

(37) はり主筋の一部をスラブ内配筋とした
SRCばりの曲げ性状

INELASTIC BEHAVIOR OF CONCRETE-ENCASED-STEEL T-BEAM WITH LONGITUDINAL
REINFORCEMENT IN THE FLANGES

○三谷 勲* 福知保長**
Isao MITANI, Yasunaga HUKUCHI

Concrete-encased-steel members have more ductility than reinforced concrete members. The main disadvantage of this type member is that it requires complex works in framing. When some of main reinforcements of the beam are placed in the slab, the works become easier. In this paper, An experimental study was made of the behavior and ultimate strength of T-beams with longitudinal reinforcements in the flanges. The beams were composed of reinforced concrete and H-shaped steel section. Amount of reinforcement in flanges was 1/2 or 2/3 of the total upper reinforcing bars. Location of the bars in the flanges was varied. The experimental maximum flexural strength of the specimens agreed well with an analytical one.

1. まえがき

鉄骨鉄筋コンクリート構造（以下SRC構造と略記）における鉄筋コンクリート部分の配筋法は、鉄筋コンクリート構造（以下RC構造と略記）の配筋法に準拠することが原則となっている。しかし、RC構造の配筋法に従うと施工上の問題点が生じ、SRC構造としての構造的性能が低下する可能性がある。したがって、SRC構造のRC部分の配筋法については、SRC構造独自の方法を開発することが必要である。「鉄筋コンクリート構造配筋指針・同解説」付録C¹⁾にSRC構造における配筋の考え方が示されているが、実験的な検証が必要な事柄も多い。

通常のSRC構造では柱鉄骨のウェブにはり筋貫通用の孔を設ける必要がある。この貫通孔は、地震時応力が大きい柱下端部あるいは上端部に位置するため、内蔵鉄骨部材にとっては好ましくない。RC造T形ばりの実験結果^{2), 3)}によれば、スラブ筋ははりの曲げ耐力に寄与する範囲は、T形ばりのスラブ協力幅⁴⁾以上であり、スラブ全幅を協力幅と仮定した終局耐力が実験耐力とよく一致する。これらの研究結果より、スラブ内に配筋できる鉄筋量に制限は必要であろうが、はり主筋の一部をスラブ内に配筋しても、すべての主筋をはり幹部内に配筋した場合と同程度の終局曲げ耐力が期待できると予想される。本研究では、4本以上のはり上端筋のうち2本ははり幹部に配筋し、残りはスラブ内に配筋した場合について、SRC造T形ばりの変形性状および終局曲げ耐力を実験的に調べ、本配筋法を実施した場合の検討事項および諸制限について述べる。

*: 工博 鹿児島大学教授 工学部建築学科 **: 名古屋工業大学教授 社会開発工学科

2. 実験

2. 1 試験体

試験体の形状寸法を図-1に示し、実験変数を表-1に示す。試験体数は合計3体で、はり上端筋(D13)の本数および配筋位置を変化させている。3体ともはりが終局耐力に達しても柱は弾性域に留まるよう設計され、はり主筋量は正負の曲げに対して釣合鉄筋比以下としている。試験体AおよびBは4本のはり上端筋のうち2本が柱鉄骨を避けているが、Aでは柱断面内を通るよう、Bでは柱断面外を通るよう配筋されている。試験体Cは、6本のはり上端筋のうち4本が柱鉄骨を避けて、柱断面内および柱断面外を通るよう配筋されている。他の実験条件は、A、B、C共通である。試験体Cの配筋詳細を図-2に示す。同図のはり断面に示す鉄筋A、Bのうち、試験体Aでは鉄筋Bが、試験体Bでは鉄筋Aがない。同図に示すように、はり下端筋は2-D16、スラブはx-y両方向とも単筋でD6-@100である。なお、直交ばり方向のスラブ筋はスラブ内のはり主筋によるスラブ面内せん断力に対する補強である。スタラップは6φ-@100で、U字形とし、左右2本のはりのうち1方にはキャップタイ(135°フック)を用いている。試験ばり方向のはり主筋・スラブ筋の端部は90°フックであるが、柱鉄骨ウェブを貫通するはり主筋については重ね継ぎ手によりフックを設けている。試験体鉄骨部の形状寸法を図-3に示す。使用鉄骨は軽量H形鋼 H-150×75×3.2×4.5(サーマツール高周波抵抗溶接組立)で、柱は柱・はり接合部およびその近傍のみダブルHとし、接合部は試験ばり方向のみ三角スチフナ(E-6)で補強している。はり両端の加力部は純鉄骨である(図-1参照)。鉄骨部からRC部への応力伝達を確保する目的で、鉄骨ウェブには2-E6を溶接し、RC部にはスタラップを密に配している(図-2および3参照)。直交ばりの断面寸法は試験ばりの幹部と同じである。鋼およびコンクリートの機械的性質を、それぞれ表-2および3に示す。使用セメントは早強ポルトランドセメント、細骨材は川砂、粗骨材は最大粒径13mmの碎石で、3~4週間室内養生の後載荷テストを行っている。

2. 2 実験方法

載荷装置を図-4に示す。上部柱のせん断力はPC鋼棒を介して反力フレームで支持される。柱の曲げ強度を上げる目的で柱に90ton(約柱断面積×0.3F_c、F_c=コンクリート強度)の軸力を加えた後、はり両端部に油圧ジャッキを用いてせん断力を加えた。加力方法は、振幅が±0.005、±0.01、±0.02、±0.04rad.の漸増変位繰り返しで、±0.01rad.で2回他のサイクルでは各1回とし、両はり先端に同一変位を与えた。はり先端に加えたせん断力はロードセルにより測定し、はりのたわみは上部柱のスラブ上端面より10 cmの位置に軽量アングル(L-40×40×2.3)を固定し、この先端に取り付けた変位計により測定した。鉄骨および鉄筋各部にはW.S.G.を貼付しひずみの測定を行った。亀裂の観察は各振幅の最大変位時に視察により行った。

3. 実験結果およびその検討

3. 1 はりのせん断力-変位関係

キャップタイを設けなかった側のはりのせん断力(P)-変位(Δ)関係を図-5(a)~(c)に示す。各図において、スラブが曲げ引張を受けるときPを正としている。比較のため、キャップタイを設けた側のはりのP-Δ関係のうち、第4および第5サイクル(約±2.4cmおよび±4.5cm)での最大変位時近傍のP-Δ関係を破線で示している。なお、第1~3サイクルにおいては、両はりのP-Δ関係はほぼ一致していた。

試験体AとBは鉄筋量は同じで、スラブ内のはり筋の位置のみが異なっている。図-5(a)と(b)の比較より、配筋位置が耐力および繰り返し挙動にほとんど影響していないことがわかる。試験体Cは、試験体AおよびBに比べはり上端筋が多いので、スラブが曲げ引張を受けるときの耐力が試験体AおよびBに比べ大きくなっている。何れの試験体も最大変位(±4.5cm)に至る間、耐力低下は認められない。

表-1 実験変数

試験体名	はり上端筋位置および本数		
	幹部内	柱断面内	柱断面外
A	2-D13	2-D13	0
B	2-D13	0	2-D13
C	2-D13	2-D13	2-D13

表-2 鋼の機械的性質および寸法

	σ_y	σ_u	ϵ_{sl}/ϵ_y	A
6φ	3.71	4.63	8.5	.237
鉄 D6	4.06	6.45	1	.285
筋 D13	3.77	5.66	12	1.186
D16	3.76	5.61	20	1.906
H形鋼	2.95	4.03	11	---
せい=151 フランジ幅=75.6				
ウェブ厚=3.22 フランジ厚=4.52(mm)				

σ_y , σ_u : それぞれ降伏点、および引張強度 (ton/cm²)

ϵ_{sl}/ϵ_y : ひずみ硬化開始時ひずみ度と降伏ひずみ度との比

A: 断面積 (cm²)

表-3 コンクリートの機械的性質

試験体名	F_c	F_t	E	E(1/3)
A	322	28.5	221	177
B	307	24.1	237	201
C	277	25.2	215	191

F_c , F_t : それぞれ、圧縮および引張強度 (Kg/cm²)

E, E(1/3): それぞれ、始源ヤング係数

および $F_c/3$ での割線係数 (ton/cm²)

表-4 実験値と計算値の比較

試験体名		実験値 (TON) ²⁾		計算値 (計/実) ⁴⁾	
		CAP	NONCAP	単純累加	終局強度 ³⁾
A	Pc ¹⁾	7.5	6.6	5.9	7.92
	Pt	8.5	9.2	7.32	8.66
	Pc+Pt	16.0	15.8	13.2	16.6
				(.84)	(1.05)
B	Pc	7.7	6.5	5.90	7.85
	Pt	8.5	8.9	7.30	8.60
	Pc+Pt	16.2	15.4	13.2	16.4
				(.86)	(1.06)
C	Pc	7.6	6.9	5.94	7.75
	Pt	9.3	10.1	9.05	10.08
	Pc+Pt	16.9	17.0	15.0	17.8
				(.88)	(1.05)

1) Pc: スラブが曲げ圧縮のとき、Pt: スラブが曲げ引張のとき

2) CAP: キップタイを入れた側のはり耐力

NONCAP: キップタイが無い側のはり耐力

3) コンクリートの応力-ひずみ関係を完全弾塑性とし、圧縮側最外縁のコンクリートのひずみが、0.4% に達したときを終局耐力とした値

4) 計/実是非CAP側の実験値を用いた。

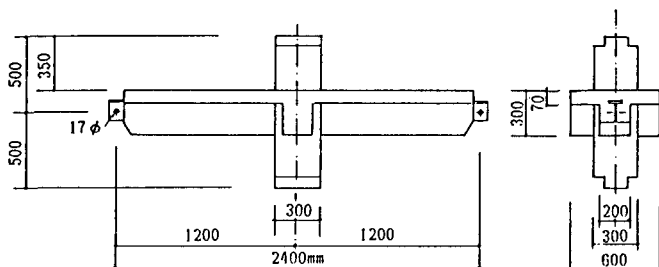


図-1 試験体の形状寸法

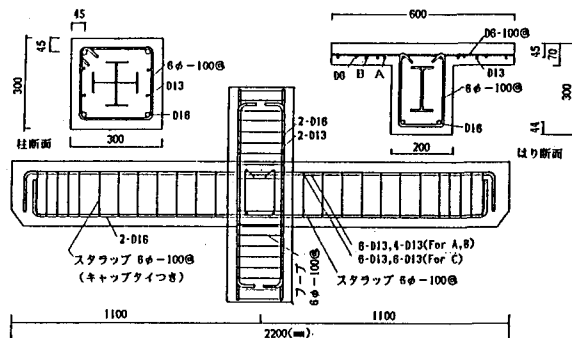


図-2 配筋詳細 (試験体C)

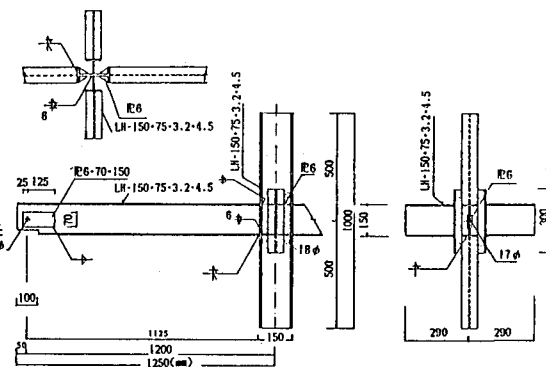


図-3 鉄骨の形状寸法

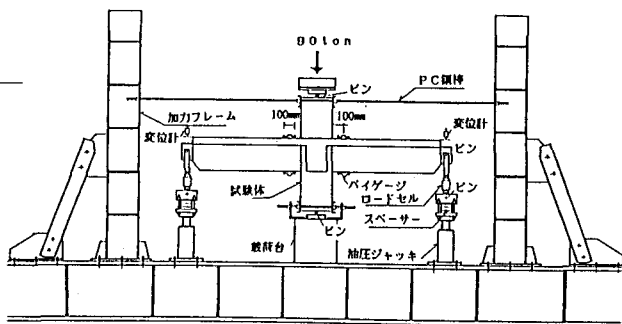


図-4 荷重装置

曲げ耐力に関して実験結果との比較のため次の仮定および解析条件を用いて終局曲げモーメントを求めた。

仮定 ① コンクリートと鋼の間の付着は完全で、コンクリートと鋼よりなるT形断面において平面保持が成立する。② 鋼およびコンクリートの応力度-ひずみ度関係は完全弾塑性である。ただし、コンクリートの引張強度は零である。③ 断面は微小断面要素より構成され、要素内の応力は一定である。④ スラブ全幅がT形ばりの曲げ耐力に寄与する。⑤ 鋼材によるコンクリート断面の欠損は無視する。

解析条件 ① 断面寸法、材料の機械的性質は表-2および3に示す値を用いる。② 分割数：コンクリート断面 30等分割（層状）、H形鋼フランジを1、ウェブを15等分割、鉄筋 各鉄筋の重心にその断面積を集約する。③ ヤング係数：鋼 2100ton/cm²、コンクリート 200ton/cm²

計算値と実験最大耐力との比較を表-4および図-5に示す。同表および図中、終局強度（ P_u ）および単純累加（ P_{src} ）はそれぞれ式（1）および（2）で得られる値である。

$$P_u = M_u / L \quad \text{-----} \quad (1)$$

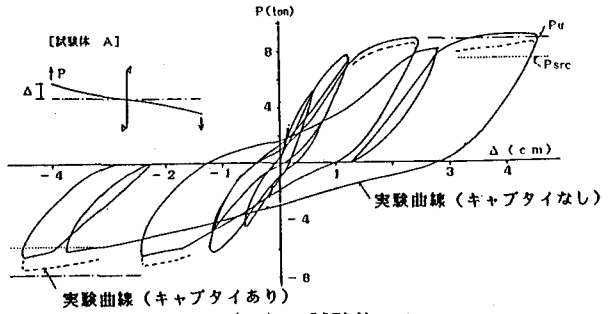
$$P_{src} = M_{src} / L \quad \text{-----} \quad (2)$$

ここに、 M_u =コンクリートの最外縁圧縮ひずみが0.4%に達したときを断面の終局耐力とした場合の終局曲げモーメント、 M_{src} =鉄骨部および鉄筋コンクリート部の全塑性曲げモーメントの和（単純累加強度）、なお、H形鋼の全塑性曲げモーメント M_p は195ton・cmである。L=柱フーズより加力点までの距離（=105cm）

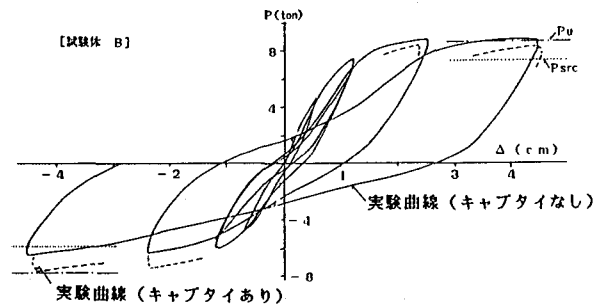
$P_c + P_t$ （スラブが引張となる場合の耐力と圧縮となる場合の耐力和）に注目すると、① 試験体AとBの耐力差は±0.5%以内であること、② 試験体A、B、Cとも実験最大耐力は単純累加強度 P_{src} を上回り、かつ理論終局強度 P_u に近いことがわかる。したがって、本実験条件の範囲では、はりの曲げ耐力の計算に際し、スラブ内に配筋されたはり主筋も幹部内に配筋された主筋と同等に扱うことができる。

3. 2 亀裂性状およびスラブ面内のひずみ分布

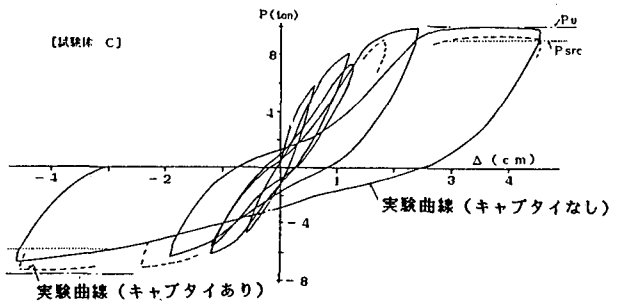
処女載荷最大変位時および実験終了後に観察した亀裂の様子を図-6(a)~(c)に示す。同図中、実線はスラブ上面に、点線は下面に現れた亀裂である。ドットを付した部分はコンクリートの圧壊が生じた部分である。いずれの試験体においても、処女載荷時において、はり-スラブには曲げ引張による亀裂がスラブ厚方向・幅方向とも貫通しているが、その多くはヘヤークラックであった。はり端部のコンクリートの圧壊は最終サイクル（±0.04rad.）に生じた。



(a) 試験体 A



(b) 試験体 B



(c) 試験体 C

図-5 荷重-変形曲線

はり材軸に対して直角でないスラブ面内の亀裂は、試験体Aに比べ、はり主筋の一部が柱断面外に配筋されている試験体BおよびCの方がやや多い。直交ばりの亀裂（ヘヤークラック）は処女載荷時に生じた。この原因の一つはスラブ内の鉄筋によって生ずる直交ばりのねじりであり、もう一つはパネル部に作用するせん断力である。パネル部に作用するせん断力（ Q ）とパネル部の終局せん断耐力（ Q_u ）との比（ Q/Q_u ）をSRC規準⁵⁾に基づいて求めると、 Q として実験最大耐力を用いた場合：1.10（試験体A、B）、1.18（同C）、 Q としてスラブ筋を除いた単純累加曲げ強度より得られる値を用いた場合：0.73（試験体A、B）、0.85（同C）である。実験最大耐力に対しては、パネル部の終局せん断耐力が不十分であるので、接合部のせん断力が直交ばりに生じた亀裂に影響しているであろう。

鉄筋に貼付したW.S.G.（貼付位置は直交ばりの芯より20cm）より得られるスラブ面内の引張りひずみの分布を図-7(a)～(c)に示す。同図は振幅が ± 0.005 、 ± 0.01 、および ± 0.02 rad.時の最大変位時に関するもので、図中の番号①、②等は、処女載荷時を①とし、半サイクルを単位として数えたサイクル数である。ただし、ゲージの接着不良と推測されるデータは省いている。同図からわかるように、振幅が ± 0.005 および ± 0.01 rad.のとき、ひずみ分布はスラブ幅方向にほぼ一様である。また、試験体A、B、Cとも振幅が ± 0.01 rad.のとき、はり筋スラブ筋ともほぼ降伏ひずみ ε_y （約 1900×10^{-6} ）に達している。

4. スラブ内配筋量の限度等について

はり断面が 550×850 (mm)、 $F_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ 、圧縮鉄筋が2-D25(SD30)のとき、引張側に鈎合鉄筋を入れると、圧縮鉄筋断面積 a_c と引張鉄筋断面積 a_t との比 γ は約0.465である。鈎合鉄筋比程度の鉄筋がスラブ側に配筋され、そのうちはり幹部に2-D25配筋すると、引張鉄筋量 $2.15 a_c$ のうちスラブ内に $1.15 a_c$ （ $=0.53 a_t$ ）配筋されることになる。本実験でスラブ内配筋が最も多いC試験体（スラブ内鉄筋量 $=0.67 a_t$ ）でも、その最大耐力は理論終局耐力にほぼ等しい（表-4参照）。また、はりの変形能力の確保ならびに経済性から鈎合鉄筋比以上の引張鉄筋を入れることは好ましくない。したがって、スラブ内のはり筋量に関する制限として、「T形ばりの引張鉄筋量は鈎合鉄筋比以下とし、圧縮側鉄筋と同程度の鉄筋2本をはり幹部に配筋すること」とすれば、全鉄筋をはり幹部内に配筋した場合と同程度の耐力ならびにじん性が確保できる。

スラブ内のはり筋がはり材軸から余り離れていると、せん断ずれ等により鉄筋の効果が低下するので、RC標準のT形ばりのスラブ協力幅内に配筋することが目安となる。先に示した制限に従う場合、スラブ内のはり筋本数の限度は2～3である。両側にスラブを有する場合は、片側1～2本となり、柱断面内あるいはその近傍に配筋できる。片側スラブの場合でも、はり近傍に配置することになれば、スラブ協力幅の外へ出ることは無かろう。また、 x y 両方向のはりともスラブ内に配筋される場合でも、はり筋がD25のとき、スラブ厚が130mm以上であれば上端スラブ筋の下にはり筋を結束することにより、はり筋のかぶり厚さは4cm以上となる。

スラブ内に配筋された鉄筋が柱断面内を通る場合は柱に定着できる。柱断面から外れる場合でも、履歴性を問題にしなければ、内柱に接続するはりでは通し配筋ができるので定着に関する問題はない。外柱に接続するはりの場合は、柱断面から外れるスラブ内のはり筋は直交ばりに定着することになる。定着部を鉛直方向に落し込むと必要定着長さが確保できないときは、定着部を斜めにする等の工夫が必要であろう。

5. 本配筋法における応力検定

5. 1 スラブ面内のせん断補強

材長方向の微小区間 dz での鈎合より次式が成立する（図-8参照）。

$$\tau_1 t = d T_s / dz \quad \text{----- (3)}$$

ここに、 τ_1 = T形ばりの板部とはり幹部との接合部に生ずるせん断応力度、 T_s = 片側のスラブ内に配筋された鉄筋の合力、 t = スラブ厚

片側のスラブ内のはり筋が負担する曲げモーメントを M_s 、T形ばりの応力中心間距離を j とすると、

$$dM_s = dT_s \cdot j \quad \text{----- (4)}$$

T形ばりの作用曲げモーメントを M 、せん断力を Q とし、 M_s/M の比が材長にわたって一定であるとする、

$$dM_s / dz = Q (M_s / M) \quad \text{----- (5)}$$

(4)、(5)式の関係を用いると(3)式は

$$\tau_1 t = Q (M_s / M) / j \quad \text{----- (6)}$$

この τ_1 に抵抗できるだけのせん断強度がスラブ面内に必要である。検定はRCばりのせん断設計⁴⁾に準じて行えばよい。文献4)に示される許容せん断耐力を応力度に書き換えると許容せん断応力度 τ_a は、

$$\tau_a = Q_a / bj = f_s + 0.5 \cdot w \cdot f_t (p_w - 0.002) \quad \text{----- (7)}$$

記号については、文献4)を参照されたい。ただし、曲げとせん断の相互作用が明かでない、この相互作用に係る係数 α は1としている。また、補強筋を必要とする場合、横方向のスラブ下端筋を補強筋に算入してよい。

5. 2 接合部への応力伝達について

スラブ内のはり筋が柱断面内を通る場合は、はり応力は柱・はり接合部へ無理なく伝達されるであろう。はり筋が柱断面内を通らない場合は、片側スラブ内の鉄筋の圧縮合力 C_s と引張合力 T_s の和($C_s + T_s$)により、直交ばりにねじりモーメント M_t が生ずる(図-9参照)。直交ばりのせいを D とすると、

$$M_t = (C_s + T_s) D / 2 \quad \text{----- (8)}$$

この M_t は、直交ばりのねじり抵抗、およびスラブ面内に形成されるアーチ機構によって柱・はり接合部へ伝達される。ここでは、ねじり抵抗によってのみ伝達されるものとし、鉄骨が薄肉開断面材であるときにはねじり抵抗モーメントは小さいからこれを無視すると、次式を満せばよい。

$$M_t < r M_t \quad \text{----- (9)}$$

ここに、 $r M_t$ = 直交ばりのRC部の許容ねじり耐力

文献6)に終局限界設計法に基づき、 $r M_t$ の算定方法が示されている。ねじり補強筋のある場合で耐力が補強筋で決まる場合の設計ねじり耐力は、次式で与えられる。

$$M_{t,rd} = 2A_w \sqrt{(q_w \cdot q_t)} / \gamma_b \quad \text{----- (10)}$$

記号については文献6)を参照されたい。

はりのねじり耐力 $r M_t$ は、はりに作用する曲げモーメント M_d およびせん断力 Q_b によって低下するが、 Q_b の影響が無視できる場合は、次式を満せば M_d による $r M_t$ の低下はない。

$$M_{ud} \geq M_{ud}' \quad \text{かつ} \quad |M_d| \leq M_{ud} - M_{ud}' \quad \text{----- (11)}$$

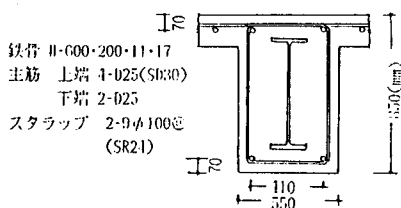
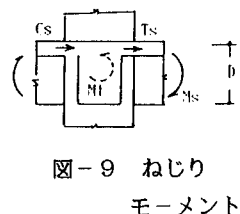
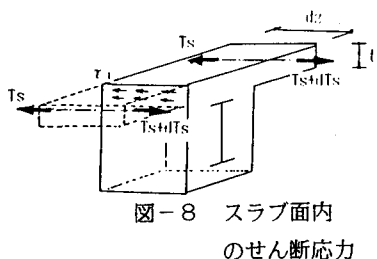
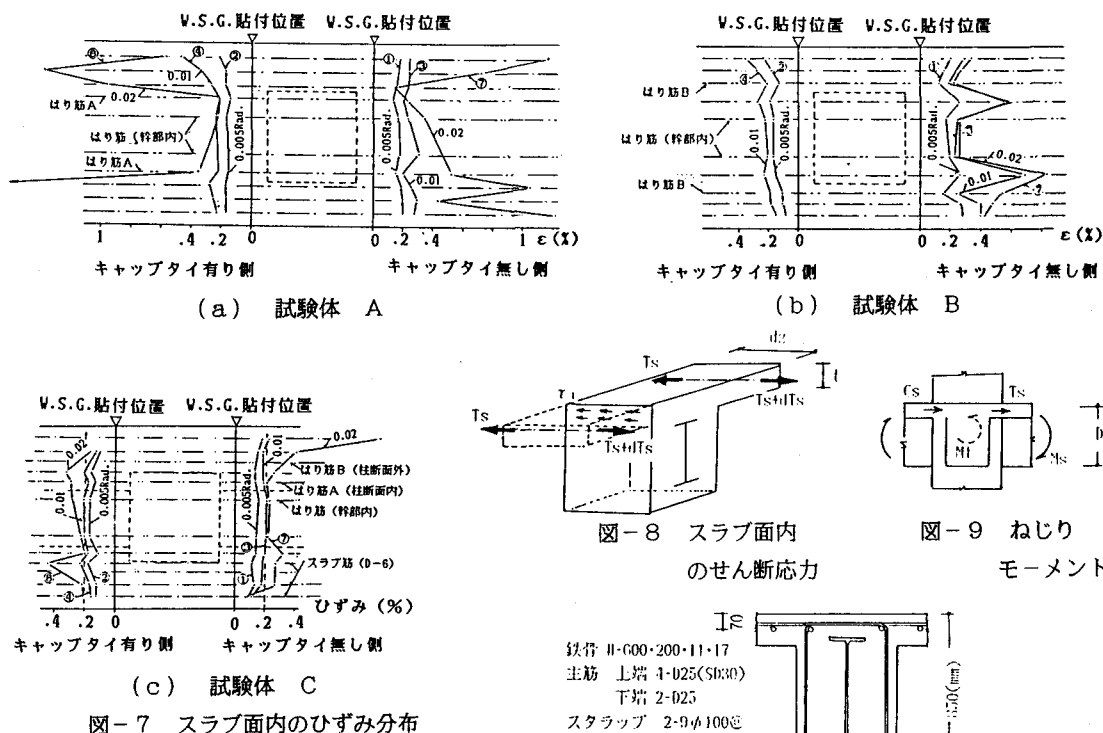
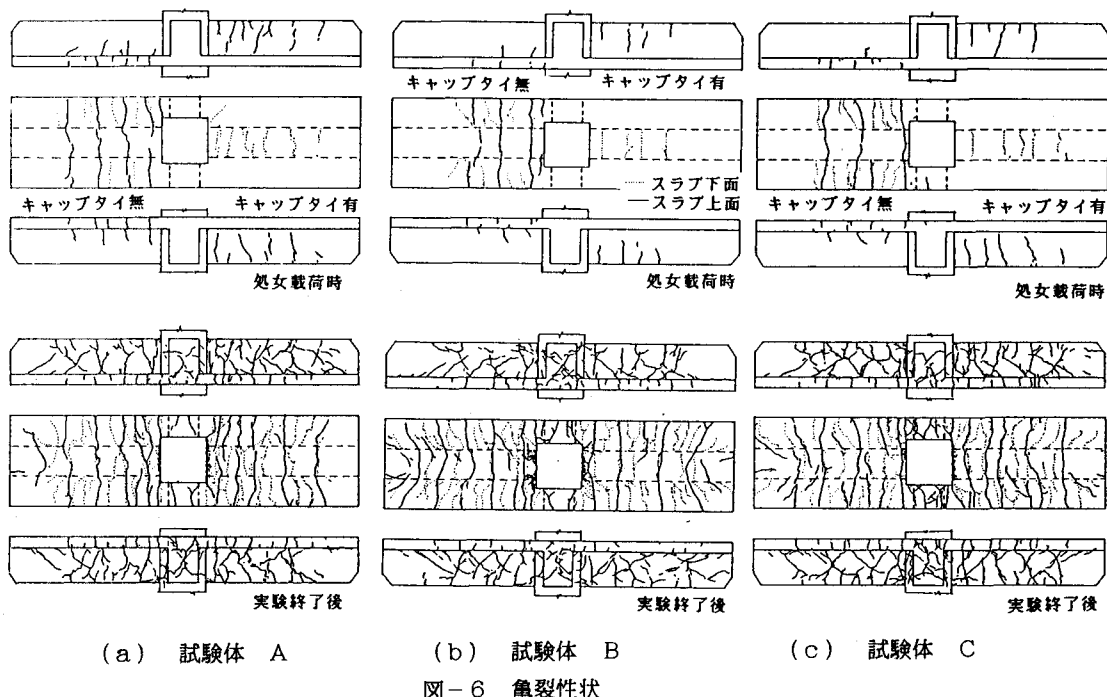
ここに、 M_{ud} 、 M_{ud}' : それぞれ、 M_d 作用時の引張側および圧縮側に配置された主鉄筋を引張筋と考えた場合の曲げ耐力の絶対値

同じ鉄筋が上端に4本、下端に2本配筋され、かつ釣合鉄筋比以下である場合、 $M_{ud} \doteq 2M_{ud}'$ であるから、(9)式は次式のように書き換えられる。

$$M_d / M_{ud} \leq 0.5 \quad \text{----- (12)}$$

(12)式が満たされる場合は(9)式を満たすように直交ばりを設計することは容易である。つぎの条件下で(12)式が満たされるケースの有無について調べる。① ラーメンは均等スパンである。② はり断面は $x \cdot y$ 両方向とも同じで図-10に示すものとする。③ はりに作用するせん断力 Q_b によるねじり耐力の低下が無視できる。

内柱に取り付くはりの場合： スラブ内のはり筋によるねじりモーメント M_t は地震時応力によって生じ、 $13t \cdot m$ (ただし、 $T_s = C_s$ とした)である。部材係数 $\gamma_b = 1$ として(10)式よりねじり耐力を求めると、 $r M_t = 16.2t \cdot m$ である。したがって、(12)式が満たされるならば直交ばりのねじり耐力は十分である。直交ばりは



長期応力のみを受けているから、(12)式が満たされるケースは多いであろう。

外柱に取り付くはりの場合： はり断面が長期応力で決まる場合は、 M_d の値が M_{d0} と同程度となるから、 M_d による $r M_t$ の低下を考慮した設計が必要となるケースが多いであろう。はり断面が地震時応力で決まる場合は、 $C_s=0$ であるから、直交ばりに作用するねじりモーメント M_t は $13/2t \cdot m$ となり、内柱に取り付くはりの場合より、(12)式が満たされるケースが多くなるであろう。

上記の検討より、はり断面が地震時応力で決まる場合には、はり主筋をスラブ内に配筋しても直交ばり端部のスタラップを増やすことによって容易対処できると予想される。なお、ねじりに対する補強ははり端部のみでよい。

6. むすび

柱鉄骨を避けるために、はり上端筋の一部がスラブ内に配筋されているSRC造十字形骨組に繰り返し水平力を加える実験を行った。試験体数は3体で、スラブ内のはり主筋が柱断面内を通るもの(試験体A)、柱断面外を通るもの(試験体B)、および柱断面内を通る鉄筋と柱断面外を通る鉄筋の両鉄筋を有するもの(試験体C)である。スラブ内に配筋されたはり主筋量は、試験体AおよびBの場合総上端筋の1/2、試験体Cの場合2/3で、いずれもスラブ側のはり筋は釣合鉄筋比以下である。また、内蔵鉄骨はH形鋼でその断面重心と梁幹部の断面重心はほぼ一致している。実験結果の検討および解析結果との比較検討より、次のことが明らかとなった。

1) 本実験条件の範囲では、はり主筋の一部がスラブ内に配筋されていても、総ての主筋がはり幹部内に配筋されたものとして、その終局曲げ耐力を計算できる。

2) はり幹部のせいDと幅Bとの比D/Bが1.5以上である場合、同種・同径の鉄筋を用い、鉄筋量を釣合鉄筋比以下とし、幹部上端に2本配筋することによれば、スラブ内に配筋される鉄筋量は総上端筋の1/2程度以下であり、スラブ内の鉄筋により生ずる直交ばりのねじりモーメントに対する設計は容易である。

謝辞

本研究は、昭和62、63年度文部省科学研究費補助金総合研究A(代表者 名古屋工業大学教授 福知保長)の分担課題によるものである。本計画に際し、日本建築学会SRC構造運営委員会(主査若林実)および同配筋小委員会(主査 福知保長)の各委員のご協力を得ました。実験に際し、迫田順一氏(鹿児島大学工学部助手)の御協力を得ました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート配筋指針・同解説、1986.9、pp.317-342.
- 2) 東洋一、大久保全陸：中央集中荷重時単純支持鉄筋コンクリートT梁の有効幅と破壊性状、日本建築学会論文報告集、第146号、1986.4、pp.13-20.
- 3) 大久保全陸：地震時応力を対象とした鉄筋コンクリートT形梁の剛性および強度に関する研究、日本建築学会論文報告集、第201号、1972.1、pp.25-32.
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1971.5.
- 5) 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、1987.6.
- 6) 土木学会：コンクリート標準示方書、(昭和61年制定)設計編、1986.10.