

鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の開発（その4）

—— 複合構造橋脚模型のせん断試験 ——

田中 浩一 若間 広志
(本社 土木技術本部
設計第二部)

大内 一

Steel Tube-Reinforced Concrete Composite Bridge Column (Part 4)

—— An Experimental Study on Shear Strength of Composite Bridge Column ——

Kouichi Tanaka Hiroshi Wakama
Hajime Ohuchi

Abstract

A composite bridge column with ordinary reinforcement combined with steel tubes has been developed to reduce construction time and the need for skilled labor. This method is presently being used in the construction of high piers. It is thus necessary to prepare a seismic design manual for this type of bridge column. This study focuses on the shear strength and the effect of lateral reinforcement ratio on the behavior of the steel tubes.

The following results show that the obtained shear strength is larger than the calculate value and this type column behaves in ductile manner after the maximum shear strength is reached.

概要

橋脚工事の省力化・急速施工を目的に開発された鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、新たな橋脚工事への適用が進められつつある。兵庫県南部地震による道路橋の甚大な被害を踏まえ、大規模地震に対する本構造の耐震設計法の整備とともに設計マニュアルの作成が求められている。そこで帯鉄筋代替として用いるPCストランド量と鋼管がせん断耐力に及ぼす影響に着目し、柱型模型による正負繰返し水平加力試験を行った。その結果、鋼管のせん断力負担もありPCストランドの全強を考慮して求めた設計式より相当高い強度を得、最大荷重以降もダクタイルな破壊性状を示すことが分かった。

1. はじめに

本構造のせん断設計を考える時、PCストランド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 $\sigma_y=1,430\text{N/mm}^2$ 程度までの高強度せん断補強筋を対象にした実験¹⁾が行われてきたが、PCストランドはそれ以上の強度であり断面形状も異にしている。後者は設計上、鉄筋と同様の曲げ補強材としての役割をしており、施工時には鉄筋工や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している。このように主に施工性の向上に寄与してきた鋼管のせん断力負担分を明確にすることにより、本構造をより経済的に設計することが可能となる。

鋼管のせん断力負担分の確認のため、鋼管内グラウト充填した梁型模型によりせん断スパン内での破壊を目指した実験があるもののせん断破壊に至っていない²⁾。このような背景のもとPCストランド量と鋼管の有無をパラ

メータに柱型模型による正負交番繰返し水平加力実験を行って、その影響を検討した。

2. 試験内容

試験体は鋼管の有無と換算帯鉄筋比(PCストランドを帯鉄筋(SD345)に強度換算した値(P_w^{eq})をパラメータとし

Table 1 試験体一覧
Test Specimens

No.	鋼管	PCストランド量		
		ピッチ	P_w	$P_w^{eq} *1)$
S-02N	無 (中実)	@90mm	0.04%	0.2%
S-02V	無 (ボイド)	@90mm	0.04%	0.2%
S-007T	有	@250mm	0.014%	0.07%
S-02T	有	@90mm	0.04%	0.2%

*1) $P_w^{eq}=P_w \times (\sigma_{py}/\sigma_{sy})$

σ_{py} : PCストランドの公称降伏応力度(1706N/mm²)

σ_{sy} : 鉄筋 (SD345)の公称降伏応力度(345N/mm²)

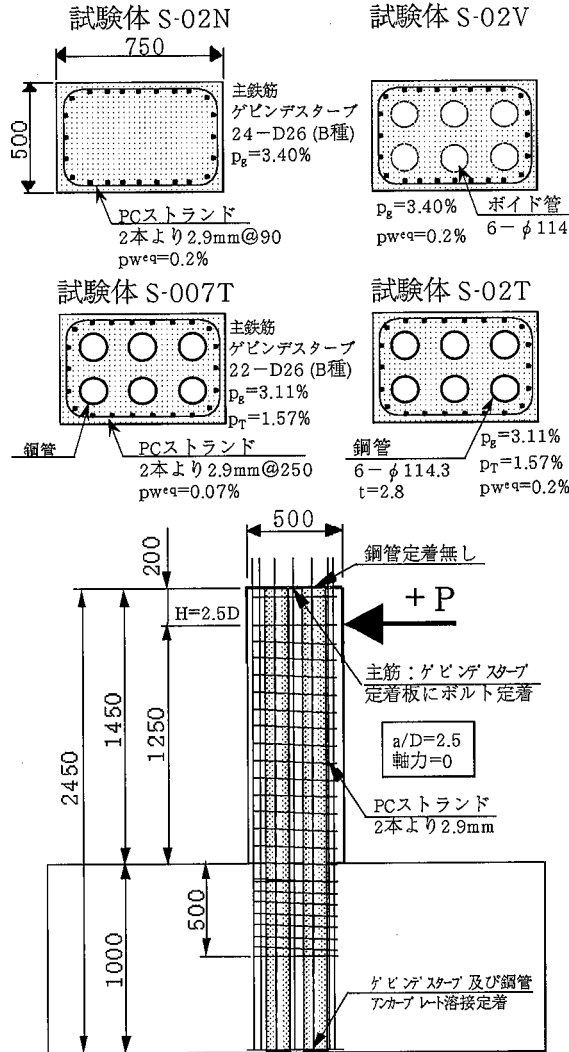


Fig. 1 試験体形状寸法と配筋状況
Reinforcement Detail of Specimen

た。試験体一覧と試験体形状寸法(せん断スパン比: $a/D=2.5$)をそれぞれTable 1, Fig. 1に示す。各試験体の全鉄筋比 P_t は3.11~3.40%で鋼管を有する試験体の全鋼管比 P_t は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、フーチング内のみグラウトしている。また鋼管下端は鉄板に溶接定着し、一方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(ゲビンデスタープ D26 B種)を用い、下端は溶接定着、上端はボルト定着を行った。

加力は部材角($R=$ 加力点水平変位/柱高さ)で2/1,000刻みで制御し、 $R=3/100$ まで正負交番繰返し水平載荷した。せん断耐力に繰返し回数及ぼす影響は小さいと考え、各1 サイクルとした。また本構造橋脚の軸力レベルは試設計計算結果から $\sigma_c=10\sim15\text{kgf/cm}^2$ と小さいため、軸力は導入していない。コンクリートは呼び強度24MPa、粗骨材最大寸法は13mmで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Table 2に、材料試験結果をTable 3に示す。使用した鋼材の種類と引張試験結果をTable 4に示す。

Table 2 コンクリートの配合
Concrete Mix Proportions

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	混和剤
58.1	51.6	168	289	940	890	1.012

粗骨材最大寸法 13mm

Table 3 コンクリートの材料試験結果
Mechanical Properties of Concrete

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 ($\times 10^3$ N/mm ²)	29.3	29.8	29.2	28.5
材令 (日)	82	89	102	111

Table 4 鋼材の種類と引張試験結果
Mechanical Properties of Steel Bar, Steel Tube and Strand

	主鉄筋 *1)	鋼管 (SS400)	PCストランド
	D26	$\phi=114.3, t=2.8$	2本より 2.9mm
弾性係数 ($\times 10^3$ N/mm ²)	213.8	211.8	219.7
降伏応力度 (N/mm ²)	1057 *2)	274	1,852 *2)
引張強度 (N/mm ²)	1178	416	2,032

*1) 主筋には高強度鉄筋(ゲビンデスタープ)を用いた。

*2) 0.2%永久伸びに対する耐力より求めた。

PCストランドでは、より線方向にひずみゲージを貼付して測定した。

3. 試験結果

3.1 荷重-変位と破壊状況

得られた荷重-変位曲線をFig. 2~5に示す。図中には道路橋示方書によるせん断耐力の計算値³⁾を示す。計算ではせん断補強筋の強度としてPCストランドの材料試験結果に基づく降伏強度を用いている。鋼管のせん断力負担は考慮していないが、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。いずれの試験体もせん断ひび割れは $R=\pm 4/1,000$ 時で発生した。最大荷重は試験体S-02Tの場合正荷重時のみ $R=14/1,000$ 時で、それ以外はいずれも $R=\pm 12/1,000$ 時であり、計算耐力をはるかに上回っている。充実断面の試験体S-02Nは最大耐力時にPCストランドが破断し、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ストランド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Photo 1に示す。充実断面の試験体S-02Nの場合、繰返し載荷により2方向にせん断ひび割れが入っており、PCストランド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、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部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。繰返し载荷により局所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Table 5に示す。計算値は道示式を基本とし、最大荷重のみ土木学会式⁴⁾による値も参考に示す。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ストランドの降伏は、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が最も大きい値を示した。

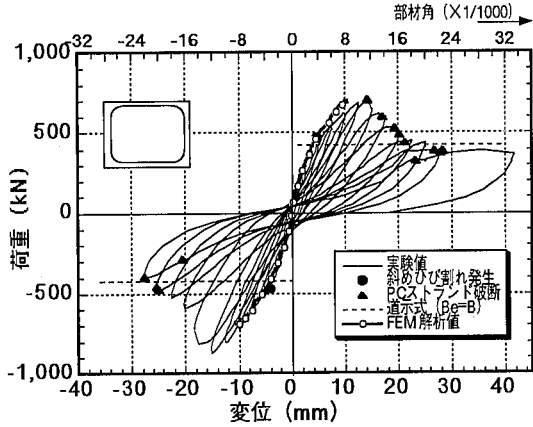


Fig.2 荷重と変位の関係 (試験体S-02N)
Load-Displacement Relationship (Specimen S-02N)

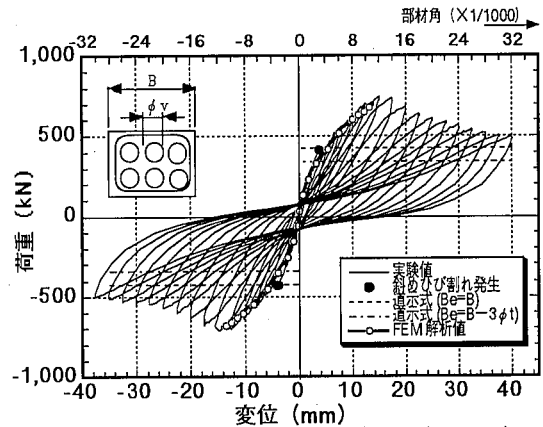


Fig.3 荷重と変位の関係 (試験体S-02V)
Load-Displacement Relationship (Specimen S-02V)

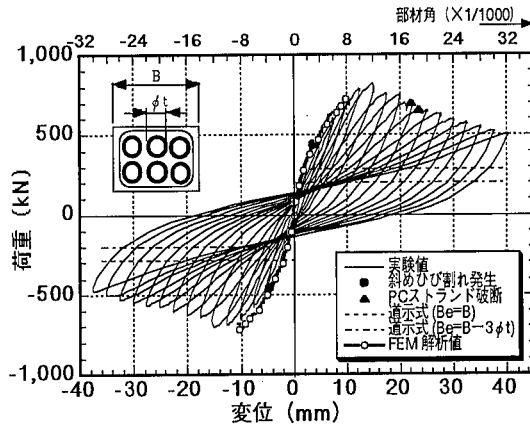


Fig.4 荷重と変位の関係 (試験体S-007T)
Load-Displacement Relationship (Specimen S-007T)

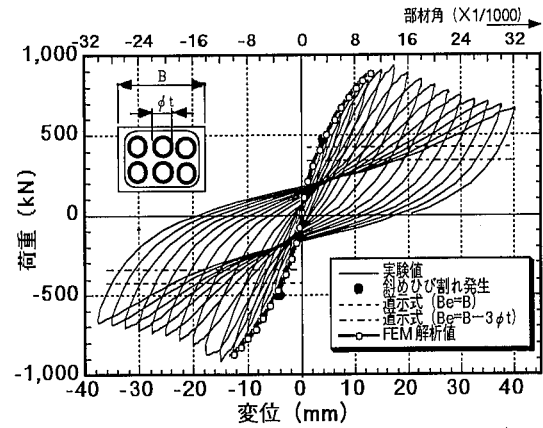


Fig.5 荷重と変位の関係 (試験体S-02T)
Load-Displacement Relationship (Specimen S-02T)

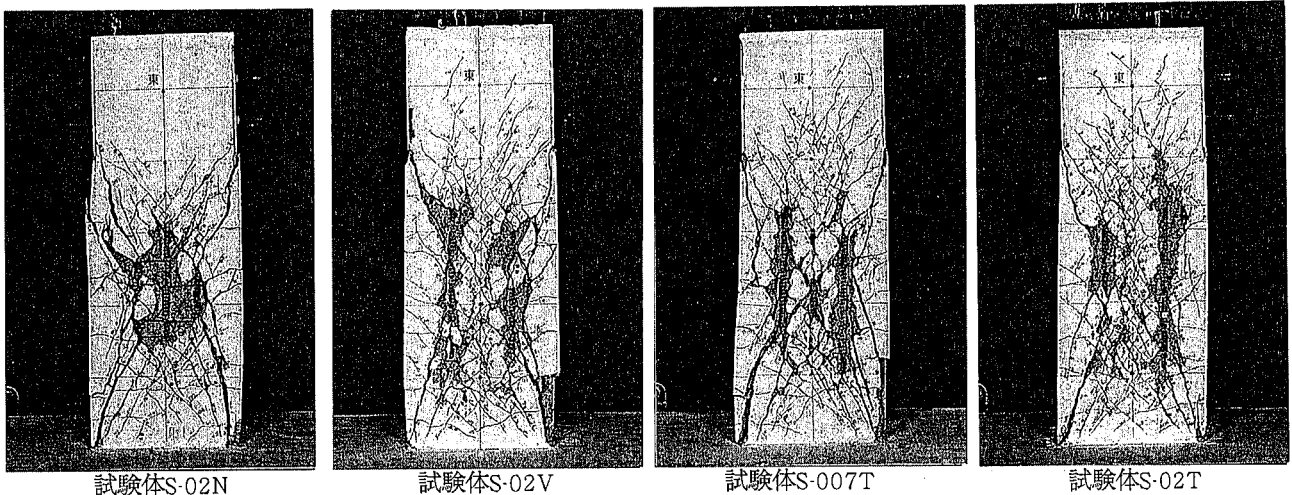


Photo 1 せん断試験終了後 (試験体側面)
Side View of Specimens

Table 5 諸荷重一覽
Summary of Experimental Results in Comparison with Calculated Values

(上段:正荷重時/下段:負荷重時)

試験体	斜めひび割れ発生荷重 (kN)			PCストランド降伏荷重 (kN)						最大荷重 (kN)									
	実験値 ¹⁾	計算値 ²⁾ Vc'.cal	実/計	(道示式との比較)						実験値	部材角 ×1/1000	(道示式との比較)				(土木学会式との比較)			
				実験値 ³⁾	計算値 ⁴⁾ (Vc+Vpc).cal		実/計		計算値 ⁵⁾ Vu.cal			実/計		計算値 ⁶⁾ Vu.cal		実/計			
					荷重	部材角 ×1/1000	計1 Vc+Vpc	計2 Vc'+Vpc				実/計1	実/計2	計1 Vc+Vpc	計2 Vc'+Vpc	実/計1	実/計2		
S-02N	470	208	2.26	681	+10	427	427	1.59	1.59	706	12	427	427	1.65	1.65	563	563	1.25	1.25
	471		2.26																
S-02V	411	124	3.31	698	+12	427	343	1.63	2.03	740	12	427	343	1.73	2.16	566	425	1.31	1.74
	432		3.48																
S-007T	441	124	3.56	672	-12	287	203	2.34	3.31	815	12	287	203	2.84	4.01	425	285	1.92	2.86
	457		3.69																
S-02T	472	124	3.81	848	-16	427	343	1.99	2.47	927	14	427	343	2.17	2.70	568	427	1.63	2.17
	499		4.02																

- 1) 斜めひび割れ発生荷重は、目視観察により行った。
- 2) 計算値は道路橋示方書のコンクリート寄与分 (有効幅を用いて計算) の値とした。
- 3) PCストランドのひずみが、降伏ひずみ (材料試験結果から求めた耐力を材料試験結果から求めた弾性係数で除した値) に達したときとした。
- 4) 計算値は道路橋示方書のコンクリート寄与分+帯鉄筋の寄与分の値とした。また、Vcは全幅、Vc'は有効幅を用いて計算した値。
- 5) 鋼管は考慮せず、Vc,Vc'は4)と同じ。
- 6) 計算値はコンクリート標準示方書のコンクリート寄与分+帯鉄筋の寄与分の値とした。Vc,Vc'は4)と同じ。

3.2 セン断耐力

せん断耐力と p_w^{eq} の関係をFig. 6に示す。なお、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。図中には道路橋示方書による計算値を参考に示した。

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} による補強効果はみられる。試験体S-02TとS-02Vの耐力差が鋼管の影響であり約200kNの増加を示していた。

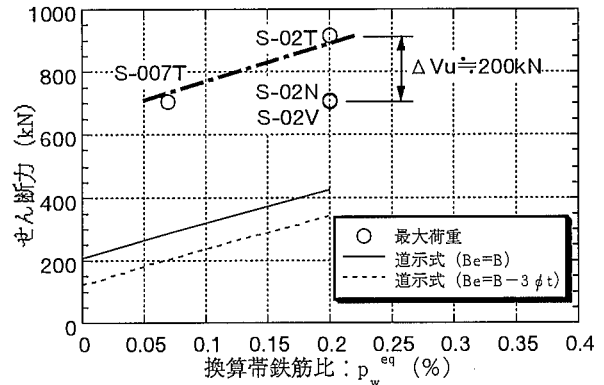


Fig. 6 セン断耐力と p_w^{eq} の関係
Relationship between Shear Strength and lateral reinforcing ratio

3.3 PCストランドのひずみ分布

試験体S-02Tに関して、最大荷重時と側面のコンクリートが剥離し始める部材角 $R=16/1,000$ におけるPCストランドのひずみ分布をFig. 7に示す。PCストランドは、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=500mm)付近で卓越している。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。また他の試験体でも同様の傾向を示していた。

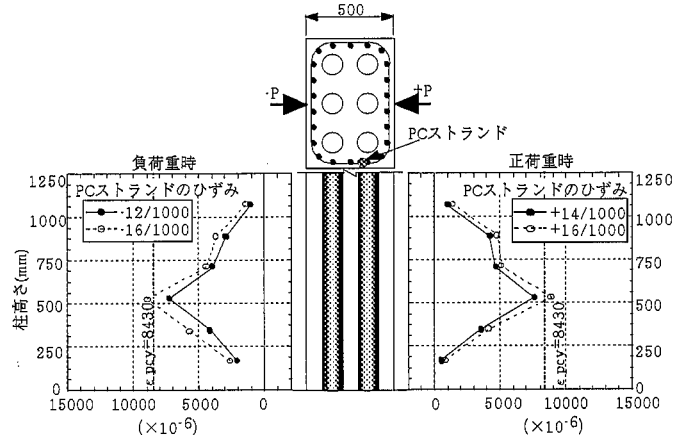


Fig. 7 PCストランドのひずみ分布(試験体S-02T)
Strain Distribution of Strand

3.4 セン断力負担割合

試験体S-02NのPCストランドのせん断力負担をFig. 8に示す。これはPCストランドの測定ひずみに見かけ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各測点毎に示している。図中の破線は降伏強度を用いた値である。PCストランドは最大荷重時($R=12/1,000$)近傍ではほぼ全降伏強度を発揮していることがわかる。

Fig. 9には試験体S-02TにおけるのPCストランドと鋼管のせん断力負担分を示す。次式に示すPCストランドの計算耐力(V_{PC}^{cal})と、それに鋼管の純せん断強度(V_T^{cal})を累加した計算耐力をそれぞれ図中に示した。

PCストランドの計算耐

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

鋼管の純せん断強度

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

鋼管のせん断力負担分

$$V_T^{exp} = [n_c \cdot \tau_{xy} \cdot (A_T / 2)]_{comp.} + [n_t \cdot \tau_{xy} \cdot (A_T / 2)]_{tens.} \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここで、 A_{PC} 、 σ_{pcy} はそれぞれPCストランドの断面積、降伏強度、 d は有効高さ、 a はストランドのピッチである。また σ_{ly} は鋼管の降伏強度、 A_T は鋼管断面積、 n_c 、 n_t はそれぞれ圧縮側および引張側鋼管の各本数である。また実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

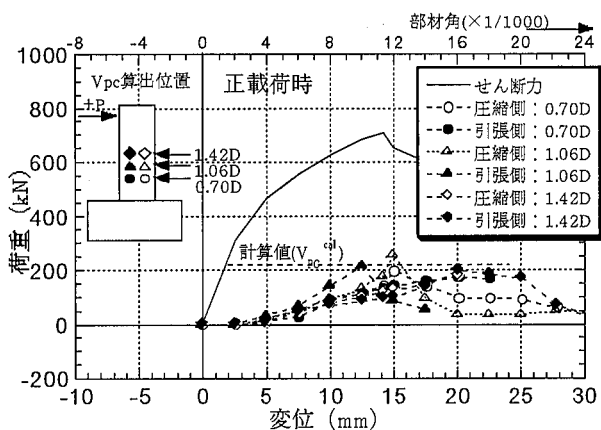


Fig. 8 PCストランドのせん断力負担分 (試験体S-02N)
Shear Contribution of Strand

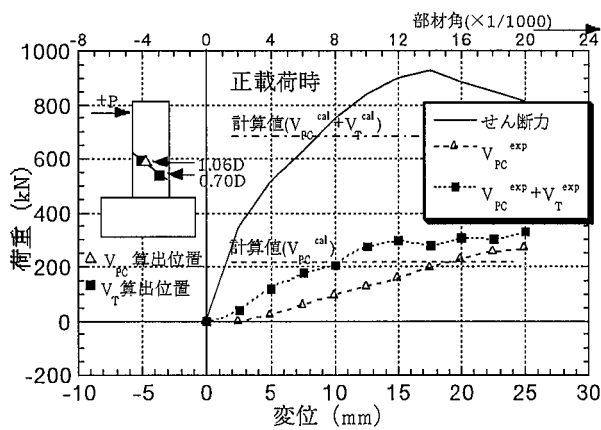


Fig. 9 PCストランドと鋼管のせん断力負担分 (試験体S-02T)
Shear Contribution of Strand and Steel Tubes

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。

図中にはPCストランドと鋼管のせん断力負担の和も示してある。PCストランドは計算耐力に達しているが、鋼管は純せん断強度を発揮するまでには至っていない。

試験体S-02Tの鋼管の高さ方向の負担せん断力分布をFig. 10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力として示している。各鋼管の負担せん断力は式(3)の方法により算出した。鋼管のせん断力はせん断ひび割れの卓越する1/3~1/2柱高さ部で卓越する傾向にある。

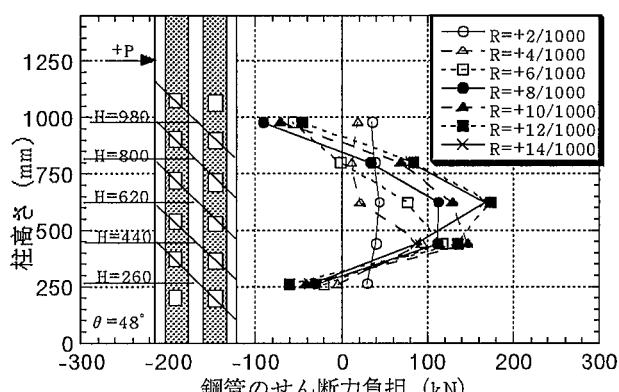


Fig. 10 鋼管の高さ方向せん断力負担分布 (試験体S-02T: 正荷重時)
Shear Contribution of Steel Tubes (Specimen S-02T: Positive Loading)

4. 試験体の解析

各試験体を対象にFEM非線形解析を行った。得られた荷重-変位曲線をFig.2~5に示してある。各試験体とも解析値は実験値を精度良く評価している。試験体S-02Tに関して柱高さ1.0Dにおける解析値と実験値のPCストランドのひずみをFig.11に示す。解析値は同一高さにおける各PCストランド要素のひずみの平均値とした。解析値におけるひずみの急増点および増加割合は実験値とほぼ同様であった。解析モデル図をFig.12に示す。なお、コンクリートと鋼管の付着のモデル化は、同一バッチで製作された付着試験結果に基づいてモデル化を行ってある。解析で得られた最大荷重時における解析値と実験値の鋼管のせん断力負担分をFig.13示す。実験値および解析値いずれの場合も、圧縮側鋼管は柱高さに対して下方部に、また引張側鋼管は柱高さ中央部にせん断応力度が卓越する傾向が認められる。破壊状況写真から柱高さ1.25Dにおける斜め45°のひび割れ面をせん断破壊面と仮定し、そのひび割れ面が横切る圧縮側と引張側鋼管のせん断応力度の平均値を実験値ならびに解析値について示したものがFig.14である。正負荷重でばらつきはあるものの、実験値および解析値とも斜めひび割れ発生後より鋼管のせん断力負担が増加する傾向にあり、最大荷重時には約60~70N/mm²のせん断応力度を負担している。

せん断耐力は解析においてはコンクリートのせん断圧

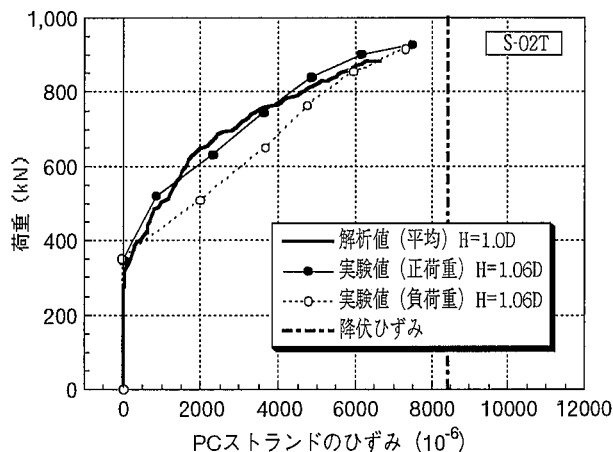


Fig. 11 PCストランドのひずみ (試験体 S-02T)
Relationship between Load and Strain of Strand (S-02T)

縮破壊により耐力が決定しており、実験においてもウェブコンクリートの圧壊および剥落で耐力が決定されている。一方、鋼管は解析や実験においてもせん断に対し弾性領域となっている。このことから、鋼管のせん断力負担分は、鋼管母材の降伏強度に依存しないことがわかる。今後、本構造せん断耐力評価式には鋼管の強度に依存しない評価式を構築する必要がある。

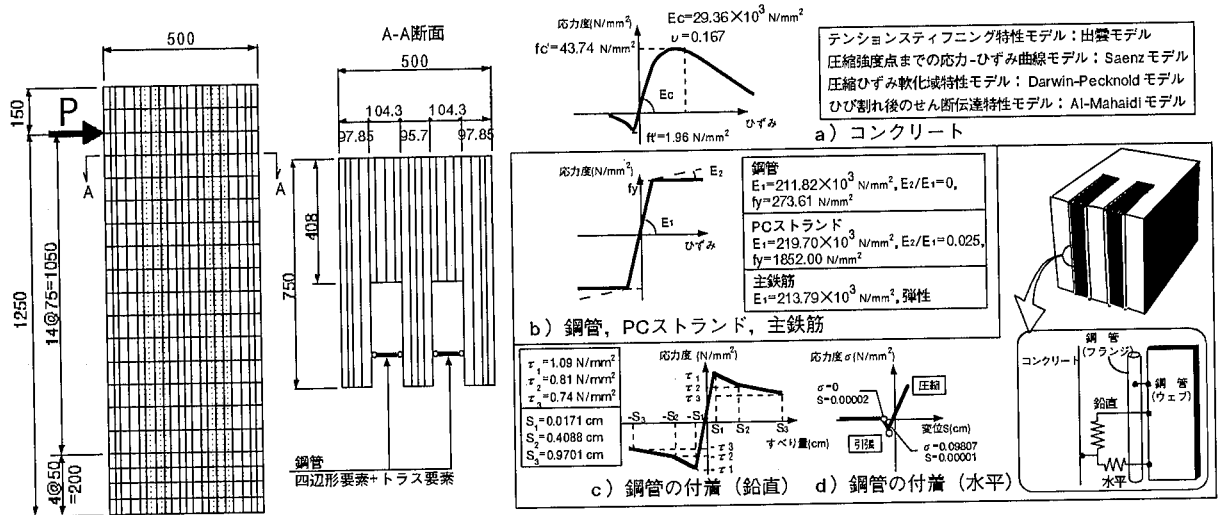
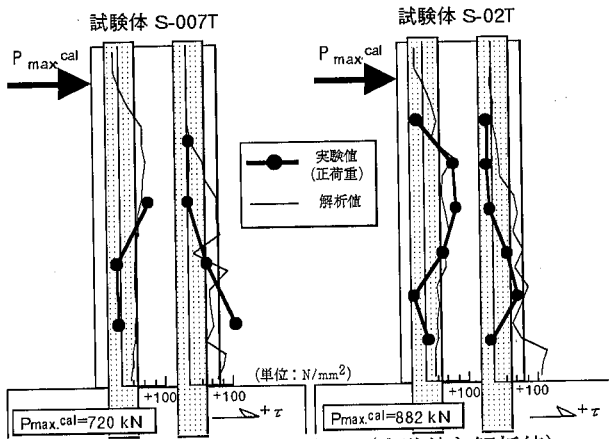


Fig. 12 FEM非線形解析モデル
FEM Non-linear Analysis Model



5. 結び

高さ40~80m級の複合構造高橋脚を対象として、換算帯鉄筋比 $P_w^{eq}=0.07\sim0.2\%$ と鋼管の有無をパラメータに、繰返し加力によるせん断破壊試験を行った。

その結果、次の結論を得た。

1) せん断補強筋として用いたPCストランドは最大耐力近傍で全強度を発揮しており、道示式および土木学会のせん断耐力評価式にPCストランドの降伏強度まで考慮しても、繰返し載荷試験で得られたせん断耐力を十分安全側に評価できる。その理由としてコンクリート負担分 V_c が実際にはより高いこと、鋼管の負担が大きいことが挙げられる。

2) 断面内に鋼管を配置することにより、最大荷重以降も比較的耐力低下は少なくダクタイルなせん断破壊性状を示した。これは、鋼管側方部コンクリートが剥落し、ストランドの付着がなくなって破断しにくくなることと、鋼管の存在によるためといえる。

3) 鋼管の存在もあり、 $P_w^{eq}=0.07\%$ の小帯鉄筋量でも十分せん断ひび割れは分散し、 $P_w^{eq}=0.2\%$ の場合と同様の破壊性状を示す。

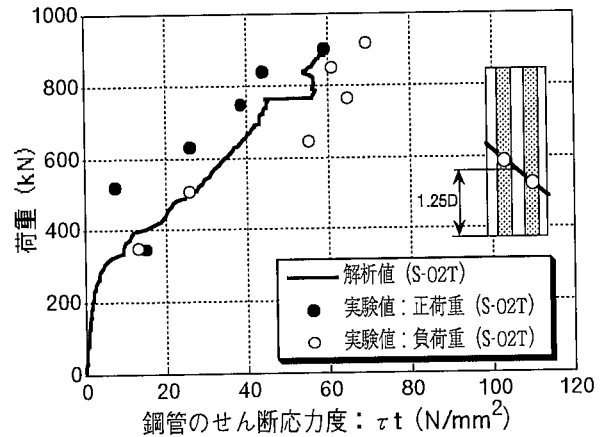


Fig. 14 鋼管の平均せん断応力度 (実験値と解析値)
The Mean Shear Stress of Steel Tubes (Experiment and Analysis)

4) 弾塑性FEM解析を実施し、本構造のせん断耐力や鋼管のせん断応力度を比較した結果、解析値は実験値を比較的精度良く評価することができた。

5) 鋼管のせん断力負担について、実用設計式が今後の課題となる。

参考文献

- 1) 福原正志ほか：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—はりの曲げせん断実験—, 日本建築学会論文報告集, 第320号, p.12~20, (1982)
- 2) 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, p.1,022~1,023, (1996)
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, p.134~135, (1996)
- 4) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 設計編, p.57~58, (1991)