

원자력 발전소 격납건물 벽체의 균열거동

조재열^{1)*} · 김남식²⁾ · 조남소²⁾ · 최인길³⁾

¹⁾서울대학교 공학연구소 ²⁾현대건설기술연구소 ³⁾한국원자력연구소

(2002년 5월 21일 원고접수, 2003년 1월 7일 심사완료)

Cracking Behavior of Containment Wall of Nuclear Power Plant Reactor

Jae-Yeol Cho¹⁾, Nam-Sik Kim²⁾, Nam-So Cho^{2)*}, and In-Kil Choi³⁾

¹⁾ Seoul National University, Research Institute of Engineering Science, Seoul, 151-742, Korea

²⁾ Hyundai Institute of Construction Technology, Yongin, 449-716, Korea

³⁾ Korea Atomic Energy Research Institute, Daejeon, 305-353, Korea

(Received May 21, 2002, Accepted January 7, 2003)

ABSTRACT

Tension tests of six half-thickness concrete containment wall elements were conducted as a part of Korea Atomic Energy Research Institute (KAERI) program. The aim of the KAERI test program is to provide a test-verified analytical method for estimating capacities of concrete reactor containment buildings under internal overpressurization from postulated degraded core accidents. The data from the tests reported herein should be useful for benchmarking analytical method that require modeling of material behavior including concrete cracking behavior and reinforcement/concrete interaction exhibited by the test. Major test variable is compressive strength of concrete, and its effect on the behavior of prestressed concrete panel subjected to biaxial tension is investigated.

Keywords: tension test, containment wall, cracking behavior, compressive strength, prestressed concrete, biaxial tension

1. 서 론

원자력 발전소는 세계 온난화 및 산성비 등 환경문제를 일으키지 않는 환경 친화적인 에너지원으로써 뿐만 아니라, 주원료인 우라늄의 경우 전 세계에 고르게 매장되어 있어 세계경제의 영향을 받지 않으며, 발전원가에서 에너지점유율이 낮아 매우 경제적인 에너지원으로 각광받고 있다. 1978년 고리 원자력발전소가 가동을 시작한 이래, 현재 국내에는 총 16기의 원자력발전소가 가동되고 있어, 연간 발전량은 1,200 kW를 상회하며 원자력발전소이용률도 90%를 넘고 있다. 현재에도 영광과 울진에 2기의 원자력발전소가 건설 중에 있으며, 장기적으로도 총 10여기의 원자력 발전소의 건설이 계획되어 있다¹⁾.

그러나, 지난 1994년 미국 로스앤젤레스 지진사고와 1995년 일본 관서지방 지진사고 등을 거치면서 원자력 발전소의 구조적 안전성이 검증되었음에도 불구하고, 구 소련 체르노빌 사고 등의 막대한 피해로부터 각인 되어있는 사회적인 불안감은 좀처럼 줄어들지 않고 있다. 따라서 원자력 발전소의 안전 운영에 앞서 원자력발전소구조물의 안전성

을 확보하여 사회적 인식의 향상을 도모해야 할 것이다.

원자력 발전소의 격납건물은 지진 등의 원인으로 사고가 날 경우 내부 방사성 물질이 외부로 누출되지 않도록 하는 최후 방어벽으로, 이 때 발생하는 극한 내압에 대한 격납건물의 성능 검증 기술 확보는 격납건물의 구조적 안전성 차원에서 필수적이다. 극한 내압을 받고 있는 격납건물의 성능 검증 기술을 확보하기 위해서는 즉, 실제 격납건물의 극한 내압 작용 시 거동 평가 기술을 개발하기 위해서는 격납건물의 축소모델을 이용한 해석방법, 파괴모드의 평가 방법, 극한 내압 능력 평가 방법 개발 등이 필요하다. 미국의 경우 80년대부터 관련연구가 진행되어 왔으나²⁾, 국내에서는 최근 관련 분야에 대한 관심이 높아짐에 따라 관련 기술개발과 자료 확보가 요구된다. 콘크리트 격납건물에 대한 축소모형 실험은 1970년대부터 폴란드, 캐나다, 영국, 미국, 일본 등 전 세계적으로 연구가 수행되어오고 있다. 그러나 격납건물의 축소모델에 대한 실험계획을 수립하기 위해서는 먼저 구조 부재 즉, 평면응력 상태의 콘크리트 쉘 부재의 거동 실험이 수행되어야 한다. 지금까지, 평면응력 상태에서의 2축 실험은 주로 압축-압축²⁻⁵⁾, 인장-압축, 전단-압축, 전단-전단에 대하여 이루어졌으나, 인장-인장의 2축 상태에 대한 실험은 거의 없는 실정이다. 이에 대한 연구는 1979년 캐나다 Alberta 대학을 시초로 미국 EPRI (1984) 등에서 수행한 바 있다^{6,7)}.

* Corresponding author
Tel : 1-608-238-9783
E-mail : jaecho@wisc.edu

한편, 우리나라는 원자력발전소의 시공 및 운영 면에서 선진국 대열에 있음에도 불구하고 원자력 격납건물의 구조적 측면에 대한 실험연구가 거의 없는 실정이다⁸⁾. 그러나, 이러한 연구는 사고 시 격납건물의 거동을 예측하는데 기초 자료로 이용될 뿐만 아니라, 국내의 원자력 격납건물 해석 프로그램 개발을 위한 입력자료 마련 그리고 해석결과 검증에도 활용할 수 있는 중요한 결과로 기대된다. 이러한 격납건물의 성능평가 기술은 국부적, 개별적 요소 실험 연구를 기초로 하여 실제 격납건물의 축소모델을 대상으로 한 본격적인 연구개발이 진행되어야 할 것으로 사료된다. 이러한 연구 개발 사업은 단편적인 기술 도입으로 인한 경제적, 기술적 손실을 막아주어 장기적인 측면에서 경제적인 것으로 판단된다.

이번 연구에서는 우리나라 원자력발전소 격납건물을 대상 구조물로 하여 사고 시 가장 위험에 놓이게 되는 벽체의 일부를 모사한 철근콘크리트 쉘 부재를 제작하였으며, 1축 및 2축 인장 실험을 통하여 균열발생 거동을 분석하고, 파괴기준을 마련하며, 콘크리트 및 철근의 응력-변형률 관계를 도출하고자 하였다.⁹⁾ 우선 이 논문에서는 격납건물 벽체부재의 균열거동을 중점적으로 다루었다.

2. 철근콘크리트 패널의 2축 인장실험

2.1 실험체 설계

본 실험연구에서는 실제 콘크리트 격납건물을 모사한 총 12개의 패널실험체를 제작하여 그중 6개의 실험 결과를 토대로 하여 변수로 설정한 콘크리트 압축강도의 영향을 살펴보았다. 실험체의 두께는 실제 원자력발전소 격납건물의 벽체 두께의 절반에 해당하는데, 가급적 1/2 축소 모형이 아닌 실구조물 두께의 절반에 해당하는 부분을 떼어 실험체화한 half-thickness model을 채택하여 보다 합리적이고 실질적으로 격납 구조물의 거동을 분석하고자 하였다.

실제로 우리나라 원자력발전소 격납건물은 모두 프리스트레스트 콘크리트 구조로 설계 및 시공되었다. 따라서 실험체를 제작할 때 텐던 덕트를 매설하여 실구조물과 유사한 형태를 가지도록 하였다. 국내에서 시공된 프리스트레스트 콘크리트 격납건물은 대부분 비 부착식 텐던을 적용하였으며, 취약부인 중간 벽체에서 프리스트레싱으로 인하여 도입되는 압축력 비는 원환(H:hoop) 방향 대 자오선(M:meridional) 방향으로 약 2:1 정도이다. 과도한 내압이 작용하게 되면 프리스트레싱으로 도입된 압축력은 점점 이완되어 영에 이르게 되며, 그 시점부터 격납건물에 도입된 프리스트레싱의 효과는 소멸된다. 비로소 덕트 내의 텐던에 추가적인 응력이 작용하게 되더라도 격납건물은 철근콘크리트 구조물의 거동을 하게 되는 것이다. 따라서 본 연구에서 수행한 실험은 프리스트레싱 효과가 사라진 시점 이후의 거동에 해당한다.

앞서 기술한 바와 같이 결과 분석에 이용된 6개의 실험체는 실험변수인 콘크리트 압축강도에 따라 3개씩 두 그룹으로 나뉘며, 각 강도별로 1개는 1축 인장 실험용 2개는 2축 인장 실험용으로 사용되었다. 일반적으로 원자력발전소 격납건물의 설계기준강도는 40 MPa인데 반하여, 실제 발현되는 강도는 60 MPa까지 조사되었기에, 두 강도를 실험변수로 채택하였다. 다음 Fig. 1은 실험체 명에 대한 설명이다.

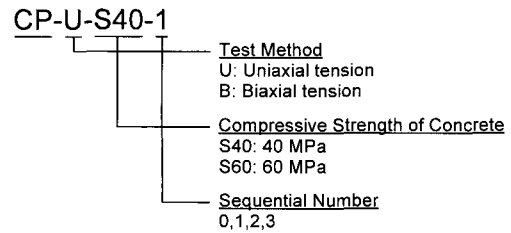


Fig. 1 Specimen identification

2.2 가력 및 계측 시스템

균열 거동 파악을 위한 실험에서는 원자력발전소 격납건물의 실제의 상황을 반드시 재현하여야 하는데, 그러기 위해서는 2축으로의 가력이 필수적이며 상대적인 평가를 위해서 1축의 가력 상태 역시 포함되어야 한다. 또한 실험의 대상으로 삼은 원자력발전소 격납건물의 부위는 하중의 비가 자오선방향(M)으로의 하중이 '1'일 때 원환방향(H)으로 '2'의 하중이 작용하는 중간높이에 해당한다. 따라서 균열 거동 실험에서는 이러한 조건, 즉 2축 인장 상태를 구현하며 2:1의 하중 비를 갖고 원환방향을 기준으로 하여 평균 60 kN/min의 속도로 재하하였다. 육안으로 확인한 균열조

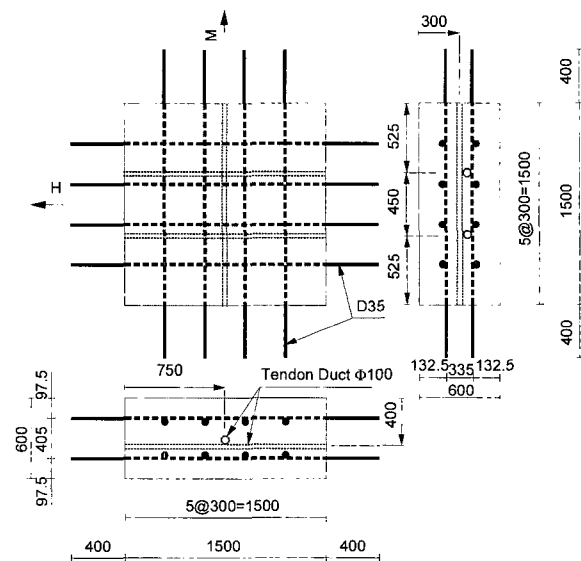


Fig. 2 Configuration and dimension of specimen (unit: mm)

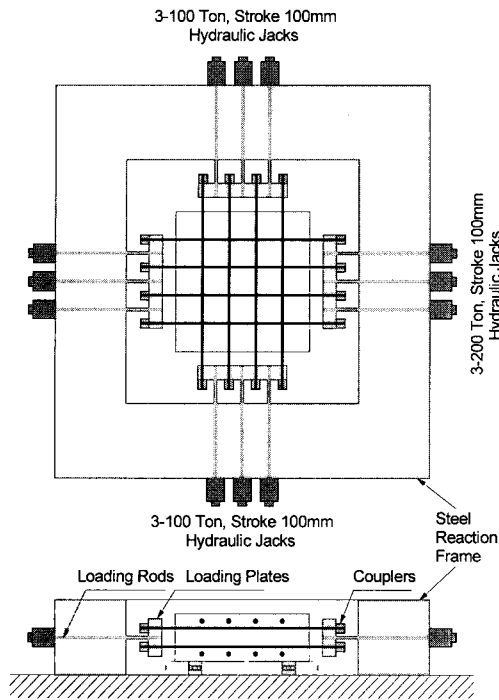


Fig. 3 Test Setup

Table 1 Concrete mix proportion

Specified concrete strength [MPa]	W/C (%)	W (kg/m ³)	C (kg/m ³)	s (kg/m ³)	G (kg/m ³)
40	32	172	531	681	1,016
60	26	160	723	579	938

※ Notice : Maximum size of coarse aggregate : 25mm
Slump : 120mm

사 이외에 로드셀, 변형률게이지, LVDT 등을 자동계측시스템을 이용하여 약 5초 간격으로 측정하였다.

Fig. 2는 실험체의 제원과 배근 상태를 보여주고 있으며, Fig. 3은 실험장치의 개요를 그림으로 설명하고 있다. Fig. 4와 5는 각각 변형률 게이지 부착위치와 LVDT의 설치방법을 보여주고 있다.

2.3 재료 특성

콘크리트의 압축강도는 이 연구의 주요 실험변수로서 40 MPa과 60 MPa 두 종류의 배합이 사용되었다. Table 1은 는 각 배합에 사용된 배합표이다. 공기량은 2%를 목표로 하였으며, 작업성을 고려하여 혼화제(감수제)를 1~1.5% 사용하였다. 실험체별로 제작된 3개 이상의 원형공시체를 대상으로 재료실험을 수행한 결과 S40실험체와 S60실험체 평균압축강도는 각각 42 MPa과 58 MPa로써 목표치에 상당히 근접한 결과를 보였다.

한편, 철근은 SD40의 D35철근을 사용하였는데, 재료실험 결과 평균 410 MPa의 항복강도와 206,000 MPa의 탄성계수의 결과를 나타냈다.

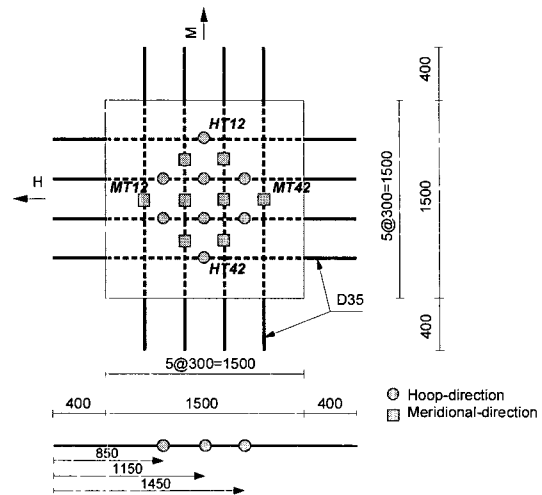


Fig. 4 Location of conventional strain gages (unit: mm)

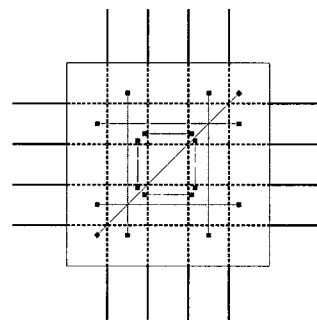


Fig. 5 Location of LVDTs

3. 실험결과

앞서 기술한 바와 같이 콘크리트 압축강도에 따라 3개씩의 실험체를 대상으로 실험을 수행하였는데, 이때 2축 인장 실험은 결과의 신뢰도를 높이기 위하여 2개의 실험체를 대상으로 하였으며, 이 절에서는 콘크리트 압축강도별로 대표적인 것을 선정하여 결과분석을 기술하였다.

3.1 균열 거동 분석

3.1.1 실험체 CP-U-S40-1

실험체 CP-U-S40-1은 균열거동을 고찰하기 위하여 설계기준강도 40 MPa의 콘크리트로 제작하여 원환방향 즉, Fig. 6에서 보는 바와 같이 남(S)-북(N) 방향으로 하중을 재하한 실험체이다. 모든 실험체는 Fig. 6에서 보는 바와 같이 자오선방향 즉 동(E)-서(W) 방향으로 패널의 중심선을 따라 1개의 텐던 덕트가 설치되어 있다.

원환방향으로 인장력 1,480 kN이 도입되었을 때, 텐던 덕트가 매설된 위치에서 첫 균열이 발생하였는데, 이것은 덕트가 매설된 위치에서 콘크리트의 단면손실이 가장 크기

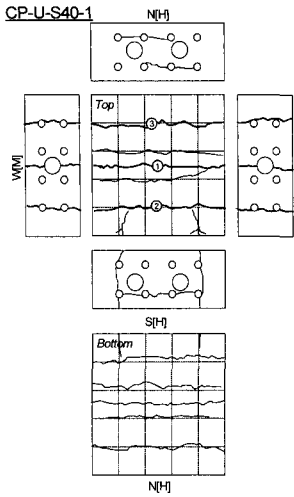


Fig. 6 Crack pattern of CP-U-S40-1

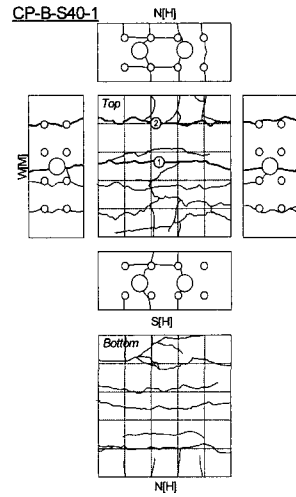


Fig. 7 Crack pattern of CP-B-S40-1

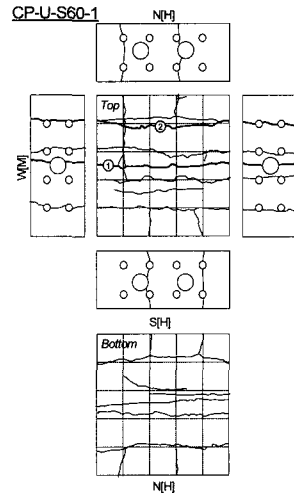


Fig. 8 Crack pattern of CP-U-S60-1

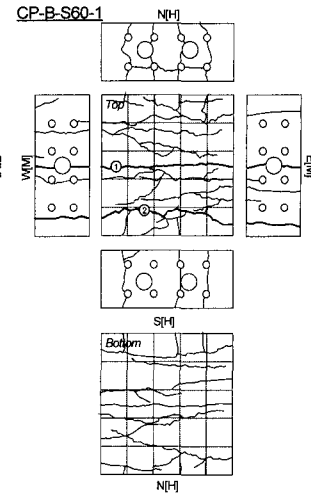


Fig. 9 Crack pattern of CP-B-S60-1

때문인 것으로 판단된다. 이때, 원환방향의 철근에 발생한 인장응력은 약 193 MPa이었으며, 콘크리트에 발생한 응력은 약 1.88 MPa로써 이것은 원형공시체를 대상으로 한 콘크리트 압축강도를 f_{ck} 라고 할 때 $0.29\sqrt{f_{ck}}$ 에 해당하는 값이다. 실험이 진행됨에 따라 첫 균열로부터 남-북 방향으로 450 mm 떨어진 지점, 즉 자오선방향 철근이 매설된 위치에 균열이 발생되어 결국 관통균열로 이어졌다. 이후 첫 균열로부터 남-북 방향으로 150 mm 떨어진 자오선방향 철근이 매설된 위치에도 균열이 발생하였다. 실험이 종료된 시점까지 더 이상의 자오선방향 균열은 발생하지 않았으나, 원환방향 철근의 항복 및 변형률경화 단계를 거치면서 부차파괴로 인하여 Fig. 6의 남쪽 측면 균열도에서 보는 바와 같이, 철근의 위치에서 균열이 발생하였다. 그러나 이 균열은 원환방향 전 길이에 걸쳐 발전하지는 못하였다. 또한 Fig. 6의 남과 북쪽 측면의 균열도에서 보는 바와 같이 철근의 덮개를 따라 횡방향 균열이 발생하였는데, 이 또한 원환방향 이형철근의 변형과 함께 유발된 부차파괴에 기인한 것으로 사료된다.

3.1.2 실험체 CP-B-S40-1

실험체 CP-B-S40-1은 균열거동을 고찰하기 위하여 설계기준강도 40 MPa의 콘크리트로 제작하여 원환방향과 자오선방향으로 2:1의 하중비로 재하한 즉, Fig. 7에서 보는 바와 같이 남-북 방향으로 하중 P를 재하하면서 동-서 방향으로 0.5P의 하중을 재하한 실험체이다.

원환방향으로 인장력 1,541 kN이 도입되었을 때, Fig. 7에서 보는 바와 같이 텐던 덕트가 매설된 위치에서 첫 균열이 발생하였다. 이때, 원환방향의 철근에 발생한 인장응력은 약 201 MPa이었으며, 콘크리트에 발생한 응력은 약 1.96 MPa로써 이것은 원형공시체를 대상으로 한 콘크리트 압축강도를 f_{ck} 라고 할 때 $0.30\sqrt{f_{ck}}$ 에 해당하는 값이다.

첫 균열로부터 남-북 방향으로 450 mm 떨어진 지점에 균열이 발생되어 결국 관통균열로 이어졌다. 이후 첫 균열로부터 남-북 방향으로 150 mm 떨어진 자오선방향 철근이 매설된 위치에도 균열이 발생하였다. 이러한 양상은 앞서 살펴본 실험체 CP-U-S40-1과도 일치하지만 전체적인 형상을 볼 때 균열의 형상이 2축 인장의 경우 1축에 비하여 상대적으로 구불구불한 형상을 보이고 있다. 이것은 2축 인장으로 인하여 주응력의 방향이 변하기 때문인 것으로 사료된다.

원환방향 철근의 항복 및 변형률경화 단계를 거치면서 부차파괴로 인하여 Fig. 7의 남쪽 및 북쪽 측면 균열도에서 보는 바와 같이, 철근의 위치에서 수직균열이 발생하였다. 그러나 이 균열은 원환방향 전 길이에 걸쳐 발전하지는 못하였으며, Fig. 7의 남과 북쪽 측면의 균열도에서 보는 바와 같이 철근의 덮개를 따라 횡방향 균열이 발생하였는데, 이 또한 원환방향 이형철근의 부차파괴에 기인한 것으로 사료된다.

3.1.3 실험체 CP-U-S60-1

실험체 CP-U-S60-1은 실험체형상 및 하중재하 방법 등 모든 조건이 실험체 CP-U-S40-1과 같으며, 단지 콘크리트 설계기준강도만 60 MPa로 차이가 있다.

원환방향으로 인장력 1,612 kN이 도입되었을 때, Fig. 8에서 보는 바와 같이, 텐던 덕트가 매설된 위치에서 첫 균열이 발생하였다. 이때, 원환방향의 철근에 발생한 인장응력은 약 211 MPa이었으며, 콘크리트에 발생한 응력은 약 2.05 MPa로써 이것은 원형공시체를 대상으로 한 콘크리트 압축강도를 f_{ck} 라고 할 때 $0.26\sqrt{f_{ck}}$ 에 해당하는 값이다.

실험이 진행됨에 따라 첫 균열로부터 남-북 방향으로 450 mm 떨어진 지점, 즉 자오선방향 철근이 매설된 위치에 균열이 발생되어 결국 관통균열로 이어졌다. 이후 첫 균열로

부터 남-북 방향으로 150 mm 떨어진 자오선방향 철근이 매설된 위치에도 균열이 발생하였다. 원환방향 철근의 항복 및 변형률경화 단계를 거치면서 부착파괴로 인하여 Fig. 8의 남쪽 측면 균열도에서 보는 바와 같이, 철근의 위치에서 균열이 발생하였다. 그러나 이 균열은 원환방향 전 길이에 걸쳐 발전하지는 못하였다. 또한 Fig. 8의 남과 북쪽 측면의 균열도에서 보는 바와 같이 철근의 덮개를 따라 횡방향 균열이 발생하였는데, 이 또한 원환방향 이형철근의 변형과 함께 유발된 부착파괴에 기인한 것으로 사료된다. 한편, 동일한 조건에서 압축강도만 차이가 나는 CP-U-S40-1과 비교할 때 실험종료시점에서 자오선방향으로 발생한 균열의 개수가 다소 많은 반면 균열 폭은 상대적으로 작은 것으로 조사되었다.

3.1.4 실험체 CP-B-S60-1

실험체 CP-B-S60-1은 실험체형상 및 하중재하 방법 등 모든 조건이 실험체 CP-B-S40-1과 같으며, 단지 콘크리트 설계기준강도만 60 MPa로 차이가 있다.

원환방향으로 인장력 1,532 kN이 도입되었을 때, Fig. 9에서 보는 바와 같이 텐던 덕트가 매설된 위치에서 첫 균열이 발생하였다. 이때, 원환방향의 철근에 발생한 인장응력은 약 200 MPa이었으며, 콘크리트에 발생한 응력은 약 1.95 MPa으로써 이것은 원형공시체를 대상으로 한 콘크리트 압축강도를 f_{ck} 라고 할 때 $0.26\sqrt{f_{ck}}$ 에 해당하는 값이다.

실험이 진행됨에 따라 첫 균열로부터 남-북 방향으로 450 mm 떨어진 지점, 즉 자오선방향 철근이 매설된 위치에 균열이 발생되어 결국 관통균열로 이어졌다. 이후 첫 균열로부터 남-북 방향으로 150 mm 떨어진 자오선방향 철근이 매설된 위치에도 균열이 발생하였다. 이러한 양상은 앞서 살펴본 실험체 CP-U-S60-1과도 일치하지만 전체적인 형상을 볼 때 균열의 형상이 2축 인장의 경우 1축에 비하여 상대적으로 구불구불한 형상을 보이고 있다. 이것은 2축 인장으로 인하여 주응력의 방향이 변하기 때문인 것으로 사료된다.

아울러 다른 실험체들과 마찬가지로 원환방향 철근의 항복 및 변형률경화 단계를 거치면서 부착파괴로 인하여 Fig. 9의 남쪽 및 북쪽 측면 균열도에서 보는 바와 같이, 철근의 위치에서 수직균열이 발생하였다. 그러나 이 균열은 원환방향 전 길이에 걸쳐 발전하지는 못하였으며, Fig. 9의 북쪽 측면의 균열도에서 보는 바와 같이 철근의 덮개를 따라 횡방향 균열이 발생하였는데, 이 또한 원환방향 이형철근의 부착파괴에 기인한 것으로 사료된다.

3.2 측정 데이터 분석

균열 거동 분석을 위한 실험에서는 2.2절에서 설명하였듯이, 각종 계측장치를 이용하여 철근 및 콘크리트의 변형을

측정하여, 균열거동을 분석하는데 기초 자료로 활용하고자 하였다. 이 절에서는 대표적인 예로써 실험체 CP-B-S40-2와 CP-B-S60-1에 대하여 측정데이터를 이용한 격납건물 콘크리트 패널의 거동을 분석·기술하였다.

3.2.1 실험체 CP-B-S40-2

Fig. 10은 원환방향 및 자오선방향으로 도입된 2:1 하중의 이력곡선으로써 목표치인 실선위에 측정된 모든 데이터를 점으로 표시하여, 하중 도입의 정확성을 보고자 하였는데, 대체로 양호하게 2축 인장력이 재하되었음을 알 수 있다.

Fig. 11은 원환방향으로 설치한 LVDT로부터 얻은 변위를 이용하여 철근의 평균 응력-변형률 곡선을 도시한 것이다. 범례에서 볼 수 있듯이 각기 다른 위치에 각기 다른 게이지길이(gage length)를 갖고 있는 네 개의 LVDT로부터 얻은 평균 응력-변형률 곡선이므로, 균열의 형상에 영향을 받아 각 곡선의 거동이 차이를 보임을 알 수 있다.

특히, 상대적으로 짧은 게이지길이를 갖는 LVDT_HS1과 LVDT_HS2는 거의 일치하는 양상을 보이면서 LVDT_HL1 및 LVDT_HL2과 첫 균열 발생 후 상당한 차이를 보이고 있는데, 이것은 균열양상에서 살펴본 바와 같이 게이지 길이에 비하여 상대적으로 많은 개수의 균열이 놓이기 때문으로 판단된다. 동시에 재료실험으로부터 얻은 철근의 응력-변형률 곡선과 패널 실험체에서 노출된 철근에 부착한 게이지로부터 얻은 응력-변형률 곡선은 거의 일치하고 있는 것으로 나타났으며, LVDT로부터 얻은 응력-변형률 곡선과는 상당한 차이를 보이고 있다. 이것은 콘크리트가 균열 발생 직전까지는 인장력에 상당히 저항을 하고 있으며, 균열 발생 이후에도 tension stiffening 효과에 의하여 인장에 상당히 저항하고 있음을 보여주는 것이다. 한편, 첫 균열 발생 후 곡선의 기울기가 급격히 감소함을 알 수 있으며, 철근의 항복 이전에도 여러 단계에 걸쳐 기울기가 변화하는 것을 보여주고 있는데, 이것은 추가적인 균열이 발생함을 지시하는 것이다. Fig. 12는 자오선방향으로 설치한 LVDT로부터 얻은 변위를 이용하여 철근의 평균 응력-변형률 곡선을 도시한 것이다. LVDT_ML2를 제외하고는 대체로 각 곡선이 잘 일치하고 있는데, 이것은 측정상의 오차로 사료된다. 한편, 기울기가 급격히 변하는 지점에서의 철근의 응력이 원환방향에 비해 작은 것을 알 수 있는데, 이것은 자오선방향으로 발생한 균열에 의하여 콘크리트의 강성이 저하되어 미친 영향인 것으로 판단된다.

Fig. 13은 원환방향으로 매설된 철근 중 동쪽으로부터 2번째 철근에 300 mm 간격으로 부착한 게이지로부터 얻은 철근의 응력-변형률 곡선의 평균을 취하여 상층(H2X)과 하층(HB2X)에 대하여 도시한 것이다. 상층과 하층에 매설된 철근의 응력-변형률 곡선이 거의 일치하는 것으로부터 본 실험체의 거동이 상하 대칭으로 이루어졌음을 알 수 있다.

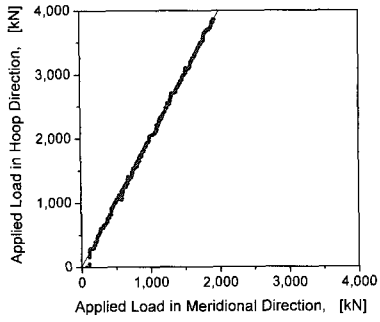


Fig. 10 Applied loads in two directions (H:M=2:1) (CP-B-S40-2)

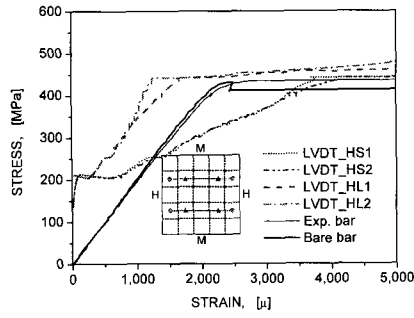


Fig. 11 Average stress-strain curves of rebars in hoop direction

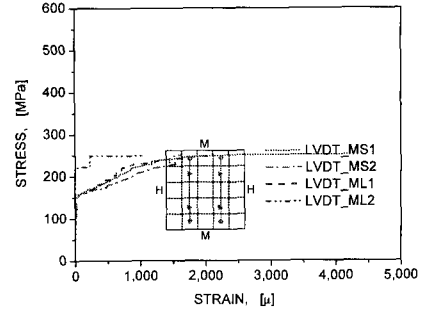


Fig. 12 Average stress-strain curves of rebars in meridional direction

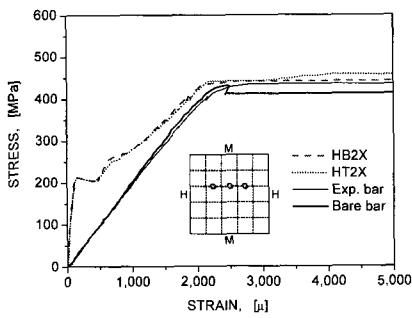


Fig. 13 Stress-strain curves of rebars in hoop direction (2nd rebar)

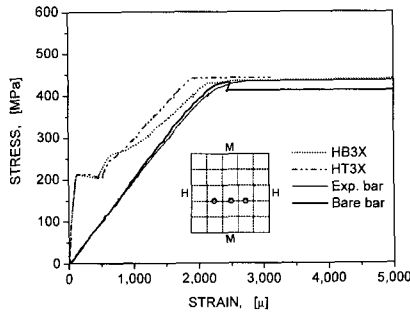


Fig. 14 Stress-strain curves of rebars in hoop direction (3rd rebar)

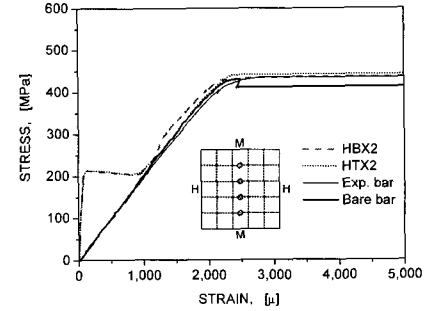


Fig. 15 Stress-strain curves of rebars in hoop direction (at center)

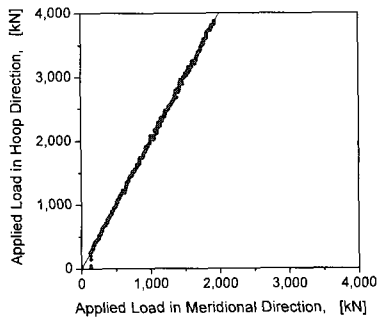


Fig. 16 Applied loads in two directions (H:M=2:1) (CP-B-S60-1)

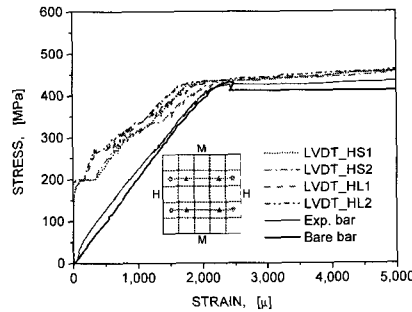


Fig. 17 Average stress-strain curves of rebars in hoop direction

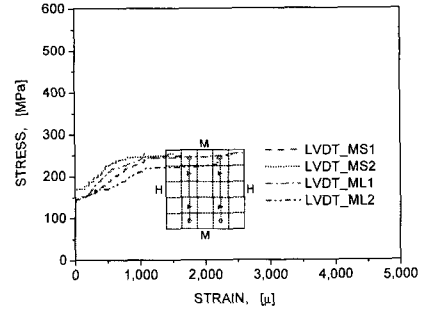


Fig. 18 Average stress-strain curves of rebars in meridional direction

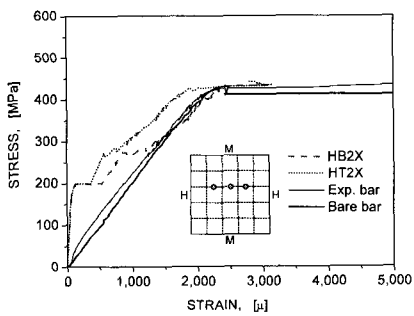


Fig. 19 Stress-strain curves of rebars in hoop direction (2nd rebar)

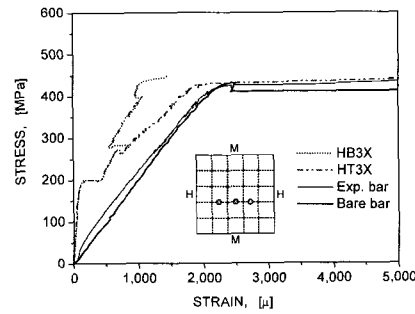


Fig. 20 Stress-strain curves of rebars in hoop direction (3rd rebar)

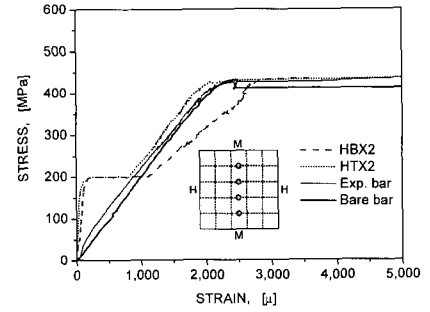


Fig. 21 Stress-strain curves of rebars in hoop direction (at center)

한편, 철근의 재료실험 결과와 비교할 때도 철근의 항복 이후 거의 유사한 거동을 보이는 것을 알 수 있는데, 두 곡선이 다소 차이를 보였던 Fig. 11과 비교할 때, 철근에 부착한 변형률게이지로부터 얻은 철근의 평균변형률이 패널의 평균변형률을 측정할 경우 보다 정착길이효과(anchorage length)를 충분히 배제할 수 있었기 때문으로 사료된다. Fig. 14는 Fig. 13과 같이 원환방향으로 매설된 철근 중 동쪽으로부터 3번째 철근에 300 mm 간격으로 부착한 게이지로부터 얻은 철근의 응력-변형률 곡선의 평균을 취하여 상층(HT3X)과 하층(HB3X)에 대하여 도시한 것이다. 이 그래프에서도 상층과 하층에 배근된 철근의 거동이 유사한 양상을 띠면서 진행되는 것을 알 수 있으며, Fig. 13과도 거의 유사한 양상을 나타내는 것으로부터 원환방향을 축으로 할 때 좌우대칭 형상으로 패널이 거동하고 있음을 알 수 있다.

Fig. 15는 가력방향에 수직으로 패널의 중심선에 놓인 네 개의 변형률게이지로부터 측정된 각기 다른 철근의 응력-변형률 곡선의 평균을 취하여 상층(HTX2)과 하층(HBX2)으로 나누어 도시한 것이다. 약 209 MPa 정도의 응력에서 균열이 발생한 직후 철근의 인장실험 결과와 거의 일치하는 거동을 보이고 있는데, 이것은 앞서 균열양상에서 살펴본 바와 같이, 제 1 균열이 텐던 덕트가 놓인 패널의 중앙에서 발생하였으며, 측정된 변형률게이지의 위치도 패널의 중심에 위치하여, 철근(bare bar)의 재료특성을 그대로 반영하고 있는 것이다.

3.2.2 실험체 CP-B-S60-1

Fig. 16은 원환방향 및 자오선방향으로 도입된 2:1 하중의 이력곡선으로써 목표치인 실선위에 측정된 모든 데이터를 점으로 표시하여 하중 도입의 정확성을 보고자 하였는데, 대체로 양호하게 2축 인장력이 재하되었음을 알 수 있다.

Fig. 17은 Fig. 11에서보다 그 차이가 작기는 하지만, 상대적으로 짧은 게이지 길이를 갖는 LVDT_HS1과 LVDT_HS2의 곡선이 LVDT_HL1과 LVDT_HL2에 비하여 큰 변형률을 나타내는 것은 상대적으로 짧은 게이지길이 내에 다수의 균열이 존재하거나 혹은 균열폭의 합이 크기 때문으로 사료된다. 동시에 재료실험으로부터 얻은 철근의 응력-변형률 곡선과 패널 실험체에서 노출된 철근에 부착한 게이지로부터 얻은 응력-변형률 곡선은 거의 일치하고 있는 것으로 나타났으며, LVDT로부터 얻은 응력-변형률 곡선과는 상당한 차이를 보이고 있다. 기타 거동도 앞서 기술한 실험체 CP-B-S40-2와 거의 유사함을 알 수 있다.

Fig. 18은 자오선방향으로 설치한 LVDT로부터 얻은 변위를 이용하여 철근의 평균 응력-변형률 곡선을 도시한 것이다. 전반적으로 자오선방향으로 첫 균열이 발생한 이후 각 데이터가 차이를 보이고 있는데, 이것은 2축 인장으로

말미암아 균열의 방향이 완전 직선을 이루지 못한데 기인한 것으로 사료된다. 한편, 기울기가 급격히 변하는 지점에서의 철근의 응력이 원환방향에 비하여 작은 것을 알 수 있는데, 이것은 자오선방향으로 발생한 균열에 의하여 콘크리트의 강성이 저하되어 미친 영향인 것으로 판단된다.

Fig. 19는 원환방향으로 매설된 철근 중 동쪽으로부터 2번째 철근에 300 mm 간격으로 부착한 게이지로부터 얻은 철근의 응력-변형률 곡선의 평균을 취하여 상층(HT2X)과 하층(HB2X)에 대하여 도시한 것이다. 그리고 Fig. 20은 원환방향으로 매설된 철근 중 동쪽으로부터 3번째 철근에 300 mm 간격으로 부착한 게이지로부터 얻은 철근의 응력-변형률 곡선의 평균을 취하여 상층(HT3X)과 하층(HB3X)에 대하여 도시한 것이다. 이 두 그래프에서 모두 상층과 하층의 곡선이 다소 차이를 보이고 있는데, 이것은 실험체의 균열거동이 깊이 방향으로 완전 대칭거동을 하지 못했기 때문으로 판단된다.

한편, 철근의 재료실험 결과와 비교할 때 철근의 항복 이후 거의 유사한 거동을 보이는 것을 알 수 있는데, 두 곡선이 다소 차이를 보였던 Fig. 17과 비교할 때, 철근에 부착한 변형률게이지로부터 얻은 철근의 평균변형률이 패널의 평균변형률을 측정할 경우 보다 정착길이효과를 충분히 배제할 수 있었기 때문으로 사료된다.

Fig. 21은 앞의 두 그래프와는 달리 가력방향에 수직으로 패널의 중심선에 놓인 네 개의 변형률게이지로부터 측정된 각기 다른 철근의 응력-변형률 곡선의 평균을 취하여 상층(HTX2)과 하층(HBX2)으로 나누어 도시한 것이다. 약 200 MPa 정도의 응력에서 균열이 발생한 직후 상층(HTX2)의 철근의 경우 철근의 인장실험 결과와 거의 일치하는 거동을 보이고 있는데 반하여 하층(HBX2)은 상당한 차이를 보이고 있다. 이것은 Fig. 19와 Fig. 20에서 살펴본 바와 같이 비대칭 거동을 한 것으로 판단되며, 변형률이 철근의 재료실험 결과보다 크게 나온 것은 실험상의 오류로 판단된다. 한편, 상층의 데이터는 지금까지의 다른 실험체와 마찬가지로 패널의 중심에 위치하여, 철근(bare bar)의 재료특성을 그대로 반영하고 있다.

4. 결 론

Table 2는 실험결과로부터 얻은 콘크리트의 균열하중을 비교한 것이다. 여기서, 철근콘크리트 부재가 인장을 받을 때, 인장력(F)는 콘크리트(P_c)와 철근(P_s)의 강성비율에 따라 분포된다는 기존의 이론에 따라 변형률(ϵ)로부터 전체 하중은 다음과 같이 계산된다.

$$P = P_c + P_s = (E_c A_c + n E_s A_s) \epsilon = E_c A_g (1 - \rho + n \rho) \epsilon = (EA)_{uc} \epsilon \quad (1)$$

여기서, E_c 는 콘크리트의 탄성계수, A_c 는 콘크리트의 단면

적, A_g 는 전체단면적, n 은 콘크리트와 철근의 탄성계수비, ρ 는 철근비이며, $(EA)_{uc}$ 는 비균열의 EA 이다. 이때 콘크리트와 철근에 의해 전달되는 하중은 다음과 같이 정의할 수 있다.

$$P_c = \left(\frac{1}{1+n\rho} \right) P, P_s = \left(\frac{\rho}{1+n\rho} \right) P \quad (2)$$

한편, 균열발생 하중은 지금까지 살펴본 다양한 그래프로부터 기온기가 급격히 변하는 시점의 하중을 취한 것인데, 모든 실험체에서 이러한 현상은 분명히 나타나므로 균열하중을 얻는데 있어 충분한 객관성이 있었다고 사료된다. 그리고 균열발생 시 콘크리트 응력은 콘크리트의 가장 위험 단면에서 계산하였는데 즉, 덕트로 인한 단면 손실을 고려하였다.

Table 2에서 보는 바와 같이 콘크리트의 설계기준강도가 40 MPa인 경우와 60 MPa인 경우 균열발생하중을 비교하면, 뚜렷한 차이를 보이고 있지 않다. 그러나 재료실험으로부터 얻은 콘크리트 압축강도가 CP-B-S60-1과 CP-B-S60-2에서 60 MPa에 미치지 못하는 것으로 나타난 점을 고려할 때, 콘크리트의 압축강도가 60 MPa인 경우 40 MPa에 비하여 다소 높은 균열하중을 보일 것으로 사료된다. 그러나 전체적인 양상을 볼 때 이와 같은 고강도 콘크리트의 경우 압축강도가 균열하중에 미치는 영향은 상당히 미미한 것으로 나타났다. 한편, 활렬인장강도와 비교할 때 1축 및 2축 인장 시 균열발생 시점에서 콘크리트의 응력은 약 50%에도 미치지 못하는 것으로 나타났다.

앞서 3장에서 제시한 균열도와 다양한 측정데이터를 분석한 결과 프리스트레스트 콘크리트 패널의 균열거동의 특징을 정리하면 다음과 같다.

- 1) 처음으로 발생한 균열은 텐던 덕트가 위치한 실험체의 중앙에서 자오선방향으로 발생했으며, 관통 균열로 발전하여 콘크리트 패널의 거동을 지배하는 것으로 나타났다. 이것은 패널의 단면 중 단면 손실이 가장 큰 부위에서 균열이 발생한다는 예상에 부합되는 결과였다.

Table 2 Load and stress at initial crack occurrence

Specimen	Results of Material Test		Load at Initial Crack			Stress at Initial Crack	
	f_{ck} (MPa)	f_{sp} (MPa)	P (kN)	P_c (kN)	P_s (kN)	f_c (MPa)	f_s (MPa)
CP-U-S40-1	41.2	4.09	1480	1399	81	1.88	193
CP-B-S40-1	41.9	2.87	1541	1451	90	1.96	201
CP-B-S40-2	41.9	2.87	1598	1505	93	2.03	208
CP-U-S60-1	61.4	5.00	1612	1520	92	2.05	211
CP-B-S60-1	54.5	5.00	1532	1446	86	1.95	200
CP-B-S60-2	54.0	5.00	1634	1542	92	2.08	214

- 2) 첫 균열 발생 후 2차 균열은 자오선방향으로 배근된 철근을 따라 발생하였는데, 대부분 중앙으로부터 450 mm 떨어진 최외측 철근 쪽부터 균열이 발생하였고 다음으로 150 mm 떨어진 철근을 따라 균열이 발생하였다.
- 3) 1축 인장의 경우 발생한 균열의 대부분은 가력방향에 수직인 일직선으로 발전한 반면 2:1의 하중비로 2축 인장이 작용한 경우, 주응력의 방향이 변화함에 따라 균열의 형상이 포물선의 형태를 띠었다.
- 4) 모든 경우에 원환방향으로 단부에 균열이 발생하였으나, 관통균열 혹은 전 길이에 걸친 균열로 발전하지 못하였다.
- 5) 콘크리트 압축강도가 상대적으로 높은 경우, 고강도 콘크리트의 특성상 균열 발생하중에는 큰 영향을 미치지 못하였으나, 균열의 개수가 증가하는 반면 균열 폭은 감소하는 것으로 조사되었다.
- 6) 로드셀 로부터 측정된 2축 인장 하중 이력곡선을 분석한 결과 대부분의 실험체에서 하중 도입은 목표치(원환방향:자오선방향=2:1)와 거의 일치하는 것으로 나타났다.
- 7) LVDT 및 변형률게이지로 측정된 결과를 이용하여 평균 응력-변형률 곡선을 분석한 결과, 균열의 발생시점 및 tension stiffening 효과를 확인할 수 있었다. 또한 실험체의 거동이 좌우대칭 혹은 상하대칭으로 거동을 하였는지 여부를 확인할 수 있었다.

감사의 글

이 연구는 과학기술부의 원자력연구개발 중장기사업의 일환으로 수행되었으며, 이에 연구비 지원을 한 관계 기관에 감사드립니다.

참고 문헌

1. KHNP 사이버홍보실 "http://www.khnp.co.kr/cyber /fra_cyber.html," 2002.
2. Stevens N. J., Uzumeri S. M., Collins M. P., and Will G. T., "Constitutive Model for Reinforced Concrete Finite Element Analysis," *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No.1, 1991, pp.49~59.
3. Balarbi A. and Hsu T. T. C., "Constitutive Law of Concrete in Tension and Reinforcing Bar Stiffened by Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.4, 1994, pp.465~473.
4. Russo G. and Romano F., "Cracking Response of RC Members to Uniaxial Tension," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.118, No.5, 1992, pp.1172~1191.
5. Chan H. C., Cheung Y. K., and Huang Y. P., "Crack Analysis of Reinforced Concrete Tension Members," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol.118, No. 8, 1992, pp.2118~2132.

6. Sliter G. E., "Concrete Containment Structural Element Tests," EPRI NP-3774, Vols 1-2, *Electric Power Research Institute*, Palo Alto, California, 1982.
7. Belarbi A., "Stress-Strain Relationships of Reinforced Concrete in Biaxial Tension-Compression," Ph. D., *University of Houston, Texas*, 1991.
8. 정원기 외, "격납건물 안전성 향상 기술개발 (세부과제: 프리스트레스트 콘크리트 격납건물 부재실험)," 1차년도 최종보고서, KAERI, CM-420, 2000.
9. 조재열 외, "2축 인장을 받는 철근 콘크리트의 구성방정식," 한국콘크리트학회 논문집, Vol.15, No.1, 2002, pp.69~77.

요 약

한국원자력연구소(KAERI)의 프로그램 일환으로 콘크리트 격납건물 벽체 부재의 half-thickness 모델을 대상으로 인장실험을 수행하였다. KAERI의 이번 실험연구 목적은 격납건물 내부에서 예기치 못한 사고로 인하여 극한 내압이 작용할 때 콘크리트 격납건물의 성능을 평가할 수 있는 실험적으로 규명된 해석방안을 마련하는데 있다. 여기에 수록된 실험으로부터 얻은 데이터는 콘크리트의 균열거동 및 철근/콘크리트 사이의 상호작용 등을 포함한 재료모델을 요하는 해석방법을 검증하는데 유용할 것이다. 주요 실험 변수는 콘크리트의 압축강도로써 2축 인장을 받는 프리스트레스트 콘크리트 패널 부재의 균열거동에 미치는 영향을 살펴보았다.

핵심용어 : 격납건물, 인장실험, 균열거동, 압축강도, 2축 인장, 프리스트레스트 콘크리트