

論文

[2176] コンクリート充填型鉄骨造 U 型ブラケットの力学性状に関する研究

塚越 英夫*¹・坂口 昇*²・下村 英男*³・齋藤 豊*⁴

1. はじめに

近年、材料の特性を活かした混合構造が盛んに試みられるようになってきた。これは同一建物内において柱・梁・接合部等の主要部材にこれまでの概念を超えた工夫を施し、各材料の力学的長所や施工上の利点を活用して構造種別を変えるものであり、その設計法や施工法は提案され実験的にも検証され、今後ますます発展すると考えられる。

本研究は前述の混合構造の一種であり、図-1に示すような接合部の梁端部に大梁を受けるU型のブラケットを付け、このブラケットに大梁を乗せスラブ筋等を配してコンクリートを打設する構工法に関するものである。ブラケットがプレキャスト鉄筋コンクリート造の場合については前報[1]で述べたが、本報ではブラケットと大梁が共に鉄骨の場合の力学性状を検討する。この構工法を用いると現場での梁の溶接や高精度のボルト接合の必要がなくなる。

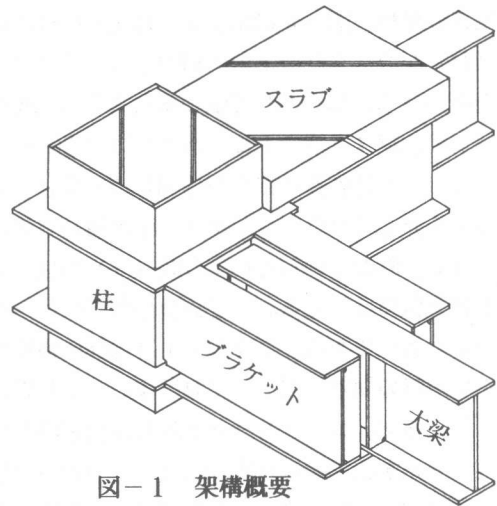


図-1 架構概要

2. 応力伝達のモデル化

ブラケットの形状は図-1に示すように柱・梁接合部の外ダイアフラムの一辺に2本のH形鋼を突合わせ溶接し、更に底板を付けてU形状にしたものである。これにH形鋼の大梁を乗せ、横補強筋(スラブ筋)を配してコンクリートを充填し大梁を架ける。図-2(a)に示すように大梁の先端にせん断力〔 Q_c 〕が作用した場合、ブラケット内の充填コンクリートは呑込まれた大梁のフランジ内側を押さえ込む。ブラケット先端部では変形の進展に伴ってコンクリートの歪が大きくなるために作用力は図-2(b)に示すパラボラ分布となるが、この力を簡略化して図-2(c)に示す三角形分布荷重と考える。この三角形分布荷重のブラケット先端部の大きさ〔 ω 〕は、大梁の呑込み長さ〔 l_1 〕とせん断力の作用点までの長さ〔 l_2 〕を用いてG点回りのモーメントの釣合いより式(1)で得られる。

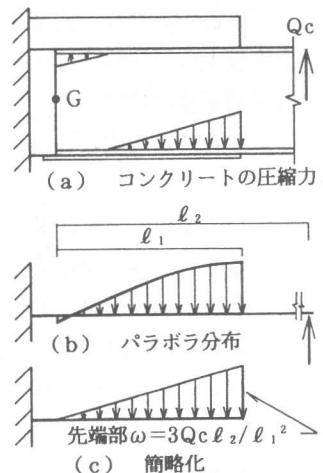


図-2 充填コンクリートの作用力

* 1 清水建設(株)技術研究所構造技術研究部建築構造グループ研究員(正会員)
 * 2 清水建設(株)技術研究所構造技術研究部建築構造グループ主席研究員、工博(正会員)
 * 3 清水建設(株)設計本部構造設計3部副部長
 * 4 清水建設(株)設計本部構造設計4部グループリーダー、工修

一方、片持ち梁の先端に外力が作用した場合のせん断力〔 Q_c 〕は図-3 (a) に示すように一定であり、この時のモーメント分布は図-3 (b) に示す $\triangle ABC$ となる。このうち、ブラケット外殻部に三角形分布荷重が作用していることを評価したモーメントの分担は図-3 (b) の網かけ部となる。これより算定される大梁とブラケット外郭部のせん断力は図-3 (c)、(d) に示すようになり、ブラケット外郭部の最大せん断力〔 Q_{bMAX} 〕は式(2)で得られる。

次に、ブラケット部の断面における力の釣合い及び応力の伝達機構は、図-4 に示すように大梁のせん断による引張力〔 P 〕がコンクリートの圧縮力を介してブラケット外殻部に引張力〔 $Q_b/2$ 〕として伝わると考える。同時に、コンクリートの圧縮ストラットには水平分力〔 T 〕もあり、この力はブラケット外郭部の上部を外側に押し開き、更にスタッドボルトを介してスラブコンクリートと横補強筋に引張を与える。従って、断面での釣合いより式(3)が成り立てば大梁からの応力伝達は行える。この釣合いはブラケット部の材軸方向全てにわたるため、ブラケット外郭部の横補強の量は最大せん断力時の面外力以上とすればよい。これを式(4)に示す。

ところで、コンクリートが最も圧縮破壊しやすいのはブラケット先端部であるため、式(1)の作用力をストラット幅の和〔 $2b'$ 〕で除し、傾き〔 θ 〕で補正したものが圧縮応力度〔 σ_{B0} 〕となり、式(5)で算定される。よって、この応力度以上の圧縮強度〔 σ_B 〕を持つコンクリートを使用すれば圧縮破壊は避け、また、コンクリートの圧縮強度が判っている場合には大梁の呑込み長さも算定できる。

$$\omega = 3Q_c l_2 / l_1^2 \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$Q_{bMAX} = 1.5Q_c l_2 / l_1 \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\sum a_H w\sigma + B = T \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\sum a_H w\sigma y \geq (3l_2 \tan \theta / 4l_1) Q_c - B \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\sigma_B \geq \sigma_{B0} = \omega / (2b' \cos \theta) = 3Q_c l_2 / (2b' \cos \theta l_1^2) \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、

a_H : 横補強鋼材の断面積 [cm²]

$w\sigma$: 横補強鋼材の応力 [tf/cm²]

$w\sigma y$: 横補強鋼材の降伏強度 [tf/cm²]

B : ブラケットの面外強度+コンクリートの割裂強度 [tf]

T : ストラットの水平分力 = $Q_b \tan \theta / 2$ [tf]

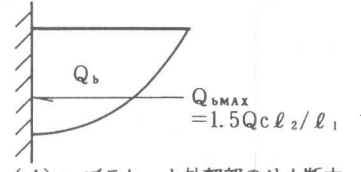
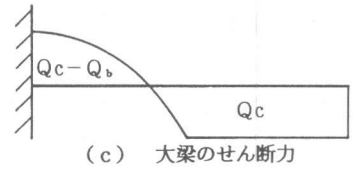
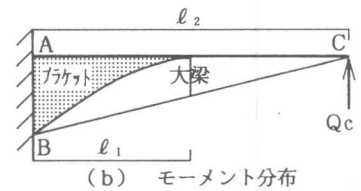
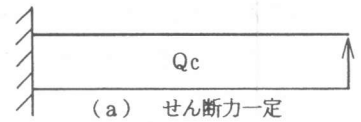


図-3 材軸方向の作用応力

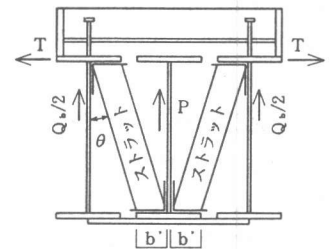


図-4 断面での応力伝達

3. 検証実験

3.1 試験体

前章で仮定した応力伝達モデルを検証するために図-5、表-1、図-6に示す、12体の片持ち梁形式の試験体を製作した。パラメーターは横補強鋼材の量とコンクリートの圧縮強度及びスラブコンクリートと大梁の間のスリットの有無とし、プロトタイプに対し80%に縮小したモデルとした。HS 5~HS12は大梁の上端に厚さ7mmの発砲スチロールを貼りスリットを付け、大梁をスラブコンクリートが拘束しない形状とし、圧縮ストラットの水平分力の評価をめざした。このうち、大梁の曲げ降

伏時のせん断力に対し、式(4)の〔B〕を零として算定した量のスラブ筋を入れたHS 8を標準試験体として、HS 5~HS 9は横補強筋の量を変えた。また、HS10、HS11はコンクリートの圧縮強度を低くし、充填コンクリートの圧縮破壊で耐力が決まることを考えた。HS12はスラブを厚くして横補強筋の位置を変え、HS13はスラブを無くして先端部にE-16を溶接して作用水平分力を測定した。一方、HS14~HS16は実建物を想定して大梁にスタッドボルトを付けてスリットの無い合成スラブとした。HS15はHS 8と同じ量の横補強筋を入れ、HS16はその2倍の横補強筋を配し、HS14ではブラケッ

ト部分だけで横補強を完結させるためにスタッドボルトに矩形的閉鎖型補強筋を緩くかぶせた。尚、横補強筋は実建物では充分定着長さがとれているとして、試験体ではスラ

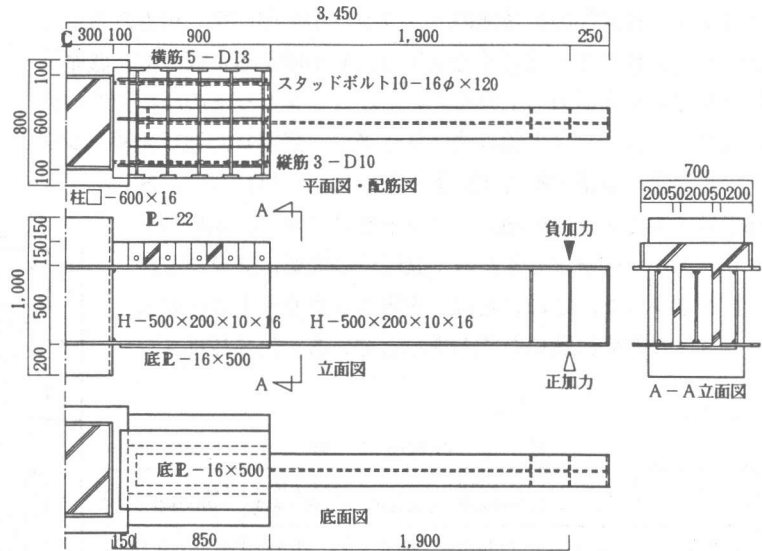


図-5 試験体形状

表-1 試験体一覧

試験体	横鋼材	σ_B	スリット	特徴
HS 5	—	339	7mm	横補強筋無し
HS 6	5-D 6	339	7mm	横補強筋少ない
HS 7	5-D 10	339	7mm	横補強筋少ない
HS 8	5-D 13	339	7mm	標準試験体
HS 9	10-D 13	339	7mm	横補強筋多い
HS10	5-D 13	203	7mm	σ_B が小さい
HS11	5-D 13	244	7mm	σ_B が小さい
HS12	5-D 13	339	7mm	φ350スラブが厚い
HS13	E-16x100	339	16mm	プレート補強, スラブ無
HS14	5-D 13	339	無	閉鎖型補強筋
HS15	5-D 13	339	無	標準試験体
HS16	10-D 13	339	無	横補強筋多い

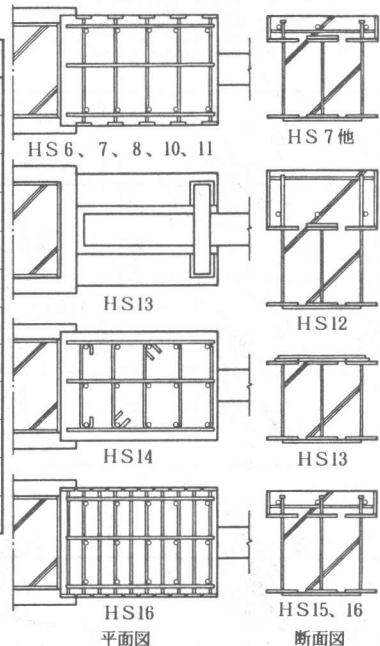


図-6 配筋図

ブ筋の両端部に鉄板を溶接しブラケットに乗せた。

材料の機械的性質を表-2、表-3に示すが、この材料強度を用いて計算した各部材の載荷点での換算強度を表-4に示す。また、試験体は全て片持梁形式とし、加力履歴は正負交番の漸増載荷を与え、大梁を下から上に押す方向を正とした。

3.2 実験結果

実験より得られた載荷点での荷重と部材角関係を図-7に示し、正加力時の結果一覧を表-5に示す。これによると、横補強筋のないHS5や、少ないHS6は変形の進展に伴ってスラブが割裂け、ブラケット外郭部の先端部の上フランジが外側に押し出される形で破壊した。HS5~HS9では横補強筋が増えるに従って、履歴性状は安定し最大耐力も上昇している。コンクリートの圧縮強度の低いHS10、HS11は大梁の曲げ降伏後に、想定した通り充填コンクリートの圧縮破壊で耐力が決まった。また、HS5~HS13では大梁とスラブの間にスリットを付けたが、充填コンクリートが圧縮破壊しなかった試験体の大梁はスラブを押し抜かなかった。このことは、充填コンクリートの圧縮ストラットが有効に働いたことを示している。HS12はスラ

表-2 コンクリートの物性

		強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (tf/cm ²)
一般	圧縮	339	300
	割裂	29.5	—
HS10	圧縮	203	219
	割裂	16.3	—
HS11	圧縮	244	247
	割裂	18.9	—

表-3 鋼材の物性

部位	種類	降伏強度 (tf/cm ²)	引張強度 (tf/cm ²)	ヤング係数 (tf/cm ²)
スラブ	D13	3.57	5.00	1910
	D10	3.53	5.08	1950
	D6	4.47	5.45	1950
ブラケット	ⓔ-16	2.69	4.37	2110
	ⓔ-12	2.77	4.26	2120
	H-16	2.63	4.22	2020
	H-10	3.01	4.56	2100
大梁	H-16	2.94	4.36	2040
	H-10	3.90	4.75	2020

表-4 計算強度一覧 単位 [tf]

大梁の曲げ降伏強度	大梁のせん断強度	ブラケットの曲げ降伏強度	ブラケットのせん断強度	ダイヤフラムの曲げ降伏強度	充填コンクリートの圧壊強度
28.8	105.4	40.1/62.5	36.9	31.8	29.3/35.3/49.0

- ・ブラケットの曲げ降伏強度は『上端/下端』、鉄骨を質点置換してE間数法より算定
- ・ブラケットのせん断強度は鉄骨のみ
- ・ダイヤフラムの曲げ降伏強度は文献[2]の下式

$$Q_D = 1.5 * 1.75 * (t * t_s / D / (t + h_s))^{2/3} * (t + h_s) * D * F / Y * d' / \ell_2'$$
- ・充填コンクリートの圧壊強度は圧縮強度 203/244/339kgf/cm² に対応している

・H-はロールのH形鋼、ⓔ-は組立用鋼板

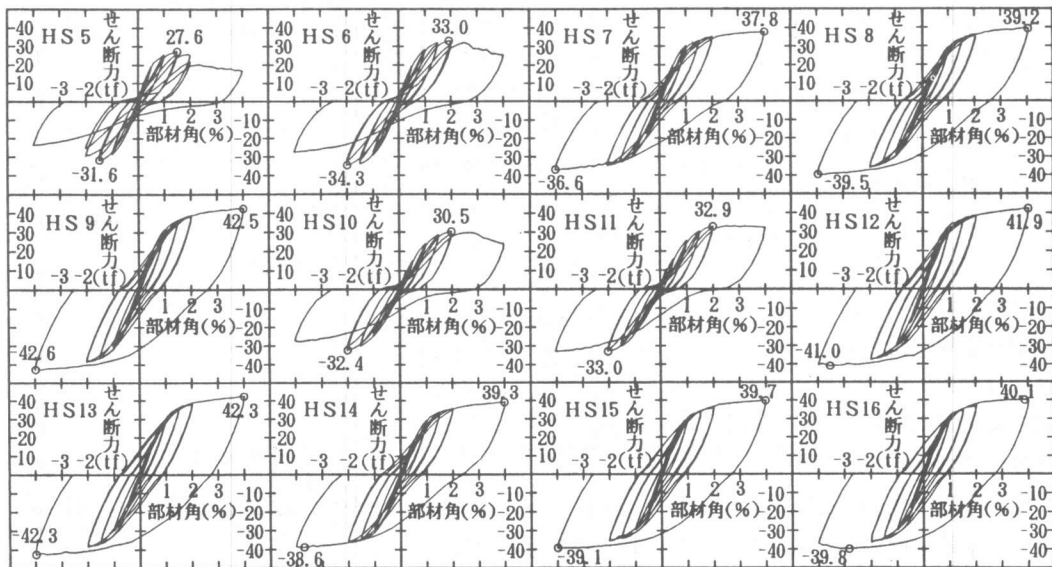


図-7 載荷点でのせん断力-部材角関係

ブを厚くしブラケット部の剛性を大きくしているが、顕著なスラブ割裂けは起こらず横補強筋は1本も降伏に至らなかった。HS13の横補強鉄板は実験終了まで弾性範囲内にあり、この鉄板の引張力と部材角の関係を図-8に示す。これを見ると、正方向の包絡線より大梁が曲げ降伏した部材角1.3%までは面外力と部材角が線型関係にあることが判る。実建物対応のHS14~HS16も安定した性状を示したため、この架構が建物に展開できることが判った。尚、HS9、HS12、HS13、HS15、HS16では大梁の局部座屈の兆候が観察された。

3.3 結果の検討

2章で示した提案式(4)、(5)を実験の結果から検討する。最大せん断力とその時の横補強筋の歪値より得られる面外力の関係では、図-9に示すように実験でのスラブコンクリートの割裂強度の平均値をy切片に持つ提案式(4)より得られる直線と、横補強筋で耐力が決まったHS6、HS7が良く対応している。また、最大せん断力とコンクリートの圧縮強度の関係では、図-10に示すように提案式(5)のままの値(図中の破線)を用いると充填コンクリートの圧縮破壊で耐力が決まったHS10、HS11に対して過大評価(危険側の値)となっている。そこで、実験結果より式(5)に対して低減係数 $[\phi_1]$ を考慮することにする。 $[\phi_1]$ は原点とHS10、HS11の2点の平均値を通る直線に対応する値として計算すると0.9となり図中の実線を得る。この低減係数はコンクリートの圧縮ストラットの有効面積を評価しており、鉄骨上フランジ裏側のコンクリートの充填性を考慮した係数である。

図-11に実験から得られた鉄骨ウェブの主応力の

表-5 実験結果一覧(正加力時) 単位[部材角:%、荷重:tf]

		スラブコンクリート割裂	横補強鋼材の降伏	大梁フランジ降伏	下ダイアフラム降伏	ブラケット下フランジ降伏	ブラケットウェブ降伏	最大耐力	最大耐力時の横鋼材負担力	破壊モード
HS5	部材角 荷重	0.7 22.2	/	0.8 23.3	1.4 27.3	未降伏	未降伏	1.5 27.6	0	コンクリートの割裂
HS6	部材角 荷重	0.7 23.1	0.8 24.8	-1.0 -28.9	0.4 16.7	未降伏	-2.5 -24.6	1.9 33.0	7.0 ~ 8.5	コンクリートの割裂
HS7	部材角 荷重	0.8 28.2	1.0 29.7	0.7 24.6	1.1 30.5	未降伏	未降伏	4.0 37.8	12.2	大梁曲げ
HS8	部材角 荷重	0.5 18.8	1.6 34.7	0.9 28.6	0.9 28.6	2.0 36.1	-3.6 -39.1	4.0 39.2	20.3	大梁曲げ
HS9	部材角 荷重	0.6 22.8	2.7 41.0	0.8 29.2	0.9 30.7	1.5 36.3	-1.4 -38.6	4.0 42.5	29.9	大梁曲げ
HS10	部材角 荷重	0.5 15.3	1.3 27.1	1.0 24.1	1.2 26.0	未降伏	未降伏	2.0 30.5	18.0	コンクリートの圧壊
HS11	部材角 荷重	0.4 13.9	1.5 29.0	1.3 28.6	1.2 27.4	未降伏	未降伏	2.0 32.9	18.5	コンクリートの圧壊
HS12	部材角 荷重	0.7 27.6	未降伏	0.7 27.6	0.7 27.6	未降伏	未降伏	4.0 41.9	13.5	大梁局部座屈
HS13	部材角 荷重	/	未降伏	-1.3 -34.4	0.8 25.3	0.9 28.9	未降伏	4.0 42.3	26.9	大梁局部座屈
HS14	部材角 荷重	0.7 23.0	1.4 33.4	0.9 28.5	1.1 30.9	3.9 39.0	未降伏	4.0 39.3	18.9	大梁曲げ
HS15	部材角 荷重	0.5 20.9	1.0 30.7	0.7 25.3	0.8 28.5	3.8 39.7	未降伏	4.0 39.7	19.6	大梁局部座屈
HS16	部材角 荷重	0.4 19.3	1.0 30.8	0.8 29.2	0.8 29.2	1.9 36.4	3.0 39.7	3.9 40.1	25.9	大梁局部座屈

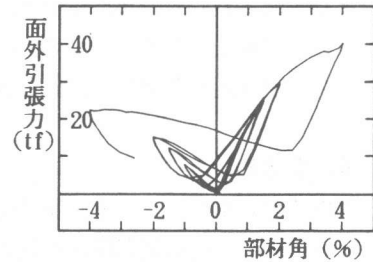


図-8 横補強鉄板の負担力-部材角関係

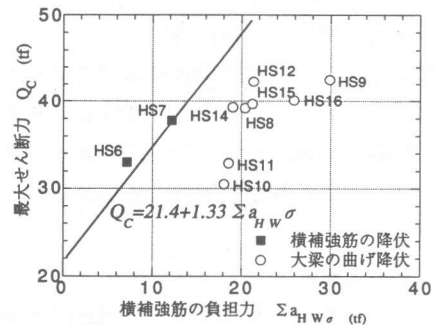


図-9 最大せん断力-横補強筋の負担力関係

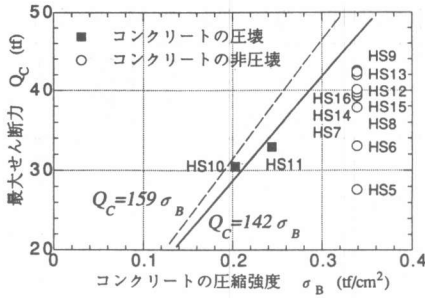


図-10 最大せん断力-コンクリートの圧縮強度関係

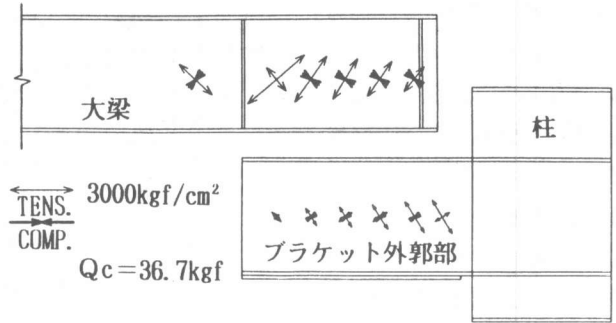


図-11 鉄骨ウェブの主応力の大きさと方向 (HS16: 2%時)

大きさと方向を示す。この図によると大梁及びブラケット外郭部のせん断力分布は図-3で示したものに良く一致している。また、大梁のブラケットに呑まれていた部分の主応力が大きめになっているが、その方向はブラケット内部で反転しており、仮定した通りの分布となっている。同様に、図-12に実験から得られたブラケット先端部の充填コンクリートの主応力の大きさと方向を示す。これを見ると圧縮ストラットの方向は図-4で仮定したものと非常に良く一致し、その大きさは六箇所の平均で〔169kgf/cm²〕と圧縮強度に対し50%の値となっている。その時の荷重点でのせん断力30.4tfを式(5)に代入して〔σ_{Bo}〕を算定すると〔191kgf/cm²〕となり、圧縮強度に対して56%であり歪値と良い対応が得られた。尚、ブラケット外郭部の曲げ降伏強度とせん断強度を提案式(2)により計算して表-4に示したが、実験での値(表-5参照)に対し良い評価となっている。

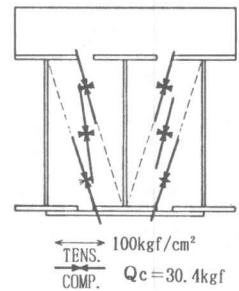


図-12 充填コンクリートの主応力の大きさと方向 (HS15: 2%時)

4. まとめ

鉄骨造のU型ブラケットに鉄骨造大梁を乗せ、横補強鋼材を配してコンクリートを充填する構工法を提案し、その耐荷機構の仮定より提案式を示して、それを確認するために12体の試験体による実験を行った結果、以下の知見を得た。

- ①この構工法の耐荷機構は図-4に示す応力伝達モデルで説明でき、材軸方向では図-3に示す応力状態を考えれば良い。
- ②コンクリートの圧縮強度はブラケット先端で決まり、この時の設計強度はコンクリートの圧縮ストラットの面積を多少低減して考えれば提案式(5)で評価できる。
- ③必要な横補強筋量は提案式(4)で算定できるが、ブラケット外郭部の面外強度とスラブコンクリートの割裂強度の評価が難しく、今後の課題としたい。

【参考文献】

- [1] 塚越英夫・下村英男・羽切道雄・香田伸次：梁端部における根巻きコンクリートの力学特性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. 511-516、1992. 6
- [2] 鋼管構造設計施工指針・同解説、日本建築学会、1990. 1