

論文 鉄骨フランジに主筋を溶接した梁と鋼管を有する柱から成る RC 柱梁接合部に関する実験研究

橋本一郎*¹ 松崎育弘*² 一條祐三*³ 加藤慎司*⁴

要旨：本論文は、薄肉PCa梁とコンクリート充填の鋼管をハイテンションボルト (HTB) 接合した後、コンクリート打設により一体化する構法において、柱梁接合部の構造特性を検討し報告するものである。PCa梁部材の仕口は、主筋と鉄骨フランジを溶接定着したものであり、その溶接始端部で降伏ヒンジを発生させることが本構法の特徴である。実験の結果、溶接部の損傷ではなく、十分な変形性能を有する構造物であることが検証された。また、柱梁接合部のせん断耐力は、コンクリート、鋼管及び鉄骨ウェブの3つの要素で評価でき得るという結果を得た。

キーワード：柱梁接合部、せん断耐力、降伏ヒンジ、溶接定着、鋼管、HTB接合

1. はじめに

RC構造物は防災性・居住性に優れ、建設費の低減を図れる特徴を有し、今日まで広く普及している。一方、作業性については合理化する部分も多くあり、各方面において新しい工法等が提案されている。本研究は、RC構造物の考え方で設計を行い、新しいハイブリッド構・工法を提案するものである。本構・工法は施工現場での合理化を目指したもので、支保工を用いず作業性の向上を図っている。構・工法概略は以下の通りである(図1参照)。

RC柱の梁芯交叉部にコンクリート充填の鋼管を1節分(2~3階)建てる。この鋼管に取り付けたスチフナリングにPCa梁をハイテンションボルト (HTB) で接合し、小梁・床スラブ及び施工荷重を負担させ、支保工を用いずに1節分同時にコンクリートを打設する。PCa梁は主筋と鉄骨フランジを溶接定着したものであり、この梁中央寄りの溶接始端部で降伏ヒンジを形成させる。

本論文は、梁の降伏ヒンジ形成、梁の定着性能、接合部せん断耐力並びに復元力特性の確認を目的とし、実験的に検討したものである。

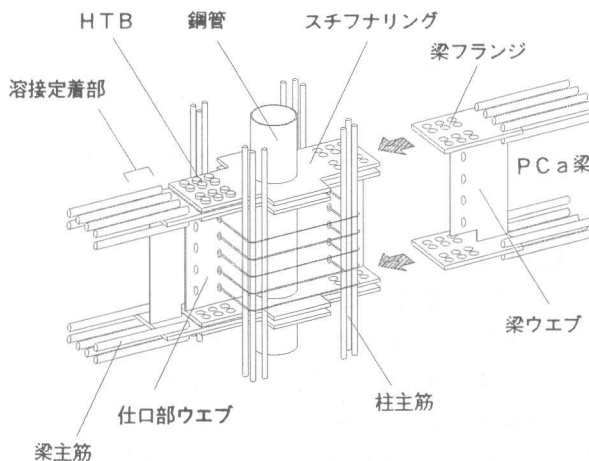


図1 接合部詳細

- *1 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
- *2 東京理科大学教授 工学部建築学科, 工博 (正会員)
- *3 前田建設工業(株) 特別プロジェクト室
- *4 前田建設工業(株) 建築設計本部構造設計部

表1 試験体一覧

試験体	NO.1 JSCB1	NO.2 JDCB1	NO.3 JDCP1	NO.4 JDCP2	NO.5 JDTB1	NO.6 JDTP2	
柱	主筋	12-D16	12-D19	12-D22	12-D25	12-D19	12-D22
	フープ	2-U6.4@100	2-U6.4@60	4-U6.4@55	4-U6.4@35	2-U6.4@60	4-U6.4@55
	鋼芯柱	$\phi 165.2 \times 4.5$	$\phi 165.2 \times 4.5$	$\phi 165.2 \times 4.5$	$\phi 165.2 \times 4.5$	$\phi 165.2 \times 4.5$	$\phi 165.2 \times 4.5$
梁	主筋	3-D19	6-D19	6-D22	4-D22, 2-D25	6-D19	4-D22, 2-D25
	スターラップ	2-U6.4@100	2-U6.4@100	4-U6.4@80	4-U6.4@60	2-U6.4@100	4-U6.4@60
	フランジ	PL-9	PL-19	PL-25	PL-28	PL-19	PL-28
	ウエブ	PL-4.5	PL-4.5	PL-6	PL-9	PL-4.5	PL-9
接合部	フープ	2-D6@60	2-D6@60	2-D6@60	2-D6@60	2-D6@60	2-D6@60
	スチフナリング	PL-9	2PL-12	2PL-16	2PL-16	2PL-12	2PL-16
	ウエブ	PL-4.5	PL-4.5	PL-6	PL-9	PL-4.5	PL-9
試験体形状	十字型	十字型	十字型	十字型	ト型	ト型	
フランジ形状	シングル	ダブル	ダブル	ダブル	ダブル	ダブル	
設計破壊モード	梁曲げ破壊	梁曲げ破壊	梁曲げ降伏後の接合部破壊	接合部破壊	梁曲げ破壊	接合部破壊	

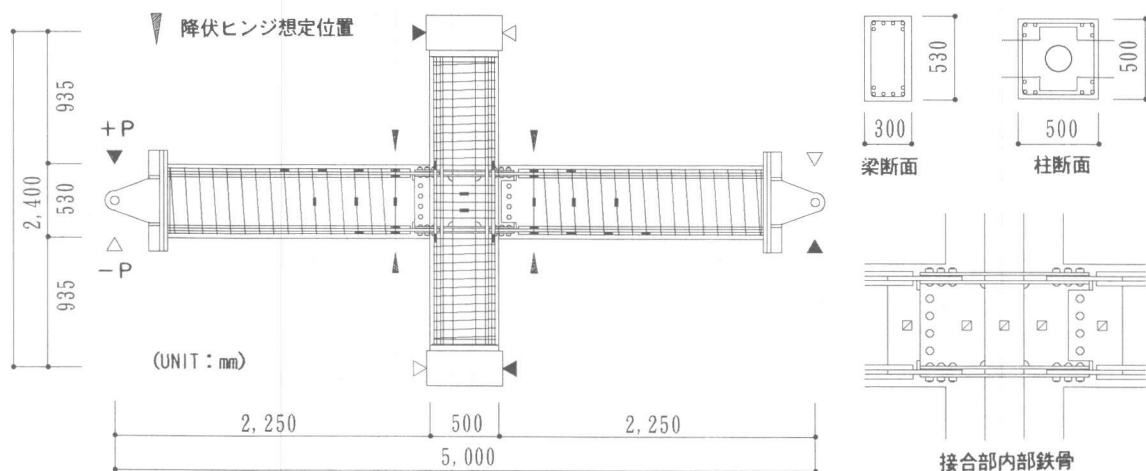


図2 配筋及びゲージ位置

2. 実験概要

2.1 試験体

表1に試験体一覧，図2に配筋及びゲージ位置，表2，表3に使用材料の力学特性を示す。試験体は、内柱・梁接合部を対象とした十字型が4体，外柱・梁接合部を対象としたト型が2体の合計6体である。形状は柱断面 $b \times D = 50\text{cm} \times 50\text{cm}$ ，梁断面 $b \times D = 30\text{cm} \times 53\text{cm}$ ，階高240cm，スパン500cmとし，実大の1/1.7縮尺モデルである。基本性状を把握する目的のため，全て一体打で $F_c = 240(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ とした。破壊モードの設定は，本構法における接合部のせん断抵抗要素として図7に示す(a)，(b)の2種類を予測し，指針[1]から抜粋した図3を用いて，梁曲げ破壊型(NO.1, 2, 5)，梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型(NO.3)，接合部せん断破壊型(NO.4, 6)の3種類を設計した。

2.2 実験方法

図4に荷重装置，図5に荷重履歴，図6に変形モードを示す。加力は梁入力の正負交番荷重とし，梁端部の手動式油圧ジャッキで行った。柱軸力は，柱頂部にピン支承を介して電動式油圧ジャッキで一定軸力(十字型; $0.2bDF_c$ ，ト型; $0.1bDF_c$)を作用させた。

表2 コンクリートの力学特性

試験体	材令 ¹⁾	圧縮 ²⁾ 強度	割裂 ²⁾ 強度	弾性 ³⁾ 係数
NO.1 JSCB1	8	242	22.9	2.10
NO.2 JDCB1	15	250	21.8	2.18
NO.3 JDCP1	19	249	18.5	2.20
NO.4 JDCP2	22	252	18.1	2.07
NO.5 JDTB1	27	265	21.8	2.22
NO.6 JDTP2	25	254	21.9	2.20

表3 鋼材の力学特性

名称	材質	降伏 ²⁾ 強度	引張 ²⁾ 強度	弾性 ⁴⁾ 係数	伸び ⁵⁾
PL4.5	SM490A	2710	4130	1.99	29.3
PL6	SM490A	3670	4930	1.95	27.1
PL9	SM490A	3620	5170	2.05	26.8
PL12	SM490A	4190	5440	2.17	24.6
PL16	SM490A	3840	5230	2.08	29.4
PL19	SM490A	4250	5360	2.11	24.6
PL25	SM490A	3660	5050	2.06	27.0
PL28	SM490A	3770	5230	2.05	31.3
φ165.2	STK400	3420	4250	2.05	36.3
D6	SD295A	3990	5330	1.80	22.1
D16	SD345	3910	5800	1.86	25.7
D19	SD345	3740	5730	1.85	23.5
D22	SD345	3950	6000	1.84	23.2
D25	SD345	3790	5650	1.91	25.8
U6.4	異形PC	13800	14900	1.94	8.2

Unit: 1) Days 2) kgf/cm² 3) ×10⁹ kgf/cm² 4) ×10⁶ kgf/cm² 5) %

※白抜き:ウエブ考慮せず/黒塗り:ウエブ考慮

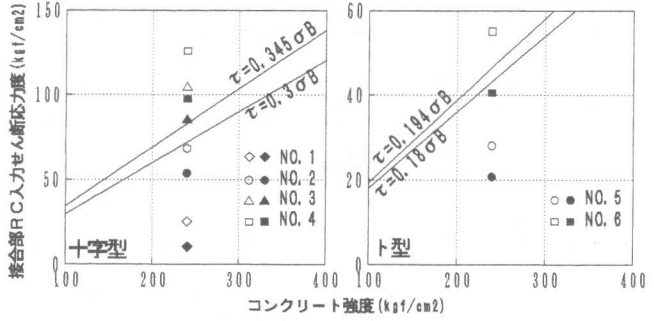


図3 破壊モード設計

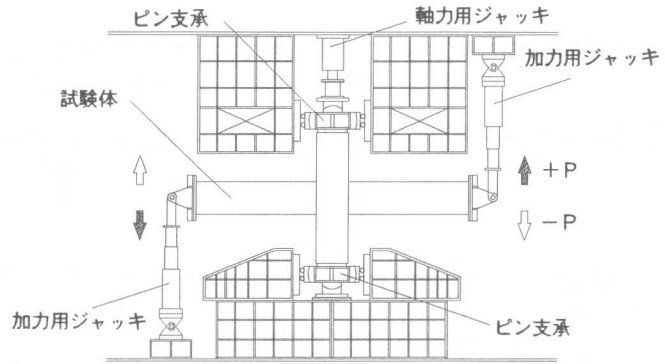


図4 荷装置

3. 結果及び考察

3.1 諸耐力

表4に実験結果一覧, 表5に諸耐力算定結果を示す。梁の曲げ降伏は, 降伏ヒンジ想定位置での梁主筋のひずみが降伏ひずみに達し, 剛性が著しく低下した時点をもって判断した。尚, このとき梁の鉄骨フランジ及びHTB接合部付近のスファリングが弾性域であることを併せて確認した。全ての試験体で梁曲げ降伏が確認されたが, NO.3, 4は接合部の損傷も激しく, 接合部破壊の様相を呈している。梁の曲げ耐力はRC略算式[3]による計算値の0.79~1.07倍程度であった。

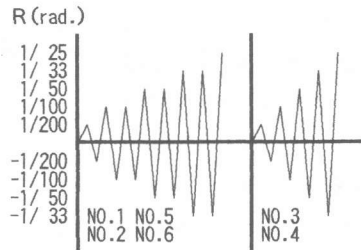


図5 荷履歴

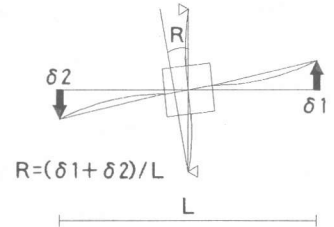


図6 変形モード

本構法における接合部せん断耐力は, コンクリート・鋼管・鉄骨ウエブの3つの要素を累加して評価している(図7参照)。計算値に対する接合部の入力せん断力は, NO.3では鉄骨ウエブを考慮しない4)式の1.11倍, 鉄骨ウエブを考慮する5)式の0.92倍となった。NO.4では, それぞれ1.22倍, 0.95倍となっており, 接合部のせん断耐力は両式で想定した耐力の中間であろうと推測される。

接合部破壊型として設計したNO.6が曲げ破壊型の性状を示したのは, 接合部せん断耐力が想定した式による計算値を上回ったためと考えられる。最大耐力時における接合部入力せん断力は, 4)式の1.01倍, 5)式の0.85倍となった。

表4 実験結果一覧

試験体	梁曲げ降伏時		最大耐力時		梁曲げ降伏 実験値 略算式 ¹⁾	破壊モード	最大耐力時に於ける接合部RC部入力 τ (kgf/cm ²)			
	層せん断力 (tonf)	層間変形角 (rad.)	層せん断力 (tonf)	層間変形角 (rad.)			指針[1]接合部断面積 η 考慮	η 考慮	規準[2]接合部断面積 η 考慮	η 考慮
NO.1 JSCB1	15.8	1/166	20.7	1/22	1.07	梁曲げ破壊	28.9	21.1	37.3	27.2
	-15.5	-1/226	-20.0	-1/36	1.05		-29.3	-21.4	-37.8	-27.6
NO.2 JDCB1	26.9	1/154	36.1	1/33	0.94	梁曲げ破壊	64.4	56.8	84.3	74.3
	-27.5	-1/161	-35.8	-1/33	0.96		-64.6	-56.9	-84.5	-74.5
NO.3 JDCP1	40.1	1/81	42.9	1/55	0.96	接合部破壊	81.1	67.7	107.9	90.0
	-37.3	-1/84	-40.4	-1/50	0.89		-82.4	-68.9	-109.5	-91.6
NO.4 JDCP2	43.5	1/83	45.3	1/62	0.95	接合部破壊	89.6	70.7	122.4	96.6
	-36.2	-1/98	-42.2	-1/100	0.79		-91.1	-72.2	-124.5	-98.7
NO.5 JDTB1	13.9	1/157	18.8	1/25	0.97	梁曲げ破壊	28.2	24.3	36.9	31.8
	-13.7	-1/227	-19.2	-1/33	0.96		-28.0	-24.1	-36.6	-31.6
NO.6 JDTP2	21.5	1/117	28.6	1/25	0.93	梁曲げ破壊	52.4	43.0	69.7	57.1
	-21.9	-1/127	-28.6	-1/33	0.95		-52.4	-43.0	-69.7	-57.1

表5 諸耐力算定結果

試験体 (tonf): 層せん断力	梁曲げ ¹⁾	梁せん断 ²⁾	柱曲げ ³⁾	柱せん断 ²⁾	接合部せん断耐力 η 考慮 ⁴⁾ η 考慮 ⁵⁾		梁曲げ降伏時に於ける接合部RC部入力 τ (kgf/cm ²)			
	耐力 (tonf)	耐力 (tonf)	耐力 (tonf)	耐力 (tonf)	せず (t.m)	せず (t.m)	指針[1]接合部断面積 η 考慮	η 考慮	規準[2]接合部断面積 η 考慮	η 考慮
NO.1 JSCB1	14.8	42.0	45.7	38.2	72.1	79.9	19.9	8.4	25.6	10.8
NO.2 JDCB1	28.5	51.2	53.5	47.2	67.7	75.1	52.2	41.0	68.3	53.6
NO.3 JDCP1	41.9	73.2	65.1	59.9	65.2	78.1	78.5	64.0	104.4	85.1
NO.4 JDCP2	46.0	81.7	75.3	70.5	62.4	79.9	92.1	71.4	125.8	97.5
NO.5 JDTB1	14.3	25.8	53.8	47.9	51.3	55.0	21.4	15.8	28.0	20.6
NO.6 JDTP2	23.0	41.0	65.3	60.1	47.8	56.5	41.3	30.4	54.9	40.5

1) 梁曲げ略算式[3] 2) 大野荒川MIN式[3] 3) 柱曲げ略算式[3]

4) $JMu=cVe(JFs \cdot J\delta + wP \cdot w\sigma y) + 1.2sV \cdot s\sigma y / \sqrt{3}$ [2]

5) $JMu=cVe(JFs \cdot J\delta + wP \cdot w\sigma y) + 1.2sV \cdot s\sigma y / \sqrt{3+1.2sV' \cdot s\sigma y' / \sqrt{3}}$ [2]

JMu: モーメントに換算した

接合部終局せん断耐力

cVe: 接合部コンクリートの有効体積

JFs: 接合部コンクリートのせん断強度

J δ : 接合部形状による係数

wP·w σ y: 接合部せん断補強筋量

sV: 接合部の鋼管の体積

s σ y: 鋼管の降伏応力

SV': 仕口部 η の体積

s σ y': 仕口部 η の降伏応力

3.2 破壊経過

図8に最終破壊状況を示す。ひび割れは、先ず梁の降伏ヒンジ²⁾想定位置付近で曲げひび割れが、次に接合部せん断ひび割れ、柱曲げひび割れの順に確認された。梁曲げ破壊型のNO.1, 2, 5, 6は、梁の曲げひび割れが繰り返し載荷に伴い大きく開閉し、降伏ヒンジ²⁾想定位置での明確な曲げ降伏を確認できた。NO.1, 2は、最終サイクル(R=1/25rad)で梁主筋の座屈が確認されたものの、鉄筋の溶接定着部に損傷はみられず、大変形下においても十分な定着性能を発揮することができた。

NO3, 4については、梁の曲げ降伏が確認されたが、梁の曲げひび割れの進展はみられず、最終的には接合部のひび割れが大きく開閉し、また柱主筋に沿った割裂ひび割れも確認され、接合部破壊の様相を呈している。

3.3 復元力特性

図9に層せん断力(Q)-層間変形角(R)曲線を示す。梁曲げ破壊型のNO.1, 2, 5, 6は曲げ降伏後も耐力は緩やかに上昇し、NO.2では主筋の座屈による耐力低下もみられるものの、最終サイクル(R=1/25rad)まで靱性に富んだ紡錘型のループ形状を示した。同一変形角時の繰り返しに伴う耐力低下はなく、むしろ前サイクルの耐力を上回る傾向にあった。これは、接合部内部に鉄骨を有すること、ヒンジが梁中央寄りの溶接始端部で形成されるためすべり量が少ないこと、が理由として考えられる。

NO.3, 4は、1/60rad付近まで耐力低下もなく安定したループ性状を示し、最大耐力に至っている。

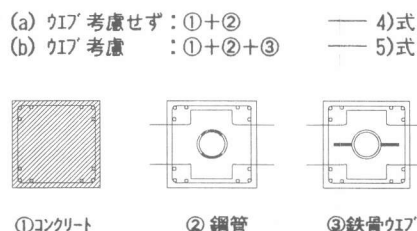


図7 接合部せん断抵抗要素

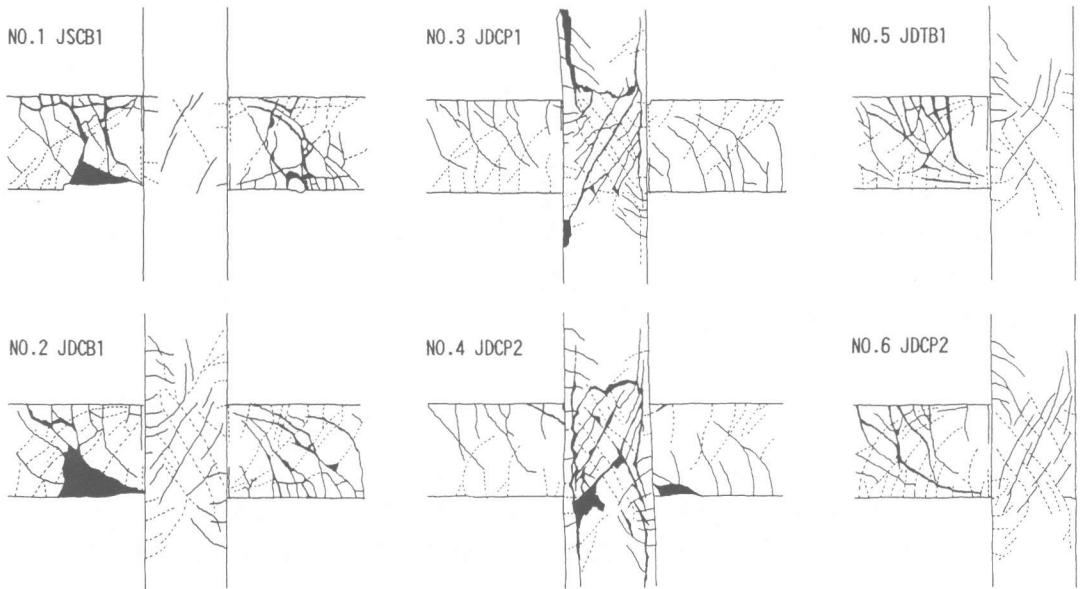


図8 最終破壊状況

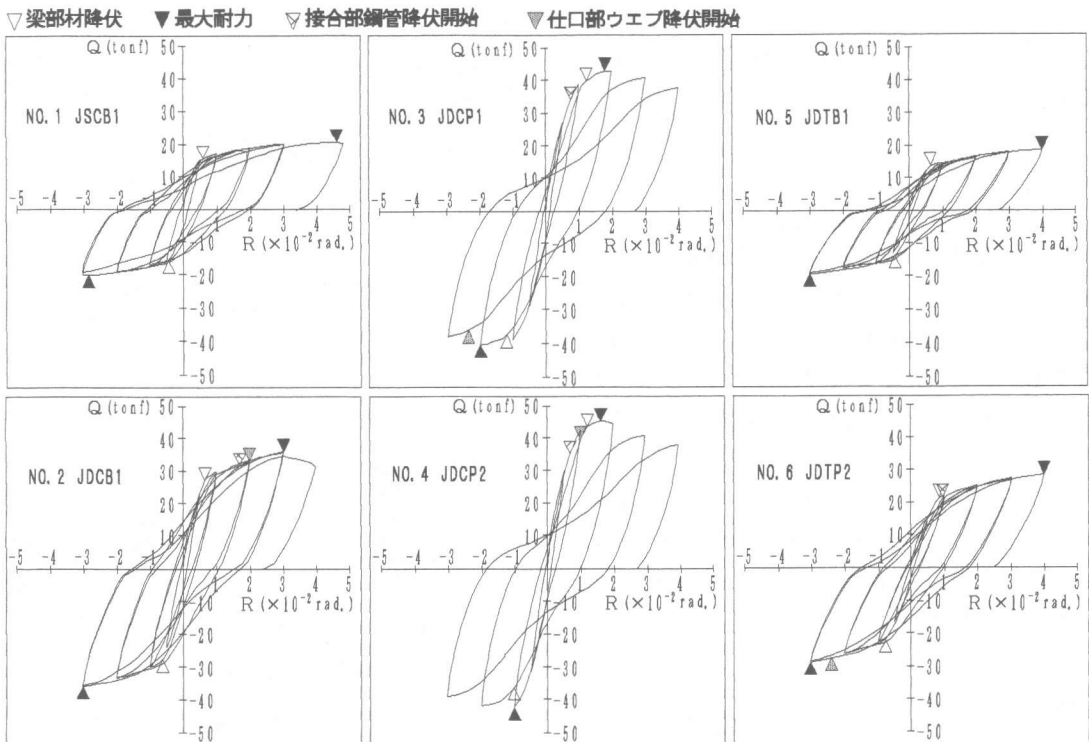


図9 層せん断力(Q)－層間変形角(R)曲線

1/50rad以降耐力低下がみられ、1/25radではそれぞれ最大耐力の88%、84%程度となっている。

NO.2, 3, 4, 6では、鋼管は仕口部ウェブに先行して降伏しており(図2 ケーシ貼付位置参照)、このことから接合部のせん断抵抗に鋼管は有効であると考えられる。

3.4 接合部せん断変形角

図10に層せん断力(Q)－接合部せん断変形角(γ)曲線を示す。梁曲げ破壊型のNO.2は、最大耐力時のせん断変形角も小さく、曲げ破壊型の様相を呈した。

NO.4は、最大耐力以降のせん断変形角の増加が著しく、接合部破壊型を裏付けている。

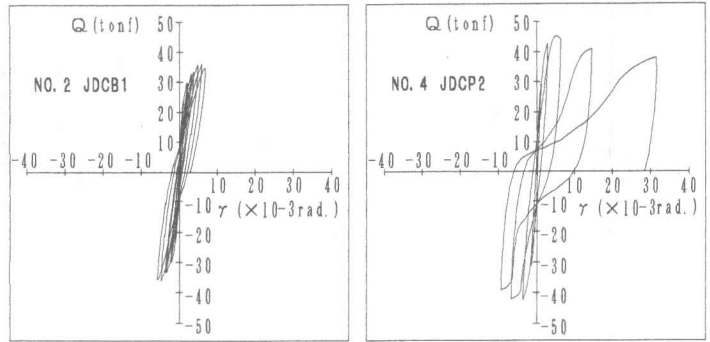


図10 層せん断力(Q)－接合部せん断変形角(γ)曲線

3.5 ひずみ分布

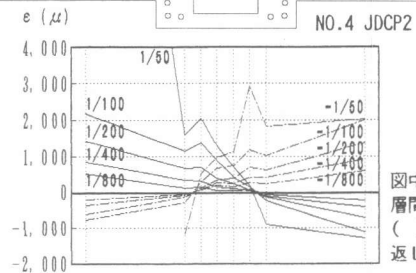
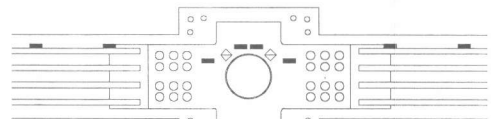
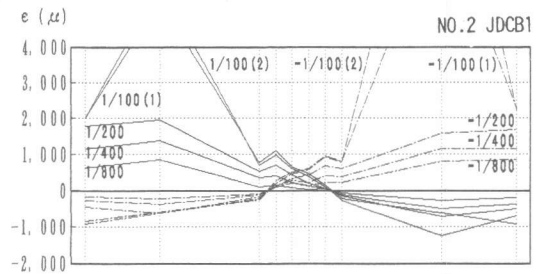
梁主筋並びにスファリングのひずみ分布の一例として、曲げ破壊型のNO.2及び接合部せん断破壊型のNO.4を図11に示す。NO.2は、溶接部のひずみが顕著であり、降伏ヒンジが形成された状況を如実に表している。両者とも、スファリングの引張域が幾分圧縮域側に偏っているものの、圧縮ひずみに引張ひずみに転じることはなく、本構法における接合部内の応力伝達は良好であったといえる。

また、スファリングの引張ひずみが溶接始端部から接合部内に近づくに従い急激に減少していることから、梁の定着性能には鋼管が主要要素であると判断してよい。

4. まとめ

梁主筋と鉄骨フランジの溶接定着部では、溶接部の損傷や鉄骨の局部座屈などの現象はみられず、明確な降伏ヒンジが形成された。梁は鋼管によって定着性能を充分確保されていると考えられ、接合部からの抜け出しは非常に少ない。このため、履歴性状は、耐力低下のない靱性に富んだ紡錘型のループであった。

本構法の接合部せん断耐力は、コンクリート、鋼管及び仕口部ウェアの3つの要素で評価できると思われる。現在、両者の負担割合を明らかにしていくことを計画中である。



図中の数値は層間変形角 ()内は繰り返しサイクル

図11 ひずみ分布

謝辞

本論文をまとめるにあたり、前田建設工業(株)の作田氏、前田氏、小林氏、細川氏、廣田氏、鋼管計測(株)の三宅氏、東京理科大学助手の中野氏、卒研生の木戸君、松崎君、森田君をはじめ研究室の皆様には御指導・御協力頂きました。ここに、深く感謝致します。

参考文献

- [1]日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- [2]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
- [3]日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1988，1991一部改