

# 한국형 원전 격납건물의 비선형해석에 관한 연구

## A Study on the Nonlinear Analysis of Containment Building in Korea Standard Nuclear Power Plant

이 홍 표† 전 영 선\* 이 상 진\*\*

Lee, Hong-Pyo Choun, Young-Sun Lee, Sang-Jin

(논문접수일 : 2007년 2월 26일 ; 심사종료일 : 2007년 5월 17일)

### 요 지

이 논문에서는 원전 격납건물의 극한내압능력 및 파괴모드 평가를 위해 개발된 비선형 유한요소해석 프로그램 NUCAS 코드에 대하여 기술하였다. NUCAS는 미시적인 재료모델을 도입한 퇴화 쉘 요소와 탄소성 재료모델을 도입한 저차고체요소로 구성되어 있고, 퇴화 쉘 요소와 저차고체요소는 유한요소에서 발생할 수 있는 강성과대(overstiffness) 및 묶임현상(locking phenomenon)을 방지하기 위해서 각각 가변형도법(assumed strain method)과 개선된 가변형도법(enhanced assumed strain method)을 적용하였다. 개발된 NUCAS코드의 성능을 검증하기 위해서 다양한 철근콘크리트 구조물의 벤치마크 테스트를 수행하였고, 그 결과로부터 이 논문에서 개발한 유한요소해석 프로그램의 해석결과는 실험결과와 잘 일치하였다.

**핵심용어** : NUCAS, 격납건물, 미시적인 재료모델, 탄소성 재료모델, 퇴화 쉘 요소, 저차고체요소, 비선형 유한요소해석

### Abstract

In this paper, a nonlinear finite element analysis program NUCAS, which has been developed for assessment of ultimate pressure capacity and failure mode for nuclear containment building is described. Degenerated shell element with assumed strain method and low-order solid element with enhanced assumed strain method is adapted to microscopic material and elasto-plastic material model, 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** : NUCAS, containment, microscopic material model, elasto-plastic material model, degenerated shell element, low-order solid element, nonlinear finite element analysis

### 1. 서 론

원전 격납건물은 사고발생시 방사능 물질의 외부 유출을 차폐하는 최후의 방벽역할 역할을 하기 때문에 격납건물의 구조적 안전성능을 검증하는 일은 필수적이다. 따라서 이를 위한 격납건물의 성능평가방법을 개발하기 위한 연구가 국내 외에서 활발하게 진행되고 있다. 국내의 경우 원전 격납건물의 건설에 사용된 철근콘크리트(현대건설기술연구소, 2001) 및 무근콘크리트(이상근 등, 2001)에 대한 재료특성을 이해하기 위한 재료실험과 이를 바탕으로 한 수치해석모델(이상

진 등, 2002)의 개발 등과 같은 일련의 연구가 진행되고 있다. 외국의 경우 격납건물의 부재단계 실험은 물론이고 축소 모델 실험(SNL, 2003)을 수행하여 격납건물의 기능적인 파괴와 구조적인 파괴거동을 분석하고자 하였다.

이 논문에서는 지금까지 진행된 격납건물 전용 해석프로그램 NUCAS 코드의 개발현황을 기술하였다. NUCAS 코드의 유한요소모델은 쉘 요소와 고체요소를 이용하였고, 재료모델은 미시적인 재료모델(岡村南 등, 1991)과 탄소성 재료모델을 도입하였다. 또한 콘크리트에 균열이 발생된 후에 나타나는 복잡한 비선형거동을 추적하기 위해서 호장법(arc-length con-

† 책임저자, 정회원 · 한전 전력연구원 연구원  
Tel: 042-865-57556 ; Fax: 042-865-5725  
E-mail: hplee@kepri.re.kr

\* 정회원 · 한국원자력연구원 책임기술원

\*\* 정회원 · 경상대학교 건축학부 조교수

· 이 논문에 대한 토론을 2007년 8월 31일까지 본 학회에 보내주시면 2007년 10월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

tol)을 도입한 해석알고리즘을 이용하였다. 개발된 NUCAS 코드의 성능을 검증하기 위해서 다양한 구조물 및 격납건물에 대한 수치해석을 수행하였고, 그 결과로부터 이 논문에서 제시한 프로그램의 해석결과와 실험결과 값이 유사하게 나타났다.

### 2. NUCAS

NUCAS(NUclear Containment Analysis System) 코드는 미국의 버클리 대학 R.L. Taylor교수가 개발한 FEAP(Finite Element Analysis Program)에 기반을 두어 요소 및 재료모델을 이식하였다(그림 1 참조). 요소에는 가변형도법을 도입한 8, 9절점 퇴화 쉘 요소와 EAS(Enhanced Assumed Strain)법을 도입한 저차고체요소를 사용하였고, 콘크리트에는 미시적인 재료모델과 탄소성 재료모델을 적용하였다. 철근과 텐던은 압축과 인장영역에서 동일한 거동을 하는 것으로 가정하여 탄소성모델을 적용하였다. 그리고 텐던은 임의의 위치에서 구현이 가능하도록 삽입(embedded)기법을 도입하여 모델링 하였다.

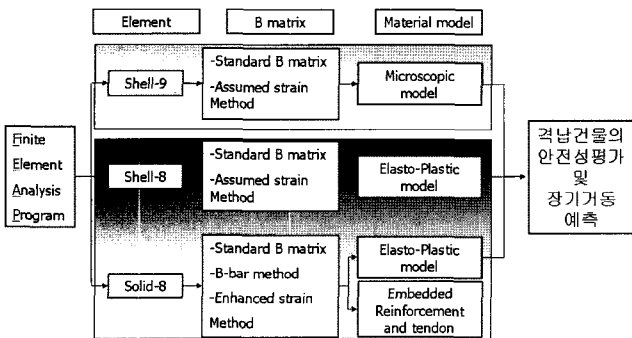


그림 1 프로그램의 구성

### 3. 철근콘크리트 재료모델

이 논문에서는 철근콘크리트의 비선형거동을 표현하기 위해서 Maekawa 등이 제안한 미시적인 재료모델과 Drucker-Prager(1951)파괴기준을 도입한 탄소성 재료모델을 쉘 요소와 저차고체요소에 각각 사용하였다.

미시적인 재료모델은 철근콘크리트 구조물의 거동을 철근과 콘크리트의 거동특성으로 나누어 나타냈으며, 등가응력-등가변형도의 관계를 이용하여 다차원의 값으로 표현되는 응력과 변형도를 일차원의 관계로 표현하였다. 철근콘크리트는 균열이 발생하는 시점을 기준으로 재료적인 거동에 큰 변화가 생기는데, 이 모델은 그림 2에 도시한 바와 같이 균열발생전과 후에 나타나는 콘크리트의 거동을 표현할 수 있는 재료모델로 구성되어 있다. 이 재료모델은 등가응력-등가변형

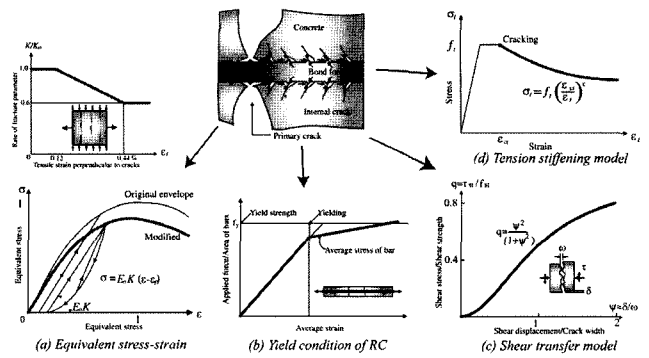


그림 2 미시적인 재료모델의 개념도

도의 수준을 결정하고, 콘크리트에 균열이 발생하면 부착응력을 고려하는 인장강성모델(tension stiffening model)과 균열면에서의 전단전달메카니즘 그리고 압축응력면에서 균열된 콘크리트의 압축강도감소모델 등으로 콘크리트의 재료적 거동을 나타내고 있다. 이때 균열발생을 측정하는 기준은 압축-인장영역에서는 Niwa(1980)가 제안한 응력포락선을 도입하였고, 인장-인장영역에서는 Aoygi-Yamada(1984)가 제안한 응력포락선을 사용하였다. 콘크리트의 응력이 균열발생 기준 값에 도달하고 주변형도값 또한 한계변형도값에 이르면 균열이 발생한 것으로 가정하였다.

Drucker-Prager 파괴기준을 도입한 탄소성 재료모델(그림 3)의 항복기준은 다음과 같이 항복면을 정의하였다.

$$f(I_1, J_2) = [\alpha I_1 + 3\beta J_2]^2 = \sigma_0 \tag{1}$$

여기서  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 콘크리트의 재료매개변수이고,  $\sigma_0$ 는 등가유�효응력값으로 1축 압축실험으로부터 구할 수 있다. 그리고  $I_1$ 과  $J_2$ 는 응력불변량이다. 재료상수  $\alpha$ 와  $\beta$ 는 이축 응력 실험(이상근 등, 2001)으로부터  $\alpha = -0.3799\sigma_0$ ,  $\beta = 1.3799$ 의 값을 도출하였다(이홍표 등, 2004b).

콘크리트의 균열은 최대인장응력이나 최대인장변형률기준을 이용하여 결정할 수 있는데 탄소성모델에는 최대인장응력 기준을 사용하여 분산균열모델(smearred cracking model)을 도입하였다. 즉, 최대주응력이 인장강도보다 크게 되면 주응력방향과 직각인 방향으로 균열이 발생하는 것으로 가정하였다. 그리고 균열의 방향은 균열이 생긴 후 고정되는 것으로 가정하는 고정균열모델(fixed crack model)을 적용하여 각 적분점에서 최대 세 개의 균열을 허용하였다.

콘크리트에 균열이 발생하면 응력-변형률관계는 점차 감소하게 된다. 이러한 현상을 인장연화(tension softening)라고 하고 격납건물에 사용된 재료를 바탕으로 수행된 직접인장실험(이상근 등, 2002)으로부터 지수함수 형태의 인장연화모

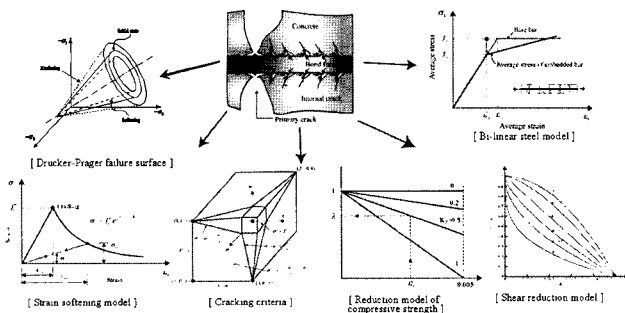


그림 3 탄소성 재료모델의 개념도

델이 가장 적합한 것으로 나타났다. 이때의 콘크리트 파괴에너지(fracture energy)는 대략 160~250N/m으로 평가되었다.

따라서 이 논문에서는 콘크리트의 인장연화현상을 묘사하기 위해 다음 식과 같이 지수함수 형태의 연화모델을 사용하였다.

$$\sigma_t = f_t' e^{\frac{1}{\alpha}(\epsilon_{cr} - \epsilon_t)} \quad (2)$$

여기서  $\epsilon_{cr}$ 는 콘크리트의 균열변형률이고 연성매개변수  $\alpha = G_f/f_t' l_c$ 이다. 각 적분점에서의 유효길이  $l_c$ 는  $(dV)^{1/3}$ 로 정의되며  $dV$ 는 유한요소 적분점에서 콘크리트의 부피를 나타낸다.

#### 4. 유한요소 모델

##### 4.1 퇴화 쉘 유한요소

이 논문에서는 등매개요소를 변형시켜 구성하는 퇴화 쉘 고체요소(Ahmad 등, 1970)를 도입하였다. 퇴화 쉘 고체요소는 특정한 쉘 이론에 구애받지 않고 임의의 쉘 구조를 이산화 할 수 있으며, 비선형으로의 확대가 쉬우므로 가장 많이 사용된다.

##### 4.1.1 Reissner-Mindlin 가정

쉘의 휨변형도뿐만 아니라 전단변형까지 고려하기 위해 Reissner-Mindlin(RM, 1945) 가정을 도입하였다. 도입된 가정을 정리하면 다음과 같다.

- a) 변형전 중층에 수직한 법선은 변형 후에도 직선을 유지한다. 그러나 변형 후 중층에 반드시 수직일 필요는 없다.
- b) 중층에 수직한 법선방향 응력은 0이라고 가정한다.

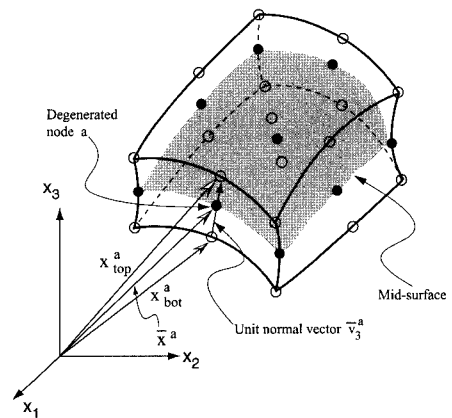


그림 4 쉘의 형상

##### 4.1.2 쉘의 형상

쉘 요소의 형태는 두 개의 위치벡터로 표현되어 질 수 있다. 그림 4에 도시한 바와 같이 두 개의 벡터는 고체 쉘 요소가 퇴화 쉘 요소로 퇴화하기 전의 상층면과 하층면을 나타내는 위치벡터이다. 두 위치벡터  $x_{top}^a$ 와  $x_{bot}^a$ 를 이용하면 쉘 요소의 형상은 다음과 같이 정의된다.

$$\mathbf{x}(\xi_1, \xi_2, \xi_3) = \sum_{a=1}^9 N_a(\xi_1, \xi_2) \left[ \left( \frac{1+\xi_3}{2} \right) \mathbf{x}_{top}^a + \left( \frac{1-\xi_3}{2} \right) \mathbf{x}_{bot}^a \right] \quad (3)$$

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

$$\mathbf{x}(\xi_1, \xi_2, \xi_3) = \sum_{a=1}^9 N_a(\xi_1, \xi_2) \left[ \bar{\mathbf{x}}^a + \frac{\xi_3 h^a}{2} \hat{\mathbf{v}}_3^a \right] \quad (4)$$

따라서 쉘의 형상을 벡터의 형식으로 쓰면 다음과 같다.

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} = \sum_{a=1}^9 N_a \begin{Bmatrix} \bar{x}_1 \\ \bar{x}_2 \\ \bar{x}_3 \end{Bmatrix} + \sum_{a=1}^9 \frac{\xi_3 h^a}{2} \begin{Bmatrix} \hat{v}_{3x}^a \\ \hat{v}_{3y}^a \\ \hat{v}_{3z}^a \end{Bmatrix} \quad (5)$$

여기서  $\hat{v}_{3x}^a, \hat{v}_{3y}^a, \hat{v}_{3z}^a$ 는 벡터  $\hat{v}_3^a$ 의 전체좌표계에 대한 성분을 나타낸다.

##### 4.1.3 쉘의 변위장

쉘의 변위장은 쉘의 자유도에 따라서 다르게 정의될 수 있다. 이 논문에서는 절점당 5개의 자유도를 가지는 쉘 요소에

대한 변위장에 대하여 기술하였다. 절점의 병진변위값은 전체좌표계에 준하고 회전변위의 경우는 절점좌표계  $v_a^i$ 에 준하는 것으로 정의한다. 따라서 변위장은 다음과 같이 표현된다.

$$u(\xi_1, \xi_2, \xi_3) = \sum_{a=1}^9 N_a(\xi_1, \xi_2) \left[ u^a + \frac{\xi_3 h^a}{2} \bar{V}^a \alpha^a \right] \quad (6)$$

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

$$\begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \sum_{a=1}^9 N_a \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 1/2 \xi_3 h^a \hat{v}_{1x}^a & 1/2 \xi_3 h^a \hat{v}_{2x}^a \\ 0 & 1 & 0 & 1/2 \xi_3 h^a \hat{v}_{1y}^a & 1/2 \xi_3 h^a \hat{v}_{2y}^a \\ 0 & 0 & 1 & 1/2 \xi_3 h^a \hat{v}_{1z}^a & 1/2 \xi_3 h^a \hat{v}_{2z}^a \end{bmatrix} \quad (7)$$

#### 4.1.4 셀의 변형도

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

$$\begin{Bmatrix} \epsilon'_{11} \\ \epsilon'_{22} \\ \epsilon'_{12} \\ \dots \\ \epsilon'_{23} \\ \epsilon'_{13} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u'_{1,1} \\ u'_{2,2} \\ u'_{2,1} + u'_{1,2} \\ \dots \\ u'_{2,3} + u'_{3,2} \\ u'_{1,3} + u'_{3,1} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

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

### 4.2 저차고체 유한요소

#### 4.2.1 고체요소의 형상과 변위장

이 논문에서는 고체 유한요소를 형성하기 위해 변위와 기하학적 형상에 동일한 형상함수(shape function)를 적용하는 등매개변수법을 사용하였다. 등매개변수법은 변위의 적합조건을 항상 만족하며 불규칙한 기하학적 형상도 비교적 잘 표현하므로 가장 많이 사용된다. 따라서 표준 8절점 고체요

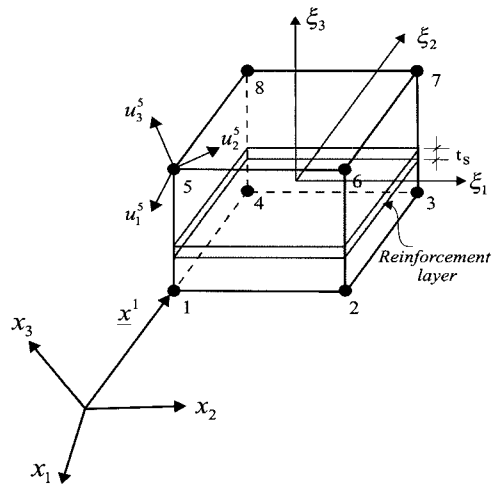


그림 5 표준 8절점 고체요소

소의 위치벡터와 변위장은 다음과 같다.

$$\mathbf{x} = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix} = \sum_{a=1}^8 N_a(\xi_1, \xi_2, \xi_3) \begin{Bmatrix} x_1^a \\ x_2^a \\ x_3^a \end{Bmatrix} \quad (9)$$

$$\mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = \sum_{a=1}^8 N_a(\xi_1, \xi_2, \xi_3) \begin{Bmatrix} u_1^a \\ u_2^a \\ u_3^a \end{Bmatrix} \quad (10)$$

여기서,  $a$ 는 절점번호를 나타내며  $x_1^a, x_2^a, x_3^a$ 와  $u_1^a, u_2^a, u_3^a$ 은 절점  $a$ 에서 각각 직각좌표값과 변위를 나타낸다. 그리고 요소의 형상함수  $N_a$ 는 다음과 같다.

$$N_a = \frac{1}{8} (1 + \xi_1 \xi_1^a) (1 + \xi_2 \xi_2^a) (1 + \xi_3 \xi_3^a), \quad (a = 1, 8) \quad (11)$$

여기서,  $\xi_1^a, \xi_2^a, \xi_3^a$ 은 절점  $a$ 의 자연좌표값이다.

절점의 위치는 그림 5에 도시한 바와 같고 각 절점은 3개의 이동변위를 갖는다. 그리고 고체요소 내부에 일정한 두께  $t_s$ 의 철근 층이 있다고 가정하였다. 이때 철근의 방향성은 자연좌표계와 철근이 이루는 각도를 이용하여 철근 층의 강성행렬을 형성할 때 고려하였다.

#### 4.2.2 고체요소의 변형률

변형률항은 변위성분의 미분값을 사용하여 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (12)$$

여기서 고체요소의 변형률은 6개의 성분  $\epsilon_{11}$ ,  $\epsilon_{22}$ ,  $\epsilon_{33}$ ,  $\epsilon_{12}$ ,  $\epsilon_{23}$ ,  $\epsilon_{13}$  을 가진다.

이산화된 유한요소영역에서 변형률-변위행렬은 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$B^a = L[\epsilon] \tag{13}$$

여기서 미분연산부호 L은 다음과 같다.

$$L^T = \{ \partial/\partial u_1^a, \partial/\partial u_2^a, \partial/\partial u_3^a \} \tag{14}$$

그리고 절점 a와 연관된 행렬  $B^a$ 는 다음과 같다.

$$B^a = \begin{bmatrix} N_{a,1} & 0 & 0 \\ 0 & N_{a,2} & 0 \\ 0 & 0 & N_{a,3} \\ N_{a,2} & N_{a,1} & 0 \\ 0 & N_{a,3} & N_{a,2} \\ N_{a,3} & 0 & N_{a,1} \end{bmatrix} \tag{15}$$

여기서  $N_{a,i}(= \partial N_a / \partial x_i)$ 는 절점 a에 연관된 형상함수를 좌표  $x_i$ 에 대하여 미분한 값을 나타낸다.

#### 4.2.3 고체요소의 강성행렬

절점 a, b에 연관된 요소의 강성행렬은 다음과 같이 정의된다.

$$K^{ab(e)} = \int_{\Omega^{(e)}} [B^a]^T \cdot D \cdot B^b d\Omega \tag{16}$$

여기서  $B^a$ 와  $B^b$ 는 절점 a와 b에 연관된 변형률-변위관계의 행렬을 나타내며 재료행렬 D는 사용되는 재료에 준하여 형성된다.

### 5. 수치예제

개발된 NUCAS 코드의 성능을 검증하기 위해 다양한 형태의 철근콘크리트 구조물에 대한 유한요소해석을 수행하였다. 유한요소해석은 쉘 요소와 고체요소를 각각 이용하여 수행하였다.

#### 5.1 퇴화 쉘 요소를 이용한 수치예제

##### 5.1.1 단일노치 보

단일노치(single notch)를 가진 보의 실험데이터는 콘크리트 구조물의 후-정점하중 거동을 모사하고 균열의 진전에 대한 연구를 수행하는데 유용하게 이용되어 왔다. 이 논문에서는 Schlangen(1993)에 의해서 정리된 실험데이터를 유한요소해석과 비교하였다.

수치해석에 이용된 보는 그림 6에 도시한 바와 같이 크기가 5mm × 20mm인 노치를 포함하고 있으며, 보의 전체 크기는 400mm × 100mm × 100mm이다. 보에 가해지는 전체하중은 중앙에 가까운 위치에  $F_1 = 10/11F$  그리고 보의 왼쪽 끝지점에  $F_2 = 1/11F$ 로 나누어 가해졌다. 노치 왼쪽에 위치한 지지점은 보의 수직방향으로만 자유도가 고정되었으며 보의 오른쪽 부분에 지지된 지점은 수평과 수직방향으로 모든 자유도를 고정하였다. 보에 사용된 콘크리트의 재료특성치는 압축강도가  $f_c = 36.5N/mm^2$ , 인장강도는  $f_t = 2.8N/mm^2$ , 탄성계수  $E = 35,000N/mm^2$ , 포아송비는  $\nu = 0.15$  그리고 파괴에너지  $G_f = 0.07mm/mm^2$ 이다.

유한요소에는 131개의 요소를 사용하였고 평면응력상태를 모사하기 위하여 모든 절점의 병진변위 이외의 자유도는 고정하였다. 보의 하중-변위경로는 전체적으로 그림 6에 도시한 바와 같이 실험결과와 유사하였다. 해석을 통하여 계산된 후-정점하중 이후의 거동을 실험데이터와 비교하기 위해서 해석값중 균열이 발생하는 방향에 대한 값을 실험데이터와 비교하였다.

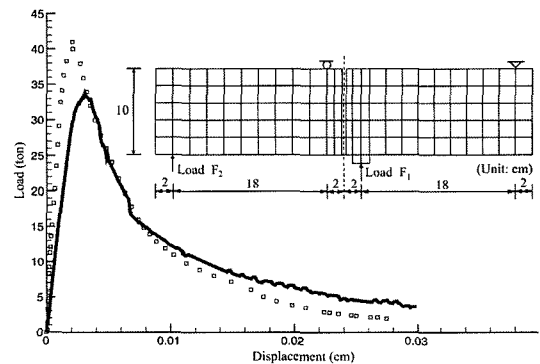


그림 6 단일노치 보의 하중-변위 곡선

##### 5.1.2 전단벽

Cervenka와 Gerstle(1971)가 실험한 전단벽은 그림 7과 같이 3개의 리브와 2개의 전단패널로 구성되어 있으며 균열패턴과 극한하중에 대한 검증을 위해 유한요소해석에 널리

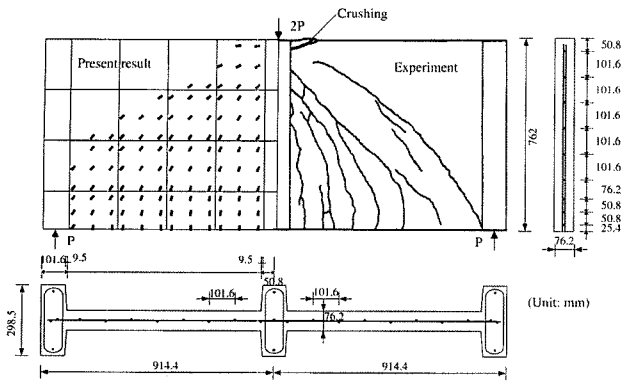


그림 7 전단벽체의 형상 및 균열패턴

인용되고 있다.

전단벽의 길이와 높이는 각각  $L = 762\text{mm}$ ,  $h = 1,828.8\text{mm}$  이고 전단벽체의 두께는  $t = 76.2\text{mm}$ , 리브의 두께  $t_r = 298.5\text{mm}$ 이다. 콘크리트의 압축강도  $f'_c = 26.8\text{MPa}$ , 인장강도  $f'_t = 3.52\text{MPa}$ 이고 탄성계수  $E = 2 \times 10^4\text{MPa}$ 이다. 포아송비  $\nu = 0.15$ 이다. 수평과 수직방향에 사용된 철근은 No. 3 ( $A_s = 7.1\text{mm}^2$ )으로 탄성계수와 항복강도는 각각  $E_s = 1.9 \times 10^5\text{MPa}$ ,  $f_{sy} = 353\text{MPa}$ 이다. 철근이 항복 후 나타나는 변형연화영역의 탄성계수는  $0.01E_s$  값으로 가정하였다. 기하학적으로 좌우대칭이므로 유한요소해석은 24개의 9절점 퇴화 쉘요소를 사용하여 벽체의 1/2를 이산화하였다. 인장강성모델에 이용된 지수는  $c = 0.4$ 이다. 유한요소해석으로부터 구한 벽체의 파괴하중은  $P_u = 118\text{kN}$ 으로 계산되었으며 실험에 의한 벽체의 파괴하중값은  $P_u = 115\text{kN}$ 이다. 가력점에서의 하중이  $P_u = 118\text{kN}$ 일 때 벽체의 균열양상을 그림 7에 도시하였다. 해석에 의해서 계산된 벽체의 파괴하중은 실험값과 매우 근사하였고 균열양상 또한 유사하게 예측할 수 있었다. 유한요소해석으로부터 실험과 마찬가지로 벽체의 가력점에서 가장 가까운 적분점에서 콘크리트의 압축이 발생하였다.

### 5.1.3 McNeice 슬래브

McNeice(1978)에 의해서 실험적으로 연구된 이방향 평판은 면외하중에 대한 성능을 검증하기에 적절하다. 이 평판은 중앙에 집중하중을 받는 정사각형 판으로 많은 연구자들에 의해서 해석에 이용되었다. 판의 형상은 그림 8에 도시하였다.

판의 길이는  $L = 914.4\text{mm}$ 이고, 두께는  $h = 44.45\text{mm}$  그리고 철근의 위치는 두께방향으로  $h_s = 33.3\text{mm}$ 이다. 콘크리트의 탄성계수는  $E_c = 28.6\text{GPa}$ , 포아송비는  $\nu = 0.15$ 이다. 콘크리트의 압축강도는  $f_c = 37.92\text{MPa}$ 이고, 압축강도와

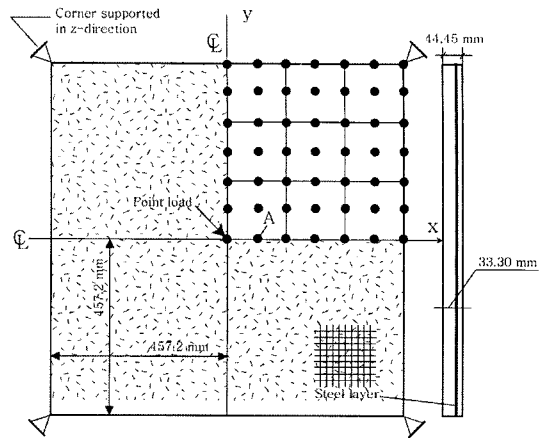


그림 8 McNeice 슬래브의 형상과 유한요소망

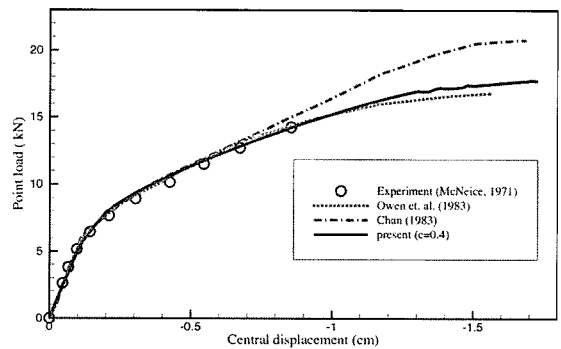


그림 9 McNeice 슬래브의 하중-변위관계

인장강도 비( $f_t/f_c$ )는  $8.36 \times 10^{-2}$ 이다. 철근의 탄성계수와 항복강도는 각각  $E_s = 200\text{GPa}$ ,  $f_y = 404.82\text{MPa}$ 이다. 철근은  $x$ 와  $y$ 방향으로 같은 양의 철근비  $\rho_x = \rho_y = 0.0085$ 로 배근되었다.

유한요소해석에는 판의 1/4를  $3 \times 3$ 로 균등하게 나누어 수행하였다. 그림 9는 판의 중앙근처 A점에서 하중-변위를 도시한 것이다. 실험으로부터 변위는 1.0cm까지만 추출되어 비교연구를 위하여 두 개의 유한요소 참고해를 이용하였다. 그림 9에 도시된 바와 같이 인장강성지수  $c = 0.4$ 일 때 해석 결과는 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.

### 5.1.4 한국표준형 격납건물

한국표준형 원전 격납건물은 상부에 반구형 돔과 하부에 원통형벽체 그리고 기초슬래브로 이루어져 있으며, 포스트텐션 시스템을 도입한 프리스트레스 콘크리트 구조물이다. 격납건물의 형상을 그림 10에 도시하였다.

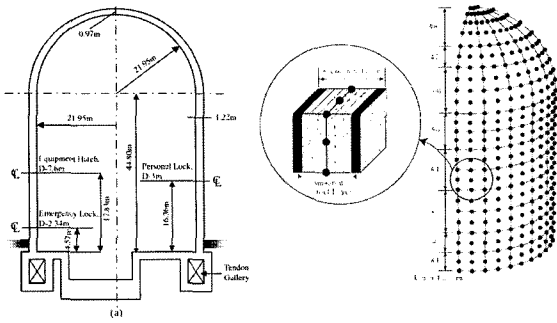


그림 10 격납건물의 형상(좌) 및 유한요소망(우)

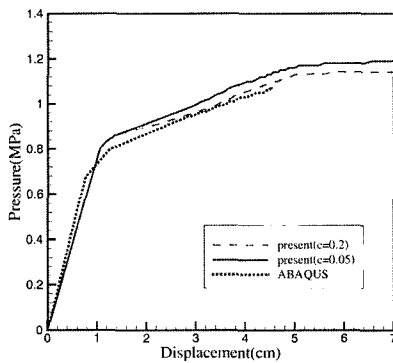


그림 11 벽체중간에서 최대 하중-변위관계

격납건물에 사용된 콘크리트의 압축강도는  $f_c = 38\text{MPa}$ 이며 포아송비는  $\nu = 0.17$ 이고 밀도는  $\rho = 0.0025\text{kg/cm}^3$ 이다. 철근의 탄성계수, 포아송비 그리고 항복강도는 각각  $E_s = 200,000\text{MPa}$ ,  $\nu = 0.2$ ,  $f_y = 413\text{MPa}$ 을 사용하였다.

격납건물에 작용하는 하중은 자중, 텐드의 프리스트레시력 그리고 사고발생시 격납건물의 내부에서 작용하는 압력으로 나누어진다. 자중은 콘크리트의 단위중량을 이용하여 계산하였고 프리스트레시력은 외력으로 환산하여 격납건물의 외벽에  $q_e = 5.414\text{kgf/cm}^2$ 의 등분포하중으로 작용하게 하였다.

격납건물의 전체적인 거동특성을 분석할 경우 가용 개구부를 생략하여 축대칭 쉘 구조물로 간주할 수 있다. 이러한 경우 해석시간도 크게 단축할 수 있으며, 유한요소망을 생성하는 방법도 매우 쉽게 적용할 수 있다. 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, 2004a). 따라서 유한요소해석 시 기초매트를 생략해도 격납건물의 전체적인 거동에는 큰 영향이 없을 것으로 사료된다.

유한요소망을 생성하기 위해 그림 10과 같이 벽체와 돔에서 높이에 따라 각각 8개와 5개로 요소를 분할하였고 원환방

향으로 5개의 요소로 분할하여 격납건물 해석을 위한 9절점 쉘 유한요소망을 생성하였다. 격납건물은 두께방향으로 총 8개의 콘크리트 층으로 분할하였고, 콘크리트 층 안에 2개의 철근 층을 분산모델로 이산화하였다.

내압 증가에 따른 최대변위는 고정단에서 20.6m인 지점에서 발생하였으며, 그 결과를 ABAQUS(2002) 결과와 비교하여 그림 11에 도시하였다. 유한요소 해석결과로부터 균열발생전의 초기강성이 비슷하게 나타났고, 초기균열은 내압이 0.83MPa 일 때 발생하였다. 인장강성지수 값에 따라서 균열후 거동은 비교적 민감하기 때문에 격납건물의 극한내압 해석이나 비선형해석시 콘크리트와 철근과의 부착으로 인한 효과를 적절하게 고려해야 한다.

## 5.2 저차고체요소를 이용한 수치예제

### 5.2.1 무근콘크리트 이축응력 실험

콘크리트 이축 응력실험은 판형시편을 이용하여 일축 및 이축에 대한 압축-압축, 압축-인장 그리고 인장-인장으로 하중 재하 영역을 구분하여 각 영역별 응력비  $\alpha(\sigma_2/\sigma_1)$ 를 4단계로 고려하여 실시되었다.

콘크리트 시편의 크기는  $200\text{mm} \times 200\text{mm} \times 60\text{mm}$ 이다(그림 12 참조). 콘크리트의 기본물성치로 압축강도 39MPa, 인장강도 4.217MPa, 탄성계수 29,519MPa 그리고 포아송비는 0.1745이다.

유한요소해석을 위해서 그림 12와 같이 전체 시편을 4개의 고체요소로 이산화하였고, 하중은 각 모서리에 등분포로 가하였다. 비선형해석을 수행하기 위해 초기강성법을 이용하여 강성행렬을 형성하였고 수치적분은 정상적분을 사용하였다.

이축 압축-압축하의 응력-변형도관계에 대한 유한요소해석 결과와 실험결과를 그림 13에 도시하였다. 일축 압축하중을 받는 경우 콘크리트의 탄성한계는  $0.35f'_c$ 으로 해석과 실험이 유사하게 나타났고, 압축에 의한 극한변형률은 0.0024로 실험값인 0.00231과 거의 비슷한 결과를 나타내었다. 그림 13에서 보듯이 이축 압축 하중이 작용할 경우 일축 하중의

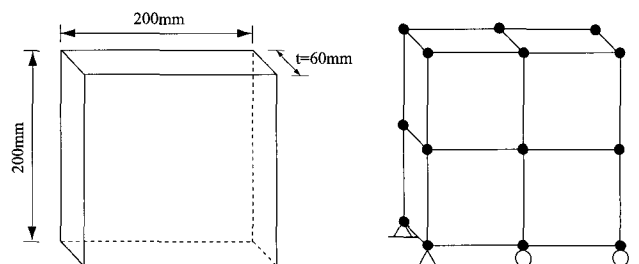


그림 12 패널의 형상(좌)과 유한요소모델(우)

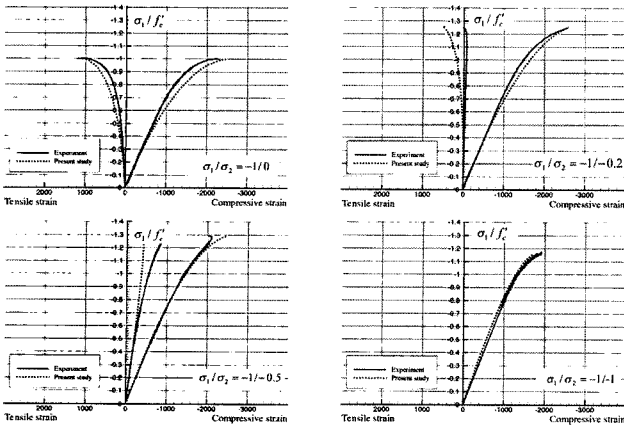


그림 13 압축-압축영역에서의 응력-변형률관계

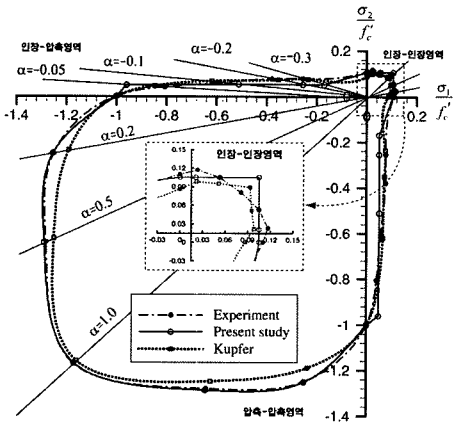


그림 14 이축 응력 포락선

경우에 비해 극한응력값이 크게 나타나고 있다. 이는 이축 조합하중에 의해서 구속효과가 발생하여 이축 하중만 작용할 경우 보다 큰 하중에 견딜 수 있음을 보인다. 또한 이축 조합 압축하중이 클수록 인장변형률이 줄어들고 상대적으로 압축변형률이 증가하고 있다. 즉, 이축 압축하중비가 1:1인 경우에  $\epsilon_1$ 과  $\epsilon_2$ 는 동일한 압축변형률을 나타내고 있다.

유한요소 해석결과로부터 최종적으로 얻어진 주응력방향의 극한응력값을 일축 압축강도( $f_c'$ )에 대한 상대 강도비로 정규화하고 이를 실험결과와 비교하여 표 1에 나타내었다. 표 1은 이차원 직교좌표계상에서 응력비에 대한 좌표점들을 제공하게 되고, 이 점들은 원점을 통과하면서 응력비를 기울기로 하는 직선들상에 위치하게 된다. 이 점들을 기반으로 콘크리트의 이축 파괴포락선을 그림 14에 도시하였다. 각 영역에 대한 해석결과는 실험과 잘 일치하고 있다. 특히 압축 영역의 경우 포락선의 형상을 결정짓는 재료매개변수( $I_1, J_2$ )를 실험으로부터 유도하였기 때문에 실험과 해석에 의한 파괴포락선이 매우 유사하게 형성되고 있다.

이 논문에서 적용한 균열발생기준은 그림 3에 도시한 것

표 1 응력비에 따른 극한강도의 상대비

하중조합	Type	Experiment		Analysis	
		$\sigma_1/f_c'$	$\sigma_2/f_c'$	$\sigma_1/f_c'$	$\sigma_2/f_c'$
압축-압축	$\alpha = 0$	-1	0	-1	0
	0.2	-1.25	-0.25	-1.23	-0.2472
	0.5	-1.28	-0.64	-1.2856	-0.6425
인장-압축	1	-1.17	-1.17	-1.17	-1.17
	$\alpha = -0.05$	-0.806	0.0403	-0.7661	0.0378
	-0.1	-0.588	0.0588	-0.5789	0.0576
	-0.2	-0.379	0.0758	-0.3767	0.0752
인장-인장	-0.3	-0.255	0.0765	-0.2814	0.0844
	$\alpha = \infty$	0	0.11	0	0.102
	5	0.0234	0.117	0.0229	0.1145
	2	0.0525	0.105	0.0525	0.106
	1	0.0810	0.081	0.0804	0.0804

처럼 최대주응력이 콘크리트의 인장강도에 도달하면 균열이 발생하는 것으로 가정했기 때문에 이축 인장하중비가 1:1인 경우 실험보다 상당히 높은 응력 포락선을 형성하고 있다.

### 5.2.2 격납건물 벽체 패널

격납건물 벽체 패널의 이축 인장실험은 내압작용시 가장 큰 응력을 받는 것으로 알려진 벽체 중간부위를 실제 원자력발전소 격납건물의 1/2 두께로 제작하여 설계 목표강도와 하중비를 실험변수로 하여 일축 및 이축하중에 의한 균열발생양상을 측정하기 위해 수행되었다(현대건설기술연구소, 2001). 이와 유사한 실험이 미국의 CTL에서 수행된 바 있으나 국내의 경우 격납건물에 대한 비선형 거동예측을 위해 유일하게 수행된 실험이라는 점에서 매우 고무적이다.

대상 실험체의 형상을 그림 15에 도시하였다. 시편의 크기는 1,500mm × 1,500mm × 600mm이고, 텐던을 매설하기 위한 덕트(duct)가 수평방향으로 2개, 수직방향으로 1개

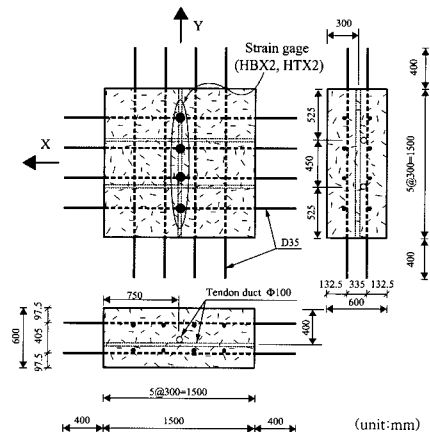


그림 15 벽체 패널에 대한 형상



표 2 콘크리트의 재료특성치

	압축강도 (MPa)	인장강도 (MPa)	탄성계수 (MPa)	하중비
PV1	41.2	1.88	30,020	1:0
PV2	41.9	1.96	28,328	1:0.5
PV3	61.4	2.05	29,053	1:0
PV4	54.5	1.95	29,435	1:0.5

가 존재한다. 철근은 D-35가 사용되었고, 수평과 수직방향으로 각각 8개씩 배근하였다.

콘크리트의 재료특성치는 표 2에 나타내었다. 표 2에서 PV1과 PV2는 설계 목표강도가 40MPa이고, PV3과 PV4는 설계 목표강도가 60MPa로 제작된 시편인데 표 2에 제시된 값은 실험으로부터 도출된 값들이다. 또한 PV1과 PV3은 일축 인장하중이, PV2와 PV3은 이축 인장하중이 가해진 시편들로서 그 외의 조건은 모두 동일하다. 철근의 탄성계수는  $E=205,744\text{MPa}$ , 항복응력은  $f_y=410\text{MPa}$ 이다.

변형률과 변위는 패널의 상부 철근과 하부 철근에 부착된 변형률계이지와 상면에 부착된 LVDT로부터 측정되었다. 이 논문에서는 실험결과와 해석결과를 비교하기 위하여 그림 15에 도시한 것처럼 상부 철근(HTX2)과 하부 철근(HBX2)에 부착된 변형률계지로부터 측정된 값을 이용하였다.

유한요소해석을 위한 전체 패널을 4개의 요소로 이산화하였고 하중은 작용면에 등분포하게 적용하였다. 반면에 실험에서는 노출된 철근(exposed bar)에 집중하중을 가하였다. 비선형해석을 수행하기 위해 초기강성법을 이용하여 강성행렬을 형성하였고 수치적분은 정상적분을 사용하였다. 또한 콘크리트 균열발생 이후에 나타나는 국부변형도를 추적하기 위해 호장법(arc-length method)을 이용하였다.

이 논문에서 작성한 프로그램을 이용한 해석결과와 실험결과 및 상용프로그램 ABAQUS(2002)를 이용하여 구한 해석결과를 그림 16에 도시하였다. 순수 철근(bare bar)의 재료 실험으로부터 구한 응력-변형률 곡선과 패널 실험에서 노출된 철근(exposed bar)에 부착된 변형률계지에서 측정된 응력-변형률 곡선은 거의 유사한 거동을 나타내고 있지만 콘

크리트 내의 철근의 평균응력-변형률곡선(HBX2, HTX2)은 상당한 차이를 보이고 있다. 즉, 콘크리트에 균열이 발생하기 전에는 콘크리트와 철근의 부착에 의해서 철근콘크리트의 강성이 철근만의 강성보다 상당히 증가되고 있음을 알 수 있다. 이러한 현상은 유한요소해석에서도 잘 나타나고 있다.

유한요소 해석결과로부터 콘크리트에 균열이 발생하기 전의 강성은 실험과 유사하게 나타났고 초기균열발생시점도 실험과 비슷하게 나타났다. 대상 실험체에서 첫 번째 균열은 텐던 덕트가 매설된 위치에서 발생하였고 하중이 증가할수록 점차적으로 콘크리트 표면으로 퍼져나갔다. 이것은 텐던 덕트가 매설된 위치에서 콘크리트의 단면손실이 가장 크기 때문이다. 그러나 해석에서는 요소의 측면에 균일한 등분포하중을 가하였고 분산모델을 이용하여 요소의 전면적에 균일한 두께로 철근층을 형성했기 때문에 모든 요소에서 동일한 하중시점에서 균열이 발생하였다.

콘크리트에 초기균열이 발생하면 불연속면에 의해서 급격한 변형률의 증가가 발생하는데 이러한 현상은 이 논문의 해석결과와 ABAQUS에 의한 해석결과에서 모두 잘 나타나고 있다. 다만, 셸 요소에 의한 해석결과인 shell-8(이홍표 등, 2004c)은 균열발생 후 콘크리트의 국부변형도 추적을 위해 응력-변형률선도가 급격하게 감소하다가 해의 안정성을 확보하면 서서히 증가하고 있다. 그러나 전반적인 거동에는 큰 차이가 없는 것으로 나타났다.

실험결과에서 균열발생 후 곡선의 기울기가 여러 단계에 걸쳐서 변화하는데 이것은 실험체 내에서 추가적인 균열이 계속 발생하기 때문이다. 그러나 유한요소 해석에서는 앞에서 언급한 바와 같이 동일한 하중에서 모든 요소의 가우스적분점에서 균열이 발생하였기 때문에 균열발생시점에서 약간의 기울기 변화를 제외하면 철근 항복전까지 곡선의 기울기 변화는 거의 없는 것으로 나타났다.

모든 실험체의 해석결과에서 보듯이 철근의 항복시점은 실험결과와 매우 유사한 응력수준에서 발생하였다. 또한 철근의 항복 후에도 철근의 강성은 어느 정도 존재하는 소성경화 거동을 보이고 있다.

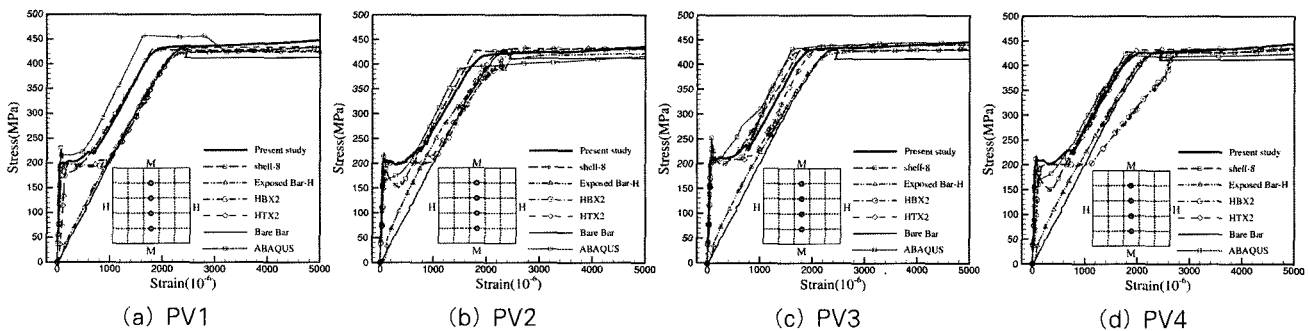


그림 16 패널의 응력-변형률관계

5.2.3 철근콘크리트 격납건물

경수로형 원자로 격납건물에 대한 성능검증과 구조적인 파괴메카니즘을 규명하기 위해 미국의 원자력규제기관인 NRC (nuclear regulatory commission)에서 후원하고 SNL (sandia national laboratories)에서 실험한 1/6 축소모델 철근콘크리트 격납건물에 대한 수치해석을 수행하였다.

이 격납건물의 전체적인 형상은 기초매트의 지름이 7,620mm 이고 두께가 1,016mm이다. 원통형 벽체와 돔의 내부 직경은 6,706mm이고 두께는 벽체와 돔에서 각각 248mm와 178mm 이다. 또한 두 개의 장비운반구와 두 개의 작업자출입구와 같은 대개구부를 갖고 있으며 설계내압은 0.317MPa이다. 대상 격납건물에 대한 형상을 그림 17에 도시하였다.

격납건물에 사용된 재료특성치는 다음과 같다. 콘크리트의 압축강도 46.9MPa, 인장강도 3.45MPa, 포아송 비 0.2 그리고 탄성계수 33,100MPa이고 철근의 탄성계수  $2.14 \times 10^5$ MPa, 항복응력 459MPa 그리고 극한응력 682MPa이다(표 3 참조).

격납건물의 내압실험은 낮은 압력실험(low pressure test, LPT)과 높은 압력실험(high pressure test, HPT)으로 수행되었다. 낮은 압력실험은 구조조건전성실험(structural integrity test, SIT)과 종합누설률실험(integrated leak rate test, ILRT)이 연속적으로 수행되며 변위계와 변형도계 및 계측장비에 대한 성능측정과 격납건물의 탄성특성 그리고 누설거동을 비교하기 위해 설계내압보다 높은 0.365MPa까지 압력을 가하였다.

표 3 콘크리트와 철근의 재료특성치

콘크리트		철근	
압축강도	46.9MPa	탄성계수	214,000MPa
탄성계수	33,100MPa	항복응력	459MPa
인장강도	3.45MPa	극한응력	682MPa
포아송 비	0.2	포아송 비	0.3

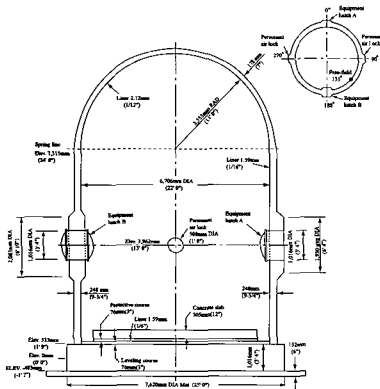


그림 17 격납건물의 형상

이 논문에서는 대상 격납건물의 국부적인 파괴거동보다는 전체적인 거동에 중점을 두었기 때문에 기초매트와 가용 개구부를 생략하여 기하학적인 복잡성을 줄이고 실제 구조물의 성능을 크게 훼손하지 않는 범위 내에서 유한요소 모델을 이상화하였다. 그러므로 기초매트와 벽체 하단의 접합부에서 굽힘에 의한 파괴거동이나 들림에 의한 영향을 고려하지 않을 경우 격납건물의 극한내압에는 큰 영향을 미치지 않으므로 기초매트를 모델링에서 제외하였다. 또한 격납건물 벽체의 내부에 부착된 라이너플레이트는 구조재로서의 역할보다는 내압의 증가에 따른 방사능물질의 유출을 방지하기 위한 차폐기능을 하므로 유한요소모델에서 제외하였다.

따라서 전체적인 대칭성을 고려해서 격납건물의 1/4만 모델화하여 벽체와 돔에서 수직방향으로 각각 7개와 5개의 요소로 분할하였고 원환방향으로 5개의 요소로 분할하여 격납건물 해석을 위한 8절점 고체 유한요소망을 생성하였다. 격납건물의 두께방향으로 1개의 콘크리트 요소로 분할하였고 콘크리트 층안에 6개의 철근 층으로 분할하였다. 그리고 비선형해석을 위해서 초기강성법을 사용하였고 해석 알고리즘으로 호장법을 이용하였다. 경계조건은 벽체하단부에 대한 모든 자유도를 구속하였다.

격납건물에 내압이 작용할 때 가장 취약한 것으로 알려진 벽체 중간부분과 스프링라인에서의 하중-변위관계를 그림 18과 그림 19에 각각 도시하였다. 이때 실험결과는 개구부의 영향이 거의 없는 자유단(free field)에서 측정된 값이다. 참고로 이 격납건물에 대한 Round Robin Analysis에 참가한 기관들 중에서 ANL, ENEA, EPRI 및 SNL(Clauss, 1987)에 대한 유한요소 해석결과를 각각의 그림에 도시하였다. ANL은 자체적으로 개발한 2차원 유한요소 해석프로그램 TEMP-STRESS를 이용하였고, ENEA는 상용프로그램인 ADINA 그리고 EPRI와 SNL은 상용프로그램인 ABAQUS를 이용하였다.

격납건물의 벽체 중간에서 원환방향에 대한 하중-변위관계를 나타낸 그림 18에서 보듯이 구조조건전성 실험에 의한 초기 균열은 0.103~0.138MPa에서 발생하였고 해석에 의한 균열은 0.207~0.29MPa에서 발생하였다. 유한요소해석에서 균열발생은 주인장 응력값이 콘크리트의 인장강도보다 크면 발생하는데 대상 격납건물의 벽체에서 균열응력은  $\sigma_t = p \cdot r/t$ 와 같이 간단하게 계산할 수 있다. 여기서  $p$ 는 내부압력이고  $r$ 과  $t$ 는 각각 원통형 벽체의 반지름과 두께이다. 즉, 콘크리트의 인장강도가 3.45MPa이므로 벽체중간에서 수직방향에 대한 초기균열 발생 내압은 약 0.241MPa 정도가 된다. SIT와 HPT에 의한 초기균열하중이 해석에 의한 값보다 작게 나타난 것은 실험을 수행하기 전에 격납건물의 표면에 균열이 발생했기 때문인 것

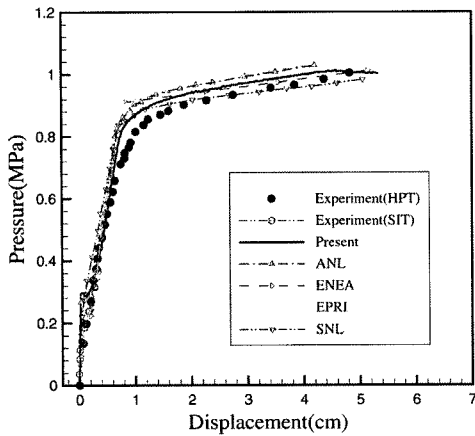


그림 18 벽체중간에서 하중-변위관계

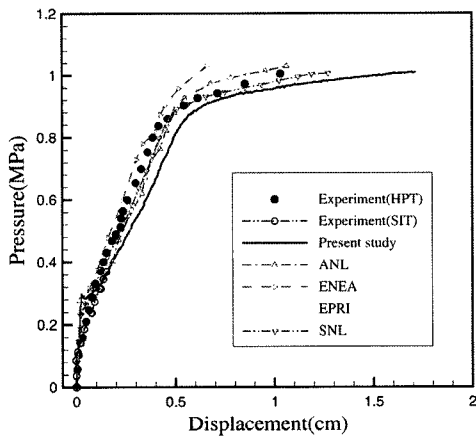


그림 19 스프링라인에서 하중-변위관계

로 판단된다. 실제로 SIT를 수행하기 전에 실시된 격납건물 표면검사서 상당히 많은 균열들이 관측되었다.

이 논문의 유한요소해석에 의한 철근의 항복은 0.837MPa에서 발생하였고 다른 기관의 해석결과 철근 항복응력은 0.865~0.896MPa에서 발생하였으며 실험에 의한 철근 항복응력은 0.8~0.834MPa에서 발생하여 실험과 해석결과가 매우 유사하게 나타났다.

철근 항복 후 격납건의 변위는 급격하게 증가하여 최종적인 파괴는 해석결과 1.01MPa 그리고 실험결과 1.0MPa으로 나타났다. 실험에 의한 파괴하중은 라이너플레이트에 찢김이 발생하여 기능적인 파괴를 유발하는 내압을 측정하였다. 대부분의 해석결과는 실험에 의한 파괴하중보다 다소 높게 나타났다. 이러한 현상은 실험에 의한 극한하중은 개구부 주위에서 라이너플레이트의 국부적인 파괴가 발생했을 경우 인 반면에 유한요소해석에서는 국부적인 파괴보다는 개구부의 영향을 고려하지 않고 전체적인 거동에 중점을 두었기 때문에 실험결과보다 높은 극한하중을 나타내고 있다.

## 6. 결 론

이 논문에서는 원전 격납건물의 비선형해석을 위해 개발된 NUCAS 코드의 모듈과 그 성능을 검증하였다. 한국형표준 격납건물은 기초매트와 벽체 및 돔으로 구성되어 있고, 유한요소해석시 벽체와 돔은 쉘요소로 이산화 할 수 있고 기초매트는 상대적으로 두께가 크기 때문에 고체요소로 이산화 할 수 있으므로 쉘요소와 고체요소를 각각 개발하였다. 개발된 코드의 성능을 검증하기 위해서 다양한 구조물과 격납건물에 대한 수치해석을 쉘요소와 고체요소로 나누어 각각 수행하였다. 유한요소 해석결과로부터 이 논문에서 작성한 NUCAS 코드는 실험 및 다른 해석결과와 유사한 결과를 나타내었다. 따라서 향후 격납건물에 대한 극한내압능력 평가 및 파괴거동에측을 위한 기초자료로 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

## 감사의 글

본 연구는 한국과학기술부의 원자력 중장기 연구개발 사업의 일환으로 수행되었음.

## 참 고 문 헌

- 이상근, 송영철(2002) 콘크리트 인장연화모델 개발, TM.99 NE02.P2002, 한국전력공사 전력연구원, p.56.
- 이상근, 송영철, 한상훈(2001) 이축 응력하의 콘크리트 파괴 거동, 대한토목학회논문집, 22(2-a), pp.285~293.
- 이상진, 서정문(2001) 철근콘크리트 구조물의 비탄성 해석을 위한 9절점 퇴화 쉘 요소, 한국전산구조공학회 논문집, 14(4), pp.481~494.
- 이상진, 이홍표, 서정문(2002) 철근콘크리트 격납건물의 비선형해석을 위한 유한요소해석프로그램 NUCAS, 한국 원자력연구소, KAERI/TR-2076/2002, p.122.
- 이홍표, 전영선, 서정문, 신재철(2004b) 원전 격납건물 비선형 해석을 위한 콘크리트 재료모델 개발, 한국전산구조공학회 가을학술발표회 논문집, 17(2), pp.312~319.
- 이홍표, 전영선, 서정문, 신재철(2004c) 이축 인장하중을 받는 원전 격납건물 벽체패널의 비선형 유한요소해석, 대한토목학회논문집, 24(6A), pp.1333~1343.
- 이홍표, 전영선, 신재철(2004a) 프리스트레스 콘크리트 격납건물 1/4 축소모델의 비탄성응력해석, 한국전산구조공학회 봄 학술발표회 논문집, 17(1), pp.301~308.
- 현대건설기술연구소(2001) 프리스트레스 콘크리트 격납건물 부재실험, 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(Ver. 6.3)(2002) Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.
- Ahmad, S., Irons, B.M., Zienkiewicz, O.C.(1970) Analysis of Thick and Thin Shell Structures by Curved Finite Elements, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 2, pp.419~451.
- Aoyagi, Y., 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.
- Cervenka, V., Gerstle, K.H.(1971) Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Panels, Part I: Theory, *International Association of Bridge and Structural Engineers Publications*, 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.(1987) Round Robin Pretest Analysis of a 1:6 Scale Reinforced Concrete Containment Model subject to Static Internal Pressurization, Sandia National Laboratories, SAND87-0891, NUREG/CR-4913.
- Drucker, D.C., Prager, W.(1951) Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design, *Quarterly of Applied Mathematics*, 10, pp.157~165.
- McNeice, G.M., Jofreit, J.C.(1978) Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Slabs, *ASCE*, Vol. 104, ST12, pp.1185~1900.
- Niwa, K.(1980) *The Structural Characteristic of Reinforced Concrete Panel*, Msc. thesis, Department of civil engineering, University of Tokyo.
- Owen, D.R.J., 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.
- Sandia National Laboratories(2003) Overpressurization test of a 1:4 scale prestressed concrete containment vessel model, NUREG/CR-6810, 2003.
- Schlangen, E.(1993) Experimental and numerical Analysis of Fracture Processes in Concrete, Dissertation, Delft University of Technology.