

論文

[2175] 柱を鋼管コンクリートとしたRCフラットスラブの曲げモーメントの伝達機構

平出 亨*1・岡本晴彦*1・大島基義*2・高橋賢司*2

1. はじめに

柱を鋼管コンクリートとしたRCフラットスラブ構法は純RCフラットスラブを合理化する構法の一つである。この場合の柱とスラブの接合部の構造に関して、筆者らはスラブの主筋を柱貫通させず柱の両側に配筋する新しい構造形式を提案し、この形式の接合部の適用性についてそれが十分成立すること示した(参考文献[1])。

一般にフラットスラブ構造では、設計上は地震時水平力の一部をフラットスラブ架構に負担させるため、フラットスラブの柱頭周りの終局伝達モーメントの算定が必要となる。柱を鋼管コンクリートとし、RCフラットスラブの主筋を非柱貫通とした接合部の柱頭周りの終局伝達モーメントを評価するための実験を実施したので、その結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1に示すフラットスラブ架構の内柱を中心とする支板幅の柱列帯を対象とし、十字型の試験体を計画した。

図-2に試験体形状を示す。柱頭にはハンチキャピタルを設けず、PL-20×20のベアリングブロック(以下、ベアリングBL.と略記する)を鋼管柱に溶接した。支板下面からベアリングBL.の上面に作用する支圧力により長期鉛直設計荷重を鋼管柱に伝達する。ベアリングBL.が分担する曲げモーメントの伝達機構を明解にするため、ベアリングBL.を支板下面と床板上面の2か所に設けた。これ以外はコッター等を設けておらず、鋼管の表面は黒皮状態である。

柱頭周りの破壊より先に試験体の一般部分が破壊するのを避けるため、鋼管の板厚を増し、鋼管内部にはコンクリートを充填し、床板を支板下面まで増し打ちし、支板の両側に補強筋を集中して追加配筋した。

図-3に試験体の配筋を示す。この補強筋は試験体の中央部を避けて配置され、補強筋を追加したことによる柱頭周りのせん断破壊(パンチング破壊)耐力の計算値(参考文献[2]による)の上昇はない。これ以外はRC造として設計された試験設計躯体と鉄筋比を一致させた。

*1 竹中工務店技術研究所(正会員)

*2 竹中工務店東京本店設計部

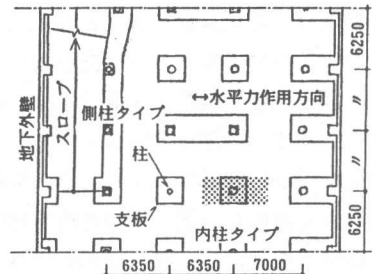


図-1 試験設計躯体平面

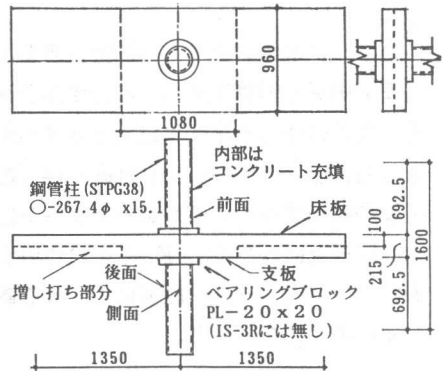


図-2 試験体形状 (IS-4R)

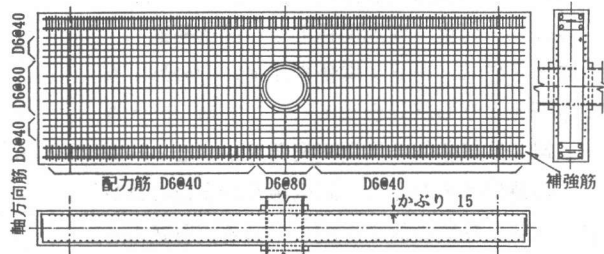


図-3 試験体の配筋 (IS-3R, IS-4R共通, 上下筋共通)

中央の3本の主筋は
試設計躯体における計
算上算定外の鉄筋であ
り、柱の手前で切断さ
れている。

表-1に試験体一覧を示す。試験体数は2体であり、
パラメーターをバリアブルの有無とした。

表-2、3に材料試験結果を示す。

2.2 加力計測方法

図-4に加力方法を示す。十字型試験体の柱の上下端を
ピンで支持し、床板の左右端を上下のジャッキで逆対称方
向に加力した。加力スパンは地震時のせん断スパン比と対
応し、柱の上下端には水平せん断反力 P_H が作用する。柱
頭周りには正負交番繰り返し漸増曲げモーメントが与えら
れ、この節点モーメントを伝達モーメント M_{tr} とした。

図-5に変位測定位置を示す。試験体の十字型架
構としての層間変形角 R_r で加力を制御した。柱の
前後面から50mm(=0.23 D_p 、 D_p :床板と支板の合計の
厚さ)離れた位置の支板と柱前後面間の水平方向区
間変位を測定し、接合面の中立軸比 x_{n1} と支板下面
のコンクリートの水平方向平均圧縮ひずみ ϵ_s を求
めた。

図-6に鋼管のひずみの測定位置を示す。接
合部の中央で鋼管表面の3軸ひずみを測定し、
その位置の柱の水平断面におけるせん断力を評
価した。上のバリアブルから30mm下がった位置で
鋼管の軸ひずみをダブルデッキゲージにて測定し、
床板上面からバリアブル下面に作用する鉛直
方向のコンクリートの圧縮応力による鋼管の軸
ひずみの変化を調べた。

3. 実験結果及び考察

3.1 荷重-変形関係および破壊経過

図-7に $M_{tr}-R_r$ 関係を示す。バリアブル有
の方が無よりも終局伝達モーメント M_u は大き
い。 M_u は試験体の層間変形角 R_r が±2~3/
100の時に得られ、この時床板及び支板のコン
クリートが柱前後面で圧壊している。履歴ルー
プの形状はスリップ型である。

表-1 試験体一覧

試験体 名称	対象 部位	柱の断 面形状	鉛直力の 伝達機構	載荷荷重 の種類
IS-3R	内柱	円形	無し	地震力漸増
IS-4R			バリアブル	

注) バリアブル: バリアブルロック(支圧力伝達用の角材)

表-2 コンクリートの材料試験結果

圧縮強度 F_c (kgf /cm ²)	弾性係数 E_c ($\times 10^5$ kgf/cm ²)	割裂強度 F_t (kgf /cm ²)	降伏ひず み ϵ_{cy} ($\times 10^{-6}$)
328	3.10	17.6	1667

注) 普通コンクリート、材令9週

表-3 鋼材の材料試験結果

	降伏強度 σ_y (kgf /cm ²)	引張強度 σ_u (kgf /cm ²)	弾性係数 E_s ($\times 10^5$ kgf/cm ²)	降伏ひず み ϵ_{sy} ($\times 10^{-6}$)
鋼管	2911	4465	2.13	1367
鉄筋	3773	5520	1.98	1906

注) STPG38鋼管、SD295相当D6鉄筋



図-4 加力方法

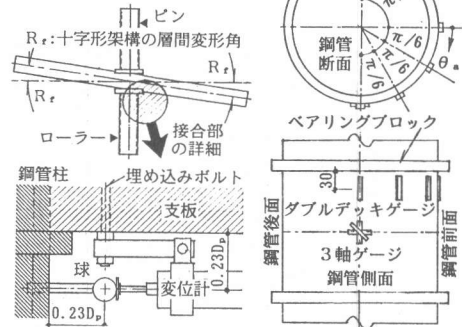


図-5 変位測定位置

図-6 ひずみ測定位置

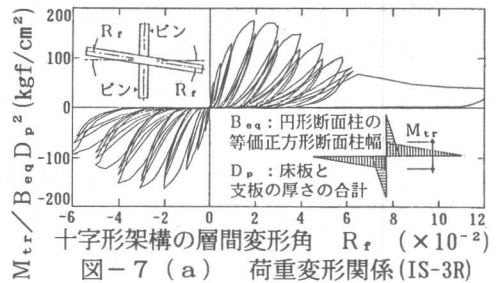


図-7 (a) 荷重変形関係 (IS-3R)

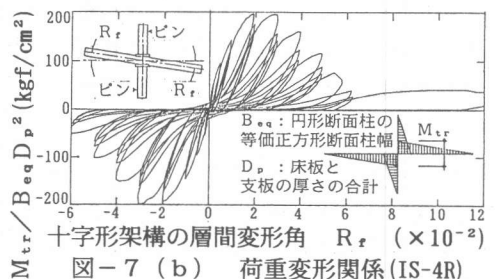


図-7 (b) 荷重変形関係 (IS-4R)

図-8にひびわれパターンを示す。床板上面と支板下面には柱前後面を中心とする放射状の曲げひびわれが見られ、コンクリートの圧壊は柱前後面に集中している。柱頭周りのせん断破壊（パンチング破壊）には至らなかった。

3.2 接合部中央の柱の水平断面のせん断力

図-9に接合部中央の鋼管の3軸ひずみ計測値から求めた柱側面の主ひずみを示す。引張主ひずみは約 500×10^{-6} に達しているため鋼管内部のコンクリートにはひび割れが発生している可能性がある。鋼管は弾性範囲にある。

図-10に柱表面の主ひずみから求めた接合部中央の柱の水平断面に作用する鋼管および内部コンクリートの弾性せん断応力 τ_s 、 τ_c を示す。 τ_c の値は $R_f = \pm 2 \sim 3/100$ で約 100 kgf/cm^2 であり、鋼管による拘束効果を考慮してもやや高い値と考えられる。

図-11に τ_s 及び τ_c から求めた、接合部中央の柱の水平断面で鋼管および内部コンクリートに作用する計算上のせん断合力 Q_s 、 Q_c を示す。 Q_s 及び Q_c の計算に用いた柱断面のせん断応力度分布は厚肉パイプ、及び円の弾性理論解によった。 $R_f = \pm 2 \sim 3/100$ 時に鋼管内部のコンクリートに作用するせん断合力を $\alpha_c \cdot Q_c$ とし、この低減係数 α_c を $0.7 \sim 0.5$ と仮定すると接合部中央の柱の水平断面で柱が負担するせん断合力 ($Q_s + \alpha_c \cdot Q_c$) は $\alpha_c = 1$ の場合の $9 \sim 7$ 割となる。以下、本論では α_c を 1 とした場合の柱頭周りのモーメント M_{tr} の伝達機構を考察し、 α_c の値の M_{tr} への影響については3.7節で述べる。

3.3 鋼管前後面における支板の中立軸位置

図-12に $x_{n1} - R_f$ 関係を示す。 $R_f = 2/100$ では、支板下面の圧縮線から中立軸までの距離 $x_{n1} D_p$ は (支板+床板) 厚の約3割であり、これは通常のRC造の梁における値と同等である。

3.4 支板のコンクリートの応力-ひずみ関係

図-13に $\varepsilon_s - R_f$ 関係を示す。伝達モーメントが最大となる $R_f = \pm 2 \sim 3/100$ では、支板下面圧

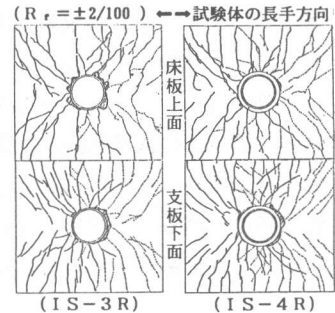


図-8 ひびわれパターン

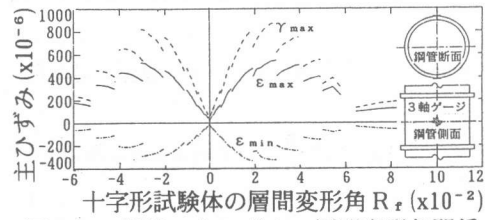


図-9 鋼管の主ひずみ-層間変形角関係

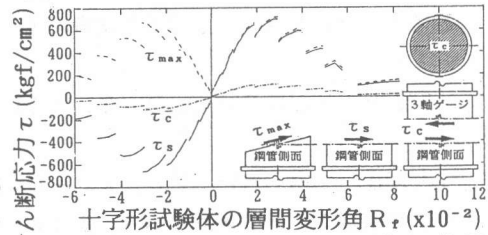


図-10 接合部中央の柱の断面に作用するせん断応力-層間変形角関係

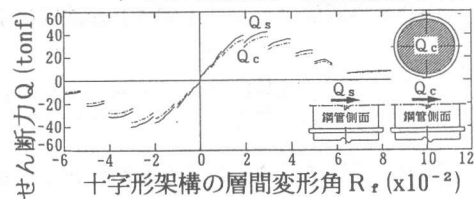


図-11 接合部中央の柱の水平断面に作用するせん断力-層間変形角関係

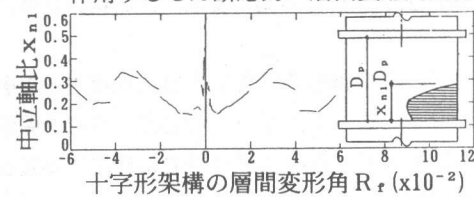


図-12 支板の中立軸比-層間変形角関係

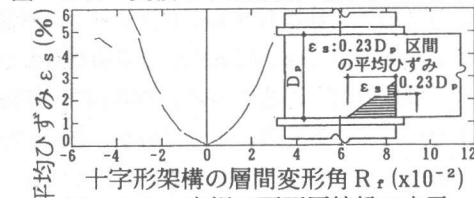


図-13 支板の下面圧縮線の水平方向平均圧縮ひずみ-層間変形角関係

縮縁のコンクリートの水平方向平均圧縮ひずみ ϵ_s は 2~5% である。中立軸-支板下面圧縮縁間では、中立軸から距離 x_H 下がった位置におけるひずみを ϵ_H とし、 ϵ_H はこの範囲で三角形に分布 ($\epsilon_H = x_H \cdot \epsilon_s / x_{n1} D_P$) すると仮定する。円形柱と断面積が等価な正方形断面柱幅を B_{eq} 、接合部の鋼管前面に垂直に作用する、支板のコンクリートの B_{eq} 幅での水平方向平均圧縮応力を $\sigma_H(\epsilon_H)$ とする。 σ_H とその圧縮合力 $C_H (= Q_s + \alpha_c \cdot Q_c + P_H - Q_{BBH})$ との関係は次式で与えられる。ただし、 Q_{BBH} を下のバリアブルと支板下面のコンクリートとの間のせん断合力とし、これを無視した。その妥当性については 3.7 節で考察する。

$$C_H = B_{eq} \int_0^{x_{n1} D_P} \sigma_H(x_H \epsilon_s / x_{n1} D_P) dx_H = B_{eq} \int_0^{\epsilon_s} \sigma_H(\epsilon_H) d\epsilon_H x_{n1} D_P / \epsilon_s \quad (1)$$

σ_H は式 (1) を $(B_{eq} x_{n1} D_P / \epsilon_s)$ で除し、 ϵ_s で微分し、次式で与えられる。

$$\sigma_H(\epsilon_s) = \frac{d}{d\epsilon_s} (\epsilon_s C_H / x_{n1} D_P B_{eq}) \quad (2)$$

図-14 に $C_H / x_{n1} D_P B_{eq} - \epsilon_s$ 関係計測値と、それを次の ϵ_s の奇数次多項式

$$\sum_{i=1, 3, 5, 7, 9} a_i \cdot \epsilon_s^i \equiv C_H / x_{n1} D_P B_{eq} \quad (3)$$

により回帰して得られた、 $\sum a_i \cdot \epsilon_s^i - \epsilon_s$ 関係を示す (a_i は回帰多項式の係数)。回帰式により計測値はよく近似されている。式 (2) 中の $(C_H / x_{n1} D_P B_{eq})$ 項を式 (3) 左辺の回帰式で置換することにより、鋼管前面に垂直に作用する支板のコンクリートの水平方向圧縮応力-平均ひずみ関係 ($\sigma_H - \epsilon$ 関係) が次式により与えられる。

$$\sigma_H(\epsilon) = \frac{d}{d\epsilon} (\epsilon \cdot \sum_{i=1, 3, 5, 7, 9} a_i \cdot \epsilon^i) = \sum_{i=1, 3, 5, 7, 9} (i+1) a_i \cdot \epsilon^i \quad (4)$$

図-15 に式 (4) により求めた $\sigma_H - \epsilon$ 関係を示す。鋼管前面に垂直に作用する支板のコンクリートの圧縮応力 σ_H は最大で約 2.2~2.5 F_c である。通常の RC の梁よりも、支板は幅方向に広がりがある為、支板周囲の拘束効果により σ_H の最大値が大きくなったと考えられる。

3.5 鋼管前後面に垂直に作用する支板のコンクリートの応力ブロック係数

図-16 に鋼管前面に垂直に作用する支板の圧縮応力の応力ブロック係数 k_1, k_2, k_3 を示す。これは図-15 における応力ブロックの形状からこれを bi-linear に近似して求めたものである。係数の内容は通常の RC の梁の曲げ理論で用いられているものと同じである。 $R_f = \pm 2/100$ では、 $k_1 \approx 1, k_2 \approx 0.5, k_3 \approx 2$ となっている。これを用いて、鋼管前後面に垂直に作用する支板の

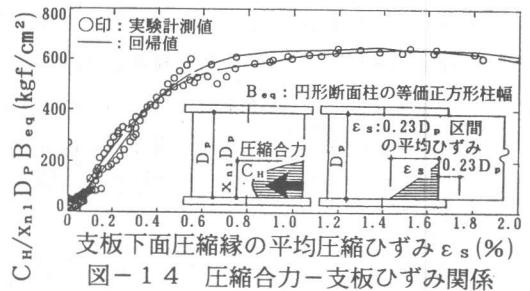


図-14 圧縮合力-支板ひずみ関係

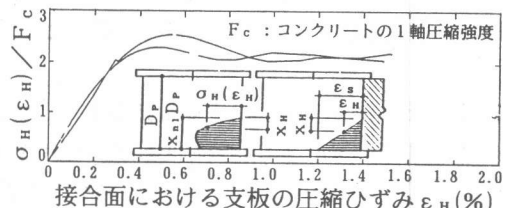


図-15 支板のコンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係

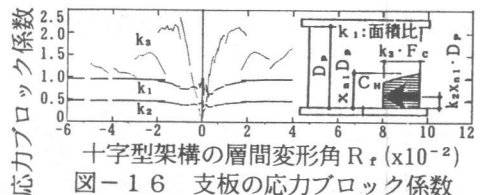


図-16 支板の応力ブロック係数

ンクリートの水平方向の圧縮応力 σ_H による伝達モーメント M_H を次式で与えることができる。

$$M_H = C_H (D_p - 2k_2 x_{n1} D_p) = k_1 k_3 \cdot F_c \cdot x_{n1} \cdot D_p^2 B_{eq} (1 - 2k_2 x_{n1}) \quad (5)$$

3. 6 バリッジBL. 下面に作用する圧縮応力

バリッジBL. 有及び無の両試験体の柱頭周りの伝達モーメント M_{tr4} 、 M_{tr3} が等しい場合を考える ($M_{tr4} = M_{tr3} = M_{tr}$ 、よって、両者の層間変形角 R_{r4} 、 R_{r3} は等しくない)。上のバリッジBL. 下部の鋼管の軸方向ひずみを $\varepsilon_{v4}(M_{tr4}(R_{r4}), \theta_a)$ 、バリッジBL. 無試験体においてその位置に対応する位置の鋼管のひずみを $\varepsilon_{v3}(M_{tr3}(R_{r3}), \theta_a)$ とする。ここで、 θ_a は、伝達モーメントの作用構面を原点とする、柱の中心軸回りの円周方向角度とした。バリッジBL. 上部位置での柱の曲げモーメントはバリッジBL. の有無に関わらず等しいため、その位置での両試験体の鋼管の軸方向ひずみも等しい。よって、鋼管の弾性係数と板厚を各々、 E_s 、 t_s 、バリッジBL. 幅を w_b とすれば、上のバリッジBL. の下面に上向きに作用する、床板上面のコンクリートの鉛直方向圧縮応力 $\sigma_v(\theta_a) = \sigma_v(R_{r4}, \theta_a)$ は近似的に次式で与えられる。

$$\sigma_v(R_r, \theta_a) = \{ \varepsilon_{v4}(M_{tr4}(R_{r4}), \theta_a) - \varepsilon_{v3}(M_{tr3}(R_{r3}), \theta_a) \} E_s t_s / w_b \quad (6)$$

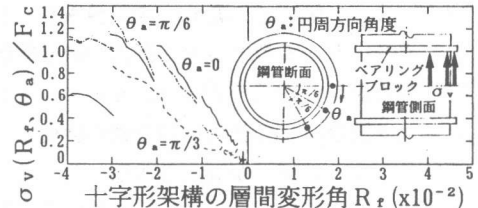


図-17 ベアリングブロックの支圧力

図-17に式(6)により求めた $\sigma_v - R_r$ 関係を示す。なお、バリッジBL. 無試験体の終局伝

達モーメントはバリッジBL. 有より低いため、 ε_{v3} に関しては計測値を回帰し外挿した。バリッジBL. に作用する床板のコンクリートの鉛直方向圧縮応力 σ_v は、 $R_r = 2/100$ の時、円周方向角度 θ_a が 0 、 $\pi/6$ 、及び $\pi/3$ の各位置で、各々、ほぼ $1 F_c$ 、 $0.9 F_c$ 、及び $0.6 F_c$ となっている。

3. 7 バリッジBL. による柱頭周りの伝達モーメント

バリッジBL. に鉛直方向に作用する支板及び床板からの圧縮力 σ_v が分担する柱頭周りの伝達モーメント M_{BB} は次式で与えられる。

$$M_{BB} = 4 \int_0^{\pi/2} \sigma_v(\theta_a) w_b (r_s + w_b/2)^2 \times \cos \theta_a d \theta_a \quad (r_s: \text{柱断面半径}) \quad (7)$$

式(7)において、積分区間を $0 \leq \pi/6 \leq \pi/3 \leq \pi/2$ に3分割し、各積分区間で $\sigma_v(\theta_a)$ が θ_a に対してlinearに変化する分布を仮定すると、 M_{BB} は次式で与えられる。

$$M_{BB} = 4 w_b (r_s + w_b/2)^2 \times (6/\pi) (0.134 \cdot \sigma_v(0) + 0.232 \cdot \sigma_v(\pi/6) + 0.134 \cdot \sigma_v(\pi/3)) \quad (8)$$

M_{BB} 及び M_H を M_{tr} から差し引いた残りを、柱軸と平行に鋼管前後面に作用する、支板および床板のコンクリートからの鉛直方向平均せん断応力 τ_v による伝達モーメント M_v と見做せば、 M_v 、及び M_v から得られる τ_v は各々次式で関係付けられる。

$$M_{tr} = M_H + M_{BB} + M_V \quad (9)$$

$$M_V = \tau_v \cdot B_{eq} \cdot D_p^2 \cdot X_{n1} D_p \quad (10)$$

図-18に M_{tr} 、 M_H 、及び M_{BB} と R_r との関係、及びこれらを用いて式(9)より求めた M_V - R_r 関係を示す。

図-19にこの M_V を用いて式(10)より求めた τ_v - R_r 関係を示す。3.4節で定義した Q_{BBH} を計測することはできないため、 $R_r = \pm 2/100$ の時の、 $\tau_v / \sigma_H \approx 0.3$ を鋼とコンクリートの間の一種の摩擦係数と考え、 σ_v にこの数値を乗じ Q_{BBH} を試算した。その結果、ベアリングBLと支板下面との間のせん断力 Q_{BBH} による伝達モーメント M_{BBH} は全伝達モーメント M_{tr} の5%未満と小さかったため Q_{BBH} を無視した。従って本論では M_{BBH} は M_H に含まれる。 $R_r = \pm 2/100$ 時は $\tau_v \approx 0.4F_c$ と通常のRCの梁における値よりも高いが、式(9)が示すように、 τ_v (すなわち M_V)の低減は M_H (すなわち σ_H)の増加を招く。3.2節で述べた α_c を低減させた場合は σ_H は減少するため、鋼管柱内部に充填されたコンクリートが負担するせん断力の低減係数 α_c を下げた場合は、支板および床板から柱軸と平行に鋼管側面に作用するコンクリートの平均せん断力応力 τ_v が図-19に示す値よりも増大する。 τ_v 及び σ_H の作用面積を過小評価しているとは3.3節で述べた中立軸位置からは考えにくいことから、 τ_v が高い理由は、3.4節で述べた σ_H が高い理由と同様に接合面周囲を囲む支板の拘束効果と考えられる。

4. 柱頭周りの終局伝達モーメント算定式

実験計測結果から得られた以上の応力伝達機構を用いた柱頭周りの終局伝達モーメント M_u は、 $R_r = \pm 2/100$ の時の式(9)で与えられる。ここで、 M_H 、 M_{BB} 、及び M_V の算定には各々、式(5)式(8)、及び式(10)を用いる。

表-4にこの算定式の適用条件を示し、この条件下での算定式で用いる係数を示す。

5. まとめ

柱を鋼管コンクリートとし、RCフラットスラブの主筋を非柱貫通とした接合部の柱頭周りの終局伝達モーメントを評価する実験を実施した。この一算定方法として、実験計測結果から考察した応力伝達機構を用いた柱頭周り終局伝達モーメント算定方法を式(9)で提案した。

参考文献

- 1) 平出亨、岡本晴彦、大島基義、高橋賢司、鋼管柱に接続されたフラットスラブの力学性状に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、vol.14, No.2, pp.741~746, 1992.
- 2) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、11条、フラットスラブ、1988.12.

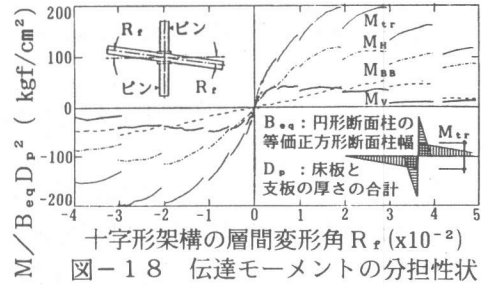


図-18 伝達モーメントの分担性状

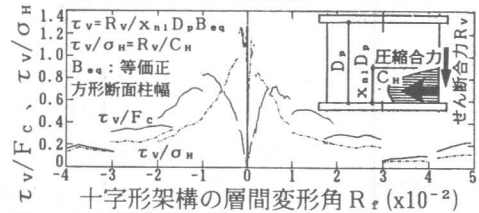


図-19 柱軸に平行なせん断応力のレベル

表-4 算定式の適用条件および係数

算定式の適用条件		算定式の係数	
F_c ¹⁾	330 kgf/cm ²	x_{n1}	0.25
柱径	1.2 D_p ²⁾	k_1	0.95
ベアリングBL幅	0.093 D_p	k_2	0.47
M/QD_p	6.3	k_3	1.9
鋼管前後面破壊モード	黒皮状態	τ_v	0.42 F_c
層間変形角	2/100	$\sigma_v(0)$	1.0 F_c
		$\sigma_v(\pi/6)$	0.96 F_c
		$\sigma_v(\pi/3)$	0.61 F_c

- 注) ベアリングBL: ベアリングブロック
 1) F_c : コンクリートの1軸圧縮強度
 2) D_p : 床板と支板の厚さの合計
 3) 鋼管側面での支板のコンクリートの圧塊