

鋼殻で拘束された鉄筋コンクリート部材に関する実験的研究

An experimental study on RC beams confined in steel tubes

山口泰男*, 笹谷輝勝**, 高崎英邦***, 小西真治****, 和気輝幸*****, 藤本直昭*****

Yasuo YAMAGUCHI, Terukatsu SASAYA, Hidekuni TAKASAKI, Shinji KONISHI, Teruyuki WAKI and Naoaki FUJIMOTO

*工修, (株) フジタ, 土木本部 (〒151-0051 東京都渋谷区千駄ヶ谷4丁目)

**工修, (株) フジタ, 技術センター土木研究部 (〒243-01245 神奈川県厚木市小野2025-1)

*** 工博 日本大学教授, 生産工学部土木工学科 (〒275-8575 千葉県習志野市泉町1丁目)

**** 工博 (財) 鉄道総合技術研究所, 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2丁目)

***** (株) フジタ, 土木本部土木技術統括部 (〒151-0051 東京都渋谷区千駄ヶ谷4丁目)

This paper reports on an experimental study on the properties of a concrete beam longitudinally reinforced with steel bars while being confined in steel elements made from tubes used for underpass construction. The beam was fabricated on a scale of 1/3 and subjected to loads to compare the initial rigidity, state of cracking, flexural strength and shear strength with those of a ordinary reinforced concrete beam. The beam confined in steel elements exhibited an initial rigidity, flexural strength and shear strength comparable to the conventional reinforced concrete beam and seismic performance superior to it.

Key Words: circular-section steel tube, composite structure, mechanical property, steel shell

1. はじめに

近年, 既存の交通機能を保持し, かつ周辺環境に配慮した非開削による新設交通施設建設技術のニーズが高まっている。そこで, 推進工法と鋼殻エレメントを利用した地下構造物の構築工法 (PRE-SHELL 工法) の実用化に向け研究開発を進めている。

本工法は, 複数の鋼殻エレメントを圧入し, それら相互を軸方向鋼材である鉄筋とコンクリートで連結してトンネル躯体を構築した後, 内部土砂を掘削する工法である (図-1)。推進工法により掘削を行うことで, 高水圧下, 礫層地盤, 崩壊性地盤での施工が可能であるという利点を有しており, 既設交通施設直下だけでなく, 河川床など従来工法では比較的施工が難しい場所にも適用が可能である。

本工法の構造形態は, 図-3 に示すような円形と2種類の欠円形の鋼殻エレメントと軸方向鋼材である鉄筋, セン断補強材を担う隔壁鋼材と充填コンクリートで構成される複合構造である。実用化にあたっては, 施工法の確立と構造の力学的特性を明らかにする必要がある。

そこで, 本論文では, 非開削工法の現状と工法の概要について概説するとともに, 鋼殻で拘束された鉄筋コンクリート部材の初期剛性, 曲げ耐力, 変形性能およびせん断耐力の把握を目的として実施した曲げ実験およびせん断実験の結果を考察した。

2. 非開削工法の現状

現在, 道路下や鉄道軌道下に非開削工法を用いて地下構造物を

構築する場合, シールド工法以外にMMST工法¹⁾, URT工法²⁾, HEP&JES工法³⁾等の外殻先行型工法が採用されている (表-1)。

これまで開発された外殻先行型工法は, 外殻を構造物構築時の山留め材, 型枠, 構造材を兼用する工法として開発されている。

また, 多くの場合, オーガーまたはシールド機を使用して掘削する。シールド工法以外の工法においては, 外殻鋼材の接合は特殊な継ぎ手あるいはPC鋼材を介して行われ, 曲げ耐力は設計上鉄筋コンクリート構造物 (RC 構造) として考える場合が多い。

これら外殻先行型工法は, 施工時の周辺環境への影響も少なく, また, 施工時の地盤沈下等の影響が極めて小さく, 既存交通を確保したまま施工可能という特徴がある。しかし, 高水位の地下水がある場合, 補助工法が必要となる。

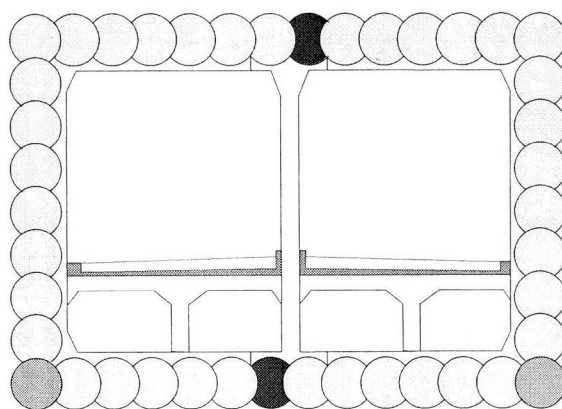


図-1 地下構造物構築例

表-1 非開削工法の分類

	【函体推進・けん引(箱型ルーフ工法)】		【エレメント推進】			【シールド工法】	
工法名称	BR工法	SC工法	URT工法	HEP&JES工法	PRE-SHIELD工法	MMST工法	シールド工法
	BR:Box Roof	SC:Sliding Culvert	URT:Under Railway/Road Tunneling	HEP:High Speed Element Pull Method JES:Jointed Element Structure Method	外殻先行式 任意断面トンネル工法	MMST: Multi Micro Shield Tunneling	
構造形式	RC造		複合構造(コンクリート、鋼管)			複合構造 (コンクリート、鋼殻)	RC造(RCセグメント)
掘進工法	鋼管推進(牽引)	鋼管推進(元押し)	鋼管推進(元押し)	鋼管推進(牽引)	鋼管推進(元押し)	専用シールド(矩形複数)	専用シールド
鋼材の扱い	仮設:順次撤去		本設:コンクリート後充填			本設:コンクリート後充填	本設
工法手順 工法詳細	①上部にFCプレートと箱型ルーフを推進 ②側部にパイプルーフ打設 ③水平ボーリング・先進導坑によりPC鋼線を地中に配置 ④本体を横で構築し、フロンテジャッキ工法で地中にけん引	①上部および側部にFCプレートと箱型ルーフを推進 ②本体を手前で構築 ③元押しジャッキで後方から押して地中に推進(順次、箱型ルーフを撤去)	横締め工法の場合 ①鋼製角型エレメントを順次推進 ②エレメント内部にコンクリート充填 ③横断方向にPCケーブルで繋結を行い一体化 ④内部の掘削	①基準エレメントの挿入 ②継手をガイドに一般エレメントを挿入(上床版、側壁、下床版の順で施工) ③裏込め注入 ④継手部グラウト充填 ⑤エレメント内部コンクリート充填 ⑥内部の掘削	①単体または複数の鋼管エレメントを順次推進 ②横断方向に鉄筋、PC鋼線等の鋼材を設置 ③エレメント内部にコンクリートを充填し一体化 ④内部の掘削	①鋼製セグメントを用いた矩形シールド機で順次掘削 ②シールド間(接続部)の掘削および配筋 ③鋼殻内部にコンクリートを充填し一体化 ④内部の掘削	例えば、下図のような特殊な復旧形状の断面を確保するシールド(DOT(Double "O" Tube)工法)もある。また、離隔を確保して2本のシールドを構築する方法も考えられている。
概要図							

3. 工法概要

本工法は、推進工法を用いて図-1に示すように構造物外殻部に沿って複数の鋼殻エレメントを図-2に示す施工手順で施工し、外殻部躯体を構築した後、内部空間の土砂を掘削する工法である。

鋼殻エレメントは、図-3に示す円形エレメント、片側・両側欠円エレメントの3種類である。鋼殻エレメント同士は突き合わせとし、鋼殻エレメントに設けた貫通孔に軸方向鋼材である鉄筋を配置し、コンクリートを充填して連結されている。なお、掘削時の充填材は、鋼殻エレメント圧入後、高圧洗浄により除去する。

この工法は、施工機械には玉石混じり礫層対応の密閉型推進機を使用するため、数mから数十mの土被りの高水圧下、崩壊性地盤中で低コストで施工することが可能であるという利点を有している。また、鋼殻エレメントが円形であるために、水平・垂直の構造体だけでなく、任意の斜め方向への連結が可能であり、計画自由度の高い構造物を構築することが可能である。

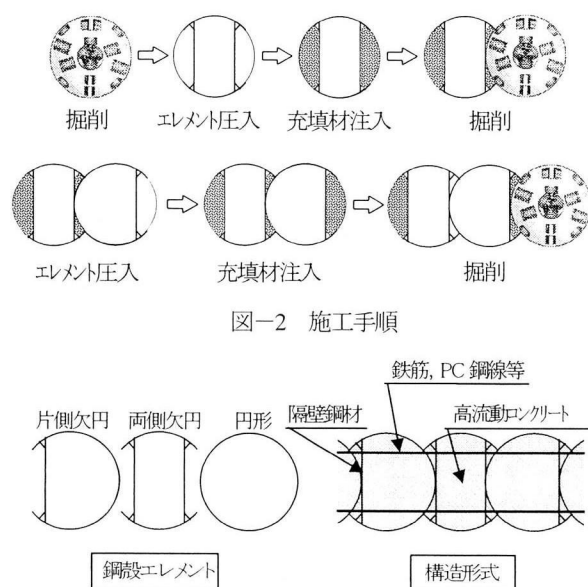


図-3 鋼殻エレメントと構造形式

4. 曲げ実験

本実験は、鋼殻で拘束された鉄筋コンクリート部材の曲げ耐力、初期剛性、変形性能およびひびわれ性状の把握を目的として実施した。

4.1 曲げ試験体

試験体形状を図-4に示す。試験体はRC構造であるNo.1と、鋼殻エレメント連結部の部材高さ(H)がNo.1と同じ400mmとしたNo.2の2種類である。試験体規模は、想定実構造物の1/3縮尺とした。鋼殻エレメントの厚さ(t)と外径(D)との比(t/D)は、コンクリートの拘束効果を考慮し、既往の知見⁴⁾から $t/D \geq 1/100$ となるよう設定した。No.2試験体は隔壁鋼材がせん断補強機能を負担するものと仮定し、支座位以外にせん断補強筋を配筋していない。使用材料を表-2に示す。

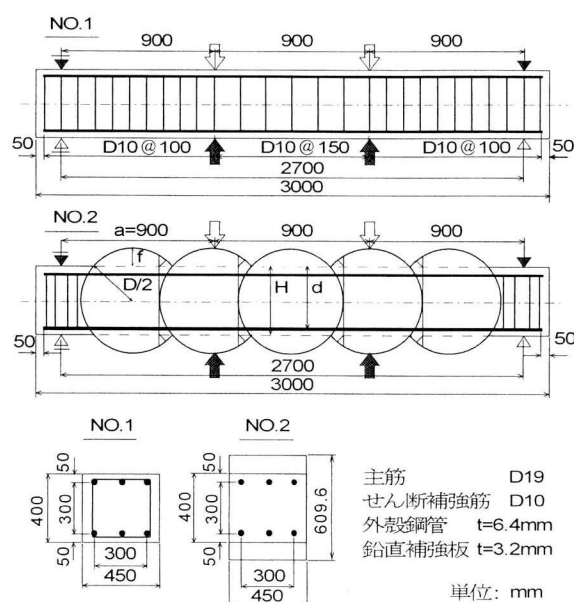


図-4 試験体(曲げ実験)

表一2 材料強度試験結果

a)鉄筋

鉄筋径	種類	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)	伸び (%)
D10	SD295	395	562	1.86	14.7
D19	SD390	441	638	1.90	14.5

b)鋼材

種類	板厚 (mm)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^5$ N/mm ²)	伸び (%)
鋼殻	6.4	326	472	2.00	40.0
隔壁	3.2	344	472	2.00	33.0

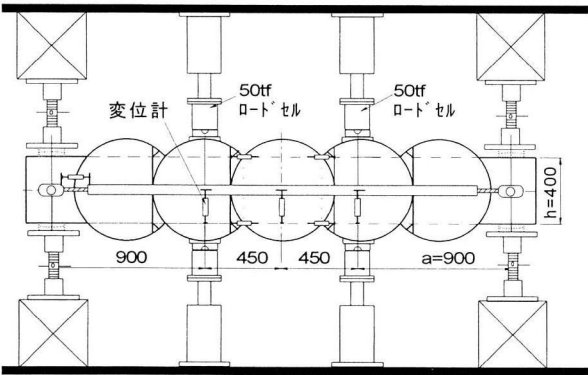
c)コンクリート

試験体	養生	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	ポアソン 比
No.1	封かん	43.5	3.35	3.08	0.20
No.2	封かん	44.3	3.44	3.12	0.20

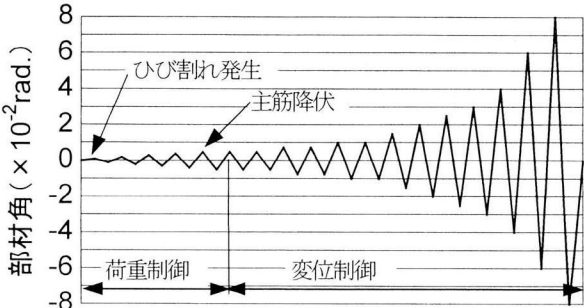
4.2 曲げ実験方法

載荷装置および加力サイクルを図一5、6に示す。載荷方法は、いずれもせん断スパン比 (a/d) を 2.57 とした2点載荷による正負交番とした。載荷位置は、鋼殻エレメント連結部の性状および隔壁鋼材の性状を確認できるよう設定した。

加力は、荷重制御でひび割れ発生、弾性域 (主筋降伏の80%ひずみ) を正負1回載荷し、主筋降伏ひずみを正負3回載荷後、変位制御で主筋降伏時の部材角の倍数で正負交番載荷を行い、破壊性状が確認されるまで載荷を行った。なお、変位制御は載荷点の変位を用いて行った。



図一5 載荷装置 (曲げ実験)



図一6 加力サイクル (曲げ実験)

4.3 曲げ実験結果および考察

(1) ひび割れ性状

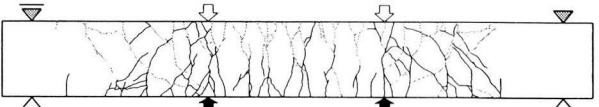
加力終了時のひび割れ発生状況を図一7に示す。No.1 試験体は、31.8kN・m で等曲げ区間中央に曲げひび割れが発生し、その後は加力サイクルの増大に伴って曲げ区間、せん断区間ともに広い範囲でひび割れが発生した。

これに対し、No.2 試験体では、最初に 30.0kN・m でせん断区間の隔壁鋼材部にコンクリートとの付着ひび割れが発生した。以降、全区間にわたり隔壁鋼材および鋼殻エレメントとコンクリートとの境界に沿って付着ひび割れが発生し、全周に進展した。

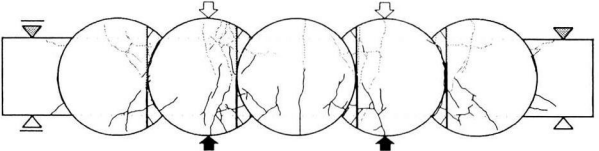
曲げ区間のひび割れについては、その殆どが加力点内側の連結部 (鋼殻エレメントラップ部) に発生し、中央の円形エレメント部に発生したのはわずかであった。中央の円形エレメントは、116kN・m 付近で下筋のひずみ増大によると思われるひび割れが発生し、145kN・m 時に円形エレメント中央部にコンクリートの割裂によると思われるひび割れが発生した。

以上のように、No.1 試験体は試験区間全長にわたりひび割れが分散するのに対して、No.2 試験体は鋼殻エレメント連結部にひび割れが集中し、それ以外の部分は鋼殻エレメントとコンクリート間の付着切れを生じるが、損傷は軽微であることがわかった。

No.1 (RC)



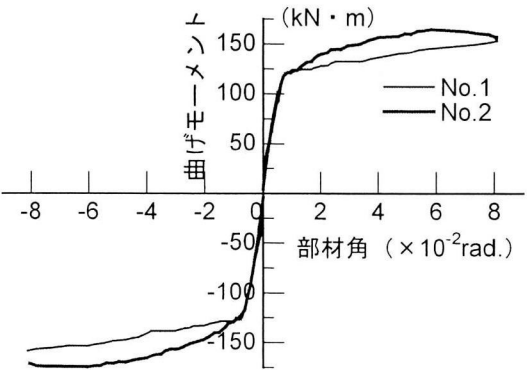
No.2 (複合)



図一7 ひび割れ発生状況 (加力終了時)

(2) 初期曲げ剛性

曲げモーメントと加力点での部材角の包絡線を図一8に示す。RC 構造である No.1 試験体と複合構造である No.2 試験体は同等の初期剛性を有し、設計上の部材高さ (H) は鋼殻エレメント連結部の断面高さとして行うことができることが確認された。



図一8 曲げモーメントと部材角の包絡線

(3) 曲げ耐力および変形性能

曲げモーメントと部材角の関係を図-9 に、実験結果一覧を表-3 に示す。計算値は、No.1 試験体（RC部材）の材料非線形性を考慮した解析値である。また、No.2 試験体のひび割れ発生耐力は、鋼殻エレメントとコンクリートとの付着ひび割れが発生した荷重を曲げモーメントとして示した。

両試験体ともに部材角 0.5/100rad.時に降伏耐力に達しており、No.1 が 121.8～126.2kN・m、No.2 が 119.2～121.8kN・m であり、実験値と計算値とがよく一致している。

No.1 試験体は、ひび割れが分散し、曲げ降伏後せん断ひび割れが加力点に向かって進展したため、降伏耐力以降耐力が漸増した。そのため、最大耐力は部材角 8/100rad.時の耐力（153.5kN・m）を記載した。これに対して、No.2 試験体は正負とも部材角 6/100rad.時に連結部の隔壁鋼板と鋼殻エレメントとの間に充填された三角部のコンクリートが交番載荷によりブロック状に破壊し最大耐力（162.5kN・m）に達した。最大耐力は計算値の 1.22～1.30 倍であった。

No.1 試験体は、部材角 4/100rad.以降曲げ区間のかぶりコンクリートが付着割れと曲げひび割れによりくさび状のブロックとなり、エネルギー吸収能の少ない変形曲線となっている。これに対して、No.2 試験体はエレメントを連結している部材高さを No.1 試験体と同一にしているため連結部以外のかぶりが大きく、また、鋼殻エレメントのはり上下部が円形となっているためコンクリートの剥離を防ぐ拘束効果が No.1 試験体に比べて大きく、図-9 に示すようなエネルギー吸収能の大きい変形曲線となっている。

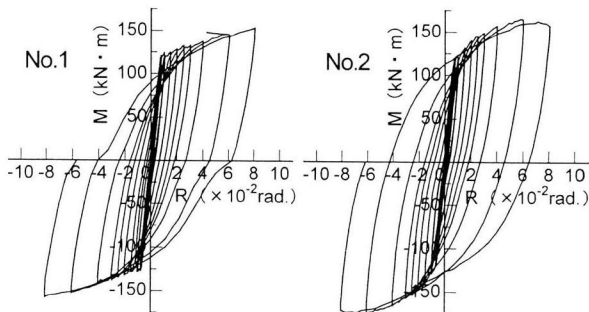


図-9 曲げモーメントと部材角の関係

表-3 曲げ実験結果一覧

試験体名	加力		ひび割れ耐力	降伏耐力	最大耐力
			M_{cr} (kN・m)	M_{sy} (kN・m)	M_{max} (kN・m)
No.1 (RC)	正加力	実験値	31.8	121.8	153.5以上
		計算値	35.9	123.9	133.6
		実/計	0.88	0.98	1.15以上
	負加力	実験値	35.3	126.2	158.1以上
		計算値	35.9	123.9	133.6
		実/計	0.98	1.02	1.18以上
No.2 (複合)	正加力	実験値	30.0	121.8	162.5
		計算値	35.9	123.9	133.6
		実/計	0.84	0.98	1.22
	負加力	実験値	26.5	119.2	173.8
		計算値	35.9	123.9	133.6
		実/計	0.74	0.96	1.30

注) No.2のひび割れ耐力実験値は、鋼管内部の隔壁部の付着ひび割れ発生荷重

(4) ひび割れ幅

図-10(a), 10(b)は、両試験体の正加力時の部材角 3.0/100rad.までのひび割れ幅分布である。主筋降伏時（部材角 約 0.5/100rad）の最大ひび割れ幅は両試験体とも 0.4mm 程度であり、差異はない。

一方、主筋降伏以降では、No.1 試験体は部材角 3.0/100rad.での加力点の曲げ区間のひび割れ幅は約 3mm であるのに対し、No.2 試験体は曲げ区間の連結部のひび割れ幅のみが増加し、同部材角でのひび割れ幅は左右の連結部で各々 5.5mm, 6.5mm であり、No.1 試験体の約 2 倍のひび割れ幅となっている。

図-11 は、負加力時のひび割れ幅の累計と加力点位置の部材角との関係である。丸印は曲げ区間、三角印は試験体全区間の累計である。全区間累計では違いがないが、曲げ区間の累計では主筋降伏（0.5/100rad.）までは一致するものの、それ以降は No.2 試験体の方が大きい。

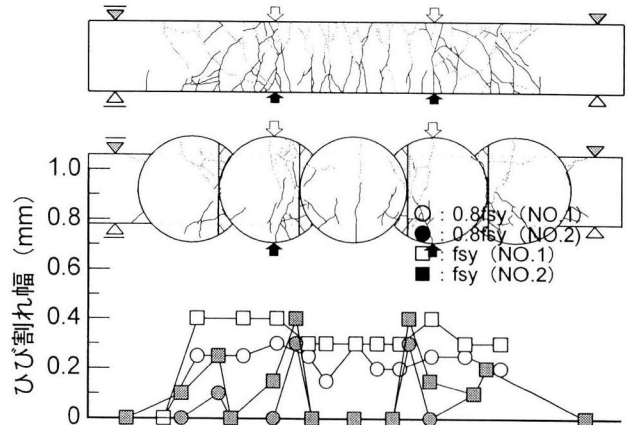


図-10(a) ひび割れ幅分布（主筋降伏まで）

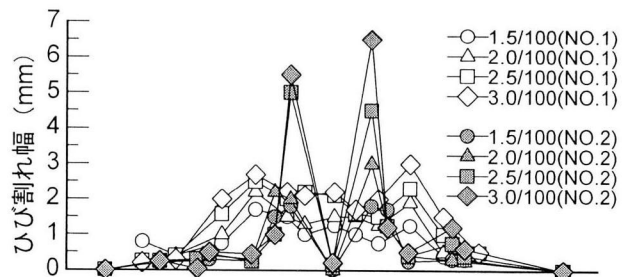


図-10(b) ひび割れ幅分布（主筋降伏以降）

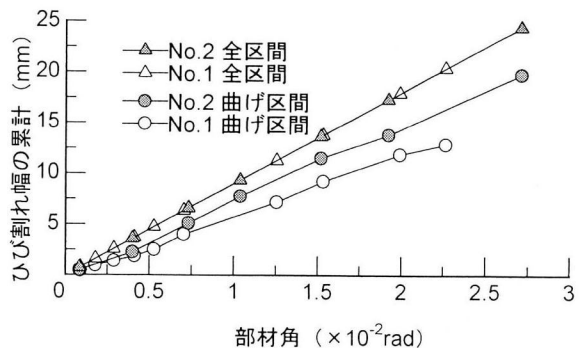


図-11 累計ひび割れ幅の比較

(5) 主筋のひずみ分布の検討

図-12(a), 12(b)に、両試験体の正加力時部材角 $1.5/100\text{rad}$ までの下側主筋のひずみ分布を示す。No.1 試験体は曲げ区間中央部の主筋が最初に降伏している。その後ひび割れの分散に伴い、加力点の主筋が降伏し、ひび割れ幅の増大に伴い曲げ区間の主筋ひずみがほぼ均等に増加している。これに対し、No.2 試験体は曲げ区間の鋼殻エレメント連結部の主筋が最初に降伏し、その後加力点位置の主筋が降伏している。円形エレメントの中央部にある主筋は図-7 および図-10(b)からわかるように、ひび割れ発生とともに降伏のひずみに達するものの、ひび割れ幅が増大しないため最終加力時においても 0.3% 程度のひずみ発生であった。

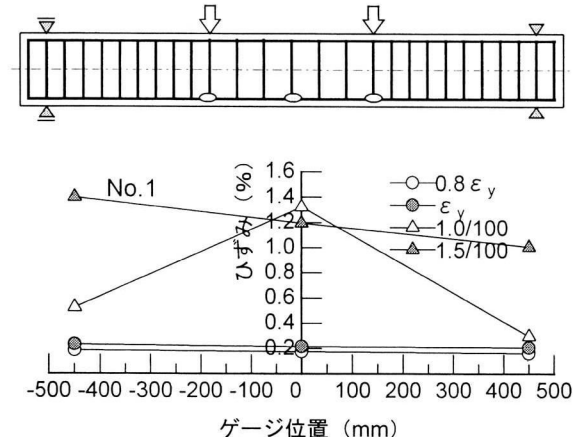


図-12(a) 主筋のひずみ分布 (No.1 試験体)

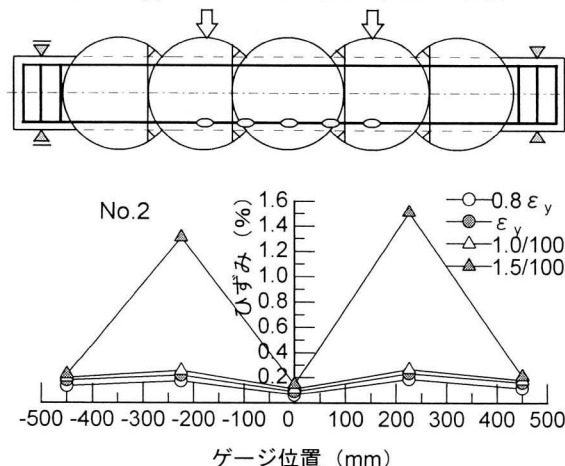


図-12(b) 主筋のひずみ分布 (No.2 試験体)

(6) 鋼殻エレメント隔壁の検討

せん断補強筋および隔壁鋼材のひずみより算定した各々の負担せん断力と部材角の関係を図-13 に示す。実線は各試験体への作用せん断力である。せん断補強筋のせん断力負担は作用せん断力の約 $1/6$ であるのに対し、隔壁鋼材は連結部のコンクリートの破壊が進むに従って負担割合が増加し、コンクリートがブロック状に破壊した部材角 $6/100\text{rad}$ では隔壁鋼材が作用せん断力のほとんどを負担していることがわかる。

(7) 鋼製エレメントのひずみの検討

図-14 に正加力時の鋼殻エレメントと隔壁鋼材のひずみと部材角の関係を示す。鋼殻エレメント上面の測定位置全てに圧縮ひ

ずみが発生している。鋼殻エレメント下面の隔壁鋼材と隔壁補強鋼材が成す三角形部のL4と円形エレメントのL7に引張りひずみが発生しているが、加力終了時においても降伏ひずみには至っていない。L3は降伏ひずみに近い圧縮ひずみが発生している。

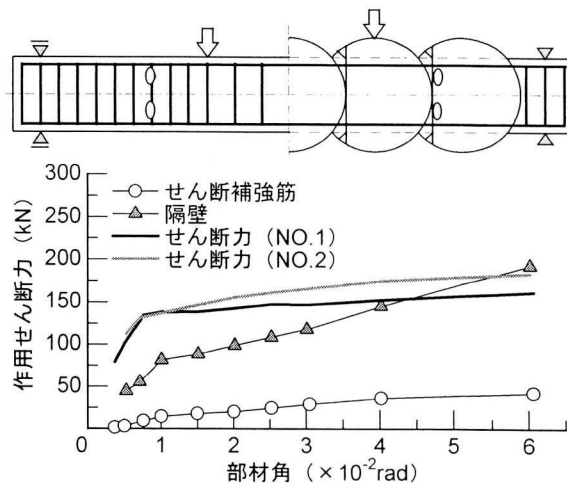


図-13 せん断補強筋および隔壁の作用力

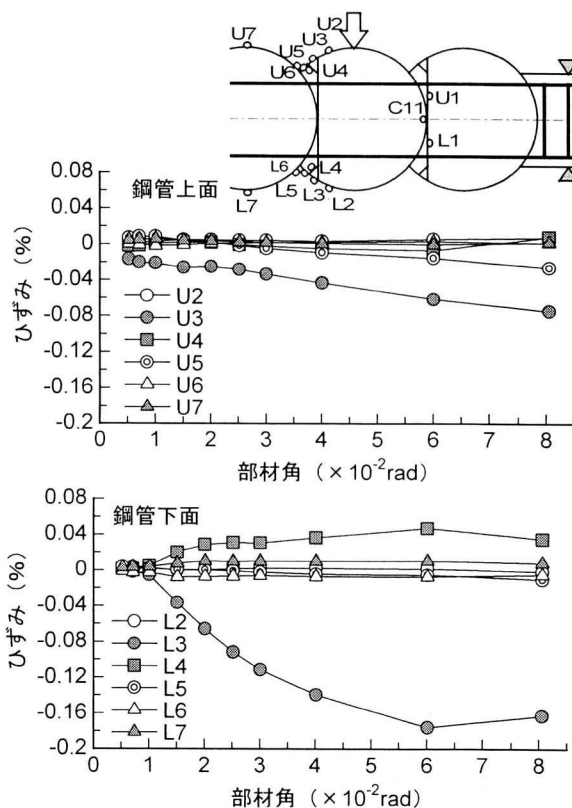


図-14 鋼殻エレメントと隔壁鋼材のひずみ

4.4 曲げ実験のまとめ

曲げ実験より、構造体に関して以下の知見を得た。

- (1) RC 構造と同等の初期剛性および曲げ耐力を有するとともに、鋼殻エレメントによりかぶりコンクリートの剥落が防止され、エネルギー吸収能の大きい耐震性に優れた変形性能を有する。
- (2) 主筋降伏までは同等のひび割れ幅であるが、主筋降伏以降は鋼殻エレメント連結部にひび割れが集中するが、損傷は軽微である。
- (3) 隔壁鋼材は、せん断補強鋼材としての機能を有する。

5. せん断実験

本実験は、鋼殻で拘束された鉄筋コンクリート部材のせん断耐力、変形性能およびひび割れ性状の把握を目的として実施した。

5.1 せん断試験体

試験体形状を図-15に示す。試験体規模は、曲げ実験と同じ実大の約1/3縮尺とした。

試験体は、いずれも幅を400mm、鋼殻エレメント径をφ609.9mm($t=6.4\text{mm}$)とし、せん断破壊先行とするため主筋としてD25の総ネジPC鋼棒を圧縮側2本、引張側5本配置とした。また、コンクリートは高流動コンクリートの使用を想定し 50N/mm^2 とした。使用材料の素材試験結果を表-4に示す。

B1試験体は、曲げ試験体と同等に、鋼殻エレメントを鉄筋コンクリート(RC)で連結し、片側欠円エレメントの隔壁鋼材をせん断補強鋼材($t=3.2\text{mm}$)とみなし、せん断補強筋は配置していない試験体であり、鋼殻エレメントのラップ率(H/D ; H はラップ部の部材高さ、 D は鋼殻エレメントの外径)を曲げ実験と同様に2/3とした。

A試験体は、部材高さをB1試験体のラップ部の部材高さと同じ400mmとし、B1試験体とせん断耐力が同等になるようせん断補強鉄筋(D10)を均等に配置(@50mm)したRC試験体である。

B2試験体は、せん断スパン比(a/d)の影響を検討するための試験体である。また、C試験体は、ラップ率(H/D)の影響を検討するための試験体であり、 H/D を1/2した。

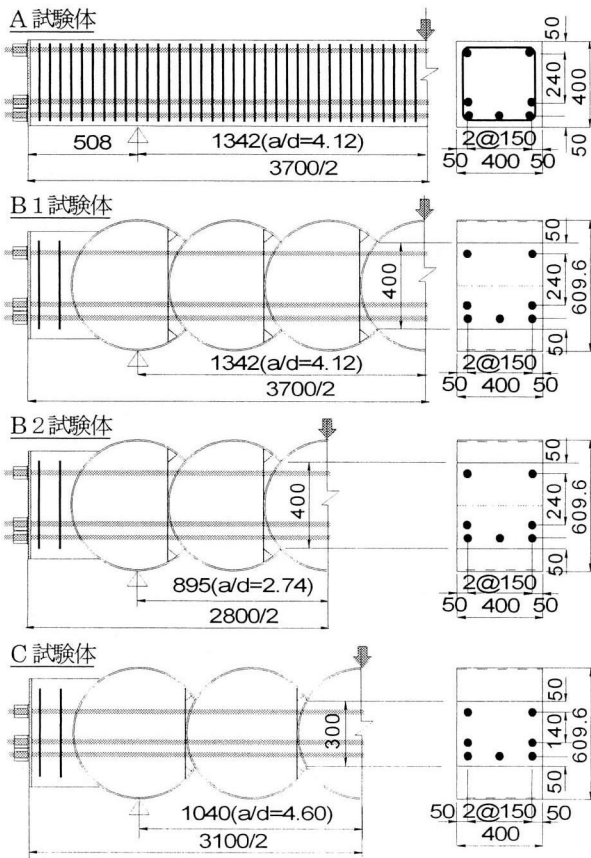


図-15 試験体形状 (せん断実験)

表-4 使用材料の素材試験結果

a)鉄筋・PC鋼棒

鉄筋 PC鋼棒	鋼種	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 ($\times 10^5 \text{N/mm}^2$)	伸び (%)
D10	SD295	359	508	2.03	26.4
D25	B種1号	1,018	1,154	1.98	13.4

b)鋼材

種類	鋼種	厚さ (mm)	降伏点 (N/mm^2)	引張強さ (N/mm^2)	伸び (%)
鋼殻	STK400	6.4	370	512	35.3
隔壁	SS400	3.2	315	435	40.0

c)コンクリート

試験体	養生	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	弾性係数 ($\times 10^4 \text{N/mm}^2$)	ポアソン 比
A, B1	封かん	61.8	4.50	2.91	0.21
B2, C	封かん	59.6	4.30	2.90	0.22

5.2 せん断実験方法

載荷装置を図-16に、加力サイクルを図-17に示す。加力は、1点集中の片側繰り返し載荷とした。

せん断スパン比は、鋼殻エレメント連結部の性状および隔壁の性状を確認できるよう設定した。せん断スパン比(a/d)は、A試験体、B1試験体が4.12、B2試験体が2.74、C試験体が4.60である。

加力サイクルは、荷重制御によりひび割れ発生荷重の50%、ひび割れ発生荷重、せん断ひび割れ発生荷重で各々除荷し、最大荷重後は変位制御で破壊性状が確認されるまで載荷を行った。

変位計測は、載荷点変位の他に、B1・B2試験体およびC試験体の連結部のせん断ずれを計測した。

ひずみは、主筋、せん断補強筋、鋼殻エレメント外周部、隔壁鋼板、補強鋼板にひずみゲージを貼付し測定した。

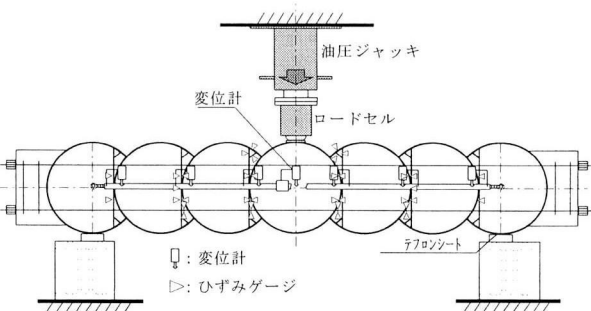


図-16 載荷装置 (せん断実験)

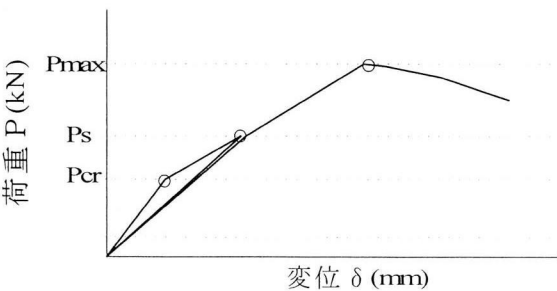


図-17 加力サイクル (せん断実験)

5.3 実験結果および考察

(1) 変形状

荷重と鉛直変位の関係を図-18に示す。せん断スパン比 (a/d) が同じ A 試験体と B1 試験体は、コンクリートにせん断ひび割れが発生する 200kN (変位 8mm) までほぼ同じ初期勾配である。このことから、初期勾配が鋼殻エレメントラップ部の断面剛性に依存することがわかる。

A 試験体はせん断ひび割れ発生後もせん断補強筋が密に配筋されているため、鉛直変位 22mm までせん断ひび割れが進行せず耐力が増大したが、その後せん断ひび割れ幅が増大し、せん断破壊を生じ耐力が急激に低下した。

B1 試験体は、せん断ひび割れ発生後も鋼殻エレメントがせん断ひび割れ幅の増大を抑制し、せん断破壊を防止するため、最終的には圧縮側主筋がせん断変形し、鉛直変位で 56mm まで変形した後に耐力の増加が緩やかになった。なお、B1 試験体は試験装置の関係から、耐力増加が緩やかになった時点で加力を終了した。また、B2 試験体および C 試験体は、B1 試験体と同様にせん断ひび割れ発生後も鋼殻エレメントがせん断ひび割れ幅の増大を抑制しせん断破壊を防止するため、最終的には圧縮側主筋がせん断変形し耐力が低下した。

以上より、本複合構造は、RC 構造に比べ急激なせん断破壊を生じないことが確認された。

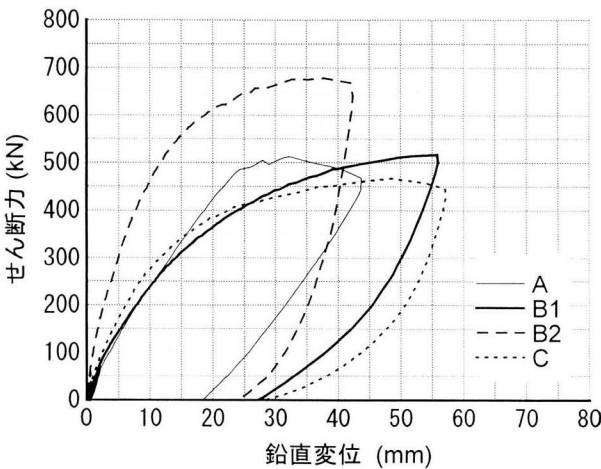


図-18 荷重と鉛直変位の関係

(2) 最大耐力

せん断耐力一覧を表-5に示す。また、図-19にせん断スパン比と実験値と計算値の比の関係を示す。

計算値は鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物⁵⁾ (以下、鉄道標準と呼ぶ) のせん断耐力算定式、鉄道標準の解説の二羽らの式および HEP&JES 工法におけるせん断耐力評価式³⁾ を用いて算定した。なお、算定に当たっては材料係数 γ_m および部材係数 γ_b を 1.0 とした。

図-19より、B1、B2およびCの各試験体のせん断耐力は、RC 部材を対象としたせん断耐力算定式である鉄道標準式および二羽らの式で評価可能であることがわかる。一方、HEP&JES 式は、無筋コンクリートのせん断耐力式を用いているため、想定破壊機構が異なり適用できないと判断できる。

表-5 せん断耐力一覧

試験体名	適用式	計算値(kN)			実験値 V(kN)	実験/計算 V/V _{yd}
		V _{cd}	V _{sd}	V _{yd}		
A	鉄道標準式	167	293	460	513	1.12
	二羽らの式	182	293	475		1.08
	HEP&JES式	-----	-----	-----		-----
B1	鉄道標準式	169	256	425	517	1.22
	二羽らの式	184	256	440		1.17
	HEP&JES式	445	403	403		1.28
B2	鉄道標準式	169	256	424	677	1.60
	二羽らの式	212	256	468		1.45
	HEP&JES式	444	403	403		1.68
C	鉄道標準式	146	153	299	465	1.56
	二羽らの式	154	153	307		1.52
	HEP&JES式	211	403	211		2.20

ここで、

鉄道標準式 $V_{yd} = V_{cd} + V_{sd}$

二羽らの式 $V_{yd} = V_{cd2} + V_{sd}$ ($a/d \geq 2.5$ の場合)

HEP&JES式 $V_{yd} = \min(V_{cd3}, V_{us})$

$V_{cd1} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$

$V_{cd2} = 0.94 \{0.75 + 1.4d/a\} \cdot f_{cd1} / 3 \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$

$V_{cd3} = 3.58(s/d) - 1.166 \cdot f_{cd1} / 3 \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$

$V_{sd} = [A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \theta + \cos \theta) / s] \cdot z / \gamma_b$

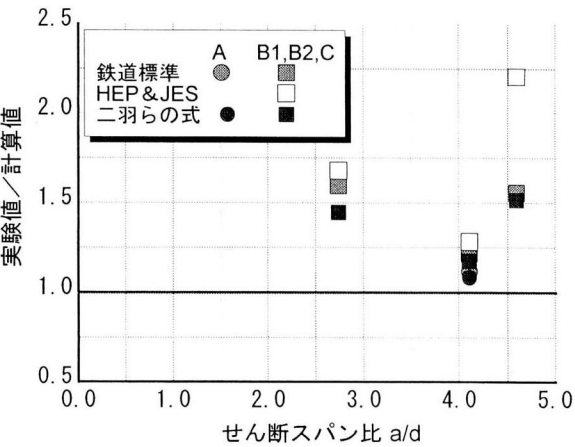


図-19 せん断スパン比と実験値/計算値の関係

(3) ひび割れ性状

図-20に最終ひび割れ発生状況を示す。せん断補強筋を 50mm ピッチに配筋した A 試験体は、20kN で曲げひび割れが発生し、147kN 時にせん断ひび割れが発生した。その後、曲げひび割れおよびせん断ひび割れが進展し、最終的には 513kN 時にせん断破壊を生じた。

B1 試験体は、各エレメントにコンクリートが充填され鉄筋によって連続化されているため、隔壁鋼材の付着ひび割れが発生した後 (22kN 時) に各鋼殻エレメントで上下主筋間にせん断ひび割れが発生している。しかし、鋼殻エレメントによりコンクリートが拘束されているため、コンクリートのせん断破壊後もせん断ひび割れ幅の進展を抑えるため、鉄筋に沿った付着ひび割れが発生するとともに圧縮鉄筋のせん断変形が進行しないと耐力が低下しない機構となっている。

また、B2 試験体および C 試験体も、B1 試験体と全体的なひび割れパターンが同じであり、耐力低下メカニズムは主筋のせん断変形である。

これより、今回の実験範囲における a/d (2.74~4.60) および H/D (1/2~2/3) の範囲においては、本構造は同様なひび割れパターンおよび破壊形式を示すことがわかった。

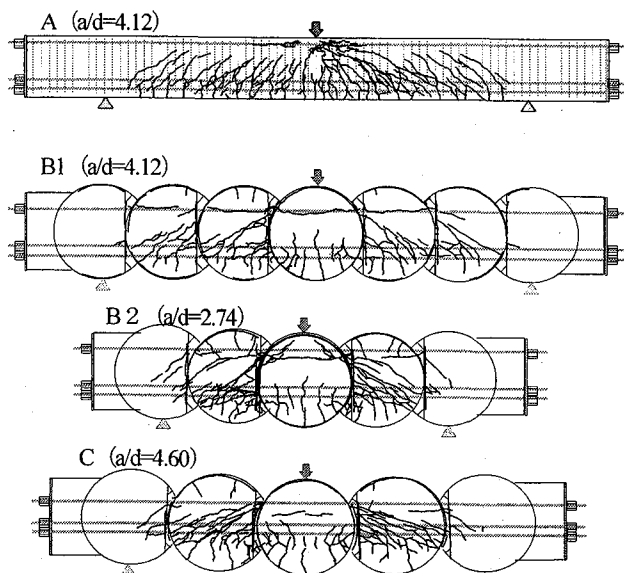


図-20 最終ひび割れ発生状況

(4) 各部のひずみ

図-21, 22 に A 試験体のせん断補強筋のひずみとせん断力の関係を示す。せん断ひび割れが通過しているせん断補強筋は、0.2%を越えるひずみが発生している。

図-23~図-26 に B1 試験体の隔壁鋼材および鋼殻エレメントのひずみを示す。図-23, 24 より、A 試験体と同様にせん断ひび割れが通過している隔壁鋼材には 0.2%を越えるひずみが発生していることがわかる。一方、図-25, 26 に示すように、隔壁鋼材と隣接する鋼殻エレメントには最大で 0.03%程度のひずみが発生しているが、せん断ひび割れ発生状況から、鋼殻エレメントはせん断力を殆ど負担しない機構となっていることがわかる。

なお、B2 試験体、C 試験体とも各部のひずみは B1 試験体と同様の傾向を示した。

以上のことより、せん断耐力機構はコンクリートと隔壁鋼材からなることが確認された。

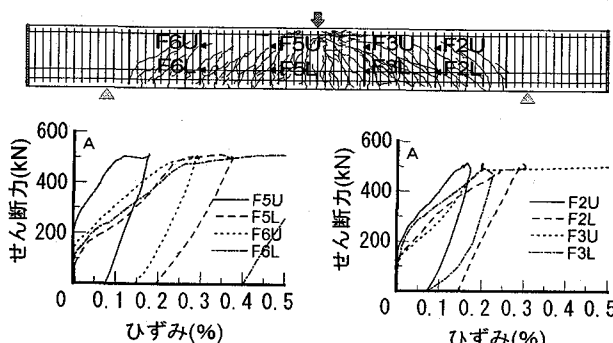


図-21 せん断補強筋のひずみ (A 試験体)

図-22 せん断補強筋のひずみ (A 試験体)

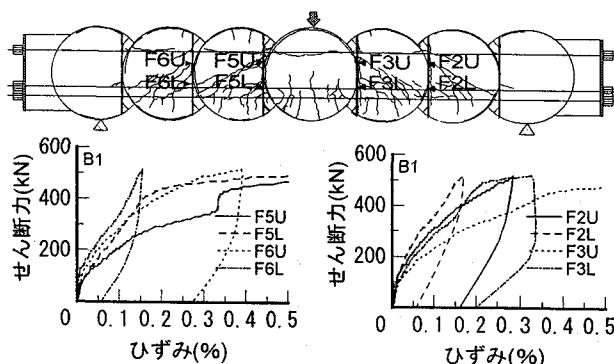


図-23 隔壁鋼材のひずみ (B1 試験体)

図-24 隔壁鋼材のひずみ (B1 試験体)

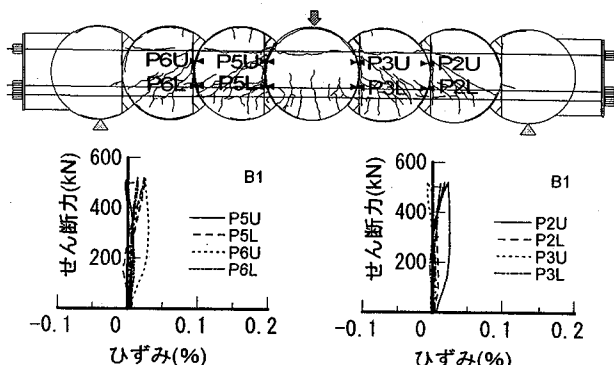


図-25 鋼殻のひずみ (B1 試験体)

図-26 鋼殻のひずみ (B1 試験体)

6. まとめ

曲げ実験およびせん断実験より、以下の知見を得た。

- (1) RC 構造と同等の初期剛性および曲げ耐力を有するとともに、鋼殻エレメントにより、かぶりコンクリートの剥落が防止され、エネルギー吸収能の大きい耐震性に優れた変形性能を有する。
- (2) 主筋降伏までは RC 構造と同等の最大ひび割れ幅である。主筋降伏以降は鋼殻エレメント連結部にひび割れが集中する。
- (3) 本実験の範囲では、本構造のせん断耐力機構はコンクリートと隔壁鋼材からなることが確認された。
- (4) 本実験の範囲では、せん断耐力は RC 構造の評価式である鉄道標準式および二羽らの式で評価できる。

参考文献

- 1) 柄川ほか：MMST 工法実用化の検討，トンネルと地下，Vol.28，No.1，pp.47-53，1997.1
- 2) 大庭光商ほか：施工目地のある PC 梁のせん断破壊性状に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.18，No.2，pp.665-670，1996
- 3) 鉄道 ACT 研究会，HEP&JES 工法技術資料，2001.1
- 4) 鉄道総合技術研究所，鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物，1998.7
- 5) 鉄道総合技術研究所，鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物，1992.10

(2002年9月13日受付)