

スタッド付きH形鋼・コンクリート合成部材の軸方向圧縮強度

Axially compressive strength of a composite member consisting of H-section steel with headed studs and concrete filled

大平雅司*, 本田明成**, 高橋義裕***, 角田與史雄****

Masaji Ohira, Akinari Honda, Yoshihiro Takahashi, Yoshio Kakuta

* (株) シー・イー・サービス 土木設計部 (〒062-0032 札幌市豊平区西岡2条8丁目5-27)

** (株) 北海道二十一世紀総合研究所 ソリューションビジネス部 (〒060-8640 札幌市中央区南2条西5丁目10-2)

*** 工博 北海学園大学教授, 工学部土木工学科 (〒064-0926 札幌市中央区南26条西11丁目)

**** 工博 北海道大学教授, 大学院工学研究科 (〒060-8626 札幌市北区北13条西8丁目)

An experimental study on the composite member in which concrete is filled between two H-section steel beams welding the flat headed stud in web under the axial load applied to the concrete part of the composite member has been conducted. The results showed that the ultimate axial strength of the member could be approximately predicted by applying the relationships between the compressive strength and the ultimate strain of confined concrete proposed in CEB-FIP to the member. In addition, the maximum strength can be roughly forecasted by the FEM.

Key Words: headed stud, composite member, confined concrete

1. はじめに

近年、我国では、多大な被害をもたらす地震や火山噴火等の自然災害が多発し、地盤の地割れや変形、更には構造物の崩壊等が数多く報告されるなど、社会資本の被害には、目を覆うものがある。そのため、地上の構造物はもとより、地下街や地下駐車場をはじめ地中の構造物についても安全性を向上させることは急務であるが、社会資本の整備に対する省力化施工や工期短縮等のコスト削減の命題が一層強く課せられるようになってきた。この様なことは、鋼とコンクリートとの合成部材、中でもH形鋼とコンクリートにスタッドを用いて一体化させたような構造物に関しても同様であり、今まで数多く施工され、改良もなされてきた。^{1) 2) 3)} これらスタッドを用いた鋼とコンクリートとの接合部では、スタッドの相対ずれが問題となり、Fisher らによって荷重-ずれ関係が実験的に検証されている。⁴⁾ また、スタッドの変形を考慮したせん断力-相対ずれ曲線に関する解析的な研究も、武田ら、および町田らによって行われている。³⁾ 最近では、スタッドの根元部にウレタン等のスポンジを巻き付けることでスタッドのずれ剛性を小さくする方法が、平城らによって考案され、⁵⁾ 更に、渡辺らは遅延硬化性樹脂モルタルを使用することにより、一定期間は非常に柔なずれ止めとして働き、供用時には完全合成となるような新しいずれ止めを開発している。⁶⁾ いずれも、スタッ

ドの利用目的に関しては、主にコンクリートと鋼とのずれを防止または減少させると共に一体性を保つことに主眼が置かれ、実用的にも優れた性能を有している。

本研究では、スタッドをずれ止めとしてだけに用いるのではなく、主に引張材としての働きを持たせて、コンクリートのポアソン効果を利用するため、二本のH形鋼腹部に頭付きスタッドを溶接し、スタッドどうしを交互に挟み込むように並べて、コンクリートを充填した合成部材の開発を目指すものである。^{7) 8)}

この種の部材のコンクリートに軸方向の圧縮荷重を載荷させると、圧縮部コンクリートのポアソン効果によ

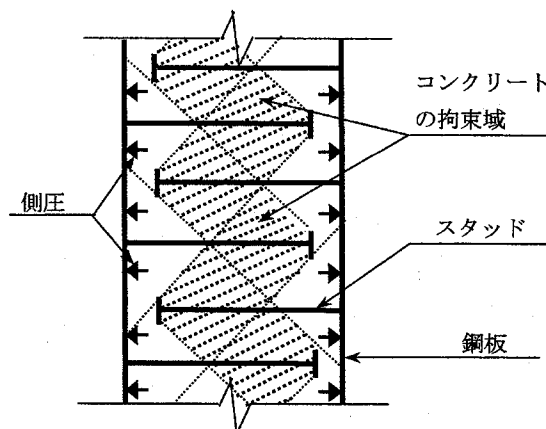


図-1 トラス状の拘束域

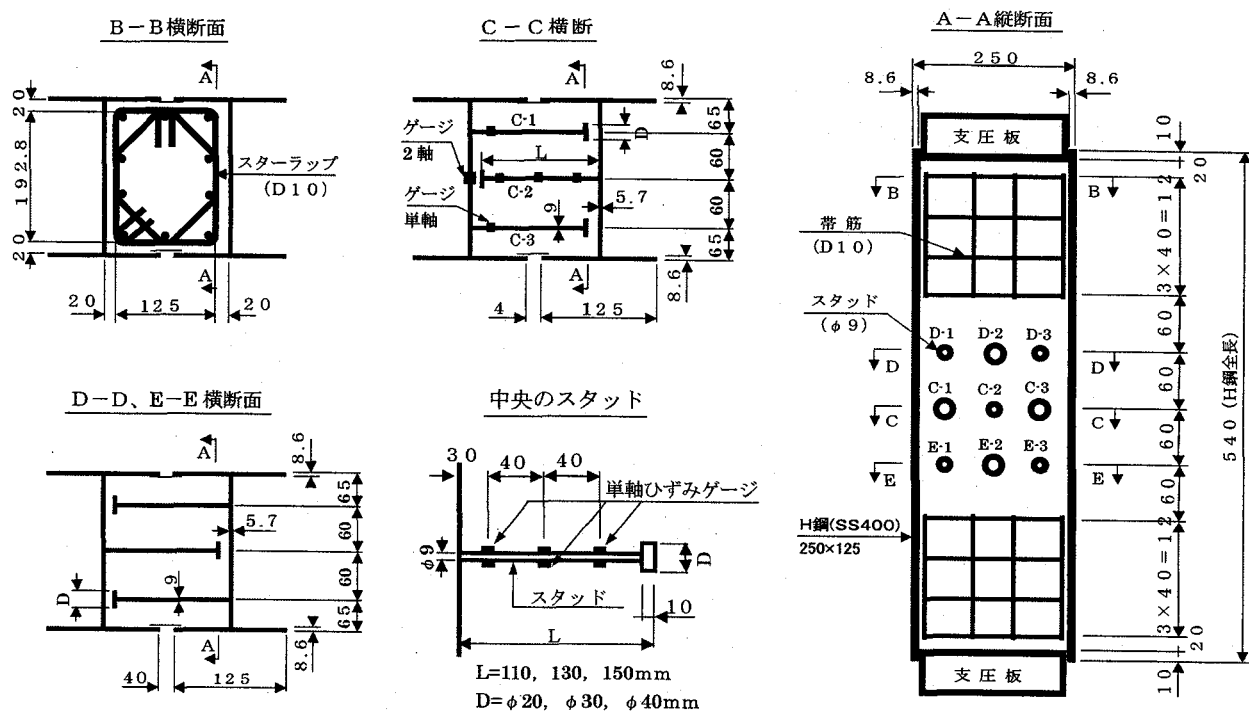


図-2 供試体概略図

表-1 供試体種類と材料特性値

供試体の 記 号	スタッドの 全長	スタッド頭部 の直径	コンクリート とスタッドの 付着の有無	円柱コンクリート		スタッド		H 鋼	
				強 度	弾性係数	弾性係数	降伏ひずみ	降伏応力度	降伏ひずみ
	mm	mm		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	μ	N/mm ²	N/mm ²
L110B-H20	110	20	有	29.1	27600	205300	1794	368.3	199800
L110B-H30	"	30	"	"	"	"	"	"	"
L110B-H40	"	40	"	"	"	"	"	"	"
L130B-H20	130	20	有	29.1	27600	205300	1794	368.3	199800
L130B-H30	"	30	"	"	"	"	"	"	"
L130B-H40	"	40	"	"	"	"	"	"	"
L150B-H20	150	20	有	21.9	20100	199000	2441	485.8	194700
L150B-H30	"	30	"	21.7	"	"	"	"	"
L150B-H40	"	40	"	20.0	"	"	"	"	"
L150U-H20	150	20	無	22.1	20100	199000	2441	485.8	194700
L150U-H30	"	30	"	"	"	"	"	"	"
L150U-H40	"	40	"	"	"	"	"	"	"
LO-H0	---	---	---	24.2	25100	---	---	---	194700
									1792
									348.9

る横方向ひずみによって、H形鋼腹部に側方への圧力が作用する。その力がスタッドに伝わり、スタッドの頭部を介してコンクリートに図-1に示す斜線部のようなトラス状の拘束域が形成されることで、コンクリートの見かけの強度と終局ひずみの増加が見込まれる。

このようなスタッドの新たな利用方法により、スタッド付きH形鋼・コンクリート合成部材が地中構造物の柱材や梁部材としても発展し、利用されるようになることを期待するものである。

よって、本研究は、スタッドによる拘束のメカニズムとその効果の基本的な情報を得ることを目的とした。

具体的には、次の二点とする。

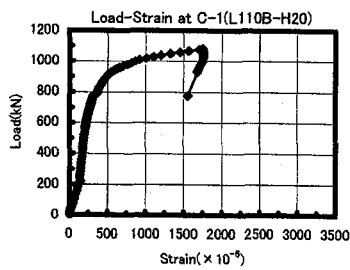
- (1) コンクリートのポアソン効果を利用した、スタッドによるトラス状拘束域の形成については、スタッドのひずみ性状および有限要素法解析により確認する。

- (2) コンクリートがスタッドによって有効に拘束される部分と有効に拘束されない部分を考慮して、コンクリートの軸方向圧縮耐力の検討を行う。

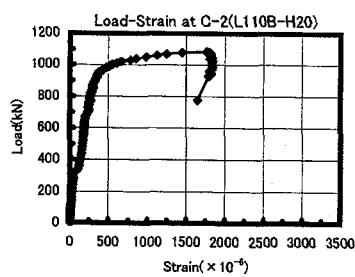
2. 実験の概要

実験には、表-1の供試体種類と材料特性値に示すように13種類の供試体(スタッド全長とスタッド頭部直径がそれぞれ異なっている供試体、コンクリートとスタッドとの付着の有る供試体と無い供試体およびスタッドが無い供試体)を用いた。供試体の形状、各スタッドの記号およびゲージの配置位置と種類を図-2に示す。

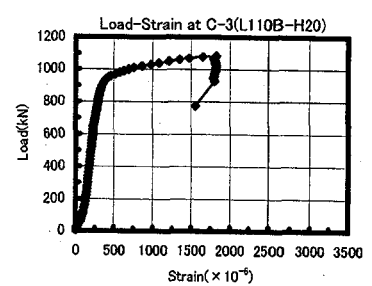
本供試体では、H形鋼腹部に標準部直径がφ9mm(頭部直径が各φ20mm、φ30mmおよびφ40mm)のスタッドをスタッド溶接装置による溶接可能な最小間隔を考慮して、1断面当り3本溶接し、3段配置を行なった。



(A) C-1 スタッド

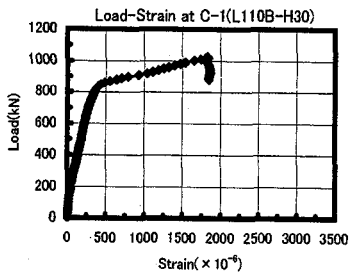


(B) C-2 スタッド

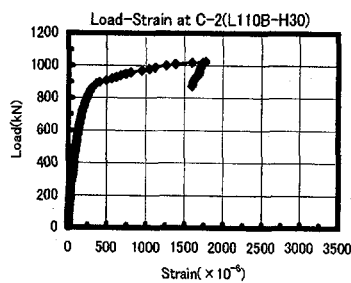


(C) C-3 スタッド

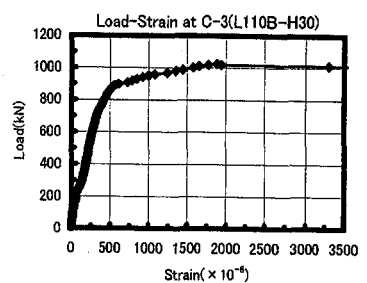
図-3 荷重とスタッド軸ひずみの関係 (供試体 L110B-H20、C-C 断面)



(A) C-1 スタッド

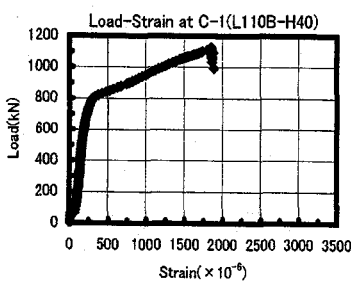


(B) C-2 スタッド

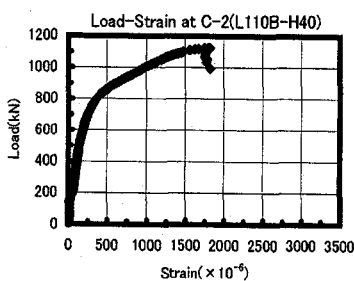


(C) C-3 スタッド

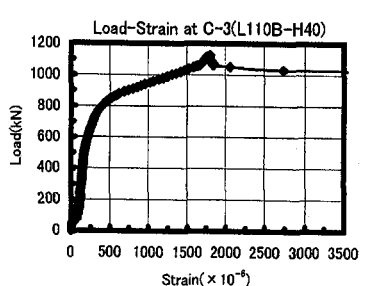
図-4 荷重とスタッド軸ひずみの関係 (供試体 L110B-H30、C-C 断面)



(A) C-1 スタッド



(B) C-2 スタッド



(C) C-3 スタッド

図-5 荷重とスタッド軸ひずみの関係 (供試体 L110B-H40、C-C 断面)

尚、供試体中央部のスタッドを配置している部分が試験区間である。

荷重は、拘束効果を重点的に調べるため、支圧板を介してコンクリートにのみ静的漸増荷重を単調載荷させた。端部のコンクリートの圧縮破壊が中央部に先行しないように、D10mm の異形鉄筋を帯鉄筋とした補強を供試体両端部それぞれ 120 mm 区間に施した。スタッド標準部にテフロンフィルムを巻き付けることでコンクリートとスタッドとの付着の無い供試体を 3 体用いた。支圧板とコンクリートの間には厚さ 3 mm のテフロン板を 2 枚重ねて挟み、さらに支圧板と H 形鋼の間には厚さ 1.5 mm のテフロン板を挟むことによって摩擦を軽減させた。また、標準部直径が $\phi 9\text{mm}$ のスタッドには、単軸のひずみゲージを H 形鋼腹部から 30mm の位置の両面にスタッドの軸方向に向けて貼り付けると共に、中間断面 (C-C 断面) 中央のスタッド (C-2) にのみ H 形鋼腹部から 70mm と 110mm の位置にも単軸のひずみゲージをスタッドの両面に貼り

付けて測定を行なった。H 形鋼には、供試体高さの中央位置 (C-C 断面位置) で、腹部中央に腹部外面とコンクリートに接触している内面に二軸のひずみゲージを貼り付けて測定を行なった。コンクリートの軸方向変位については、コンクリート端部にダイヤルゲージを配置して測定を行なった。

3. 実験結果

表-2 の実測値および計算値の強度増加率は、円柱コンクリートの強度に対するそれぞれ供試体実測値のコンクリートの軸強度および拘束されたコンクリートの強度 f_{ckcf} となる。これより、スタッドが無い供試体 L0-H0 の場合、強度増加率が 0% であるのに対して、スタッドが有る供試体の場合、強度増加率は、平均で約 25% 増加し、明らかにスタッドによる拘束効果が有ることがわかる。

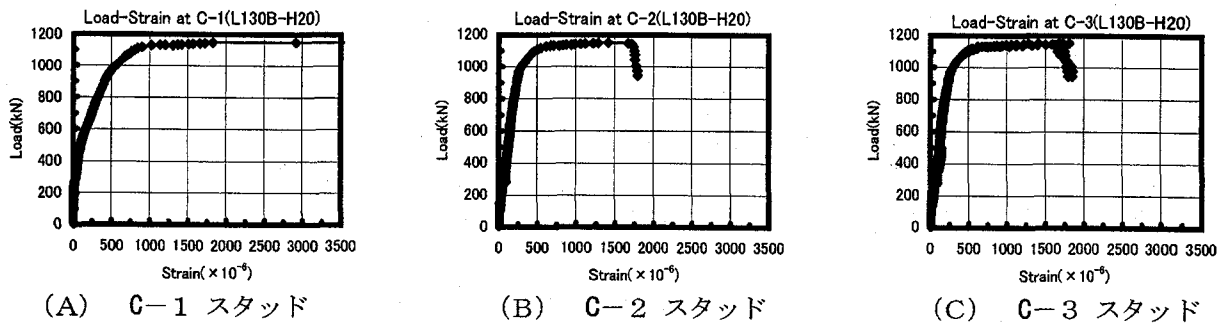


図-6 荷重とスタッド軸ひずみの関係 (供試体 L130B-H20、C-C 断面)

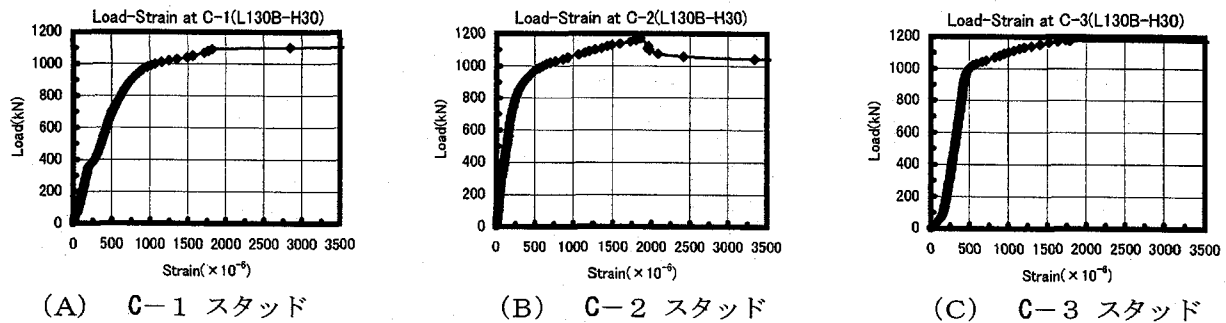


図-7 荷重とスタッド軸ひずみの関係 (供試体 L130B-H30、C-C 断面)

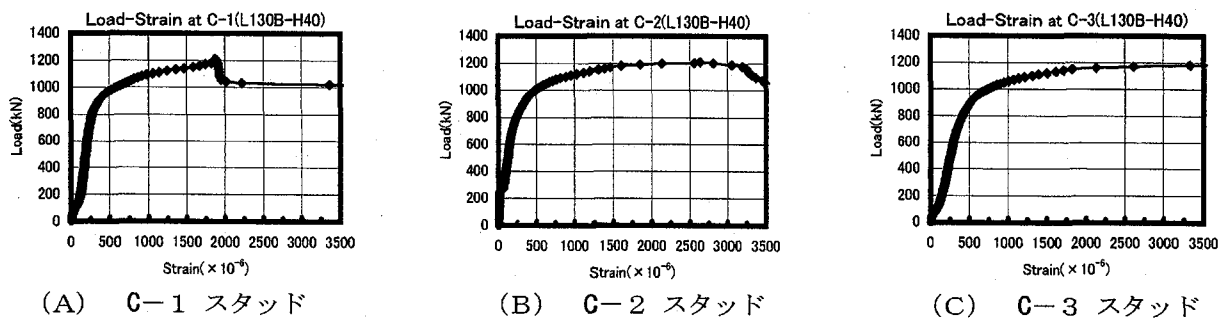


図-8 荷重とスタッド軸ひずみの関係 (供試体 L130B-H40、C-C 断面)

また、スタッド長が長いほど強度増加率が大きくなっている。これは、スタッドによって形成されるトラス状の拘束域の面積が、スタッド長が長くなるにつれて大きくなることによるものと考えられる。

図-3、図-4および図-5は、スタッド長が110mmで頭部直径がそれぞれφ20mm、φ30mmおよびφ40mmの場合、供試体中央C-C断面における荷重とスタッド軸ひずみの関係を示した図である。図中のひずみは、スタッド両面にH形鋼腹部から30mmの位置に貼り付けたひずみゲージによる測定値の平均値とした。

尚、C-1、C-2およびC-3は、図-2に示す通りである。

また、図-6、図-7および図-8は、スタッド長が130mmの場合、図-9、図-10および図-11は、スタッド長が150mmの場合、図-12、図-13および図-14は、スタッド長は150mmであるがスタッドとコンクリートが付着していない場合の、各スタッドの荷重と

ひずみの関係を表している。

表-2の実測値から、スタッド長が110mmと130mmである供試体L110B-H20からL130B-H40までのスタッドは、最大荷重時に既に降伏しているものが多い。これらに対応するスタッドのひずみの図は、図-3から図-8で表され、いずれの図もC-1、C-2およびC-3のスタッドがほぼ均等にコンクリートの拘束効果に貢献していることがわかる。

それに対して、スタッド長が150mmである供試体L150B-H20からL150B-H40までのスタッドは、最大荷重時に降伏していない。これらに対応しているスタッドのひずみの図は、図-9から図-11で表され、明らかにスタッドの能力を十分発揮しているとは言い難い。

これは、コンクリートの強度が、供試体L110B-H20からL130B-H40までは、 29.1 N/mm^2 であるのに対して、供試体L150B-H20からL150B-H40までは、最大でも 21.9 N/mm^2 と約25%も低い。しかし、スタッドの降伏ひずみ

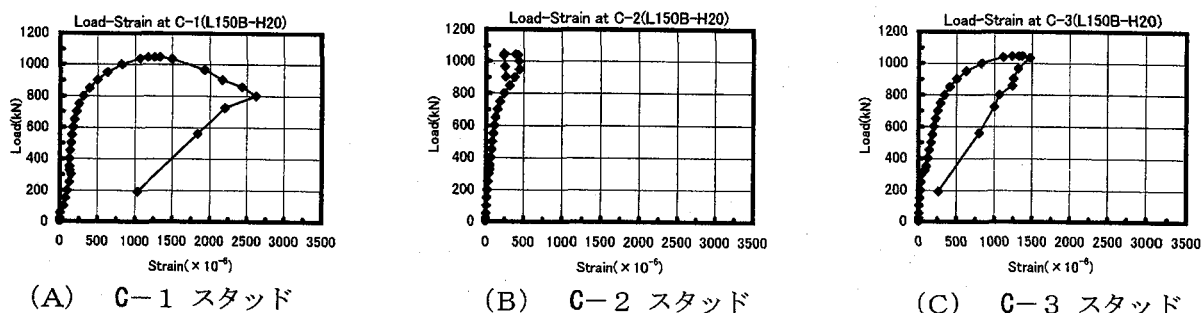


図-9 荷重とスタッド軸ひずみの関係 (供試体 L150B-H20、C-C 断面)

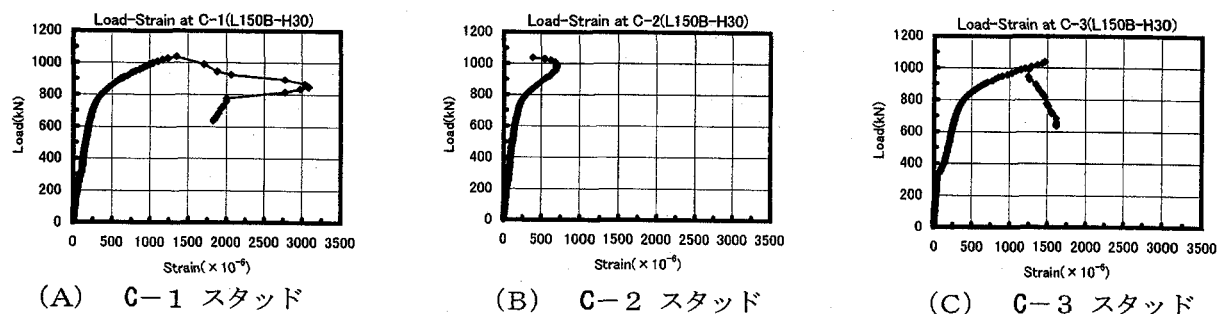


図-10 荷重とスタッド軸ひずみの関係 (供試体 L150B-H30、C-C 断面)

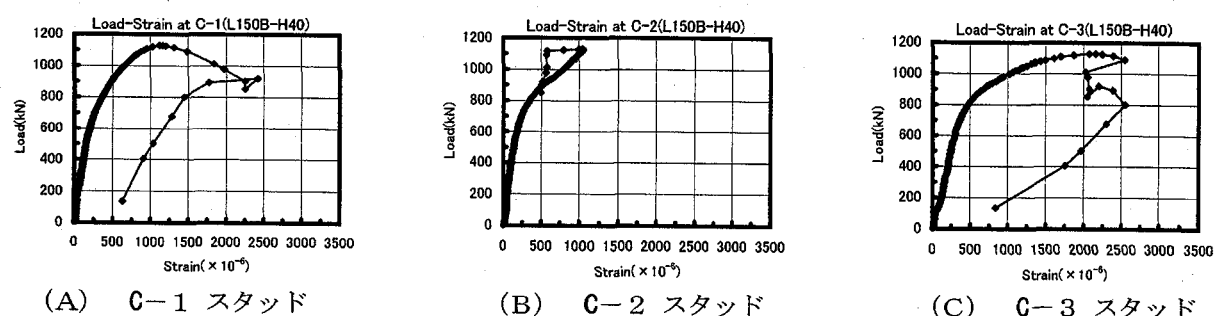


図-11 荷重とスタッド軸ひずみの関係 (供試体 L150B-H40、C-C 断面)

は、供試体 L110B-H20 から L130B-H40 までが、 1794μ であるのに対して、供試体 L150B-H20 から L150B-H40 までは、 2441μ と 36% も大きい。そのため、L150B-H20 から L150B-H40 までの供試体は、スタッドが降伏する前にコンクリートが終局状態に至ったためであると考えられる。

一方、表-2の実測値から、スタッドとコンクリートとの付着のない供試体 L150U-H20 の各 C-1、C-2 および C-3 スタッドの最大荷重時でのひずみは、 821μ 、 890μ および 866μ であり、且、対応している図-12からも、それぞれの荷重-スタッドのひずみ曲線が同様の形状を示し、断面内に配置された3本のスタッドがほぼ均等のひずみ量を分担している。供試体 L150U-H30 に対応する図-13および供試体 L150U-H40 に対応する図-14についても同様の傾向が見られる。

このことから、最大荷重時にスタッドが降伏していない状態では、スタッドとコンクリートとの付着のない場合の方が、断面内のスタッドのひずみがほぼ均等に分布

されることによって、H形鋼腹部にも作用力が均等に分布され、スタッドとコンクリートが付着している場合より構造的および応力的に有利な面もある。

しかし、スタッドとコンクリートの付着の有無がコンクリートの最大軸強度に及ぼす影響については、明確な差異は見られなかった。

表-2の実測値に示すスタッドの平均引張応力度および図-3～図-14の最大荷重を比較すると、スタッドの頭部直径の大小がコンクリートの軸強度に及ぼす影響は、顕著に表れてはいないが、頭部直径が大きいほど最大荷重時のスタッドの平均引張応力度が大きくなる傾向が見られた。

中でも、スタッド三本が全て降伏している、スタッド長が 110mm で頭部直径が $\phi 40$ mm の供試体 L110B-H40 およびスタッド長が 130mm で頭部直径が $\phi 40$ mm の供試体 L130B-H40 のスタッドの平均引張応力度は、共に 368 N/mm^2 と最大であった。

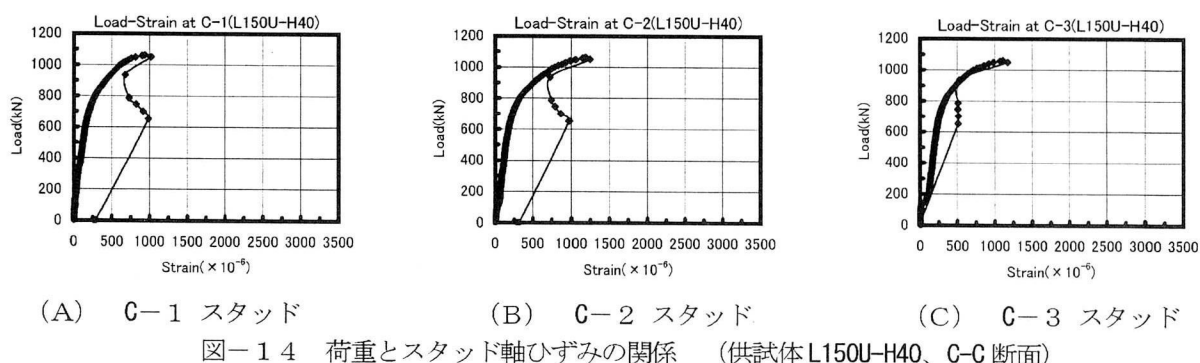
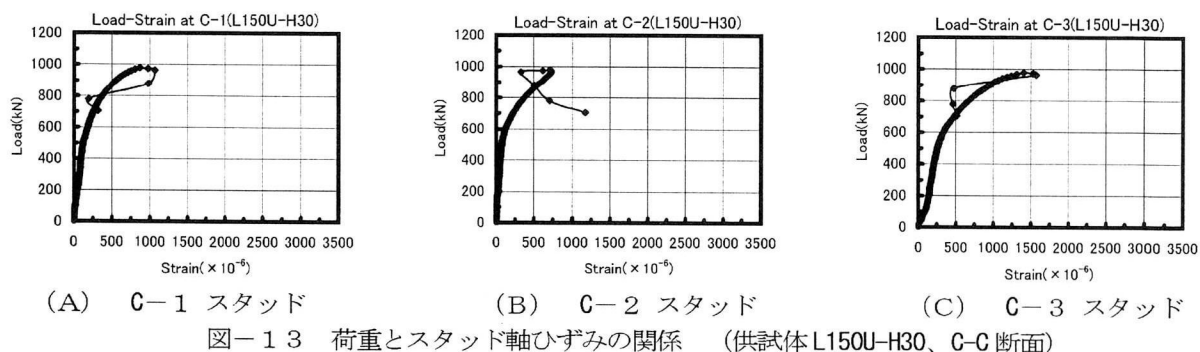
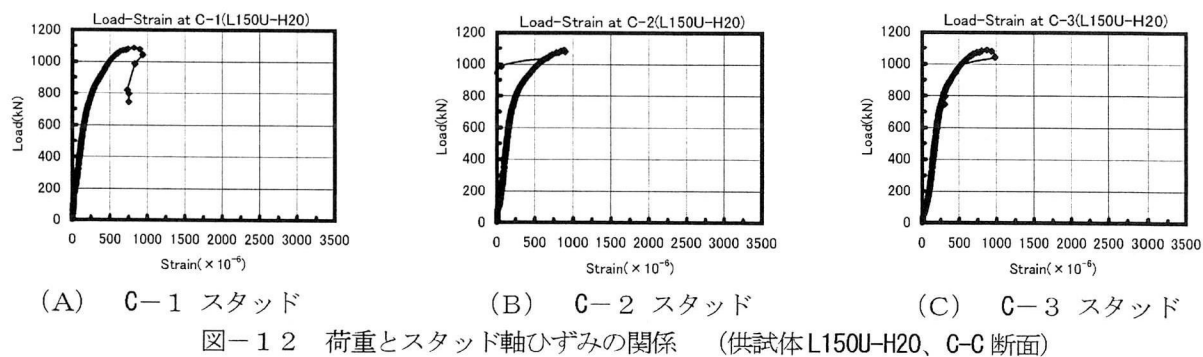


表-2 静的試験による実測値と計算値

供試体 記 号	スタッドと コンクリート の付着	円柱コンクリ ートの強度	実測値 (最大荷重時)								計算値 (CEB-FIPの式を適用)						
			コンクリート の軸強度	強度 増加率	スタッド頭部のコ ンクリート応力度	スタッドの 張力(最大)	スタッドの軸ひずみ				スタッドの平均 引張応力度	n の 値	平均拘束 応力度	強度 増加率	ε _{cc,cf}	ε _{cu,cf}	
							C-1	C-2	C-3	平均値							
																	μ
		N/mm ²	N/mm ²	%	N/mm ²	N	μ	μ	μ	μ	N/mm ²		N/mm ²	N/mm ²	%	μ	μ
L110B-H20	有	29.1	30.9	6	93.2	23402	1749	1762	1819	1768	363		0.42	31.2	7	2300	6400
L110B-H30	有	29.1	29.2	0	36.4	23402	1827	1770	1878	1786	367	3.82	0.45	31.3	8	2300	6600
L110B-H40	有	29.1	32.2	11	19.6	23402	1850	1816	1795	1794	368		0.48	31.5	8	2300	6800
L130B-H20	有	29.1	32.9	13	93.2	23402	5243	1413	1807	1667	342		0.73	32.8	13	2500	8500
L130B-H30	有	29.1	33.7	16	36.4	23402	13687	1821	1758	1782	366	4.71	0.80	33.1	14	2600	9000
L130B-H40	有	29.1	34.5	19	19.6	23402	1873	2635	21182	1794	368		0.85	33.4	15	2600	9400
L150B-H20	有	21.9	29.8	36	68.9	17285	1336	236	1367	980	195		0.87	26.3	20	2900	11500
L150B-H30	有	21.7	29.6	36	28.7	18474	1348	379	1461	1063	211	5.94	0.96	26.5	22	3000	12300
L150B-H40	有	20.0	32.2	61	22.9	27299	1158	999	2159	1439	286		1.17	25.4	27	3200	15200
L150U-H20	無	22.1	31.0	40	44.8	11254	821	890	866	859	171		0.81	26.2	19	2800	10800
L150U-H30	無	22.1	28.0	27	27.6	17778	871	715	1406	997	198	5.94	0.92	26.7	21	2900	11900
L150U-H40	無	22.1	30.2	37	12.5	14958	938	1183	1110	1077	214		1.01	27.1	23	3000	12600
L0-H0	--	24.2	24.2	0	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

注1: 供試体(図-2)のC-C断面位置で求めた値を示す。
 注2: C-1、C-2およびC-3はC-C断面でのそれぞれ左フランジ側、
 腹部中央および右フランジ側に位置するスタッドを示す。
 注3: スタッドの軸ひずみの平均値はそれぞれ降伏ひずみを超えない
 値を用いて平均した値を示す。

注4: n の値は低減面積から逆算して求めた軸方向筋としての
 本数を示す。
 注5: コンクリートの応力度およびひずみは、圧縮を示す。
 注6: スタッドの応力度およびひずみは、引張を示す。

また、荷重とスタッド軸ひずみの関係を表す曲線が最大荷重時まで全体的に滑らかな曲線を描いていることから、スタッド近傍のコンクリートは、まだ塑性化していないと考えられる。

ところで、供試体 L130B-H40 の円柱コンクリート強度は、表-1 に示すように 29.1 N/mm^2 である。この供試体に対応している図-8 に示す曲線が、荷重 1022 kN 付近で勾配が急激に低下し、ひずみが大きく変化しているが、この点が円柱コンクリート強度に対応する荷重である。

このことから載荷荷重が円柱コンクリート強度の 1022 kN を越えてからスタッドによる拘束効果が急激に増大し、H 形鋼が外側により押し広げられる。その後もコンクリートの塑性化が進行し、H 形鋼のフランジがコンクリート接触側と反対側に僅かではあるが反り曲がり、最終的には拘束されていないフランジ間のコンクリート部分に縦ひび割れが発生して終局状態に至ったと推測される。

スタッドが配置されていない供試体 L0-H0 のコンクリートの軸強度は、前述のように円柱コンクリート強度と同じ値の 24.2 N/mm^2 を示し、H 形鋼がスタッドと組合されていない場合は、H 形鋼がコンクリートの軸強度におよぼす影響は無視できるほどである。

さらに、スタッドが配置されている供試体とほぼ同様に、H 形鋼のフランジがコンクリート接触側と反対側に反り曲がり、フランジ間のコンクリートに縦ひび割れが観測された。

4. 解析の概要

4. 1 CEB-FIP の式による検討

本供試体は、スタッドと H 形鋼によってコンクリート内部にトラス状の拘束域が形成され、コンクリートの見かけの強度と終局ひずみの増加が期待される。

ところで、拘束コンクリートの応力-ひずみ曲線に関しては、種々の提案^{3) 9)}があるが、本検討では、CEB-FIP MODEL CODE 1990 の式 (1) ~ (4) を適用して、二次放物線と直線とから成る応力-ひずみ曲線を仮定した (図-15 の実線参照)。

$$f_{ck,cf} = f_{ck} (1.000 + 5.00 \sigma_2 / f_{ck})$$

但し $\sigma_2 \leq 0.05 f_{ck}$ (1)

$$f_{ck,cf} = f_{ck} (1.125 + 2.50 \sigma_2 / f_{ck})$$

但し $\sigma_2 > 0.05 f_{ck}$ (2)

$$\varepsilon_{cu,cf} = 2.0 \times 10^{-3} (f_{ck,cf} / f_{ck})^2$$
 (3)

実線：拘束の場合 (表-2 参照)

点線：無拘束の場合¹³⁾ (表-1 参照)

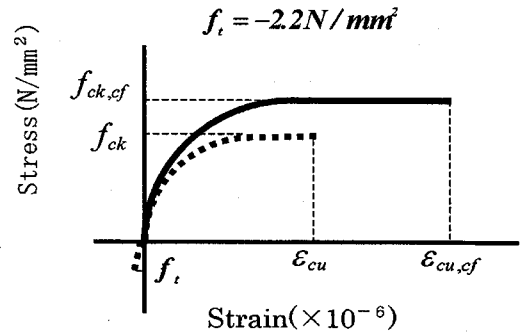


図-15 コンクリートの応力-ひずみ関係

一点鎖線：スタッド (表-1 参照)

二点鎖線：H 形鋼 (表-1 参照)

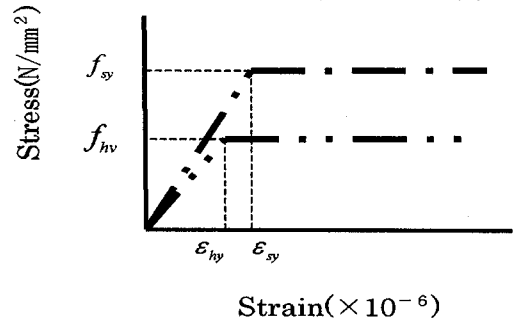


図-16 スタッドおよび H 形鋼の応力-ひずみ関係

$$\varepsilon_{cu,cf} = 3.5 \times 10^{-3} + 0.2 \sigma_2 / f_{ck} \quad (4)$$

ここで、 $f_{ck,cf}$ ：拘束コンクリートの圧縮強度

f_{ck} ：コンクリート供試体圧縮強度

$\varepsilon_{cu,cf}$ ：拘束コンクリートの最大圧縮応力度に対するひずみ

σ_2 ：平均拘束応力度

$\varepsilon_{cu,cf}$ ：拘束コンクリートの終局ひずみ

$\sigma_2 / f_{ck} = 0.5 \alpha \omega_{vd}$

$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ ：帯鉄筋及びそれらと結合された縦方向鉄筋による拘束効果

α_n ：拘束されるコンクリートの断面方向の有効面積を表す低減係数

$\alpha_n = 1 - 8 / (3n)$ n ：帯鉄筋で拘束さ

れている縦方向鉄筋の総数

α_s ：拘束されるコンクリートの縦方向の有効面積を表す低減係数

$\alpha_s = (1 - s / (2b_o))^2$ s ：帯鉄筋の縦方向の間隔

b_o ：帯鉄筋の横方向幅

$$\omega_{wd} = 4b_o \cdot A_s \cdot f_{sy} / (b_o^2 \cdot s \cdot f_{ck})$$

: 拘束鉄筋の降伏引張耐力による
コンクリートの平均拘束応力比

f_{sy} : 鉄筋の降伏点応力度

s : 帯鉄筋では、 s と同じ

A_s : 帯鉄筋の断面積

上式中の α_n は、帯鉄筋で拘束される場合についての係数であり、帯鉄筋と縦方向鉄筋が結合することで、拘束されるコンクリート断面方向の有効面積を表す低減係数である。

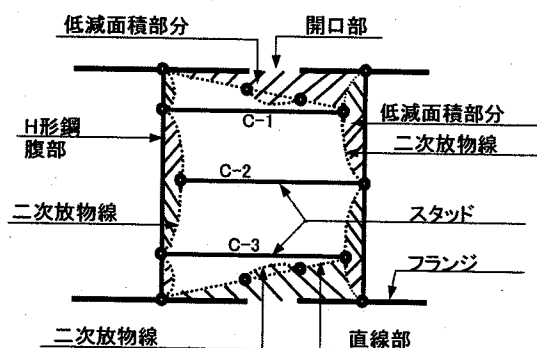


図-17 供試体断面方向の低減面積

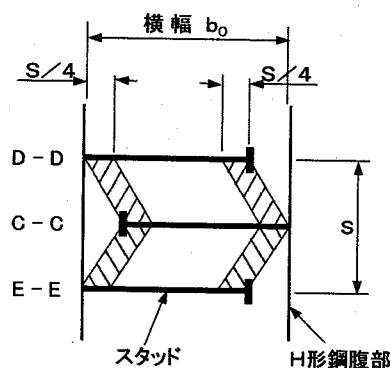


図-18 供試体軸方向の低減面積

そこで、上式を本供試体に適用するにあたっては、スタッドを拘束鉄筋（帯鉄筋）の一種と見なすが、通常の矩形断面を有するRC柱の場合、拘束力が主に帯鉄筋の隅角部に集中することから、帯鉄筋との拘束効果の違いを次のようにした。即ち、拘束効果を表す低減面積については、スタッド頭部、H形鋼腹部とスタッドとの接合部およびH形鋼腹部とフランジとの接合部で有効に拘束されるものとした。供試体断面方向の低減面積については、図-17に示すように、各スタッド頭部および接合部を結ぶ二次放物線によって囲まれる面積⁹⁾とした。

また、左右フランジ部は、フランジどうしが接続されていないことを考慮し、直線およびフランジ間の開口部を結ぶ二次放物線とによって囲まれる斜線部面積をコン

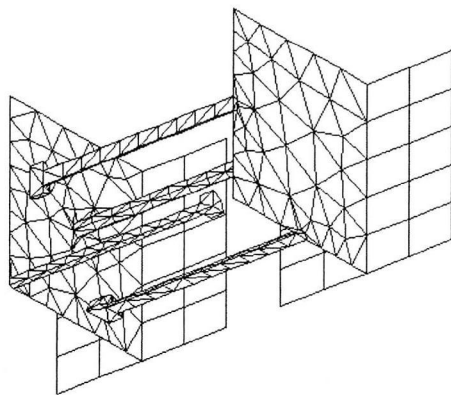
クリート断面方向の低減面積と仮定すると、スタッド長が110mm、130mm および 150mm に対してそれぞれ低減係数 α_n が 0.302、0.434 および 0.551 となった。この値から n を逆算すると、表-2の計算値（CEB-FIPの式を適用）に示すように 3.82、4.71 および 5.94 となった。

供試体軸方向の低減面積については、図-18に示すように放物線の低減面積に相当する $s/4$ の幅を考慮した。 f_{ck} の値は表-1に示す。 s は供試体軸方向に溶接された同じ向きスタッドの間隔として 120mm、 b_o にはコンクリート断面の縦幅として 233mm とし、横幅を 159mm とした。 f_{sy} について、供試体断面の縦方向にはH形鋼腹部での軸直角方向のひずみの実測値から求めた引張応力度を用い、横方向には表-2に示す最大荷重時でのスタッドの平均引張応力度を用いた。これから表-2の計算値に示す平均拘束応力度が得られた。ここで、断面の横方向の拘束鉄筋の断面積は、 $2A_s$ に相当するので、 $2A_s$ にスタッド3本分の断面積の値を用いた。断面の縦方向の拘束鉄筋の断面積は、H形鋼腹部の断面積の値を用いた。その結果、求めた $f_{ck,q}$ および $\varepsilon_{cu,q}$ の値を表-2の計算値に示す。

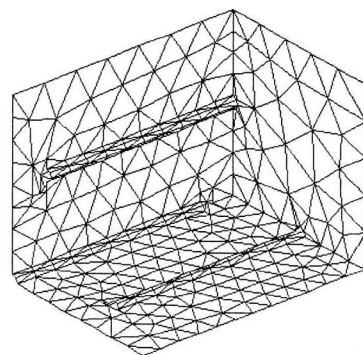
4.2 有限要素法解析による検討

本供試体の終局時近傍において、スタッドによるコンクリートのトラス状拘束域の形成を確認するため、最大耐力値、1213kN を示した供試体 L130B-H40 について、三次元の有限要素法解析を行った。モデル化の範囲は、図-19の要素分割図に示すように、荷重および構造の対称性を考慮して帯鉄筋配置部を除いた中央部 240mm 区間の $1/4$ とした。コンクリートおよびスタッドは、4節点4面体ソリッド要素、H形鋼フランジおよび腹部は、3節点3角形低減積分シェル要素および4節点4角形低減積分シェル要素を用いてモデル化を行った。解析手法は、解の精度を考慮して微小変形問題とした。荷重条件として、コンクリート部に支圧板に相当する剛表面¹⁰⁾を設定し、強制変位を与えた。境界条件として、下面および側面に変位の対称条件を設定した。また、H形鋼とコンクリートの界面、コンクリートとスタッドの界面および剛表面とコンクリートとの界面においては、接触面を設定し、微小すべりおよび摩擦無しの接触条件を与えた。材料条件として、コンクリート部材では、Mohr-Coulomb を、また、H形鋼およびスタッドは、Mises の降伏条件を用いた。¹¹⁾ 硬化則は、弾完全塑性モデルに従うものとした。Mohr-Coulomb の降伏パラメータ C および Φ は、岩盤の一軸試験から粘着力とせん断抵抗角を算出する式(5)および(6)¹²⁾を適用し、コンクリートの圧縮強度と引張強度¹³⁾から求めた。

$$C = \frac{1}{2} \sqrt{q_u \times T_u} \quad (5)$$



(A) H形鋼およびスタッド



(B) コンクリート

図-19 モデルの要素分割図

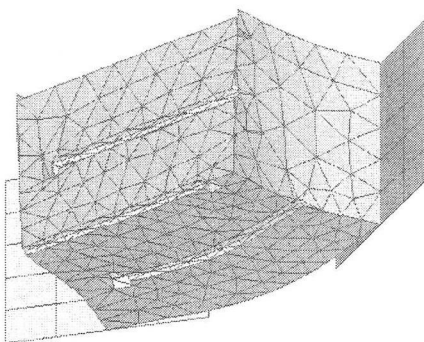


図-20 モデルの変形図

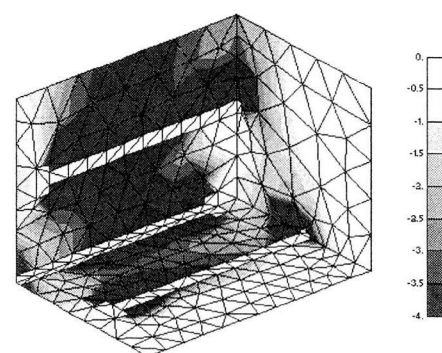


図-21 コンクリートの応力コンター図

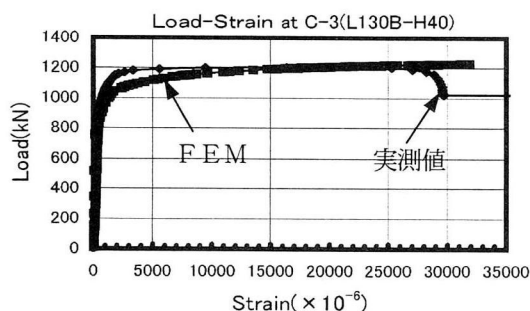


図-22 荷重とスタッド軸方向ひずみの関係

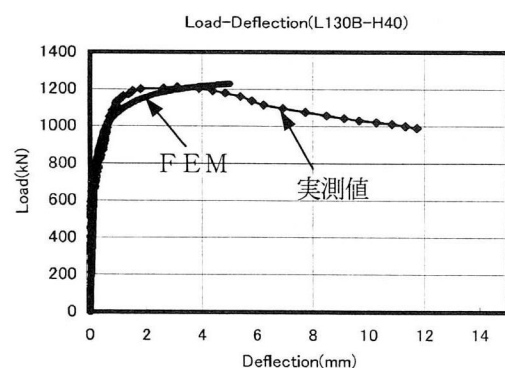


図-23 荷重とコンクリート軸方向変位の関係

$$\Phi = \sin^{-1} \left(\frac{qu - Tu}{qu + Tu} \right) \quad (6)$$

ここで、 C ：粘着力

qu ：圧縮強度 f_{ck}

Tu ：引張強度 f_t

Φ ：せん断抵抗角

上式より、 $C=4001 \text{ kN/m}^2$ 及び $\Phi=59.3$ 度が求めた。

5. 解析の結果

5.1 CEB-FIP の式による検討

表-2で示すコンクリートの軸強度の実測値と CEB-FIP の拘束コンクリートの強度増加式を応用した計算値とを比較すると、供試体 L110B-H20 および L110B-H30 を除いて、実測値は計算値を上回っており、本論文の図-17 および図-18に示した低減面積の適用方法を用いることにより耐力を安全側に評価できることが明らかとなった。

5. 2 有限要素法解析による検討

荷重とスタッド軸方向ひずみの関係を示した図-22および荷重とコンクリート軸方向変位の関係を示した図-23により、終局時近傍まで解析値が実測値を概ねシミュレートしていることが確認できた。この時の計算値の最大荷重は、1227kNであり、実測値1213kNとの差は小さかった。これにより、供試体の変形挙動は、3.の実験結果において想定した挙動とほぼ同様であったと考えられる。図-20にモデルの変形図を示す。

また、図-21に示すスタッド軸方向におけるコンクリートの応力コンター図では、濃い部分が圧縮領域を示しており、供試体中央のC-C断面および縦方向の断面にトラス状の拘束域が形成されたことが確認できた。

6. まとめ

本研究で得られた主な結果をまとめて以下に示す。

- (1) 二本のH形鋼腹部に頭付きスタッドどうしを交互に挟み込むように並べることで、コンクリートの軸強度が増加し、スタッドによるコンクリートの拘束効果が確認できた。また、スタッド長が長いほどトラス状の拘束域の面積が大きくなり、コンクリートの軸強度も増加した。
- (2) 本供試体の場合、スタッド標準部とコンクリートとを付着させた場合より付着させなかった場合の方が、最大荷重時におけるスタッドの引張りひずみのばらつきが小さく構造的および応力的に有利な面もあるが、付着の有無がコンクリートの軸強度におよぼす影響について、明確な差異は見られなかった。
- (3) 本供試体では、スタッドの頭部直径の大小がコンクリートの軸強度に及ぼす影響は、顕著に表れてはいないが、頭部直径が大きいほど最大荷重時のスタッドの平均引張応力度が大きくなる傾向が見られた。
- (4) スタッドによる拘束効果を考慮するため、低減面積を図-17および図-18のように適用することで、CEB-FIPの拘束コンクリートの強度増加式を安全側に応用できることがわかった。

- (5) 有限要素法解析によっても、スタッドによるトラス状の拘束域が確認できた。

尚、今後さらに実構造物に近い実験的検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 塩屋俊幸, 中澤春生, 長澤保紀, 高岸正章: Tヘッドバー工法の開発, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No3, pp. 1291-1296, 2000.
- 2) Walter H. Dilger and Amin Ghali: Double-Head Studs as Ties in Concrete, Concrete International, pp. 59-66, June 1997.
- 3) 土木学会: 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン, 1989. 3.
- 4) Ollgaard, J. G., Slutter, G. and Fisher, J. W.: Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete, AISC Engineering Journal, pp. 55-64, April 1971.
- 5) 平城弘一, 松井繁之, 武藤和好: 柔な剛性作用に適するスタッドの開発, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 1485-1496, 1998.
- 6) 渡辺滉, 橘吉宏, 北川幸二, 牛島祥貴, 平城弘一, 栗田章光: 遅延合成構造の開発と実用化に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 1363-1372, 2001.
- 7) 大平雅司, 高橋義裕: スタッド付きH形鋼・コンクリート合成部材に関する曲げ試験, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 1491-1500, 2001.
- 8) 大平雅司, 吉田幸治, 重田繁光, 高橋義裕: 頭付きスタッドを配置したH形鋼・コンクリート合成部材の軸方向圧縮試験について, 第56回年次学術講演会講演概要集, 第5部, V468, pp. 936-937, 2001.
- 9) CEB: CEB-FIP Model Code 1990, pp. 101-107, 1993.
- 10) ABAQUS/Standard Version 5.7 User's Manual (日本語版) volume I
- 11) O. C. ツエンキーヴィッツ: マトリックス有限要素法, 倍風館, pp. 458-463, 1984.
- 12) 設計要領第二集: 日本道路公団, 2001. 1.
- 13) 土木学会: コンクリート標準示方書, 1996. 3.

(2002年9月13日受付)