

강관 내부보강 중공교각의 연성도 평가

Ductility Evaluation of Circular Reinforced Concrete Piers with an Internal Steel Tube

강 영 종¹⁾ 최 진 유²⁾ 김 도 연³⁾ 한 태 희⁴⁾
Kang, Young-Jong Choi, Jin-Yu Kim, Do-Youn Han, Taek-Hee

ABSTRACT

The ductility of circular hollow reinforced concrete columns with one layer of longitudinal and spiral reinforcement placed near the outside face of the section and the steel tube placed on the inside face of the section is investigated. Such hollow sections are confined through the wall thickness since the steel tube is placed. The results of analytical moment-curvature analyses for such hollow sections are compared with those for the circular section with the same diameter. In this study, moment-curvature analyses are conducted with Mander's confined concrete stress-strain relationship in which the effect of confinement is to increase the compression strength and ultimate strain of concrete. The moment-curvature analyses confirmed that the ductility is primarily influenced on the ultimate strain. The variables influenced on the ultimate strain is the ratio and yield strength of confining reinforcement and the compression strength for confined concrete. From this ultimate strain - the transverse reinforcement ratio relationship, the transverse reinforcement ratio for circular hollow reinforced columns with confinement is proposed. The proposed transverse reinforcement ratio is confirmed by experimental results

1. 서 론

구조적으로 콘크리트 자중이 문제 시 되는 곳이나, 상대적으로 콘크리트의 재료비가 높은 경우에 중공 단면의 기둥이 구조물에 사용되어왔다. 이러한 중공 단면의 기둥은 역학적으로 모멘트 저항 능력이 일반 기둥에 비해 떨어지지 않아 그 활용가치가 큰 것으로 평가 되어왔으나, 이러한 중공 단면 기둥은 일반 기둥이 갖고 있는 콘크리트 구속 효과를 기대할 수 없기 때문에 그 연성 능력에 대해서는 의심을 받고 있다. M.J.N. Priestley는 그의 연구는 문에서, 실험을 통해 중공 단면의 기둥은 횡철근의 구속을 받지만 중공 단면의 안쪽에서 콘크리트를 구속하지 못하여 일반 콘크리트 기둥과 같은 삼축 압축 조건의 콘크리트를 만들지 못한다고 하고, 중공 단면의 연성은 기둥 단면의 중립축의 위치에 따라 큰 영향을 받으며, 횡철근의 영향은 상대적으로 미비하다고 하였다. 본 연구에서는 이러한 중공 기둥의 문제를 보강하기 위하여 강관을 중공 단면 안쪽에 설치하여 연성 거동 특성을 살피고자 한다. 강관으로 보강함으로써 일반 콘크리트 기둥과 마찬가지로 실제 연성 거동 특성이 횡철근비의 영향을 크게 받는다. 따라서 강관으로 보강된 중공 기둥의 적절한 횡철근비 공식을 제안하고 실험적으로 이를 검증하고자 한다.

2. 횡철근비(ρ_s)와 극한 콘크리트 변형률(ϵ_{cu})의 관계

Scott et al(1982)의 연구결과에서는 극한 변형률을 횡철근 파괴시의 중방향 콘크리트의 변형률로 정의하였다. 이러한 정의에 따라 Mander et al(1984)은 극한 변형률을 계산하기 위하여 구속되는 콘크리트가 파괴 시까지 흡

1) 고려대학교 토목환경공학과 교수, 정회원
2) 한국철도기술연구원 선임연구원, 정회원
3) Technische Universität Hamburg-Harburg, 박사과정
4) 고려대학교 토목환경공학과 박사과정

수하는 에너지는 횡철근의 파괴 에너지와 동일하다는 가정 하에서 다음과 같은 식을 제안하였다.

$$U_{sh} = U_{cc} + U_{sc} - U_{co} \quad (1)$$

U_{sh} : 구속 콘크리트 체적당 횡철근의 극한 변형률 에너지

U_{cc} : 구속 콘크리트의 극한 변형에너지

U_{sc} : 주철근의 변형 에너지

U_{co} : 콘크리트의 변형 에너지

$$\rho_s A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_s^u} f_s d\epsilon_s = A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_c^u} f_c d\epsilon_c + \rho_{sc} A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_c^u} f_{sl} d\epsilon_c - A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_s^u} f_s d\epsilon_s \quad (2)$$

여기서 횡철근비는 $\rho_s = \frac{4A_{sp}}{D^2}$ 이며, 주철근비(ρ_{cc})는 구속 콘크리트의 단면적(A_{cc})에 대한 주철근량(A_{st})의 합수로 나타낸다. 여기서 횡철근의 파괴 에너지는 실험에 의하여 다음과 같다.

$$\int_0^{\epsilon_s^u} f_s d\epsilon_s = U_{sf} = 110 \text{ MJ/m}^3 \quad (3)$$

실험결과를 통해 철근의 Size나 항복 응력에 상관없이 오차 범위 $\pm 10\%$ 이내에서, 횡철근의 극한 변형률(ϵ_{sf})은 0.24~0.29임을 알 수 있었으며, 파괴에너지는 110 MJ/m^3 가 제안되었다. 또한 콘크리트 덮개가 Spalling되기 전까지, 즉 탄성영역의 변형에서 에너지를 다시 회복할 수 있는 에너지 양은 다음과 같다.

$$\int_0^{\epsilon_c^u} f_c d\epsilon_c = 0.017 \sqrt{f'_{cc}} \text{ MJ/m}^3 \quad (4)$$

따라서 Mander의 제안식은 다음과 같이 정리된다.

$$110\rho_s = \int_0^{\epsilon_c^u} f_c d\epsilon_c + \rho_{sc} \int_0^{\epsilon_c^u} f_{sl} d\epsilon_c - 0.017 \sqrt{f'_{cc}} \text{ MJ/m}^3 \quad (5)$$

이러한 제안식의 결과는 극한 변형률의 결정에 있어 횡철근비 규정이 많은 영향을 미침을 보여 주고 있다. Mander의 방법을 이용하여 강관 보강 중공 원형 R.C기둥의 횡철근비와 극한 변형률의 관계를 유도하면 다음과 같다.

$$U_{sh} = U_{cc} + U_{sc} - U_{co} \quad (U_{sc} : \text{주철근과 강관의 변형 에너지}) \quad (6)$$

$$\rho_s A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_s^u} f_s d\epsilon_s = A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_c^u} f_c d\epsilon_c + \rho_{sc} A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_c^u} f_{sl} d\epsilon_c - A_{cc} \cdot \int_0^{\epsilon_s^u} f_s d\epsilon_s \quad (7)$$

$$110\rho_s = \int_0^{\epsilon_c^u} f_c d\epsilon_c + \rho_{sc} \int_0^{\epsilon_c^u} f_{sl} d\epsilon_c - 0.017 \sqrt{f'_{cc}} \text{ MJ/m}^3 \quad (8)$$

횡철근비는 $\rho_s = \frac{4D A_{sp}}{(D^2 - D_s^2)}$ 이며, 주철근비(ρ_{sc})는 구속 콘크리트의 단면적(A_{cc})에 대한 주철근량(A_{st})과 강관의 단면적(A_s)의 합으로 나타낼 수 있다. 식 8과 같이 강관 보강 시, 일반 원형 R.C 기둥의 횡철근비 대 극한 변형률의 관계와 비슷한 형태로 나타낼 수 있지만, 실제로는 횡철근비(ρ_s)의 규정이 상이하고 ρ_{sc} 가 ρ_{cc} 보다 같은 양의 주철근을 사용할 경우 강관의 삽입으로 인해 더 큰 값을 나타냄으로써 실제 극한 변형률의 값은 다소 차이가 있을 수 있음을 알 수 있다. 그러나, 박판의 강관 보강 시 횡철근비의 변화가 크므로, ρ_{sc} 와 ρ_{cc} 의 차이는 무시할 수 있을 것이다. 결국, 횡철근비의 규정이 구속 콘크리트 체적에 대한 횡철근량으로 표현된다는 점을 볼 때 강관 보강 시 줄어들게 되는 콘크리트 체적의 변화가 극한 변형률에 영향을 주어 결과적으로 연성계수를 결정하는데 가장 큰 영향을 줄 것으로 예상된다. 이러한 영향을 엄밀히 보기 위한 매개변수 연구에 앞서 횡철근비 규정이 연성 계수에 미치는 영향을 예측해 본다면 강관 보강 시, 횡철근비는 $\left(1 - \left(\frac{D_s}{D}\right)^2\right)$ 만큼 작아짐을 알 수 있으며, 이러한 영향이 극한 변형률의 감소에 영향을 미쳐 결과적으로 연성계수가 작아지는 결과를 보인다는 것을 알 수 있다.

3. 매개 변수 연구

강관 보강 중공 원형 기둥이 적절한 연성을 발휘할 수 있는 횡철근비 식을 제안하기 위하여, 강관 보강 중공 원형기둥과 원형 R.C 기둥간의 연성계수 비교를 통한, 매개변수 연구를 수행하였다. 매개변수 연구를 수행하기에 앞서서 연성에 영향을 주는 인자를 살펴보면 다음과 같다.

$$R_f = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{E J_e}{M_n} \cdot \frac{\epsilon_{cu}}{c_u} \quad (9)$$

식 9를 통하여, 단면의 형상변화로 예상되는 변수는 공칭 모멘트 강도, 단면 이차 모멘트, 극한 변형을, 콘크리트 극한 변형을 때의 중립축의 위치 (c_u)를 들 수 있다. 여기서 연성계수의 비교는 같은 공칭 모멘트 강도를 갖는 단면 형상을 선정하고자 하였다. 선정한 단면 재원은 도표 1과 같으며, 해석 방법은 모멘트-곡률 해석에 기초하였다. 도표 1에서 매개변수 연구를 위하여 선정한 단면의 배경은 공칭 모멘트 강도를 비교하여 결정하였으며 비교 결과는 그림 2, 그림 3과 같다.

도표 1. 매개변수 연구를 위한 단면 재원

	단면 직경(mm)	주철근	강관 단면(mm)	콘크리트 강도	강재 강도
원형 R.C 기둥	D150	34-D25		210 kg/cm ²	3500 kg/cm ²
	D200	38-D32		210 kg/cm ²	3500 kg/cm ²
강관 보강 원형 R.C 기둥	D150	30-D25	D30(3t)	210 kg/cm ²	3500 kg/cm ²
		32-D25	D60(3t)	210 kg/cm ²	3500 kg/cm ²
		36-D25	D90(3t)	210 kg/cm ²	3500 kg/cm ²
	D200	38-D32	D40(4t)	210 kg/cm ²	3500 kg/cm ²
		38-D32	D80(4t)	210 kg/cm ²	3500 kg/cm ²
		42-D32	D120(4t)	210 kg/cm ²	3500 kg/cm ²

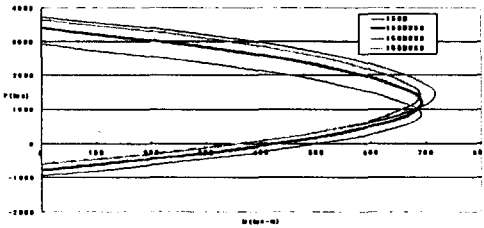


그림 1. 단면(D150)의 공칭 강도 비교

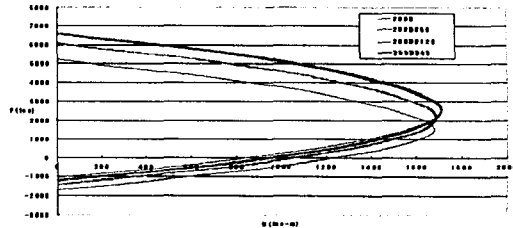


그림 2. 단면(D200)의 공칭 강도 비교

그림 1과 그림 2에서 보여주는 공칭강도의 비교 결과를 통해, 강관을 박판으로 사용할 경우 실제 공칭 강도는 주철근의 소량 변화에는 크게 영향이 없음을 알 수 있다.

3.1 단면(D150)에서의 매개변수 연구결과

매개변수 연구에서는 축력비의 범위를 0.4~0.7로 하였으며, 0.4에서 0.05씩 축력을 증가시켜 7가지 경우의 매개변수 연구를 하였다. 따라서, 매개변수 연구에서는 회귀분석을 위하여 각 축력비에 따른 연성계수 결과의 평균값을 사용하여 이후 결과를 분석하고자 하며, 단면(D150)에서의 매개변수 결과는 다음과 같다.

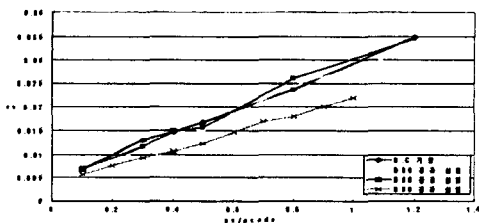


그림 3. 단면(D150)의 극한변형률과 횡철근비의 관계

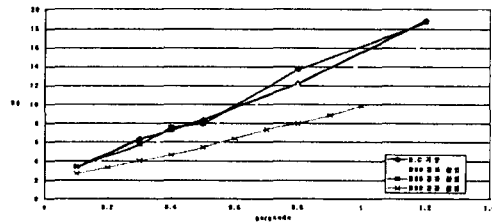


그림 4. 단면(D150)의 횡철근비와 연성계수의 관계

그림 3과 그림 4의 결과를 통해 극한 변형률의 경향이 거의 그대로 연성계수의 경향과 거의 일치함을 알 수 있다. 이러한 경향은 역시 단면 이차 모멘트와 극한 변형률 때의 중립축 위치(C_u) 변화의 영향이 거의 상쇄되어 연성계수에 거의 영향을 미치지 못한다는 사실을 보여주는 것이다. 상기의 매개변수의 결과를 이용하여 원형 R.C 기둥의 연성계수와 횡철근비의 관계식을 회귀 분석하여 구하면 다음과 같다.

$$R_s = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 13.8 \frac{\rho_s}{\rho_{s,code}} + 1.8 \quad (10)$$

식 10에서 현 시방서 규정만큼의 횡철근을 사용하였을 경우($\rho_s/\rho_{s,code} = 1$), 곡률이 15.6임을 알 수 있다. 이러한 회귀 분석식을 이용하여 강관 보강 시 연성계수와 횡철근비의 관계식도 구할 수 있는데, 이는 앞서 언급한 바와 같이 강관 보강 중공 원형 R.C 기둥에서는 콘크리트 체적 변화가 발생한 만큼의, 즉 $(1 - (\frac{D}{D'})^2)$, 극한 변형률 값이 떨어짐으로 연성계수 역시 이러한 변화를 반영하면 될 것이다.

$$R_s = 13.8 \frac{\rho_s}{\rho_{s,code}} (1 - (\frac{D}{D'})^2) + 1.8 \quad (11)$$

3.2 단면(D200)에서의 매개변수 연구결과

단면(D200)에서의 매개변수 연구도 단면(D150)에서의 매개변수 연구와 동일한 방법을 사용하였으며, 결과는 그림 5, 그림 6과 같다.

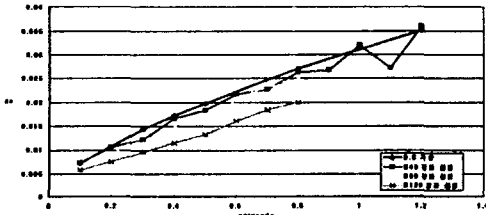


그림 5. 단면(D200)의 극한변형률과 횡철근비의 관계

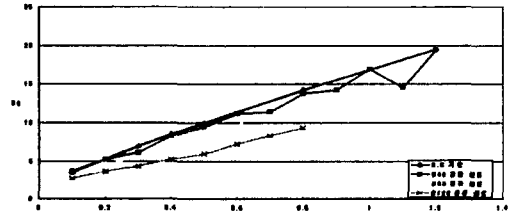


그림 6. 단면(D200)의 횡철근비와 연성계수의 관계

그림 6의 매개변수 결과를 이용하여 원형 R.C기둥의 횡철근비와 연성계수의 관계를 회귀분석을 통해 구하면 다음과 같다.

$$R_s = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 14.4 \frac{\rho_s}{\rho_{s,code}} + 2.5 \quad (12)$$

단면(D150)에서와 같은 방법으로 단면(D200)에서 현 시방서 횡철근비 규정에서의 목표 곡률은 16.9이다. 이는 단면(D150)에서 보다 8%정도 큰 값이며, 강관 보강 기둥의 제안식은 다음과 같다.

$$R_s = 14.4 \frac{\rho_s}{\rho_{s,code}} (1 - (\frac{D}{D'})^2) + 2.5 \quad (13)$$

이에 따라 강관 보강 시 연성을 일반 원형 R.C기둥의 연성과 거의 동일한 효과를 발휘하도록 하기 위해서는 콘크리트 체적 변화량만큼의 횡철근을 배치해야 함을 알 수 있다. 따라서 강관 보강 시 횡철근 식을 수정하여 제안하면 다음과 같다.

$$\rho_s = 0.16 \frac{f'_c}{f_{yk} (1 - (\frac{D}{D'})^2)} (0.5 + \frac{1.25 P_e}{f'_c A_g}) \quad (14)$$

제안된 횡철근비 공식과 현 도로교시방서의 횡철근비 공식을 비교하면 그림 7과 같다. 또한 본 제안식은 현 도로교시방서에서 사용하는 축력비 0.4이하에서 축력비에 상관없이 일정한 횡철근비 공식의 적용대신 축력비가 반드시 횡철근비 규정에 반영되어야 한다는 것을 제시한다. 이는 축력비 0.4이하의 교각에 대한 매개변수 연구 결과가

연성계수에 대한 축력비의 영향이 0.4이하의 축력비에서 더 크게 나타냄을 보여 주기 때문이다. 그림 7의 결과를 보면 축력비 0.1이하에서 현 시방서 규정의 횡철근비 규정이 과대함을 보이고 있음을 알 수 있으며, 축력비를 고려한 횡철근비 공식의 적용 시를 비교해 보면 강관 보강 중공 R.C 기둥이 일반 R.C 기둥보다 좀 더 많은 횡철근의 배치를 요구함을 알 수 있다.

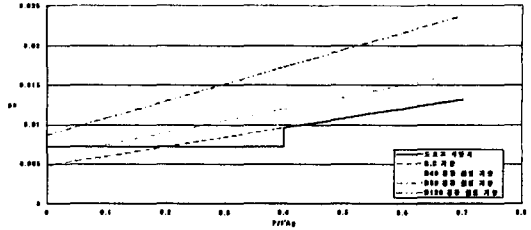


그림 7. 현 시방서의 횡철근비 공식과 계안식의 비교

4. 강관보강 교각의 연성실험

매개 변수 연구를 통해 교각의 연성을 확보하기 위한 목표 곡률 연성 계수 값은 교각의 단면의 크기에 따라 다소 상이한 값을 갖지만 대략 16정도임을 알 수 있었으며, 강관 보강 시 이러한 곡률 연성 계수 값을 확보하기 위한 띠철근비 규정을 제안하였다. 다음은 이러한 횡철근비 규정과 목표 곡률 연성 계수를 사용하여 실험을 통해 앞서 연구한 매개 변수 연구의 결과를 검증하고자 한다. 그림 8과 같은 실험 모델을 사용하였다. 제원은 교각의 높이가 3.5m이며 교각의 단면은 0.8m, 콘크리트 덮개는 10cm, 삽입 강관은 0.4m에 2.3t이다.

도표 2. 공시체 제원 및 강도

Location	Load (ton)	공시체 단면적 (cm ²)	공시체 강도 (kg/cm ²)
기초	42.6	179.08	237.9
소성힌지부	24.7	78.23	315.0
교각 1	23.0	78.54	292.8
교각 2	27.9	78.54	355.2
Coping부	17.5	78.54	222.8

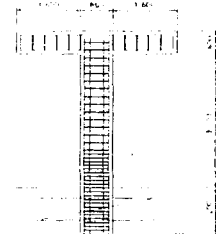


그림 8. 실험체 제원

주철근 D19를 16개 사용하였으며 띠철근은 소성힌지부에 D16@100을 설치하였다. 실험체 제작은 기초 타설 후 교각을 4회 분할 타설 하였으며, 교각의 첫 번째 타설부가 소성힌지부이다. 각각의 타설에 대한 몰드 Test를 연성 실험 전날 실시하였으며 그때의 각각의 공시체 강도는 도표 2와 같다. 공시체 실험 결과 소성힌지부를 포함한 기초 상단의 강도가 대략 300kg/cm²이상의 강도를 나타냈으며, 연성 실험을 계획한 당초의 목표 강도에 적합한 수준으로 나타났다.

4.1 모멘트 곡률 실험 결과

실험 결과는 그림 9와 같으며 실험 결과 곡률 연성 계수가 18.263으로 나타났다. 이는 목표 곡률 연성 계수와 비교하여 14.1%의 연성 계수가 더 나오는 것을 알 수 있다. 항복점은 최대 모멘트의 75%하중에서 가장 가까운 점을 선택하였으며, 최대 모멘트는 강관과 콘크리트의 접합면이 떨어져 나가는 지점을 잡았다. 이는 실험 중에 강관과 콘크리트의 접합면이 떨어져 나가면서 생기는 평음으로 알 수 있었다. 또한 일반적으로 인장 균열 발생시 하중이 감소하면서 일정한 변위의 증가를 보이는 것이 일반적이다. 그러나, 본 실험에서 그러한 인장 균열 지점은 검출할 수 없었으며, 큰 균열이 발생하면서 하중이 감소하는 지점이 항복점 이후에 나타났다.

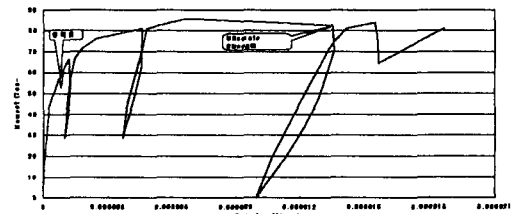


그림 9. 모멘트-곡률 실험 결과

4.2 소성힌지부의 축방향 응력

소성힌지부의 축방향 콘크리트 응력에 대한 실험 결과는 그림 10 및 그림 11과 같다. 그림 10은 소성힌지부의 콘크리트 덮개에 매립한 게이지의 DATA이며, 그림 11은 횡철근으로 구속한 소성힌지부 안쪽에 매립한 게이지의 DATA이다. 콘크리트 덮개의 경우 최대 변형률은 0.001542까지 나타나며, 횡철근으로 구속한 콘크리트의 압축부의 최대 변형률은 0.003235이다. 주철근의 DATA는 그림 12 및 그림 13과 같다. 압축 주철근의 최대 변형률은 0.002911이며, 인장 주철근의 최대 변형률은 0.010347이다. 인장 주철근의 경우 최대변형률의 결과는 항복을 넘어 소성 상태에 있음을 보여주고 있다. 강관의 DATA는 그림 14 및 그림 15와 같다. 강관의 압축부 최대 변형률은 0.000688이며 인장부의 최대 변형률은 0.010088이다. 결론적으로 소성힌지부 발생시 인장부는 완전 소성 상태에 들어갔음을 보여주고 있으며, 압축부는 주철근과 강관이 여전히 탄성 상태를 유지하고 있다는 것을 알 수 있다.

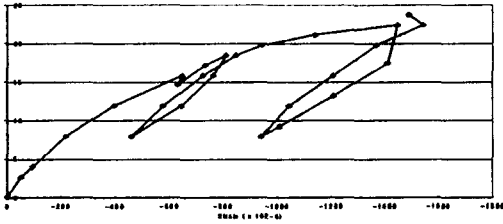


그림 10. 콘크리트 덮개의 압축부 콘크리트 변형률

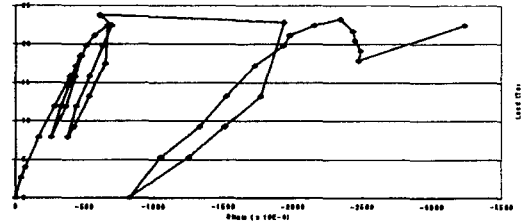


그림 11. 구속된 소성힌지부의 압축부 콘크리트 변형률

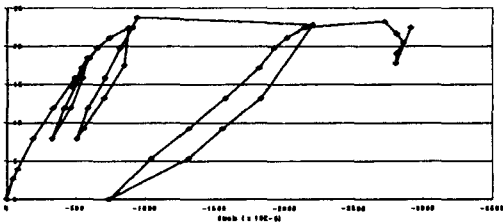


그림 12. 압축 주철근의 변형률

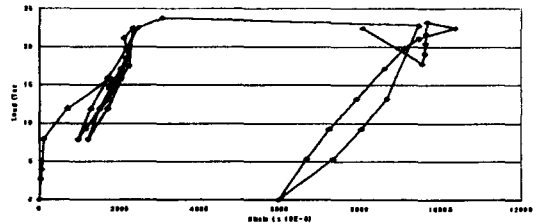


그림 13. 인장 주철근의 변형률

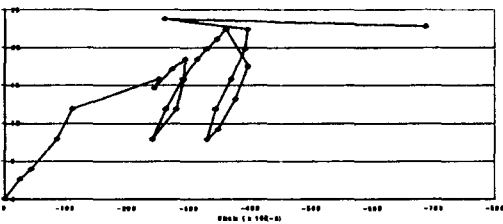


그림 14. 압축부 강관의 변형률

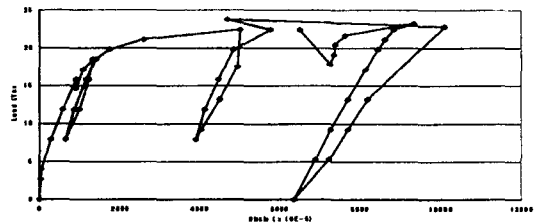


그림 15. 인장부 강관의 변형률

4.3 소성힌지부의 횡철근

소성힌지부의 횡철근비 규정은 소성힌지 발생 시, 같이 항복함으로써 그 역할을 다하는 것이다. 따라서, 소성힌지 발생과 동시에 횡철근이 항복하도록 설계하는 것이 경제적인 설계라 할 수 있다. 그러나, 본 연구에서는 강관 보강 시 적절한 횡철근비를 어떻게 사용하여야 하는 것이 주관심사이기 때문에, 실제 계산량보다 약 2.5배의 횡철근을 완전 용접하여 배근하였다. 그 이유는 띠철근이 받는 응력을 정확히 측정하기 위해서는 띠철근이 항복하지 않아야 하기 때문이다. 횡철근의 실험 결과는 그림 16과 같으며, 최대 변형률은 0.000404이다. 이는 횡철근이 완전 탄성 상태에 있음을 보여주고 있다. 이러한 실험 결과를 바탕으로 횡철근이 받고 있는 응력을 계산하면 그림 17과 같다. 여기서 탄성 계수는 2,040,000kg/cm²를 사용하였다. 그림 17에서 교각의 소성힌지 발생 시 횡철근의 Stress는 824kg/cm²임을 알 수 있으며, 이로부터 Mander의 콘크리트 구속 응력과 콘크리트 강도와의 식을 이용하여 콘크리트 압축부의 구속 응력을 계산하면 그림 18과 같다.

$$\frac{f_{cc}'}{f_c'} = (-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f_i'}{f_c'}} - \frac{2f_i'}{f_c'}) \quad (15)$$

$$f_i = \frac{2f_{yh}A_{sp}}{[(D'-D) + 2R]s} \approx \frac{2f_{yh}A_{sp}}{D's} \quad (16)$$

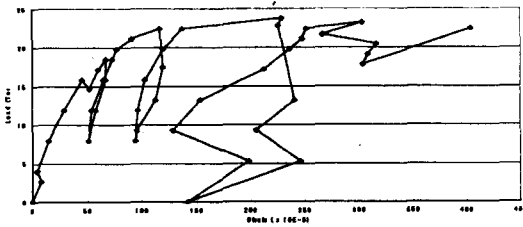


그림 16. 소성힌지부의 횡철근

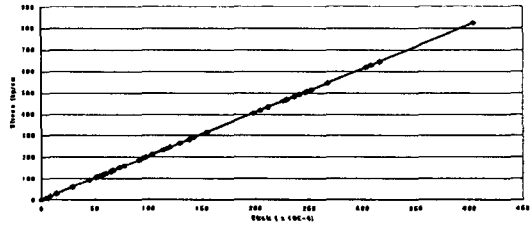


그림 17. 횡철근의 Stress-Strain 관계

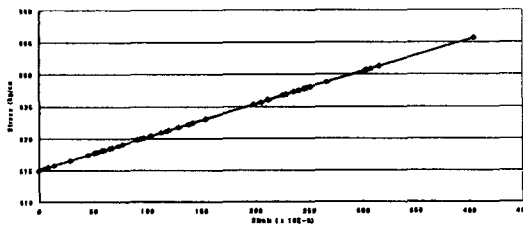


그림 18. 횡철근의 구속 효과로 인한 압축부 Concrete의 강도 증가

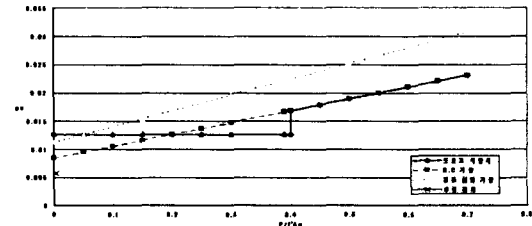


그림 19. 횡철근비 제안식과 실험 결과 비교

그림 18과 같이 콘크리트의 압축 강도는 횡철근의 Strain 증가와 함께 선형적으로 증가하며, 최대 강도는 335kg/cm²으로 몰드 테스트를 통해 알게된 콘크리트 강도 315kg/cm²에 비해 6%정도의 강도 증가를 보인다. 또한, 적절한 횡철근량은 3000kg/cm²강도의 철근을 사용할 경우 소성힌지 발생과 동시에 항복하기 위해서는 사용한 단면에 27.5%만을 사용하면 된다는 것을 알 수 있다. 따라서, 적절한 횡철근비는 실험체 제작 시 사용한 횡철근비 0.02077의 27.5%인 0.00571이면 충분하다는 것을 알 수 있다. 이를 매개 변수 연구를 통해 제안한 강관 보강 기둥의 횡철근비 규정과 비교하면 그림 19와 같다. 그림 19에서 기존의 도로교시방서 규정과 본 연구에서 새로이 제안한 강관 보강 원형 기둥의 횡철근비 규정을 비교해 보면 축력비가 작은 경우 현 시방서의 규정이 횡철근비를 과도하게 산정하고 있음을 매개 변수 연구를 통해 지적하였다.

4.4 변위 연성 계수(μ)와 응답 수정 계수(R)

응답 수정 계수는 변위 연성 계수의 함수로 표현되는 바 실험 결과를 변위 연성 계수로 바꾸는 것이 필요하다. Priestley는 자신의 연구 결과로 다음과 같은 실험 결과를 제안하였다.

$$\mu = 1 + \frac{3}{C} \left(\frac{\phi_{max}}{\phi_y} - 1 \right) \frac{L_p}{L} \left(1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (17)$$

여기서 C는 기초의 영향으로 연성이 증가하는 것을 표현하는 상수로 여기서는 1을 사용하였다. 또한 곡률 연성은 실험 결과 18.263이 나왔으며 실험 종료 후 측정된 소성힌지의 길이는 다량의 실험 결과의 평균값을 쓰는 것이 일반적이다. Priestley의 실험 결과로는 단면 직경의 0.5배 정도의 길이를 갖는 것으로 제안하였으며 실험 결과도 기초 저면의 약 30cm 높이의 위치에 설치한 게이지가 소성힌지가 발생한 것으로 나타나 40cm로 소성힌지의 길이를 잡았다. 따라서 변위 연성 계수는 6.58인 것으로 나타났다. 이를

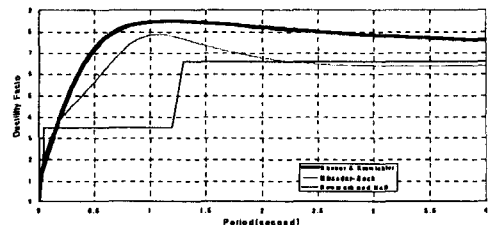


그림 20. 응답 수정 계수

이용하여 응답 수정 계수를 구하면 그림 21과 같다. 그림 21의 응답 수정 계수를 보면 가장 보수적인 Newmark and Hall의 결과를 보더라도 3이상 나옴을 알 수 있으며 교각의 주기를 1.5sec로 유지할 수 있다면 강관 보강 교각의 응답수정 계수를 6으로 사용하여도 좋다는 연구 결과를 보여주고 있다.

5. 결 론

본 연구는 지진 시 발생하는 교각의 소성힌지부에서 확보해야 하는 연성을 강관 보강 중공 원형 R.C 기둥과 일반 R.C 기둥의 비교를 통해 적절한 횡철근비를 결정하고자 수행하였다. 매개 변수 연구에서 원형 단면은 D150과 D200을 사용하였으며 일정한 콘크리트의 구속효과를 확보하기 위하여 각각의 단면에 상이한 박판의 강관을 삽입하였다. 또한, 기둥의 소성 변형 시에 강관은 좌굴이 일어나지 않는다는 가정 하에 매개변수 연구를 하였으며, 실험을 통해 매개 변수 연구의 결과를 검증하였다. 연구의 목적은 강관 보강 중공 원형 기둥이 일반 R.C 기둥과 동일한 연성을 확보하게 하기 위한 횡철근비 공식의 제안에 있다. 이러한 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

1) 국내에서 사용하는 도로교시방서의 규정은 축력비 0.4이하에서 축력비와 상관없이 일정한 횡철근비 공식을 사용함으로써 작은 축력비 조건에서는 과도한 횡철근비를 사용함을 알 수 있었다. 이는 축력에 따라 교각의 연성의 변화가 0.4이하에서 더 크게 나타난다는 점을 상기해 볼 때 향후 축력비 0.4이하의 기둥에서도 축력비를 고려한 횡철근비 규정을 사용함이 바람직하다.

2) 매개변수 연구 결과 원형 R.C 기둥과 강관 보강 중공 원형 R.C 기둥의 연성계수에 영향을 주는 가장 큰 인자는 극한 변형률임을 알 수 있었다. 단면 이차 모멘트와 극한 변형률(ϵ_u)때의 중립축 위치는 실제로 그 영향이 상쇄되어 실제로 연성계수에 거의 영향을 주지 않음을 알 수 있었다.

3) Mander의 모델을 사용한 횡철근비 공식의 유도를 통해 삼축응력 하에 콘크리트의 극한 변형률은 횡철근비에 직접적인 영향을 받고 있음을 알 수 있었다. 따라서 횡철근비가 콘크리트 체적에 대한 횡철근의 비로 정의된다는 점을 상기 해 볼 때 결국 극한 변형률은 콘크리트 체적에 직접적인 영향을 받음을 알 수 있었다.

4) 기둥의 연성을 특징짓는 가장 큰 변수는 콘크리트의 극한 변형률이며 상이한 단면 형상을 갖는 콘크리트 기둥의 동일한 연성을 확보하기 위해서는 동일한 극한 변형률을 갖도록 하는 것이 중요하며 따라서 단면의 형상이 변할 때 그 단면의 콘크리트가 동일한 극한 변형률을 확보하도록 횡철근 공식을 사용해야 함을 알 수 있었다.

5) 실험 결과 현 시방서의 횡철근비 규정이 보수적이라는 사실을 다시 확인하였으며, 본 연구에서 제안한 횡철근비 공식도 기존 시방서 규정의 안전 계수를 그대로 사용함으로써 실제 실험 결과보다는 안전측의 값을 보여준다는 사실을 확인하였다.

6) 강관 보강 교각의 응답 수정 계수는 여러 제안식을 이용하여 분석한 결과 가장 보수적인 Newmark and Hall의 식을 사용하여도 실험 결과 1.5sec이상의 주기에서 6을 사용하여도 된다는 사실을 알 수 있었다.

참 고 문 헌

1. F. A. Zahn, R. Park, and M. J. N. Priestley. (1990), "Flexural Strength and Ductility of Circular Hollow Reinforced Concrete Columns without Confinement on inside face", ACI, 3-4, 156-166
2. J. B. Mander, M. J. N. Priestley, and R. Park. (1988), "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol 114, Number 7-9, 1804-1826
3. B. D. Scott, R. Park, and M. J. N. Priestley. (1982), "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", ACI, Title no. 79-2, January-February, 13-27
4. T. Pauley, M. J. N. Priestley. (1992), "Seismic Design of Reinforced concrete and Masonry Building", JOHN WILEY & SONS, INC.
5. M. J. N. Priestley, F. Seible, G. M. Calvi. (1995), "Seismic Design and Retrofit of Bridges", JOHN WILEY & SONS, INC.