

論文 水中適用型FRPグリッド接着補強工法の圧縮補強効果に関する研究

芦野 孝行^{*1}・呉 智深^{*2}・根本 正幸^{*3}・中島 広三^{*4}

要旨：本研究は，気中適用としての炭素繊維シート（以下 CFS）と同等の曲げ・せん断補強効果が得られる水中適用型 FRP グリッド接着補強工法の圧縮補強効果の検証を目的としている。そこで，コンクリート円柱部材による圧縮補強試験を行った結果，水中適用型 FRP グリッド接着補強工法は，気中適用としての CFS と同等の圧縮補強効果を発現する事が判った。さらに，水中適用型 FRP グリッド接着補強工法は，CFS圧縮補強評価に関する計算式を適用した結果，圧縮補強計算結果と実測値がほぼ一致する事が明らかとなった。このことから，CFSの設計理論と同様に，圧縮補強設計式の適用が可能である事が判った。

キーワード：炭素繊維，グリッド，圧縮補強，側圧，水中硬化エポキシ樹脂

1. はじめに

橋，高架道路，トンネル，煙突等のコンクリート構造物は，経時的な劣化等の為に，補強・補修が必要となっている物が多い。また兵庫県南部地震以降，補強設計指針も見直され¹⁾，近年では，RC コンクリート部材に対し，曲げ・せん断・圧縮・劣化防止を兼ねた耐震補強を施すという工法が主流になってきている。陸上や水中のコンクリート構造物に関しては種々の補強・補修の方法が実用化されつつあり，特に高い耐久性及び性能を有する連続繊維補強材（以下FRP）を用いた補強方法が多用されているのが現状である。然しながら，水中のコンクリート構造物では，一部環境に適用した工法等²⁾が提案されてはいるものの施工事例が少なく，水中環境下における補強施工の研究開発が今後一層求められている。そこで筆者らは，水環境（水中及び湿潤部）におけるコンクリート構造物の補強を想定し，アンカーボルト等で定着を施さない水中適用型 FRP グリッド接着補強工法の最適な設計指針の確立を目指している。既報では当該工法に関する曲げ及びせん断補強効果を検

証した結果，気中適用を行う CFS 補強材同様，接着工法として評価可能であり，且つ CFS と同等の耐力を発現する事を明らかにした³⁾⁴⁾。今回，炭素繊維グリッド（以下CFG）が縦・横筋の二方向繊維で構成され，周方向のフープ筋により，側圧に対する拘束効果，即ち圧縮補強効果も同様に発現する事が十分期待出来ると考え，RCコンクリート円柱部材を用い，標準気中施工材の CFS と比較しながら圧縮試験を実施した。

2. 試験概要

2.1 使用材料及び補強計画

今回試験に供したコンクリート円柱は，寸法 150 × 300mm で試験時材齢30日以降における圧縮強度 25N/mm² のものを用いた。また CFG 補強の形成は，表面をサンドブラストによるケレンを行い，一昼夜海水に浸漬後，そのまま水中下において，水中硬化エポキシ樹脂と CFG を順次積層（膜厚 5mm）した（図 1）。なお，本補強仕様の CFG は樹脂の厚み方向の中央に配置した。また，CFS補強は，表面をサンドブラストによりケレンした。ここで，コンクリート，

* 1 日鉄防蝕(株) 防食技術センター技術商品開発室（正会員）

* 2 茨城大学工学部教授 都市システム工学科 工博（正会員）

* 3 日鉄防蝕(株) エンジニアリング事業部 技術部 課長（正会員）

* 4 茨城大学 工学部都市システム工学科

表 - 1 材料特性

材料	特性	特性値	備考	
コンクリート円柱	圧縮強度 MPa	25.0	150 × 300	
	ヤング係数 k N/mm ²	25.0		
CFG	CR3-30	引張強度 k N/mm ²	1.40	断面積 4.4mm ² 30mm 格子の連続体 炭素繊維含有率 43%
		ヤング係数 k N/mm ²	100	
		繊維目付 g/m ²	114	
	CR3-50	引張強度 k N/mm ²	1.40	断面積 4.4mm ² 50mm 格子の連続体 炭素繊維含有率 43%
		ヤング係数 k N/mm ²	100	
		繊維目付 g/m ²	68	
	CR3-60	引張強度 k N/mm ²	1.40	断面積 4.4mm ² 60mm 格子の連続体 炭素繊維含有率 43%
		ヤング係数 k N/mm ²	100	
		繊維目付 g/m ²	57	
水中硬化エポキシ樹脂	ヤング係数 k N/mm ²	7.28		
CFS	引張強度 k N/mm ²	3.28	C0-10: 2 方向繊維シート 縦方向・横方向 =50 g/m ² ・50 g/m ²	
	ヤング係数 k N/mm ²	230		
	繊維目付 g/m ²	50		
CFS 用エポキシ樹脂	ヤング係数 k N/mm ²	3.43		

繊維目付量はコンクリート円柱巻き付け時の周方向実目付量

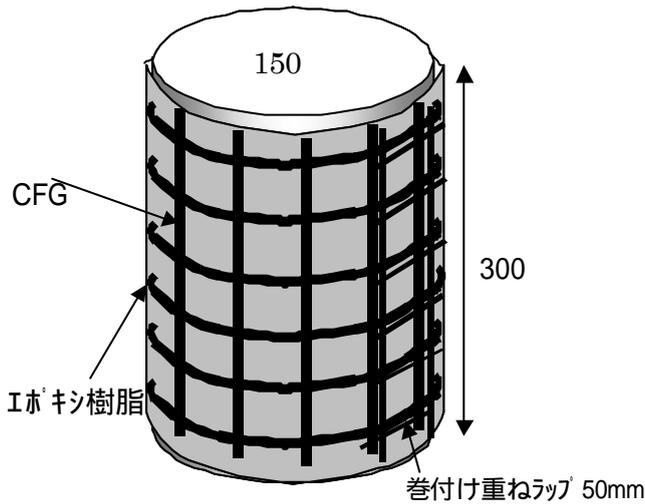


図 - 1 補強層の構成

CFG, CFS, エポキシ樹脂の基本特性を表 - 1 に示した。CFG の補強量は、既報³⁾⁴⁾ で述べた通り、CFG 及び CFS の繊維補強量が同量で、概ね同等の曲げ・せん断補強効果を有している事から、今回も CFS の周方向目付量 50g/m² に対し、概ね同等な繊維量として CFG 周方向目付量 57g/m² を用い比較検討した。更にグリッド格子間隔と最終破壊形態の関係を比較する為、CFG 格子間隔 30mm, 50mm, 60mm を用いた (表 2)。

2.2 試験方法

2000kN 万能試験機を用いて、荷重増加速度は 10kN/min (荷重制御) とし、一軸圧縮試験を実

表 - 2 補強層形成水準

水準	補強仕様	層数	周方向繊維目付量 (g/m ²)
1	無補強		
2	CR3-60	1	57
3	CR3-50	1	68
4	CR3-30	1	114
5	CR3-30	2	228
6	C0-10	1	50

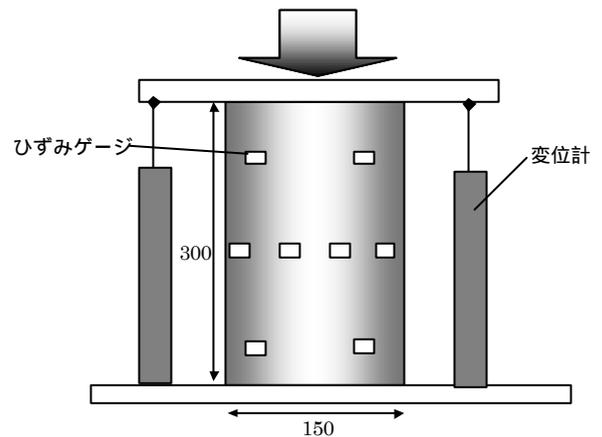


図 - 2 試験方法

施した。試験中は、軸方向変位、軸ひずみ、周方向ひずみを測定した。供試体の軸方向変位は対角位置に設置した 2 台の変位計によって、載荷板間で測定した。また軸ひずみ及び周ひずみ

表 3 一軸圧縮試験結果

水準	補強仕様	層数 (枚)	周方向 繊維目付量 (g/m ²)	最大荷重 (kN)	最大荷重 時変位 (mm)	最大荷重時周 ひずみ (μ)	最終破壊形態
1	無補強			440	1.1	867	コンクリート破壊
2	CR3-60	1	57	463	1.7	2679	CFG 破断後コンクリート破壊
3	CR3-50	1	68	480	1.7	2714	CFG 破断後コンクリート破壊
4	CR3-30	1	114	494	1.7	3294	CFG 破断後コンクリート破壊
5	CR3-30	2	228	647	3.8	3810	CFG 破断後コンクリート破壊
6	C0-10	1	50	447	1.2	1157	CFS 破断後コンクリート破壊

は検長 5mm のストレインゲージを用いて測定した(図 2)。測定は原則として、補強層及びコンクリートの破壊が著しく、载荷不能となるまで測定した。

3. 試験結果及び考察

3.1 試験結果

今回実施した各水準の圧縮試験時の最大荷重、その時の変位及びひずみと最終破壊形態を表 3 に示し、荷重 - 変位曲線を図 3 に示した。

これより、水準 1 の無補強供試体では、最大荷重 440kN (変位 1.1mm 時、ひずみ 867 μ) を発現した後に、急激に耐荷重が低下し、圧壊した。これに対し CFG 1 枚で補強した水準 2 ~ 4 では、周方向繊維目付量の増加に伴い、最大荷重が 23 ~ 54kN 向上し、最大荷重時の周ひずみも荷重に伴い増加する (ひずみ 2679 ~ 3294 μ) 事が判った。更に、CFG 2 枚で補強した水準 5 では、無補強供試体に比べ、最大荷重が 207kN も向上し、且つ最大荷重変位が 3.8mm となり、変形性能が 3.5 倍も向上する事が判った。最後に、CFS で補強した水準 6 は無補強供試体に比べ、最大荷重が 7 kN 向上した (最大荷重変位 1.2mm 時)。

ここで、CFG 及び CFS による補強供試体の破壊状況は、無補強供試体の最大圧縮強度 440kN 超付近から、補強層表面のひび割れ発生が多く観察され、CFG 及び CFS の周方向繊維の破断に伴い、急激に耐荷重が低下し、圧壊した。しかし、CFG グリッド格子間隔の異なる水準 2 ~ 4 の破壊状況に関し、目視観察では大きな有意差は認められなかった(写真 - 1)。

この結果から、周方向繊維目付量が概ね同等

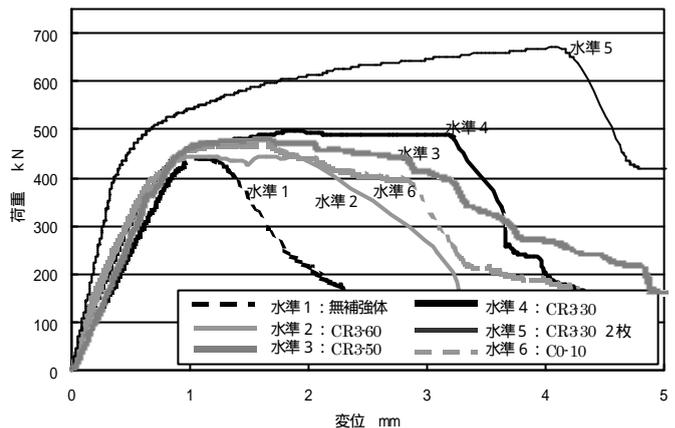


図 3 荷重 変位グラフ



写真 1 供試体破壊状況

である CFG 補強の水準 2, 3 と CFS 補強の水準 6 では、概ね同等の最大圧縮荷重、変形性状及び破壊形態を示す事が判った。即ち、水中適用型 CFG 接着補強工法は、気中適用を行う CFS 同様の圧縮補強効果を発現する事が判った。

3.2 圧縮補強計算値と実測値の比較

今回得られた CFG 補強供試体等の実測圧縮強度と変位の関係に関し、従来の FRP シートの横拘束による大量の圧縮試験結果を基に提案している設計式⁵⁾により算出した圧縮耐力推定値と比較検討した。

まず、供試体カタログ値を用い、(1)式により側圧 f_l を算出し、求めた側圧 f_l とコンクリート設計強度 f'_{co} との比 (f_l / f'_{co}) を用いて、圧

縮補強耐力とひずみの関係を査定し、
 $f_l/f'co < 0.15$ の時、極大値型モデル
 $f_l/f'co \geq 0.15$ の時、単調増大型モデルとして分類した(表-4, 図-4, 図-5)。

$$f_l = 2n \cdot f'fu \cdot t_f / D \quad (1)$$

ここで、 f_l は、側圧(N/mm²)、 n はFRP枚数、 $f'fu$ は、FRP設計引張強度(MPa)、 t_f はシート換算厚み(mm)、 D は円柱直径である。

次に、極大値型モデルの荷重-変位曲線に関する極大設計応力点 $f'cc$ (MPa)とひずみ ϵ_{cc} 、終局応力点 $f'cu$ (MPa)とひずみ ϵ_{cu} を(2)~(5)式により算出した。

$$f'cc/f'co = 1 + 0.002 \cdot f \times E_f / (f'co) \quad (2)$$

$$\epsilon_{cc}/\epsilon_{co} = 1 + 0.004 \cdot f \times E_f / (f'co) \quad (3)$$

$$f'cu/f'co = 0.85 + 1.4f_l/f'co \quad (4)$$

$$\epsilon_{cu} = 0.0048(1.0 + 8f_l/f'co) \quad (5)$$

ここで、 f はFRP補強量、 E_f はFRP弾性係数(kN/mm²)である。

更に、単調増大型モデルの荷重-変位曲線に関するひび割れ相当応力点 c_1 (N/mm²)とひずみ ϵ_{c1} 、無補強最大相当応力点 c_2 (N/mm²)とひずみ ϵ_{c2} 、極大設計応力点 c_3 (N/mm²)とひずみ ϵ_{c3} の3点を(6)~(13)式により算出した。

$$c_1 = 0.7 f'co \quad (6)$$

$$\epsilon_{c1} = \epsilon_{c1} / E'co \quad (7)$$

$$c_2 = (1 + 0.0002EI) \times f'co \quad (8)$$

$$c_2 = (1 + 0.0004EI) \times c_0 \quad (9)$$

$$EI = 2 \cdot n \cdot E_f \cdot t_f / D \quad (10)$$

$$c_3/f'co = 1 + 3.0f_l/f'co \quad (11)$$

$$c_3 = f_u / u \quad (12)$$

$$f_u = f'fu / E'fu \quad (13)$$

ここで、 $E'co$ は、コンクリート設計弾性係数(kN/mm²)、 c_0 は無補強ひずみ、 EI はFRPの引張限界率、 f_u はFRPの最大ひずみ、 u はコンクリートの極限比、 $E'fu$ は設計弾性係数(kN/mm²)である。

以上の計算による各水準の圧縮耐力推定値と

表-4 査定結果

水準	補強仕様	層数	$f_l/f'co$	
1	無補強		0	極大値型
2	CR3-60	1	0.055	極大値型
3	CR3-50	1	0.055	極大値型
4	CR3-30	1	0.099	極大値型
5	CR3-30	2	0.197	単調増大型
6	C0-10	1	0.097	極大値型

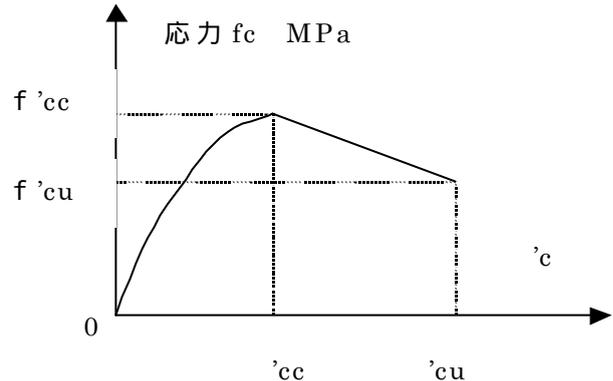


図-4 極大値型モデル図

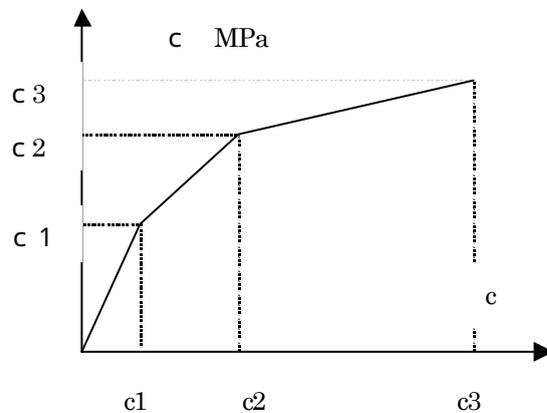


図-5 単調増大型モデル図

今回得られた実測圧縮強度を表-5, 荷重-変位曲線を図-6に示した。尚、圧縮耐力推定値には、実測無補強ひずみ $\epsilon_{co} = 0.0037$ を用いた場合とコンクリートの圧縮強度が $f'c \geq 60$ N/mm²である場合のひずみ値 $\epsilon_{co} = 0.0025$ を用いた場合を比較した。

これらの結果から、最大荷重、最大荷重時変位及び荷重-変位曲線に関し、圧縮耐力推定値

表 - 5 実測値と計算値の比較

水準	補強仕様	層数	補強量 f	補強量比 g/ s	最大荷重 kN		最大荷重時変位 mm		
					実験値	計算値	実験値	計算値	
								co 0.0037	co 0.0025
1	無補強				440	442	1.1	1.1	0.75
2	CR3-60	1	0.00084	0.57	463	476	1.7	1.3	0.87
3	CR3-50	1	0.00084	0.57	480	476	1.7	1.3	0.87
4	CR3-30	1	0.00151	1.02	494	504	1.7	1.4	0.96
5	CR3-30	2	0.00303	2.05	647	703	3.8	2.6	2.6
6	C0-10	1	0.00148	1.00	447	502	1.2	1.4	0.85

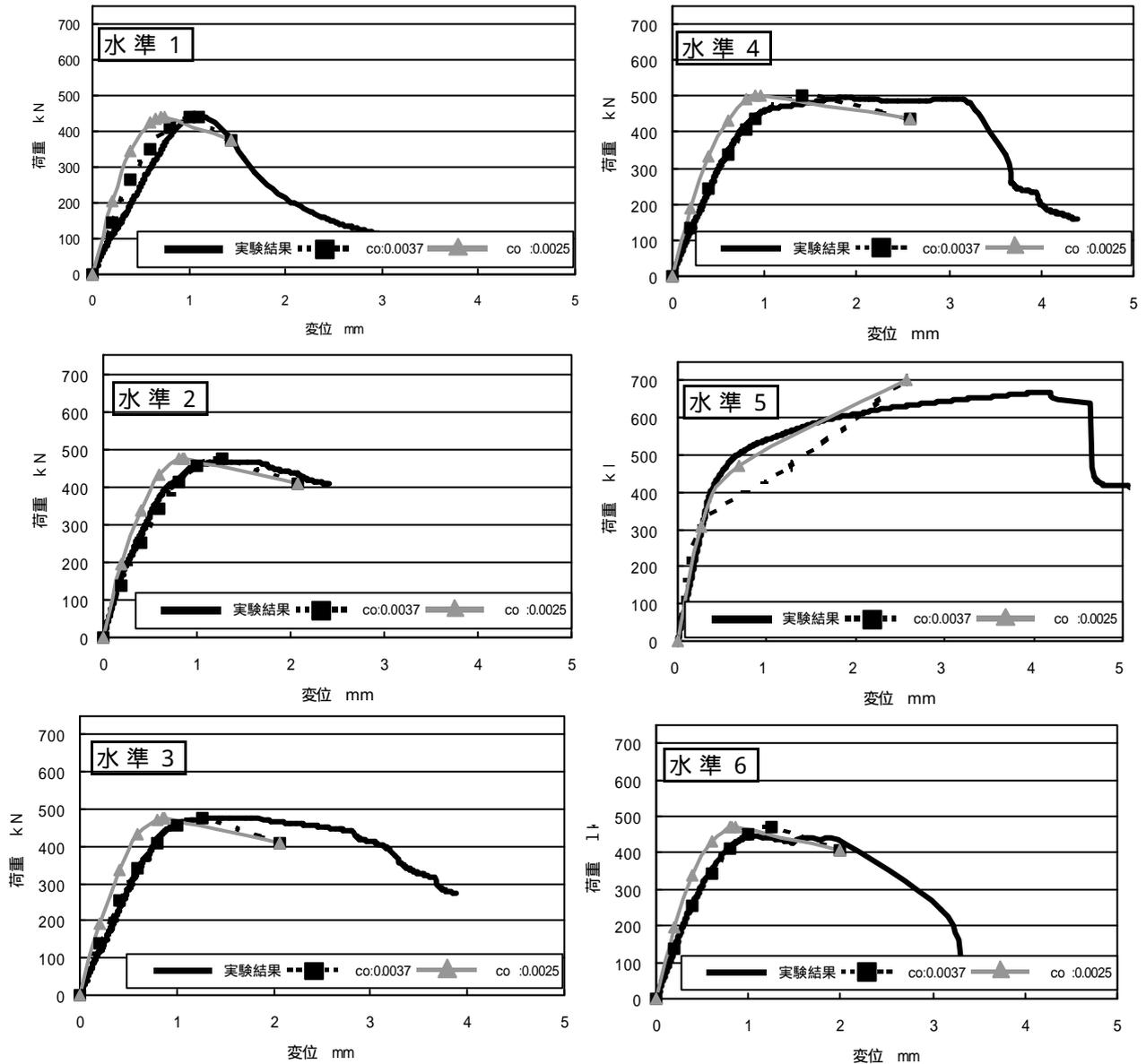


図 6 実測と計算による荷重 変位の関係

の算出に実測無補強ひずみ $co = 0.0037$ を用いた場合には、水準 6 の CFS 補強供試体だけでなく、水準 5 を除く CFG 補強供試体でも、概ね実測値と計算値が一致する事が判った。また、圧

縮耐力の実測値と計算値に関し、繊維補強量と最大荷重増加量の関係を整理した(図 - 7)。これより、今回実験した炭素繊維補強量の範囲内では、圧縮最大荷重の実測値と計算値は、楕

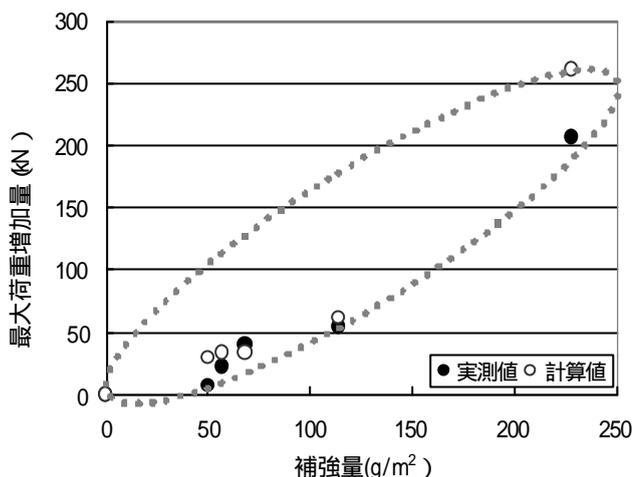


図 7 最大荷重増加量と補強繊維量の関係

円波線で示す通り、CFG繊維補強量に比例すると共に、近似値を示す事が判明した。従って、今回用いた評価式により得られた圧縮耐力計算値と実測値が概ね一致する事から、CFG補強に関し、定量的且つ簡便的に設計することが可能である見通しを得た。

しかしながら、CFG 2枚重ねで用いた水準5の荷重-変位曲線では、実測無補強ひずみ $\epsilon_{co} = 0.0037$ を使用した場合よりも、ひずみ値 $\epsilon_{co} = 0.0025$ を用いた場合の方が、計算値は実測値に近づいている。また、表-5の最大荷重時変位に関しては、 $\epsilon_{co} = 0.0025$ を用いた計算値は、実測値と比べ、全ての水準で大きく下回るのに対し、実測無補強ひずみ $\epsilon_{co} = 0.0037$ を用いた場合には、それらが概ね近似する傾向にある事が判った。更に、水準2 (CR30-60) と水準3 (CR3-50) の最大荷重に関し、何れも周方向CFGの材料特性及び周方向繊維補強量 (f) が同等である為に計算値では同等なるも、実験値では水準3の方が16kN程度、高値を発現している。こうした一部の計算値と実測値との微妙なずれの原因は、CFG貼り合せ時のグリッド格子ズレや、同等の周繊維補強量であっても格子サイズの違い、或いは、周方向グリッド繊維補強量のみが圧縮耐力に影響する事を前提として試算し、鉛直方向繊維補強量を無視している事等が考えられる。今後、格子間隔及び鉛直方向繊維補強量と圧縮耐力との関係、無補強ひずみ値

ϵ_{co} の適正值の選定等を含めた圧縮補強計算方法について、更なる究明が期待される。

4. 結論

水中適用型CFG補強層を用いた場合の圧縮補強効果を検証した結果、以下の通り。

- (1) 水中適用型CFG接着補強工法は、気中適用としてのCFSと同等な圧縮補強効果が十分に存在することが判った。
- (2) CFSの圧縮補強効果の推定算出式を、水中適用型CFG接着補強工法にも適用可能であることの見通しを得る事が出来た。

謝辞 本研究に際し、グリッド材を提供して頂いた日鉄コンポジット(株)に謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針，コンクリートライブラリー101, 2000.7
- 2) 近藤，池田他：鋼板接着後27年が経過したRC床版の鋼合成サンドウィッチ工法による再補修，第55回土木学会年次学術講演会講演概要集，V-392, pp.786-787, 2000.9
- 3) 芦野，川瀬他：水中適用型FRPグリッド接着補強工法の補強効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，第23巻，NO.2, pp.1123-1128, 2001
- 4) 芦野，川瀬他：水中適用型FRPグリッド接着工法のせん断補強効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，第24巻，NO.2, pp.2260-2265, 2002
- 5) GangWu, Zhitao Lu, and Zhishen Wu, "Stress-strain Relationship of FRP-confined Concrete Cylinders" the 6th International Symposium on FRP Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-6), July2003, Singapore.