⑷2 高張力鋼を用いたＳＲＣ造の材端接合部の変形性状と補強法に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON THE DEFORMATION CAPACITY AND EFFECTS OF REINFORCING BAR AT BEAM-ENDS IN SRC STRUCTURES USING HIGH-STRENGTH STEEL

○立花　正彦[1)]　福知　保長[2)]　南　宏一[3)]
Masahiko TACHIBANA, Yasunaga FUKUCHI, Koichi MINAMI
和田　章[4)]　木村　衛[5)]　下村　波基[6)]
Akira WADA , Mamoru KIMURA, Hagai SHIMOMURA

The higher the strength of the steel , the greater the risk of brittle fracture , especially at the place of weldings and notches in region of beam-ends which subjected to the large bending stress . In Steel-Reinforced-concrete(SRC) structures, it has been assumed that these brittle fracture could be reinforced by longitudial and stirrup reinforcements. For the purpose of verifing the above assumption this paper discusses structural behaviour of SRC members using high-strength steel, such as the maximum strength , deformation capacity and effect of reinforcing bar arranged at beam-ends . This experiment consists of steel-group and SRC-group.The steel-group consists of two series, and the SRC-group consists of four series.

１．はじめに

高張力鋼を鉄骨鉄筋コンクリート（以下ＳＲＣと略記）構造に使用する時の問題点の一つに、鋼材は高強度になるほど鋼材の降伏比（Ｙ＝降伏点／引張強度）が大きくなり、溶接部や切欠き部などで脆性破壊が生じやすくなるのに対して、鉄筋コンクリート（以下ＲＣと略記）部分によって局部的に補強できるかどうかを明らかにすることがある。本研究では、この点に着目し曲げ応力の一番大きくなるはり材端接合部について、鋼材の材質、溶接仕様、パネル耐力の強弱、スカラップによる断面欠損率、添筋による補強量などを実験変数とし(Ⅰ)純鉄骨部材の溶接継目実験・(Ⅱ)ＳＲＣ部材の溶接継目実験・(Ⅲ)材端接合部の実験・(Ⅳ)材端接合部の補強実験の一連の実験を行い、高張力鋼を用いたＳＲＣ造の材端接合部の破壊性状、耐力、変形性状及び補強効果などについて実験的に検討したものである。

２．純鉄骨部材の溶接継目実験（Ⅰシリーズ）

Ⅰaシリーズは、はりフランジと柱フランジの継目の耐力や変形能力に及ぼす接合部の溶接仕様や鋼種による影響について、Ⅰbシリーズは接合継目の耐力や変形能力に及ぼす柱はり接合部のパネル変形による影響について検討するものである。

1）東京電機大学助手 建築学科
2）工博 名古屋工業大学教授 社会開発工学科
3）工博 大阪工業大学助教授 建築学科
4）工博 東京工業大学助教授 建築学科
5）工博 (株)竹中工務店技術研究所 主任研究員
6）工博 岐阜工業高等専門学校助教授 建築学科

2.1 十字形接合部の実験（Ⅰaｼﾘｰｽﾞ）

1） 試験体

実験変数は溶接仕様［S1:裏はつり突合せ溶接，S2:部分溶け込み溶接，S3:隅肉溶接の3種類］と 鋼種［47:40キロ級，Y=0.7、68:60キロ級，Y=0.8、69:60キロ級，Y=0.9、89:80キロ級，Y=0.9の4種類］とし、試験体は合計12体である。各試験体の実験変数の組合せを表１に示す。

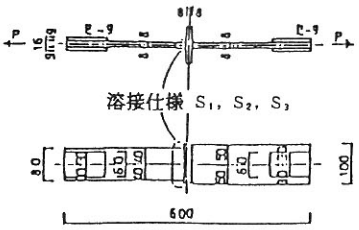

図１(a) 試験体の形状及び寸法（Ⅰaｼﾘｰｽﾞ）

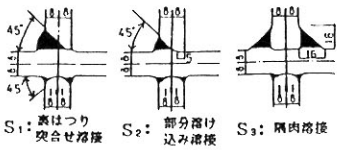

図１(b) 溶接仕様（Ⅰaｼﾘｰｽﾞ）

表１ 各試験体の実験変数と実験結果

試験体名	鋼種	溶接仕様	Pm (tf)	Pb (tf)	破壊形式
1	47	S1	59.2	—	A
2	68	S1	73.0	—	A
3	69	S1	83.0	—	A
4	89	S1	111.0	109.0	A
5	47	S2	50.5	46.0	C
6	68	S2	49.5	38.0	B
7	69	S2	63.1	40.0	B
8	89	S2	77.0	77.0	B
9	47	S3	58.9	—	A
10	68	S3	73.0	—	A
11	69	S3	83.0	—	A
12	89	S3	108.2	91.6	A

［備考］Pm：最大耐力 Pb：破断点耐力
破壊形式 A：母材部で破断 B：溶接部で破断 C：母材、溶接部双方で破断

試験体の形状及び寸法は図１(ａ)及び(ｂ)に示す。各素材の機械的性質を表２に示す。載荷は試験機にて単調引張形式とする。

２）実験結果と考察

各試験体の最大耐力、破断点耐力及び破壊形式を表１に示す。また、各試験体の荷重～変形曲線と耐力を図２に示す。同図中の棒グラフは各鋼種の溶接部最大耐力である。図より鋼材の強度が高くなるに従い耐力は増加するが、変形能力は低下する。S1、S2の試験体は、いずれの鋼種においても耐力、変形能力ともにほとんど溶接仕様の影響がない。

しかし、S2仕様の場合には、耐力が鋼種47で数%の低下、68、69、89では約30%劣化している。破壊時の変形量は、47が10.5%、68、69では塑性変形能力に対してはほとんど有意差はない。S1とS3とはほぼ同じ性状を示す。

表２ 各素材の機械的性質

	σy t/cm²	σb t/cm²	Y
PL.16 (47)	2.71	4.30	0.63
PL.16 (47)	4.09	5.51	0.74
PL.16 (69)	5.41	6.18	0.88
PL.16 (89)	8.32	8.90	0.94

母材で破断する場合、鋼材の強度が高いほど、破断位置は溶接部に近くなる。S2仕様は47が母材と溶接部双方で破断しているのに対し、その他は溶接部のみで破断している。

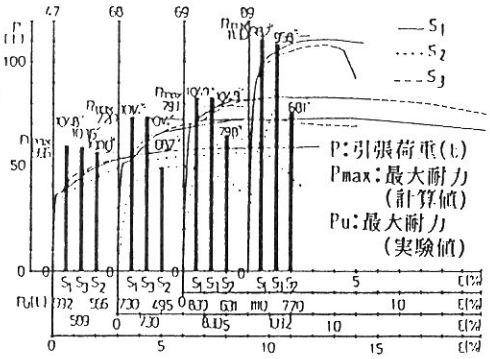

図２ 荷重～変形曲線（Ⅰaｼﾘｰｽﾞ）

2.2 柱はり接合部の実験（Ⅰbシリーズ）

1） 試験体

実験変数は鋼種［47,68の２種類］、パネル板厚［6,9,12 16mmの４種類］及び裏あて金の仮付の有無［A:仮付けするもの，B:仮付けしないものの２種類］とし、試験体は合計15体である。各試験体の実験変数の組合せを表３に示す。

試験体の形状及び寸法は図３に示す。同図中に各素材の機械的性質も示す。載荷は試験体中央のはり ﾌﾗﾝｼﾞに相当する材に緊張力を与え、支点反力による３点曲げとした。

2） 実験結果と考察

実験結果の一覧を表３に示す。破断は、ウェブに座屈を生じた 4706A試験体及び破断面の一部が溶接継目近傍に達した6809B2試験体を除き、全て溶接継目部から離れたはりフランジに相当する緊張材で生じた。荷重と加力点位置の鉛直変位との（Ｐ～δ）関係の一例を図４に示す。同図中に梁フランジの降伏耐力bPyを破線で示す。同図で、

表３ 各試験体の実験変数と実験結果（Ⅰbｼﾘｰｽﾞ）

試験体名	鋼種	パネル板厚	σu (tf/cm²)	σb (tf/cm²)	仮付の有無	pPy (tf)	bPy (tf)	rPy (tf)	Pu (tf)	δu (mm)	破断位置
4706A	47	6	3.02	4.28	有(A)	22.0	34.7	6.18	59.5	7.52	WB
4706B	47	6	3.02	4.28	無(B)	25.0	34.7	6.18	60.4	7.09	BF
4706B2	47	6	3.02	4.28	無(B)	25.0	34.7	6.18	59.6	7.04	BF
4709A	47	9	2.96	4.40	有(A)	25.0	34.7	4.28	58.9	3.22	BF
4709B	47	9	2.96	4.40	無(B)	25.0	34.7	4.28	59.6	3.30	BF
4712A	47	12	2.57	3.95	有(A)	37.0	34.7	5.26	58.7	1.26	BF
4716A	47	16	2.71	4.30	有(A)	53.0	34.7	5.55	58.8	0.29	BF
6806A	68	6	5.03	5.95	有(A)	40.0	52.4	12.51	71.2	3.53	BF
6806B	68	6	5.03	5.95	無(B)	37.5	52.4	12.51	71.2	3.76	BF
6806B2	68	6	5.03	5.95	無(B)	39.0	52.4	12.51	71.0	4.74	BF
6809A	68	9	4.60	5.66	有(A)	52.0	52.4	11.43	70.5	0.90	BF
6809B	68	9	4.60	5.66	無(B)	51.0	52.4	11.43	71.9	0.56	BF
6809B2	68	9	4.60	5.66	無(B)	54.0	52.4	11.43	71.7	0.77	WF
6812A	68	12	4.58	5.80	有(A)	—	52.4	11.92	71.9	0.14	BF
6816A	68	16	4.09	5.51	有(A)	—	52.4	11.08	69.7	0.12	BF

［備考］pPy：パネルゾーンの降伏荷重（実験値）
bPy：はりフランジの降伏荷重
δu：最大荷重時の変位
rPy：枠組効果（計算値）
Pu：最大荷重

破断位置
WB：ウェブ座屈
BF：はり部破断
WF：溶接付近破断

注）6812A、16Aのパネルゾーンは、降伏せず。

47、68材ともパネルが弱くなるにしたがって鉛直変位が増大し、溶接継目も大きな塑性変位を受けているにも拘らず、そこで破断せず梁フランジで破断したため、にかよった値の最大耐力を示す。 本実験では、はりﾌﾗﾝｼﾞの歪性状より、一般の柱梁接合部を再現しており、載荷中、特に弱パネルの試験体で裏当金の仮付けが破断する音が発生したが、その破断により柱梁接合部全体の破断位置、破壊形式に影響を与えるものではなかった。

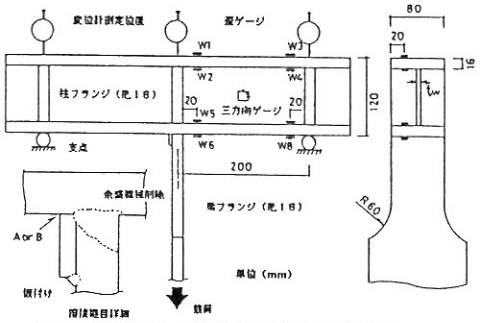

図3　試験体の形状及び寸法(Ⅰbｼﾘｰｽﾞ)

3．ＳＲＣ部材の溶接継目実験（Ⅱシリーズ）

本実験は、SRC部材の耐力と変形性能に及ぼす溶接仕様の影響について、さらにはり端部に用いた補強筋が耐力と変形性能に及ぼす影響について検討したものである。

3.1　試験体

実験変数は、鋼種［47,68,69,89の4種類］、溶接仕様［S1,S2,S3の3種類］、補強筋の有無［R1:補強筋なし，R2:補強筋あり、の2種類］とし、試験体は合計12体である。　各試験体の実験変数の組合せを表４に示す。

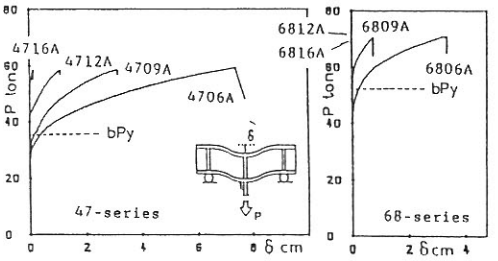

図4　荷重～鉛直変形曲線(Ⅰbｼﾘｰｽﾞ)

試験体の形状及び寸法は図５に示す。R2タイプ試験体ではＲＣ部分に補強筋（Ｕ字型に成形したD19）を接合部より30cmの位置で固定し、はりの接合部４面に配した。各素材の機械的性質を表４に示す。載荷は柱部両端を固定し、はり端部に正負漸増繰り返し荷重とした。

3.2　実験結果

1)ひび割れ及び破壊状況

ひび割れの発生状況および破壊状況は、補強筋の有無によって著しく異なる。R1タイプでは、まず、はりの部の引張面にひび割れが生じ、これが次第に顕著となる。そして大変形時に、はり材端部の圧縮縁にコンクリートの圧壊が生じ、その部分に靭性ヒンジが形成される。その後わずかに斜めひび割れ、付着ひび割れが発生する。R2タイプでは、まず曲げひび割れ、ほぼ同時に斜めひび割れが発生し、変形の増大ととも

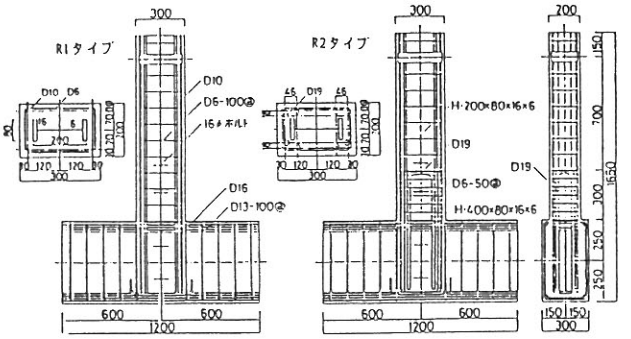

図5　試験体の形状及び寸法(Ⅱｼﾘｰｽﾞ)

表４　各試験体の実験変数・各素材の機械的性質と実験結果(Ⅱｼﾘｰｽﾞ)

試験体名	補強筋の有無	溶接仕様	鋼種	Fc (kg/cm²)	鉄　骨(kg/cm²)		鉄　筋(kg/cm²)		解析値(tf)		実験値(tf)		実験値／解析値	
					${}_wσ_y$	${}_fσ_y$	${}_{D16}σ_y$	${}_{D6}σ_y$	はり材端	la	+	−	+	−
R1S147	R1	S1	47	331	3020	2710	3520	3720	11.57	−	14.63	15.69	1.26	1.37
R1S168	R1	S1	68	331	5030	4090	3520	3730	10.05	−	19.22	19.34	1.20	1.20
R1S169	R1	S1	69	330	6110	5410	3520	3730	17.83	−	21.41	22.69	1.21	1.20
R1S189	R1	S1	89	331	8150	8320	3520	3730	28.47	−	28.24	28.60	0.09	1.00
R2S168	R2	S1	68	331	5030	4090	3520	3730	27.01	25.56	20.78	20.61	0.81	0.81
R2S169	R2	S1	69	364	6110	5410	3520	3730	27.85	27.00	24.87	25.91	0.92	0.96
R1S269	R1	S2	69	364	6110	5110	3520	3730	19.00	−	21.86	21.87	1.15	1.15
R2S269	R2	S2	69	364	6110	5410	3520	3730	27.90	20.44	24.78	25.53	0.94	1.97
R1S268	R1	S2	68	331	5030	4090	3520	3730	−	−	−	−	−	−
R2S268	R2	S2	68	331	5030	4090	3520	3730	24.15	22.36	20.66	20.69	0.92	0.93
R1S369	R1	S2	68	311	6110	5410	3520	3730	20.60	−	21.34	22.07	1.04	1.07
R2S369	R2	S2	68	313	6110	5410	3520	3730	27.00	20.45	24.10	24.04	0.91	0.91

に材端部の補強筋区間の斜めひび割れが顕著となる。これは鉄筋の引張応力がせん断力としてｺﾝｸﾘｰﾄを介して補強筋に伝達されたために生じたものと推察できる。曲げによる破壊は、補強筋終結位置近傍で発生し、大変形時にその部分で主筋の座屈が見られる。また、補強筋区間ではｺﾝｸﾘｰﾄ剝落が観察された。鋼種、溶接仕様の違いによる、ひび割れ、破壊状況のほぼ等しい有意差は認められないものの、S2および89を用いた試験体については、鉄骨溶接部の破壊が見られた。

2)履歴曲線

代表的な履歴曲線を図６に示す。縦軸は荷重Ｐ、横軸は固定部に対するはり端部の水平変形量から求められた部材変形角Ｒを示す。図中の▼は、柱はり鉄骨接合部の溶接破断点を示す。なお解析による曲げ耐力Puの値を点線で表した。各試験体ともに優れた紡錘形を示している。

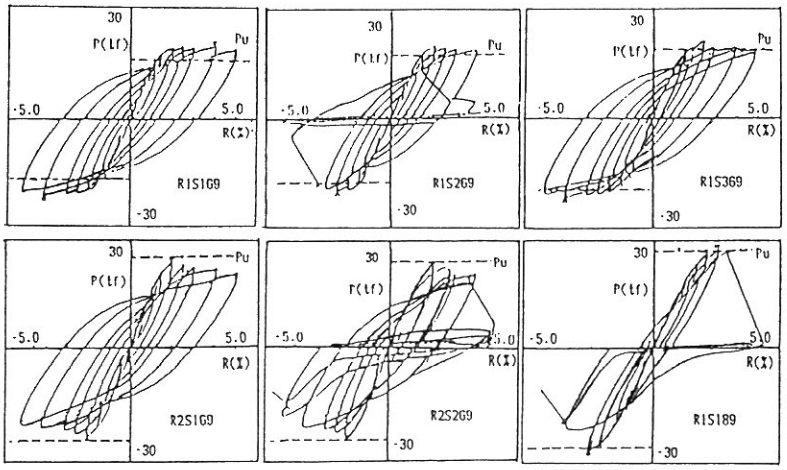

図６　履歴曲線(Ⅱｼﾘｰｽﾞ)

3.3 考　察

1)鋼種の影響

鋼材の強度が高くなるほど、最大耐力以後の強度劣化も若干生じ、変形性能が劣化する傾向がある。ことに鋼種89の試験体では、鉄骨の破断による変形性能の劣化が顕著である。R1S1タイプについての各載荷サイクル時の推移状況を図７に示す。縦軸は、荷重Ｐ、横軸は載荷回数Ｋを示す。鋼材の材質が及ぼす影響は、比較的顕著で、K=13（R=2.0X10^{-2}rad.）以降から最終的に耐力が低下するまでの間は、鋼種の違いによる耐力の差異が明確となり、鋼種89>69>68>47の順に高くなることが示された。また、60ｷﾛ級の鋼材68，69を比較すると、履歴曲線から変形能力にほぼ差がみられないが、耐力において降伏比の影響が表れている。

2)溶接仕様の影響

S3の履歴性状は、耐力、変形能力ともS1との有意差はみられない。S2は耐力について著しい差があり、R1S269は溶接部の破断による変形能力の劣化がみられる。

3)補強筋の効果

R1S369、R2S369のはり鉄骨の部材変形角Ｒに伴う鉄骨フランジの歪度推移状況を図８に示す。縦軸は歪ε、横軸は部材変形角Ｒを示す。無補強の試験体では、はり材端部の歪が大きいが、補強筋を配すると、はり材端部と補強筋終結位置近傍の差は小さくなり、部材変形角が±1.5x10^{-2}radまではほぼ等しくなることが観察された。このことは鉄骨が負担する応力が補強筋に移行し、はり鉄骨材端部の歪に低減が生じたことを示している。また、R2S269の履歴曲線を見ると、無補強の試験体で溶接仕様のいずれの場合と比較しても、最大耐力は増加しており、かつ変形能力についてもR1S269より溶接部の破断が遅れて現れている。これらのことから補強筋が耐力、変形性能に有効に作用することが示された。

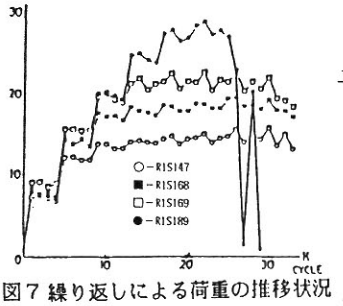

図７ 繰り返しによる荷重の推移状況

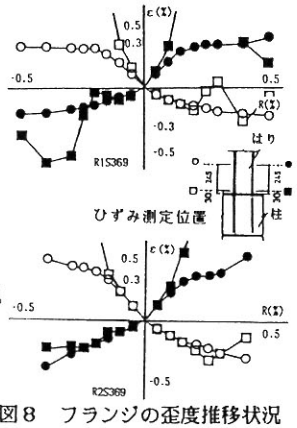

図８　フランジの歪度推移状況

4)解析値の妥当性

各試験体の解析値[1)]と実験値の比較を表4に示す。R2ﾀｲﾌﾟの耐力算定では、はり材端部と補強筋終結位置の断面が異なるが、鉄骨ﾌﾗﾝｼﾞ溶接部で母材の耐力が完全に伝達されていると仮定し、補強筋終結位置において耐力を算定した。R1ﾀｲﾌﾟでは、解析値は実験値をほぼ説明できるが、鋼種89の試験体については、若干、最大耐力を大きく評価する傾向がみられる。R2ﾀｲﾌﾟについてはすべて解析値は実験値を上回っている。これは、部材の靱性ﾋﾝｼﾞ仮定が補強筋終結位置より若干接合部側へ移行したためと推察できる。

4．材端接合部の実験（Ⅲシリーズ）

Ⅲa ｼﾘｰｽﾞはｽｶｰﾗｯﾌﾟを有するＳＲＣばりの変形性能に及ぼす鋼種及びＲＣに対する鉄骨の負担比率の影響、さらにはり端部補強効果について、Ⅲbｼﾘｰｽﾞは実物に近い試験体を用いて変形性能に及ぼすｽｶｰﾗｯﾌﾟの影響及び柱の ｺﾝｸﾘｰﾄのかぶりを厚くすることによる鉄骨の応力の低減効果の影響について検討したものである。

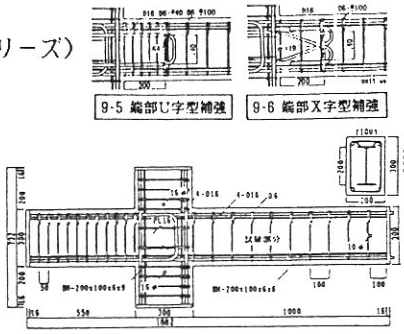

図9　試験体の形状及び寸法(Ⅲaｼﾘｰｽﾞ)

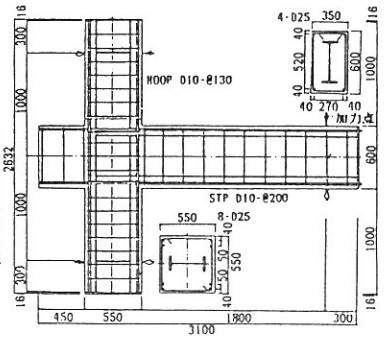

図10　試験体の形状及び寸法(Ⅲbｼﾘｰｽﾞ)

4.1　試験体

【Ⅲaｼﾘｰｽﾞ】実験変数は鋼種［47,69,89の3種類］、ＲＣに対する鉄骨の比率［ﾌﾗﾝｼﾞ板厚6,9mmの2種類］端部補強の有無［補強有では、U字型補強とX字型補強の2種類］とし、試験体は合計6体である。各試験体

表5　各試験体の実験変数と実験結果(Ⅲaｼﾘｰｽﾞ)

試験体	鋼種	断面寸法	Pmax (tf)	δmax (mm)	Rb (%)	Pu (tf)	Pg(t) (Pmax/Pg)	sMp+rMy (tf·cm)	csMu+rMb (tf·cm)	α	(1-α)xl' (cm)	備　考
9－1	47	200x100x6x6	+14.17 -12.91	+27.67 -17.61	+3.0 -3.0	10.1	12.7 (1.07)	909	1187	0.77	22.2	9－1～9－3は
9－2	69	200x100x6x6	+18.52 -17.36	+18.11 -17.47	+2.5 -2.5	14.7	18.1 (0.99)	1323	1460	0.91	8.9	鋼材種による比較
9－3	89	200x100x6x6	+22.20 -22.02	+17.72 -19.69	+2.0 -2.0	20.1	24.1 (0.92)	1812	1878	0.97	3.3	(断面形状は同じ)
9－4	47	200x100x6x12	+19.52 -19.93	+36.15 -27.14	+4.0 -4.0	12.5	14.9 (1.25)	1128	1667	0.68	30.7	9-2(鋼材種69)と 鉄骨耐力が同等
9－5	69	200x100x6x6	+20.37 -19.93	+15.25 -18.29	+2.5 -4.0	17.1	20.5 (0.98)	1433	1679	0.85	13.9	端部U字型補強
9－6	69	200x100x6x6	+20.72 -19.81	+17.86 -18.17	+2.5 -2.5	16.9	20.3 (1.00)	1423	1660	0.86	13.6	端部X字型補強

［備考］ R：スカラップの半径
Pmax：最大荷重
δmax：最大荷重時変位
Rb：耐力が急に低下した時の部材角
Pu：終局強度Pu=(sZpxsσyxrat xrσyxrD)/l
sZp：強軸回りの鉄骨塑性断面係数
sσy：鉄骨引張降伏応力度
l：部材長
rat：引張側主筋断面積
rσy：鉄骨引張降伏応力度
rD：主筋重心間距離
Pg：計算による一般化累加強度
α：(sMu+rMy)/(csMu+rMb)
(1-α)xl'：算定塑性域
l'=95cm：加力点から鉄骨溶接部までの長さ
注1）溶接部で鉄骨のモーメントがcsMuに達した時、補強筋は降伏応力だけ負担するものとする。
注2）鉄骨がsMpに達したとき、補強筋は降伏応力の半分だけ負担するものとする。

表7　各試験体の実験変数と実験結果(Ⅲbｼﾘｰｽﾞ)

試験体	鋼種	断面寸法	R	柱鉄骨成	Pmax (tf)	δmax (mm)	Rb (%)	Pu (tf)	Pg(t) (Pmax/Pg)	sMp+rMy (tf·cm)	csMu+rMb (tf·cm)	α	(1-α)xl' (cm)	備　考
No.1	47	400x150x6x16	30	350	+41.90 -42.20	+72.50 -71.90	+6.0 -5.0	30.95	37.18 (1.13)	5572	7706	0.72	52.6	
No.2	69	400x150x4.5x9	30	350	+41.50 -40.60	+45.10 -36.00	+3.0 -3.0	32.80	40.52 (1.01)	5905	7023	0.84	30.2	No.1（鋼材種47） と鉄骨耐力が同等
No.3	69	400x150x6x16	30	350	+55.70 -55.00	+45.00 -36.00	+3.5 -3.5	46.63	55.30 (1.00)	8395	9956	0.84	29.8	
No.4	69	400x150x6x16	0	350	+56.40 -55.20	+45.30 -36.00	+4.0 -4.0	46.63	55.30 (1.01)	8395	10335	0.81	35.7	はり通し型
No.5	69	400x150x6x16	30	250	+54.40 -54.50	+36.00 -36.10	+2.0 -2.0	46.63	55.30 (0.98)	8395	9956	0.84	30.6	柱鉄骨のせいを 10cm減らした
No.6	69	400x150x6x16	80	35	+54.30 -54.10	+36.50 -45.00	+2.5 -2.5	46.63	56.30 (0.96)	8395	9475	0.89	21.7	

の実験変数の組合せを表５に示す。試験体の形状及び寸法は図９に示す。各素材の機械的性質を表６に示す。載荷は試験体を垂直に立て、柱を水平にして圧力床に固定し、はり加力点を押し引きする片持ばり形式で正負漸増繰り返し荷重とした。

【Ⅲbｼﾘｰｽﾞ】実験変数の鋼種[47,69の 2種類]、断面形[H-400x150x6x16, H-400x150x4.5x9の2種類]、柱鉄骨の ｺﾝｸﾘｰﾄの被り厚さ[100,150mmの2種類]、ｽｶｰﾗｯﾌﾟの寸法[0, 30,80mmの3種類]とし、 試験体は合計６体である。各試験体の実験変数の組合せを表７に示す。試験体の形状及び寸法は図10に示す。各素材の機械的性質を表８に示す。載荷は柱に100ton(σ_0=33kg/cm²)の圧縮力を作用させた後、Ⅲaｼﾘｰｽﾞと同様とした。

表６　各素材の機械的性質(Ⅲaｼﾘｰｽﾞ)

	σy t/cm²	σb t/cm²	Y
PL 6 (47)	3.14	4.29	0.73
PL12 (47)	2.76	4.42	0.62
PL5.5(69)	5.58	6.12	0.91
PL6 (89)	8.47	8.92	0.95
D16(SD35)	3.95	5.74	—
D6 (SD35)	3.49	5.55	—
コンクリート	Fc kg/cm²	Ft kg/cm²	Ec t/cm²
	278	23.2	260

表８　各素材の機械的性質(Ⅲbｼﾘｰｽﾞ)

	σy t/cm²	σb t/cm²	Y
PL 6 (47)	3.23	4.46	0.73
PL16 (47)	3.04	4.32	0.70
PL4.5(69)	5.95	6.48	0.92
PL 6 (69)	5.65	6.22	0.91
PL 9 (69)	5.33	6.02	0.88
PL16 (69)	5.64	6.49	0.87
D25(SD35)	4.01	5.86	—
コンクリート	Fc kg/cm²	Ft kg/cm²	Ec t/cm²
	323	27.0	230

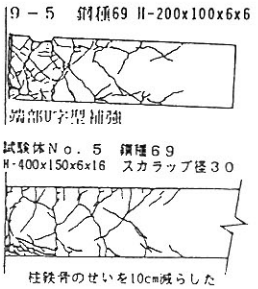

図11　最終ひび割れ状態

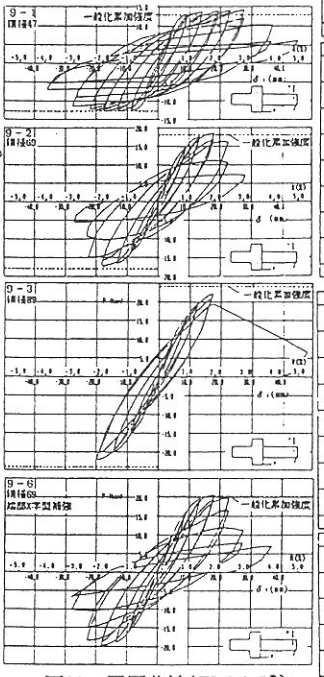

図12　履歴曲線(Ⅲaｼﾘｰｽﾞ)

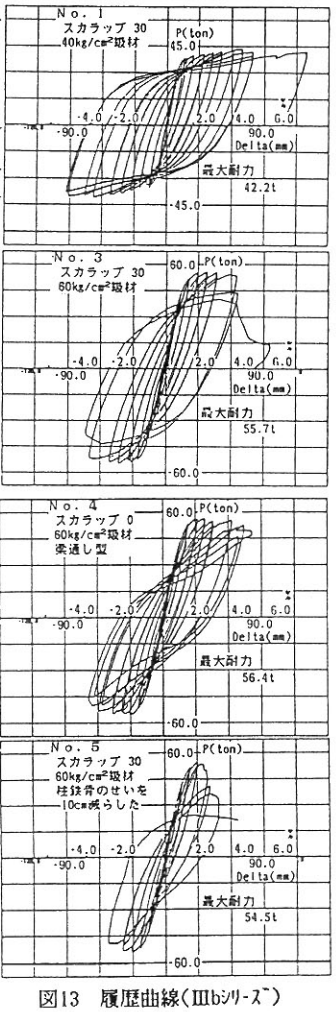

図13　履歴曲線(Ⅲbｼﾘｰｽﾞ)

4.2　実験結果と考察

1)ひび割れ及び破壊状況

最終ひび割れ状態の代表例を図11に示す。No.４を除いた試験体はすべて 鉄骨ﾌﾗﾝｼﾞの破断により曲げ破壊を起こした。端部補強を施した9-5、9-6は補強区間に於て多くの斜めひび割れが生じており、補強筋により鉄骨からＲＣ部へせん断力が移行したことがわかる。 40ｷﾛ級の鋼材ではｽｶｰﾗｯﾌﾟ部分の母材で延性的な破壊をしているが、60ｷﾛ級では溶接の熱影響部で、80ｷﾛ級では溶接の境界線で伸びの少ない破断をしている。

2)最大耐力

一般化累加強度式による計算値及び実験結果を表5及び7に示す。 最大耐力は9-4を含め40ｷﾛ級及び60ｷﾛ級の鋼材では計算値とよく一致した。 80ｷﾛ級の鋼材では、 鉄骨が降伏する時点では、既にＲＣ部が最大耐力を過ぎ圧壊により耐力低下し、フランジが早期に破断してしまったこともあり、一般化累加強度式では最大荷重を過大評価することになる。

3)履歴曲線と塑性域長さ

代表的な履歴曲線をシリーズ別に図12及び図13に、また塑性域範囲$(1-\alpha)x1'$を表５及び７に示す。【Ⅲaｼﾘｰｽﾞ】40ｷﾛ級では、部材角R=3.0%まで耐力を保持した。これは、降伏比が0.73と低く、広い塑性域で塑性歪を平均的に負担したためと考えられる。9-4は9-1に比べ降伏比が0.62とさらに低く、降伏後R=3.5%まで耐力を保持した。60ｷﾛ級を用いた試験体では、R=2.0%まで耐力を保持している。しかし、80ｷﾛ級ではR=2.0%を越えようとした時に、直ちに脆性的な破壊を示す。端部補強を行った9-5,9-6は、R=2.5%まで耐力を保持し、9-2に比べ多少変形能力が改善された。【Ⅲbｼﾘｰｽﾞ】40ｷﾛ級では、R=6.0%まで耐力を保持

した。試験体寸法が実大に近くなりｽｶﾗｯﾌﾟに影響が小さくなったため、9-1，9-4に比べ変形能力が増大したものと思われる。はり通し型のNo.4、柱鉄骨のせいを10cm減らしたNo.5を除いた60ｷﾛ級の場合は、R=3%までは耐力を保持し、9-2,9-3,9-5,9-6に比べ変形能力が増加しており、鉄骨断面積に占めるｽｶﾗｯﾌﾟの影響が大きいことがわかる。No4は他のものとは違いﾊﾟﾈﾙ破壊型のｽﾘｯﾌﾟ形状を示す。 No5では、他のものに比べ変形能力が劣っている。これは、 はり鉄骨の危険断面位置のﾓｰﾒﾝﾄが他のものに比べ大きくなることが原因と考えられる。両ｼﾘｰｽﾞを含めて変形能力の増大は、塑性域長さの大きくなる傾向を示す。

5．断面欠損部の補強効果実験

本実験は梁端部をＲＣ要素補強しても、降伏比の高い高張力鋼を用いた場合では鉄骨ばりの端部が破断した点に着目し、ＲＣ要素でどの程度の補強をすれば、この破断を遅らせることができるか又は免れ得るかを実験的に検討しようとしたものである。

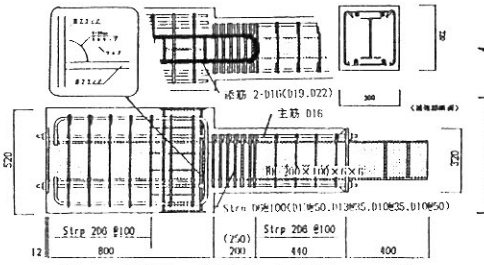

図14　試験体の形状及び寸法(Ⅳｼﾘｰｽﾞ)

表10　各素材の機械的性質
(Ⅳｼﾘｰｽﾞ)

	σy t/cm²	σb t/cm²
PL 6(69)	5.65	6.22
D 6(SD30)	3.44	5.27
D 9(SD35)	3.93	5.77
D13(SD35)	3.91	5.86
D16(SD35)	3.97	6.05
D19(SD35)	4.51	6.42
D22(SD35)	3.89	6.01
	Fc kg/cm²	Ft kg/cm²
ｺﾝｸﾘｰﾄ	327.5	30.4

5.1　試験体

実験変数は補強用添筋[D16,D19,D22,の3種類]、添筋の長さ[la=200,250mmの2種類]、ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ筋径[D10,D13の2種類]、ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ間隔35,50mmの2種類] とし、試験体は合計7体である。各試験体の実験変数の組合せを表9に示す。試験体の形状及び寸法を図14に示す。各素材の機械的性質を表10に示す。また、載荷は試験体梁端部にﾋﾟﾝ・ﾛｰﾗｰ支持し片持ちばり形式で正負漸増繰り返し荷重とした。

5.2　実験結果と考察

1)ひび割れ及び破壊状況

ひび割れ及び破壊性状は次に示す２つの形式に大別でき、TypeⅠは無補強試験体(3-1)にみられ、TypeⅡは残りの補強した試験体6体にみられる。【TypeⅠ】はりの曲げ応力の一番大きいつけ根部の曲げひび割れ幅が増大し、主筋及び鉄骨ﾌﾗﾝｼﾞが降伏すると共にはりの曲げ応力の一番大きいつけ根部に発生した曲げひび割れ幅が増大する。変形を増大するとある部材角に達した時点で、ﾌﾗﾝｼﾞの溶接部熱影響部において完全に破断し繰り返しによりｳｪﾌﾞも完全に破断する。 【TypeⅡ】補強筋端部の曲げひび割れ増大するが、変形の増大と共に補強部にせん断ひび割れが多数発生する。つけ根より10cm離れた曲げひび割れ幅の増大が著しく、圧縮側ｺﾝｸﾘｰﾄが圧壊する。その後、ある部材角に達すると鉄骨ﾌﾗﾝｼﾞ及び ｳｪﾌﾞの溶接部熱影響部において完全に破断する。

2)履歴曲線

履歴曲線の代表例を図15に示す。同図中に示す✕(✕)は正加力(負加力)時におけるﾌﾗﾝｼﾞが破断し始めた時点を示す。履歴曲線は各試験体共にﾌﾗﾝｼﾞの破断するまでは安定した紡錘形の曲線を示す。ﾌﾗﾝｼﾞの破断と共に耐力は低下し、ｳｪﾌﾞも破断していくが、繰り返し載荷するとある値に落ち着く。図より鉄骨ﾌﾗﾝｼﾞの破断部材角は補強筋量により相違する。破断部材角は補強筋量が増すほど増大する傾向を示す。

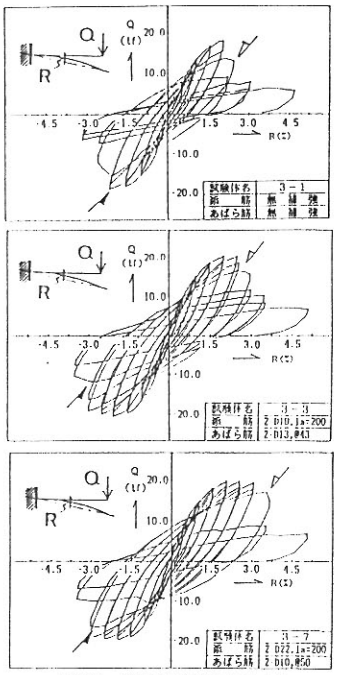

図15　履歴曲線(Ⅳｼﾘｰｽﾞ)

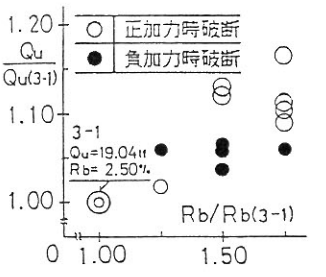

図16　補強量と変形性状(Ⅳｼﾘｰｽﾞ)

表９　各試験体の実験変数と実験結果(IVｼﾘｰｽﾞ)

試験体	添筋		Strp	eMcr	Xo	e/c	eQcr	e/c	eQm(tf)		e/c1	e/c2	e/c3	e/c4	Rb(%)	
	la	φa		(tf･m)	(m)		(tf)		+	−					+	−
3-1	0	−	D6@100	2.61	0.90	0.92	10.00	1.04	18.03	19.04	0.98	0.98	0.98	0.98	2.00	2.00
3-2	200	2-D16	D13@50	2.61	0.71	0.78	11.20	1.16	19.90	19.40	0.85	0.96	0.96	1.02	3.50	2.50
3-3	200	2-D19	D13@50	3.44	0.67	1.02	10.00	1.04	20.20	20.55	0.79	0.96	0.95	1.06	3.00	3.50
3-4	200	2-D22	D13@35	3.33	0.68	0.99	10.80	1.12	20.01	20.27	0.75	0.93	0.92	1.04	3.50	3.00
3-5	250	2-D22	D13@35	3.33	0.66	0.99	10.80	1.12	20.96	20.36	0.77	0.96	0.95	1.08	3.50	3.00
3-6	200	2-D22	D10@35	3.33	0.69	0.99	10.00	1.04	20.00	20.15	0.74	0.93	0.92	1.03	3.00	2.50
3-7	200	2-D22	D10@50	3.44	0.71	1.02	7.40	0.77	19.65	19.76	0.73	0.91	0.90	1.01	3.50	3.00

備考　la：補強部長さ　φa：添筋径　Strp：スターラップ径及びピッチ
eMcr：曲げひび割れ発生荷重　cQcr：せん断ひび割れ発生耐力　cQm2：最大耐力(低減係数case2)
cMcr：曲げひび割れ発生耐力　eQm：最大荷重　cQm3：最大耐力(低減係数case3)
eQcr：せん断ひび割れ発生荷重　cQm1：最大耐力(低減係数case1)　cQm4：最大耐力(低減係数case4)

$cMcr=2.4\sqrt{Fc}\cdot Ze$ ――(1)，$cQcr=(1+\beta)\frac{0.085kc(500+Fc)}{M/Q\cdot rd}b\cdot rj$ ――(2)，$\beta=\frac{15\cdot tw\cdot sd}{b\cdot rj}$

添筋低減係数

	α_1	α_2
case1	1.0	1.0
case2	1.0	0.3
case3	0.3	1.0
case4	−	−

α_1：断面積にかける係数
α_2：素材の応力度にかける係数

3)耐　力

各試験体の曲げひび割れ発生荷重(eMcr)とその位置(Xo)、初せん断ひび割れ発生荷重(eQcr)及び正及び負加力時の最大荷重(eQm)を表９に示す。 曲げひび割れ発生耐力は添筋を、また、初せん断ひび割れ発生荷重は鉄骨ｳｪﾌﾞを考慮して表９備考(1)(2)式にて推定できる。最大耐力は添筋を増やすことにより耐力の上昇は認められるが、その上昇率は添筋の断面積の増大と比べると少ない傾向を示す。最大耐力はｽｶｰﾗｯﾌﾟ部の鉄骨要素の破断によっていることから、ｽｶｰﾗｯﾌﾟを考慮した最大応力度σuを用いて最大曲げ耐力を求める。この最大耐力は、 測定歪値より添筋の全断面が有効に働らいていないことから、添筋に低減係数をかけた4ｹｰｽ(但し、無補強も含む)について計算値をM－Φ関係より求めた。最大曲げ耐力は表９よりｽｶﾗｯﾌﾟを考慮したcase2及び3の値と比較的良く一致していてる。

4)変形性状

各試験体の鉄骨要素のｽｶﾗｯﾌﾟ部の破断に至った正及び負加力時の部材角(Rb)を表９に示す。ここでは無補強の試験体(3-1)を基準にして、変形性能を評価する。 各試験体の最大耐力及びRbを(3-1)試験体のこれら数値で無次元化した関係を図16に示す。同図中には正及び負加力時方向ともに別々にプロットしている。この図より、添筋を増大することより、鉄骨要素の破断部材角は大きくなる傾向を示す。

６．まとめ

高張力鋼を用いた SRC造の材端接合部の材端溶接部の耐力と変形性状及び材端の断面欠損とその補強に着目した一連の実験結果より下記の結論を得た。1)純鉄骨の十字型溶接部において、鋼材の強度が高くなる程耐力は増えるが、変形能力は低下する。2)隅肉溶接仕様による鉄骨溶接部は、突合せ仕様によるものと同等の性能があった。3)鉄骨柱はり接合部パネルの塑性変形が拡大して、はりﾌﾗﾝｼﾞの溶接継目に影響を及ぼすことは認められなかった。また鋼種、降伏比の相違、仮付け溶接の有無によるはりﾌﾗﾝｼﾞ溶接継目の性状の差は認められなかった。4)SRC柱はり接合部の変形能力も、鋼材が高張力鋼になる程低下するが、補強筋によって変形能力を改善させることが可能である。隅肉溶接は突合せ溶接と同等である。5)材端部にｽｶﾗｯﾌﾟのあるSRC接合部の履歴曲線は、変形がある限界値以下の場合には、安定な紡錘形であるが、限界値に達するとﾌﾗﾝｼﾞが破断して脆い破壊を生じる。6)ﾌﾗﾝｼﾞに破断を生じる限界の変位は、降伏比が高い程小さくなる。またこの限界の変位は添筋を設けることによって大きくすることができるが、ﾌﾗﾝｼﾞに破壊を完全に生じないようにすることは容易でない。7)ｽｶﾗｯﾌﾟの存在によるはりﾌﾗﾝｼﾞの破断は、被りｺﾝｸﾘｰﾄ厚を増しても防ぐことはできない。8)はりﾌﾗﾝｼﾞ通し形の接合部は、変形能力が大きい。

【謝辞】本論文をまとめるにあたり、東京電機大学大学院生林渉・瀬尾卓也両氏、同大学平成元年度卒研生高橋雅晴・本多和人・望月満伸各氏及び同大学技術補助員加藤岡伸氏の協力を得た。各位に謝意を表す。

【参考文献】(社)鋼材倶楽部：高張力鋼を用いたSRC構造の開発研究　1989年