

철근콘크리트 격납건물의 비선형 해석을 위한 쉘 유한요소

Shell Finite Element for Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Containment Building

이 홍 표†

전 영 선*

Lee, Hong-Pyo

Choun, Young-Sun

(논문접수일 : 2005년 10월 15일 ; 심사종료일 : 2006년 2월 23일)

요 지

격납건물은 원자로 사고발생시 방사능물질의 외부 유출을 막는 최후의 방벽이므로 가동 중 원전의 격납건물에 대한 안전성 평가는 반드시 수행되어야 된다. 이러한 맥락에서 이 논문은 원전 격납건물의 비선형 해석을 위해 탄소성 모델을 바탕으로 개발된 8절점 가변형도 쉘 요소와 이를 이용한 구조물의 비선형 해석에 대하여 기술하였다. 비선형 해석을 위해 콘크리트의 압축거동에 Drucker-Prager 파괴기준을 적용하였고 파괴포락선의 형상을 결정짓는 재료매개변수는 이축응력 실험으로부터 도출하였다. 개발된 쉘 유한요소는 퇴화 고체기법과 횡 전단변형도를 고려하기 위하여 Reissner-Mindlin(RM)가정을 도입하였고 쉘의 두께가 얇거나, 즉 중형비가 작거나, 균일하지 않은 유한요소망을 사용할 경우 구조물의 강성이 과대하게 평가되는 락킹현상(locking phenomenon)을 제거하기 위해 본 논문에서는 가변형도법을 도입하였다. 개발된 철근콘크리트 쉘 요소의 성능검증을 위해서 벤치마크 테스트를 수행하였고 그 결과 이 논문에서 도출한 유한요소해석 결과는 실험결과와 잘 일치하였다.

핵심용어 : 격납건물, 탄소성 재료모델, 가변형도, 퇴화쉘요소, 비선형 유한요소해석

Abstract

It is absolutely essential that safety assessment of the containment buildings during service life because containment buildings are last barrier to protect radioactive substance due to the accidents. Therefore, this study describes an enhanced degenerated shell finite element(FE) which has been developed for nonlinear FE analysis of reinforced concrete(RC) containment buildings with elasto-plastic material model. For the purpose of the material nonlinear analysis, Drucker-Prager failure criteria is adapted in compression region and material parameters which determine the shape of the failure envelop are derived from biaxial stress tests. Reissner-Mindlin(RM) assumptions are adopted to develop the degenerated shell FE so that transverse shear deformation effects is considered. However, it is found that there are serious defects such as locking phenomena in RM degenerated shell FE since the stiffness matrix has been overestimated in some situations. Therefore, shell formulation is provided in this paper with emphasis on the terms related to the stiffness matrix based on assumed strain method. Finally, the performance of the present shell element to analysis RC containment buildings is tested and demonstrated with several numerical examples. From the numerical tests, the present results show a good agreement with experimental data or other numerical results.

keywords : *containment, elasto-plastic material model, assumed strain method, degenerated shell element, nonlinear finite element analysis*

1. 서 론

철근콘크리트 구조물의 해석기법은 유한요소법의 개발과 함께 비약적으로 발전되어 왔으며 컴퓨터의 눈부신 발전으

로 인해 사장교나 현수교, 해안구조물, 저장탱크 및 원자력 발전소의 격납건물과 같이 복잡한 기하학적 형상을 갖는 구조물이나 대형 구조물의 비선형해석도 가능하게 되었다.

원자력발전소의 격납건물은 사고발생시 내부의 방사능물

† 책임저자, 정회원 · 한전 전력연구원 연구원
전화: 042-865-5755 ; Fax: 042-865-5725
E-mail: hplee@kepri.re.kr

* 정회원 · 한국원자력연구소 책임기술원

• 이 논문에 대한 토론을 2006년 6월 30일까지 본 학회에 보내주시면 2006년 9월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

질의 외부유출을 막는 최후의 방벽역할을 하기 때문에 구조적 측면뿐만 아니라 사회적 인식 측면에서도 매우 중요한 구조물이다. 최근 국내에서 격납건물의 안전성 및 성능검증에 대한 인식이 확산되면서 격납건물에서 가장 높은 비율을 차지하는 콘크리트의 구성방정식을 도출하기 위한 이축 응력실험(이상근 등, 2001)이 수행된 바 있고, 격납건물에서 가장 취약한 부분으로 알려진 벽체의 중간부분(Julien 등, 1984)을 패넬로 제작하여 일축 및 이축 인장하중에 대한 극한거동측정을 위한 인장실험(현대건설기술연구소, 2001)이 수행되었다. 참고로 격납건물 벽체 패넬실험에 Post Round Robin Analysis(한국전산구조공학회, 2003)를 개최하여 국내의 해석 전문가들에 의해 그 결과가 깊이 있게 논의된 바 있다. 그리고 이들 실험을 바탕으로 동 저자들에 의해 격납건물의 비선형해석에 중점을 둔 해석프로그램(NUclear Containment Analysis System, NUCAS: 이상진 등, 2002)의 개발 등과 같은 일련의 연구가 진행 중에 있다. 이러한 연구는 단순히 구조물의 극한성능을 결정하기 위한 연구 활동을 지양하고 격납건물의 파괴모드에 대한 전반적인 이해와 해석기술 자립에 대한 요구를 증진시킨다는 점에서 매우 고무적이다.

이러한 맥락에서 이 논문에서는 격납건물의 비선형해석을 수행하기 위해 작성된 셸 유한요소에 대해 기술하였고 그 성능을 검증하기 위해서 벤치마킹 테스트를 수행한 결과를 분석하여 기술하였다.

2. 철근콘크리트 재료모델

이 논문에서는 콘크리트의 비선형거동을 표현하기 위해서 Drucker-Prager(1951) 파괴기준을 도입한 탄소성재료모델을 이용하였다.

3축응력상태의 콘크리트 항복조건은 일반적으로 3개의 응력불변항으로 정의할 수 있다. 그러나 콘크리트 구조해석에 있어서는 대부분의 경우에 두 개의 응력불변항 I_1 과 J_2 로 항복조건을 만족시킬 수 있다(Chen, 1982). 따라서 이 논문에서는 식 (1)과 같이 두 개의 응력불변항과 두 개의 매개변수로 항복함수를 정의하였다.

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

여기서 α 와 β 는 콘크리트의 재료 매개변수이고 σ_0 는 등가 유효응력값으로 1축 압축실험으로부터 구할 수 있으며 응력 불변항 I_1 과 J_2 는 식 (2)와 식 (3)으로 정의된다.

$$I_1 = \sigma_{ii} = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33} \quad (2)$$

$$J_2 = \frac{1}{2} s_{ij} s_{ji} = \frac{1}{2} \left(\sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} \right) \left(\sigma_{ji} - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ji} \right) \\ = \frac{1}{6} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2] \\ + \sigma_{12}^2 + \sigma_{13}^2 + \sigma_{23}^2 \quad (3)$$

여기서 σ_{ij} 와 s_{ij} 는 각각 수직응력과 전단응력의 텐서량이고 δ_{ij} 는 kronecker delta이다.

식 (1)의 항복기준을 3차원상에서 주응력(principal stresses)항으로 나타내고 셸 구조해석을 위해 중층에 수직인 응력값(σ_3)이 영이라 가정하면 식 (4)와 같은 파괴포락선으로 정의할 수 있다.

$$f(\sigma_1, \sigma_2) = \{ \alpha(\sigma_1 + \sigma_2) + \beta(\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1 \sigma_2) \}^{1/2} \quad (4)$$

여기서 재료상수 α 와 β 는 2축 응력실험 결과로부터 구할 수 있다. 1축 압축실험으로부터 최대주응력(σ_1)은 최대 1축 압축강도 f'_c 에 도달할 때 값이고, 이는 등가유효응력(σ_0)과 같으므로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma_0 = (\alpha \sigma_1 + \beta \sigma_1^2)^{1/2} = (\alpha f'_c + \beta f_c'^2)^{1/2} \quad (5)$$

식 (5)을 매개변수 α 에 대해 정리하면,

$$\alpha = \frac{\sigma_0^2}{f_c'} - \beta f_c' \quad (6)$$

무근 콘크리트에 대한 2축 압축실험(이상근 등, 2001)으로부터 $\sigma_1 = \sigma_2$ 일 때 항복발생 응력이 1.17이므로 식 (5)는 다음과 같이 쓸 수 있다.

$$\sigma_0 = (2.34\alpha f_c' + 1.17^2 \beta f_c'^2)^{1/2} \quad (7)$$

식 (7)에 식 (6)을 대입하고 $\sigma_0 = f_c'$ 이므로 매개변수 β 는 다음과 같이 결정된다.

$$\sigma_0 = f_c' = [2.34(f_c'^2 - \beta f_c'^2) + 1.17^2 \beta f_c'^2]^{1/2} \quad (8)$$

$$\text{따라서 } \beta = 1.379878 \quad (9)$$

식 (6)에 식 (9)을 대입하면

$$\text{따라서 } \alpha = -0.379878 \sigma_0 \quad (10)$$

식 (4)에 재료상수 값을 대입하고 전체좌표계에 준하는 응력성분으로 항복함수를 나타내면 다음 식과 같다.

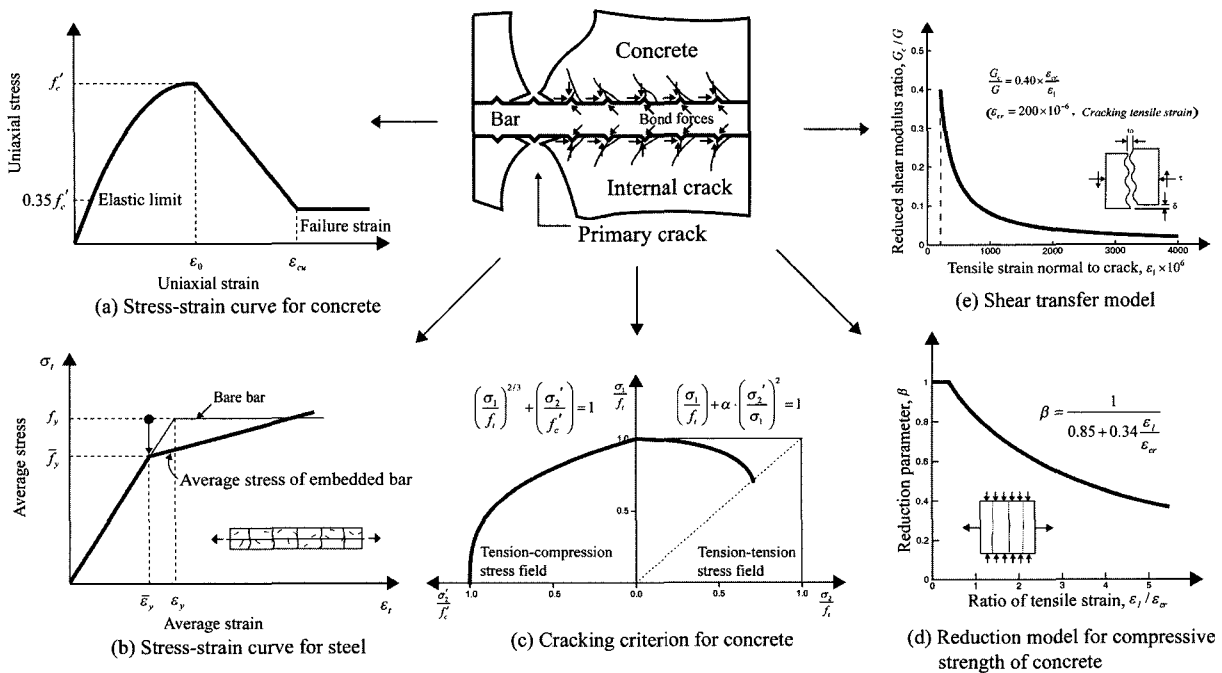


그림 1 철근콘크리트 재료모델의 개념도

$$f(\sigma) = [1.379878\{(\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x\sigma_y) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2)\} - 0.379878\sigma_0(\sigma_x + \sigma_y)]^{1/2} = \sigma_0 \quad (11)$$

그림 1(a)에 도시한 바와 같이 콘크리트의 주응력이 1축 압축강도의 35%에 도달하면 초기항복면(initial yielding surface)에 도달하고 콘크리트의 주응력이 이 시점을 넘어서면 파괴면(failure surface)에 도달할 때까지 소성경화거동을 한다. 소성경화거동은 소성변형이 발생하는 동안 항복면의 이동을 정의하는데 소성영역에서 항복면의 이동은 소성경화규칙에 의해서 유효응력과 유효소성변형률의 관계로 정의된다. 이 논문에서는 소성경화규칙으로 포물선형태의 등방성 경화모델(isotropic hardening model)을 적용하였다.

한편, 콘크리트는 균열이 발생하는 시점을 기준으로 재료적 거동에 큰 변화가 생긴다. 즉 균열 전에 등방성 물질로 간주되나 균열 후에는 소성변형으로 인해 이방성 물질로 간주된다. 균열발생을 측정하는 균열기준은 이축응력 실험결과(이상근 등, 2001)를 바탕으로 그림 1(c)와 같이 정의하였다(이홍표 등, 2004). 균열발생 후 골재의 맞물림에 의해 거친 균열면에서 전단전달현상이 발생하는데 균열된 콘크리트의 구성방정식에서 전단탄성계수를 변화시킴으로써 나타내었다(그림 1(e) 참조). 또한 균열면에 나란한 방향의 콘크리트 압축강도는 건전한 콘크리트의 압축강도보다 낮아진다. 이것은 균열면에서 콘크리트의 단면적이 감소되기 때문이다. 이러한 압축강도 감소에 대한 모델은 Vecchio와

Collins(1982)가 실험을 바탕으로 제시한 모델을 적용하였다(그림 1(d) 참조).

균열 후 콘크리트는 인장력에 저항할 수 없으나 철근콘크리트는 철근과 콘크리트의 상호작용에 의해 균열이 발생한 후에도 인장력에 어느 정도 저항할 수 있다. 이러한 현상을 인장강화효과(tension stiffening effect)라 하며 이 논문에서는 그림 2에 도시한 지수함수형태의 인장강화모델(Shima 등, 1987)을 사용하였다. 이와 관련하여 균열면에서 평균응력-평균변형률 관계를 적용한 철근의 항복응력은 순수 철근만의 항복응력보다 낮아지게 된다. 낮아진 철근의 항복응력을 겉보기 항복응력(apparent yield stress)이라 하고 Hsu(1994)가 제안한 모델을 사용하였다(그림 1(b) 참조).

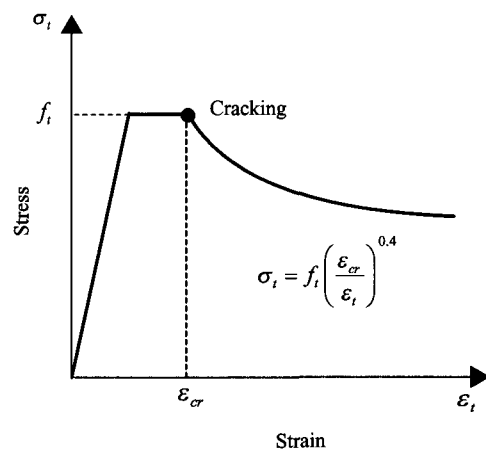


그림 2 인장강화 모델

3. 퇴화 셀 요소

퇴화고체기법(Ahmad 등, 1970)은 특정한 셀 이론에 구애받지 않기 때문에 매우 효과적으로 셀 요소를 개발할 수 있으므로 가장 널리 사용되는 방법이다. 퇴화고체기법과 함께 구조물에서 발생하는 횡전단변형의 효과를 고려하기 위하여 Reissner-Mindlin(RM; 1945) 가정이 널리 사용된다. RM 가정을 바탕으로 유도되는 퇴화셀요소는 다양한 형태의 구조물을 해석하는데 효과적이거나 구조물의 두께가 얇거나 균일하지 않은 유한요소망을 사용하면 강성이 과대평가되는 강성과대현상(overstiff phenomenon)이 발생한다. 강성과대현상은 이산화된 유한요소모델을 통하여 형성되는 구조물의 강성이 실제보다 높게 평가되는 현상을 말한다. 이러한 문제점은 선택적 감차적분, 비적합모드 그리고 가변형도와 같은 대체변형도를 이용하여 과대하게 계산되어지는 구조물의 강성행렬을 수정함으로써 해결하였다.

특히 가변형도법을 바탕으로 유도되는 대체변형도를 이용하여 많은 유한요소가 성공적으로 개발되었다. 그러나 이러한 성공에도 불구하고 대체변형도가 철근콘크리트 구조물의 해석을 위해 개발되는 셀 요소에 적용된 사례(이상진 등, 2001)는 매우 적어 이 분야에 대한 연구가 요망된다.

따라서 이 논문에서는 전술한 바와 같이 RM가정을 바탕으로 한 퇴화 셀 요소에서 발생할 수 있는 강성과대현상과 제로에너지모드(zero energy mode)를 방지하기 위해서 가변형도를 도입하였다. 참고로 논문의 완성도를 높이기 위해 셀 요소의 일반적인 사항은 논외로 하였다. 가변형도를 유도하기 위해서는 강성과대현상을 일으키지 않는 유한요소내부의 표본점의 위치를 구해야 하고, 표본점의 위치에서 계산된 변형도와 보간함수를 이용하여 가변형도를 형성하는 것이다. 이 논문에서 도입된 가변형도는 다음과 같다.

$$\epsilon_{11}^{(a)} = \sum_{j=1}^3 \sum_{i=1}^2 P_i(\xi_1) Q_j(\xi_2) \epsilon_{11}^\delta, \quad \epsilon_{22}^{(a)} = \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^2 Q_i(\xi_1) P_j(\xi_2) \epsilon_{22}^\delta, \quad (12)$$

$$\epsilon_{13}^{(a)} = \sum_{j=1}^3 \sum_{i=1}^2 P_i(\xi_1) Q_j(\xi_2) \epsilon_{13}^\delta, \quad \epsilon_{23}^{(a)} = \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^2 Q_i(\xi_1) P_j(\xi_2) \epsilon_{23}^\delta,$$

$$\epsilon_{12}^{(a)} = \sum_{i=1}^2 \sum_{j=1}^2 Q_i(\xi_1) P_j(\xi_2) \epsilon_{12}^\delta$$

여기서 보간함수는 표 1과 같으며 $\delta = 2(i+j-1)$ 는 가변형도를 형성하기 위하여 추출되는 변형도의 표본점(sampling points)의 위치를 나타낸다. 표본점에서 계산되는 변형도 ϵ_{ij}^δ 는 그림 3에 도시하였다.

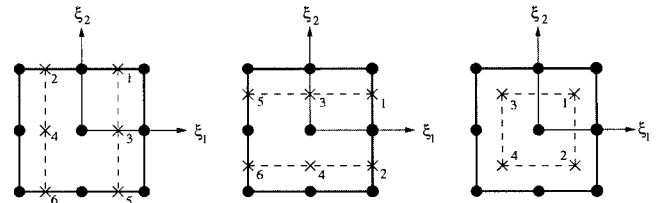


그림 3 변형도 형성을 위한 표본점 (좌) $\epsilon_{11}, \epsilon_{13}$ (중앙) $\epsilon_{22}, \epsilon_{23}$ (우) ϵ_{12}

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	$0.5(1 - \sqrt{3}\xi)$	$0.5(\xi^2 + 1)$
3	-	$0.5\xi(\xi - 1)$

4. 비선형해석 알고리즘

하중증분을 이용한 표준 Newton-Raphson법(1989)을 이용하면 정점하중 이후에 나타나는 하중-변위 경로의 스냅스루(snap-through)와 스냅백(snap-back)과 같은 현상을 극복할 수 없으며 콘크리트 균열발생 후 해의 불안정성이 심화되어 정확한 경로를 추적하기 곤란하다. 이러한 현상을 극복하기 위해 하중증분법 이외의 해석알고리즘을 도입해야 한다. 초기에는 부가의 강성을 도입하는 수정된 하중증분법 또는 변위증분법을 이용하였으나 최근에는 구속조건을 도입하는 호장법(arc-length method; Criesfield, 1981)이 일반화되기 시작했다. 따라서 이 논문에서는 호장법을 도입하여 콘크리트 해석에서 발생할 수 있는 후-정점해석과 해의 불안정성을 극복하고자 한다.

호장법은 구조물의 시스템이 n 개의 미지수를 가지는 연립방정식으로 표현될 경우 하중세기인자 λ 를 포함하여 $n+1$ 개의 미지수를 이용하여 비선형 방정식을 표현하게 된다. $n+1$ 개의 미지수를 가지는 평형방정식은 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$G(u, \lambda) = p(u) - \lambda f = 0 \quad (13)$$

여기서 $p(u)$ 는 변위 u 의 비선형 함수로 나타나는 내력벡터를 나타내고 f 는 기준하중벡터이다. 식 (13)은 $n+1$ 개의 미지수를 가지는 n 개의 연립방정식이므로 구속조건을 추가적으로 도입하면 식 (13)의 확대식은 다음과 같다.

$$\begin{cases} G(u, \lambda) \\ f(u, \lambda) \end{cases} = 0 \quad (14)$$

이 논문에서는 추가되는 구속방정식 $f(u, \lambda)$ 를 다음과 같

은 형태로 나타내었다.

$$\sum_{k=1}^n \beta_k \Delta u_k^2 + \beta_{n+1} \alpha^2 \Delta \lambda_k^2 = c^2 \quad (15)$$

$$\Delta u_k = u_k^m - u_k^{m-1}; \Delta \lambda_k = \lambda_k^m - \lambda_k^{m-1}$$

여기서 α 는 하중계수, β 는 구속방정식의 매개변수를 나타내고 c 는 지정된 해석단계를 나타낸다.

식 (14)를 u 와 λ 를 이용하여 이전단계에 대하여 선형화하면 평형방정식과 구속방정식은 다음과 같다.

$$\begin{aligned} \partial p^{i,m} \Delta u^{i,m} - f \Delta \lambda^{i,m} &= r^{i,m} = \lambda^{i,m} f - p(u^{i,m}) \\ 2 \sum_{k=1}^n \beta_k (u_k^{i,m} - u_k^{m-1}) \Delta u_k^{i,m} + 2 \beta_{n+1} \lambda^2 (\lambda^{i,m} - \lambda^{m-1}) \Delta \lambda^{i,m} \\ &= c^2 - \sum_{k=1}^n \beta_k (u_k^{i,m} - u_k^{m-1})^2 - \beta_{n+1} \alpha^2 (\alpha^{i,m} - \alpha^{m-1})^2 \end{aligned} \quad (16)$$

여기서, $r^{i,m}$ 은 불평형력을 나타내고, $\partial p^{i,m} [= \partial p(u^{i,m})]$ 는 접선강성행렬을 나타내며 윗첨자 (i, m) 은 m 번째의 해석단계에서 i 번째의 반복계산 일 때의 값을 나타낸다.

구속방정식으로 확대된 선형화된 비선형방정식은 행렬의 형식으로 다음과 같이 나타낸다.

$$\begin{bmatrix} \partial p^{i,m} & f \\ C_1^T & C_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u^{i,m} \\ \Delta \lambda^{i,m} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} r^{i,m} \\ r^{i,m} \end{Bmatrix} \quad (17)$$

여기서,

$$C_1^T = \{ 2\beta_1 (u_1^{i,m} - u_1^{m-1}), \dots, 2\beta_n (u_n^{i,m} - u_n^{m-1}) \}_{(n \times 1)}$$

$$C_2 = 2\beta_{n+1} \alpha^2 (\alpha^{i,m} - \alpha^{m-1}) \quad (18)$$

여기서, $\partial p^{i,m}$ 는 변위벡터 $u^{i,m}$ 에 대한 접선강성행렬을 나타낸다. 이때 변위 u^m 은 하중단계 m 에서 수렴된 값을 뜻한다. 변위와 하중파라메타는 다음과 같은 증분의 관계를 가진다.

$$u^{i+1,m} = u^{i,m} + \Delta u^{i,m} \quad (19)$$

$$\lambda^{i+1,m} = \lambda^{i,m} + \Delta \lambda^{i,m}$$

구속방정식의 매개변수 β 를 조절함으로써 해석 알고리즘인 하중 증분법(load control), 변위 증분법(displacement control) 그리고 호장법(arc-length control) 중에서 한 가지를 선택할 수 있다. 이 논문에서는 β_k 는 0이 아닌 수를 택하여 호장법을 도입하였다.

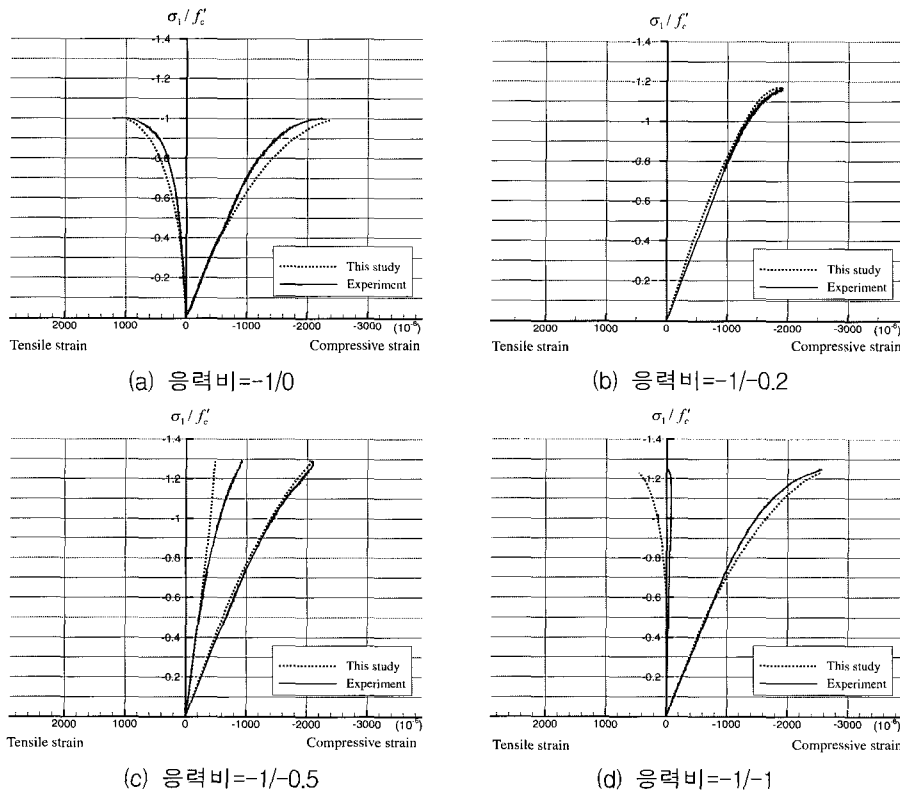


그림 4 압축-압축영역에 대한 응력-변형률 관계

5. 수치예제

5.1 이축응력을 받는 무근콘크리트

원자력발전소 격납건물의 성능을 검증하기 위한 일환으로 콘크리트의 구성방정식 도출을 위한 이축 응력실험(이상근 등, 2001)이 수행된 바 있다. 이축 응력실험에 사용된 콘크리트 시편은 $200 \times 200 \times 60mm$ 의 크기를 갖는 판형시편이다. 참고로 Kupfer(1969)가 실험에 사용한 시편의 크기는 $200 \times 200 \times 50mm$ 이다. 콘크리트의 기본물성으로 압축강도 39.03MPa, 인장강도 4.22MPa, 탄성계수 29.52GPa 그리고 포아송비는 0.1745이다. 이축 응력비 ($\alpha = \sigma_2 / \sigma_1$)로는 압축-압축영역의 경우 0, 0.2, 0.5, 1, 압축-인장영역에서는 -0.05, -0.1, -0.2, -0.3 그리고 인장-인장영역의 경우는 1, 2, 5, ∞ 이다.

쉘 유한요소해석을 위해 시험체를 4개의 8절점 요소로 이산화 하였고 하중은 각 모서리에 등분포로 가하였다. 비선형해석을 수행하기 위해 초기강성법을 이용하여 강성행렬을 형성하였고 수치적분은 정상적분을 사용하였다. 그리고 해석알고리즘으로는 호장법을 이용하였다.

이축 압축-압축하중의 응력-변형률관계에 대한 유한요소 해석결과와 실험결과를 그림 4에 도시하였다. 일축 압축하중을 받는 경우($\sigma_1 / \sigma_2 = -1/0$) 콘크리트의 탄성한계는 $0.35f'_c$ 으로써 이는 앞에서 제시한 소성경화모델과 잘 일치하고 있다. 일축 압축하중의 경우 콘크리트에 압쇄가 발생할 때의 변형률은 0.00236으로써 실험값인 0.00231과 매우 유사하게 나타났다. 콘크리트의 최대 주압축응력의 크기는 이축 압축 하중비가 -1/-0.5, -1/-0.2, -1/-1 그리고 -1/0인 경우에 각각 $1.285f'_c$, $1.23f'_c$, $1.17f'_c$ 그리고 $1.0f'_c$ 으로 나타났다. 이축 압축하중이 동시에 작용할 경우 조합하중으로 인한 구속효과가 발생하여 일축하중만 작용할 경우보다 큰 하중에 견딜 수 있음을 보인다. 콘크리트의 강성은 이축압축 하중비가 클수록 즉, 하중비가 -1/-1인 경우에 가장 큰 값을 보이고 일축하중만 작용할 경우에 강성이 제일 작은 것으로 나타났다. 이러한 현상도 조합하중으로 인하여 구속효과가 생기기 때문이다. 압축-압축영역에서 해석에 의한 응력-변형률관계는 전반적으로 실험과 유사한 결과를 도출하였다.

유한요소해석 결과로부터 최종적으로 얻어진 주응력방향의 극한응력값을 일축압축 강도값에 대한 상대강도비로 정규화하고 이를 실험결과와 비교하여 표 2에 나타내었다. 표 2는 이차원 직교좌표계상에서 응력비에 대한 좌표점들을 제공하게 되고, 이 점들은 원점을 통과하면서 응력비를 기울기로 하는 직선들상에 위치하게 된다. 이점들을 기반으로

표 2 응력비에 따른 극한강도의 상대비

Load combination	Type	Experiment		Analysis	
		σ_1 / f'_c	σ_2 / f'_c	σ_1 / f'_c	σ_2 / f'_c
Compression-compression	$\alpha = 0$	-1.000	0.000	-1.000	0.000
	0.2	-1.250	-0.250	-1.230	-0.247
	0.5	-1.280	-0.640	-1.285	-0.642
	1	-1.170	-1.170	-1.170	-1.170
Compression-tension	$\alpha = -0.05$	-0.806	0.040	-0.766	0.037
	-0.1	-0.588	0.058	-0.578	0.057
	-0.2	-0.379	0.075	-0.376	0.075
	-0.3	-0.255	0.076	-0.281	0.084
Tension-tension	$\alpha = \infty$	0.000	0.110	0.000	0.102
	5	0.023	0.117	0.023	0.114
	2	0.052	0.105	0.053	0.106
	1	0.081	0.081	0.080	0.080

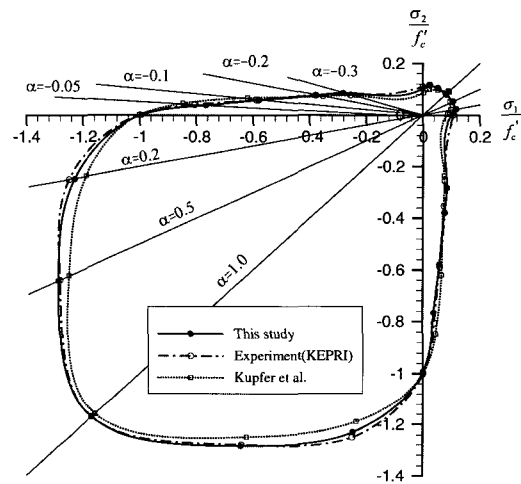


그림 5 이축응력 파괴포락선

콘크리트의 이축 파괴포락선을 그림 5에 도시하였다. 각 영역에 대한 유한요소해석결과는 실험과 잘 일치하였고 압축-압축영역의 경우 Kupfer(1969)의 결과보다 다소 높은 응력수준에서 파괴포락선이 형성되고 있다. 이축 응력장에서 해석에 의한 콘크리트의 파괴포락선이 실험과 잘 일치하므로 이 논문에서 제안한 콘크리트 재료모델이 격납건물의 비선형해석에 직접적으로 적용될 수 있을 것으로 생각된다.

5.2 쌍곡쉘

Hedgren 등(1967)이 실험한 포물선형태의 실린더 쉘에 대한 기하학적형상과 유한요소망을 그림 6에 도시하였다. 이 구조물은 기하학적으로 곡률을 가지며 다양한 철근비와 서로 다른 철근이 여러 개의 층으로 구성되어 있고 횡방향

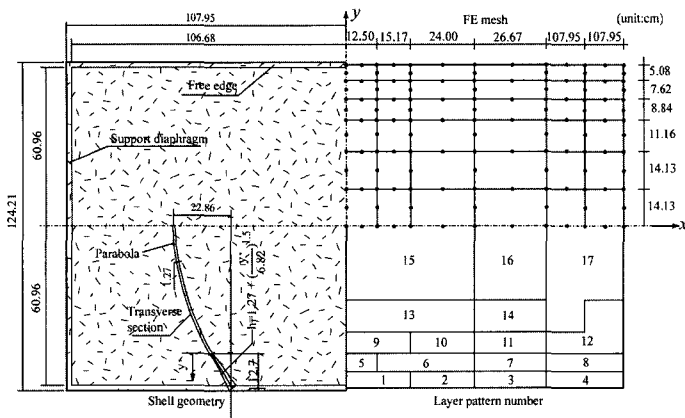


그림 6 쌍곡셸의 기하학적 형상과 유한요소 모델

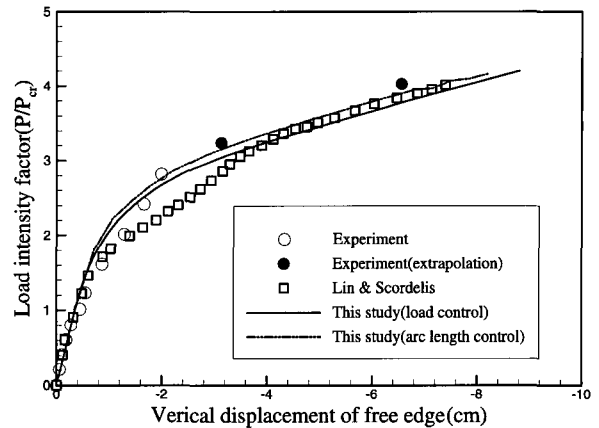


그림 7 셸의 자유단 중앙지점에서 수직방향의 하중-변위관계

으로 두께가 변하기 때문에 철근콘크리트 셸 구조물에 대한 검증예제로 적합하다. 실린더 셸은 등분포하중이 작용하며 길이 방향의 양 끝단에 격벽(diaphragm)으로 지지되어 있고 직선변은 자유단이다. 횡단면으로 가변두께를 가지며 두께는 $h = 0.5 + (y'/5)^{1.5}$ 으로 변한다. 여기서 h 는 두께이고 y' 는 수평거리이다. 이것은 길이방향에 인장철근을 배근하고 직선변에서의 처짐과 모멘트를 감소시키기 위해 테두리 보 형태로 만들기 위해 만든 것이다.

셸의 층은 그림 6에서 보듯이 철근비에 따라 17개의 패턴(pattern)으로 이루어져 있으며(표 3 참조) 유한요소해석에 그대로 적용하였다. 콘크리트의 탄성계수는 $E_c = 20.69$ GPa이고 포와송비는 $\nu = 0.15$ 이다. 콘크리트 압축강도와 인장강도는 각각 $f'_c = 30.2$ MPa와 $f_t = 4.8$ MPa이다. 철근의 탄성계수는 $E_s = 200$ GPa이고 No. 3, No. 4 그리고 No. 9 철근이 각각 사용되었다.

유한요소해석을 위해 실린더 셸의 1/4을 6×6으로 이산화 하였고 강성행렬을 형성하기 위해 정상적분을 하였다.

원통형 셸의 자유단 중앙지점에서 수직방향의 하중-변위 관계를 이 논문의 해석결과와 실험결과 그리고 Lin과 Scordelis의 해석결과를 그림 7에 도시하였다. Lin과 Scordelis의 수치해석은 동일한 1/4 부분의 셸을 16×16의 삼각형 층분할요소에 의하여 구한 것이다. 셸의 설계하중은 $P_{cr} = 0.36$ MPa이고 설계하중으로 작용하중을 정규화하여 그림 7에 나타내었다. 이때 실험데이터는 Hedgren의 실험결과를 외삽하여 완성하였으므로 불확실성을 고려해 볼 때 유한요소해석 결과는 실험과 유사한 거동 및 파괴하중값을 갖는 것으로 나타났다. 이 논문에서는 Lin 등의 수치해석에서 사용한 요소보다 거칠게 분할했음에도 실험결과와 잘 일치하고 있다. 한편 하중조절법에 의한 해석결과는 호장법에 의한 해석결과보다 유연한 결과를 보이고 있다.

중앙지점에서 횡방향에 대한 수직변위 분포를 그림 8에 도시하였다. 이때 F 는 하중 민감도 계수로서 작용하중(P)을 설계하중(P_{cr})으로 나눈 값이다. 각 하중계수에 따른 횡방향 변위분포는 해석과 실험결과 모두 유사하게 나타났다. 다만 $F = 3.2$ 와 $F = 4.0$ 의 경우 끝단으로 갈수록 해석에 의한 처짐이 실험값보다 다소 크게 나타났다. 그러나 이러한 현상은 위에서 언급한 바와 같이 외삽에 의해 실험데이터를 완성했기 때문에 발생한 것으로 보인다.

이 논문에서 작성한 철근콘크리트 셸 유한요소는 다양한 층과 철근비를 갖는 포물선 형태의 원통형 셸 해석에도 좋은 결과를 보여주고 있다.

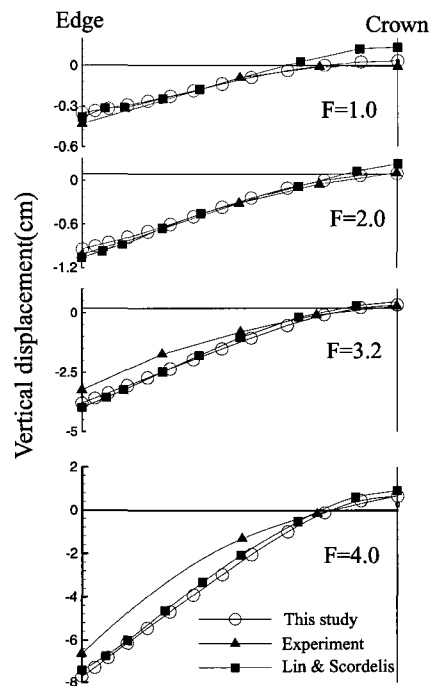


그림 8 셸의 중앙지점에서 횡방향에 대한 하중-변위관계

표 3 레이어 패턴에 따른 철근 상세

L. P.	Layer 1				Layer 2				Layer 3				Layer 4				Layer 5				Layer 6				Layer 7			
	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)	(1)	(2)	(3)	(4)
1	4	0.602	-0.795	0.0	3	0.574	-0.640	90.0	9	2.996	-0.478	0.0	4	0.419	0.0	45.0	9	0.602	-0.795	0.0	3	0.250	0.625	0.0	4	0.479	0.740	90.0
2	4	0.602	-0.795	0.0	3	0.574	-0.640	90.0	9	2.853	-0.478	0.0	4	0.419	0.0	45.0	9	0.602	-0.795	0.0	3	0.250	0.625	0.0	4	0.479	0.740	90.0
3	4	0.602	-0.795	0.0	3	0.502	-0.640	90.0	9	2.853	-0.478	0.0	4	0.419	0.0	45.0	9	0.602	-0.795	0.0	3	0.250	0.625	0.0	4	0.419	0.740	90.0
4	4	0.602	-0.795	0.0	3	0.302	-0.640	90.0	9	1.902	-0.478	0.0	4	0.629	0.0	45.0	9	0.602	-0.795	0.0	3	0.250	0.625	0.0	4	0.503	0.740	90.0
5	3	0.691	-0.642	0.0	3	0.574	-0.640	90.0	3	0.251	0.625	0.0	4	0.479	0.742	90.0												
6	3	0.691	-0.642	0.0	3	0.574	-0.640	90.0	4	0.419	0.0	45.0	3	0.251	0.625	0.0	4	0.691	-0.642	0.0								
7	3	0.691	-0.642	0.0	3	0.502	-0.640	90.0	4	0.419	0.0	45.0	3	0.251	0.625	0.0	4	0.691	-0.642	0.0								
8	3	0.691	-0.642	0.0	3	0.302	-0.640	90.0	4	0.629	0.0	45.0	3	0.251	0.625	0.0	4	0.691	-0.642	0.0								
9	3	0.483	-0.500	0.0	3	1.102	-0.308	90.0	3	0.482	0.280	0.0	4	0.920	0.500	90.0												
10	3	0.483	-0.500	0.0	3	1.102	-0.308	90.0	4	0.511	0.0	45.0	3	0.482	0.280	90.0	4	0.483	-0.500	0.0								
11	3	0.483	-0.500	0.0	3	0.964	-0.308	90.0	4	0.511	0.0	45.0	3	0.482	0.280	90.0	4	0.483	-0.500	0.0								
12	3	0.483	-0.500	0.0	3	0.579	-0.308	90.0	4	1.208	0.0	45.0	3	0.482	0.280	90.0	4	0.483	-0.500	0.0								
13	3	0.483	-0.500	0.0	3	0.552	-0.308	90.0	3	0.482	0.280	0.0	4	0.920	0.500	90.0												
14	3	0.483	-0.500	0.0	3	0.482	-0.308	90.0	3	0.482	0.280	0.0	4	0.805	0.500	90.0												
15	3	0.483	-0.500	0.0	3	0.552	-0.308	90.0	3	0.482	0.280	0.0	4	1.841	0.500	90.0												
16	3	0.483	-0.500	0.0	3	0.482	-0.308	90.0	3	0.482	0.280	0.0	4	1.611	0.500	90.0												
17	3	0.483	-0.500	0.0	3	0.579	-0.308	90.0	3	0.482	0.280	0.0	4	0.614	0.500	90.0												

(1) The designation of reinforcing bar
 (2) Layer thickness in ξ_r -coordinate($\times 100$)
 (3) Layer position in normalized ξ_r -coordinate
 (4) Angle between the reinforcement and longitudinal axis(degree)

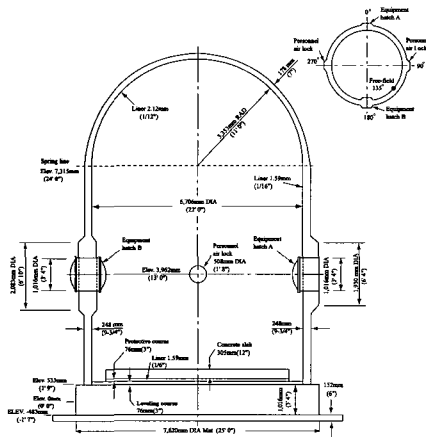


그림 9 대상 격납건물의 형상

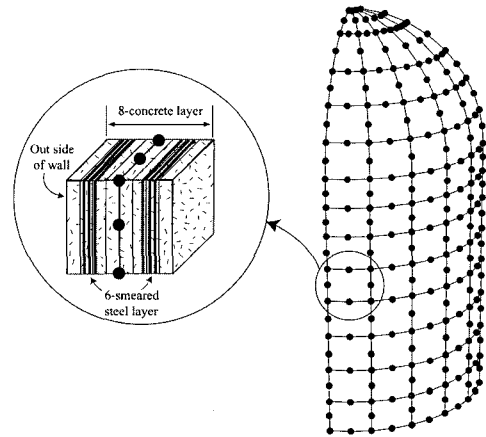


그림 10 3차원 유한요소 모델

5.3 격납건물

경수로형 원자로(light water reactor) 격납건물에 대한 성능검증과 구조적인 파괴메카니즘을 규명하기 위해 미국의 원자력규제기관인 NRC(Nuclear Regulatory Commission)에서 후원하고 SNL(Sandia National Laboratories)에서 철근콘크리트 격납건물에 대한 1/6 축소모델 실험을 수행한 바 있다. 이 절에서는 1/6 축소모델 격납건물(Clauss, 1987)에 대한 비선형해석을 수행하였고 해석결과와 실험결과를 비교 분석하였다.

대상 격납건물은 두 개의 장비운반구(equipment hatch)와 두 개의 작업자출입구(personnel airlock) 같은 대개구 부를 갖고 있으며 설계내압이 0.317MPa(46psig)이다. 격납건물의 내압실험은 계측장비의 성능측정과 원형(proto-

type) 격납건물의 탄성특성 그리고 누설거동을 비교하기 위한 low pressure test(LPT)와 격납건물의 구조적인 파괴가 발생할 때 까지 압력을 가하는 high pressure test(HPT)가 수행되었다. 이 격납건물에 사용된 콘크리트와 철근의 재료특성치를 표 4에 정리하였으며 기하학적인 형상을 그림 9에 도시하였다.

표 4 콘크리트와 철근의 재료특성치

Item	Concrete	Item	Steel
Compressive strength	46.9MPa	Elastic modulus	214GPa
Elastic modulus	33.1GPa	Yield stress	459MPa
Tensile strength	3.45MPa	Ultimate stress	682MPa
Poisson's ratio	0.2	Poisson's ratio	0.3

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 전체적인 비선형거동에 초점을 두어 기초매트를 생략하였다. 이 격납건물의 실험결과에 의하면 기초매트는 벽체나 돔에 비해서 콘크리트의 두께가 상당히 크기 때문에 들림에 의한 영향은 거의 없는 것으로 나타났다. 따라서 유한요소해석시 기초매트를 생략해도 격납건물의 전체적인 거동에는 큰 영향이 없을 것으로 판단된다.

유한요소망을 생성하기 위해 그림 10과 같이 벽체와 돔에서 높이에 따라 각각 7개와 5개로 요소로 분할하였고 원환방향으로 5개의 요소로 분할하여 격납건물 해석을 위한 8절점 쉘 유한요소망을 생성하였다. 격납건물은 두께 방향으로 총 8개의 콘크리트 층으로 분할하였고 콘크리트 층 안에 6개의 철근 층을 분산모델로 이산화 하였다.

비선형해석을 수행하기 위해 초기강성법을 이용하여 강성행렬을 형성하였고 해석 알고리즘은 호장법을 이용하였다. 경계조건은 벽체 하단부에 대한 모든 자유도를 구속하였다.

격납건물에 내압이 작용할 때 벽체중간에서 원환방향에 대한 하중-변위관계를 그림 11에 도시하였다. 이때 실험결과는 개구부의 영향이 거의 없는 자유단(free field)에서 측정된 값이다(그림 9 참조). 그림 11에는 이 격납건물에 대한 Round Robin Analysis(Clauss, 1989)에 참가한 기관들 중에서 ANL, ENEA, EPRI 및 SNL에 대한 해석결과를 비교하였다. 참고로 ANL은 자체적으로 개발한 2차원 유한요소해석 프로그램 TEMP-STRESS를 이용하였고 ENEA는 상용프로그램인 ADINA, 그리고 EPRI와 SNL은 상용 프로그램인 ABAQUS(Hibbitt 등, 1984)를 이용하였다.

그림 11에 도시한 바와 같이 구조건전성 실험(SIT)에 의한 초기균열은 0.103~0.138MPa(15~20psig)정도에서 발생하였고 해석에 의한 균열발생은 0.207~0.241MPa(30~35psig)에서 발생하였다. 유한요소해석에서 주인장 응력값이 콘크리트의 인장강도보다 크면 균열이 발생하는데 이 격납건물의 벽체에서 균열응력은 $\sigma_t = p \cdot r/t$ 와 같이 간단하게 계산할 수 있다. 여기서 P 는 내부압력이고 r 과 t 는 각각 원통형벽체의 반지름과 벽체의 두께이다. 즉, 콘크리트의 인장강도가 3.45MPa(500psig)이므로 벽체중간에서 수직방향에 대한 초기균열발생 내압은 약 0.241(35psig)정도가 된다. SIT와 HPT에 의한 초기균열 하중이 해석에 의한 값보다 작게 나타난 것은 실험을 수행하기 전에 격납건물의 표면에 균열이 발생했기 때문인 것으로 판단된다. 실제로 SIT를 수행하기 전에 실시된 격납건물 표면검사서 상당히 많은 균열들이 관측되었다. 그림 11(b)에서 보듯이 초기균열이 발생한 후 변위는 급격히 증가하였다.

벽체의 중간부위에서 철근의 항복은 그림 11(a)에서 보듯이 0.855MPa(124psig)에서 발생하였다. 다른 연구기관에 의한 철근 항복은 0.855~0.896MPa(124~130psig)로 이 연구의 해석결과와 유사하게 나타났다. 그리고 실험에 의한 철근 항복응력은 0.8~0.834MPa(116~121psig)에서 발생하여 실험과 해석에 의한 결과가 유사하게 나타났다.

철근 항복 후 변위가 급격하게 증가하였고 이 연구의 해석에 의한 최종적인 파괴는 1.062MPa(154psig)에서 발생하였다. 반면에 실험에 의한 파괴하중은 1.0MPa(145 psig)로 나타났다. 이때 파괴하중은 라이너플레이트에 찢김이 발생하여 기능적인 파괴를 유발하는 내압을 측정하였다. 대부분의 해석결과와 실험에 의한 파괴하중보다 다소 높게 나타났다. 이러한 현상은 실험에 의한 극한하중은 개구부 주위에서 라이너플레이트의 국부적인 파괴가 발생했을 경우인 반면

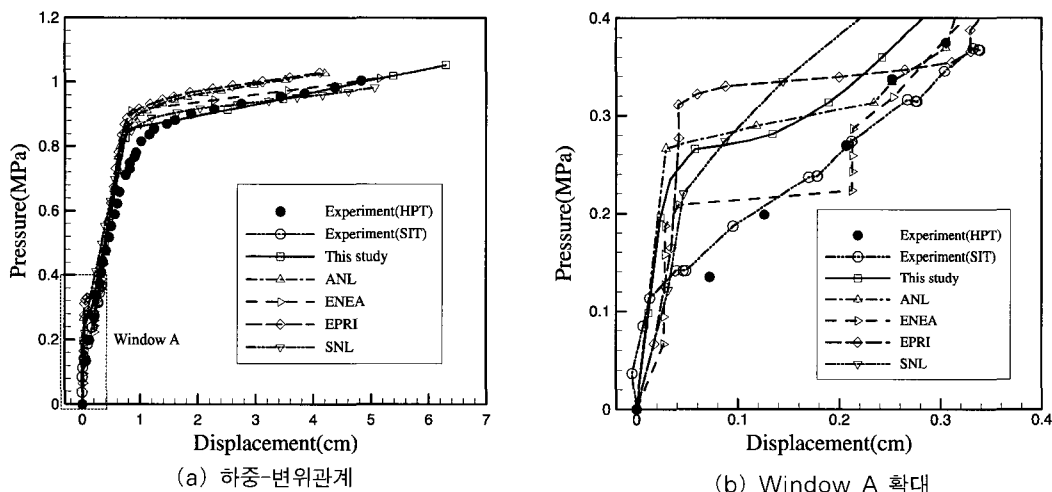


그림 11 벽체 중앙에서 원환방향의 하중-변위 곡선

에 유한요소해석에서는 국부적인 파괴보다는 개구부의 영향을 고려하지 않고 전체적인 거동에 중점을 두어 해석했기 때문에 실험결과보다 높은 극한하중을 나타내고 있다.

6. 결 론

이 논문에서는 철근콘크리트 격납건물의 재료비선형해석을 수행하기 위하여 가변형도법과 Drucker-Prager 항복기준을 바탕으로 한 8절점 퇴화 쉘 유한요소를 정식화하였고 성능을 검증하기 위해서 이축 응력상태의 무근콘크리트와 쌍곡쉘 및 철근콘크리트 격납건물에 대한 수치해석을 수행하여 다음과 같은 결론을 도출하였다.

- (1) 가변형도법을 적용한 쉘 요소는 철근콘크리트 구조물의 면내거동을 정상적분을 사용하여 강성과대현상 없이 잘 예측하였고 호장법의 도입은 콘크리트 균열발생 후 심화되는 비선형거동을 잘 예측하였다.
- (2) 비선형해석결과의 신뢰성을 높이기 위해 콘크리트 이축 응력실험으로부터 재료매개변수를 도출하였고 이를 이용하여 이축응력을 받는 무근콘크리트의 비선형거동과 파괴포락선은 실험결과와 아주 유사하게 나타났다.
- (3) 가변하는 두께와 다양한 철근비를 갖는 쌍곡쉘의 극한 거동은 적은수의 요소수를 이용하여 비선형거동과 극한 하중값을 잘 추적하였다.
- (4) 인장-인장거동이 지배적인 격납건물의 극한내압해석에서 초기균열은 0.207MPa로 다른 연구자의 결과와 유사하였고 실험결과보다는 다소 높게 나타났다. 그러나 전반적인 비선형거동과 철근의 항복시점 및 파괴하중은 1.062MPa로 실험에 의한 파괴하중값 1.0MPa와 비슷하게 나타났다.

따라서 이 논문에서 작성한 쉘 유한요소는 추후 프리스트레스 콘크리트 격납건물의 비선형거동 및 극한내압해석에 활용할 수 있을 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 한국과학기술부의 원자력 중장기 연구개발 사업의 일환으로 수행되었음.

참 고 문 헌

이상근, 송영철, 한상훈(2001) 이축 응력하의 콘크리트 파괴거동, 대한토목학회논문집, 22(2-a), pp.285~293.

이상진, 서정문 (2001) 철근콘크리트 구조물의 비탄성 해석을 위한 9절점 퇴화 쉘 요소, 한국전산구조공학회논문집, 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 (2004) 원전 격납건물 비선형 해석을 위한 콘크리트 재료모델 개발, 한국전산구조 공학회 가을학술발표회 논문집, 17(2), pp.312~319.

한국전산구조공학회 (2003) 특별분과-전산역학연구회, 한국전산구조공학회 가을학술발표회 논문집, 16(2), pp.569~606.

현대건설기술연구소 (2001) 프리스트레스 콘크리트 격납건물 부재실험, 한국원자력연구소 위탁연구보고서, KAERI/CM-493, p.177.

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.

Chen, W.F. (1982) Plasticity in Reinforced Concrete, McGraw-Hill Book Company, p.474.

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.

Clauss, D.B. (1989) Round-Robin Analysis of the Behavior of a 1:6 Scale Reinforced Concrete Containment Model Pressurized to Failure: Posttest Evaluations, Sandia National Laboratories, NUREG/CR-5341.

Criesfield, M.A. (1981) A Fast Incremental/Iterative Solution Procedure that Handles Snap through, *Computers and Structures*, 13, pp.55~62.

Drucker, D.C., Prager, W. (1951) Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design, *Quarterly of Applied Mathematics*, 10, pp.157~165.

Hessheimer, M.F., Klamerus, E.W., Lambert, L.D., Rightley, G.S. (2003) Overpressurization Test of a 1:4-Scale Prestressed Concrete Containment Vessel Model, Sandia National Laboratories, NUREG/CR-6810.

Hedgren, A.W., Billington, D.P. (1967) Mortar Model Test on a Cylindrical Shell of Varying Curvature and Thickness, *Journal of the American Concrete Institute*, 64(2), pp.73~83.

Hibbit H.D. et al.(1984) ABAQUS User's Manuals, Version 4.5.

- Kupfer, H., Hilsdorf, H.K.** (1969) Behavior of Concrete under Biaxial Stress, *ACI Journal*, Proceeding, 66(8), pp.656~666.
- Hsu, T.T.C., Belarbi, A.** (1994) Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete, *ACI Structural Journal*, 91(4), pp.465~474.
- Julien, J.T., Schultz, D.M., Weinmann, T.L.** (1987) Concrete Containment Structural Element Tests: Volume 2: Half-Thickness Element Tests-Detailed Test Data, Construction Technology Laboratories, p.338.
- Reissner, E.** (1945) The Effect of Transverse Shear Deformation on the Bending of Elastic Plate, *ASME, Journal of Applied Mechanics*, 12, pp.69~77.
- Shima, H., Chou, L., Okamura, H.** (1987) Micro and Macro Models for Bond Behaviour in Reinforced Concrete, *Journal of the Faculty of Engineering*, University of Tokyo(B), 39(2), pp.133~194.
- Vecchio, F., Collins, M.P.** (1982) The Response of Reinforced Concrete to In-plane Shear and Normal Stress, University of Toronto, p.332.
- Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L.** (1989) The Finite Element Method, 1.2, *McGraw-Hill*, New York, p.1455.