

한국표준형 원전 철근콘크리트 격납건물의 비선형 유한요소해석

Nonlinear Finite Analysis of Reinforced Concrete Containment Building in Korea Standard Nuclear Power Plant

이상진, 이홍표, 서정문
한국원자력연구소
대전광역시 유성구 덕진동 150

요 약

원전 안전최후의 방벽으로 인식되고 있는 격납건물은 지진하중이나 항공기 충돌과 같은 외부하중과 냉각재 상실사고(LOCA)와 같은 고온고압의 내부하중에 대해 그 안전성이 반드시 보장되어야 한다. 본 연구에서는 내압에 대한 격납건물의 비선형 거동을 분석하기 위한 유한요소해석 프로그램 NUCAS를 개발하였다. 본고는 NUCAS에 이용된 이론적인 배경과 이를 통하여 개발된 모듈에 대하여 설명하였다. 그리고 NUCAS를 이용하여 한국표준형 원전 철근콘크리트 격납건물의 내압에 대한 비선형 해석을 수행하고 그 결과를 기술하였다.

Abstract

As the final shield against radioactive leakage, the containment building in nuclear power plant should be safe from the attack of various loads such as earthquake, aircraft impact or internal pressure due to the LOCA. In this study, we develop the nonlinear finite element analysis program NUCAS to evaluate the performance of containment building subjected to internal pressure. The basic theoretical backgrounds used in the NUCAS are described in this paper. Finally, the nonlinear analysis of containment building subjected to internal pressure is carried out by the NUCAS and its results are described.

1. 서 론

현재 국내에는 철근콘크리트 격납건물의 안전성을 평가할 수 있는 전용 유한요소해석

프로그램이 없다. 이러한 현상은 유한요소해석 프로그램을 개발하기 위한 인력과 장기간 축적되어온 해석기술 및 개발능력이 부족했기 때문이다. 그러나 원천적인 해석기술의 보유를 전제 하지 않고 선진국의 완성된 기술자체만을 이용하는 것은 우리들 스스로 연구개발의 폭을 좁히고 선진국의 해석기술에 영구히 종속되는 결과를 초래한다. 따라서 기술 의존적인 연구환경을 탈피하고 앞으로 독자적인 연구개발 및 기술체계를 확립하기 위해서 격납건물 비선형해석 프로그램 NUCAS를 개발하였다. 그림 1에는 개발된 NUCAS의 주요기능과 모듈을 도시하였다.

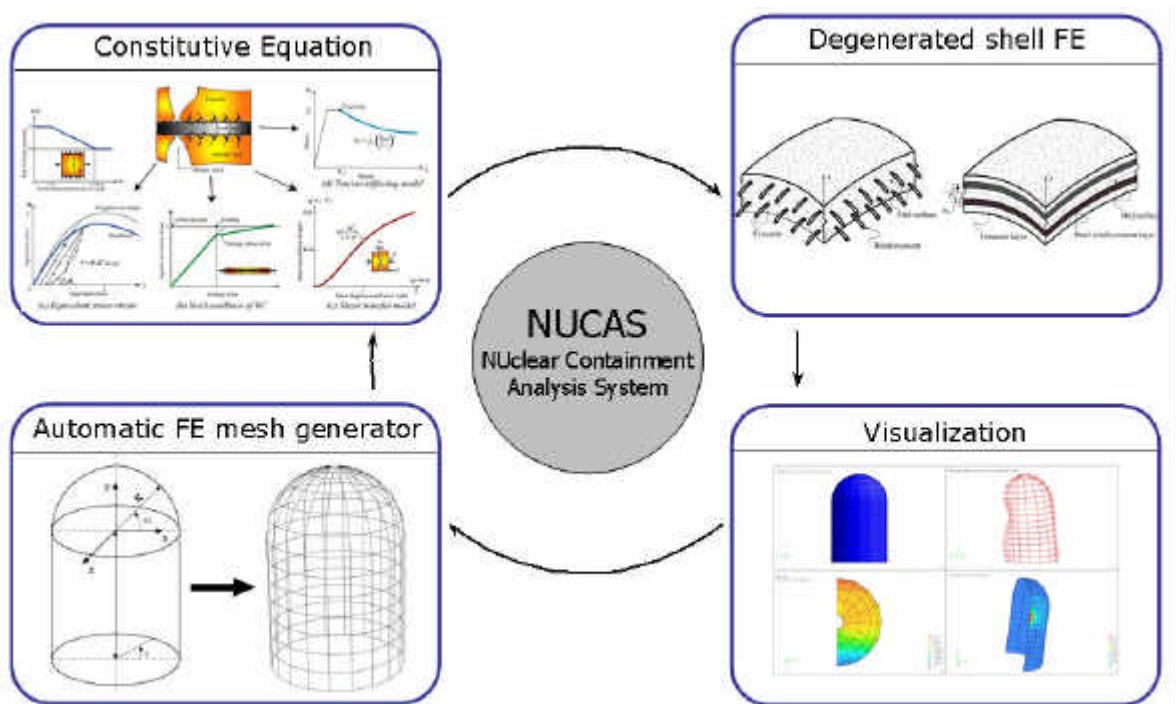


그림 1 NUCAS의 주요기능과 모듈

본 고는 NUCAS의 개발을 통하여 획득한 해석기술과 이를 이용하여 분석한 한국표준형 원전 격납건물의 거동을 기술하였다.

2. 격납건물 셸 유한요소 자동생성기

유한요소해석을 위한 입력자료의 작성을 효율적으로 하고 이때 발생하기 쉬운 인적오류를 방지하기 위하여 셸 유한요소망 자동생성기를 개발하였다. 본 연구에서는 원전 격납건물에 존재하는 장비운반구, 비상출입구, 개인출입구를 생략하고 격납건물을 3차원 축대칭 셸 구조물로 가정하였다. 그리고 셸 요소를 사용하여 이산화를 효율적으로 하기 위해 격납건물의 정점부분에 가상의 개구부를 도입하였다. 가상개구부의 크기는 돔둘레의 1/10이

하가 권장된다¹⁾. 개발된 자동유한요소망 생성기는 그림 1(좌하)에 도시된 바와 같이 실린더 벽체와 돔에서 수평 및 수직방향에 대한 층 형태수 그리고 분할하고 싶은 요소의 수를 입력하면 격납건물의 3차원 쉘 유한요소 해석모델을 자동생성한다. 또한 격납건물의 재료특성치를 해석프로그램에 내장하여 유한요소해석시 이를 자동으로 해석에 이용할 수 있게 하였다. 개발된 자동 유한요소 생성기의 개발로 인해 입력파일을 생성하기 위한 시간과 인적오류의 발생을 최소화할 수 있다.

3. 철근콘크리트 재료모델

본 연구에서는 철근콘크리트 격납건물의 재료적 특성을 표현하기 위하여 그림 1(좌상)에 도시된 미시적인 재료모델²⁾을 도입하였다. 미시적인 재료모델은 세부적으로 콘크리트의 균열전 모델, 균열기준, 인장강성모델, 콘크리트 전단전달모델을 조합하여 철근콘크리트 재료특성을 표현한다. 콘크리트 균열에 대한 특성은 인장-인장³⁾, 인장-압축⁴⁾의 응력상태로 나누어 적용하였다. 균열발생이후에 나타나는 콘크리트의 거동은 콘크리트내에 존재하는 철근의 종류와 배근타입에 많은 영향을 받는다. 본 연구에서는 지수함수를 도입하여 인장강성효과를 고려하였다.

먼저 균열이 발생하지 않은 콘크리트의 구성방정식은 다음과 같다.

$$D_p^* = \begin{bmatrix} \bar{\lambda}(E^*, \nu) + \mu(E^*, \nu) & \bar{\lambda}(E^*, \nu) & 0 \\ \bar{\lambda}(E^*, \nu) & \bar{\lambda}(E^*, \nu) + \mu(E^*, \nu) & 0 \\ 0 & 0 & \mu(E^*, \nu) \end{bmatrix} \quad (1)$$

여기서 $\bar{\lambda} = \frac{\nu E^*}{1-\nu^2}$ 는 일반 평면응력상태인 물질의 축소된 Lamé상수이고 $\mu = G = \frac{k_s E^*}{2(1+\nu)}$ 는 전단강성계수이며 ν 는 프와송비 그리고 k_s 는 전단수정계수이다. 탄성계수 E^* 는 등가응력-변형도관계를 이용하여 다음과 같이 계산한다:

$$E^* = \begin{cases} E_c f_c (\bar{\epsilon}_e \dot{K}_o + \bar{\epsilon}_e K_o) & : \text{loading condition} \\ E_c & : \text{unloading condition} \end{cases} \quad (2)$$

여기서 f_c' 는 콘크리트의 압축강도이고, $\bar{\epsilon}_e (= \bar{\epsilon} - \bar{\epsilon}_p)$ 는 탄성변형도 그리고 파괴에너지변수 K_o 는 실험데이터를 이용하여 형성된다. 그러나 균열이 발생하면 콘크리트의 균열로 인한 재료축이 생기며 균열을 포함하고 있는 콘크리트를 표현하기 위한 구성방정식이 필요하다. 균열을 포함하는 콘크리트는 균열에 수직인 방향으로 강성이 존재하지 않는 것으로

로 가정하였다. 따라서 균열을 포함하는 콘크리트의 특성은 다음식으로 표현할 수 있다.

$$\hat{D}_p^* = \begin{bmatrix} \hat{D}_1^* & 0 & 0 \\ 0 & \hat{D}_2^* & 0 \\ 0 & 0 & \hat{D}_{12}^* \end{bmatrix}; \quad \hat{D}_s^* = \begin{bmatrix} \hat{G}_{cr} & 0 \\ 0 & \hat{G}_{cr} \end{bmatrix} \quad (3)$$

여기서 면내강성행렬성분은

$$\hat{D}_i^* = \begin{cases} \hat{D}_{it}^* \begin{cases} 2f_t/\epsilon_{cr} & \epsilon < 0.5\epsilon_{cr} \\ 0 & \epsilon < 0.5\epsilon_{cr} \end{cases} \\ \hat{D}_{ic}^* = (\bar{\epsilon}_e \dot{K}_o + \dot{\bar{\epsilon}}_e K_o) \end{cases} \quad (4)$$

$$\hat{D}_{12}^* = \frac{1}{1/G_{st}^{(1)} + 1/G}$$

이고 f_t 는 콘크리트의 인장강성, ϵ_{cr} 는 균열인장변형도이다. 변수 $G_{st}^{(1)} = f_{st}\delta/(\delta^2 + w^2)$ 의 f_{st} 는 $18.0f_c^{1/3}$ 이고 δ 는 전단미끄럼변위, w 는 균열폭을 나타낸다. 횡전단 강성행렬의 성분은 다음과 같다.

$$G_{cr}^* = \frac{1}{1/G_{st}^{(2)} + 1/G} \quad (5)$$

여기서 $G_{st}^{(2)}$ 는 $36/\epsilon_t$ 이고 ϵ_t 는 균열면에 수직인 인장변형도를 나타낸다. 위식의 $\hat{D}_i^* (i=1,2)$ 는 인장강성모델과 함께 사용한다.

철근이 항복하면 철근의 다른부분이 항복하지 않았더라도 철근의 평균응력과 평균변형도는 더 이상 탄성을 유지할 수 없다. 따라서 철근의 평균응력은 자연히 항복강도보다 낮아진다. 본 연구에서는 철근 콘크리트의 항복은 부재의 인장강성이 전체적으로 감소될 때나 균열면에서 철근의 응력이 항복강도에 도달했을 때로 정의했다 철근의 응력은 해석중에 균열면을 기준으로 산정되었다.

4. 셸 유한요소

전술한 미시적인 재료모델과 횡전단효과를 고려하는 Reissner-Mindlin (RM)가정을 바탕으로 9절점 셸유한요소⁵⁾를 정식화하였다. 개발된 셸요소는 특정한 셸이론에 의존하지

않는 퇴화 고체기법을 이용하였다. 그리고 가변형도법을 도입하여 RM 셀유한요소에서 발생할 수 있는 강성과대현상을 방지하였다.

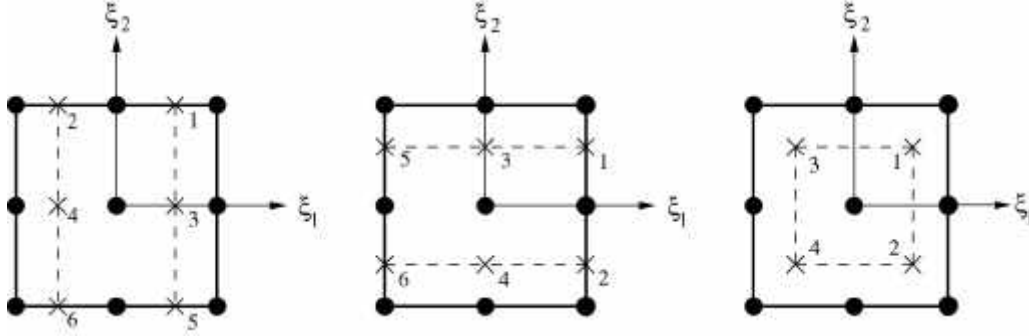


그림 2 변형도 형성을 위한 표본점: (좌) $\epsilon_{11}, \epsilon_{23}$ (중앙) $\epsilon_{22}, \epsilon_{13}$ (우) ϵ_{12}

본 연구에서 가변형도를 이용하여 형성한 대체변형도 $\epsilon_{ij}^{(a)}$ 는 다음과 같다⁵⁾.

$$\begin{aligned} \epsilon_{11}^{(a)} &= \sum_{j=1}^3 \sum_{i=1}^2 P_i(\xi_1) Q_j(\xi_2) \epsilon_{11}^\delta, & \epsilon_{22}^{(a)} &= \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^2 Q_i(\xi_1) P_j(\xi_2) \epsilon_{22}^\delta \\ \epsilon_{13}^{(a)} &= \sum_{j=1}^3 \sum_{i=1}^2 P_i(\xi_1) Q_j(\xi_2) \epsilon_{13}^\delta, & \epsilon_{23}^{(a)} &= \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^2 Q_i(\xi_1) P_j(\xi_2) \epsilon_{23}^\delta \\ \epsilon_{12}^{(a)} &= \sum_{i=1}^2 \sum_{j=1}^2 Q_i(\xi_1) P_j(\xi_2) \epsilon_{12}^\delta \end{aligned} \quad (6)$$

여기서 $\delta = 2(j-1) + i$ 는 그림 2에 도시된 표본점의 위치를 나타내며 대체변형도를 형성하기 위하여 도입한 보간함수 $P_i(\xi), Q_j(\xi)$ 는 다음과 같다.

$$\begin{aligned} P_1(\xi) &= \frac{1}{2}(1 + \sqrt{3}\xi), & P_2(\xi) &= \frac{1}{2}(1 - \sqrt{3}\xi) \\ Q_1(\xi) &= \frac{1}{2}\xi(\xi + 1), & Q_2(\xi) &= 1 - \xi^2, & Q_3(\xi) &= \frac{1}{2}\xi(\xi - 1) \end{aligned} \quad (7)$$

그림 1(우상)에 도시된 바와 같이 철근콘크리트 구조물의 단면은 콘크리트와 철근의 층으로 이루어진 다층재료이다. 본 연구에서는 삼입모델을 사용함으로써 철근이 배근된 위치에 철근비와 등가한 철근면을 도입하였다. 그리고 층 두께방향으로 수치적분을 취함으로써 재료의 이방성에 따른 두께방향의 응력수준을 계산하였다. 이러한 다층개념을 도입

함으로써 각 층의 중앙에서 계산된 응력은 각 층별로 그 값이 일정하다고 가정하였다. 계산된 층두께에 따른 응력은 그림 3와 같다.

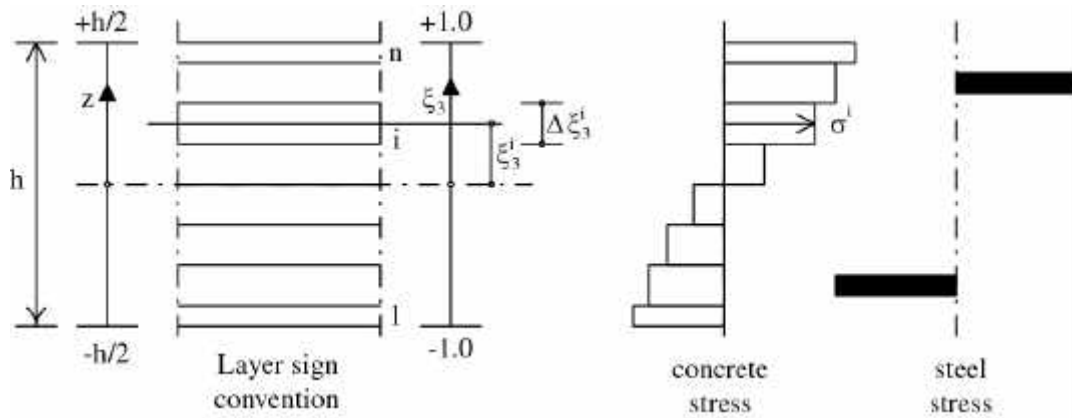


그림 3 층모델과 상응하는 응력

평형방정식을 바탕으로 이산화된 영역의 등가절점내력과 등가절점외력은 평형을 이루어야한다. 그러나 수치적으로 잔여력이 발생하며 이때 비선형 평형방정식을 다음과 같이 정의된다.

$$R_a = K_a - P_a = 0 \quad (8)$$

여기서 K_a 는 절점내력, P_a 는 절점외력 그리고 R_a 는 잔여력을 나타낸다. 쉘 유한요소의 접선강성행렬은 내력함수를 미분함으로써 구하였다.

5. 그래픽 분석도구(Visualization)

철근콘크리트의 해석결과를 검토하기 위해서는 다양한 분석도구를 필요로 한다. NUCAS는 내압해석에 따른 격납건물의 변형 등고선도, 응력 등고선도를 그래픽으로 모사할 수 있다. 그리고 NUCAS는 원하는 절점에서의 변위이력을 유한요소해석 중에 그래프로 실시간 확인할 수 있는 기능을 가지고 있다. 또한 내압수준에 따라 발생 할 수 있는 균열의 발생위치를 층 두께별로 확인할 수 있다.

6 수치해석

한국형 표준원전의 격납건물은 포스트텐션 시스템을 도입한 철근콘크리트 구조물이다. 격납건물은 상부의 반구형 돔과 하부의 원통형 벽체 그리고 바닥의 기초슬래브로 이루어져 있다. 기초슬래브를 제외하면 격납건물은 쉘구조물이다. 격납건물의 형상은 그림 4에

도시된 바와 같다.

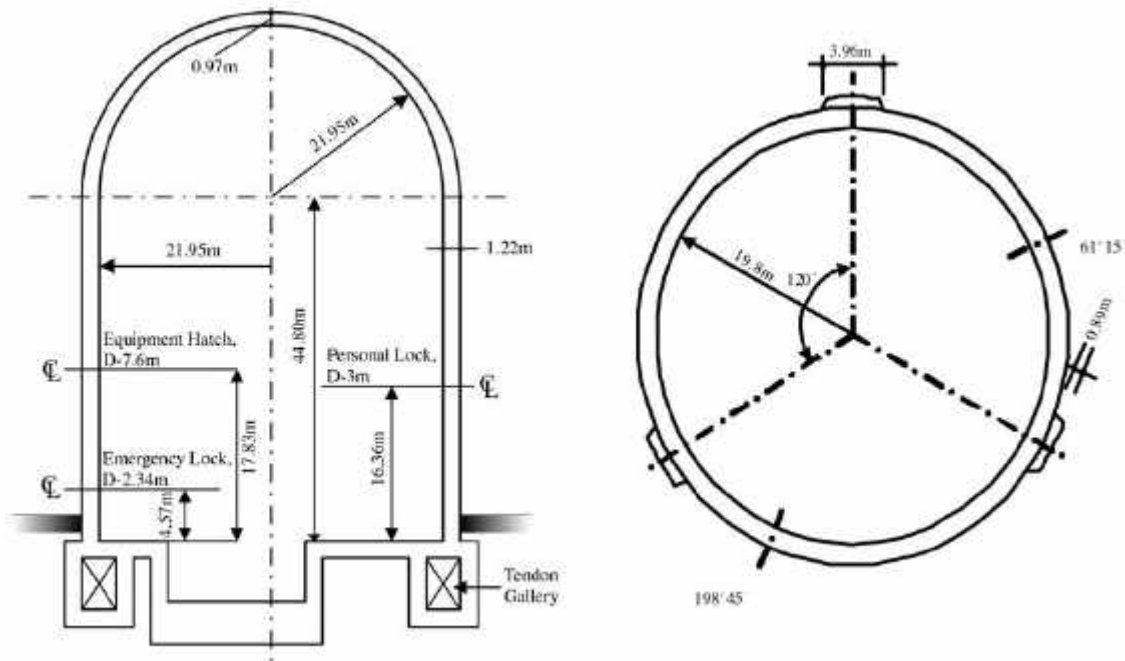


그림 4 격납건물의 형상 및 치수

벽체와 돔은 라이너 플레이트, 철근 그리고 프리스트레스력이 가해지는 텐돈층으로 구성되어 있고 3개의 주요 가용개구부가 있다. 자세한 격납건물의 제원은 참고문헌⁶⁾에 기술되어 있다. 본 연구에서는 3차원 축대칭 유한요소모델의 잇점을 살려 그림 5에 도시된 바와 같이 격납건물의 1/4을 65개의 9절점 쉘요소로 이산화하고 이를 해석에 이용하였다. 격납건물의 철근배근은 그림 5에서 표시된 바와 같이 8개의 패턴(#1~#8)으로 정리하였다. 각 패턴에 대한 건물벽체와 돔의 철근 단면적은 표 1에 정리하였다.

본 연구에서는 구조재료인 콘크리트와 철근을 유한요소모델에 고려하였고 텐돈으로 인한 프리스트레스력은 외력으로 환산하여 격납건물의 외벽에 분포하중으로 작용하게 했다. 해석에 사용된 콘크리트의 재료특성치는 압축강도는 $f'_c = 5500psi$, 인장강도는 $f_t = 6\sqrt{f'_c}$ 그리고 탄성계수는 $E = 608722psi$ 이다. 철근은 ASTM A615 Grade 60을 만족하며 항복응력은 $\sigma_y = 60000psi$, 탄성계수는 $E = 29 \times 10^6psi$ 이다. 유한요소해석시 철근의 허용변형도값은 항복변형도의 5배값($5 \times \epsilon_y$)을 택하였다.

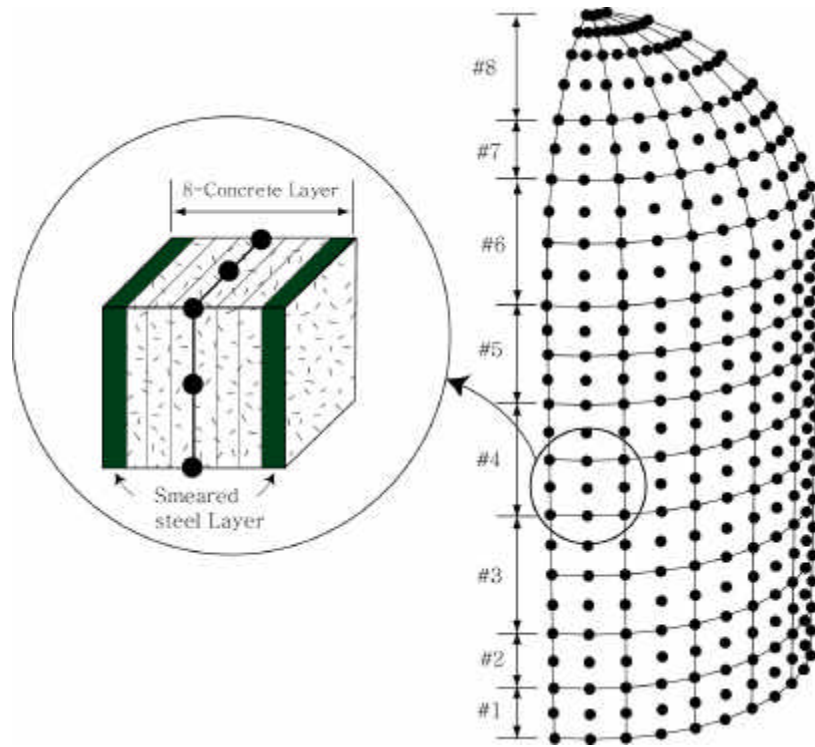


그림 5 3차원 유한요소망

표 1 돔과 벽체에서의 철근의 단면적

ID	단면		철근			
	표고(ft) 또는 각도(°)	기초슬래브로부터의 높이(ft)	자오선방향(in^2/ft)		원환방향(in^2/ft)	
			외측	내측	외측	내측
#1	83 - 101	0 - 18	2.25	9.375	2.25	2.25
#2	101 - 120	18 - 37	2.25	6.25	2.25	2.25
#3	124 - 161	41 - 78	2.25	2.25	2.25	3.03
#4	161 - 198	78 - 115	2.80	2.25	2.25	1.56
#5	198 - 230	115 - 147	6.25	6.25	4.00	2.25
#6	스프링라인-30°	147 - 183	2.25	2.25	1.56	1.56
#7	35° - 45°	183 - 198	2.25	2.25	1.27	2.25
#8	45° - 정점	198 - 219	2.25	2.25	1.56	N/A

수치해석은 먼저 텐돈에 대한 프리스트레스력을 격납건물에 적용한 뒤 내압을 하중중분으로 나누어 적용하였다. 해석결과 프리스트레스력에 의한 최대변위는 0.28in (0.72cm)이

고 이는 하부고정단으로부터 42.75ft (14.4m) 인 지점에서 발생하였다. 내압증분에 의한 최대변위는 67.75 ft (20.65m)인 지점에서 발생하였으며 내압에 따른 변위이력을 ABAQUS의 해석결과와 함께 그림 6에 도시하였다. ABAQUS의 해석결과는 1312개의 축대칭 평면요소, 294개의 축대칭셀요소, 45개의 스프링요소를 사용하였다. ABAQUS의 해석결과는 기초슬래브의 들림현상을 고려하기 위하여 스프링요소를 사용하였으므로 NUCAS와 다소의 차이를 보이고 있다. 초기균열은 내압이 122psi일때 발생하였다. 그림 6에서 보는 바와 같이 초기균열은 벽체의 중간부에서 발생하였고 내측면보다는 외측면에서 과다하게 발생하였다. 내압이 증가하면 균열은 점진적으로 벽체의 상부와 돔 부위로 퍼져나갔으며 콘크리트의 인장파괴는 내압이 150.23psi일때 일어났다. 그리고 격납건물의 파괴기준을 철근의 허용변형도 값으로 사용할 경우 파괴시점은 154psi로 나타났다. 이때 계산된 최대변형도값은 0.01068이다.

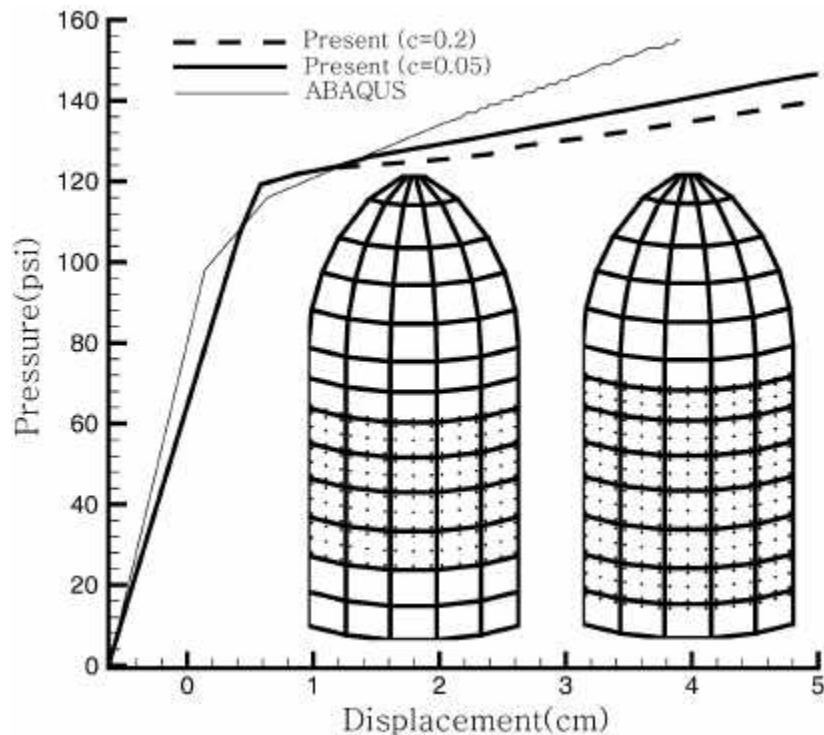


그림 6 격납건물 내압해석결과

7. 결론

본 연구를 통하여 자동유한요소망 생성기, 미시적인 철근콘크리트 재료모델, 가변형도 9 절점 퇴화셀요소, 후처리기를 포함하는 격납건물 전용 유한요소해석 프로그램 NUCAS를 개발하였고 이를 이용하여 한국표준형 원전 철근콘크리트 격납건물의 비선형해석을 수행

하였다. NUCAS의 해석결과는 ABAQUS를 통하여 도출한 결과와 비교적 잘 일치하였다. 그리고 철근의 최대 허용변형도값을 파괴기준으로 이용할 경우 격납건물의 극한내압이 154 psi로 나타났다. 개발된 NUCAS는 내압에 의한 격납건물의 전체거동과 벽체요소의 국부거동을 예측하는데 매우 유용할 것으로 판단된다.

감사의 글

본 연구는 과학기술부의 원자력중장기 연구개발사업의 일환으로 수행되었음.

참고문헌

1. 이상진, 이홍표, 서정문, “격납건물 FE모델의 정점개구부 유무에 따른 동적 특성분석,” 대한토목학회 추계학술발표회, 2000, pp. 320~324.
2. Maekawa, K. and Okamura, H., The deformation behaviour and constitutive equation concrete using Elasto-Plastic and Fracture Model, Journal of faculty of Engineering, University of Tokyo (B), Vol. 37, No. 2, pp.253-328, 1983.
3. 二羽淳一郎, 鐵筋コンクリート 板要素の力學的性狀, 土木工學科, 東京大學修士論文, 1980.
4. Aoyagi, Y. and Yamada, K., Strangth and deformation characteristics of RC shell elements subjected to in-plane forces, Concrete library international JSCE, No.4, pp.129-160, 1984.
5. Lee, S.J. and Kanok-Nuchulchai, W., A nine-node assumed strain finite element for large deformation analysis of laminated shells, *Int. J. Numer. Meth. Engng.*, Vol.42, pp.777-798, 1998.
6. 이상진, 이홍표, 서정문, “철근콘크리트 격납건물의 비선형해석을 위한 유한요소해석 프로그램 NUCAS,” 한국원자력연구소, 기술보고서, TR-2076/2002, 2002.