Shotcrete로 보강된 철근 콘크리트 기둥의 설계강도 계산방법에 대하여

Design of Concrete Columns Strengthened with Shotcrete

윤 우 현*

철근 콘크리트 구조물은 시공 및 유지관리 상태에 따라서 그 수명이 좌우되고 손상정도에 따라서 보수·보강 공법이 달리 선택되어진다. 철근 콘크리트 구조물 보수·보강에 적용될 수 있는 여러가지 방법중에서 Shotcrete에 의한 보강공법이 있는데 본 기고에서는 마침 독일 Aachen대학의 "Institut für Massivbau der RWTH Aachen"에서 수행한 실험결과를 "Beton-und Stahlbetonbau 89(1994), Heft 4"에 상기 제목으로 투고한 논문이 있어서 이를 번역 소개하고자 한다.

1. 서 론

철근 콘크리트 구조물은 사용하중이 증가하거나 부재가 손상된 경우에 보수·보강을 해야 한다. 슬래브나 보와 같이 휨, 전단 기능이 중요한 부재와는 달리 기둥에서는 압축력이 주요 설계 단면력이 된다. 기둥의 보강은 콘크리트 타설 및 구조적 특성상 표면 전체를 현장 콘크리트나 숏크리트로 보강하는 것이 일반적이다. 현장 콘크리트에 의한 보강 설계는 원칙적으로 DIN 1045에 따르면 되나 숏크리트 보강은 이외에도 DIN 18551[1] "Richtlinie für die Ausbesserung und Verstärkung von Betonbauteilen mit Spritzbeton"에 의해서 이루어진다. 이 경우 구조검토는 보강기둥 전단면과 숏크리트 보강층과 기존 기둥접촉면 양단부의 하중전달구간에서 수행되어야 한다. Eibl/Bachmann[2]와 Fiedler[3]의 실험결과에 의하면 숏크리트 보강 기둥의 강도증가는 숏크리트 보강층 및 추가배근에 의해서 나타남을 알 수 있다.

최근에는 "Institut für Massivbau der RWTH Aachen"에서 숏크리트 보강기둥에 대한 실험결과를 발표했다[4]. 이 실험의 변수로는 횡철근량(띠철근량)과 하중 재하면적 즉, 기존기둥에만 재하하는 경우와 보강 전단면에 재하하는 경우인데, 본 논문에서는 기존 기둥단면에 재하한 실험결과에 대한 것이다.

2. 실 험

실험에 사용할 기둥단면은 가능한 실제와 가까운 결과를 얻기 위해 Fig. 1과 같이 기둥상단과 하단부를 확대하였다. 기둥높이는 기존기둥과 숏크리트 보강층 사이의 하중전달길이를 고려하여 결정하였고, 축철근량, 띠철근량 및 기둥단면 결정

* 정회원, 대전대학교 토목공학과 교수

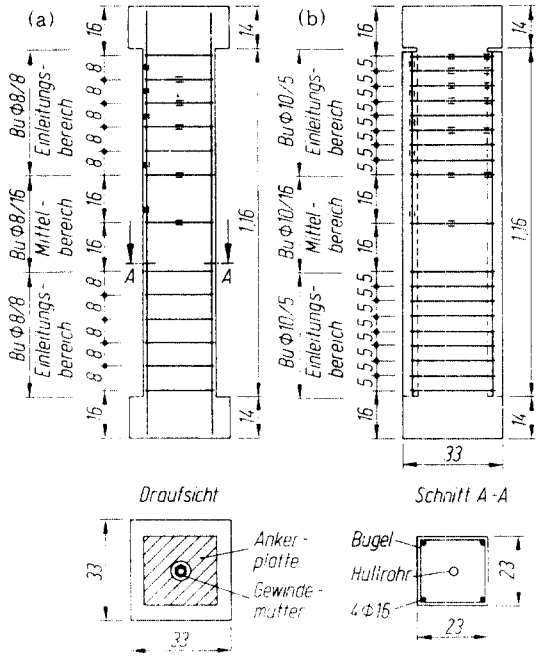

Fig.1 a) Dimensions and reinforcement of the original columns. b) Original reinforced column with reinforcement of the shotcrete cover (specimen column 9)

에는 DIN 1045 규정을 고려하였다.

기존기둥에 작용하는 선행 압축력은 사용하중의 80% 정도로 prestressing하여 재하하였다. 기둥표면은 sand blasting으로 면을 거칠게 한 후 보강철근을 배근하여 건식 숏크리트 공법으로 층두께 5cm의 콘크리트를 타설하였다(Fig. 1). 기둥 양단부에는 실제 보강기둥과 유사하게 두부와 숏크리트층 사이에 약간의 간격을 두었다. 숏크리트층의 띠철근은 DIN 18551 기준에 의한 겹이음 길이가 보강단면에서 나오지 않기 때문에 모두 용접이음을 하였다. 이와 같은 숏크리트 보강기둥의 재하시험에서는 기존기둥의 철근 및 보강철근의 변형률, 보강 기둥표면의 변형 및 균열 진행상태를 매 10t 간격으로 측정하였다. Table 1에는 본 실험에서 사용한 각 보강기둥의 띠철근량 및 파괴하중이 정리되어 있다.

Table 1 Lateral reinforcement, maximum carrying capacity and characteristic material values for the test specimen(E=upper-shaft-area of the column : M=mid-column arra)

기둥 번호	보강띠 철근	띠철근 비 ρ_q	압축강도 β_W[MN/m²]	파괴하중 [kN]	N_u(식(10)의 계산) /N_u(실험)	비 고
VC	–	–	40.25	2013	–	기존 기둥
5	φ8@80	0.91	41.25	2273	1.07	접촉면=Folie
6	φ8@50	1.46	41.08	2443	1.06	접촉면=Folie
7	E:φ8@80 M:φ8@160	0.91	37.88	2580	0.98	접촉면= Concrete
8	E:φ8@80 M:φ8@160	0.91	41.50	2673	1.00	접촉면= Concrete
9	E:φ10@50 M:φ10@160	2.28	38.13	3060	1.00	접촉면= Concrete
12	φ12@50	3.28	40.75	3598	0.99	접촉면= Concrete

3. 실험결과

실험에 사용된 모든 기둥에서 극한하중은 접촉면이 파괴될 때 값으로 제한하였다. Table 1에서 나타난 바와 같이 기존기둥(VC)을 숏크리트 보강

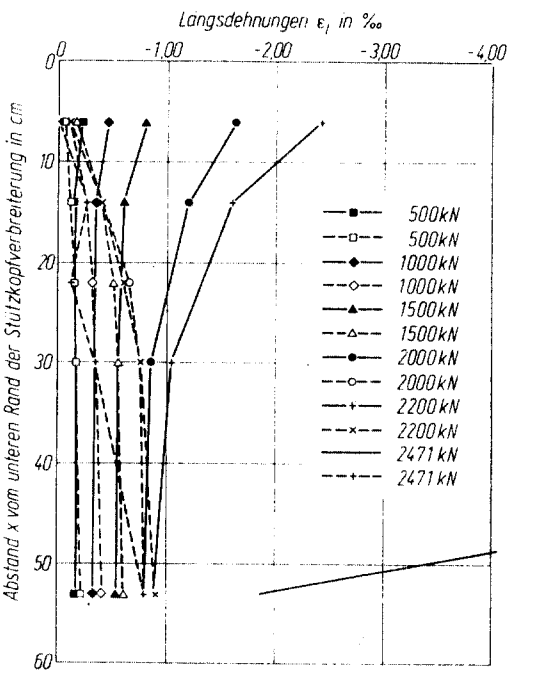

Fig.2 Trace of longitudinal strains in the original column (dis-interrupted line) and shotcrete cover (interrupted line) for selected loadsteps

을 함으로써 극한하중이 증가되고, 5번, 6번과 같이 접촉면에 folie를 설치한 기둥에서도 이런 현상이 나타났다. 7, 8, 9, 12번 기둥에서는 극한하중이 띠철근량이 증가함에 따라 증가하며 특히, 12번과 같이 띠철근량이 3.28%인 기둥은 극한하중이 3598kN 정도로서 이 값은 보강전의 기둥의 극한하중 2013kN의 거의 2배에 달한다.

Fig. 2에는 숏크리트 보강기둥 설계에 기초가 되는 철근의 변형률을 기둥 상단에서 약 55cm 위치까지 각 하중단계 별로 측정하여 도시하였다. 여기서 실선은 기존기둥, 점선은 보강층에 대한 것이다. 모든 하중단계의 재하 초기에는 기둥상단부에서 보강층보다 기존기둥의 철근변형량이 더 크게 나타났고 이 차이는 하중이 커질수록 증가하는 경향이다. 기둥상단에서 일정길이 하부로 이동하면 이러한 변형률의 차이는 없어지고 그 위치는 하중이 커짐에 따라서 더 아래, 즉 기둥 중앙부쪽으로 이동한다. 본 실험에서는 하중단계 2200kN까지는 약 55cm 구간에서 기존기둥 철근과 보강기둥 철근의 변형률이 일치하였고, 그 이상 극한하중에 가까워지면서 변형률은 또다시 차이를 보였다. 특히 숏크리트 보강층에서의 하중부담은 2200kN까지는 점점 증가하다가 그 이상의 하중에서는 변형률이 감소하며 파괴시에는 최소값을 갖게 되는데, 이는 이 구간의 접촉면 파괴가 발생하였음을 의미하고, 숏크리트층은 더 이상의 하중을 부담하지 않는다. 이런 접촉면의 파괴는 보강기둥 폭의 약 2배인 65cm 정도에서만 발생한다.

Fig. 3에는 7, 8, 9, 12번 기둥에서 기둥 상단에서 약 55cm 위치까지의 기존기둥 철근 변형률을 하중단계 2000kN과 각 기둥의 최대하중에 대하여 측정, 도시하였다. 하중단계 2000kN으로 재하했을 경우에는 변형률이 대체로 1.5~2.0‰인 반면 파괴시의 최대하중에서는 최소 10‰ 이상을 나타내고 있는데, 이는 띠철근 보강으로 기존기둥이 인성거동을 하기 때문이다. 또한 접촉면 파괴로 인해 숏크리트층의 변형률이 줄어들어 기존기둥으로 하중이 추가로 작용하기 때문이다. 기존기둥 철근의 최대 변형률은 하중전달구간에서 발생하고 접촉면이 파괴되지 않은 기둥 중앙부로 갈수록 하중이 숏크리트로 이동하게 되어 그 값이 작아진

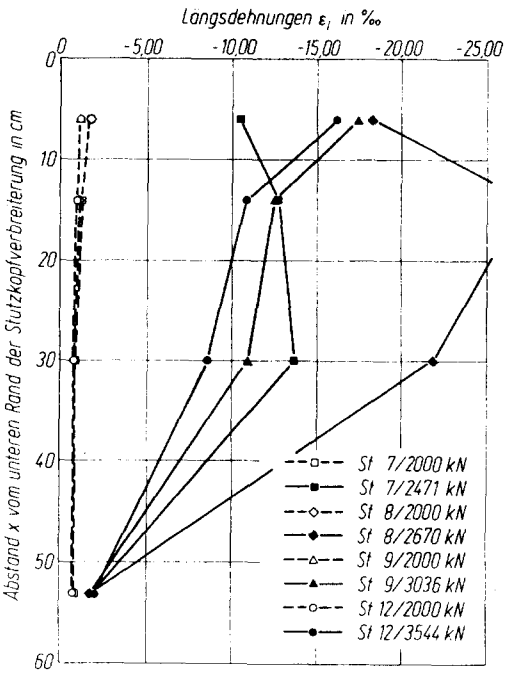

Fig.3 Trace of longitudinal strains in the original columns for loadstep 2000 kN and for ultimate limit state

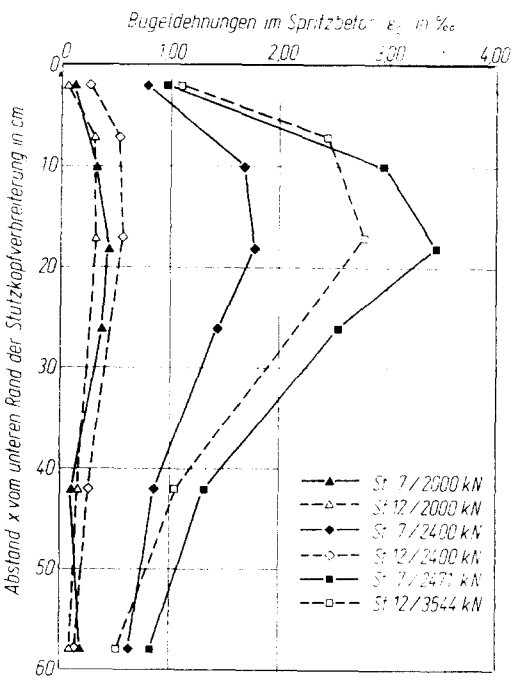

Fig.4 Trace of the tie strains in the shotcrete cover for the specimen columns 7 and 12

다. 띠철근에 의한 기둥의 강도 증가는 Fig. 4에서 볼 수 있는 바와 같이 숏크리트층의 철근 항복 변형률이 2‰을 초과할 때 최대값을 가진다. 그리고 띠철근량이 작은 7번 기둥과 띠철근량이 많은 12번 기둥의 철근 변형률을 비교하면 하중단계 2000kN에서는 거의 비슷하나 2400kN에서는 7번 기둥의 변형률이 12번 보다 크게 나타난다. 따라서 띠철근의 강도는 7번 기둥에서는 이미 2400kN에서 소진되기 시작하는 반면 12번 기둥에서는 계속 하중단계를 높혀 재하할 수 있다.

최대 띠철근 변형률 발생위치는 접촉면이 파괴된 기존기둥에서이고, 최소 변형률은 하중전달 구간에서 나타난다. 기둥 중앙부쪽으로 기존기둥 철근 변형률이 감소하는 것은 작용하중이 접촉면을 통하여 숏크리트층으로 이동하기 때문이다. 기존기둥에서 측정된 띠철근 변형률은 대체로 숏크리트층의 측정값과 비슷한 분포이고 최대하중 도달 후 저항내력이 소진되었다. 이상과 같은 철근 변형률외에 기둥(콘크리트) 자체의 변형상태도 측정되었다. 연직방향에서 기둥의 부풀음 상태는 Fig. 4의 띠철근 변형분포와 비슷하고, 연직 변형량은 기둥상단에서 4mm에 달했다. 그리고 접촉면 파괴에 따른 수평방향의 부풀음 변형(숏크리트층)은 기둥구석보다 중앙변에서 더 크게 나타났는

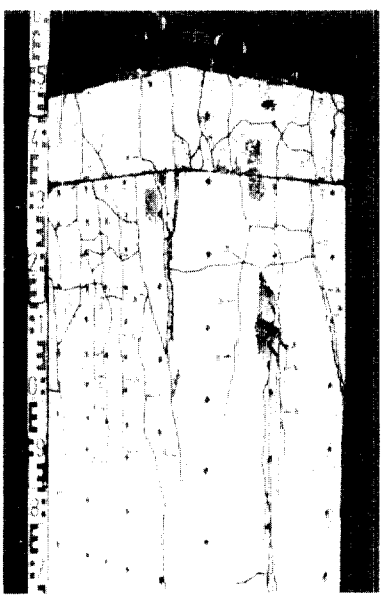

Fig.5 Specimen column 9 when testing concluded

데 이는 접촉면 파괴에 의해 휨강성이 감소하였기 때문이다. Fig. 5에는 시험기둥 9번에서 발생된 균열형태가 도시되 있다. 균열은 우선 기둥 상단 중앙에서 발생하기 시작하여 하중이 증가함에 따라 거의 연직방향으로 진행한다. 최대하중에서는 기둥구석에서 순간적으로 최대폭의 균열이 발생하였다. 이와같이 접촉면 파괴에 의한 숏크리트층의 부풀음 변형과 균열형태를 고려하면 균열은 기둥내부에서부터 시작한다는 것을 알 수 있다.

4. 숏크리트 보강기둥의 설계강도 계산

4.1 이론적 근거

띠철근이나 나선철근과 같은 횡철근이 기둥의 강도 증가에 기여하는 것처럼 숏크리트 보강 기둥에서도 추가 배근된 횡철근에 의해서 강도가 증가된다. 이것은 횡철근에 의해 콘크리트의 횡변형이 구속되면서 형성되는 기둥내부의 3축응력 상태에 따른 것이다. 횡철근에 의한 기둥의 강도증가는 횡변형 구속정도와 횡철근량의 크기에 영향을 받는다. 띠철근에 의한 기둥의 강도증가를 확인하기 위해서는 다음과 같은 두가지 사항을 해결해야 한다.

- 띠철근과 콘크리트의 3축압축강도 σ_1의 관계
- 띠철근에 의한 불균등한 콘크리트의 횡방향 압축력

3축응력 상태에서 콘크리트의 압축강도는 3종류의 주응력의 관계에 따라 정해지며 주압축응력 σ_1은 나머지 수평압축응력 σ_2와 σ_3가 비슷한 값을 가질 때 다음과 같이 표시된다.

$$\sigma_1=\beta_c+\kappa\sigma_3=\beta_c+\Delta\sigma_1$$

즉, 3축압축강도 σ_1은 수평압축응력 σ_3에 의해 1축압축강도 β_c보다 $\Delta\sigma_1$ 만큼 증가한다. [5]에 의하면

$$\Delta\sigma_1=4.6\kappa_\beta\,\sigma_3 \qquad (1)$$

여기서 $\kappa_\beta=1+\dfrac{\beta_c-20}{100}\geq 1$

수평압축응력 σ_3는 횡철근이 변형하면서 발생하며 작용외력과 기존기둥단면의 변형량에 비례하여 증가한다. σ_3의 최대응력은 횡철근이 항복강도 β_{sq}에 도달할 때 나타난다. 수평응력 σ_3의 계산식은 다음과 같이 표시된다.

$$\sigma_3=\frac{2Z}{d_k s_{bu''}}=\frac{2A_{sq}\beta_{Sq}}{d_k s_{bu''}} \qquad (2)$$

여기서 Z=띠철근의 인장력

d_k=심부 콘크리트의 1변 길이

$s_{bü}$=띠철근 간격

A_{sq}=띠철근 단면적

β_{Sq}=띠철근 항복강도

간격 $s_{bü}$=로 배치된 기둥의 띠철근 면적은 다음과 같다.

$$A_q=\frac{4d_k A_{sq}}{s_{bu''}}$$

이 식을 (2)에 대입하면

$$\sigma_3=\frac{1}{2}\frac{A_q\beta_{Sq}}{A_k}\ ;\ A_k=b_k d_k \qquad (3)$$

식 (3)을 식 (1)에 대입하면

$$\Delta\sigma_1=\left(2.3\kappa_\beta\frac{A_q\beta_{Sq}}{A_k}\right)=2.3\kappa_\beta\rho_q\beta_{Sq} \qquad (4)$$

여기서 $\rho_q=\frac{A_q}{A_k}$

3축응력 상태에 의한 강도증가는 띠철근 간격 및 배근 형태에 의해 횡방향 압축력 분포가 불균등하므로 심부 콘크리트의 유효 단면적에서만 작용하고, 이것은 띠철근, 압축철근의 배근간격 및 배근형태에 의해서 결정되나 심부단면적 $A_k=b_k d_k$ 보다는 적다.

만일 원형기둥에서는 나선철근에 의해 횡방향 압축응력이 콘크리트에 균등하게 분포되어 심부단면적이나 유효단면적이 일치하나 4각형 띠철근은 상기와 같이 심부면적보다 작다. 4각 기둥 모서리에서는 띠철근의 인장력이 낮은 휨강성때문에 띠철근을 고정하고 있는 압축철근으로 등분포하

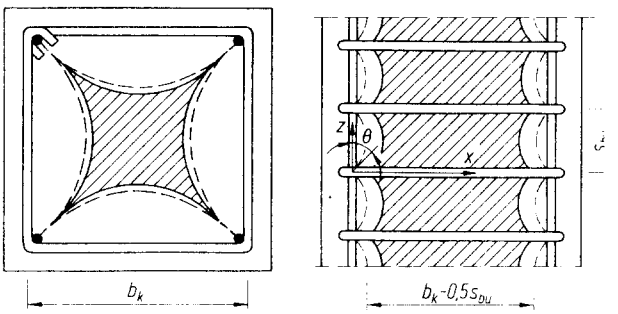

Fig.6 Depiction of the effectively confined concrete area at the level between the ties

지 않고 집중하중으로 전달된다. Fig. 6에는 이와 같이 4각 기둥 단면에 나타나는 곡선형의 압축응력 분포가 도시되어 있고 기둥단면에서의 유효단면적은 심부면적 $A_k=b_k d_k$에 다음의 계수를 곱해서 얻을 수 있다.

$$\lambda=1-\frac{\sum w_i^2}{5.5A_k}$$ 여기서 w_i는 종철근 간격

여기에 기둥길이 방향으로 띠철근 간격내에서 횡방향 압축력을 고려하면 띠철근 간의 중앙부 유효단면적은 다음과 같이 계산된다.

$$effA=\lambda(b_k-0.5s_{bu''})(d_k-0.5s_{bu''})=\lambda^*A_k \qquad (5)$$

따라서 띠철근에 의한 3축응력 상태 형성으로 추가되는 기둥의 강도는 식 (4)에 식 (5)를 곱하여 얻을 수 있다. 즉 ;

$$\Delta N=\Delta\sigma_1 effA$$

$$=2.3\kappa_\beta\rho_q\beta_{Sq}A_k\left(1-\frac{\sum w_i^2}{5.5A_k}\right)\left(1-\frac{s_{bu''}}{2b_k}\right)\left(1-\frac{s_{bu''}}{2d_k}\right)$$

간략하면 $\Delta N=2.3\kappa_\beta\rho_q\beta_{Sq}A_k\lambda^*$ (6)

4.2 설계기준

Fig. 7에는 4개의 압축철근 및 띠철근의 기존기둥을 콧크리트로 보강했을 때 보강기둥의 유효단면적 eff A_2과 기존기둥에 대한 유효단면적 eff A_1이 도시되었다. eff A_1과 eff A_2는 각각 식 (7)에

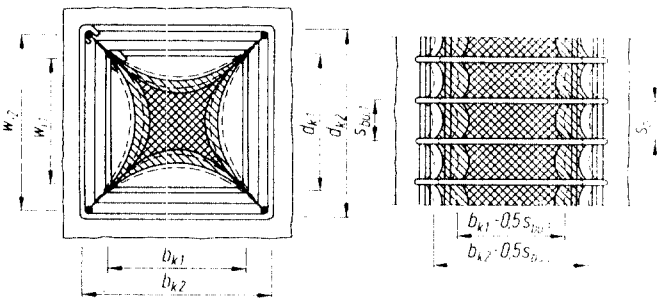

Fig.7 Confined concrete area at tie level(interrupted line) and effectively confined concrete area that is midway between the sets of ties(disinterrupted line) for columns strengthened with shotcrete with reinforcement layers in the original column and shotcrete cover

의해서 구할 수 있다. 즉,

$$\lambda_1^* = \frac{\text{eff } A_1}{A_{k1}} = \left(1 - \frac{\sum w_{i1}^2}{5.5A_{k1}}\right)\left(1 - \frac{S_{bu",1}}{2b_{k1}}\right)\left(1 - \frac{S_{bu",1}}{2d_{k1}}\right)$$

$$\lambda_2^* = \frac{\text{eff } A_2}{A_{k2}} = \left(1 - \frac{\sum w_{i2}^2}{5.5A_{k2}}\right)\left(1 - \frac{S_{bu",2}}{2b_{k2}}\right)\left(1 - \frac{S_{bu",2}}{2d_{k2}}\right) \quad (7)$$

그림에서 볼 수 있는 바와 같이 숏크리트 보강으로 유효단면적은 빗금부분만큼, 즉 eff A_2−eff A_1 증가된다.

숏크리트 보강으로 인한 전체 강도의 증가 ΔN은 전체응력 증가와 횡방향 압축응력과의 관계가 정비례하는 점을 고려하여 다음과 같이 기존 기둥에서의 증가량 ΔN_1과 보강에 의한 증가량 ΔN_2를 합하여 구할 수 있다. 즉,

$$\Delta N_1 + \Delta N_2 = 2.3\kappa_\beta \rho_{q1} \beta_{Sq1} A_{k1} \cdot \left(1 - \frac{\sum w_{i,1}^2}{5.5A_{k1}}\right) \cdot \left(1 - \frac{S_{bu",1}}{2b_{k1}}\right)\left(1 - \frac{S_{bu",1}}{2d_{k1}}\right) + 2.3\kappa_\beta \rho_{q2} \beta_{Sq2} A_{k2} \cdot \left(1 - \frac{\sum w_{i,2}^2}{5.5A_{k2}}\right) \cdot \left(1 - \frac{S_{bu",2}}{2b_{k2}}\right)\left(1 - \frac{S_{bu",2}}{2d_{k2}}\right) \quad (8)$$

이것은 (7)식을 이용하면 다음과 같이 간략한 식이 된다.

$$\Delta N_1 + \Delta N_2 = 2.3\kappa_\beta A_{k1}\left(\lambda_1^* \rho_{q1} \beta_{S,q1} + \frac{\lambda_2^* A_{k2}}{A_{k1}} \rho_{q2} \beta_{S,q2}\right)$$

$$\Delta N_1 = 2.3\kappa_\beta A_{k1} \lambda_1^* \frac{A_{q1}}{A_{k1}} \beta_{S,q1}\left(1 + \frac{\lambda_2^* A_{k2} \rho_{q2} \beta_{S,q2}}{\lambda_1^* A_{k1} \rho_{q1} \beta_{S,q1}}\right),$$

$$\Delta N = 2.3\kappa_\beta A_{k1} \lambda_1^* \frac{A_{q1}}{A_{k1}} \beta_{S,q1}(1 + \kappa_{q2})$$

실험 결과로부터 기둥 양단의 하중전달 구역에서는 접촉면이 파괴되기 때문에 전체축하중을 기존기둥이 받는다. 따라서 숏크리트 보강기둥의 강도는 기존기둥의 콘크리트 및 축철근의 강도에 띠철근에 의한 강도 증가분 ΔN을 합한 값이 된다. 즉,

$$N_u = N_{ba} + N_{sa} + \Delta N = A_{ba}\beta_{Ra} + A_{sa}\beta_{Sa} + 2.3\kappa_\beta \lambda_1^* A_{q1} \beta_{S,q1}(1 + \kappa_{q2}) \quad (9)$$

띠철근에 의한 강도 증가분을 더 알기 쉽도록 식 (9)를 변형하면 ;

$$N_u = (A_{ba}\beta_{Ra} + A_{sa}\beta_{Sa})\left(1 + \frac{2.3\kappa_\beta \lambda_1^* A_{q1} \beta_{S,q1}(1 + \kappa_{q2})}{(A_{ba}\beta_{Ra} + A_{sa}\beta_{Sa})}\right) \quad (10)$$

즉, 식 (10)의 괄호고의 값이 강도 증가분이다. 이 식으로 구한 값 N_u와 실험결과치와의 비교는 Table 1을 보면 잘 알 수 있다.

5. 결 론

이상과 같은 식에 의해 숏크리트로 보강된 기둥의 강도는 임의의 보강철근량이나 배근상태에 따라서 계산할 수 있다. 그러나 이들 식을 적용하기 위해서는 직사각형의 두변길이의 비가 1 : 1.5를 넘지 않아야 하며 기둥 양단부의 하중전달 구간에서 띠철근은 2배의 압축철근 간격으로 폐합 배근되어야 한다. 식 (10)의 적용에 있어서 축하중은 편심을 갖지 않아야 하고 편심하중에서는 DIN 1045에 따라 해석되며 이 경우에는 식 (10)에 의

해 계산한 값을 정해진 기준식에 의해 감소시켜야 한다.

참 고 문 헌

1. DIN 18 551 : Spritzbeton, Herstellung und Güteüberwachung. Ausgabe März 1992.
2. Eibl, J., und Bachmann, H. : Nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton. Beton-und Stahlbetonbau(85) 1990, H. 1, S. 1-4, S. 39-44.
3. Fiedler, L. -D. : Tragfähigkeitserhöhung von Stahlbetonstützen－ein Beitrage zur Lösung von Rekonstruktionsbaumaβnahmen, Dissertation TH Leipzig, 1985.
4. Cordes, H., Krause, H. -J., und Trost, H : Abschluβbericht zum Forschungsvorhaben "Gebrauchsfähigkeit und Bruchsicherheit beim Ersatz von Konstruktionsbeton unter Druckbeanspruchung". Institutsbericht Nr. 34/92 des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau der RWTH Aachen.
5. Müller, K. F. : Beitrag zur Berechnung der Tragfähigkeit wendelbewehrter Stahlbetonsäulen, Dissertation TU München 1975.
6. Sheikh, S. A., und Uzumeri, S. M. : Analytical Division, ASCE, Vol. 108, No. ST12, December 1982, S. 2703-2722.
7. Krause, H. -J. : Zum Tragverhalten und zur Bemessung nachträglich verstärkter Stahlbetonstützen unter zentrischer Belastung. Dissertation RWTH Aachen 1993, Verlag Dr. Shaker, Aachen.