

論文 RC スラブを有する RC-S 混合構造柱梁接合部の実験的研究

崎浜博史^{*1}・西原 寛^{*1}・小林和義^{*2}

要旨: 柱 RC・梁 S とした混合構造を対象に, 合成梁がダイアフラムの挙動に及ぼす影響を検討する目的で, RC スラブを有する部分架構の構造実験を行った。その結果, スラブ圧縮となる合成梁の正曲げモーメント時において, S 梁の圧縮側フランジに接合する上ダイアフラムには軸応力はほとんど生じず, 曲げ応力が卓越する一方, S 梁の引張り側フランジが接合する下ダイアフラムでは軸応力が卓越して生じることが明らかとなった。さらに, その結果を考慮して提案したダイアフラムの抵抗モーメントは実験結果をほぼ説明することが可能であることを示した。

キーワード: 混合構造, 柱梁接合部, ダイアフラム, スラブ, 合成梁

1. はじめに

筆者らは, 柱を鉄筋コンクリート (以下, RC), 梁を鉄骨 (以下, S) とした混合構造の柱梁接合部ディテールとして, 図 1 に示すような, ふさぎ板と通しダイアフラムから成る構法を提案している¹⁾。本構法の基本ディテールでは, S 梁ウェブが柱梁接合部内を貫通していないこと, 柱梁接合部内にはせん断補強筋が配されていないことも特徴として挙げられる。既報²⁾では実設計で生じうる様々な形状の柱梁接合部を対象に行った実験結果を基に, 柱梁接合部のせん断耐力および変形について検討した。その結果, 本構法の柱梁接合部のせん断耐力は, 鋼管コンクリート構造の設計式³⁾に基づく評価によれば, ばらつきが少ないことなどを明らかにした。

しかしながら, 既報で用いた試験体にはスラブがなく, 一方, 実建物ではスラブと S 梁との合成梁であることが一般的であることから, 既報の結果を実設計に適用する際にはスラブの影響をどのように考慮するかが課題となった。そこで筆者らは本構法を対象にスラブを有する部分架構の構造実験を実施した。その目的の主たるものは, スラブが柱梁接合部のせん断耐力に

及ぼす影響を検討することであるが, 柱梁接合部を構成する部材の一つ, ダイアフラムの挙動に及ぼす影響も重要な検討項目として挙げられる。梁から柱梁接合部へ応力が伝達される際にはダイアフラムがその伝達経路となり, しかる後に柱梁接合部の抵抗要素が耐力を発揮するからである⁴⁾。

筆者らは既報⁵⁾において, スラブ付きト字形接合部の実験結果を基に, スラブ圧縮となる合成梁の正曲げ時には接合部コンクリートが負担

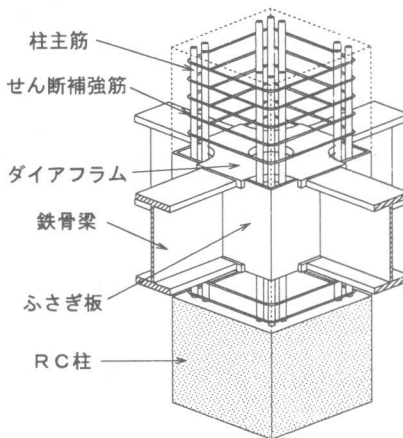


図 1 柱梁接合部ディテール

*1 安藤建設 (株) 技術研究所 (正会員)

*2 安藤建設 (株) 構造設計部

するモーメントが大きくなり、耐力が上昇することを既に報告している³⁾。そこで本論文では、合成梁正曲げ時のダイアフラムの挙動について実験結果を示すとともに、それを基に考察したダイアフラムの耐力について述べる。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体諸元を表1に、試験体に用いた材料の材料試験結果を表2に、試験体の例を図2に示す。試験体は十字形4体、ト字形2体の計6体で、いずれも実設計の約1/2縮尺モデルである。このうち、S梁上に鉄筋コンクリートスラブ(以下、スラブ)を設けて合成梁とした試験体は、試験体名の末尾に「SL」と付した5体である。スラブの諸元は5体共通であり、文献⁶⁾に準じ、完全合成梁として計画した。ただし、スラブには圧縮応力のみを負担させるものとし、梁の材軸に平行なスラブ筋は柱内に定着していない。また、ここではスラブが柱梁接合部へ及ぼす影響を実験要因としていることから、その要因を単純化するためにスラブ幅を柱幅と同じ400mmとした。

十字形の[CFTB-SL]は梁の曲げ破壊型として

計画した。[CFTP-SL1]および[CFTP-SL2]は柱へ導入する軸力 N_i のみが異なる試験体で、[CFTP-SL1]は $N_i=0$ 、[CFTP-SL2]は $N_i=0.2 \cdot F_c \cdot b \cdot D$ (F_c :コンクリートの設計基準強度、 b :柱幅、 D :柱せい)とした。[CFTP-SL3]は

表2 材料試験結果一覧

試験体	接合部・下柱			上柱		
	σ_B	σ_T	E_c	σ_B	σ_T	E_c
CFTB-SL	28.4	2.94	24.0	25.1	2.21	22.5
CFTP-SL1	28.7	2.61	23.9	25.4	2.29	23.0
CFTP-SL2	28.5	2.85	24.0	25.2	2.23	22.7
CFTP-SL3	28.6	2.70	23.9	25.3	2.28	22.8
CFTP-SL	27.9	2.37	23.5	24.3	2.01	22.7
CFTP-N	27.2	2.28	22.9	22.8	1.83	22.1

種別(鋼種)	σ_s	σ_y	σ_t	E_s	ϵ_y	Y	el.
PL-4.5 (SS400)	354	441	206	1720	80.3	21.7	
PL-6 (SS400)	314	452	206	1520	69.4	25.4	
PL-9 (SS400)	309	445	206	1500	69.5	29.0	
PL-12 (SS400)	301	435	206	1460	69.2	29.6	
PL-22 (SS400)	269	428	206	1310	62.8	31.5	
PL-28 (SM490A)	419	536	206	2030	78.2	29.6	
PL-36 (SM490A)	367	527	206	1780	69.7	30.5	
RB10.7W (高強度)	1460	1480	206	9100	98.6	10.5	
D19 (SD345)	377	571	192	2160	66.0	20.7	
D19 (SD685)	827	1090	201	6020	75.9	9.5	

σ_B : 圧縮強度(N/mm²)
 σ_T : 割裂強度(N/mm²)
 E_c : 割線剛性(kN/mm²)
 E_s : 弾性剛性(kN/mm²)
 σ_s : 降伏強度(N/mm²)
 σ_t : 引張強度(N/mm²)
 ϵ_y : 降伏ひずみ(μ)
 Y : 降伏比(%)
 el.: 破断伸び(%)

・鋼板の材料試験はJIS1号試験片による。
 ・[高強度]は1275N/mm²級高強度鉄筋を使用。
 ・RB10.7WおよびD19(SD685)の σ_y は0.2%オフセット法による。

表1 試験体諸元

柱梁接合部構造		柱貫通型・ふさぎ板形式				
試験体名	CFTB-SL	CFTP-SL1	CFTP-SL2	CFTP-SL3	CFTP-SL	CFTP-N
試験体形状	十字形 ($h=1,800, l=2,600$)				ト字形 ($h=1,800, l/2=1,310$)	
F_c (N/mm ²)	27					
S梁断面	BH-350×135×6×12	BH-350×135×9×22			BH-350×135×12×36	
スラブ	断面 $b_c \times t_c = 400 \times 75$					
鉄筋	4-D6 SD295A					
スタッド	13φ $l_s=50 @ 100$					
R	断面 $cb \times cD = 400 \times 400$					
C	主筋 16-D19 SD345		12-D19 SD685			
せん断補強筋	4-RB10.7@80					
w_p (%)	1.13					
作用軸力比	0.2 F_c	0	0.2 F_c	-0.05 F_c		
接合部	ふさぎ板厚 $t=4.5$					
ダイアフラム厚	t=22	t=28		t=22	t=36	
(柱/梁)幅比	2.96					
(柱/梁)せい比	1.14					
想定破壊モード	梁曲げ破壊			接合部破壊		

※「RB」は1275N/mm²級高強度せん断補強筋を示す。 ※ h : 階高, l : 梁スパン。
 ※ $t=28$ および $t=36$ はSM490A, その他 $t=4.5, 6, 9, 12, 22$ の鋼板はSS400。

[CFTP-SL2] に対してダイアフラムのみを変更したものであり、柱梁接合部の諸元としては梁曲げ破壊型の[CFTB-SL]と同じである。これら3体は接合部せん断破壊型として計画した。

ト字形の[CFTP ト-SL]および[CFTP ト-N]は接合部せん断破壊型として計画し、両者の違いはスラブの有無である。

試験体のコンクリートはスラブ天端までと、それより上の柱部分との2回に分けて打設した。

2.2 加力・計測方法

十字形は図2に示すように、反曲点位置をピン、ローラー支持した柱に一定軸力を加えて保持し、左右梁反曲点位置に取り付けたジャッキによって左右逆対称となる正負交番繰返し加力を行った(ただし、[CFTP-SL1]は柱軸力=0)。加力は表3に示す層間変形角を目標とした変位制御とし、左右梁の変位が等しくなるように行った。

ト字形は図3に示すように試験体を90°回転し、横にした状態で加力を行った。このときスラブが圧縮応力となる正曲げの方向を正加力とした。柱には初期圧縮軸力として試験体の破壊モードの耐力に応じた軸力を与えた後、試験体の上柱(実建物の柱脚部に相当する)側の軸力ジャッキではその初期軸力を一定に保つよう制御し、下柱側の軸力ジャッキは油圧ポンプのバルブを閉めることによって梁ジャッキ荷重が下柱へ流れるようにした。したがって、上柱は一定軸力、下柱は正負交番の梁ジャッキ荷重に応じて変動軸力となる。実験時に柱へ導入した初期圧縮軸力 N_i は、正側の実験耐力時に下柱の軸力比が0.05 F_c に近似するよう、294kNとした。

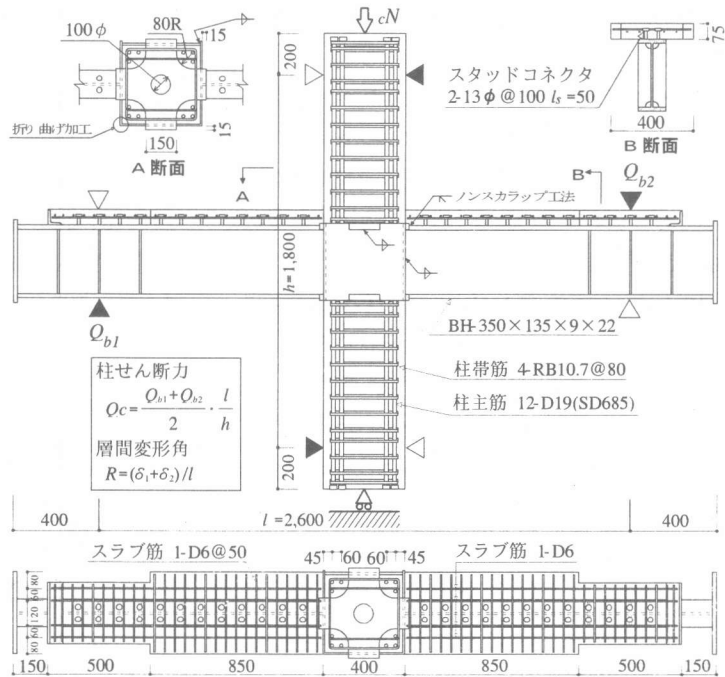


図2 試験体例 [CFTP-SL1]

表3 加力スケジュール

R	2	5	10	20	30	40	50	R-層間変形角
繰返数	±1	±1	±2	±2	±2	±1	±1	($\times 10^3$ rad.)

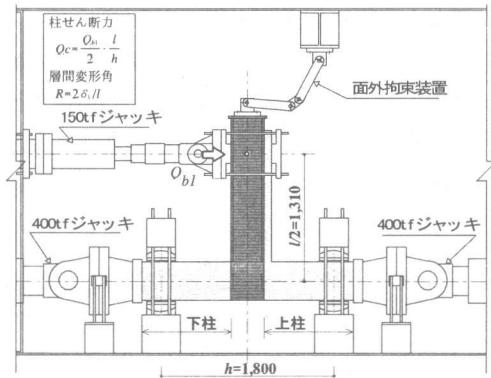


図3 ト字形試験体の加力図

3. 実験結果および検討

3.1 破壊経過および実験耐力

図4に柱せん断力(Q_c)-層間変形角(R)関係を、表4に実験結果一覧を示す。ト字形の Q_c - R 関係に示した N は実験耐力時に下柱に作用していた軸力である。また、実験終了後にはふさぎ

板を切断して接合部コンクリートの損傷度を観察した。

[CFTB-SL]はふさぎ板の応力度レベルが高く、実験終了後の観察では接合部コンクリートの損傷も確認されたが、S梁フランジは早期に降伏しており、スラブの圧壊も生じたことから梁の曲げ破壊が主因となって耐力が決まったものと判断した。[CFTP-SL1]および[CFTP-SL2]のふさぎ板は最終加力においても全面降伏に至らず、柱側面および隅角部での圧壊が見られたが、柱、梁の耐力に余裕があったことや接合部コンクリートの損傷度などから、これらは柱梁接合部の破壊で耐力が決まったものと判断した。[CFTP-SL3]は柱の隅角部における圧壊が見られなかったことを除き、[CFTP-SL2]とほぼ同様であり、柱梁接合部の破壊で耐力が決まったものと判断した。

[CFTP-T-SL]、[CFTP-T-N]の実験耐力は接合部の計算耐力以下で、ふさぎ板も全面降伏に達していないが、柱、梁の耐力に十分余裕があることや、接合部コンクリートの損傷度などから、いずれも接合部破壊と判断した。

図5にダイアフラム材の両面に貼付したひずみゲージから得られた、A~Dの各測定断面(図6参照)における軸応力と曲げ応力の関係を示す。図中、 bI はダイアフラムの測定断面における $N-M$ 関係の計算値である。正曲げとなる合成梁に接合する上ダイ

アフラムのA断面では曲げ応力が卓越して生じている一方で、軸応力はほとんど生じていない。同じく下ダイアフラムのC断面では曲げ応力も認められるものの、軸応力が支配的である。このような性状は柱梁接合部の抵抗機構にも関与するも

のと推察されるが、その関係については今後の検討課題としたい。

3.2 合成梁および柱梁接合部の応力

合成梁の正曲げモーメント時における、梁端仕口部の応力について考察する。図6に示す梁端仕口部 E-E' 断面における梁側の全塑性モーメント時の応力分布は、スラブの圧縮耐力 C 、S梁全断面の降伏軸力 P_y およびS梁ウェブの降伏軸力 ${}_wP_y$ の大小関係で定まる。すなわち、 ${}_wP_y <$

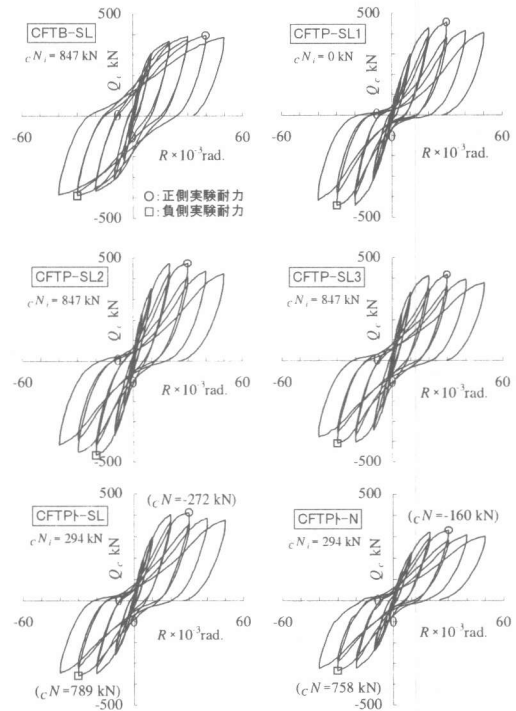


図4 Q_c-R 関係

表4 実験結果一覧

試験体		CFTB-SL	CFTP-SL1	CFTP-SL2	CFTP-SL3	CFTP-T-SL	CFTP-T-N
実験耐力	Q_c mp	394	458	475	419	412	330
	R mp $\times 10^{-3}$ rad.	40	30	30	30	30	30
	Q_c mm	391	443	467	410	360	337
	R mm $\times 10^{-3}$ rad.	30	30	20	30	30	30
計算耐力	Q_c (Mf) *1	476 (0.83)	552 (0.83)	563 (0.84)	564 (0.74)	509 (0.81)	526 (0.64)
	Q_c (sMp) *2	282 (1.40)	429 (1.07)	429 (1.11)	429 (0.98)	414 (0.87)	414 (0.82)
	Q_c (cMp) *3	340 (1.16)	500 (0.92)	500 (0.95)	500 (0.84)	490 (0.84)	—
	Q_c (JMμ) *4	456 (0.86)	447 (1.02)	447 (1.06)	447 (0.94)	431 (0.96)	428 (0.79)
破壊モード		梁曲げ	接合部	接合部	接合部	接合部	接合部

・耐力はすべて柱のせん断力(kN)に換算して表示。
 ・ Q_c mp, Q_c mm: 正, 負加力時の実験耐力
 ・ R mp, R mm: 実験耐力時における層間変形角
 ・柱の曲げ耐力*1は、十字形では上柱について、ト字形では変動軸力が作用する下柱について算定。
 ト字形の柱曲げ耐力は、実験耐力時に下柱に作用していた引張軸力を用いて算定した結果を表示。
 *1 柱曲げ耐力: 断面曲げ解析(コンクリート圧縮ひずみ $\epsilon_c = 0.3\%$ 時の柱曲げ耐力)による。
 *2 梁曲げ耐力: 文献[6]による、S梁の全塑性モーメント。
 *3 合成梁曲げ耐力: 文献[6]による、十字形は左右梁(合成梁とS梁)の全塑性モーメントの平均値。
 *4 接合部せん断耐力: 文献[3]による、CFT構造の設計式に準じた計算耐力。

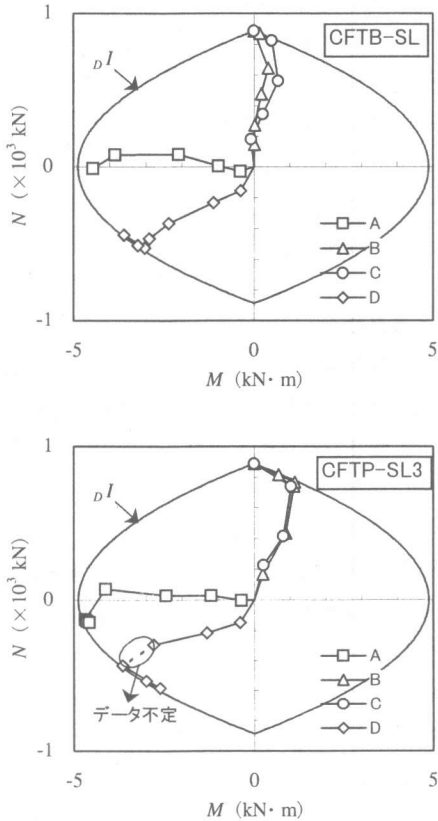
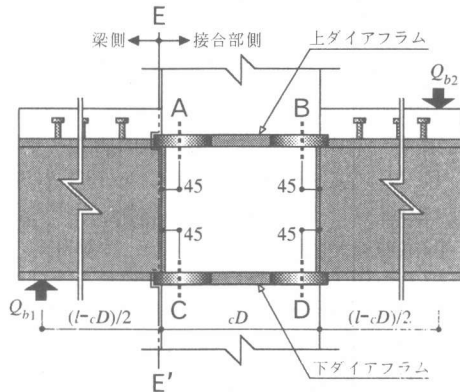


図5 ダイアフラム各断面の N - M 関係



※ 図中、鉄筋および正面ふさぎ板は省略。

図6 梁端仕口部の E-E' 断面

$C \leq P_y$ のとき塑性中立軸は上フランジ内にあり、図7(a)のような応力分布となる。 $C \leq {}_w P_y$ のとき塑性中立軸はウェブ内にあり、図7(b)のような応力分布となる。それぞれの場合の全塑性モーメントは文献⁶⁾に準じて求めることができる。

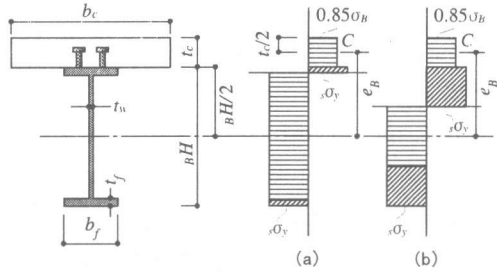


図7 E-E' 断面梁側の応力分布

一方、E-E' 断面の接合部側は、実験結果を考慮して図8のような応力分布を仮定できる。すなわち、上ダイアフラムは軸応力を負担せず、下ダイアフラムのみがS梁からの引張り応力に抵抗するものとする。S梁からの圧縮応力に抵抗する領域は、下ダイアフラムの引張り抵抗力と等価となる応力ブロックが接合部側にも形成されるものと考え、その圧縮応力度はスラブと同じ $0.85 \sigma_B$ を仮定した。これより、ダイアフラムの抵抗モーメント ${}_D M_p$ は式(1)によって求められる。

$${}_D M_p = {}_D P_y \cdot e_D \quad (1)$$

ここに、

$${}_D P_y = {}_D \sigma_y \cdot t_D \cdot b_D \quad (2)$$

$$e_D = H - \frac{{}_D P_y}{1.7 \sigma_B \cdot b_c} \quad (3)$$

$$H = {}_B H + t_c - t_f + t_D / 2 \quad (4)$$

${}_D P_y$: ダイアフラムの降伏軸力、 e_D : 接合部側応力分布の応力中心間距離、 ${}_D \sigma_y$: ダイアフラム材の降伏応力、 t_D : ダイアフラム厚、 b_D :

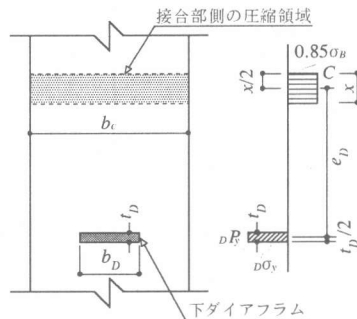


図8 E-E' 断面接合部側の応力分布

ダイアフラム幅, b_c : スラブ幅, t_c : スラブ厚, bH : S 梁せい, t_f : S 梁フランジ厚である。

表 5 に, ダイアフラムの抵抗モーメントおよび合成梁の全塑性モーメントの計算結果を示すとともに, 最大耐力時に正曲げとなる合成梁の梁端モーメント M_e を実験値として示した。

[CFTB-SL]の M_e は合成梁の全塑性モーメント cM_p の 1.11 倍まで上昇し, ダイアフラムの抵抗モーメント dM_p をわずかながら超えている。

図 5 に示した下ダイアフラムの C 断面では引張り降伏を確認しており, ここの計算結果は実験結果を説明しうるものとなっている。

[CFTP-SL3]の M_e は[CFTP-SL2]の約 90%に留まっている。これは[CFTP-SL2]の dM_p が十分大きく, 梁からの入力を担保できていたのに対し, [CFTP-SL3]はそれが小さかったことからダイアフラムの降伏によって梁からの入力が限界づけられたためと推察される。

結局, 合成梁断面に生じた引張り応力は, 接合部側では下ダイアフラム一枚のみで担保しなければならないため, 合成梁の塑性中立軸が上フランジ内にあるような場合, 下ダイアフラムにはほぼ S 梁全断面の引張り耐力に相当する耐力が要求されることになる。

なお, [CFTP-SL1], [CFTP-SL2]の M_e がほぼ cM_p に達していながら[CFTB-SL]のように上昇しなかったのは, 接合部コンクリートの破壊が生じたためと考えられる。

表 5 E-E' 断面におけるモーメント

試験体名	M_e	cM_p	dM_p	M_e/cM_p	M_e/dM_p
CFTB-SL	337	303	326	1.11	1.03
CFTP-SL1	419	434	565	0.97	0.74
CFTP-SL2	430	434	563	0.99	0.76
CFTP-SL3	381	434	327	0.88	1.17
CFTP-SL	628	747	596	0.84	1.05

M_e : 最大耐力時における合成梁の梁端モーメント [kN·m]

cM_p : 合成梁の全塑性モーメント [kN·m]

$$cM_p = C \cdot e_B + \left(\frac{P_y - C}{2} \right) \left(bH - \frac{P_y - C}{2jP_y} \cdot t_f \right) \quad [{}_w P_y < C \leq P_y]$$

$$cM_p = C \cdot e_B + M_p - \left(\frac{C}{{}_w P_y} \right)^2 \cdot {}_w M_p \quad [C \leq {}_w P_y]$$

$$e_B = \frac{bH + t_c}{2}$$

dM_p : ダイアフラムの抵抗モーメント [kN·m]

図 8 に示した接合部側の応力分布において, 応力中心間距離 e_d はスラブ無しの場合より大きくなると考えられる。これにより接合部側のモーメントもスラブ無しの場合に比べて大きくなり, 下ダイアフラムの耐力が十分に確保されていることを条件に, スラブの存在が接合部耐力の上昇に寄与することが容易に推察される。

4. まとめ

スラブ付き部分架構実験を実施し, その実験結果の検討を行った。また, 本論文では主に合成梁に影響されるダイアフラムの耐力について考察を加えた。得られた知見を以下に示す。

(1) 正曲げモーメントとなる合成梁に接合するダイアフラムにおいて, S 梁の圧縮側フランジに接合する上ダイアフラムには軸応力はほとんど生じず, 曲げ応力が卓越する。一方, S 梁の引張り側フランジが接合する下ダイアフラムでは軸応力が卓越して生じる。

(2) 上の実験結果を考慮して提案したダイアフラムの抵抗モーメントは, 実験結果をほぼ説明することが可能であり, 今後より詳細な検討を加えて実設計に供していきたい。

参考文献

- 宮野洋一, 八ツ繁公一, 藤本利昭: 柱 RC・梁 S で構成される架構の実験的研究 (その 1), AIJ 大会学術講演梗概集 C, pp.1829-1830, 1993.9
- 崎浜博史, 西原寛, 宮野洋一, 小林和義: 柱 RC・梁 S で構成される混合構造接合部のせん断耐力と変形性状, JCI 年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.781-786, 1998
- 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, pp.35, 1987
- 藤本利昭, 八ツ繁公一, 宮野洋一, 松井千秋: 柱 RC・梁 S で構成される柱梁接合部の開発, 鋼構造論文集, Vol.1, No.2, pp.91-101, 1994.6
- 崎浜博史, 西原寛: 柱 RC・梁 S で構成される架構の実験的研究 (その 9), AIJ 大会学術講演梗概集 C-1, pp.1051-1052, 1999.9
- 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, pp.85-88, 1998