼管の引張およ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-15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および主筋座屈に伴い、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-4)。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、降伏域の広がりは若干大きい。

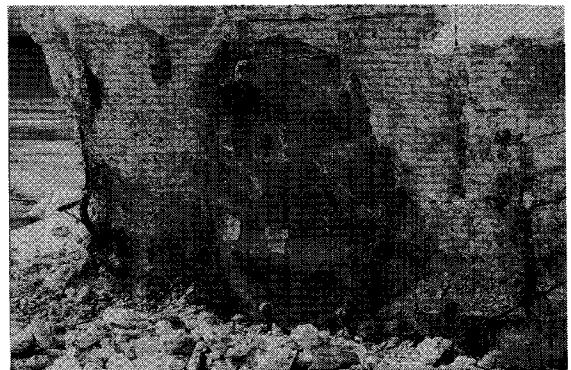


写真-4 基部鋼管の象足状座屈

基部より200mmの高さにある柱断面内でのひずみ分布を図-16、図-17に示す。ひび割れ発生および位置との関係で必ずしも一樣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圧縮側に移る。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ひずみ分布を図-18に示す。ウェブでのひずみの増大は、せん断ひ

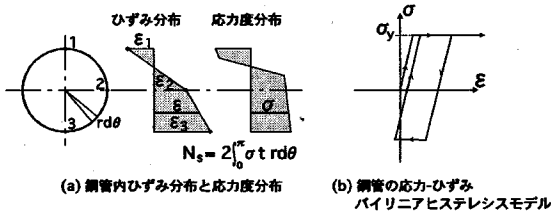


図-2 0 鋼管軸力の算定モデル

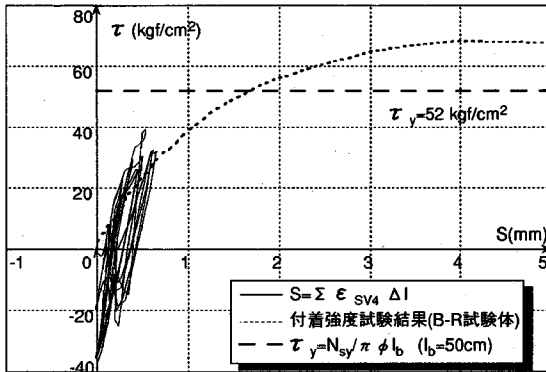


図-2 1 リブ付鋼管平均付着応力度—すべり関係 (H-SRC試験体)

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-1 9 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試験体ほどの大きさには達していない。H-SRC試験体では、PCストランドは最終的に数カ所で破断した。一方H-RC試験体での通常のフック付定着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。

d) 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-2 0 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。

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 (600mm), 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3角形ひずみ分布を仮定して算出

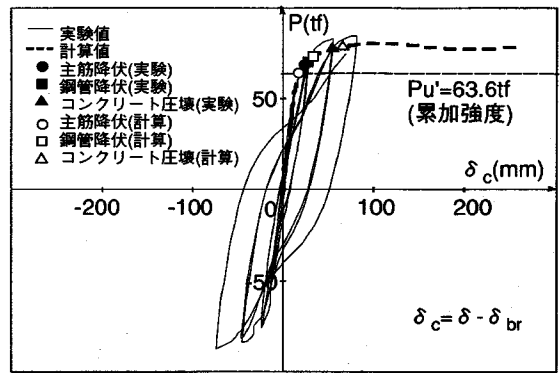


図-2 2 柱部のみの水平変位(H-SRC試験体)

(500mm)

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-2 1 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 $\tau_y = 52 \text{ kgf/cm}^2$ を併せて示す。実験データの重ね合せ、および算定のモデル化、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/cm^2 程度で別途に得られた付着強度試験値 $\tau_u = 68 \text{ kgf/cm}^2$ に比し十分に小さい。

e) 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¹⁰⁾。高橋脚の場合には一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、剛性および強度の検討が必要であろう。そこで4(2)b)節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-2 2 に示す。なおこの際の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

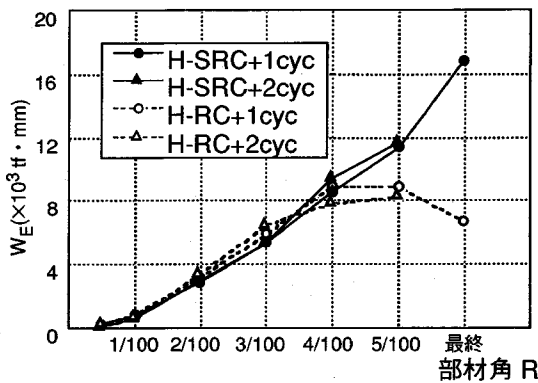


図-2 3 各サイクルごとのエネルギー吸収量 (正加力側)

加力時最大荷重は84.1tfと累加強度63.6tfに比較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。

f) エネルギー吸収性能

図-2 3 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、それも繰り返しの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。

5. おわりに

多くの土木構造物に鉄筋コンクリート構造が採用されて久しい。しかしながらその実現は全て、確立された鉄筋コンクリート工学をよりどころに生まれた構造物であった。いわば「始めに構造ありき」の時代であったといえる。建設のニーズは、当然のことながら時代背景や社会環境、未来への洞察により変化する。本論文で扱う鋼管・コンクリート複合構造高橋脚は、施工側からの強いニーズによって生まれて来たもので、いわば「始めに施工ありきの構造」といえよう。従って本編で紹介するものは、新構造の有用性を示すパイロット試験結果である。新構造の提案とともに、その設計技術研究の一発端となれば幸いである。

以下に本研究で得られた結論をまとめる。

1) 特別な補強を有さないリブ付鋼管のみの付着強度56kgf/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、68kgf/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

24kgf/cm²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) 実橋脚モデルであるH-SRC試験体は、累加強度63.6tfに対し84.1tf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。

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、曲げ耐力が同様になるよう設計したH-RC試験体に比較し、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3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。

5) 実橋脚をプロトタイプにしているとはいえ、模型設計に当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言える。特に複数の鋼管と鉄筋コンクリートの合成作用については重要な課題であり、靱性能に及ぼす影響も含めて今後検討していく予定である。

謝辞：本研究を実施するにあたり、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。ここに付して深謝致します。

参考文献

- 1) 菊川春三他：スパイラルリブ付合成鋼管の耐荷力、川崎製鉄技法、pp.47-52,1986年4月。
- 2) 脇田孝彦他：遠心力鑄鋼管と充填コンクリートの付着に関する実験的研究、土木学会構造工学論文集Vol.32A, pp.61-70,1986年3月。
- 3) 松村弘道他：内面リブ付き角形鋼管と充填コンクリートとの付着性能、建築学会大会学術講演梗概集、pp.1383-1384,1988.10月。
- 4) Matsumura,H.: Experimental Study on Strength and Deformation Capacity of Concrete-Filled Steel Pipe with Inner Ribs,構造工学論文集Vol.33B,pp.201-210,1987.3.
- 5) 仲威雄他：鉄骨鉄筋コンクリート柱の耐力と履歴特性に関する実験的研究(その2)、日本建築学会論文報告集第260号,pp.47-58,1977年10月。
- 6) 加藤勉他：鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力、本建築学会論文報告集第260号,pp.19-29,1978年4月。
- 7) 若林実他：一定軸力と確定的な繰返し曲げせん断力を受ける鉄骨鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する実験的研究、テクニカルレポートVol.13,pp.1-17, 1975年3月。

- 8) 佐々木良一：被覆形鋼管コンクリート柱のせん断強度
撰大学術Ser.A No.8,pp.57-79,1989年2月.
- 9) 土木学会：コンクリート標準示方書 - 設計編,1991年.
- 10) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート計算規準,
1987年.
- 11) 市川博康他：鋼管・コンクリート複合構造による高
橋脚の省力化・急速施工,土木学会第48回年講,VI-149,
pp.318-319,1993年.

(1994.9.26 受付)

A LATERAL LOADING TEST OF STEEL TUBES-REINFORCED CONCRETE COMPOSITE BRIDGE COLUMN

Keiji YAMAGATA, Hiroyasu ICHIKAWA,
Hajime OHUCHI and Yoshiro KOBATAKE

A composite bridge column with steel tubes combined with reinforced concrete, has been developed aiming at not only high speed construction but also skilled labor savings especially for high columns with 40 to 100m height. This bridge column has some significant structural features, i.e. 1) several steel tubes are placed in the reinforced concrete section, 2) steel tubes with external spiral ribs are utilized for anchorage and 3) PC strands are wound instead of lateral rebar. The present study has indicated effectiveness of the new type bridge column by conducting a bond test of steel tubes with external spiral ribs and a cyclic horizontal loading test with a column model designed on the basis of an actual bridge column to be constructed. Followings are concluded: 1) bond strength of 68 kgf/cm² which is around three times the allowable stress was obtained in the bond test, 2) flexural loading capacity of 84tf which is further larger than 64tf, calculated value by the superposed equation, was provided in good agreement with a predicted value based on the beam theory in assumption of perfect bond action between concrete and steel tubes, 3) superior displacement ductility and absorbed energy characteristic were obtained in comparison with the RC specimen.