

論文 地下階に供するハイブリッド構造柱の構造性能

金本 清臣*1・山野辺 宏治*2

要旨: 地上 25 階程度以下, 地下 2 階以上の鉄骨造建物において, 地上階の充填鋼管コンクリート (以下, CFT と略記) 造柱の軸力を地下階の鉄筋コンクリート (以下, RC と略記) 造柱に伝達させる場合, 一般的に地上階柱の構造種別を地下 2~3 層にわたって鉄骨鉄筋コンクリート造柱に切り替えられることが多く, 建設コストのアップや工期長期化の一要因となっている。著者らはこれらの解決策として, 地上階から地下側に延びる CFT 造柱よりも一回り大きい断面サイズの CFT 造柱を任意の地下階 1 層部分に設け, この部分で地上階柱からの軸力を負担する構法を考案した。本論では, 当該構法のコンクリートの支圧強度および構造性能を確認するために実施した実験の概要と結果について述べる。

キーワード: 地下階, 柱, ハイブリッド構造, 支圧強度, 曲げせん断, 応力切替え

1. はじめに

地上 25 階程度以下, 地下 2 階以上の鉄骨造建物の地上階 CFT 造柱の軸力を地下階の柱に伝達させる場合, 一般的に地上階柱の構造種別を地下 2~3 層にわたって鉄骨鉄筋コンクリート (以下, SRC と略記) SRC 造柱に切り替えられることが多く, 建物の規模によっては地下階の途中で柱の切替えが完了するまでに切替え高さが不足し, 柱が基礎に達する可能性がある。また, 地下躯体を SRC 造とした場合には工数と仮設が増え, かつ作業空間および資材搬入動線が狭隘となることから建設コストアップの一要因となっている。

これらの問題点および課題を解消するために, 著者らは地下階の柱をコストメリットの大きい RC 造とし, 図-1 に示すように任意の地下階 1 層部分のみで地上階の CFT 造柱を地下階の RC 造柱に切り替えるために, この部分を接合鋼管によるハイブリッド構造とする構法を考案した。

本論では, 本構法を構造的に成立させるために実施した接合鋼管内コンクリートの支圧強度および接合鋼管部分の曲げせん断実験の概要と結果について述べる。

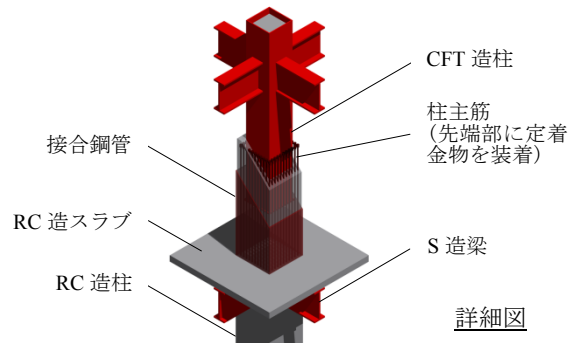
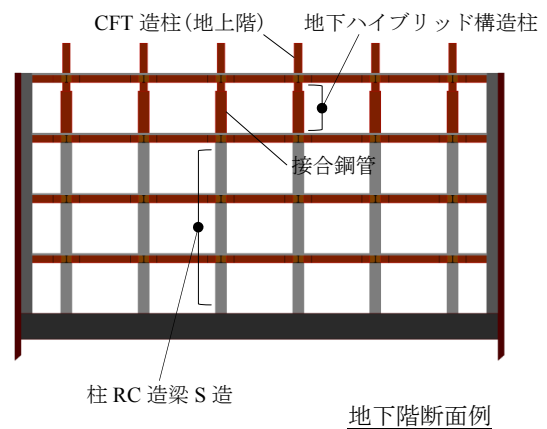


図-1 地下ハイブリッド構造柱の概要

2. コンクリートの支圧強度確認実験

本構法では, 地上躯体から伝達される軸力を接合鋼管内の CFT 造柱ベースプレート (以下, B.PL と略記) 直下のコンクリート部分で支持するため, この部分の支圧強度を確認するための実験を実施し支圧強度式を構築した。本章では, 当該部分の支圧強度式を構築するために実施した実験の概要と結果および考察について述べる。

2.1 試験体

試験体一覧を表-1 に, 試験体図を図-2 に示す。

試験体は, コンクリートの圧縮強度およびコンクリー

トの一般的な支圧強度倍率を考慮して, アムスラー型 6MN 構造物試験機で支圧強度が確認できる縮尺(約 1/4.5 ~ 1/4)とした。試験体数は 7 体で, 接合鋼管の有無, 形状寸法, 柱主筋比, せん断補強筋量 ($\rho_w \sigma_y$) 等を実験パラメータとした。材料試験の結果, 全試験体に用いたコンクリートの実圧縮強度 σ_B は 67.5N/mm^2 , 試験体 A1~5 に用いた接合鋼管の降伏強度 σ_y は 285N/mm^2 , 試験体 A6, A7 に用いたせん断補強筋の降伏強度 σ_y は, それぞれ $1018, 376\text{N/mm}^2$ であった。

*1 清水建設 (株) 技術研究所建設基盤技術センター主任研究員 (修)工 (正会員)

*2 清水建設 (株) 技術研究所建設基盤技術センターグループ長 (博)工

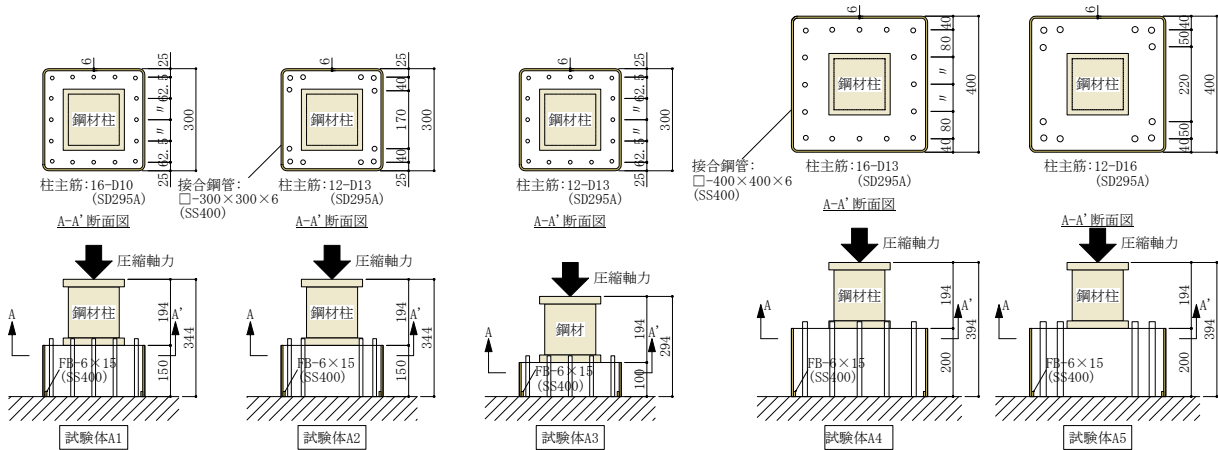


表-1 コンクリートの支圧強度確認試験体一覧

試験体	接合鋼管 ($\sigma_y = 285\text{N/mm}^2$)		せん断補強筋量 ($p_w \sigma_y$) (N/mm^2)	備考
	$B_p \times D_p \times t_p$ (mm) 主筋 [主筋比 p_g (%)]	高さ h_p (mm)		
	RC造柱			
	$B_c \times D_c$ (mm) 主筋 [主筋比 p_g (%)]	高さ h_{RC} (mm)		
A1	$\square - 300 \times 300 \times 6$ 16-D10 (SD295A) [1.38]	150	11.4	主筋を四隅に 集約配筋
A2	$\square - 300 \times 300 \times 6$ 12-D13 (SD295A) [1.83]	100		
A3	$\square - 300 \times 300 \times 6$ 16-D10 (SD295A) [1.38]	100		
A4	$\square - 400 \times 400 \times 6$ 16-D13 (SD295A) [1.35]	200	8.6	主筋を四隅に 集約配筋
A5	$\square - 400 \times 400 \times 6$ 12-D16 (SD295A) [1.58]			
A6	$300 \times 300 \times 6$ 16-D10 (SD295A) [1.27]	150	11.2	せん断補強筋 $\square S8\phi 30$ ($\sigma_y = 1018\text{N/mm}^2$)
A7	$300 \times 300 \times 6$ 16-D10 (SD295A) [1.27]			1.6

(全試験体共通) コンクリート: $\sigma_B = 67.5\text{N/mm}^2$

鋼材柱(載荷板): $\square - 150 \times 150 \times 19.4$ (SM490)

ベースプレート: PL-180×180×22 (SM490)

2.2 実験方法

加力はCFT造柱を模擬した鋼材柱を載荷板として、これを接合鋼管内のコンクリート天端に設置し圧縮軸力(図-2中の矢印)を与えた。加力に際しては、コンクリートの支圧強度の確認と併せて、荷重-変位関係を得るために載荷板脇のコンクリート天端の鉛直変位を測定した。鉛直変位は、試験床を不動点とした絶対変位系とした。加力は、一方向繰返し載荷としコンクリートの長期許容荷重 ($L N_a = \alpha A_{BS} \sigma_B / 3 = 1458\text{kN}$, ここに、 α : コンクリートの一般的な支圧強度倍率で2.0, A_{BS} : 支圧面積(180

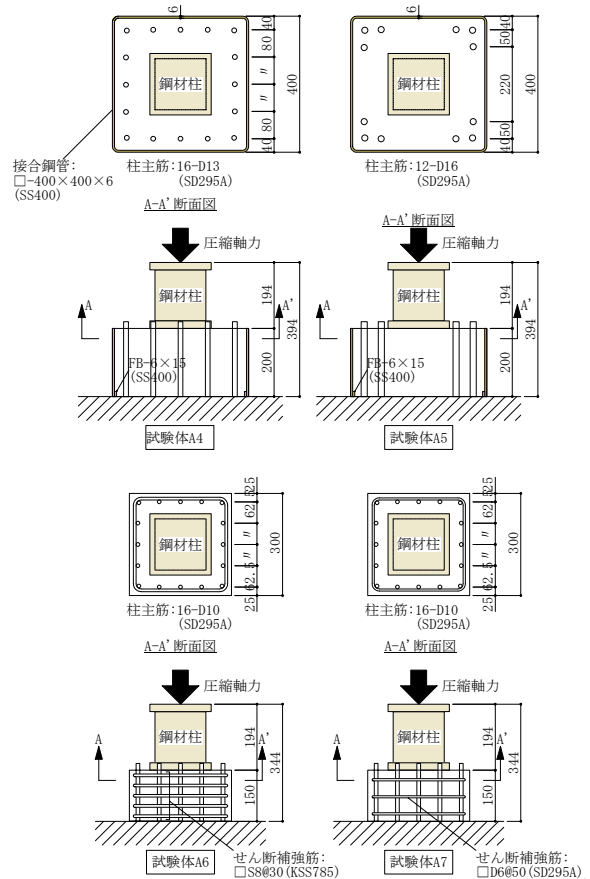


図-2 コンクリートの支圧強度確認試験体図

×180mm²) レベルで2回繰返し、コンクリート天端の鉛直変位が進行しないことを確認した上で、コンクリートの支圧強度が確認できるまで実施した。

2.3 実験結果および考察

既往の研究¹⁾を参考に、各試験体のCFT造柱B.PL直下のコンクリートの支圧強度 σ_p (N/mm^2)が式(1)で与えられるものとする。

$$\sigma_p = \left[c_1 + c_2 \max \left(\frac{B_{BS}}{h_p}, 0.5 \right) \sigma_B + c_3 p_w \sigma_y \right] \sqrt{\frac{A_c}{A_{BS}}} \quad (1)$$

ここに、

$c_1 \sim c_3$: 実験係数

B_{BS} : CFT造柱のB.PLの幅(mm)

h_p : 接合鋼管の高さ(mm)

σ_B : コンクリートの実圧縮強度(N/mm^2)

p_w : RC造の場合はせん断補強筋比

本構法の場合は接合鋼管せん断断面積の等価せん断補強筋比換算値で下式による

$$p_w = 2t_p / D_p$$

t_p : 接合鋼管の板厚(mm)

D_p : 接合鋼管のせい(mm)

表-2 実験結果と式(2), (3)による支圧強度計算結果

試験体	接合鋼管							RC造柱				$\sqrt{A_c/A_{BS}}$	計算結果		実験結果		$\frac{exp \sigma_p}{\sigma_p}$	$\frac{exp \sigma_p}{0.9 \sigma_p}$
	B_p (mm)	D_p (mm)	t_p (mm)	$p_w \sigma_y$ (N/mm ²)	h_p (mm)	σ_B (N/mm ²)	$\frac{B_{BS}}{h_p}$	$p_w \sigma_y$ (N/mm ²)	h_{RC} (mm)	σ_B (N/mm ²)	$\frac{B_{BS}}{h_{RC}}$		σ_p (N/mm ²)	$0.9 \sigma_p$ (N/mm ²)	P_{max} (kN)	$exp \sigma_p$ (N/mm ²)		
A1	300	300	6	11.38	150	67.5	1.2	—	—	—	—	1.60	92	83	3081	95	1.03	1.15
A2	300	300	6	11.38	150	67.5	1.2	—	—	—	—	1.60	92	83	3115	96	1.04	1.16
A3	300	300	6	11.38	100	67.5	1.8	—	—	—	—	1.60	105	95	3384	104	0.99	1.10
A4	400	400	6	8.54	200	67.5	0.9	—	—	—	—	2.16	102	92	3432	106	1.04	1.15
A5	400	400	6	8.54	200	67.5	0.9	—	—	—	—	2.16	102	92	3159	98	0.95	1.06
A6	—	—	—	—	—	—	—	6.60*	150	67.5	1.2	1.67	79	71	2369	73	1.03	1.03
A7	—	—	—	—	—	—	—	1.59	150	67.5	1.2	1.67	61	55	2100	65	1.18	1.18

註) *: $\sigma_y \geq 600 \text{ N/mm}^2$ の場合は, $\sigma_y = 600 \text{ N/mm}^2$ とする。

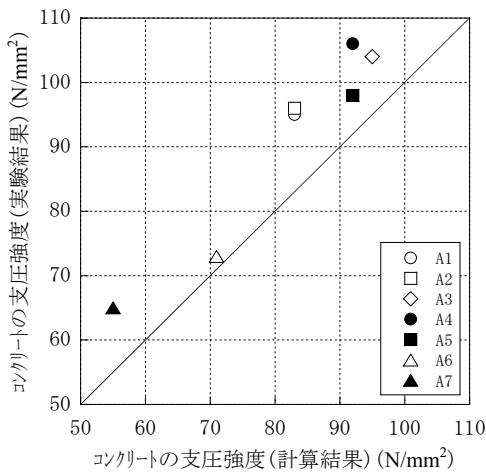


図-3 コンクリート支圧強度の実験結果と計算結果

σ_y : せん断補強筋または接合鋼管の降伏強度 (N/mm²)

A_c : 接合鋼管内コンクリートの面積(mm²)

A_{BS} : CFT造柱 B.PL の面積 (支圧面積) (mm²)

7体の試験体について回帰分析を行い, 式(1)の $c_1 \sim c_3$ を求めると, それぞれ, $c_1=0.25$, $c_2=0.2$, $c_3=2.16$ (変動係数 0.93) となる。したがって, 式(1)は式(2)で表される。

$$\sigma_p = \left[0.25 + 0.2 \max \left(\frac{B_{BS}}{h_p}, 0.5 \right) \sigma_B + 2.16 p_w \sigma_y \right] \sqrt{\frac{A_c}{A_{BS}}} \quad (2)$$

なお, 試験体 A6, A7 の支圧強度の計算に際しては, 支圧強度式中の B_{BS}/h_p を B_{BS}/h_{RC} (h_{RC} : RC造部の高さ(mm)) に読み替えるものとする。ここで, 実験結果の下限値に基づく評価式として式(2)に 0.9 を乗じた (式(3)) 結果を表-2, 図-3 に示す。

$$\sigma_p = 0.9 \left[0.25 + 0.2 \max \left(\frac{B_{BS}}{h_p}, 0.5 \right) \sigma_B + 2.16 p_w \sigma_y \right] \sqrt{\frac{A_c}{A_{BS}}} \quad (3)$$

本検討より, 本構法の CFT 造柱 B.PL 直下のコンクリートの支圧強度は, 式(3)を用いて安全側に評価できることが分かる。

3. 曲げせん断実験

本構法に地震力が作用した場合を想定し, 曲げせん断荷重下における接合鋼管および接合鋼管内充填コンクリートと CFT 造柱との接合部の曲げせん断実験を行い, 当該部分のせん断耐力式を構築した。本章では, 当該部分のせん断耐力式を構築するために実施した実験の概要と結果および考察について述べる。

3.1 試験体

試験体一覧を表-3, 試験体図を図-4 に示す。

試験体は当該部分を模擬した約 1/3 スケールの 6 体で, 軸力の有無, 接合鋼管の大きさと板厚, 柱主筋比, コンクリート強度 (試験体 B6 のみ Fc60, それ以外の試験体は Fc36) を実験パラメータとした。

3.2 実験方法

各試験体とも試験体を横置きし, スタブを 2 点固定した状態で, アムスラー型 6MN 構造物試験機により CFT 造柱に上下方向の正負交番漸増繰返し加力を与えた。加力は, 加力点における CFT 造柱の鉛直変位を加力点から接合鋼管とスタブとの切替部までの長さ (1050mm) で除した変形角 R で制御した。

加力サイクルは, $R = \pm 0.25, \pm 0.5, \pm 1.0, \pm 1.5, \pm 2.0, \pm 3.0, \pm 5.0\%$ rad. とし, $R = \pm 0.5 \sim \pm 2.0\%$ rad. では 2 回繰返し加力とした。試験体 B4 については, $R = +0.25, +0.5\%$ rad. $\times 2$ 回までは正側の一方向繰返し载荷のみとし, それ以降は所定の加力サイクルで加力した。試験体 B1 には軸力比 $n=0.2$ 相当の軸力を, 試験体 B3 には $n=-0.2 \sim 0.5$ 相当の変動軸力を与えた。

3.3 実験結果

各試験体の荷重-変形角関係を図-5 に示す。

いずれの試験体も加力直後に CFT 造柱の隅角部から接合鋼管の隅角部に向かってひび割れが生じた。 $R = +1.0\%$ rad. を越えたあたりから, 接合鋼管内のコンクリートがせん断破壊 (写真-1) するとともに, 切替え部

表-3 曲げせん断試験体一覧

試験体	各部の寸法					導入軸力		断面寸法他		
	CFT造柱	接合鋼管		RC造柱	合計 高さ h (mm)	軸力 N (kN)	軸力比 n	接合鋼管 $B_p \times D_p \times t_p$ (mm) [σ_y (N/mm ²)]	RC造柱	
	荷載点 h_{CFT} (mm)	埋込深さ h_e (mm)	べースプレート 下高さ h_o (mm)	高さ h_{RC} (mm)					$B_c \times D_c$ (mm) 主筋 [σ_y (N/mm ²)]	σ_B (N/mm ²)
B1	200	600	250	0	1050	1537	0.2	□-500×500×6 [326]	500×500	36.1
B2						0	0		28-D22[442]	35.2
B3						-1153	-0.15		500×500	33.4
B4	450	600	0	0	1050	0	0	□-500×500×6	500×500	35.6
B5	200					0	0	□-600×600×9	600×600	36.0
B6	0					0	0	□-600×600×12	28-D25[442]	70.7

(全試験体共通)CFT造柱：□-300×300×12 (SN490C)

圧縮軸耐力 N_{cu} =7684kN, 引張軸耐力 N_{tu} =-4942kN (計算に用いた材料強度は規格値)

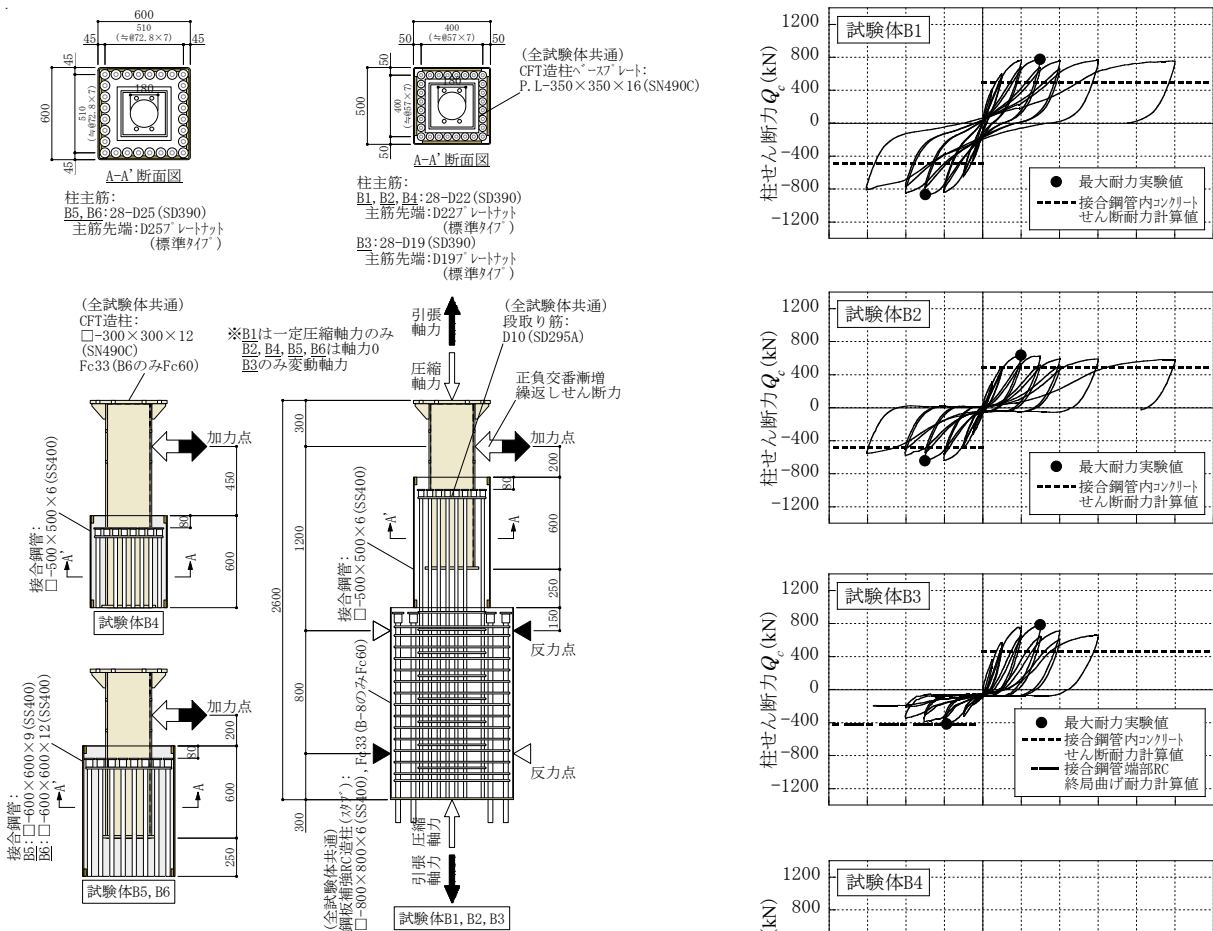


図-4 曲げせん断試験体図

の接合鋼管が面外座屈した (写真-2)。

圧縮軸力を作用させた試験体 B1, B3 (正側加力時) については, 圧縮軸力の作用によって接合鋼管内コンクリートのせん断耐力が見掛け上, 向上した。

3.4 考察

(1) CFT 造柱 B.PL の負担曲げモーメントの評価

接合鋼管内のコンクリートに埋め込まれた CFT 造柱の B.PL が負担する曲げモーメント M_{BS} について, 図-6 に示すような応力状態を考えると力の釣り合いから,

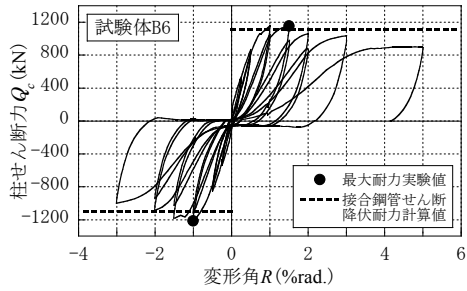


図-5 荷重-変形角関係



写真-1 接合鋼管内コンクリートの破壊状況 (試験体 B3, 実験後)



写真-2 接合鋼管の面外座屈状況 (試験体 B3)

$M_{BS}(N \cdot mm)$ は式(4)で表される。

$$M_{BS} = \frac{Q_d(h_{CFT} + h_e) - M_d + N_d/2(j_{RC} - D_{CFT}/2)}{j_{RC} + 1/2} \quad (4)$$

ここに、

- Q_d : CFT 造柱に作用するせん断力(N)
- M_d : CFT 造柱に作用する設計用曲げモーメント (N・mm)
- N_d : CFT 造柱に作用する設計用軸力(N)
- h_{cf} : 反曲点までの CFT 造柱の長さ(mm)
- j_{RC} : RC 造部分の応力中心間距離(mm)
- D_{cf} : CFT 造柱のせい(mm)
- a : シアスパンで下式による(mm)

$$a = h_{cf} = \frac{M_d}{N_d}$$

h_1, h_2 : 反力 R_1, R_2 の作用位置で下式による(mm)

$$h_1 = \frac{h_e a + 2h_e/3}{6 a + h_e/2}, \quad h_2 = \frac{h_e a + h_e/3}{6 a + h_e/2}$$

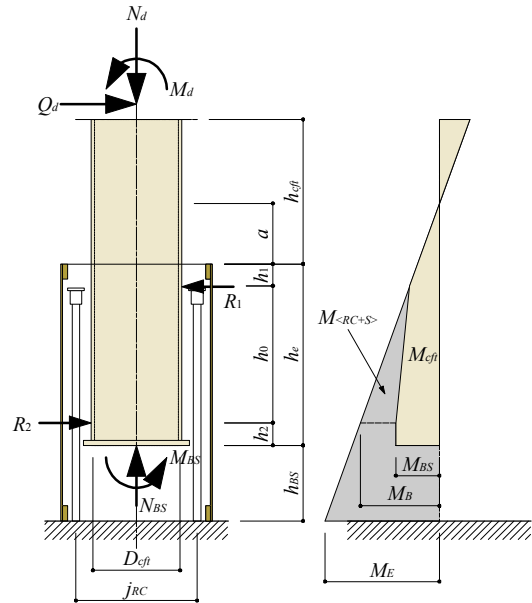
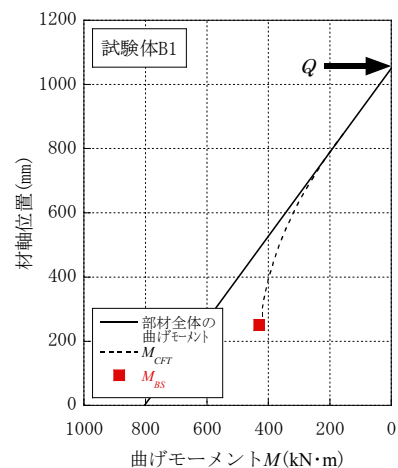


図-6 応力状態と曲げモーメント図

基準試験体 B1, B2 の曲げモーメント分布を代表例として、 $R=+1.0\%$ rad.時における $exp M_{BS}$ (実験値) と式(4)で算定した $cal M_{BS}$ (計算値) を図-7 に示す。 M_{CFT} は CFT 造柱に貼付した 3 軸ひずみゲージの計測値を用いて CFT 造柱が負担するせん断力を求め、3 軸ひずみの各測定位置における CFT 造柱の負担せん断力分布を回帰して得られた 1 次式を材軸方向に積分して求めた値である。

図-7 中破線で示す M_{CFT} と ■ で示す $cal M_{BS}$ とが概ね一致していることから、軸力比 0.2 までの範囲であれば式(4)によって M_{BS} を概ね精度よく算定できることが分かる。



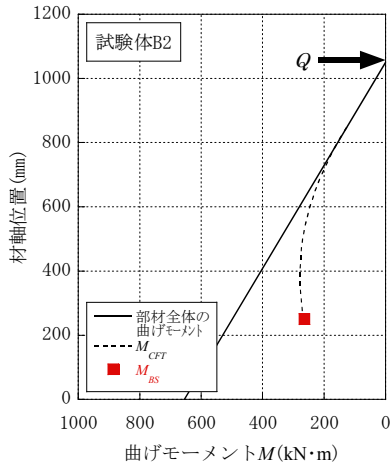


図-7 実験から得られた曲げモーメント分布と式(4)による M_{BS} 算定式との関係

(2) 接合鋼管-CFT 造柱接合部のせん断耐力

CFT 造柱がコンクリートを介して接合鋼管内に埋め込まれた部分のせん断耐力 $V_u(N)$ は式(7)により、式(5)による接合鋼管のせん断降伏耐力 ${}_sV_u(N)$ と式(6)による接合鋼管内のコンクリートのせん断耐力 ${}_cV_u(N)$ のどちらか小さい方で決定されるものと考えられる。

$${}_sV_u = \frac{2t_p D_p \sigma_y}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

$${}_cV_u = \frac{\phi \lambda \nu \sigma_B}{2} B'_c D_c \quad (6)$$

$$V_u = \min({}_sV_u, {}_cV_u) \quad (7)$$

ここに、

$\phi \lambda$: トラス有効係数

ν : コンクリートの圧縮強度有効係数で下式による

$$\nu = 0.7 - \frac{\sigma_B}{200}$$

B'_c : 接合鋼管内コンクリートから CFT 造柱幅を控除した幅で下式による(mm)

$$B'_c = B_c - B_{CFT}$$

D_c : 接合鋼管内コンクリートのせいで下式による(mm)

$$D_c = D_p - 2t_p$$

式(7)によるせん断耐力計算値を荷重-変形角関係と併せて図-5 に示す。同図中に破線で示す耐力線は、式(7)式で計算した V_u を式(8)によって柱せん断力 $Q_c(N)$ に換算した値である。

$$Q_c = \frac{V_u (h_0 + h_2 + h_{BS})}{a + h_e + h_{BS}} \quad (8)$$

ここに、

h_0 : Q_c に対して接合鋼管内の CFT 造柱に作用する支圧反力 R_1 と R_2 との距離(mm)

各試験体の実験結果を踏まえ、式(6)式中の $\phi \lambda$ の値として 0.8 を採用することによっていずれの試験体も実験結果を安全側に評価できている。

本検討より本構法における接合鋼管-CFT 造柱接合部のせん断耐力は、式(7)で適切に評価できることが分かる。

4. まとめ

地上 25 階程度以下、地下 2 階以上の鉄骨造建物において、地上階の CFT 造柱の軸力を任意の地下階 RC 造柱 1 層のみに伝達させる構法を考案し、本構法を構造的に成立させるために、接合鋼管内 CFT 造柱 B.PL 直下のコンクリートの支圧強度および接合鋼管部分の曲げせん断実験を実施した。

各実験の結果に基づき、本構法の設計に資するコンクリートの支圧強度式および接合鋼管部のせん断耐力式を構築・提案した。

参考文献

- 1) (一社) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987
- 2) (一社) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997