

# 격납건물 내압해석을 위한 철근콘크리트 셸 유한요소

## Shell Finite Element of Reinforced Concrete for Internal Pressure Analysis of Nuclear Containment Building

이홍표\* · 전영선\*\*

Lee, Hong-Pyo · Choun, Young-Sun

### Abstract

A 9-node degenerated shell finite element(FE), which has been developed for assessment of ultimate pressure capacity and nonlinear analysis for nuclear containment building is described in this paper. Reissner-Midnlin(RM) assumptions are adopted to develop the shell FE so that transverse shear deformation effects is considered. Material model for concrete prior to cracking is constructed based on the equivalent stress-equivalent strain relationship. Tension stiffening model, shear transfer mechanism and compressive strength reduction model are used to model the material behavior of concrete after cracking. Niwa and Aoyagi-Yamada failure criteria have been adapted to find initial cracking point in compression-tension and tension-tension region, respectively. Finally, the performance of the developed program is tested and demonstrated with several examples. From the numerical tests, the present results show a good agreement with experimental data or other numerical results.

**Keywords :** nuclear containment building, shell finite element, reinforced concrete, cracking criteria, ultimate pressure capacity, NUCAS

### 요 지

이 논문은 원전 격납건물의 극한내압능력 평가와 비선형해석을 수행하기 위하여 개발된 해석프로그램인 9절점 퇴화 셸 유한요소에 대하여 기술하였다. 개발된 셸 유한요소는 퇴화 고체기법과 구조물에서 발생하는 횡전단변형도를 고려하기 위하여 Reissner-Mindlin(RM)가정을 도입하였다. 콘크리트의 재료모델은 등가응력-등가변형률의 관계를 이용하여 콘크리트의 응력과 변형률의 수준을 결정하고, 콘크리트에 균열이 발생하면 부착응력을 고려하는 인장강성모델과 균열면에서의 전단전달 메커니즘 그리고 균열면에서 압축강도 감소모델 등으로 재료적 거동을 나타내었다. 또한 균열발생기준으로 압축-인장영역에는 Niwa가 제안한 응력포락선을 도입하였고, 인장-인장영역에는 Aoyagi-Yamada가 제안한 응력포락선을 사용하였다. 개발된 프로그램의 성능은 다양한 수치예제를 통하여 검증하였다. 검증예제 결과로부터 개발된 셸 유한요소를 이용한 해석결과는 실험결과 또는 다른 해석결과와 유사한 결과를 도출하였다.

**핵심용어 :** 원전 격납건물, 셸 유한요소, 철근콘크리트, 균열발생기준, 극한내압능력, NUCAS

### 1. 서 론

원자력발전소의 격납건물은 사고발생 시 방사능물질이 외부로 누출되지 않도록 차단하는 최후의 방벽역할을 하기 때문에 설계수명 기간 동안 구조적 안전성을 충분히 확보해야 한다. 따라서 격납건물에 대한 안전성평가는 실험적인 방법 이든 해석적인 방법이든 반드시 수행해야만 한다. 특히 설계 압력보다 높은 내압상태에서 기능적파괴(functional failure)나 구조적파괴(structural failure)에 이르기까지의 거동예측은 구조안전성 측면에서 매우 중요하다.

격납건물의 안전성에 대한 평가는 국내외적으로 많은 연구가 수행되어 왔다. 국내에서는 경제성을 고려하여 주로 격납

건물의 일부 단면을 모사하여 실험하는 부재단계의 실험과 콘크리트의 구성방정식을 도출하기 위한 실험(이상근 등, 2001)을 수행하여 국부적인 파괴모드를 예측하는 노력을 기울여 왔다. 특히 격납건물 건설당시의 재료를 사용하여 가장 취약하다고 예측되는 벽체 중간(현대건설기술연구소, 2001)에 대한 부재실험은 격납건물의 건전성평가를 위해 매우 고무적인 연구였다. 그러나 부재실험은 격납건물의 국부적인 거동을 예측할 수 있으나, 전체적인 거동을 모사하기에는 불충분하다.

반면에 외국의 경우, 부재단계를 넘어서 격납건물에 대한 축소모델 실험이 여러 번 수행된 바 있다. 미국은 1987년에 철근콘크리트 격납건물의 1/6 축소모델 실험(Clauss, 1989)을 하였고, 1989년에는 프리스트레스 콘크리트 격납건물의

\*정회원 · 교신저자 · 한전 전력연구원 · 공학박사 (E-mail : hplee@kepri.re.kr)

\*\*정회원 · 한국원자력연구원 책임기술원 · 공학박사 (E-mail : sunchun@kaeir.re.kr)

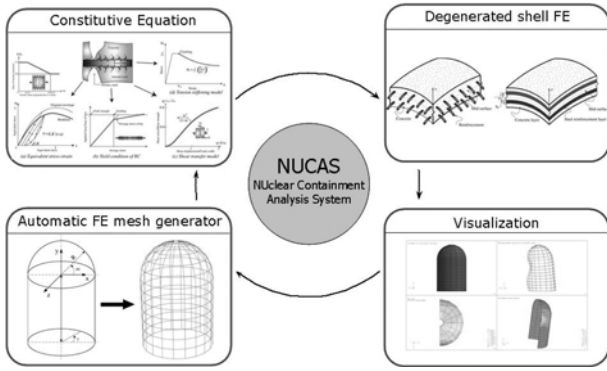


그림 1. NUCAS의 주요기능과 모듈

1/10 축소모델 실험(Dameron *et al.*, 1998)을 영국과 함께 수행한 바가 있다. 일본은 1991년에 철근콘크리트 격납건물의 1/10 축소모델 실험을 하였고 2001년에는 프리스트레스 콘크리트 격납건물의 1/4 축소모델 실험(SNL, 1997)을 미국과 함께 수행하였다.

이러한 일련의 축소모델 실험은 격납건물의 극한내압능력과 파괴거동을 규명할 뿐만 아니라 해석프로그램 개발(이상진 등, 2002; 이홍표 등, 2004)의 벤치마킹으로 사용된다. 현재 국내에는 철근콘크리트 격납건물의 비선형거동을 예측하기 위한 전용 유한요소 해석프로그램이 없고 이러한 해석프로그램의 개발을 위한 연구활동 또한 미미하였다. 해석기법에 대한 원천기술을 보유하지 않고, 상용프로그램에 의존하게 되면 장기적으로는 선진국의 해외기술에 영구히 종속되는 결과를 초래할 수 있다.

따라서 이 논문에서는 원자력발전소 격납건물의 극한내압능력과 파괴거동을 예측하기 위한 전용 해석프로그램 NUCAS(NUclear Containment Analysis System) 셸을 개발하였고, 그 성능을 검증하였다. NUCAS의 주요기능과 모듈을 그림 1에 도시하였다. NUCAS코드는 미국 버클리대학의 Taylor가 개발한 범용 유한요소 해석프로그램 FEAP(Finite Element Analysis Program; Taylor, 2000)에 철근콘크리트 재료모델과 9절점 퇴화 셸 요소, 3차원 격납건물 유한요소망 자동생성 모듈 그리고 해석결과의 변형형상 및 응력등고선도를 나타내기 위한 모듈을 삽입하였다(그림 1 참조). 철근콘크리트 재료모델은 재료의 복합적인 거동을 개개의 재료거동으로 표현하는 미시적인 재료모델(岡村甫 등, 1991)를 이용하였는데, 철근과 콘크리트의 부착특성에 대한 민감도를 분석하고자 인장강성지수값에 따른 결과를 다양하게 도출하였다. 퇴화 셸 요소는 특정한 셸 이론에 의지할 필요가 없어 매우 효과적으로 개발할 수 있는 퇴화기법을 이용하였다. 개발된 프로그램의 성능은 다양한 수치예제를 통하여 검증하고 분석하였다.

## 2. 퇴화 셸 유한요소

이 논문에서는 특정한 셸 이론에 구애받지 않고 임의의 셸 구조를 이산화할 수 있으며 비선형으로의 확대가 쉬운 퇴화 셸 고체요소(Ahmad *et al.*, 1970)를 도입하였다. 또한 셸의 횡단변형도 효과를 고려하기 위하여 다음과 같은 Reissner-Mindlin(RM; Reissner, 1945) 가정을 도입하였다.

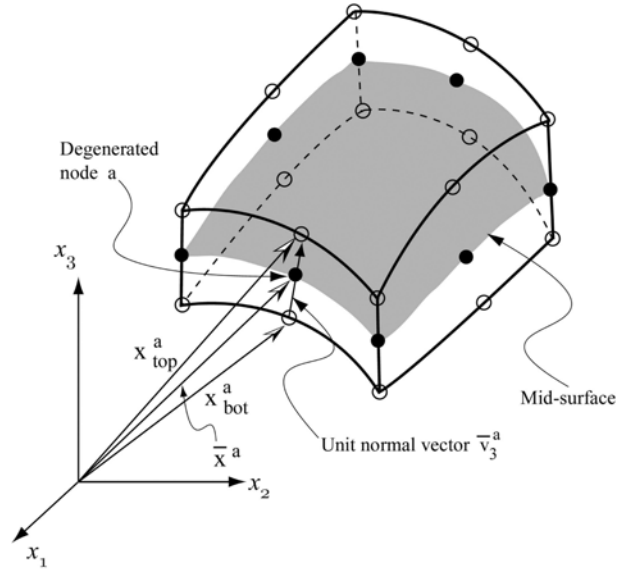


그림 2. 셸의 형상

a) 변형전 중층에 수직한 법선은 변형후에도 직선을 유지한다. 그러나 변형 후 중층에 수직일 필요는 없다.

b) 중층에 수직한 법선방향 응력은 0이라고 가정한다.

RM 가정을 바탕으로 개발된 셸 유한요소는 전단변형의 효과를 고려하므로 전단변형을 고려하지 않은 셸 요소에 비하여 유연하다.

### 2.1 셸의 형상

셸은 이산화된 영역에서 각 절점의 위치벡터로 표현된다. 그림 2에서 보는 바와 같이 두께가  $h$ 인 셸을 표현하기 위해서 셸의 상층면과 하층면을 나타내는 두 개의 위치벡터가 필요하다.

절점  $a$ 에서 상하층면의 위치벡터  $\mathbf{x}_{top}^a$  와  $\mathbf{x}_{bot}^a$  를 이용하여 9절점 셸 요소의 형상을 정의하면 다음과 같다.

$$\mathbf{x}(\xi_1, \xi_2, \xi_3) = \sum_{a=1}^9 N_a(\xi_1, \xi_2) \left[ \left( \frac{1+\xi_3}{2} \right) \mathbf{x}_{top}^a + \left( \frac{1-\xi_3}{2} \right) \mathbf{x}_{bot}^a \right] \quad (1)$$

위의 식을 셸의 중층면에 대해 정리하면 다음과 같은 식으로 표현할 수 있다.

$$\mathbf{x}(\xi_1, \xi_2, \xi_3) = \sum_{a=1}^9 N_a(\xi_1, \xi_2) \left[ \bar{\mathbf{x}}^a + \frac{\xi_3 h^a}{2} \hat{\mathbf{v}}_3^a \right] \quad (2)$$

여기서  $\bar{\mathbf{x}}$  는 절점  $a$ 의 중층의 위치벡터이고  $\hat{\mathbf{v}}_3^a$  는 두께방향의 단위수직벡터이다.

따라서 셸의 형상은 벡터형식으로 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} = \sum_{a=1}^9 N_a \begin{Bmatrix} \bar{x}_1^a \\ \bar{x}_2^a \\ \bar{x}_3^a \end{Bmatrix} + N_a \frac{\xi_3 h^a}{2} \begin{Bmatrix} \hat{v}_{3x}^a \\ \hat{v}_{3y}^a \\ \hat{v}_{3z}^a \end{Bmatrix} \quad (3)$$

여기서  $\hat{v}_{3x}^a, \hat{v}_{3y}^a, \hat{v}_{3z}^a$  는 벡터의 전체좌표계에 대한 성분을 나타낸다.

### 2.2 셸의 변위장

셸의 변위장은 셸이 자유도에 따라서 다르게 정의될 수

있다. 이 논문에서는 절점당 다섯 개의 자유도( $u_1, u_2, u_3, \alpha_1, \alpha_2$ )를 가진다. 이때 절점의 병진변위값은 전체좌표계에 준하고 회전변위의 경우는 절점좌표계에 준한다. 따라서 변위장은 다음과 같이 정의될 수 있다.

$$\mathbf{u}(\xi_1, \xi_2, \xi_3) = \sum_{a=1}^9 N_a(\xi_1, \xi_2) \left[ \mathbf{u}^a + \frac{1}{2} h^2 \xi_3 \bar{\mathbf{V}}^a \alpha^a \right] \quad (4)$$

여기서 변환행렬  $\bar{\mathbf{V}}^a = [\bar{\mathbf{v}}_1^a, \bar{\mathbf{v}}_2^a]$  이고, 변위벡터는  $\mathbf{u}^a = [u_1^a, u_2^a, u_3^a]^T$  그리고 회전변위벡터는  $\alpha^a = [\alpha_1^a, \alpha_2^a]$  이다. 따라서 쉘 요소의 전체좌표계에 준하는 변위장은 절점변위벡터를 이용하여 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \sum_{a=1}^9 N_a \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 1/2 \xi_3 h^2 \hat{v}_{1x}^a & 1/2 \xi_3 h^2 \hat{v}_{2x}^a \\ 0 & 1 & 0 & 1/2 \xi_3 h^2 \hat{v}_{1y}^a & 1/2 \xi_3 h^2 \hat{v}_{2y}^a \\ 0 & 0 & 1 & 1/2 \xi_3 h^2 \hat{v}_{1z}^a & 1/2 \xi_3 h^2 \hat{v}_{2z}^a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1^a \\ u_2^a \\ u_3^a \\ \alpha_1^a \\ \alpha_2^a \end{Bmatrix} \quad (5)$$

여기서  $\hat{v}_{ij}^a$  는 절점  $a$ 에서 형성된 절점좌표계와 전체좌표계 사이의 방향코사인 값이다.

### 2.3 쉘의 변형도

쉘은 곡면을 가지는 구조이므로 변형도를 국부좌표계에 준하여 표현하면 편리하다. 이때 변형도는 국부변위성분  $u'_i$  를 사용하여 정의한다. 도입한 RM가정에 의하여 쉘의 법선방향  $x'_3$  에 대한 응력을 영이라고 가정하면 국부변형도벡터는 다음과 같이 5개의 국부변형도항을 가진다.

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon'_{11} \\ \varepsilon'_{22} \\ \varepsilon'_{12} \\ \dots \\ \varepsilon'_{13} \\ \varepsilon'_{23} \\ \varepsilon'_{13} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u'_{1,1} \\ u'_{2,2} \\ u'_{2,1} + u'_{1,2} \\ \dots \\ u'_{2,3} + u'_{3,2} \\ u'_{1,3} + u'_{3,1} \end{Bmatrix} \quad (6)$$

여기서  $u'_1, u'_2, u'_3$  은 국부좌표계  $x'_i$  의 단위벡터와 관련한 성분이다.

RM가정을 바탕으로 개발된 쉘 요소는 특정한 구조물이나 유한요소의 비정형 정도에 따라서 강성과대현상을 일으킬 수 있으며, 또한 감차적분을 사용할 경우 영에너지 모드(zero energy mode)가 발생하기도 한다. 이러한 문제점들은 가변형도를 도입함으로써 해결할 수 있는데 이 논문에 도입된 가변형도는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \varepsilon_{11}^{(a)} &= \sum_{j=1}^3 \sum_{i=1}^2 P_i(\xi_1) Q_j(\xi_2) \varepsilon_{11}^{\delta} & \varepsilon_{22}^{(a)} &= \sum_{j=1}^3 \sum_{i=1}^2 Q_i(\xi_1) P_j(\xi_2) \varepsilon_{22}^{\delta} \\ \varepsilon_{13}^{(a)} &= \sum_{j=1}^2 \sum_{i=1}^2 P_i(\xi_1) Q_j(\xi_2) \varepsilon_{13}^{\delta} & \varepsilon_{23}^{(a)} &= \sum_{j=1}^2 \sum_{i=1}^2 Q_i(\xi_1) P_j(\xi_2) \varepsilon_{23}^{\delta} \\ \varepsilon_{12}^{(a)} &= \sum_{j=1}^2 \sum_{i=1}^2 P_i(\xi_1) Q_j(\xi_2) \varepsilon_{12}^{\delta} \end{aligned} \quad (7)$$

여기서 보간함수는 표 1과 같으며  $\delta=2(i+j-1)$ 는 가변형도를 형성하기 위하여 추출되는 변형도의 표본점(sampling

표 1. 가변형도를 형성하기 위한 보간함수

| a | $P_a(\xi)$             | $Q_a(\xi)$          |
|---|------------------------|---------------------|
| 1 | $0.5(1 + \sqrt{3}\xi)$ | $0.5\xi(\xi + 1)$   |
| 2 | $0.5(1 - \sqrt{3}\xi)$ | $0.5\xi(\xi^2 + 1)$ |
| 3 | -                      | $0.5\xi(\xi - 1)$   |

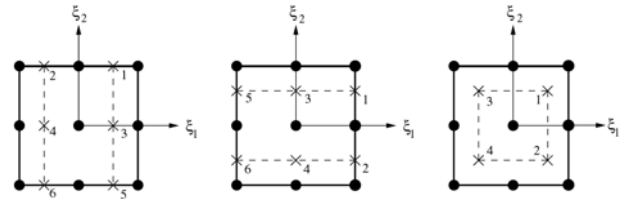


그림 3. 변형도 형성을 위한 표본점: (좌측) $E_{11}, E_{13}$  (중앙) $E_{22}, E_{23}$  (우측) $E_{12}$

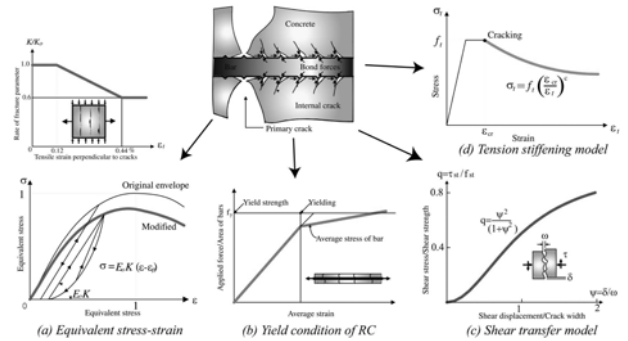


그림 4. 철근콘크리트 재료모델의 개념도

points)의 위치를 나타낸다. 표본점에서 계산되는 변형도  $\varepsilon_{ij}^{\delta}$  는 그림 3에 도시하였다.

### 3. 철근콘크리트 구성방정식

이 논문에서는 철근콘크리트의 비선형거동을 표현하기 위하여 Okamura(岡村甫 등, 1991) 등에 의해서 제안된 미시적인 재료모델을 도입하였다. 도입된 재료모델은 철근콘크리트 구조물의 거동을 철근과 콘크리트의 거동특성으로 나누어 나타냈으며 등가응력-등가변형도의 관계를 이용하여 다차원의 값으로 표현되는 응력과 변형도값을 일차원의 관계로 표현하였다. 콘크리트는 균열이 일어나는 시점을 기준으로 재료적인 거동에 큰 변화가 발생한다. 따라서 도입된 모델은 그림 4에 도시한 바와 같이 콘크리트의 재료특성을 적절히 표현하기 위하여 균열발생과 후에 나타나는 콘크리트의 거동을 표현할 수 있는 재료모델로 구성되어 있다. 도입된 재료모델은 등가응력-등가변형도의 관계를 이용하여 콘크리트의 응력과 변형도의 수준을 결정하고, 콘크리트에 균열이 발생하면 부착응력을 고려하는 인장강성(tension stiffening)모델과 균열면에서의 전단전달메카니즘 그리고 압축응력하에서의 파괴매개변수를 수정한 압축응력하에서 균열된 콘크리트모델 등으로 콘크리트의 재료적거동을 표현하고 있다. 또한 균열면에서 철근이 항복하면 철근의 다른 부분이 항복하지 않았더라도 철근의 평균응력과 평균변형도는 탄성의 영역을 벗어난다. 이때 철근의 평균응력은 그림 4(b)에서 보는 바와 같이 자연히 항복강도보다 낮아지게 된다. 따라서 철근콘크리트의 항복의 부재의 인장강성이 전체적으로 감소될 때 균열면에서 철근의 응력이 항복강도에 도달했을 때 정의

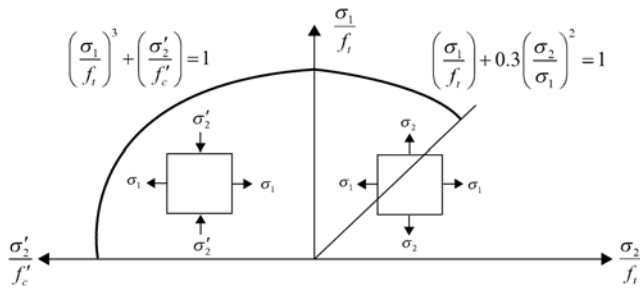


그림 5. 콘크리트 균열기준

된다.

균열발생 기준은 그림 5에 나타난 것처럼 압축-인장영역에는 Niwa(1980)가 제안한 응력포락선을 도입하였고, 인장-인장영역에는 Aoyagi-Yamada(1984)가 제안한 응력포락선을 사용하였다. 응력이 균열 기준값에 도달하고 주변형도값 또한 한계변형도값에 이르면 균열이 발생한 것으로 간주한다.

철근콘크리트 구조물의 단면은 콘크리트와 철근의 층으로 이루어진 다층재료이다. 따라서 층을 가지고 있는 두께방향으로 수치적분을 취함으로써 재료의 이방성에 따른 두께 방향의 응력수준을 계산한다. 이러한 다층개념을 도입함으로써 각 층의 중앙에서 응력을 계산하였고, 계산된 응력은 각 층의 두께별로 그 응력이 일정하다고 가정하였다. 계산된 층두께에 따른 응력은 그림 6과 같다.

이렇게 구해진 응력을 두께방향으로 적분하게 되면 쉘에 작용하는 힘의 항이 되며 다음의 식으로 구할 수 있다.

$$N_i = \int_{-h/2}^{+h/2} \sigma_i dz = \frac{h}{2} \sum_{l=1}^n \sigma_i^l \Delta \xi_3^l \quad (8)$$

$$M_i = \int_{-h/2}^{+h/2} \sigma_i z dz = \frac{h^2}{4} \sum_{l=1}^n \sigma_i^l \xi_3^l \Delta \xi_3^l$$

$$Q_i = \int_{-h/2}^{+h/2} \tau_i dz = \frac{h}{2} \sum_{l=1}^n \tau_i^l \Delta \xi_3^l$$

여기서  $n$ 은 쉘의 단면을 이루고 있는 층의 수를 나타내고  $h$ 는 쉘 단면의 전체두께를 나타낸다.

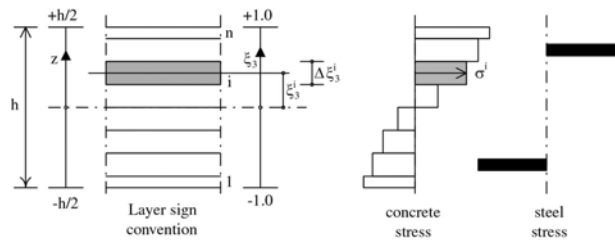


그림 6. 쉘 단면의 다층 개념

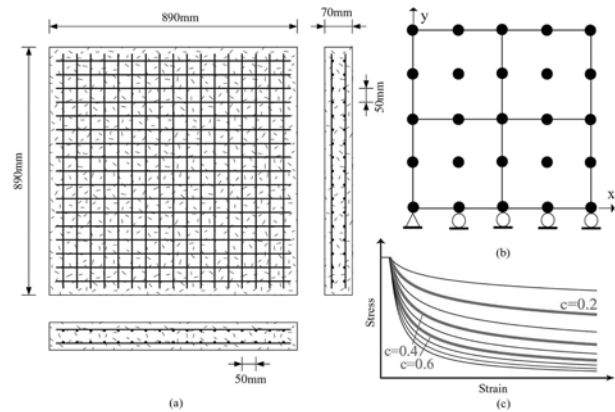


그림 7. Vecchio와 Collins 패널의 (a) 기하학적 형상, (b) 유한요소망, (c) 인장강성모델

## 4. 수치예제

### 4.1 Vecchio와 Collins의 패널

Vecchio와 Collins(1982)가 수행한 패널실험결과를 이용하여 개발된 NUCAS 쉘 유한요소의 면내력에 대한 성능을 검증하였다. 대상 시험체의 형상은 그림 7과 같다.

실험체의 크기는 890 mm×890 mm×70 mm인 정방형 패널이다. 패널의 상부와 하부에는 각각 양방향으로  $\rho_x$ 와  $\rho_y$ 만 큼의 철근비(표 2 참조)로 배근하였고, 전단력을 가하기 위하여 한변당 5개의 전단고리(shear key)를 이용하였다. 이 실험은 철근비, 하중조건, 콘크리트 강도 등의 다양한 변수를 이용하여 패널의 구조적거동을 조사하였다. 하중은 순수 전단과 전단력과 인장력을 조합한 경우, 그리고 전단력과 압축력을 조합한 경우의 세 가지 하중조건으로 나누어진다. 이

표 2. Vecchio와 Collins 패널의 재료특성값 및 결과(단위: MPa)

| Panel No. | Loading Ratio<br>$\tau : \sigma_x : \sigma_y$ | Longitudinal Steel |       | Transverse Steel |       | Concrete |        | 최대응력   |        |         | 파괴모드 |
|-----------|---|--------------------|-------|------------------|-------|----------|--------|--------|--------|---------|------|
|           |   | $\rho_x$           | $f_x$ | $\rho_y$         | $f_y$ | $f_c'$   | $f_t'$ | 실험값(1) | 해석값(2) | (1)/(2) |      |
| PV10      | 1:0:0   | 0.01785            | 276   | 0.00999          | 276   | 14.5     | 1.26   | 3.97   | 4.23   | 0.94    | 전단   |
| PV11      | 1:0:0   | 0.01785            | 235   | 0.01306          | 235   | 15.6     | 1.30   | 3.56   | 4.19   | 0.85    | 인장   |
| PV12      | 1:0:0   | 0.01785            | 469   | 0.00446          | 269   | 16.0     | 1.32   | 3.13   | 3.37   | 0.93    | 전단   |
| PV19      | 1:0:0   | 0.01785            | 458   | 0.00713          | 299   | 19.0     | 1.44   | 3.95   | 4.11   | 0.93    | 전단   |
| PV20      | 1:0:0   | 0.01785            | 460   | 0.00885          | 297   | 19.6     | 1.46   | 4.26   | 4.47   | 0.96    | 전단   |
| PV21      | 1:0:0   | 0.01785            | 458   | 0.01296          | 302   | 19.5     | 1.46   | 5.03   | 5.29   | 0.95    | 전단   |
| PV22      | 1:0:0   | 0.01785            | 458   | 0.01524          | 420   | 19.6     | 1.46   | 6.07   | 6.52   | 0.93    | 전단   |
| PV23      | 1:-0.39:-0.39                                 | 0.01785            | 518   | 0.01785          | 518   | 20.5     | 1.49   | 8.87   | 9.37   | 0.95    | 압축   |
| PV25      | 1:-0.69:-0.69                                 | 0.01785            | 466   | 0.01785          | 466   | 19.2     | 1.45   | 9.12   | 9.16   | 1.00    | 압축   |
| PV27      | 1:0:0   | 0.01785            | 442   | 0.01785          | 442   | 20.5     | 1.49   | 6.35   | 6.82   | 0.93    | 압축   |
| PV28      | 1:0.32:0.32                                   | 0.01785            | 483   | 0.01785          | 483   | 19.0     | 1.44   | 5.80   | 6.05   | 0.96    | 전단   |

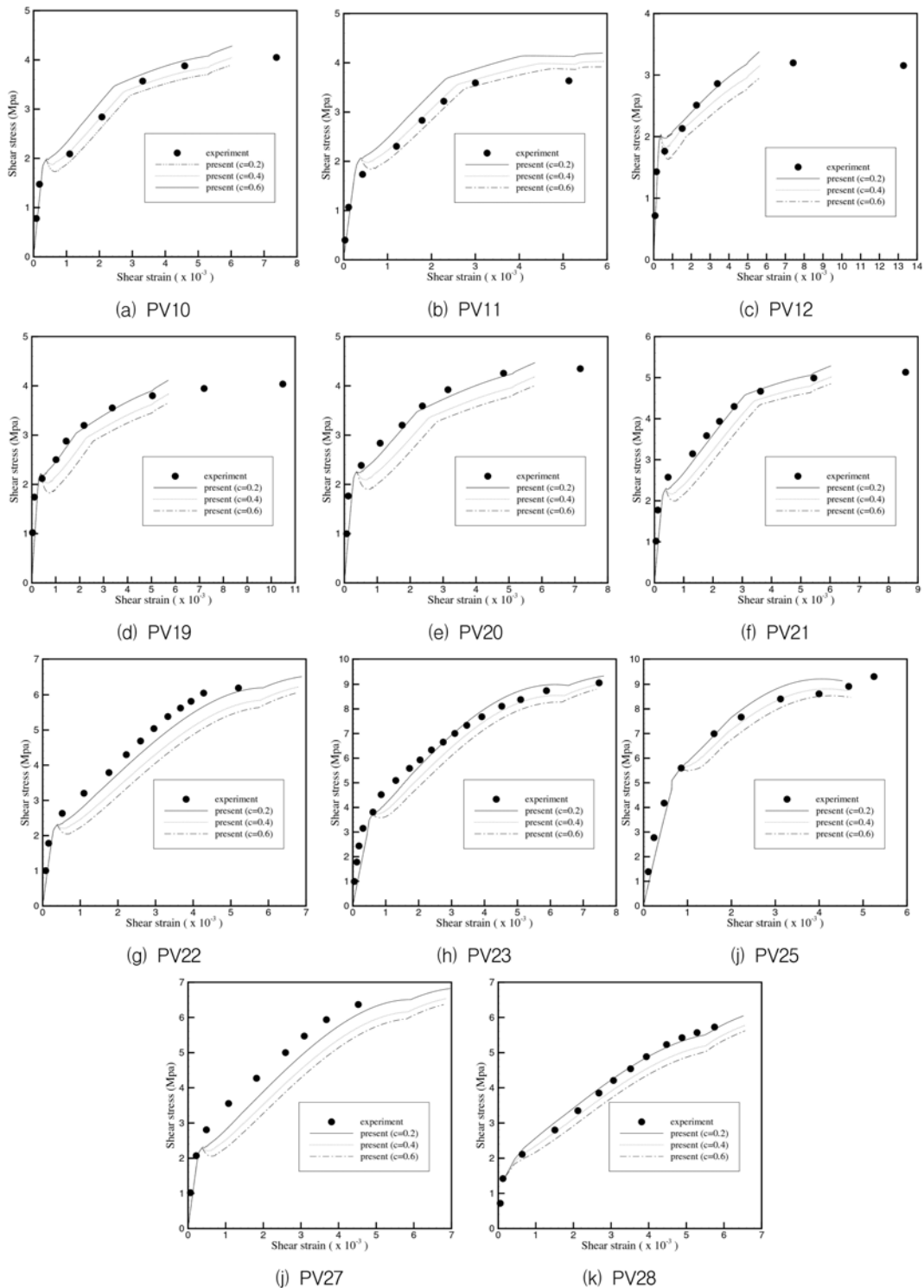


그림 8. Vecchio와 Collins 패널의 전단응력-전단변형률 관계

패널에 사용된 하중조건과 철근비는 표 2에 표시된 바와 같다. 전단력과 인장력 또는 전단력과 압축력을 조합한 경우는 x방향과 y방향의 철근비를 같게 하였다. 이 논문에서는 순수 전단력에 대한 패널실험 8개, 전단력과 압축력에 대한 실험 2개 그리고 전단력과 인장력에 대한 실험 1개로 모두 11개의 패널에 대한 수치해석결과를 기술하였다.

콘크리트의 포아송비는 0.2를 사용하였고 철근의 탄성계수는  $E_s = 200,000$  MPa를 사용하였으며 4개의 9절점 쉘요소로 모델링하였다.

패널의 해석결과로부터 도출된 전단응력-전단변형률도 11개의 패널에 대하여 그림 8에 도시하였다. 도시된 결과를

살펴보면 도입된 재료모델의 면내력에 대한 성능은 다음의 몇 가지 특성을 나타내었다. 순수전단이 패널에 작용하는 경우 도입된 재료모델은 항복강도가 높은 철근을 사용할수록 실험결과보다 유연한 결과를 나타내었고, 항복강도가 낮은 철근을 사용하면 실험결과보다 유연하지 않은 결과를 보였다. 하지만 조합응력이 패널에 작용할 경우 이외는 반대의 현상을 나타냈다. 그리고 x와 y방향에 사용된 항복강도의 차이가 클수록, 특히 y방향의 철근비가 매우 적을수록, 수치해는 실험의 결과와 잘 일치하지 않는 경향이 있었다. 또한 콘크리트의 압축강도가 높은 시험체 일수록 실험결과와 더 가까운 결과를 도출하였다. 해석결과는 전체적으로 실험결과

표 3. 콘크리트와 철근의 재료특성치

| 콘크리트 | 철근        |      |               |
|------|-----------|------|---------------|
| 압축강도 | 24.41 MPa | 탄성계수 | 188,233.5 MPa |
| 인장강도 | 3.52 MPa  | 항복강도 | 353 MPa       |
| 포아송비 | 0.15      | 포아송비 | 0.2           |

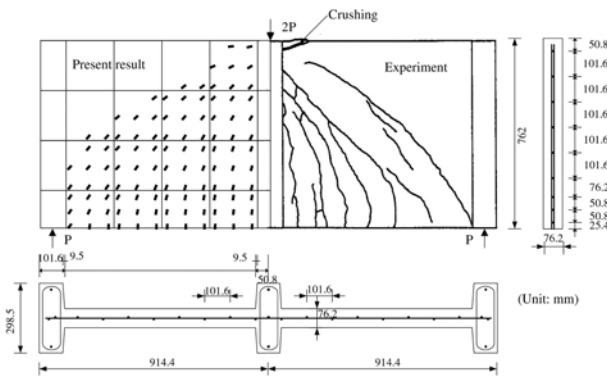


그림 9. 전단벽체의 형상 및 균열패턴

와 잘 일치하나 재료모델에 사용된 매개변수의 조절을 통하여 해의 수렴성을 높일 수 있을 것으로 사료된다.

이 수치예제에서는 또한 세 가지의 인장강성지수  $c=0.2, 0.4, 0.6$ 을 이용하여 패널의 인장강성에 대한 민감도를 분석하였다. 용접금속망인 경우  $c=0.2$ (岡村甫 등, 1991)를 사용하기 때문에 그때의 해석결과와 실험에 의한 최대응력비를 표 2에 나타내었다. 해석결과로부터 패널은 균열발생 이후 인장강성효과에 매우 민감하게 거동하였다. 참고로 이 논문에서는 패널의 전체 두께에 대하여 인장강성효과를 고려하였다. 또한 호장법의 도입으로 인장강성효과가 적을 경우 패널해석에서 나타나는 국부정점 하중-변위경로를 성공적으로 추적하였다.

#### 4.2 전단벽체

개발된 쉘요소의 균열패턴 예측에 대한 성능을 분석하기 위하여 전단벽체(shear wall)를 이용하였다. 이 전단벽체는 Cervinka와 Gerstle(1971)이 실험적으로 연구한 것이다. 전단벽체의 형상과 하중의 위치는 그림 9에 도시하였다. 전단벽체의 두께는 76.2 mm이며 벽체는 중앙과 양 끝에 두께가 298.45 mm인 리브로 보강되었다. 벽체에 사용된 콘크리트와 철근의 재료특성치는 표 3과 같다.

벽체는 좌우대칭이므로 유한요소해석에는 24개의 9절점 쉘요소를 사용하여 벽체의 1/2를 이산화하였다. 벽체 하부의 길이 방향 철근비가 벽체의 다른 부분에 비해 크므로 이를 모사하기 위하여 유한요소망이 비균일하게 형성되었다. 유한요소해석에 사용된 유한요소모델과 철근의 배근상태는 그림 9에 도시하였다. 인장강성모델에 이용된 지수는  $c=0.4$ 이다. 유한요소해석으로부터 구한 벽체의 파괴하중은  $P_u=118$  kN으로 계산되었으며 실험에 의한 벽체의 파괴하중값은  $P_u=115$  kN이다. 기력점에서의 하중이  $P_u=118$  kN일 때 벽체의 균열양상을 그림 9(우측)에 도시하였다. 해석에 의해서 계산된 벽체의 파괴하중은 실험값과 매우 근사하였고 균열양상 또한 개발된 쉘요소를 이용하여 실험에 의한 결과와 매우 유사하게 예측할 수 있었다. 유한요소해석으로부터 실

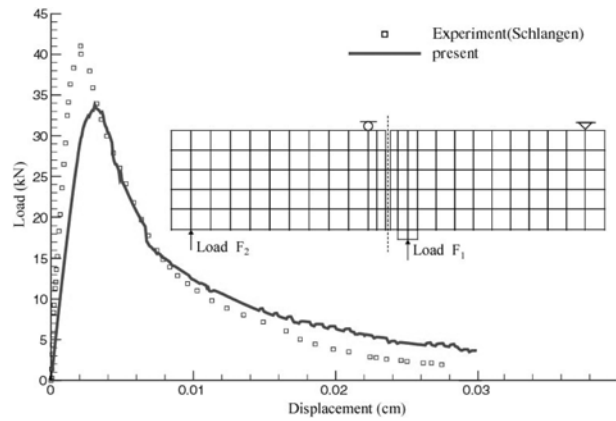


그림 10. 단일노치를 가진 콘크리트 보의 하중-변위 곡선

험과 마찬가지로 벽체의 기력점에 가장 가까운 적분점에서 콘크리트의 압쇄가 일어났다.

#### 4.3 단일노치 보

단일 노치를 가진 보의 실험은 Arrea와 Ingraffea(1982)에 의해 처음 시도되었으며 이후 유사한 실험들이 많이 실시되었다. 이러한 실험데이터는 콘크리트 구조물의 후-정점하중 거동을 모사하고 균열의 진전에 대한 연구를 수행하기 위하여 유용하게 사용되어 왔다. 본 연구에서는 Schlangen(1993)에 의해서 정리된 실험데이터를 유한요소 해석과 비교하였다. 수치해석에 이용된 보는 그림 10에 도시된 바와 같이 크기가 5 mm×20 mm인 노치를 포함하고 있으며 보의 전체크기는 400 mm×100 mm×100 mm이다. 보에 가해지는 전체하중 F는 중앙에 가까운 위치에  $F_1=10/11F$  그리고 보의 왼쪽 끝 지점에  $F_2=1/11F$ 로 나누어 가해졌다. 노치 왼쪽에 위치한 지지점은 수직방향으로만 고정되었으며 보의 오른쪽부분에 지지된 지점은 수평과 수직방향으로 모두 고정되어 있다.

보에 사용된 콘크리트의 재료특성치는 압축강도가  $f_c=36.5$  MPa, 인장강도는  $f_t=2.8$  MPa, 탄성계수는  $E=35,000$  MPa, 포아송비는 그리고 파괴에너지는  $G_f=0.07$  Nm/mm<sup>2</sup>이다. 유한요소해석에는 131개의 9절점 쉘요소를 이용하였으며 이때 평면 응력상태를 모사하기 위하여 모든 절점의 병진변위  $u, v$ 를 제외한 자유도는 고정시켰다. 유한요소해석 시 호장법을 사용하였으며 강성행렬을 형성하기 위하여 정상적분을 사용하였다. 해석을 통하여 후-정점하중 이후의 거동이 실험데이터와는 다소 상이한 결과를 나타내었다. 실험에 비해 수치해석으로 구해진 해는 보가 다소 유연하게 표현되었으며 해석시 보의 정점하중이 실험값의 약 84%로 나타났다. 이는 가압관 주위에서 심한 균열로 인해 최대하중이 실험결과보다 다소 작게 평가되었다. 그러나 보의 하중-변위 경로의 형태는 전체적으로 실험결과와 유사하였다. 참고로 단일 노치 보의 실험결과는 분산된 데이터로 주어지나 본 연구의 수치해석결과와 비교된 실험데이터는 문헌상의 값을 그대로 사용하였다.

#### 4.4 실린더 쉘

등분포하중이 작용하는 가변두께를 가진 포물선형태로 된 실린더 쉘을 개발한 쉘요소를 이용하여 해석하였다. 이 수치

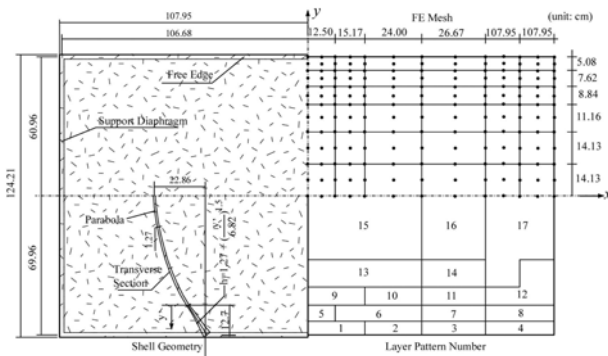


그림 11. 실린더 셸의 형상 및 유한요소망

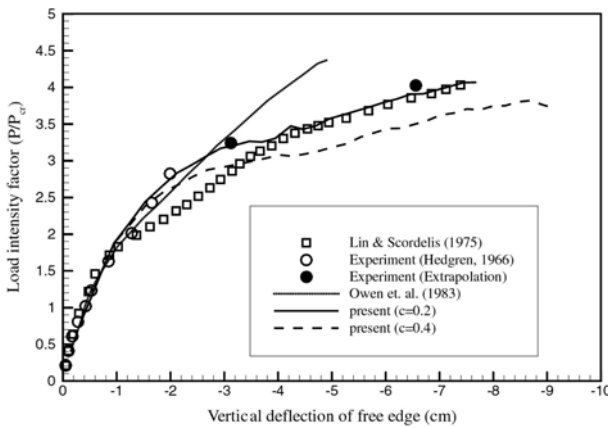


그림 12. 실린더 셸의 하중-처짐관계

예제는 Hdegren(1967)에 의해서 실험적으로 연구되었으며 Owen과 Figueiras(1984)에 의해서 수치적으로 연구되었다. 셸의 곡면면은 그림 11에 도시한 바와 같이 다이어프램으로 지지되어 있고 직선면은 자유단이다. 셸의 층은 17가지 패턴으로 이루어져 있으며 참고문헌(Hdegren, 1967)에 상세히 기술되어 있다. 각 층의 패턴의 위치는 그림 11에 도시하였다. 콘크리트의 탄성계수는  $E_c=20.69$  GPa이고 포아송비는  $\nu=0.145$ 이다. 콘크리트의 압축강도는  $f_c=30.2$  MPa이고 인장강도는  $f_t=4.8$  MPa이다. 철근은 No. 3, No. 4 그리고 No. 9 철근이 각각 사용되었다.

이 수치예제는 해석을 위하여 셸의 1/4을  $6 \times 6$  유한요소를 이용하여 이산화하였다. 그리고 인장강성지수  $c=0.2$ 와  $c=0.4$ 에 따른 셸 거동의 민감도를 조사하였다. 해석결과로부터 인장강성효과는 하중-변위경로에 직접적으로 영향을 미치므로 셸의 파괴하중수준에 영향을 미치는 것으로 나타났다. 해석결과로부터 인장강성지수  $c=0.2$ 를 사용하여 구한 해가 실험결과와 가장 잘 일치하는 것으로 나타났다. 그림 12에 도시한 바와 같이 Owen *et al.*에 의해 제시된 해를 제외하면 모두 유사한 파괴하중값을 가지는 것으로 나타났다. 그러나 그림 12에 도시된 실험데이터는 Hedgren의 실험결과를 의심하여 완성하였으므로 해석결과를 해석할 때 불확실성을 고려하여야 한다. 그림 12의 하중계수는  $P_{cr}=0.384$  N/cm<sup>2</sup>로 정규화하였다.

#### 4.5 이방향 평판

McNeice(1978)에 의해서 실험적으로 연구된 이방향 평판은 면외하중에 대한 성능을 검증하기에 적절하다. 이 평판은 중앙에 집중하중을 받는 정사각형 판으로 많은 연구자들에 의

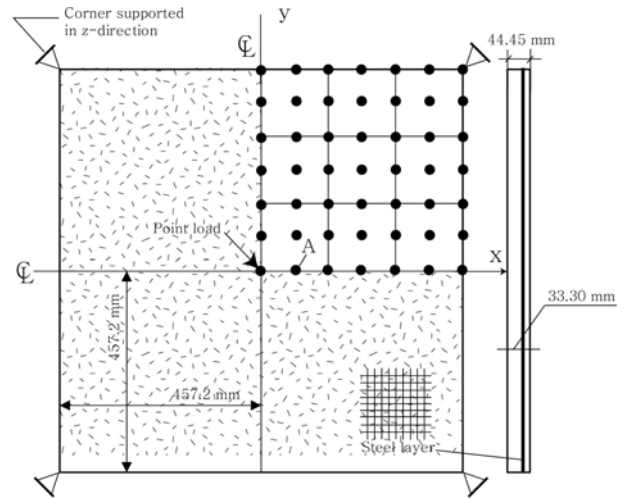


그림 13. McNeice 슬래브의 형상과 유한요소망

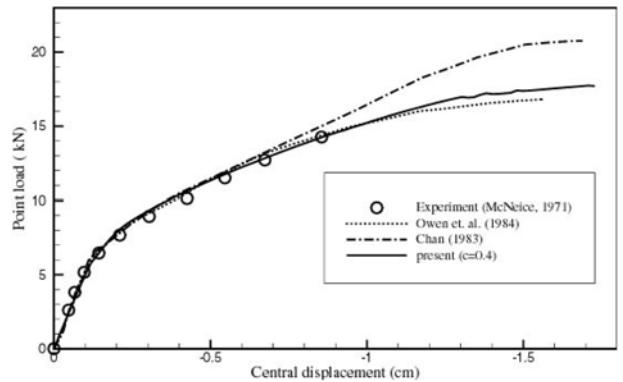


그림 14. McNeice 슬래브의 하중-변위관계

해서 해석에 이용되었다. 판의 형상은 그림 13에 도시하였다.

판의 길이는 914.4 mm이고, 두께는 44.45 mm 그리고 철근의 위치는 두께방향으로 33.3 mm이다. 콘크리트의 탄성계수는  $E_c=28.6$  GPa, 포아송비는  $\nu=0.15$ 이다. 콘크리트의 압축강도는  $f_c=37.92$  MPa이고 압축강도와 인장강도 비( $f_t/f_c$ )는  $8.36 \times 10^{-2}$ 이다. 철근의 탄성계수와 항복강도는 각각  $E_s=200$  GPa,  $f_y=404.82$  MPa이다. 철근은 x와 y방향으로 같은 양의 철근비  $\rho_x=\rho_y=0.0085$ 로 배근되었다.

유한요소해석에는 판의 1/4를  $3 \times 3$ 로 균등하게 나누어 수행하였다. 그림 14는 판의 중앙근처 A점에서 하중-변위를 도시한 것이다. 실험으로부터 변위는 1.0 cm까지만 추출되어 비교연구를 위하여 두 개의 유한요소 참고해를 이용하였다. 그림 14에 도시된 바와 같이 인장강성지수  $c=0.4$ 일 때 해석결과는 실험결과와 잘 일치하였다. 예측된 파괴하중은 Owen *et al.*(1984)에 의해서 제시된 결과와 비슷하였다. 그러나 Chan(1983)에 의해서 제시된 유한요소 해는 기하학적인 비선형효과를 고려하지 않아 다른 해와 일치하지 않았다.

#### 4.6 한국표준형 원전 격납건물

한국표준형 원전 격납건물은 상부에 반구형 돔과 하부에 원통형벽체 그리고 기초슬래브로 이루어져 있으며, 포스트텐션 시스템을 도입한 프리스트레스 콘크리트 구조물이다. 격납건물의 형상을 그림 15에 도시하였다.

격납건물에 사용된 콘크리트의 압축강도는  $f_c=38$  MPa이며 포아송비는  $\nu=0.17$ 이고 밀도는  $\rho=0.0025$  kg/cm<sup>3</sup>이다. 철근

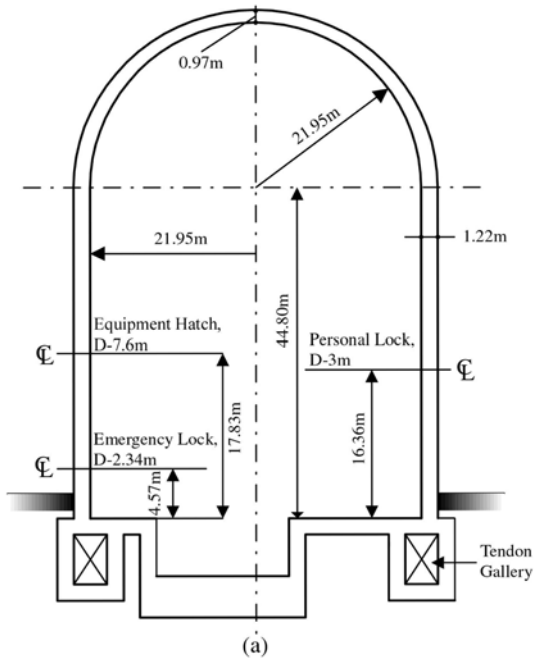


그림 15. 격납건물의 형상

의 탄성계수, 포아송비 그리고 항복강도는 각각  $E_s=200,000$  MPa,  $\nu=0.2$ ,  $f_y=413$  MPa을 사용하였다.

격납건물에 작용하는 하중은 자중, 텐던의 프리스트레스력 그리고 사고발생시 격납건물의 내부에서 작용하는 압력으로 나누어진다. 자중은 콘크리트의 단위중량을 이용하여 계산하였고 프리스트레스력은 외력으로 환산하여 격납건물의 외벽에  $q_e=5.414$  kgf/cm<sup>2</sup>의 등분포하중으로 작용하게 하였다.

이 논문에서는 격납건물의 전반적인 거동에 초점을 두어 가용 개구부를 생략하여 원통형 벽체 및 돔에 대해서 1/4만 고려하였다. 또한 격납건물의 기초매트와 벽체 하단부에서 전단이나 굽힘 모멘트에 의한 국부적인 파괴모드보다 전반적인 비선형거동에 초점을 두어 기초매트를 생략하였다. 격납건물의 기초매트는 벽체나 돔에 비해서 콘크리트의 두께가 상당히 크기 때문에 들림에 의한 영향은 거의 없는 것으로 나타났다(이홍표 등, 2004). 따라서 유한요소해석 시 기초매트를 생략해도 격납건물의 전체적인 거동에는 큰 영향이 없을 것으로 사료된다.

유한요소망을 생성하기 위해 그림 16과 같이 벽체와 돔에서 높이에 따라 각각 8개와 5개로 요소를 분할하였고 원환방향으로 5개의 요소로 분할하여 격납건물 해석을 위한 9절점 쉘 유한요소망을 생성하였다. 격납건물은 두께방향으로 총 8개의 콘크리트 층으로 분할하였고 콘크리트 층 안에 2개의 철근 층을 분산모델로 이산화 하였다.

내압 증가에 따른 최대변위는 그림 16의 #1 단면 하단으로부터 20.6m인 지점에서 원환방향으로 발생하였으며, 그 결과를 ABAQUS(2007) 결과와 비교하여 그림 17에 도시하였다. 참고로, Abaqus 해석시 콘크리트는 축대칭요소(Cax4R)로, 철근은 Rebar 요소를 이용하였다. 유한요소 해석 결과로부터 균열발생전의 초기강성이 비슷하게 나타났고, 초기균열은 내압이 0.83 MPa일 때 발생하였다. 인장강성지수 값에 따라서 균열후 거동은 비교적 민감하기 때문에 격납건물의 극한내압해석이나 비선형해석시 콘크리트와 철근과의 부착으로 인한 효과를 적절하게 고려해야 한다.

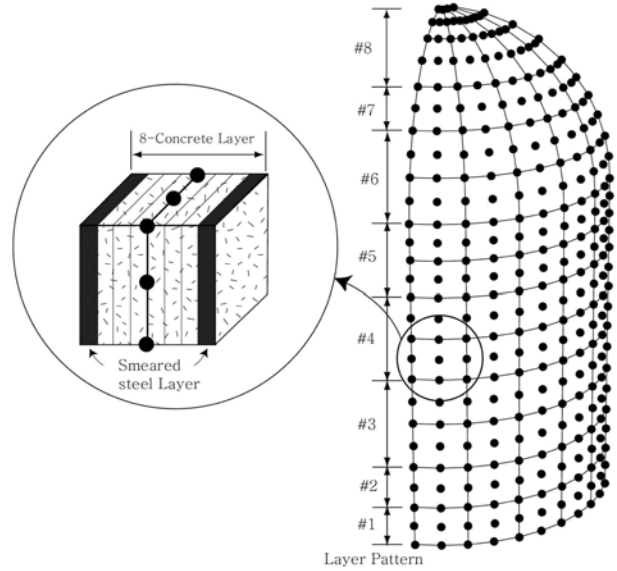


그림 16. 격납건물의 유한요소망

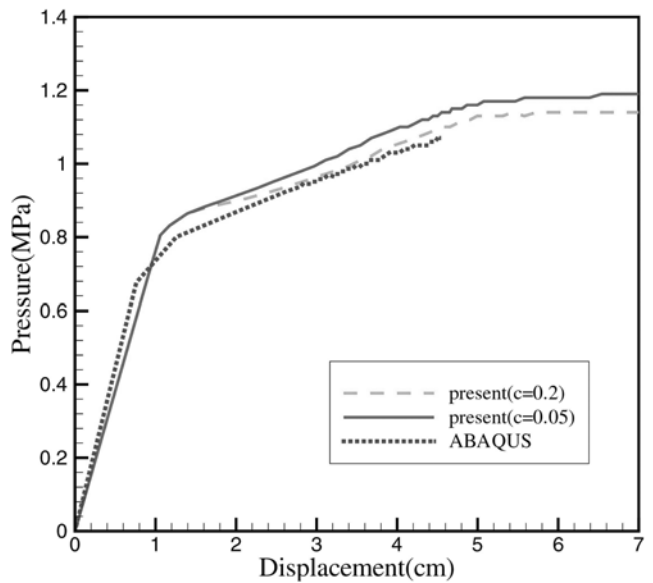


그림 17. 격납건물의 최대 하중-변위관계

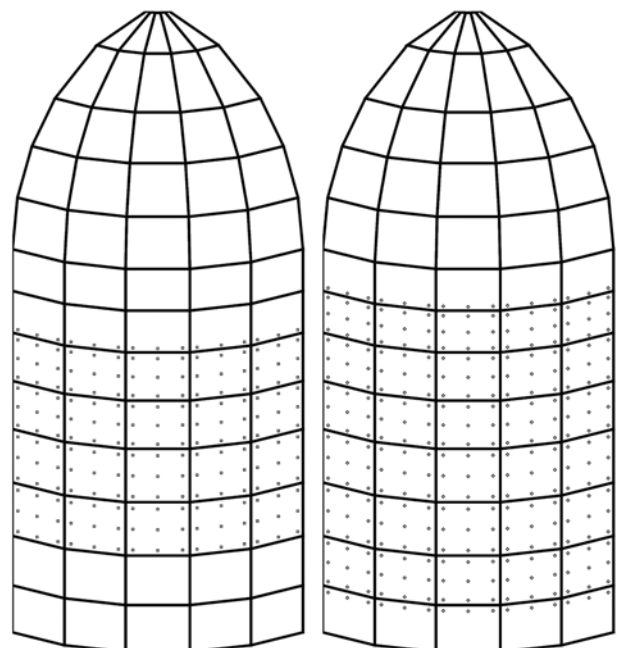


그림 18. 균열패턴(내압=0.83MPa): (좌)내측벽체, (우)외측벽체



콘크리트의 초기균열이 발생한 0.83 MPa에서의 균열도를 그림 18에 도시하였다. 그림 18에 도시한 바와 같이 균열은 벽체 중간부위에서 발생하였고, 내측보다는 외측면에서 과다하게 나타났다. 내압이 증가할수록 균열은 점진적으로 벽체 상부와 뒀 부위로 퍼져나가고 콘크리트가 파괴를 일으킨 내압  $p=1.14$  MPa( $c=0.2$ )에서는 격납건물의 모든 부위에서 균열이 발생하였다. 이때 콘크리트의 파괴모드는 인장파괴였다.

## 5. 결 론

이 논문에서는 원전 격납건물의 극한내압능력 평가를 위해서 9절점 퇴화 고체 쉘 유한요소를 정식화 하였고 철근콘크리트의 비선형거동을 예측하기 위해 미시적인 재료모델을 도입한 쉘 유한요소 해석프로그램을 작성하였다. 작성한 쉘 유한요소의 성능을 검증하기 위해서 철근비와 하중조합이 다양한 패널과 후정점하중 해석, 전단벽체의 균열 예측, 면외 하중 검증을 위한 슬래브, 곡물을 갖는 실린더 쉘 그리고 한국표준형 원전 격납건물의 극한내압능력을 해석하였다. 해석결과로부터 이 논문에서 작성한 NUCAS 쉘 유한요소 해석프로그램은 원전 격납건물의 균열발생 지점과 비선형거동을 잘 예측할 수 있었고, 다양한 형태의 철근콘크리트 구조물의 비선형해석에 좋은 결과를 도출하였다. 따라서 추후에 원전 극한내압능력 평가 및 구조거동예측을 위한 해석툴로 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

## 감사의 글

이 연구는 한국수력원자력(주) 원자력연구개발사업의 연구 지원으로 수행되었기에 감사드립니다.

## 참고문헌

이상진, 이홍표, 서정문(2002) 철근콘크리트 격납건물의 비선형해석을 위한 유한요소 해석프로그램 NUCAS, 한국원자력연구소, KAERI/TR-2076/2002.

이상근, 조명석, 송영철(2001) 콘크리트 이축 응력시험, 전력연구원 과기부 수탁과제 2차년도 보고서, TM.99NE02.P2001.178.

이홍표, 전영선, 서정문, 신재철(2004) 이축 인장하중을 받는 원전 격납건물 벽체패널의 비선형 유한요소해석, 대한토목학회 논문집, 대한토목학회, 제24권, 제6A호, pp. 1333-1343.

이홍표, 전영선, 최인길, 서정문(2004) 프리스트레스 콘크리트 격납건물 1/4 축소모델의 비선형해석에 대한 연구, 한국원자력 연구소, KAERI/TR-2740/2004.

현대건설기술연구소(2001) 프리스트레스 콘크리트 격납건물 부재 실험, 한국원자력연구소 위탁연구보고서, KAERI/CM-493.

岡村甫, 前川宏一 (1991) 鐵筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版.

Abaqus (2007) Standard User's manual(Ver.678), Dassault Systemes Simulia, Inc..

Ahmad, S., Irons, B.M., and Zienkiewicz, O.C. (1970) Analysis of thick and thin shell structures by curved finite elements, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 2, pp. 419-451.

Aoyagi, Y. and Yamada, K. (1984) Strength and deformation characteristics of RC shell elements subjected to in-plane forces, *Concrete Library International JSCE*, No. 4, pp. 129-160.

Arrea, M. and Ingraffea, A.R. (1982) *Mixed-mode crack propagation in mortar and concrete*, Report 81-13, Cornell University, New York, USA.

Cervenka, V. and Gerstle, K.H. (1971) Inelastic analysis of reinforced concrete panels, Part I: Theory, *International Association of Bridge and Structural Engineers Publications*, Vol. 31, pp. 31-45.

Chan, E.C. (1983) Nonlinear geometric, material and time dependent analysis of reinforced concrete shells with edge beams, Ph.D. Dissertation, UC Berkeley, SESM Report No. 82-8.

Clauss, D.B. (1989) *Round robin analysis of the behavior of a 1:6 scale reinforced concrete containment model pressurized to failure: posttest evaluations*, SNL, SAND89-0349, NUREG/CR-5341.

Dameron, R.A., Rashid, Y.R., and Sullaway, M.F. (1998) *Pretest prediction analysis and posttest correlation of the Sizewell-B 1:10 scale prestressed concrete containment model test*, SNL, SAND90-7117, NUREG/CR-5671.

Dvorkin, E.N. and Bathe, K.J. (1984) A continuum mechanics based on four-node shell element for general nonlinear analysis, *Engineering Computations*, Vol. 1, pp. 77-88.

Hedgren, A.W. and Billington, D.P. (1967) Mortar model test on a cylindrical shell of varying curvature and thickness, *Journal of the American Concrete Institute*, Vol. 64, No. 2, pp. 73-83.

Lin, C.H. and Scordelis, A.C. (1975) Finite element study of a reinforced concrete cylindrical shell through elastic, cracking, and ultimate ranges, *ACI Journal*, Vol. 72, No. 11, pp. 628-633.

Joffreit, J.C. and McNeice, G.M. (1971) Finite element analysis of reinforced concrete slabs, *ASCE*, Vol. 97, ST3, pp. 785-806.

Niwa, K. (1980) *The structural characteristic of reinforced concrete panel*, Msc. thesis, Department of civil engineering, University of Tokyo.

Owen, D.R.J. and Figueiras, J.A. (1984) Ultimate load analysis of reinforced concrete plates and shells including geometric nonlinear effect in the *finite element software for plates and shells*, Pineridge Press, Swansea.

Reissner, E. (1945) The effect of transverse shear deformation on the bending of elastic plate, *ASME, Journal of Applied Mechanics*, Vol. 12, pp. 69-77.

Sandia National Laboratories (1997) *PCCV round robin analysis*.

Schlangen, E. (1993) *Experimental and numerical analysis of fracture processes in concrete*, Dissertation, Delft University of Technology, Netherlands.

Stolaski, H. and Belytscho, T. (1983) Shear and membrane locking in curved  $C^0$  element, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 49, pp. 279-296.

Taylor, R.L. (1999) FEAP-A finite element analysis program, Version 7.1, User Manual.

Vecchio, F.J. and Collins, M.P. (1982) *The response of reinforced concrete to in-plane shear and normal stress*, Report No. 82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, Canada.

(접수일: 2007.2.21/심사일: 2007.7.18/심사완료일: 2009.7.8)