

複合炭素繊維補強コンクリート造シェルの耐力

真下和彦*¹・川崎健二郎*²・入江聡*³・篠原貴幸*⁴

Strength of Concrete Shells Reinforced with Composite Carbon Fiber

by

Kazuhiko MASHITA*¹, Kenjiro KAWASAKI*², Satoshi IRIE*³ and Takayuki SHINOHARA*⁴

(Received on March 28, 2006 & accepted on June 3, 2006)

Abstract

This study concerns the strength of concrete shell structures reinforced with composite carbon fiber, which consists of carbon fiber chips and carbon fiber sheets. The glue work between the concrete shell surface and the carbon fiber sheets had imperfections in our previous study, so the strength of concrete reinforced with carbon fiber sheets could not be confirmed in the previous experiments. Accordingly, in this study, more precise careful glue work was attempted so that reasonable experimental results were achieved in comparison with numerical results. In the experimental study, small-scale cylindrical shell specimens with four kinds of regions reinforced with carbon fiber sheets were applied with a single static point load until fractural states were attained. In the theoretical study, material and geometrical nonlinear finite element analyses including tension cutoff and tension stiffening effects were adopted to compare the results of the fractural experiments. The strength of concrete shells reinforced with composite carbon fiber is discussed on the basis of the results of the fractural experiments and numerical analysis while taking the effects of shell thickness into consideration.

Keywords: Concrete Shell, Composite Carbon Fiber, Strength

1. 序論

コンクリート造シェルは、高い耐荷力で大空間を覆うことが可能であり、常時の多目的空間ばかりでなく、災害時の避難施設としても期待されている。加えて、従来の鉄筋補強による異方性及び鉄筋加工上の施工性の問題等を軽減することが可能な炭素短繊維を混入した炭素短繊維補強コンクリート(CFCRC)造シェルの可能性も期待されている。前報に於いては、炭素繊維シート補強を施した炭素短繊維補強コンクリート造シェルを複合炭素繊維補強コンクリート(CCFRC)造シェルと定義し、報告を行った¹⁾。しかし、シート補強に於いて部分的剥離が生じ、破壊実験の耐力と非線形数値解析の耐力の間に一部相違点を確認された。本研究に於いては、前報と比較して、施工シェル板厚の均一性を改善する為に両面型枠方式を採用し、シート接着施工の精度を確保する為にシートの裁断と接着剤の均一塗布に配慮した施工を行い、平面形状で前報モデルより縦横各25%増のサイズに変更し供試体の作製を行った。尚、本論文では、鉄筋コンクリート造を除いたCFCRC造及びCCFRC造に限定して検討を加えた。以上の実験供試体を用いて、シート補強の領域を上面、下面及び上下両面に施した場合の破壊実験によりシェル耐力の検討を行った。更に、前報のシート補強の数値モデル化に基づき、非線形数値解析を行い、破壊実験の耐力との比較検討を加えた。シェル形状は、ライズ・スパン比1/5の開断面円筒形、境界条件は、母線方向両端ピン支持、荷重条件は、シ

エル中央部1点集中荷重載荷とした。

2. 破壊実験の概要

シェル面中央部に静的点荷重を受ける複合炭素繊維補強コンクリート造シェルを対象として、シェル耐力及び破壊形態を実験的に検討する為、総計4体(CFCRC造1体、CCFRC造3体)の小型実験供試体を作製し、破壊実験を行った。本実験に用いた供試体は、Fig. 1に示したように、水平投影面に於いて、一辺500mmの正方形とし、設計シェル板厚を8mm、ライズ・スパン比を1/5と設定した。これは、曲率半径362.5mm、全開角87.1°となる。尚、前報の供試体と比較して、縦横比で25%増

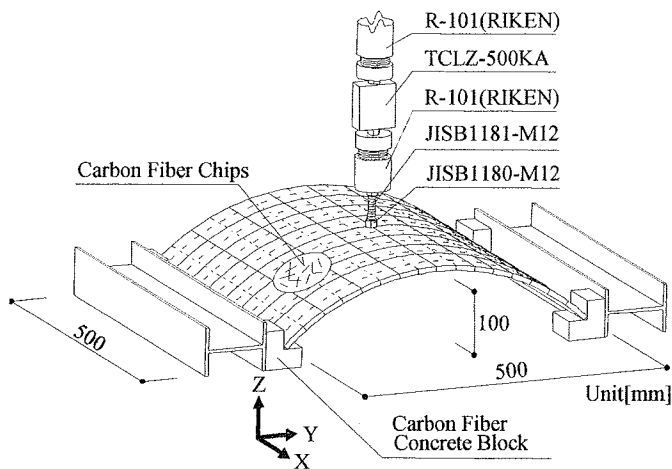


Fig. 1 Shell Model.

* 1 工学部建築学科 教授・工博
* 2 理工学研究科総合理工学専攻博士課程
* 3 工学研究科建築学専攻博士課程前期
* 4 工学研究科建築学専攻博士課程前期

とし、前報の片面型枠から両面型枠に改善してコンクリート打設を行うことにより⁴⁾、実験供試体の施工精度を向上させた。支持条件は、水平スラストを拘束する為にシェル端部を4点ピン支持とした。ここでピン支持は、長さ62.5mm(母線方向長さの1/8)のコンクリート製支承部で支持した。但し、シェルと支承部の間に均しモルタルを充填した。コンクリートの調合はセメント対骨材の重量比を1対1、水セメント比を37%とし、炭素短繊維(K661)をセメント重量比に対して4.0%、その添加剤としてメチルセルローズ0.3%、高性能AE減衰剤(マイティ2000WH-Z)を2%混入した。炭素繊維シート(TR3110MS)は実験供試体作製後、エポキシ系樹脂を塗布して貼り付けた。前報では一部の供試体の隅角部にシートの剥離が確認された為、本研究では、炭素繊維シートの裁断及び接着剤の調合時間を厳密に管理し、施工精度の向上を図った。炭素繊維シート補強領域については、Fig. 2に示した4種類を設定した。ここで、FNは、シート補強無しモデル、FTは、上面全域にシート補強を施したモデル、FBは、下面全域にシート補強を施したモデル、FAは、両面全域にシート補強を施したモデルである。Table 1には各供試体名の標記構成、CFRCの材料諸元並びに施工シェル板厚の平均値及び標準偏差を全面領域と限定領域に対してそれぞれ示した。ここで限定領域は、集中荷重の載荷点を中心とした小領域であり、母線方向と指導線方向の各長さの1/4で囲まれた領域である。同表に於ける全面板厚はシェル全面に渡る289点での実測値より計算したもので、限定領域板厚は、シェル限定領域に渡る25点での実測値より計算したものである。Table 2(a-b)には、炭素繊維シート及び炭素短繊維の材料諸元を示した。鉛直方向の一点集中荷重は、油圧式の万能試験機(RH-100t: 島津製)を用いてロードセルを介し、シェル面中央部に破壊に至るまで載荷を行ったものである。尚、シェル面と集中荷重との接触

領域は、ボルト(JISB1181-M12)の先端に、ナット(JISB1180-M12)を嵌め込んだ形態を採用した。

3. 数値解析の概要

3.1 非線形有限要素解析

複合炭素繊維補強コンクリート造シェルの終局耐力及び破壊形態を数値解析的に検討する為、コンクリートの引張剛性及びひび割れを考慮した材料及び幾何学的非線形数値解析を行った。シェルの有限要素解析に於いて、双二次ラグランジェ型(Lagrange)の変位関数を有する9節点アイソパラメトリック系積層シェル要素を適用した。シェル面の要素分割は縦横8分割とし、積層要素はコンクリートシェル厚を10層に分割した。炭素繊維シートのモデル化は、文献(2)に基づき、繊維方向に沿って軸剛性のみを有する等価炭素繊維層を適用した。即ち、シートモデル化に於いて、炭素繊維シートの貼り付け位置にシートと同一の断面積を有する等価一軸剛性層を設置した。各要素の剛性評価に於いてはガウス積分を採用し、曲げに関しては通常積分、剪断及び膜剛性に関しては減少積分を採用する選点積分法を用いた。次に、材料非線形解析に於けるコンクリートの圧縮挙動に関しては、塑性流れを考慮し、降伏基準はドランカー-プラガー型(Drucker-Prager)を適用した。薄肉シェルの弾塑性応力状態は、等価2軸降伏応力度を用いて、クーパー(Kupfer)の実験結果に基づいて下式より決定した。

$$f(\sigma) = [1.355\{(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y) + 3.0(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)\} + 0.355\sigma_0(\sigma_x + \sigma_y)]^{1/2} = \sigma_0 \quad \dots (1)$$

ここで、 σ_0 は、一軸圧縮試験から求めたコンクリートの終局圧縮応力度 F_c を採用した。またコンクリートの圧壊条件は全歪成分の項で表した下式を用いて求めた。

$$f(\epsilon) = 1.355\{(\epsilon_x^2 + \epsilon_y^2 - \epsilon_x \epsilon_y) + 0.75(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{xz}^2 + \gamma_{yz}^2)\} + 0.355\epsilon_u(\epsilon_x + \epsilon_y) = \epsilon_u^2 \quad \dots (2)$$

ここで、コンクリートの終局圧縮歪 ϵ_u は、0.003を採用し、

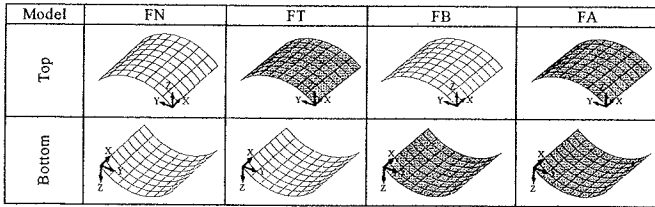


Fig. 2 Reinforced Regions with Carbon Fiber Sheets.

Table 1 Shell Model.

Model Name	First Capital	Second Capital	CFRC				Shell Thickness			
	Material	Sheet Region	Young's Modulus:E [GPa]	Ultimate Compressive Strength:Fc [MPa]	Ultimate Tensile Strength:Ft [MPa]	Poisson's Ratio:v	Global Average [mm]	Global Standard Deviation	Local Average [mm]	Local Standard Deviation
FN	Carbon Fiber:F	None:N	24.3	48.7	3.94	0.228	8.67	1.24	8.59	0.623
FT		Top:T	24.5	52.5	4.46	0.227	9.03	1.15	9.15	0.438
FB		Bottom:B	24.5	52.5	4.46	0.227	9.14	1.28	9.38	0.534
FA		All:A	24.3	48.7	3.94	0.228	8.57	1.29	8.46	1.23

Table 2(a) Material Properties of Carbon Fiber Sheet.

Type	Texture	Fiber Diameter [μm]	Tensile Strength [GPa]	Modulus of Tensile Elasticity [GPa]	Elongation [%]	Density [N/mm ³]	Specific Gravity	Weight [N/mm ²]
TR3110MS	Plain Fabric	17.00	1.12	71.60	1.50	1.03×10 ⁻⁵	1.90	1.96×10 ⁻⁶

Table 2(b) Material Properties of Carbon Fiber Chip.

Type	Fiber Length	Fiber Diameter [μm]	Tensile Strength [GPa]	Modulus of Tensile Elasticity [GPa]	Elongation [%]	Density [N/mm ³]	Specific Gravity
K661	18.00	17.00	1.77	180.00	1.00	1.90×10 ⁻⁵	1.90

この値を超える場合には圧壊と判定した。

弾性範囲は、コンクリートの圧縮応力度 F_c の 3 割までとし、これを越えて圧縮降伏応力度に至るまでは放物線を描く塑性範囲を設定した。

コンクリートの引張挙動に於いてひび割れ及び引張剛性を考慮した。ひび割れ発生後のコンクリートの引張剛性効果を考慮する場合、歪度 0 から 0.002 の範囲内で歪みが応力度 $0.8F_t$ と直線関係を仮定した。ここで、 F_t はコンクリートの終局引張強度を示す。

本解析では、分布ひび割れモデルを用いており、ひび割れ発生後のコンクリートの剪断剛性に対して、炭素短繊維混入コンクリートの骨材の噛み合いに関する適切なモデルが確立されていないため、通常の鉄筋コンクリート造で用いられているセドリン型の修正剪断弾性係数 G_c を準用した。一方方向にひび割れが発生したコンクリートでは下式となる。

$$\begin{aligned} G_{12}^c &= G(1.0 - \varepsilon_1/0.004)/4.0 \quad (\varepsilon_1 < 0.004) \\ G_{12}^c &= 0.0 \quad (\varepsilon_1 \geq 0.004) \\ G_{13}^c &= G_{12}^c, G_{23}^c = 5.0G/6.0 \quad \dots (3a-c) \end{aligned}$$

ここで、 G はひび割れが無いコンクリートの剪断弾性係数、 ε_1 は、一方方向の引張歪である。また、両方向にひび割れが発生したコンクリートでは下式となる。

$$\begin{aligned} G_{13}^c &= G(1.0 - \varepsilon_1/0.004)/4.0 \quad (\varepsilon_1 < 0.004) \\ G_{13}^c &= 0.0 \quad (\varepsilon_1 \geq 0.004) \\ G_{23}^c &= G(1.0 - \varepsilon_2/0.004)/0.4 \quad (\varepsilon_1 < 0.004) \\ G_{23}^c &= 0.0 \quad (\varepsilon_2 \geq 0.004) \\ G_{12}^c &= G_{13}^c/2.0; \text{ もしくは } G_{12}^c = G_{23}^c/2.0 \quad (G_{23}^c < G_{13}^c) \quad \dots (4a-c) \end{aligned}$$

幾何学的非線形は、局部座標系に於ける面内方向の変位の導関数が微小であるというフォン・カーマン(Von Karman)の仮定に従い、グリーン・ラグランジェ型(Green Lagrange)の変位歪関係を採用し、トータル・ラグランジェ法(Total Lagrangian Approach)を適用した。

3.2 計算の概要.

本計算では、シェル板厚と材料諸元に基づいた 3 種類の数値解析モデルを用いて計算を行った。最初は基準板厚モデル(Standard Model)であり、シェルの板厚を設計板厚の 8mm に設定し、材料諸元も一定値 (ヤング係数: $E=20.00\text{GPa}$, 終局圧縮強度: $F_c=60.00\text{MPa}$, 終局引張強度: $F_t=4.00\text{MPa}$, ポアソン比: $\nu=0.20$) に設定したものである。次は個別板厚モデル(Discrete Model)であり、シェル全面の 289 節点に於ける実測板厚を用いて、その板厚変動を忠実に再現したものである。尚、本研究は、二重型枠を使用しており、板厚変動が少ないため、個別板厚モデルの中央面の曲率は、一定とした。また、材料諸元は個々の実験供試体に対応させている。最後は平均板厚モデル(Average Model)

であり、板厚としてシェル全面に於ける実測板厚の平均値を採用したものである。材料諸元については個別板厚数値解析モデルと同様である。平均板厚及び基準板厚モデルに於ける要素分割は、シェル面に対して 1/4 対称を考慮し、1/4 シェル面を縦横 4 分割として解析を行った。上記の実験概要で述べた通り、四個のコンクリート製の支承部をあてがい実験供試体をピン支持としている。従って、これと対応した数値解析上の境界支持条件を設定する必要がある。実験と数値解析の支持条件の対応を検討する為、数値解析に於ける四種の境界支持条件を Fig.3 に示した。記号 Exp は実験を示し、記号 N0 から N3 は数値モデルを示す。記号 N0 は、支承部の全長に渡るピン支持を示し、記号 N1 から N3 は、それぞれ支承部の外端、中央、及び内端でのピン支持を示す。以上の支承部に関する数値モデルを、シート補強の無いモデル FN に適用し、個別板厚モデルを用いて解析を行った。尚、シート補強の無いモデルでは、個別板厚モデ

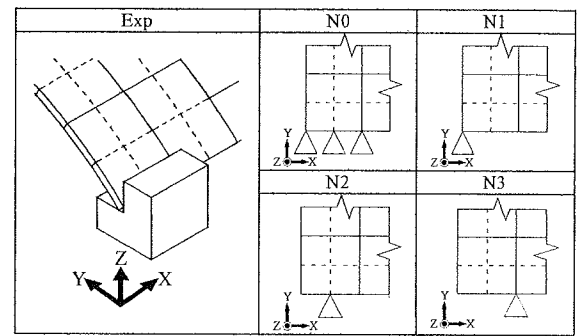


Fig.3 Pin Support Condition

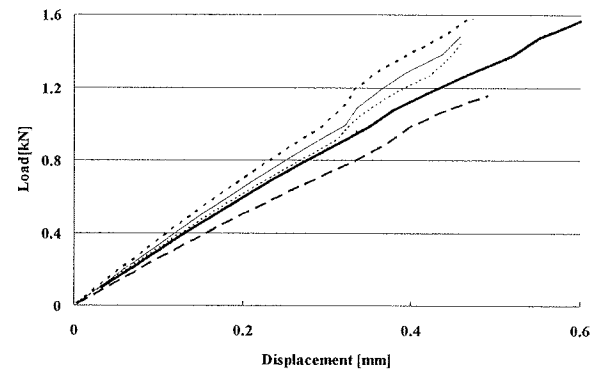


Fig.4 Load vs. Displacement Curve

ルの整合性が優れていることを、文献(2)で確認している。以上の解析条件に基づき、シェル中央部に一点集中荷重が作用した場合の載荷点直下に於ける荷重変位曲線を Fig.4 に示した。同図に於いて、太い実線の実験値 Exp は、細い点線 N3 と最も良い対応を示している。従って本研究の数値解析に於ける境界支持条件としては上記の支持タイプ N3 を用いて解析を行うこととする。

Table 3 Strength Ratio Adjusted by Shell Thickness.

Strength	E00	S00	TG1	TL1	E10	EG1	EL1	EG1 ²	EL1 ²	EG1 ³	EL1 ³
1;FA/FN	2.69	2.96	0.99	0.98	0.91	0.92	0.92	0.93	0.94	0.94	0.95
2;FB/FN	2.05	1.94	1.06	1.09	1.06	1.00	0.97	0.95	0.89	0.90	0.81
3;FT/FN	2.16	1.54	1.04	1.07	1.39	1.34	1.31	1.28	1.23	1.23	1.15
Average	—	—	—	—	1.12	1.09	1.07	1.06	1.02	1.03	0.97
STDEV	—	—	—	—	0.25	0.22	0.21	0.20	0.19	0.18	0.17

4. 破壊実験及び数値解析結果

4.1 耐力補正

実験供試体は両面型枠により作製しており、板厚変動が文献(1)と比較して大幅に抑制されているが、板厚変動が耐力に与える影響を確認する為基準モデルの耐力と比較し耐力の整合性を検討し、紀要の文献に準じて²⁾、Table 3 に示した。まず、シート補強無しモデル FN の耐力に対する各シート補強モデルの実験耐力比を E00、同様に、基準モデルに対する数値耐力比を S00 で示す。FN の板厚に対する各シート補強モデルのシェル全面板厚比を TG1、同様に、シェル限定領域に対する、限定板厚比を TL1 で示す。限定領域は載荷点に中心を持つシェル全面の 1/16 領域を示す。次に、S00 に対する E00 の比率を耐力整合比 E10 で示す。上記の板厚比の補正を考慮した実験耐力比の線形・二次・三次補正を求め、シェル全面に対する整合比 EG1、EG1²、EG1³、載荷点直下近傍の限定領域に対する整合比 EL1、EL1²、EL1³ を次式として求めた。

$$\begin{aligned}
 E10 &= E00/S00, \\
 EG1 &= E10/TG1, EG1^2 = E10/TG1^2, EG1^3 = E10/TG1^3, \\
 EL1 &= E10/TL1, EL1^2 = E10/TL1^2, EL1^3 = E10/TL1^3,
 \end{aligned}
 \tag{1a-g}$$

同表より、標準偏差では、EL1² の 0.19 に対し、EG1³ が 0.18 を示し、EG1³ は若干少ないが、平均値では、EG1³ の 1.03 に対し、EL1² が 1.02 を示し、これらの値が最良を示している。従って、限定領域を対象として、伸び剛性と曲げ剛性の中間値、即ち、板厚の線形補正と三次補正の中間値としての二次補正が効果的であることが示されている。破壊実験及び基準モデルの耐力比から判断すると、シート補強により 55%増から 170%増の耐力が期待されることが示された。

4.2 シェルの終局耐力

Table 4 に各モデルの終局耐力を示した。FN の終局耐力を基準とした耐力比は、FT で 2.16 倍、FB で 2.05 倍、FA で 2.69 倍が示された。以上より、全てのシート補強領域に於いて耐力の増大が確認された。ここで、実験結果と解析結果との整合性を検討する為、実験の終局耐力と平均板厚モデル及び個別板厚モデルによる解析の終局耐力を比較して Fig.5 に示した。ここで、数値解析の終局耐力 P_{num} から実験の終局耐力 P_{exp} を差し引いた

Table 4 Ultimate Strength.

Model Name	Ultimate Strength		
	Experiment Model [kN]	Average Model [kN]	Discrete Model [kN]
FN	1.68	1.90	1.63
FT	3.56	3.19	3.51
FB	3.38	3.32	3.19
FA	4.44	4.52	4.11

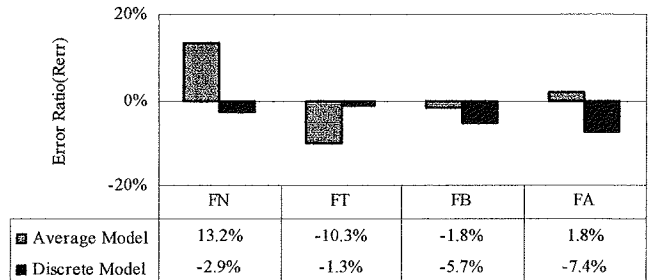


Fig.5 Ultimate Strength Ratio to Experimental Strength.

誤差耐力 $P_{dif}(=P_{num}-P_{exp})$ と実験の終局耐力 P_{exp} との比を終局耐力誤差比 $R_{err}(=P_{dif}/P_{exp})$ と定義した。FN 及び FT は、個別板厚モデルに於いて、それぞれ誤差比が 2.9%減、及び 1.3%減が示され、実験値と良好な対応が示された。一方、FB 及び FA は、平均板厚モデルに於いて、それぞれ 1.8%減、1.8%増が示され、良好な対応が示された。以上より、シート補強の無い FN では、板厚変動を忠実に再現した個別板厚モデルの結果が実験値と良く対応しているのに対し、シート両面補強の FA では、板厚変動の影響がシート補強により抑制された結果、平均板厚モデルの結果が実験値と良い対応を示したものと考えられる。但し、片面シート補強の FT は、板厚変動を抑制する有効な効果が確認されない。

4.3 荷重変位関係

載荷点に於ける鉛直方向の荷重変位曲線を、Fig.6 に示した。同図は、実験値及び数値解析値を比較して示しており、数値解析値は、平均板厚モデル及び個別板厚モデルを掲載している。ここで、細い実線は実験値を示し、太い実線は平均板厚モデル、太い破線は個別板厚モデルの数値解析値を示している。シート補強効果の影響を受けない同図(a)の FN を見ると、塑性域に入った後も実験値と平均及び個別板厚モデルの数値解析値が良好

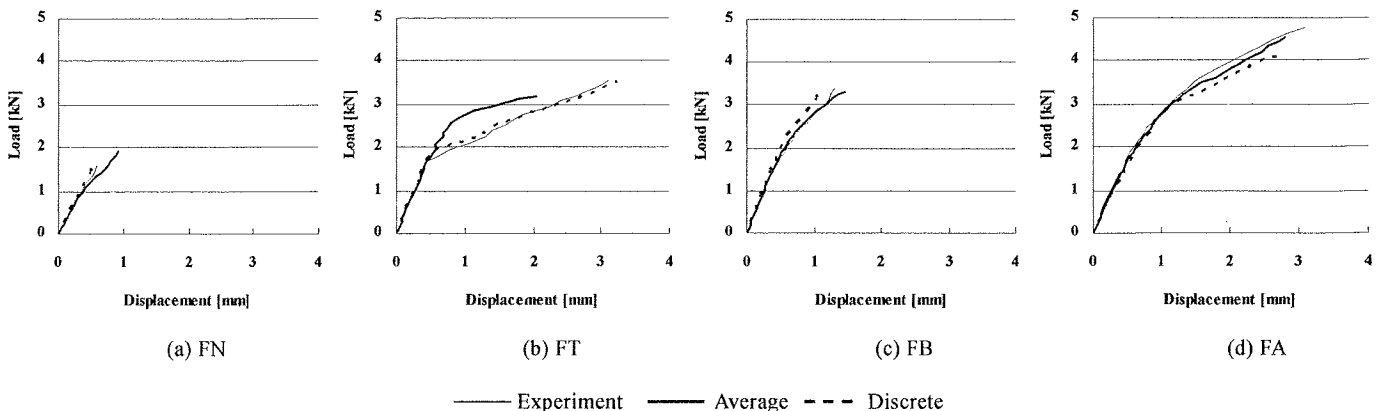


Fig.6 Load vs. Displacement Curve

な対応を示した。このことは、同図(c)のFBでも確認できる。これは、両面型枠施工により、シェルの板厚変動が大幅に軽減されたことに加え、シートの接着状態が格段に改善されたことによるシートの局部的剥離が回避され、耐力低下が抑えられたことにより、実験値と数値解析値との整合性が得られたものと考えられる。同図(d)のFAに於いて、終局付近で個別板厚モデルの変形状態が実験と異なり、実験値と平均板厚モデルの値が良い対応を示している。これは、シェル上下両面のシート補強により、板厚均一効果が顕著に示されたことによるものと考えられる。一方、FTに於いては、塑性域に入ると平均板厚モデルの値と実験値が異なる結果を示した。これは、前述の「4.2 シェルの終局耐力」で言及したように、FB及びFAに比べて、シートによる板厚変動の抑制効果が希薄であったとされる。ここで、シェル下面モデルFBと上面モデルFTのシート補強効果を比較する。モデルFTは、シート上面補強による耐力の増大は確認できるが、非弾性域に入ると一気に変位が増えており、シート補強による変形能力の向上は示されていない。これに対し、モデルFBでは、シート下面補強による耐力の増大と共に変位が抑制され、シート下面補強の有効性が確認された。

4.4 破壊形態

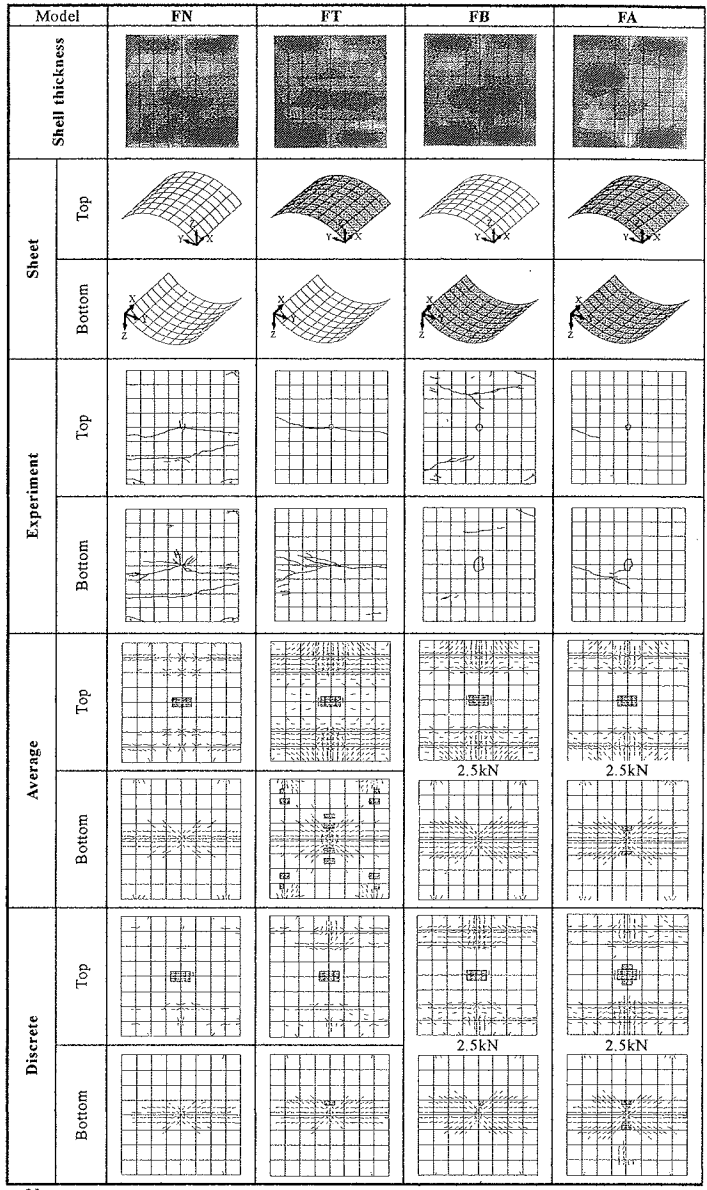
破壊実験より得たひび割れ図を平均板厚及び個別板厚モデルの結果と比較して Fig.7 に示した。ひび割れ発生分布は板厚変動の影響を受ける可能性が大きい為、板厚変動分布図を同時に掲載した。同図より、実験の破壊形態に注目すると、2種類に分類できる。まず、シート補強無しFN及びシート上面補強のFTは、シェル中央部で母線方向へ一直線のひび割れが生じている。一方、シート下面補強のFBとシート両面補強のFAは、ひび割れが殆ど発生せず、載荷点付近に曲げ圧縮破壊による円形のひび割れが生じている。FBとFAの破壊実験のひび割れ図に関しては、シェル上面載荷部に、点荷重による接触部と同程度の円形状の貫通ひび割れが確認された。そのため、数値解析では、前述の荷重変位曲線を考慮して、破壊状態がある程度進行した荷重段階として2.5kN時を選定し、この状態のひび割れ図を同図に示した。数値解析によるひび割れ状態を分析するため、以下の方法でひび割れ率 R_c (Cracking Ratio)を求め、下式により検討を加えた。

$$R_c = N_c / M_c \quad \dots (2)$$

ここで、 N_c (Cracking Quantity)は当該ひび割れ量を示し、 M_c (Total Cracking Quantity)はひび割れ総量を示す。当該ひび割れ量 N_c は、全要素数 M_c (Total Number of Elements)、一要素の全ガウスポイント数 M_g (Total Number of Gaussian Points)及びひび割れ発生状態に対応するひび割れ数 N_{ij} (Cracking Number)を用いて次式より求める。

$$N_c = \sum_{i=1}^{M_e} \sum_{j=1}^{M_g} N_{ij} \quad \dots (3)$$

尚、ひび割れ数 N_{ij} は、コンクリートに於ける、弾性状態、一方向ひび割れ、二方向ひび割れ、圧縮降伏及び圧縮破壊に対して、それぞれ、0, 1, 2, 1及び2を対応させて設定を行った。従って、ひび割れ総量 M_c は次式より求めた。



□ 5.00-6.00 ■ 6.00-7.00 ■ 7.00-8.00 ■ 8.00-9.00 ■ 9.00-10.00
 ■ 10.00-11.00 ■ 11.00-12.00 ■ 12.00-13.00 ■ 13.00-14.00 [unit:mm]
 / : Concrete Cracked in the One Direction × : Concrete Cracked in Both Directions
 ● : Concrete Yielded in Compression ■ : Concrete Crushed

Fig.7 Cracking Pattern at Ultimate Strength

$$M_c = M_e \times M_g \times 2 \quad \dots (4)$$

次に、上面のひび割れ率 T_c (Cracking Ratio on Top Surface)及び下面のひび割れ率 B_c (Cracking Ratio on Bottom Surface)をそれぞれ求め、 B_c に対する T_c の比をひび割れ指標 S_c (Cracking Parameter)として下式より求めた。

$$S_c = T_c / B_c \quad \dots (5)$$

これらの値を Table 5 に示した。同表より、モデルFNに関しては、個別板厚モデルの S_c は0.53を示し、下面のひび割れが多く、実験のひび割れと対応している。これは、前述の荷重変位曲線で個別板厚モデルが実験と対応していることと一致してい

る。モデル FT に関しては、個別板厚モデルの S_c が 1 を下回り、実験値と対応し、前述の荷重変位曲線の結果とも対応している。モデル FB に関しては、実験の上面のひび割れが卓越しており、平均及び個別板厚モデルの結果と整合し、荷重変位曲線の結果とも一致している。最後に、モデル FA に関して、数値解析のひび割れ量が多い点で、実験値と異なるが、比率で見ると、実験値は上面と下面でひび割れ量が同程度であり、数値解析の値と対応し、荷重変位曲線の結果とも対応している。以上より、シート無しモデルと上面補強で個別板厚モデル及び下面と両面補強で平均板厚モデルが、それぞれ実験値と対応しているという前述の荷重変位曲線で示された特徴が、本研究で定義したひび割れ指標に於いても確認されたものと考えられる。

Table 5 Cracking Parameter S_c

	Average			Discrete		
	T_c	B_c	S_c	T_c	B_c	S_c
FN	0.10	0.11	0.88	0.05	0.09	0.53
FT	0.35	0.19	1.80	0.10	0.11	0.94
FB	0.24	0.17	1.39	0.18	0.15	1.23
FA	0.18	0.16	1.15	0.20	0.16	1.25

5. 結論

シェル中央部に点荷重を受ける複合炭素繊維補強コンクリート造シェルの耐力を、実験的及び数値解析的に検討した結果、以下の結論を得た。

(1)板厚変動が耐力に与える影響を確認する為、実験耐力を基準モデルの耐力と比較し耐力の整合性を検討した。これより、限定領域を対象として、伸び剛性と曲げ剛性の中間値である 2 次

補正が効果的であることが示された。破壊実験及び基準モデルの耐力比から判断すると、シート補強により 55%増から 170%増の耐力が期待されることが示された。

(2)実験の終局耐力に於いて、シート無しモデル FN に比べシート補強モデルで 2.05 倍から 2.70 倍の耐力増加が確認された。実験の耐力と数値解析の耐力による耐力誤差比を検討した結果、シート無しモデル及びシート上面補強モデルに於いて、板厚変動を考慮した個別板厚モデルの結果が良好な対応を示し、シート下面補強及びシート両面補強モデルでは、平均板厚モデルの解析結果が良好な対応を示した。これより、シート補強による板厚変動の抑制効果が確認された。

(3)荷重変位曲線の塑性領域の比較により、シート下面補強及び両面補強によるシェル耐力の増大が確認された。

(4) ひび割れ形態に於いて、シェル面のひび割れ状態を示すひび割れ指標を定義し、検討を加えた。これより、前述の荷重変位曲線と同様に、平均及び個別板厚モデルに対する実験結果との比較に於いて、両者の良い整合性が確認された。ひび割れ指標に於いても、炭素繊維シートの板厚均一効果が確認されたものと考えられる。

参考文献

- 1) 篠原貴幸, 真下和彦, 川崎健二郎: 点荷重を受けるコンクリート造円筒殻の耐力(その 2)複合炭素繊維補強, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, 20402, 2005 年, pp803-804
- 2) 川崎健二郎, 真下和彦: 集中荷重を受ける複合炭素繊維補強コンクリート造円筒殻の耐力, 日本建築学会構造系論文集, 第 592 号 2005 年 6 月, pp105-112,