

# 아취작용에 의한 콘크리트 원형기둥의 전단저항 : 실험적 고찰

## Shear Resistance of Concrete Circular Columns Due to Arch action : Experimental Study

김장훈\*  
Kim, Jang-Hoon

오세진\*\*  
Oh, Se-Jin

### ABSTRACT

Six of scaled concrete circular columns were experimentally investigated for the contribution of arch action to the column lateral resistance. For this, the specimens with the variation of transverse hoop steel spacing were tested in absence of axial loading. All specimens showed the flexure governing behavior pattern irrelevant to transverse hoop spacing. This indicates that the role of arch action should be understood as the intermediate mechanism causing the interaction between shear and flexural mechanisms. A simple truss model was proposed to qualitatively explain this notation but further study is needed to advance its application to general columns.

### 1. 서 론

지진에 의한 횡력이 작용할 때 철근콘크리트 골조는 그림 1과 같이 횡방향으로 변형되고, 콘크리트 기둥과 보에는 이러한 횡변형으로 인하여 필연적으로 휨과 전단력이 발생하게 된다. 이때 콘크리트 부재의 휨메카니즘과 전단메카니즘은 마치 직렬 연결된 스프링으로 간주할 수 있으며, 콘크리트 부재의 하중저항능력은 두 메카니즘 중 더 약한 메카니즘에 의하여 결정된다.<sup>(1)</sup> 저항메카니즘이 비교적 명료하게 정의되어 오랜 기간 동안 많은 엔지니어들에게 받아들여지고 있는 휨메카니즘과는 달리, 전단메카니즘은 명료하게 알려진 바가 적고 아직도 엔지니어들간에 적지 않은 논쟁의 주제가 되고 있다.<sup>(2),(3)</sup> 그렇지만 전단저항 메카니즘이 콘크리트에 의한 부분, 전단철근에 의한 부분, 그리고 아취작용에 의한 부분의 합으로 이루어져 있다는 설에는 큰 이견이 없는 것 같다. 즉

$$V_u = V_c + V_s + V_p \quad (1)$$

여기서  $V_u$ 는 부재의 전단저항력,  $V_c$ ,  $V_s$ ,  $V_p$ 는 각각 콘크리트, 전단철근 및 아취작용에 의한 전단 저항 부분이다.

콘크리트 부재의 아취작용에 의한 하중전달메카니즘은 여러 엔지니어들에 의하여 규명되었는데, Paulay<sup>(4)</sup>는 전단벽을 잇는 Coupling Beam을 이용하여 콘크리트 내 대각선방향 압축장을 스트

\* 아주대학교 건축학과 교수

\*\* 아주대학교 건축학과 석사과정

럿으로 모델링 하였으며, 이 스트럿의 축방향 탄성변형에 의하여 전단력의 일부가 전달된다고 가정하였다. Watanabe and Ichinose<sup>(5)</sup>도 Paulay와 유사한 대각선 방향 스트럿을 가정하여보의 전단 저항 메카니즘을 설명하였다. Priestley, et al.<sup>(6)</sup>은 기둥의 축력이 아취작용에 의하여 기둥의 전단저항 메카니즘에 기여한다고 가정하여 식 (1)의  $V_p$ 를 다음과 같이 산정하였다.

$$V_p = P \cdot \tan \alpha \quad (2)$$

여기서  $P$ 는 기둥의 축력,  $\alpha$ 는 기둥의 대각선과 축선이 이루는 각도이다. 이들의 이론에 따르면 아취작용은 전단저항 메카니즘의 일부로만 여겨져 있으며, 특히 Priestley, et al.은 아취작용을 단지 축방향력이 흘러가는 통로로만 이해하고 있음을 알 수 있다. 그러므로 식 (2)에서  $P=0$  이면  $V_p=0$  이 되고, 부재의 전단저항력은  $V_u = V_c + V_s$  로 되고 만다.

그러나 트러스 모델기법을 이용하여 콘크리트부재의 하중전달메카니즘을 고려하여 보면, 아취 작용이야말로 전단메카니즘과 휨메카니즘을 연결시켜주는 고리라고 할 수 있다. 뿐만아니라 축방향력의 유무에 관계없이 아취작용은 유효하다고 생각된다. 본 논문에서는 실험을 통하여 이를 입증하고, 관찰된 콘크리트 부재의 반복 횡하중에 대한 비탄성 거동을 이론적으로 고찰하여 보고자 한다.

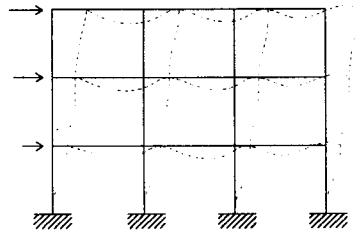


그림 1 횡하중에 의한 건물 골조의 변형

## 2. 트러스 모델

트러스 모델은 균열난 콘크리트 부재의 해석을 위하여 오래 전부터 이용되어온 바이다. 철근콘크리트 부재를 트러스 모델기법을 사용하여 나타내면, 주근은 트러스의 평행원부재가 되고, 전단 보강 철근은 수직재가 되며 콘크리트 중 압축력을 부담하는 부분은 스트럿이 된다. 이러한 가상의 트러스 부재들은 절점을 통하여 서로 연결되어 힘의 평형을 이루며 하중전달메카니즘을 형성한다고 간주된다. 아취작용은 이와 같은 트러스 모델과 함께 하중전달메카니즘에 기여하는 별개의 트러스라고 할 수 있다. 그림 2는 축력의 영향이 배제된 철근콘크리트 원형기둥에 횡하중이 작용할 때 기둥의 상부구석에서 하부구석을 잇는 대각선 방향의 압축장을 모델링한 스트럿과 기둥주근이 하나의 트러스를 이루어 횡하중에 저항하는 아취작용을 보여주고 있다. 파선으로 그려진 부분은 횡하중의 방향이 반대인 경우에 형성되는 아취작용을 나타낸다. 트러스 모델 및 실험에서 축력이 배제된 이유는 축력의 유무와 관계없이 아취작용이 유효함을 보이기 위하여서이다.

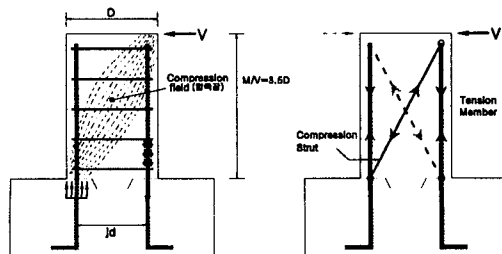


그림 2 아취작용에 의한 트러스 모델

### 3. 실험

#### 3.1 시험체 제작

시험체는 1/8 ~ 1/4 정도의 축소모형을 염두에 두고 제작하였으며 그림 3에서 보이듯이 직경 150mm, 변곡점까지의 길이 525mm의 M/VD=3.5인 원형기둥 모델을 제작하였다. 주근은 6-D10을 배근하여 철근비 2.4%를 유지하도록 하였으며 이음 없이 강한 기초보에 정착시켰다. 아취작용에 대한 전단철근량의 영향을 고려하기 위하여 횡보강철근은  $\phi 5 @ 30, @ 75, @ 150$  세 가지로 배근하였으며, 각 횡보강 철근간격별로 2개씩 동일한 공시체를 제작하여 총 6개의 원형기둥 모델을 제작하였다. 이에 따라 시험체의 명칭은 C30A, C30B, C75A, C75B, C150A, C150B로 정하였는데 C는 원형단면(Circular Section)을 의미하고, 그 다음의 숫자는 전단철근의 배근간격, 그리고 다음의 알파벳 A, B는 동일한 상세를 갖는 공시체를 구별하기 위하여 정하였다. 원형기둥 모델의 피복두께는 10mm로 하였으며, 전단보강 철근의 후프 구부림 각도는  $135^\circ$ 이며 후프길이는 전단보강 철근 직경의 6배로 하였다.

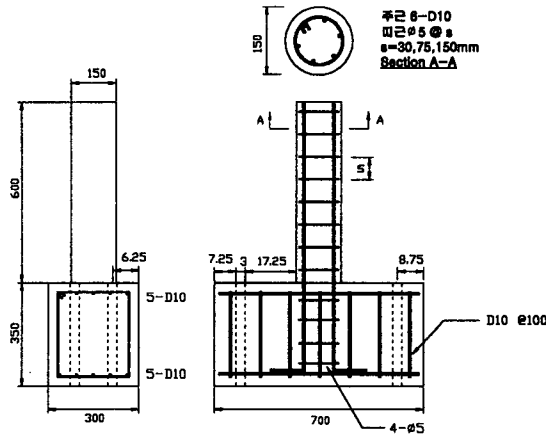


그림 3 시험체의 배근상세

콘크리트의 구성요소는 무게 비로 물 : 시멘트 : 굵은 골재 : 모래 = 0.71 : 1 : 4.38 : 2.73으로 하였으며, 각 공시체별 시험당일 압축강도는 표 1과 같다. 굵은 골재의 최대 직경은 19mm를 사용하였다. 기둥의 주근은 KSD 3504의 SD 30을 사용하였으며, 인장시험 결과 항복강도  $f_y = 3350 \text{ kg/cm}^2$ , 극한강도  $f_{su} = 5350 \text{ kg/cm}^2$  이었다. 전단보강 철근은 부드러운 철선(Soft Wire)을 사용하였는데 인장시험 결과 항복강도  $f_y = 1630 \text{ kg/cm}^2$ , 극한강도  $f_{su} = 2750 \text{ kg/cm}^2$  이었다.

표 1 콘크리트의 실험 당일 압축강도 ( $\text{kg/cm}^2$ )

시험체명	C30A	C30B	C75A	C75B	C150A	C150B
기둥	168.2	186.5	177.0	179.7	162.1	160.2
기초보	171.0	188.0	184.0	204.6	218.7	185.4

규준<sup>(7)</sup>에 의한 예상되는 기둥의 강도는 휨과 전단에 대해 각 시험체의 값을 표 2와 같이 구하였다. 그러나 콘크리트에 대각선 방향 인장력이 작용하여 균열이 날 때, 전단철근의 변형율은 항

복강도에 이를 정도가 아니므로 식 (1)의  $V_s$ 는 보정이 필요하다. 즉  $V_s$ 는 전단철근 항복변형률에 대한 콘크리트의 인장균열 발생시 변형율의 비(ratio)로 감소되어야 하며, 표 2에 함께 표기되어 있다.

표 2 시험체의 예상강도

시험체명	C30A	C30B	C75A	C75B	C150A	C150B
$M_u$ (ton-cm)	66.85	68.03	67.42	67.63	66.44	66.32
$V_f$ (ton)	1.273	1.296	1.284	1.288	1.266	1.263
$V_u$ (ton)	3.634	3.686	2.062	2.069	1.486	1.481
보정된 $V_u$ (ton)	1.732	1.784	1.301	1.309	1.106	1.100

### 3.2 실험장치

그림 4는 시험체의 설치상황을 보여주고 있다. 그림 3의 시험체의 기초보를 구조실험용 프레임(Structural Reaction Frame)의 바닥 골조에 볼트로 4곳을 접합하여 고정시키고, 보의 기둥접합부로 부터 525mm 떨어진 가력점 위치에 변위측정장치를 설치하여, 그 점에서 하중-변위 관계를 측정하였다. 가력은 구조실험용 프레임에 부착된 20ton 용량의 가력장치로 반복가력하고, 로드셀(Load cell)을 이용하여 측정하였다. 또한 보의 곡률(Curvature)을 측정하기 위해, LVDT(Linear Variable Displacement Transducer)를 기둥접합부로부터 100mm, 200mm 되는 곳에 각각 2개씩 설치하여 변위값을 측정하였다.

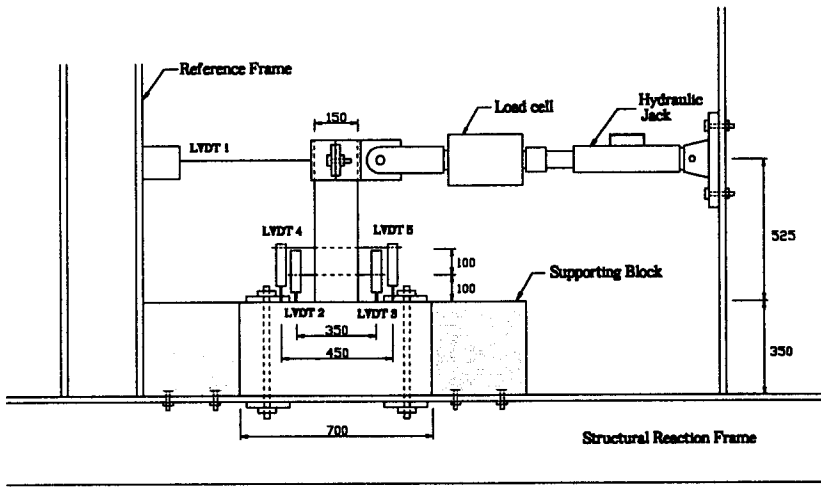


그림 4 시험체의 설치

시험체의 가력은 하중제어와 변위제어로 나누어 시행하였다. 하중제어는 예측한  $F_{max}$ 값의  $\pm 1/4$ 로써, 2번의 반복재하를 통해 탄성영역에서 모든 게이지(Gauge)의 이상 유무를 확인하였다. 변위제어는 변위각도(Drift Angle)를 가하되 기둥접합부로부터 가력점까지의 거리인 525mm의  $\pm 0.5\%$ 부터 시작하여  $\pm 1\%$ ,  $\pm 2\%$ ,  $\pm 3\%$ ,  $\pm 4\%$ ,  $\pm 5\%$ 의 크기로 2번씩의 반복재하를 기본으로 하여 제어하였다.

시험체를 A와 B로 나누어 각각의 A시험체는  $\pm 5\%$ (단, C30A는  $\pm 6\%$ 임.)의 크기로 일정한 변위각도를 유지한 채로 내력 저하를 보아가며 반복 가력하였다. B시험체는 A시험체의 최대 변위제어를

넘겨 변위를  $\pm 1\%$ 씩 증가시키면서 내력이 극도로 저하되는 상태인 C30B는  $\pm 12\%$ 까지, C75B는  $\pm 7\%$ 까지, 그리고 C150B는  $\pm 8\%$ 까지 가력하였다.

### 3.3 실험 결과

파괴 형태를 보면, 모든 시험체가 변위 제어 처음단계인 0.5% Drift에서 힘에 의한 미세한 균열이 기둥접합부 주위에서 시작되어 1% Drift 제어시와 2% Drift 제어의 첫 번째 반복 재하시에 균열이 서로 연결되었다. 그림 5는 각 시험체의 반복하중에 의한 파괴 상태를 나타내는 사진이다. 각 시험체의 파괴 형태는 다음과 같다.

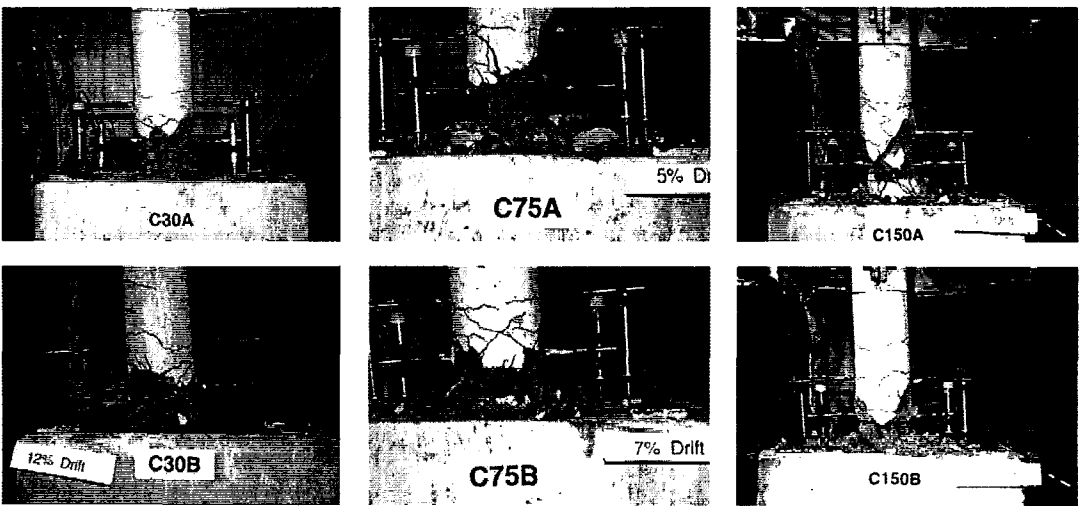


그림 5 시험체의 파괴 상태

#### 1) C30A, C30B 시험체

반복 재하에 의해 보의 기둥접합부 주변의 콘크리트가 떨어지고 소성힌지가 발생하여 내력이 계속 감소하는 휨파괴 형태를 보였다. 4% Drift에서 균열의 수가 증가하며, 기존 균열의 간극도 넓어졌다. C30A 시험체는 6% Drift의 20회 반복재하에 의해 측정된 C30B 시험체보다 더 많은 내력감소가 관찰되었다. C30A 시험체의 측정된 소성힌지 길이는 11.8cm, 균열각은  $43^\circ$ 이고, C30B 시험체의 소성힌지 길이는 12.1cm, 균열각은  $38^\circ$ 이었다. 이 때 균열각은 부채꼴 모양의 균열 중 기둥의 축선과 이루는 각도가 가장 작은 것을 측정하여 얻은 것이다.

#### 2) C75A, C75B 시험체

내진 규준에 따라, 보 지름의 절반인 75mm 간격으로 배근한 두 시험체는 30mm 간격의 시험체와 같은 류의 휨파괴를 보이며 3% Drift에서 사인장 균열이 발생하였다. 5% Drift에서 보의 주근의 휨 모습이 관찰되었고 사인장 균열의 간극도 넓어졌다. 전단보강 철근량이 줄어들어 휨파괴 후 전단강도가 감소함에 따라 나타나는 휨-전단파괴 대신에 힘에 의한 파괴 형태가 계속 진행되었다. C75A 시험체의 측정된 소성힌지 길이는 12.4cm, 균열각은  $32^\circ$ 이고, C75B 시험체의 소성힌지 길이는 11.1cm, 균열각은  $37^\circ$ 이었다.

### 3) C150A, C150B 시험체

휨과파 후 1% Drift에서 사인장 균열이 발생하였다. 3% Drift부터 사인장 균열의 간극이 크게 넓어졌다. 다른 시험체와 달리 5% Drift에서 콘크리트가 떨어지기 전에 주근의 휨에 의해 콘크리트 균열부의 면이 불러 올랐다. 특히, C150A 시험체는 그림 5에서 보는 바와 같이 소성힌지의 위치가 위쪽으로 옮겨졌는데, 타설시에 콘크리트가 제대로 충전되지 않았기 때문인 것으로 추측된다. C150A 시험체의 측정된 소성힌지 길이는 11.0cm, 균열각은 31°이고, C150B 시험체의 소성힌지 길이는 11.4cm, 균열각은 32°이었다.

그림 6은 반복 주기하중을 각 시험체에 가하여 얻은 각 공시체별 작용하중과 하중 작용점의 변위와의 관계를 보여주고 있다. 또한, 변위각에 따른 하중과의 관계도 함께 나타내었다. 하중-변위 관계 곡선을 고찰해 보면, 변위의 크기가 증가하는 반복하중이 가해지면서 전단보강 철근의 배근간격이 넓어질수록 전단보강근에 의한 구속효과가 감소하여 저항능력이 줄어들고 있는 것을 볼 수 있다.

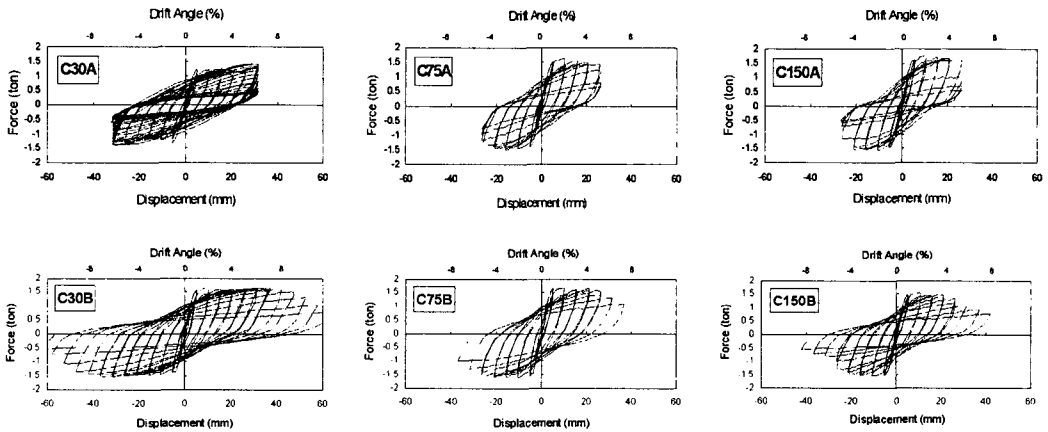


그림 6 하중-변위 관계 곡선

실험 관측으로부터 한가지 주목할 것은 기둥의 전단철근량의 커다란 감소에도 불구하고 (C150A, C150B), 기둥의 강도(Strength)는 변위각 4%까지 유지되다가, 그 이후부터 전단철근의 양에 따라서 완만하게 또는 비교적 완만하게 강도저감이 일어나고 있는 것이다. 기존의 전단력 평가기준에 의하면 C150A, B는 휨-전단파괴모드가 나타나야 함에도 불구하고 휨-변위 관계는 휨모드가 계속되고 있음을 보여주고 있다. 이러한 관찰을 뒷받침해 주는 또다른 실험관측은 그림 7에 보이는 모멘트-곡률 곡선이다. 이 곡선은 C30B, C75B, C150B 시험체의 기둥접합부로부터 100mm 되는 곳에 설치된 2개의 LVDT에서 구해진 값의 평균을 취하여 각 Drift의 곡률을 구한 것이다.

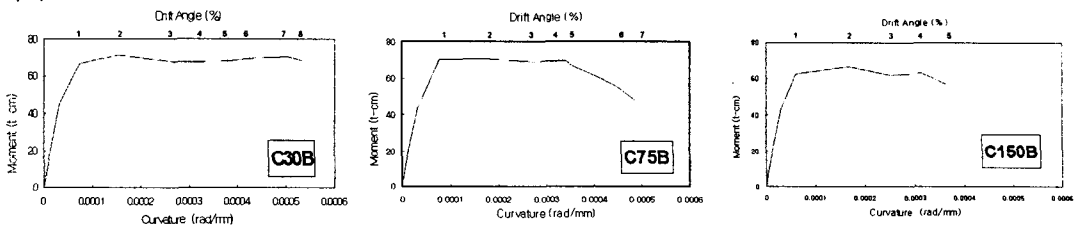


그림 7 모멘트-곡률 관계 곡선

반복하중에 의해 콘크리트가 파괴되면서 LVDT 부착용 고정철들이 시험체와 분리되어 분리 전인 C30B 시험체는 8% Drift까지, C75B 시험체는 7% Drift까지, C150B 시험체는 5% Drift까지 구하였다. 이로부터 모멘트-곡률 관계 곡선도 모든 공시체가 휨메카니즘에 의하여서 거동이 결정되는 것을 보여주고 있음을 알 수 있다.

다음으로 주목할 것은 전단철근 간격의 크기에 따라 다르게 나타나는 반복하중에 의한 기둥강도의 저감이다. 이것은 일정 변위각에서 계속적인 반복하중을 가한 경우(A series) 뿐만 아니라 변위각을 증가시켜 가며 반복하중을 가한 경우(B series) 모두 해당된다. 이 두 가지 면에 대한 이론적 설명이 필요하다고 하겠다.

#### 4. 이론적 고찰

실험에서 관찰된 전단철근의 양에 관계없이 일정하게 유지된 기둥의 강도나 반복하중에 의한 강도저감은 본 논문에서 제안한 아취작용을 고려한 트러스 모델을 이용하여 설명할 수 있다. 그림 8은 반복하중이 작용할 때 소산되는 콘크리트의 변형에너지(Strain Energy)와 이에 따른 콘크리트의 손상에 의하여 재구성되는 트러스 모델을 보여주고 있다. 손상되기 전 콘크리트의 Stress Block의 깊이는 우리나라의 규준에 의하면  $0.85f'_c$  이고, 폭은  $a = \beta_1 c$  이지만, 반복하중에 의하여 콘크리트가 손상됨에 따라 콘크리트의 강도는 저감되고 따라서 힘의 평형을 유지하려면 Stress Block의 폭이 넓어질 수밖에 없게 된다. 이는 곧 기둥 단면내의 내부모멘트 팔(internal lever arm)  $jd$ 의 감소의 요인이 되며, 따라서 기둥 휨강도 저감의 원인이 된다.

또한 실험에서 전단 철근량에 무관하게 유지되었던 기둥의 휨강도는 대각선 스트럿의 강도와 관계가 있다고 생각된다. 즉 대각선 스트럿의 압축강도가 기둥 주근의 인장력과 횡변위를 통하여 가하여지는 횡력과 함께 평형을 유지하기에 충분하면 기둥의 저항력이 유지되는 것이다. 그러나 스트럿의 압축강도가 충분치 않아 평형이 깨어지게 되면, 즉 스트럿의 압축파괴가 일어나게 되면, 하중저항메카니즘은 횡보강철근에 의한 트러스메카니즘으로 대체된다고 생각된다. 기둥에 축력이 작용하게 되면 대각선 스트럿에 요구되는 압축강도가 더욱 커짐으로, 축력이 배제되었을 때에 비하여 연성이 크게 줄어들 것으로 생각된다.

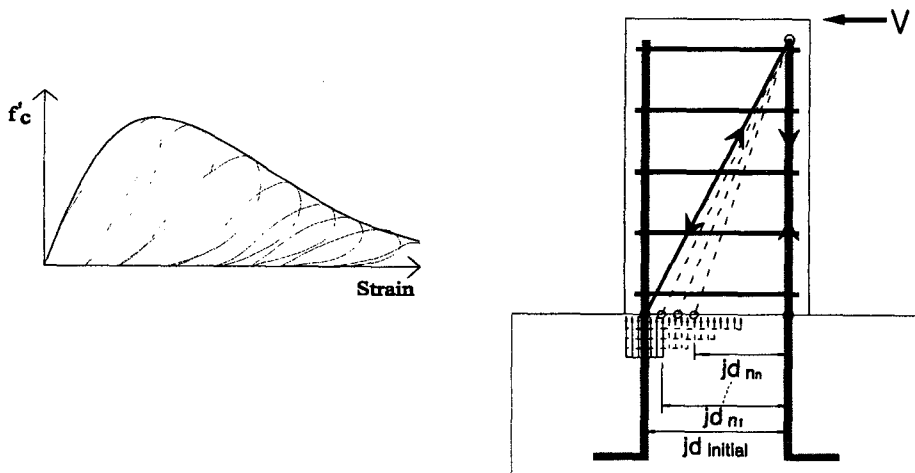


그림 8 콘크리트의 손상에 따른 트러스 모델의 재구성

## 5. 결론 및 추후연구

본 논문은 압축력이 배제된 상태에서 철근콘크리트 원형기둥의 실험을 통하여 아취작용은 기둥의 경계조건이나 전단 철근량과 무관하게 기둥주근에 의한 강도를 발현하는 것을 보여주었다. 기둥의 대각선 방향의 압축장을 스트럿으로, 주근을 인장현재로 모델링된 간단한 트러스 모델은 이러한 현상을 설명할 수 있으며, 반복하중으로 인한 강도저감도 설명할 수 있음을 보여 주었다. 본 논문에서 제안된 아취작용을 이용한 트러스 모델을 일반적인 기둥의 해석에 사용하기 위하여는 다음과 같은 추가적인 연구가 필요하다.

- 1) 제안된 아취작용에 근거한 트러스 모델과 전단철근에 의한 트러스 모델은 서로 별개의 것이라기보다는 한 부재내에 있는 메카니즘이므로 이 두 가지가 함께 하중저항에 기여할 수 있는 메카니즘의 개발이 필요하다.
- 2) 아취작용에 근거한 트러스 모델을 일반적인 기둥에 적용하는데 있어서 기둥 단면에 대한 기둥 변곡점(inflexion point)간의 길이의 한계는 얼마인지 연구가 필요하다.
- 3) 대각선 스트럿의 단면크기를 합당하게 정할 수 있는(rational dimensioning) 이론의 개발이 필요하다.

## 참고문헌

1. Kim, J.H. and Mander, J.B.(1999), *Truss Modeling of Reinforced Concrete Shear-Flexure Behavior*, Technical Report MCEER-99-0005, Multi disciplinary Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, New York.
2. Collins, M.P.(1998), "Procedures for Calculating The Shear Response of Reinforced Concrete Elements : A Discussion", *Opinion, Journal of Structural Engineering, ASCE*, December, pp.1485-1488.
3. Hsu, T.T.C., Zhu, R.H. and Lee, J.Y.(1999), "A Critique on the Modified Compression Field Theory", *Proceedings of the 78th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington D.C.*, Jan.10-14.
4. Paulay, T.(1971), "Coupling Beams of Reinforced Concrete Shear Walls", *Journal of the Structural Division, ASCE*, Vol. 97, ST3, March, pp.843-862.
5. Watanabe, F. and Ichinose, T.(1992), "Strength and Ductility Design of R.C.Members Subjected to Combined Bending at Shear", *Proceedings of Workshop on Concrete Shear in Earthquake*, Edited by T.T.C.Hsu and S.T.Mau, University of Houston, Texas, pp.429-438
6. Priestley, M.J.N., Verma, R. and Xiao, Y.(1994), "Seismic Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns", *Journal of Structural Engineering, Vol.120, NO.8, ASCE*, August, pp.2310-2329.
7. 대한건축학회(1994), *극한강도 설계법에 의한 철근콘크리트 구조계산 기준 및 해설*.