

## 철근콘크리트 쌍곡 '안장' 셸의 설계 예와 극한거동

Design versus Ultimate Behavior of  
Reinforced Concrete Hyperbolic Paraboloid Saddle Shell

민창식\* · Ajaya K. Gupta\*\*

Min, Chang Shik · Ajaya K. Gupta

## Abstract

One case of pointwise limit design is performed for a hyperbolic paraboloid saddle shell (originally used by the Lin-Scordelis) to check the design strength against a consistent design loads, therefore, to verify the adequacy of current design practice for reinforced concrete shells. The design method which was based on stresses from membrane analysis in conjunction with pointwise limit state design equations shows a good performance, which means that the design method gives a lower bound on the ultimate load. This shows the adequacy of the current practice at least for this saddle shell case studied. To generalize the conclusion many more designs-analyses are performed with different shell configurations.

## 요 지

철근콘크리트 셸구조물에 대한 현행 설계방법의 타당성을 증명하기 위한 시도로서 Lin과 Scordelis에 의해서 사용되었던 쌍곡 포물선 '안장' 셸에 대한 설계를 막응력 해석(membrane analysis)에 의해서 구한 응력을 토대로 하여, 보강철근의 설계는 특정부분의 극한거동에 근거를 둔 설계방정식을 이용하여 수행하였다. 비탄성해석을 수행한 결과 셸이 97%의 설계극한하중을 지지할 수 있음을 보여주었다. 이는 설계방법이 본 연구에서 해석한 특정 셸의 실제 극한하중에 대해서 소성이론의 하계정리(Lower bound theorem)가 적용 될 수 있다는 가능성을 보여주고 있으며, 따라서 현행 설계방법의 타당성을 제공하고 있다고 볼 수 있다. 이러한 결론을 일반화하기 위해서는 여러 형태의 철근콘크리트 셸구조물에 대해서 광범위한 설계와 해석이 행해져야 할 것이다.

## 1. 서 론

철근콘크리트 셸구조물들의 현행 설계방법에<sup>(1)</sup>

\* 정회원 · 제주대학교 해양토목공학과 전임강사

\*\* Dept. of Civil Engrg. North Carolina State University, NC, 교수

있어서 응력은 탄성해석에 의해서 구하고, 이 응력에 대한 보강철근의 설계는 특정부분의 극한거동에<sup>(4,5)</sup> 근거를 두어 행하고 있다. 쌍곡 포물선 '안장' 셸에 대해서는 탄성해석 대신에 종종 막응력 해석(membrane analysis)이 행해지고 있다.<sup>(2)</sup> 이러한 설계방법, 즉 응력은 탄성해석에 의해서 구하고-이 응력에

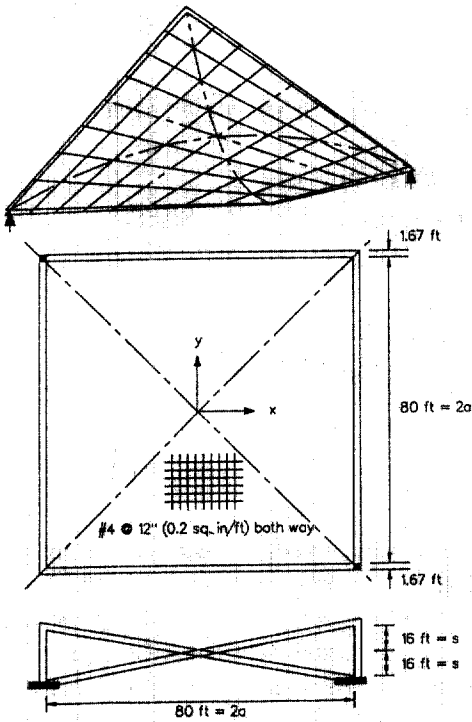


그림 1. Lin과 Scordelis의<sup>(7)</sup> 쌍곡 포물선 '안장' 셸의 제원과 형태 (ft×0.3048=m, #4=D13)

대한 보강철근의 설계는 특정부분의 극한거동에 근거를 둔 설계방법이 다른 철근콘크리트 구조물에 대해서는 현재 보편적으로 사용되고 있는 방법이다. 이 설계방법에 대한 타당성 설명은 탄성해석에 의해서 구한 응력이나 또는 막응력해석에 의해서 구한 응력이 평형해라는 사실과 이론적으로 소성이론의 하계정리(Lower bound theorem)에서 찾을 수 있을 것이다. 그러나 철근콘크리트 재료는 하계정리가 적용되기 위한 조건인 탄성-완전소성 재료가 아니기 때문에 실제에 있어서 적용해서는 안될 것이다. 그러나 다른 종류의 철근콘크리트 구조물에 대해서는 현행 설계방법의 타당성이 많은 시험과 해석, 그리고 오랜 기간 동안의 경험에 의해서 확립되었다고 볼 수 있을 것이다. 그러나 철근콘크리트 셸구조물들에 대해서는 경험과 실험의 미비로 인하여 아직까지 현행의 설계개념에 대한 확실한 기반을 구축하지 못하고 있는 형편이다. 셸의 두께가 다른 부재의 치수에 비해서 매우 얇기 때문에 실험을 수행하기 매우 어려울 뿐만 아니라<sup>(6)</sup> 비용도 많이 들기 때문에,

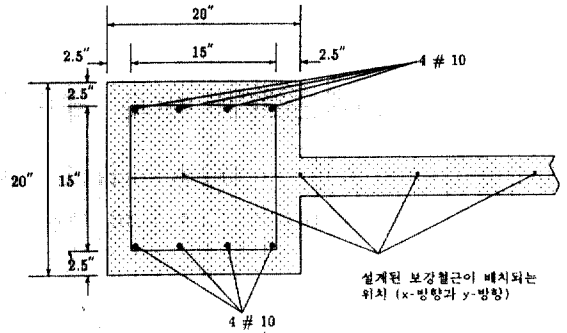


그림 2. 테두리보의 보강철근 상세도 (#10=D32, inch×2.54=cm)

근래에는 컴퓨터를 이용한 유한요소기법으로 셸의 극한거동 연구를 하고 있다.<sup>(3,7,8,9,10,11)</sup>

Min과 Gupta<sup>(8)</sup> 그리고 민창식과 김생빈<sup>(9)</sup>이 처음에 Lin과 Scordelis에<sup>(7)</sup> 의해서 사용되었던 쌍곡 안장셸의(그림 1 참조) 비탄성 해석을 수행하였다. 해석한 결과에 의하면 셸이 막거동에 의하여 극한 상태에서 설하중인 설계 활하중 98 kg/m<sup>2</sup>의 7.8배에 이르는 과적하중까지 지지하는 능력을 보여주었다. 이 Lin-Scordelis 안장셸은 고전적인 막이론해석과 허용응력설계법에 의해서 설계되었다.<sup>(11)</sup> 따라서, 본 연구에서 동일한 안장셸을 강도감소계수와 하중계수를 사용하여 ACI의 강도설계법에 의하여 설계를 시도하고자 한다. 응력은 고전적인 막응력 해석에서 구한 응력을 갖고 설계는 특정부분의 극한거동에 근거를<sup>(4,5)</sup> 두어 설계하였다. 이 쌍곡안장셸을 비탄성 극한해석을 수행하여 현행 설계방법의 타당성을 평가하고자 시도하였다. 쌍곡안장셸의 테두리보는(그림 2 참조) Lin-Scordelis가 설계한 단면을 다시 설계할 필요가 없다고 판단하여 그대로 사용하였다.

## 2. 해석 방법

설계 예에서 설계극한하중은 ACI 318-89에<sup>(1)</sup> 따라 (1.4D+1.7L)/0.9의 조합을 사용하였다. 여기에서 D는 사하중을 의미하고, L은 활하중을 의미한다. 비탄성해석에서 이 설계극한하중을 균등하게 나누어서 그 나누어진 하중을 점차적으로 더하여 증가시키면서 재하 하였다. 이렇게 하중을 재하 함으로서 하

중계수를 가한 하중들과 설계강도간의 일관성 있는 관계를 얻을 수 있을 것이다.

극한거동해석은 Min과 Gupta가<sup>(8)</sup> 4노드 고매개 변수(superparametric) 쉘요소를 총상화할 수 있도록 개발한 컴퓨터 프로그램을 사용하였으며, 미국 북캐롤라이나주에 있는 North Carolina Supercomputing Center의 Cray Y-MP 슈퍼컴퓨터를 이용하여 해석하였다. 이 수치해석 모델은 두께방향으로 총상화 모델할 수 있어서 휨이 콘크리트의 균열과 철근의 항복에 미치는 영향을 실질적으로 표현할 수 있도록 하였으며, 콘크리트 균열요소로는 Akbar와 Gupta가<sup>(3)</sup> 개발한 회전-분산 균열모델을 사용하였다. 이 회전-분산 균열모델은 하중의 재하 과정에 따라 균열방향이 회전할 수 있도록 한 요소로서 Akbar와 Gupta는<sup>(3)</sup> 요소단계에서 이 모델이 실험의 결과에서 보여주는 극한조건을 적절하게 예측함을 보여주었다.

수치적분은 Gaussian quadrature를 사용하였다. 균열전의 콘크리트요소에서 전단구속(shear locking) 현상을 피하기 위해서 적당한 선택-적분기법을<sup>(13)</sup> 사용하였다. 이 선택-적분기법은 콘크리트요소에 균열이 일어난 뒤에는 용력과 변형률이 서로 관련되기 때문에 균열 후에는 일률적인 1점 수치적분을 행하였다.<sup>(3)</sup> 이 1점 적분 때문에 야기되는 singularity는 철근요소를 충분한 2×2점으로 적분함으로써 피할 수 있다. 균열이 일어난 뒤에 균열방향에 평행한 방향의 횡방향전단계수는 영으로 보는 것이 타당한 가정이지만, Min과 Gupta가<sup>(8)</sup> 보여주는 것과 같이 횡방향전단계수를 영으로 보면 수치해석적으로 불안정하게 되어서 해석을 수행할 수 없게 된다. 또한, 횡방향전단변형이 야기하는 휨변형은 상대적으로 매우 적으므로, 수치해석적인 불안정성을 회피하기 위한 방편으로 균열전과 균열후에 동일한 탄성-횡방향전단계수를 사용하였다. 1보다 작은 값의 Shear retention 계수,  $\beta$ 는 수치해석상의 안정성을 도모하기 위하여 많은 연구에서 사용되어 왔다.<sup>(7,11)</sup> 본 연구에서는 일률적으로  $\beta=10\%$ 를 사용하였다. 해석에 사용된 콘크리트 재료와 철근 재료의 성질은 표 1에 주어졌다.

균열 전 콘크리트의 2축거동과 균열후의 1축거동은 압축과 인장에서 모두 선형-탄성거동을 한다고 가정하였다. 보강철근은 압축과 인장에서 모두 탄성-

표 1. 해석에 사용된 재료의 성질

콘크리트	철근
탄성계수, $E_c=2.34 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	탄성계수, $E_s=2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
설계기준강도, $\sigma_{ck}=211 \text{ kg/cm}^2$	항복강도, $\sigma_y=4,222 \text{ kg/cm}^2$
포와송비, $\nu=0.15$	
단위중량, $W_c=2.4 \text{ t/m}^3$	
휨강도, $\sigma_m=33.1 \text{ kg/cm}^2$	

완전소성 재료로 가정하였으며, 철근의 유한요소는 동일한 단면적을 가진 1축재료로 보아 원하는 위치의 콘크리트층 사이에 배치할 수 있다. 대변형과 tension-stiffening 영향은 무시하였다. Tension-stiffening이 계산과정에서 기올기에 영향을 미친다고 볼 수는 있지만, 극한하중의 계산에는 영향을 미치지 않을 것으로 예상하였다. 뒤에 제시되는 하중-처짐 곡선이 균열 후 콘크리트가 강성을 급박하게 잃게 되어 꾸불꾸불하지만, 만약 tension-stiffening을 포함시킨다면, 곡선의 상당 부분이 부드러워지게 될 것이다. 일반적으로 사용되는 재하하중 증분방법에 의해서 해를 구하지 않고, 안장셀의 솟은 끝에 변위를 증분하는 방법에 의해서 해를 구하였다. 이 변위 증분방법은 하중-처짐곡선의 기올기가 작은 극한상태에서 특히 안정된 해를 구할 수 있는 방법이다. 수렴허용 한계는 매번의 반복계산에서 각 재하하중의 1%로 조종하였으며, 강성행렬 계산은 매 반복마다 다시 하여 갑작스러운 강성의 변화 때문에 발생할 수 있는 문제를 최소화 하도록 도모하였다.

### 3. 유한요소 모델

해석에 사용된 유한요소 매쉬는 전체 구조물을 동일하게 가로, 세로 32부분으로 자른 모델(요소 일면의 길이가 76.2 cm) 사용하였다. Min과 Gupta<sup>(8)</sup> 그리고 민창식과 김생민<sup>(9)</sup>이 16×16, 32×32 그리고 64×64로 자른 모델을 이용하여 수행한 수렴연구에 의하면, 32×32 모델이 충분히 쌍곡안장셀의 거동을 묘사할 수 있음을 보여주었다. 쌍곡안장셀은

기하학적으로 2개의 거울반사 대칭면을 갖고 있기 때문에 해석은 전체모델의 1/4만 하여도 된다.<sup>(2,12)</sup> 그림 1에서 보이는 바와 같은 1/4쪽의 삼각형 모양을 직사각형의 4노드 요소로 직접 자를 수가 없다. 따라서 전체 셀을 평면적으로 정사각형 요소로 잘라서 1/4만큼의 요소에 대한 강성행렬을 계산하고, 나머지 부분의 셀은 거울반사 대칭면에 따라 적당한 조정 방정식을<sup>(12)</sup> 도입하여 해결하였다. 콘크리트는 10층으로 층상화 하였고, 철근은 1층으로 콘크리트 중앙에서 2축으로(x-방향과 y-방향) 작용할 수 있도록 모델화 하였다. 등분포 사하중과 활하중은 하중계수를 곱하고, 여기에 강도감소계수를 가한 뒤에, 각 요소의 평면 투영 면적을 곱하여 구한 전체하중을 4로 나누어서 각 요소의 노드에 각각 재하 하였다.

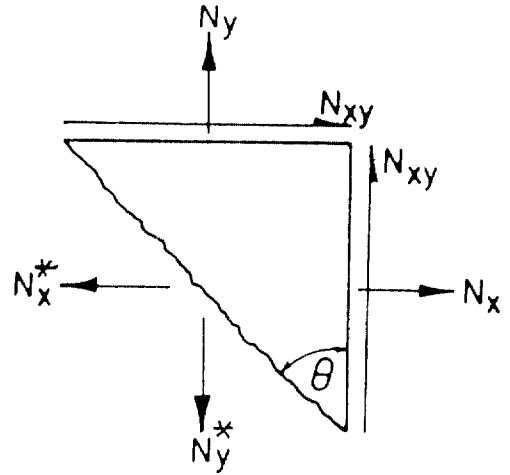


그림 3. 균열 후 철근콘크리트 요소의 자유물체도

#### 4. 극한상태에 근거를 둔 막응력 설계방정식<sup>(4,5)</sup>

쌍곡안장셀이나 쌍곡냉각탑등과 같은 셀구조물들은 외부하중에 대체적으로 단면 평면상의 막응력으로 저항하고, 이러한 셀구조물들을 일반적으로 막응력 셀로 분류하고 있다. 따라서, 쌍곡안장셀과 같은 막응력 셀구조물들은 설계에 일반적으로 휨응력을 생략하여, 막응력만을 고려하여 설계하고 있다. 극한상태 설계방정식은<sup>(4,5)</sup> 극한상태에서 특정방향의 파괴기준은 재하력과 저항력과의 비율이 최소이면서 1일 때 일어난다는 최소저항법칙(Principal of minimum resistance)에 기초를 두고 있다. 만약, 위험 균열 단면  $\theta$ 에서 재하력과 저항력을 각각  $N_0$ 와  $N_0^*$ 라 하면 최소저항법칙에 따라, 파괴기준은

$$\frac{\partial}{\partial \theta} \left( \frac{N_0^*}{N_0} \right) = 0, \text{ and } N_0^* = N_0 \quad (1)$$

가 된다. 따라서 극한상태 설계방정식은 아래와 같이 표현될 수 있다.

$$N_x^* = N_x + N_{xy} \tan \theta, \text{ and } N_y^* = N_y + N_{xy} \cot \theta, \quad (2)$$

$$N_x^* \geq N_x, N_y^* \geq N_y, N_x^* \geq 0, N_y^* \geq 0$$

여기에서  $N_x^*$ 와  $N_y^*$ 는 x와 y 방향에 요구되는 철근의 용량이며;  $N_x$ 와  $N_y$ 는 각각 x와 y 방향의 콘크리트의 응력이고;  $N_{xy}$ 는 콘크리트 전단응력이며,  $\theta$ 는 경사균열단면의 각도이다(그림 3 참조). 식 (2)는

또한 그림 3에서 평형방정식에 의해서도 구할 수 있을 것이다.

#### 5. 고전적인 막응력 해석에 의한 설계

고전적인 막이론에 의하면 쌍곡안장셀이 평평한 투영면에 연직하는 등분포하중  $p_z$ 가 재하될 때, 셀에는 균일한 전단력,  $N_{xy}$  만이 존재하게 된다.<sup>(2,9)</sup> 이때, 다른 응력,  $N_x$ 와  $N_y$ 는 경계조건에 좌우되지만, 보통 영으로 가정한다. 균일한 전단력,  $N_{xy}$ 는 아래와 같이 표현 할 수 있다.

$$N_{xy} = \frac{p_z a^2}{2s} \quad (3)$$

여기에서 a는 셀 한쪽 면의 x-y 평면의 투영길이이며; s는 셀의 솟은 끝의 높이이다. 안장셀의(두께 = 10 cm) 244 kg/m<sup>2</sup>(50 psf) 사하중에 테두리보에 의해서 증가되는 사하중을 등분포 하중으로 전환하여(그림 2 참조), 103 kg/m<sup>2</sup>(21 psf)를 더하면 총 사하중은 347 kg/m<sup>2</sup>(71 psf)가 된다. 따라서 총 사하중에 의해서 셀에 균일하게 야기되는 전단력은 식 (3)에 의하여,

$$(N_{xy})_D = \frac{347 \times 12^2}{2 \times 4.8} = 347 \times 15 = 5205(\text{kg/m})$$

가 된다. 또한 활하중 98 kg/m<sup>2</sup>(20 psf)에 의해서 야기되는 전단력은

$$(N_{xy})_L = 98 \times 15 = 1470(\text{kg/m})$$

이다. 그러므로, 강도감소계수를 곱한 설계 극한하중은

$$(N_{xy})_U = \frac{1.4(5205) + 1.7(1470)}{0.9} = 10,873(\text{kg/m})$$

로 표현될 수 있다. 따라서, 최소 소요철근 용량은  $\theta = \pm 45^\circ$  일 때에 식 (2)에 의거하여

$$N_x^* = N_y^* = (N_{xy})_U = 10,873(\text{kg/m})$$

가 된다. 따라서,  $\sigma_y = 4222 \text{ kg/cm}^2$ 인 철근을 선택했다면, x, y 방향의 철근비는

$$\rho_x = \rho_y = \frac{10873}{4222 \times 100 \times 10} = 0.0026 = 0.26\%$$

로 계산될 수 있다. 이 철근비는 원래 Lin과 Scordelis가<sup>(7)</sup> 사용한 철근비, 0.4%의 65%에 불과하다.

실제 설계에서 물론 정확하게 철근의 양을 0.26%로 배치하기는 불가능하며, 실용적인 설계에서는 일반적으로 사용하는 철근의 크기 때문에 계산된 철근양 보다는 많은 철근을 배치하게 된다. 본 연구에서는 보강철근 설계와 이론적인 셀의 강도간의 관계를 규명하고자 하는 것이 그 목표이므로 위에서 계산된 철근비를 실제 설계단계에서 야기될 수 있는 증가량을 무시하고 그대로 사용하였다. 콘크리트의 휨강도,  $\sigma_{cr}$ 는 다른 연구에서 사용되었던  $33.1 \text{ kg/cm}^2$  ( $471 \text{ psi}$ )를<sup>(3,8)</sup> 사용하였다. 본 연구에서는 시공되어 현장에서 실제의 셀에 일어날 가능성이 있다는 의미에서 똑같은 모델을 100%의 휨강도와 그 절반인 50%의 휨강도를( $16.6 \text{ kg/cm}^2$ ) 사용하여 각각 해석하여, 휨강도의 감소가 극한거동에 미치는 영향을 검토하였다.

### 5.1 하중-처짐곡선

그림 4에 휨강도를 100%와 그리고 50%로 감소시킨 모델들의 하중-처짐곡선의 비교를 보여주고 있다. 처짐은 셀의 슛은 끝의 연직처짐 양이다. 각각의 비탄성 극한해석에서 셀의 슛은 끝에 60 cm의 처짐이 일어날 때까지 수치해석 모델은 수렴하는데 아무런 문제가 발생되지 않았다. 수치해석에서 특정단계에서 수렴에 이르지 못할 때를 구조물이 과도한 변형을 동반하기 때문이라고 판단하며, 일반적으로 이때의 하중을 극한하중으로 결정한다. 본 연구에서 슛은 끝에 60 cm의 처짐이 일어난 상태

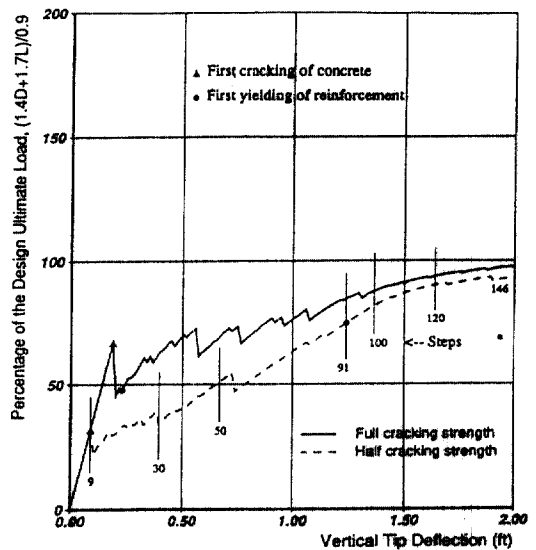


그림 4. 100% 휨강도를 사용한 경우와 50%로 감소시킨 경우의 하중-처짐곡선

에서 비록 수치모델이 결보기 파괴상태에 이르지는 않았지만, 하중-처짐곡선을 보면 이때의 곡선의 기울기가 이미 상당히 평평한 것으로 보아 셀이 파괴상태에 이르렀음을 알 수 있다. 또한 뒤에 보여줄 그림에서 철근의 항복상태를 보면 거의 모든 셀의 철근이 이미 항복상태에 있는 것을 볼 수 있다. 더군다나, 본 수치해석 모델이 대변형의 영향을 고려하지 않았으므로, 더 이상 해석을 진행시키지 않는 것이 현명하다고 보아 이 상태의 하중을 극한하중으로 결정하였다.

100% 휨강도 모델에서 초기균열은 16번째 하중단계에서 67%의 설계극한하중이 재하되었을 때 나타났으며, 이때 셀의 슛은 끝에는 5.8 cm의 처짐이 나타났는데 비하여, 50%의 휨강도 경우에는 9번째 하중단계에서 32%의 설계극한하중이 재하되었을 때 초기균열이 발생하였고, 슛은 끝에는 3 cm의 처짐이 일어났다. 100% 휨강도 모델에서 보강철근의 항복은 초기균열이 일어난 바로 뒤인 18번째 단계에서 처짐이 7 cm일 때 처음으로 나타나기 시작했다. 이에 비하여, 휨강도를 감소시킨 모델에서는 훨씬 뒤인 91번째 하중단계에서 75%의 설계극한하중이 재하되고 처짐이 38 cm일 때 일어났다. 이는 휨강도를 감소시킨 모델이 상대적으로 응력을 전체 셀에 고르게 재분배하고 있다고 볼 수 있을 것이다. 본 설계

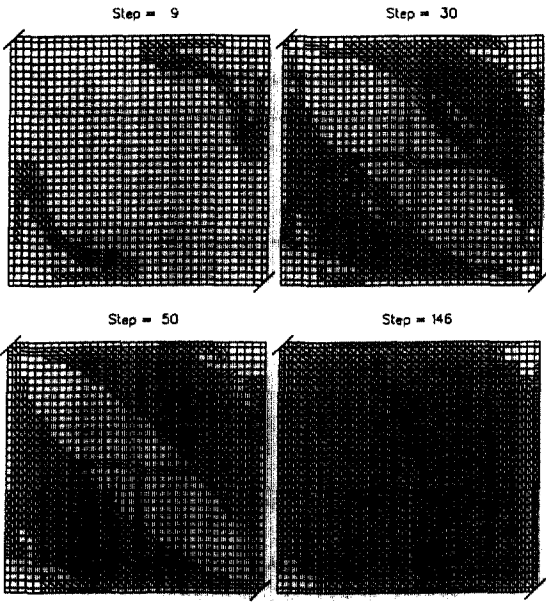


그림 5. 맨위 콘크리트층에 형성되는 균열의 진행과정 (50% 휨강도의 경우)

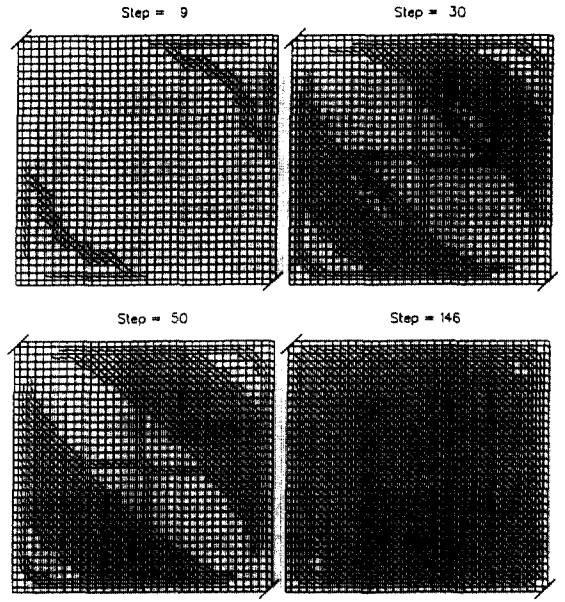


그림 6. 맨아래 콘크리트층에 형성되는 균열의 진행과정 (50% 휨강도의 경우)

예에서 100% 휨강도일 때와 휨강도를 절반으로 줄인 경우에 셀이 각각 97%와 94%의 설계극한하중을 지지하고 있음을 보여 주고 있다.

## 5.2 균열과 항복의 발달 형태

그림 5와 6은 휨강도를 절반으로 줄인 경우의 맨위와 맨 아래의 콘크리트층에 형성되는 균열의 발달형태를 보여주고 있다. 균열 발달형태를 단계 별로 보게 되면, 먼저 균열이 셀의 솟은 끝 부분 근처에서부터 발달하기 시작하여 마치 캔틸레버와 같이 서서히 균열이 셀의 대각선 중심축을 향해서 발달하고 있음을 알 수 있다. 50번째 하중단계에서 이미 거의 모든 셀에 균열이 발달하고 있음을 볼 수 있으며, 극한상태인 146번째 하중단계에서는 솟은 끝을 제외하고 거의 모든 부분에 균열이 발생하였다. 그림 5와 그림 6의 동일한 하중단계를 비교하여 보면 (예를 들어서 50번째 하중단계) 맨위 콘크리트층과 맨아래 콘크리트층에서 셀의 거의 같은 부분에서 균열이 동시에 발생하는 것을 볼 수 있고, 이는 셀이 대체적으로 막응력으로 저항하고 있다는 것을 보여주는 것이다.

그림 7에 휨강도를 절반으로 줄인 경우의 보강

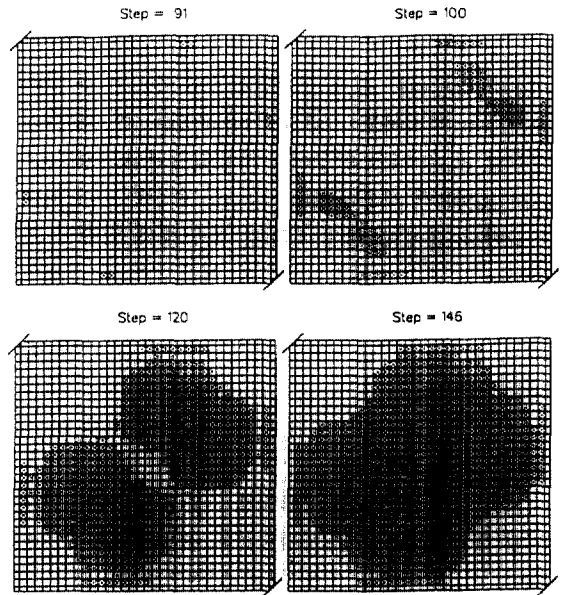


그림 7. 보강철근에 나타나는 항복의 진행과정 (50% 휨강도의 경우)

철근의 항복 발달과정을 보여주고 있다. 상당히 늦은 91번째 하중단계에서 테두리부 부근의 셀의 중앙부분에서 철근이 처음 항복하기 시작했으며, 이어서

120번째 단계에서는 셸의 솟은 끝이 50 cm의 처짐 상태에서 철근의 항복이 거의 모든 셸에 걸쳐서 발전하고 있는 것을 볼 수 있다. 극한상태인 146 하중단계에서는 셸의 거의 모든 부분에 걸쳐서 항복이 형성되고 있으나, 테두리보에는 여전히 아무런 항복도 나타나지 않았다.

### 5.3 극한거동에 대한 고찰

비록 완전한 휨강도의 경우와 절반으로 줄인 경우에서 하중-처짐곡선이 초기에는 서로 상당히 벌어져 있었지만, 극한상태에 가까워지면서 두 곡선이 상당히 접근하고 있음을 볼 수 있었다. 원래의 Lin과 Scordelis 철근량의 65%로서 절반으로 줄인 50% 휨강도일 때와 100% 휨강도일 때 각각 설계극한하중의 94%와 97%까지 지지하는 좋은 결과를 보여 주었다. 실제의 설계에서는 물론 본 연구에서 사용한 이론적인 철근량 0.26%보다는 많은 철근을 배치하게 되며, 따라서 여기에서 제시된 설계극한하중보다 큰 외력에 저항할 수 있게 될 것이다.

## 6. 결 론

Lin-Scordelis 안장셸의 설계를 응력은 고전적인 막응력 해석에 의해서 구하고 보강철근 설계는 특정부분의 극한설계방정식에 의하여 시도하였다. 설계에서 설계극한하중은 ACI 318-89에 의거하여  $(1.4D + 1.7L)/0.9$ 를 사용하였다. 비탄성해석을 수행한 결과, 쌍곡 포물선 '안장' 셸이 극한상태에서 외력에 대해서 대체적으로 막응력에 의해서 저항하고 있음을 보여 주었으며, 실제 현장에서 시간이 지남에 따라 일어날 가능성을 고려한다는 의미에서 절반으로 줄인 50% 휨강도일 때와 완전한 100% 휨강도일 때 각각 설계극한하중의 94%와 97%까지 지지하는 좋은 결과를 보여주었다. 이는 설계방법이 본 연구에서 해석한 쌍곡 포물선 '안장' 셸의 실제 극한하중에 대해서 소성이론의 하계정리(Lower bound theorem)가 적용될 수 있다는 가능성을 보여주고 있다고 볼 수 있으며, 따라서 현행 설계방법의 타당성을 제공한다고 볼 수 있을 것이다. 이러한 결론을 일반화하기 위해서는 여러 형태의 철근콘크리트 셸구조물에 대해서 더 많은 설계와 해석이 행해져야 할 것이다.

## 참고문헌

1. ACI 318-89, Building Code Requirements for Reinforced Concrete(Revised 1992) and Commentary-ACI 318R-89(Revised 1992), American Concrete Institute, Box 19150, Redford Station, Detroit, Michigan, 48219, 1992.
2. ACI, Hyperbolic Paraboloid Shells: State of the Art, American Concrete Institute, Prepared by ACI Committee 334-Concrete Shell Design and Construction- Joint ACI-ASCE, SP-110, 1988.
3. Akbar, H. and Gupta, A.K., "Membrane Reinforcement in Concrete Shells: Design Versus Nonlinear Behavior", *Technical Report*, North Carolina State University, Raleigh, North Carolina 27695-7908, January 1985, Reinforced Concrete Shell Research Report.
4. Gupta, A.K., "Membrane Reinforcement in Concrete Shells", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 107, No. 1, 1981, pp. 41-56.
5. Gupta, A.K., "Membrane Reinforcement in Concrete Shells: A Review", *Nuclear Engineering and Design*, 82, 1984, pp. 63-75.
6. Ketchum, M.S. and Konkell, E.V., "Design of the Hanger Roof Structure of the TWA Overhaul Hanger, Kansas City", *In Concrete Thin Shell*, pp. 149-166, SP-28, ACI, 1971, P.O. Box 4754, Detroit, Michigan 48219.
7. Lin, C.S. and Scordelis, A.C., "Nonlinear Analysis of RC Shells of General Form", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 101, No. 3, 1975, pp. 523-538.
8. Min, Chang Shik and Gupta, A.K., "A Study of Inelastic Behavior of Reinforced Concrete Shells Using Supercomputers", *Technical Report*, North Carolina State University, Raleigh, North Carolina, March 1992, Reinforced Concrete Shell Research Report.
9. 민창식, 김생빈, "R/C 쌍곡 포물선 '안장' 셸의 극한거동 연구", *대한토목학회 논문집*, 제 13권, 제 2호, 1993, pp. 11-20.
10. Min, Chang Shik and Gupta, Ajaya K., "Inelastic Behavior of Hyperboilc Cooling Tower", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol. 119, No. 7, 1993, pp. 2235-2255.
11. Muller, G. and Scordelis, A.C., "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Hyperbolic Paraboloid Shells", *Technical report*, University of California, Berkeley, California 94720, October, Report No.

UC-SESM 77-6, 1977.

12. Noor, A.K. and Camin, R.A., "Symmetric Consideration for Anisotropic Shells", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 9, 1976, pp. 317-335.

13. Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L. and Too, J.M., "Reduced Integration Technique in General Analysis of Plates and Shells", *Int. J. for Numerical Methods in Engrg.*, Vol. 3, 1971, pp. 275-290.

(接受：1994. 4. 6)