

철근 콘크리트구조물의 설계와 해석을 위한 트러스 모델

스트럿-타이 모델에 의한 콘크리트 부재의 해석 및 설계

Analysis and Design of Concrete Members by Strut - and -Tie Models



윤영묵*

1. 서론

콘크리트가 구조용재로 사용된 이래 지금까지 역학적으로 안전하고 사용성이 좋은 완전한 구조물을 설계하기 위하여 콘크리트 설계규정의 제정에 엄청난 연구와 노력이 진행되어 왔다. 그러나 현재 사용되고 있는 많은 설계방법에 의하면 구조물의 어느 부분은 지나칠 정도의 정확도에 바탕을 두어 설계가 되며, 반면에 다른 부분은 과거 경험, 일반상식 혹은 rule of thumb에 바탕을 두어 설계가 되고있다. 구조물을 형성하는 각 부분의 합성적인 거동이 구조물의 전체적인 거동을 지배하므로, 구조물을 형성하는 부재 모두가 거의 같은 정도의 중요성을 갖고 설계되도록 설계규정이 보완·세정되어야 한다. 그러므로 콘크리트 구조물의 전 영역에 걸친 일관되고 통일된 합리적인 새로운 설계방법이 절실한 실정이다.

새로운 방법중의 하나가 45° 트러스 모델을 일반화

한 스트럿-타이 모델이다. 콘크리트 부재의 설계는 일반적으로 세 가지의 과정으로 구성되는데, 첫째는 콘크리트 부재의 초기치수의 선택이며 둘째는 극한 상태에서의 평형을 이용한 콘크리트 부재의 정확한 치수와 필요 철근량의 산정이며, 마지막으로는 사용성의 검토이다. 스트럿-타이 모델은 어떤 하중 하에 있는 콘크리트 구조물의 내적 힘의 전달 메커니즘을 압축응력의 흐름을 대변하는 스트럿과 인장응력의 흐름을 대변하는 타이로 구성하여 나타내는 것으로서, 콘크리트 부재에 작용하는 외부하중 및 반력과 콘크리트 부재 내부의 콘크리트 및 철근에 작용하는 힘간의 극한상태에서의 평형을 연구하는 두 번째 단계에서 사용되는 개념적 도구이다. 복잡한 콘크리트 구조시스템 내부의 전단력, 모멘트 및 축력은 구조시스템 내부의 하중전달 메커니즘인 스트럿-타이 모델에 의해 합성적으로 얻는다. 스트럿-타이 모델에 의해 형성된 하중전달 메커니즘은 콘크리트 부재 내부

* 정회원, 경북대학교 토목공학과 조교수

에서의 필요철근량 및 콘크리트 응력의 결정과 콘크리트 부재 정착부의 설계에 필요한 조건을 결정하는데 이용된다.

스트럿-타이 모델은 1900년대 초에 소개되어 현재의 보-형태 부재의 전단설계에 사용되는 트리스 유사법을 일반화시킨 모델이다. 균열후의 콘크리트는 인장에 저항할 수 없다고 간주되는 트리스 유사법^[12]에서는 균열이 발생한 콘크리트 보는 종방향으로 평행한 상·하 현재와 수직타이 및 대각선 콘크리트 스트럿으로 구성된 복부를 가진 트리스처럼 거동한다고 가정한다. 이 방법은 1960년대에 들어서 수정·확장되었으며^[13], 1970년대와 1980년대 초에는 소성이론에 접목되어 더욱 수정·발전되었다^[14,15,16,17,18]. 또한 콘크리트 및 철근의 응력-변형을 관계와 변형을 고려하여 전단, 비틀림 그리고 복합하중을 받는 균열이 발생한 콘크리트 부재의 거동을 예측하기 위한 트리스 모델이 소개되었다^[17,20,21]. 1980년대 후반에 보-형태의 영역들에만 적용된 트리스 모델은 콘크리트 구조물을 구성하는 모든 부재의 해석 및 설계에 적용될 수 있는 스트럿-타이 시스템으로 확장되었다^[22]. 스트럿-타이 모델은 콘크리트 부재의 거동 및 극한강도를 예측하기 위해 광범위하게 적용되었으며^[23,24], 최근에는 교란된 영역을 포함하고 있는 콘크리트 구조물의 해석과 설계에 스트럿-타이 모델 방법을 수행할 수 있는 컴퓨터 그래픽 프로그램이 개발·적용되었다^[25,26,27]. AASHTO Spec.^[28]에서는 콘크리트 구조물의 지지영역 및 집중하중이 작용하는 영역의 극한하중 상태에서의 내적 힘의 영향을 결정하는데 스트럿-타이 모델 방법을 채택하였다. 또한 높이가 큰 기초, 파일 캡, 하중의 작용점과 지지영역 중심부의 거리가 부재 두께의 2배 이내인 많은 콘크리트 구조물, 그리고 포스트텐션 부재 정착부영역등의 설계에 스트럿-타이 모델을 사용하도록 규정하고 있다.

실제의 많은 콘크리트 구조물은 하중조건, 재료의 성질, 콘크리트와 보강재의 상호작용, 그리고 균열 등의 여러가지 원인으로 인해 비선형적으로 거동함으로 콘크리트 구조물의 해석 및 설계에 필요한 스트럿-타이 모델의 선정은 실제 구조물의 거동을 보다 정확하게 예측할 수 있는 비선형 수치해석의 결과에 근거를 두어야 하며, 또한 선정

된 스트럿-타이 모델 자체의 해석 및 스트럿-타이 모델의 질점영역의 강도검토도 비선형 수치해석을 통해 이루어져야 한다. 현재의 선형적인 수치해석에 바탕을 둔 선형 스트럿-타이 모델 방법은 여러 복잡한 기하학적 형상을 갖는 콘크리트 구조물의 설계에 효과적이라는 것이 많은 연구 결과로부터 입증되고 있으나, 시간이력을 갖는 복잡한 하중을 받는 콘크리트 구조물을 비롯한 비선형 거동을 겪는 많은 콘크리트 구조물의 해석 및 설계에의 적용에는 적합하지 않다. 그러므로 본 논문에서는 비선형 수치해석을 수행하는 비선형 스트럿-타이 모델 방법^[29]의 실제 설계에의 적용성을 실험·과파된 콘크리트 부재의 해석을 통해 검증하고, 이를 실제 부재의 설계에 적용하여 비선형 스트럿-타이 모델 방법에 의한 콘크리트 부재의 설계가 합리적이고 효과적인 방법임을 입증하고자 한다.

2. 비선형 스트럿-타이 모델 방법

비선형 스트럿-타이 모델 방법에서 최종의 스트럿-타이 모델을 선정하기 위해서는 Fig. 1과 같은 반

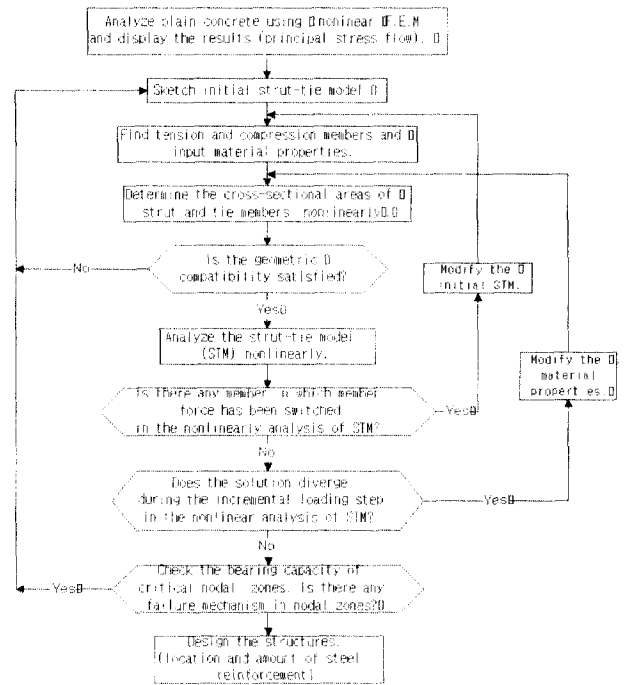


Fig. 1 Flowchart of Nonlinear Strut-Tie Model Approach for Structural Concrete

복적인 과정이 필요하다. 이 과정은 초기의 트러스 모델을 선택함으로써 시작된다. 다음으로 콘크리트 및 철근의 강도와 차원화된 스트럿-타이 모델의 내부 부재력이 계산되며 스트럿-타이 모델의 절점영역이 형성화되어 분석된다. 만약 차원화된 스트럿-타이 모델이 콘크리트 부재의 기하학적인 경계조건과 일치되지 않거나 혹은 파괴미커니즘이 절점영역에 발생된다면 초기에 선정된 스트럿-타이 모델의 기하학적인 형상을 수정하거나 새로운 스트럿-타이 모델을 선정하여야 하며, 이 과정을 만족할 만한 해답이 나올 때까지 반복한다.

초기의 스트럿-타이 모델은 부재의 파괴균열 형상, 콘크리트 및 철근의 변형률, 부재의 배근 상세, 그리고 하중 및 지지 조건 등의 실험적 관찰에 근거하여 선정될 수 있다. 간단한 콘크리트 부재의 해석 및 설계의 경우 경험많은 기술자는 콘크리트 부재의 거동에 관한 기본지식과 공학적인 감각에 바탕을 두어 스트럿-타이 모델을 선정할 수 있으나, 복잡한 부재의 해석 및 설계의 경우에는 위와 같은 지식과 감각으로는 적절한 스트럿-타이 모델을 선정하는데 충분하지 못하다. 따라서 이러한 경우에는 압축주응력의 흐름을 이용하여 스트럿 부재의 방향과 위치를 결정하고 안정된 내적 하중전달 미커니즘이 될 수 있도록 타이 부재의 위치를 결정한다. 압축주응력과 그 흐름은 선형 또는 비선형 유한요소해석에 의해 계산될 수 있다. 일단 주어진 상황에 대한 초기의 스트럿-타이 모델이 선정되면 초기 모델의 스트럿과 타이 부재의 부재력을 유한요소해석에 의해 결정하며, 스트럿과 타이 부재의 단면적을 부재들의 유효응력 범위 내에서 약간의 반복이 필요한 선형 또는 비선형 방법을 이용하여 결정한다. 스트럿과 타이의 단면적이 결정된 유한차원의 스트럿-타이 모델에 비선형 유한요소해석을 다시 실행하여 콘크리트 부재의 거동과 강도를 평가하고 부재의 설계를 위한 스트럿과 타이 부재의 부재력을 구한다. 마지막 단계로서 스트럿과 타이 부재가 연결되어 있고 부재력의 방향이 변화되는 스트럿-타이 모델의 절점영역의 형상을 결정하고 절점영역의 강도를 비선형 유한요소해석에 의해 검토한다.

이상과 같이 "스트럿과 타이 부재의 위치 선정을 위한 압축주응력 흐름의 결정과 스트럿 부재의 유효 압축응력의 결정을 위한 주응력들의 결정, "스트럿-

타이 모델의 기하학적 적합성을 확인하기 위한 스트럿과 타이 부재의 단면적의 계산, 그리고 3) 콘크리트 부재의 비선형 거동 및 강도의 일관성 있고 정확한 예측을 위한 스트럿-타이 모델 자체의 해석 및 절점영역의 지지력 검토 등에 비선형 해석기법을 결합시키는 스트럿-타이 모델 방법을 비선형 스트럿-타이 모델 방법이라 한다.

3. 비선형 스트럿-타이 모델 방법의 적용

3.1 철근콘크리트 단순보의 해석

퍼듀대학에서 실험 파괴된⁶⁾ 전단지간과 높이의 비가 2.15인 폭 8in 높이 20in의 직사각형 철근콘크리트 단순보 Beam 3의 거동 및 강도를 비선형 스트럿-타이 모델 방법에 의해 평가하였다. 이 보에는 2#9와 2#8로 구성된 인장철근이 두 층으로 배근되었으며, 압축철근은 2#8로 배근되어 있다. Beam 3의 배근상세도는 Fig. 2에 있으며 Beam 3에 관한 자세한 정보는 Table 1에 주어졌다. Beam 3 전단지간의 모든 스테럽에 변형률 게이지가 부착되어 있으

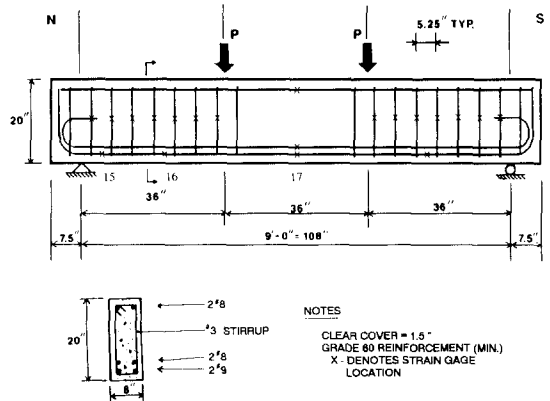


Fig. 2 Reinforcement Details of Beam 3

Table 1 Material Information of Beam 3

	Bars	E_s (ksi)	σ_s (ksi)	ϵ_s (in/in)
Bottom Steel	2#8	29,500	62.0	0.0021
	2#9	27,500	72.5	0.0029
Top Steel	Bars	E_s (ksi)	σ_s (ksi)	ϵ_s (in/in)
	2#8	29,500	62.0	0.0021
Web Steel	Stirrup	E_s (ksi)	σ_s (ksi)	ϵ_s (in/in)
	#3 @ 5.25"	30,000	77.5	0.0045
σ_c (psi)	6200			

며, 스테럽과 종방향 철근에 부착된 변형률 게이지의 위치는 Fig. 2에 나타나있다.

Beam 3의 실험결과 휨균열은 10kips일 때 모멘트가 일정한 영역에서 처음으로 발생되었으며, 40kips일 때 휨-전단 및 복부 전단균열로 발전되었다. Beam 3의 파괴는 경사균열이 지지부에서 집중하중부로 점차적으로 진전되어 하중이 114.9kips일 때 일어났다. Fig. 3은 파괴시 Beam 3 북쪽면에서의 상세한 균열형상을 보여주는 것으로, 작용하중에 가까이 있는 어두운 영역은 콘크리트의 휨-압축 파괴영역을 나타낸다. 철근의 항복은 주 전단균열 근처에 있는 스테럽에서만 발생되었다.

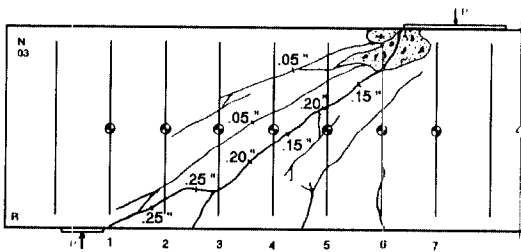


Fig. 3 Detailed Crack Pattern for Beam 3

Beam 3의 해석을 위한 스트럿-타이 모델의 선정시 인장타이의 위치는 배근된 철근의 위치를 고려하여 결정하였으며, 압축스트럿의 방향과 위치는 압축주응력의 방향과 균열형상에 따라 선택하였다. Fig. 4의 유한요소해석 결과에서 보듯이 Beam 3에 작용하는 집중하중은 단일 경사스트럿과 스테럽 철근의 존재로 인한 아치작용의 조합에 의해 가장 가까운 지지부로 전달된다. Fig. 5는 Beam 3에 대한 스트럿-타이 모델을 보여준다. 아치는 압축주응력 흐름을 따르는 몇 개의 압축스트럿으로 모델링하였으며, 두 집중하중 사이의 휨-압축 영역은 단일 수평스트럿으로 모델링하였다. 전단지간을 세 개의 같은 영역으로 나

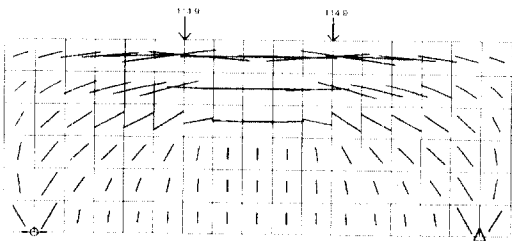


Fig. 4 Compressive Principal Stress Flows of Beam 3

누었으며 수직 인장타이는 각 영역의 중심에 두었다. 수평 인장타이는 종방향 철근의 중심에 두었다. 선정된 스트럿-타이 모델에서는 콘크리트 인장타이와 철근 압축스트럿을 고려하지 않았다.

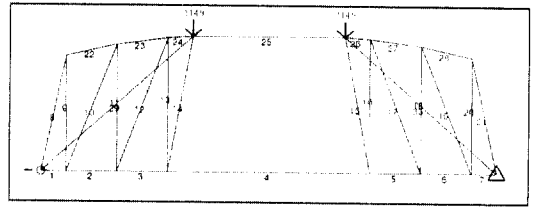


Fig. 5 Strut-Tie Model for Beam 3

압축스트럿의 단면적은 참고문헌 (32)에서 제안된 방법에 의해 산정한 콘크리트의 유효압축응력을 고려하여 결정하였다. Table 2는 콘크리트 스트럿의 유효압축응력 및 2차원 트러스의 비선형 유한요소해석에 이용되는 콘크리트 스트럿의 최대변형률을 나타낸다. 스트럿 부재 8, 21 및 25를 제외한 나머지 스트럿 부재의 유효압축응력을 콘크리트의 구속상태를 고려하여 콘크리트 일축압축강도의 10% 만큼 더 증가시켰다. 부재 8 및 21의 유효압축응력을 종방향 철근의 갈고리와 수직스테럽으로 인한 콘크리트의 구속을 감안하여 콘크리트 일축압축강도의 20% 만큼 더 증가시켰다. 부재 25의 유효압축응력은 철근에 의한 콘크리트의 구속의 결여로 증가시키지 않았다. 인장타이 부재의 단면적은 인장타이의 위치에 있는 철근의 단면적과 같게 하였다. 스트럿과 타이 부재의 단면적이 결정된 차원화된 스트럿-타이 모델의 형상은 Fig. 6과 같다.

Table 2 Effective Strengths and Corresponding Peak Strains of Concrete Struts in the Strut-Tie Model for Beam 3

Member No.	Eff. Strength (σ / σ')	Peak Strain ($\times 10^{-3}$)
8	0.30	-0.446
10	0.30	-0.446
12	0.45	-0.677
14	0.45	-0.677
22	0.50	-0.749
23	0.75	-1.098
24,25	0.90	-1.442
29	0.40	-0.610

* Symmetric Member only

* See Fig.5 for Member Location

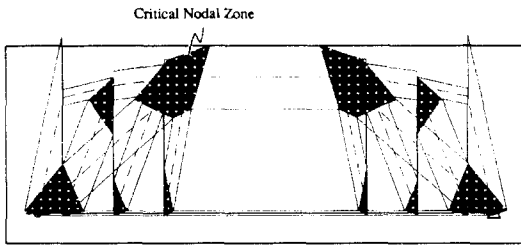


Fig. 6 Dimensioned Strut-Tie Model for Beam 3

파괴하중 하에 스트럿과 타이 부재의 유효응력과 초기 탄성계수를 고려하여 단면적이 결정된 스트럿-타이 모델의 선형 유한요소해석 결과 Beam 3가 파괴되기 전에 스티럽 부재 9, 11, 13, 16, 18, 및 20이 항복하였다. 따라서 Beam 3의 정확한 거동과 힘의 재분배 과정을 살펴보기 위해 유한요소해석시 외부 작용하중을 증분하중으로 작용시켰다. 스트럿-타이 모델의 비선형 유한요소해석에서 아치작용과 단일 경사스트럿의 두 하중전달 매커니즘은 스티럽이 항복하기 전까지 외부하중을 지점으로 전달하는데 유효하였다. 73.7kips의 하중을 작용시킬 때 스티럽 부재 9, 13, 16, 및 20이 항복하였으며, 81.4kips의 하중이 작용할 때 스티럽 부재 1 및 80이 항복하였다. 항복된 스티럽이 어느 정도의 힘을 더 받을 수 있으므로 항복후의 스티럽의 강성을 초기탄성계수의 1/1000으로 취하였다. 79.5kips의 하중이 작용할 때 경사스트럿 부재 29 및 30이 최대응력에 도달하였으므로 이 부재들의 강성을 매우 작은 값으로 취하여 다음의 증분 하중단계에서 더 이상의 작용하중을 지지할 수 없도록 하였다. 반면에 아치부재는 Beam

Table 3 Member Forces in the Strut-Tie Model for Beam 3 at Failure Load

Member No.	Force (kips)	Member No.	Force (kips)
1	136.4	12	-96.0
2	205.3	13	-39.4 (73.7)
3	260.4 (111.1)	14	-79.9
4	260.7 (96.6)	22	-40.1
8	-88.7	23	-108.9
9	39.9 (73.7)	21	172.5
10	102.2	25	-300.8
11	41.5 (81.4)	20	-102.0 (79.5)

- (+) : Applied Load at Member Yielding
- (-) : Failure Load = 114.9
- (C) : Compression
- (T) : Symmetric Member only
- (*) : See Fig.5 for Member Location

3가 파괴되기 전까지 항복된 수직스티럽과 함께 외부 하중을 지점으로 전달하였다. 파괴하중이 작용할 때의 스트럿-타이 모델의 부재력은 Table 3에 있다. 변형을 게이지 16 및 17 위치에서의 하중-변형을 관계는 Fig. 7과 같다.

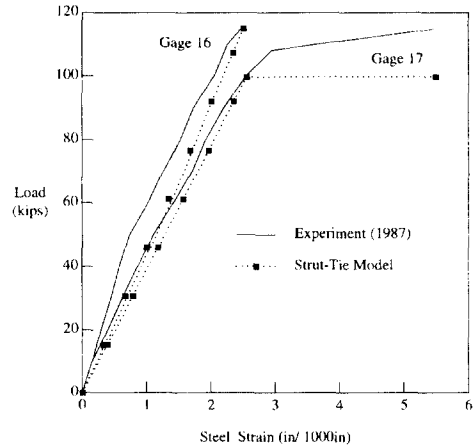


Fig. 7 Longitudinal Strain Behavior of Beam 3

절점영역의 해석은 스트럿-타이 모델 해석에서 중요한 요소 중의 하나이다. 지지부와 집중하중 하에서의 위험한 절점영역의 크기는 그것을 형성하는 스트럿 단면의 크기, 하중판 혹은 지지판의 크기, 그리고 콘크리트 부재의 폭에 의해 지배된다. 주어진 하중하에 더 작은 하중판 혹은 지지판은 절점에서 더 높은 응력을 유발시킨다. Beam 3의 파괴시 북쪽면 집중하중 부근의 휘-압축 영역이 분쇄되었으므로 북쪽의 집중하중이 작용하는 곳의 절점영역의 지지능력을 비선형 유한요소해석으로 검토하였다. 유한요소 격자를 절점영역에 설정한 후 개개의 스트럿과 외부하중에 의한 축력을 그것들의 수직 및 수평 성분으로 나누어 각 스트럿과 하중판의 가장자리 유한요소 절점에 20회의 증분하중으로 작용시켰으며, 절점영역 중력중심 부근의 유한요소 절점에 수직 및 수평 톨라 경계조건을 부과하였다. Fig. 8은 증분 절점하중이 작용할 때의 압축주응력의 방향을 보여준다. 절점영역에서 압축주응력의 방향은 Fig. 4의 같은 위치에 해당되는 영역에서의 압축주응력의 방향과 유사하다. Fig. 9는 증분하중에 의해 분쇄된 절점영역의 형상을 보여준다. 파괴하중 작용시의 절점영역의 분쇄 형상은 Fig. 3에서의 해당되는 영역의 분쇄형상과

유사하다. 분쇄된 영역의 압축주응력은 $1.021 \sigma_c$ 와 $1.158 \sigma_c$ (σ_c : 콘크리트의 일축압축강도) 사이에 있다.

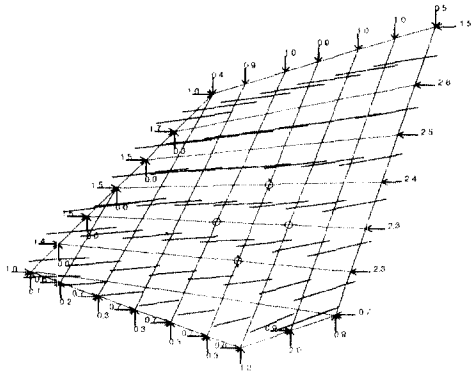


Fig. 8 Compressive Principal Stress Flows of Critical Nodal Zone in the Strut-Tie Model for Beam 3

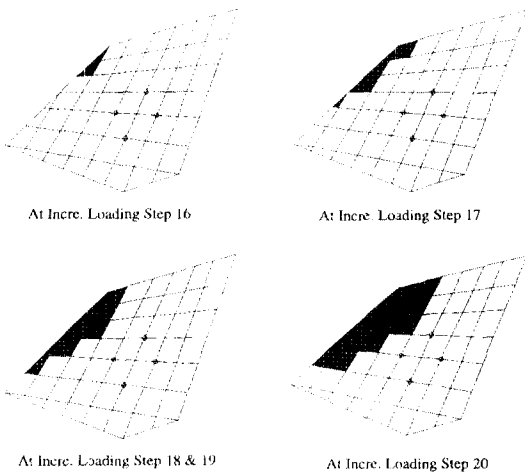


Fig. 9 Crushed Shape of Critical Nodal Zone in the Strut-Tie Model for Beam 3

3.2 개구부가 있는 전단벽의 설계

많은 저층 건물들에서의 전단벽들은 문과 창문을 위한 개구부를 가지고 있다. 상대적으로 간단한 뼈대 모델이 구상되지 않는다면 이러한 벽들의 거동과 강도에 대한 영향을 설계시 일반적으로 무시한다. 제일 먼저 발생하는 개구부 구석균열의 진전을 막기 위한 개구부 구석의 대각선방향 철근을 배근하는 것 외에는 만족할만한 내진설계를 하지 않는 것이 일반적이다. 스트럿-타이 모델에 의해 개구부가 있는 지진영

역에서의 전단벽들을 쉽게 설계할 수 있다. 스트럿-타이 모델은 전단벽의 각 층에 작용하는 수평 지진하중이 기초까지 전달되는 경로를 제공한다. 본 연구에서는 Fig. 10과 같이 설계횡방향하중 80kN (17.9kip s)을 받는 두께가 20cm(7.9in)인 개구부가 있는 3층 전단벽의 설계를 스트럿-타이 모델을 이용하여 수행하였다. 전단벽의 자중은 몇몇의 유한요소절점에 작용하는 하중계수가 고려된 수직방향의 하중으로 간주하였다. 전단벽은 상부구조로부터 지반으로 힘을 전달할 수 있고 전단벽의 횡방향 이동을 방지할 수 있는 적당한 기초 위에 놓여져 있다고 가정하였으며 지반 혹은 기초구조물에 존재하는 탄성 및 비탄성적인 변형은 고려하지 않았다.

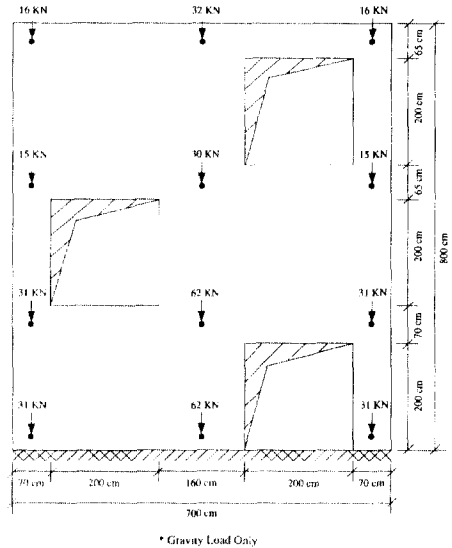
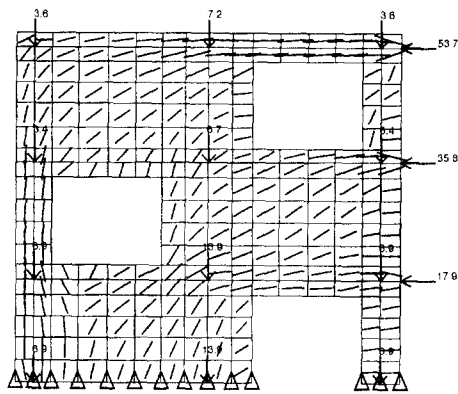


Fig. 10 Squat Shear Wall with Openings

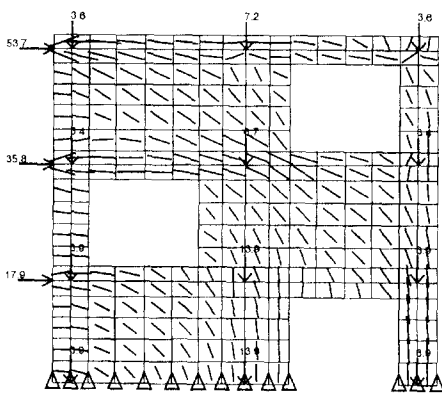
본 논문에서 고려된 전단벽은 양방향의 수평하중에 대해 대칭적으로 거동하지 않으므로 다른 하중조건을 가진 두 개의 스트럿-타이 모델을 선정하였다. 압축주응력들의 흐름을 파악하기 위해 비선형 유한요소해석을 수행하였으며 압축주응력의 흐름을 기초로 스트럿 부재의 위치와 방향을 결정하였다. 대각선 압축스트럿의 수직 및 수평 성분 분력과의 평형을 맞추기 위해서 전단벽의 바닥영역에 직각 부재방들을 배치하였다. 스트럿-타이 모델의 최하단 절점들에 현저경계조건을 부과하였다. Figs. 11 및 12는 압축주

응력의 경로들과 다른 두 하중조건을 갖는 전단벽에 대한 스트럿-타이 모델을 각각 보여주고 있다. 두 스트럿-타이 모델에서의 부재 34 및 43과 35 및 44는 각각 모델 1과 2 전단벽의 인장응력영역을 대표한다.

콘크리트 스트럿의 유효압축응력은 참고문헌 (32)에 제안된 방법에 의해 결정하였다. 압축주응력의 흐름과 스트럿 부재가 이루는 각 α 가 90° 인 콘크리트 스트럿의 유효압축응력을 콘크리트 일축압축강도의 10%로 취하였으며 철근에 의해 콘크리트 스트럿이 구속되므로 α 가 90° 인 스트럿을 제외한 모든 콘크리트 스트럿의 유효압축응력을 콘크리트 일축압축강도의 5% 만큼 더 증가시켰다. 대각선 인장부재들은 콘크리트의 균열응력과 같은 유효응력을 가진 콘크리트 인장타이로 간주하였다. 철근을 대표하는 인장타이의 유효응력은 철근의 항복응력으로 취하였다. 두



(a) Model I

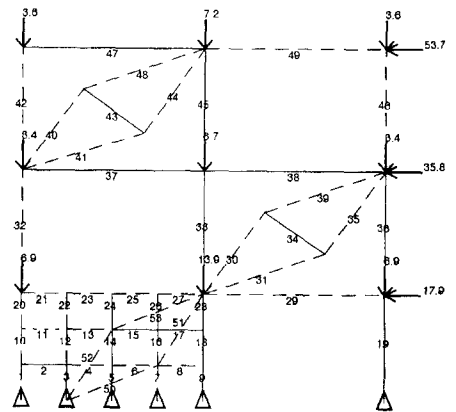


(b) Model II

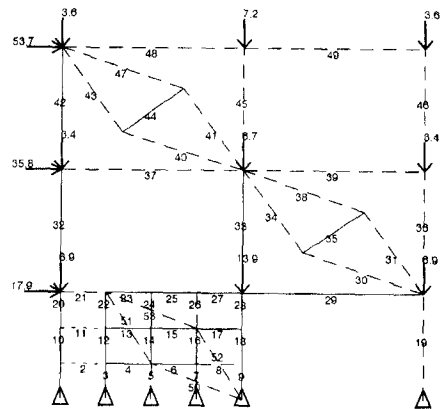
Fig. 11 Compressive Stress Flows of the Wall

스트럿-타이 모델의 모든 스트럿 부재들의 유효압축응력은 Table 4에 있다.

스트럿과 타이의 유효응력 범위 내에서 스트럿과 타이의 단면적을 구하였으며, 스트럿-타이 모델의 부재력들은 비선형 유한요소해석을 이용하여 결정하였다. 스트럿-타이 모델의 부재력과 스트럿과 타이의 단면적이 결정된 차원화된 스트럿-타이 모델의 기하학적 형상은 Table 5 및 Fig. 13와 같다. 스트럿-타이 모델에서 수평방향의 외부하중들의 대부분은 대각선 스트럿 부재들을 통해서 지반으로 전달되었다. Fig. 13(b)에서의 부재 5, 9 및 52에 의해 형성된 절점영역의 지지력은 20번의 증분하중을 이용한 비선형 유한요소해석에 의해 검토되었다. 절점영역의 형



(a) Model I



(b) Model II

Fig. 12 Strut-Tie Models for the Wall

Table 4 Effective Strengths of Concrete Struts in the Strut-Tie Models for the Wall

Mode I		Mode II	
Member No.	Effective Strength (σ_c / σ'_c)	Member No.	Effective Strength (σ_c / σ'_c)
1,10,20,32,42,49	1.00	5,21,26,51,53	0.15
4,6,8,12,13,16	0.75	8,19	0.95
22,23,25,27	0.75	30,31,34	0.35
7,26,50,52	0.95	3,45	0.85
29	0.65	37,38,47	0.65
30,31,40,41,44,48	0.45	40,41	1.00
35,46	0.15	43	0.60
39	0.25	46	0.40
51	0.90	50	0.30
53	0.80	52	0.90

* See Fig. 12 for Member Location

* σ'_c : Uniaxial Compressive Strength of Concrete

상결정을 위한 지지판의 폭을 $0.85 \sigma_c$ 의 응력이 지지판에 작용한다고 간주하여 결정하였다. 절점영역의 기하학적 형상과 강도검토를 위한 유한요소모델은 그림 Fig. 14(a)와 같다. 유한요소모델에서 지지판에 따라 적용된 모든 현지 경계조건들은 실제적인 경계조건들과 유사하다. 절점영역에 작용하는 외부하중 및 압축주응력의 방향은 Fig. 14(b)와 같다. 9번 부재의 인장력이 그림에서 보이지 않는 것은 현지 경계조건을 따라서 분포되어 작용되었기 때문이다. 절점영역의 압축주응력 경로는 Fig. 11(b)에서의 같은 영역의 응력경로와 유사하다. 절점영역의 최대압축응력은 $0.31 \sigma_c$ 이며, 절점영역에서의 파괴미캐니즘은 발생되지 않았다.

전단벽에 필요한 주철근량은 두 스트럿-타이 모델의 직각 인장타이망의 최대부재력들을 사용하여 결정하였으며, 인장타이의 유효범위 내에서 필요철근량을 배근하였다. 가장 많은 필요철근량은 Fig. 12의 부재 3, 12 및 22의 위치이며 이 위치에서 30cm 간격의 6D20 ($567.1/30 = 19.91\text{cm}^2$) 철근을 두 층으로 배근하였다. 수직타이 5, 14 및 24로부터의 최대인장력을 전달하기 위해서 30cm 간격의 2D18과 4D20 ($484.4/30 = 16.28\text{cm}^2$) 철근을 두 층으로 배근하였다. 인장타이 7, 16 및 26의 위치에 30cm 간격의 4D16과 2D18 ($384.4/30 = 12.78\text{cm}^2$) 철근을 두 층으로 배근하였다. 인장타이

Table 5 Member Forces in the Strut-Tie Models for the Wall

(a) Model I

Member	Force (kips)	Member	Force (kips)	Member	Force (kips)	Member	Force (kips)
1	-59.07	15	0.00	28	45.34	41	-37.44
2	0.00	16	0.00	29	-17.90	42	-35.80
3	0.00	17	0.00	30	-58.81	43	21.13
4	0.00	18	45.34	31	-64.83	44	-34.28
5	109.75	19	62.15	32	-52.13	45	38.03
6	0.00	20	-59.07	33	31.31	46	-3.58
7	-50.52	21	0.00	34	39.14	47	0.00
8	0.00	22	0.00	35	-58.82	48	-39.79
9	45.34	23	0.00	36	69.09	49	-53.70
10	-59.07	24	0.00	37	53.70	50	-37.81
11	0.00	25	0.00	38	53.70	51	-75.39
12	0.00	26	0.00	39	-64.82	52	-163.77
13	0.00	27	0.00	40	-36.81	53	-82.14
14	109.75	-	-	-	-	-	-

* See Fig. 11 for Member Location

(b) Model II

Member	Force (kips)	Member	Force (kips)	Member	Force (kips)	Member	Force (kips)
1	31.31	15	0.00	28	3.09	41	-36.81
2	0.00	16	86.16	29	89.500	42	41.61
3	127.53	17	0.00	30	-64.82	43	-34.27
4	0.00	18	3.09	31	-58.82	44	24.13
5	-74.11	19	-89.91	32	38.25	45	-7.16
6	0.00	20	127.53	33	16.97	46	-3.58
7	86.16	21	-17.90	34	-58.81	47	-39.80
8	0.00	22	127.53	35	39.14	48	0.00
9	3.09	23	89.50	36	-6.94	49	0.00
10	31.31	24	0.00	37	-35.80	50	-55.47
11	0.00	25	89.50	38	-64.83	51	-110.59
12	127.53	26	0.00	39	0.00	52	-128.58
13	0.00	27	89.50	40	-37.43	53	-64.49
14	0.00	-	-	-	-	-	-

* See Fig. 11 for Member Location

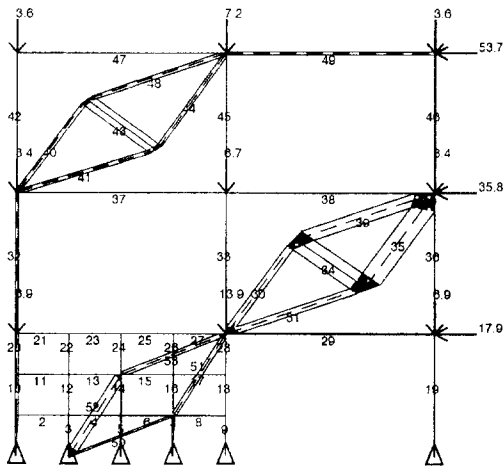
* Compression : -

* 1 kips = 4.448 KN

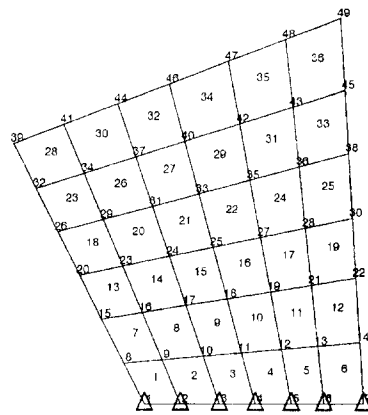
9, 18, 28, 33 및 45의 위치에 30cm와 40cm 간격의 6D12 ($201.5/30 = 6.72\text{cm}^2$) 철근을 두 층으로 배근하였다. 수직타이 19 및 36의 위치에 20cm 간격의 4D12와 4D14 ($307.4/30 = 10.25\text{cm}^2$) 철근을 두 층으로 배근하였다. 전단벽의 오른쪽 끝으로부터 5cm의 콘크리트 덮개를 두고 압축부재 46의 위치까지 수직타이 1, 10, 20, 32 및 42의 위치에 15cm와 20cm 간격의 8D10 ($185.5/30 = 6.72\text{cm}^2$) 철

근을 두 층으로 배근하였다. 전단벽의 왼쪽 끝으로부터 5cm의 콘크리트 덮개를 두고 수평타이 23, 25, 27 및 29의 위치에 20cm 간격의 4D14와 4D16 ($398.1/30 = 13.27\text{cm}^2$) 철근을 두 층으로 배근하였다. 수평타이 37 및 38의 위치에 개구부로부터 5cm의 콘크리트 덮개를 두고 15cm와 20cm 간격의 8D12 ($238.9/30 = 7.96\text{cm}^2$) 철근을 두 층으로 배근하였다. 철근에 의해 보강되지 않는 직선방 부재의 위치에서는 수평 및 수직방향에 대한 최소철근비와 최대철근간격에 관한 ACI 318-95 규정을 만족시킬

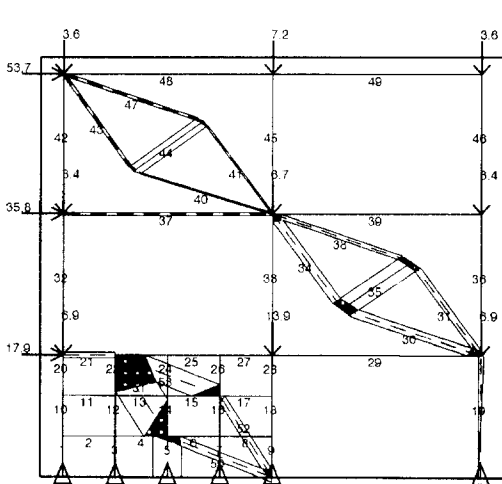
수 있도록 D10 철근을 두 층으로 배근하였다. 수평 철근을 에워싸고 있는 수직철근의 상단은 굽혀서 연속적으로 사용하였으며, 모든 수평철근에 수평부재들의 부재력들이 콘크리트로 전달될 수 있도록 표준 갈고리를 두었다. 경계지역에 인접한 개구부 주변에 소성힌지의 형성에 의한 비정속된 좌굴을 방지하기 위하여 개구부 주변에 배근된 철근과 콘크리트를 10cm 간격의 R6 미철근으로 구속하였다. 개구부 주변에 사용된 구속철근의 양과 간격은 NZS3101 설



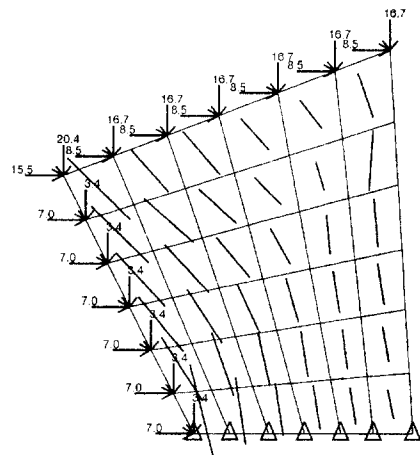
(a) Model I



(a) Finite Element Model



(b) Model II



(b) Compressive Principal Stress Flows

Fig. 13 Dimensioned Strut-Tie Models for the Wall

Fig. 14 Analysis of Critical Nodal Zone in the Strut-Tie Models for the Wall

계규정을 근거로 결정하였다. Fig. 15는 전단벽의 배근상세를 보인 것이다.

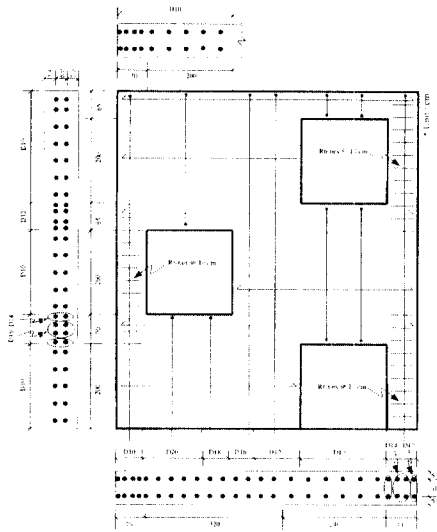


Fig. 15 Reinforcement Details of the Wall

4. 요약 및 결론

본 연구에서는 스트럿-타이 모델을 위한 컴퓨터 그래픽 프로그램과 비선형 스트럿-타이 모델 방법을 이용하여 집중하중을 받는 실험·파괴된 단순지지 철근콘크리트 보의 변형률 거동과 강도를 평가하였으며, 수평하중을 받는 높이가 낮으며 개구부가 있는 전단벽을 설계하였다.

철근콘크리트 단순보 Beam 3의 해석을 위한 스트럿-타이 모델을 균열형상, 기록된 철근의 변형률, 압축주응력의 흐름, 그리고 하중 및 경계조건을 고려하여 선정하였다. 스트럿-타이 부재의 유효응력은 참고문헌 (32)에서 제안된 방법에 의해 결정하였으며, 각 부재의 단면적은 부재의 유효응력의 범위 내에서 결정하였다. Beam 3에 배근된 철근의 변형률 거동, 집중하중에 의한 Beam 3의 국부적인 파괴거동, 그리고 Beam 3의 파괴강도를 예측하기 위해 비선형 유한요소해석 기법을 선정된 스트럿-타이 모델의 해석과 국부적인 파괴가 일어난 콘크리트 영역부근의 절점영역의 강도검토에 적용하였다. 해석 및 실험에 의한 철근의 변형률 거동 및 절점영역의 파괴형상은

비교적 잘 일치하였다. 또한 비선형 스트럿-타이 모델 방법은 Beam 3의 파괴강도를 95% 이상 예측하였으며 외부하중의 하중전달 미커니즘과 파괴과정 시 발생하는 하중 재분배 미커니즘을 잘 설명하였다.

개구부가 있는 높이가 낮은 전단벽의 설계를 위한 스트럿-타이 모델을 압축주응력의 방향, 시공시의 배근형태, 그리고 하중 및 경계조건을 고려하여 선정하였다. 스트럿과 타이 부재의 유효응력은 참고문헌 (32)에서 제안된 방법에 의해 결정하였다. 선정된 스트럿-타이 모델의 해석과 응력이 집중되는 절점영역의 강도검토에 비선형 유한요소해석 기법을 적용하였다. 스트럿과 타이 부재의 단면적을 갖는 차원화된 스트럿-타이 모델은 전단벽과의 기하학적 적합성을 만족시켰으며, 응력이 집중되는 절점영역에서는 파괴미커니즘이 형성되지 않았으므로 선정된 스트럿-타이 모델은 전단벽의 설계에 적합하다고 볼 수 있다. 유한요소해석에 의해 결정된 타이 부재의 부재력에 해당되는 철근량을 결정하여 타이 부재의 유효범위 내에서 배근하였으며, 최소철근비 및 최대철근간격에 관한 규정에 준하여 보조철근을 배근하였다. 철근의 배근시 타이 부재의 부재력이 콘크리트에 충분히 전달될 수 있도록 철근에 표준갈고리를 두었다.

실험·파괴된 철근콘크리트 단순보와 전단벽의 설계에 및 기타 소개되지 않은 다양한 콘크리트 부재의 해석 및 설계 예로부터 비선형 스트럿-타이 모델 방법은 복잡한 형상이나 거동을 겪는 콘크리트 부재의 해석과 설계에 매우 가치 있는 방법이라 볼 수 있다.

참고문헌

1. Adebar, P., Kuchma, D. and Collins, M.P., "Strut-and-Tie Models for the Design of Pile Caps: An Experimental Study", *ACI Structural Journal*, Vol. 87, pp. 81-92, 1990.
2. Alshegeir, A. and Ramirez, J.A., "Computer Graphics in Detailing Strut-Tie Models", *Journal of Computing in Civil Engineering*, ASCE, Vol. 6, pp. 220-232, 1992.
3. Alshegeir, A. and Ramirez, J.A., "Strut-Tie Approach in Pretensioned Deep Beams", *ACI Structural Journal*, Vol. 89, pp. 296-304, 1992.
4. American Association of State Highway and

- Transportation Officials. "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", Washington, D.C. 1994.
5. Anderson, N.S. and Ramirez, J.A., "Effect of the Detailing of Stirrup Reinforcement on the Ultimate Strength and Behavior of Reinforced Concrete Members Failing in Shear", Structural Engineering Report No. CE-STR-87-2, Purdue University, West Lafayette, Indiana, 367 pp., 1987.
 6. Anderson, N.S. and Ramirez, J.A., "Detailing of Stirrup Reinforcement", ACI Structural Journal, Vol. 86, pp. 507-515, 1989.
 7. Collins, M.P. and Mitchell, D., "Shear and Torsion Design of Prestressed and Non-Prestressed Concrete Beams", Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 83, pp. 32-100, 1980.
 8. Cook, W.D. and Mitchell, D., "Studies of Disturbed Regions near Discontinuities in Reinforced Concrete Members", ACI Structural Journal, Vol. 85, pp. 206-216, 1988.
 9. Johnson, M.K. and Ramirez, J.A., "Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete", ACI Structural Journal, Vol. 86, pp. 376-382, 1989.
 10. Kupper, H., Hilsdorf, H.K. and Rusch, H., "Behavior of Concrete under Biaxial Stresses", ACI Journal, Vol. 66, pp. 656-666, 1969.
 11. Kupfer, H. and Gerstle, K., "Behavior of Concrete under Biaxial Stresses", Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 99, No. EM4, pp. 852-866, 1973.
 12. Lampert, P. and Thurlimann, B., "Ultimate Strength and Design of Reinforced Concrete Beams in Torsion and Bending", International Association for Bridge and Structural Engineering, Publications, Vol. 31-1, pp. 107-131, 1971.
 13. Leonhardt, F., "Reducing the Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Beams and Slabs", Magazine of Concrete Research, Vol. 17, No. 53, 1965.
 14. Marti, P., "Zur Plastischen Berechnung von Stahlbeton (On Plastic Analysis of Reinforced Concrete)", Institute of Structural Engineering, Report No. 104, TH Zurich, 176 pp., 1980.
 15. Marti, P., "Basic Tools of Reinforced Concrete Beam Design", ACI Journal, Vol. 82, pp. 46-56, 1985.
 16. Marti, P., "Truss Models in Detailing", Concrete International: Design & Construction, Vol. 83, pp. 66-73, 1985.
 17. Mörsch, E., "Concrete-steel Construction", English Translation by E.P. Goodrich, McGraw-Hill, New York, 368 pp., 1909.
 18. Müller, P., "Failure Mechanisms for Reinforced Concrete Beams in Torsion and Bending", International Association for Bridge and Structural Engineering, Publications, Vol. 36-II, pp. 147-163, 1976.
 19. Müller, P., "Plastische Berechnung von Stahlbetonscheiben und Balken (Plastic Analysis of Reinforced Concrete Deep Beams and Beams)", Bericht No. 83, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich, 1978.
 20. Nielsen, M.P., Braestrup, M.W., Jensen, B.C., and Bach, F., "Concrete Plasticity, Beam Shear-Shear in Joints-Punching Shear", Special Publication, Danish Society for Structural Science and Engineering, Technical University of Denmark, Lyngby, 1987.
 21. Ritter, W., "Die Bauweise Hennebique (Hennebiques Construction Method)", Schweizerische Bauzeitung (Zurich), Vol. 17, pp. 41-43, 49-52 and 59-61, 1899.
 22. Schlaich, J., Schaefer, K. and Jennewein, M., "Towards a Consistent Design of Structural Concrete", Journal of the Prestressed Concrete Institute, Vol. 32, pp. 74-150, 1987.
 23. Schlaich, M. and Anagnostou, G., "Stress Fields for Nodes of Strut-and-Tie models", Journal of Structural Engineering, ASCE.
 24. Tan, K.H. and Naaman, A.E., "Strut-and-Tie Model for Externally Prestressed Concrete Beams", ACI Structural Journal, Vol. 90, pp. 683-691, 1993.
 25. Tasuji, M.C., Nilson, A.H. and Slate, F.O., "The Behavior of Plain Concrete Subjected to

- Biaxial Stresses", Structural Engineering Report No. 360, Cornell University, Ithaca, New York, 1976.
26. Vecchio, F.J. and Collins, M.P., "The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stresses", Publication No. 82-03, Dept. of Civil Engineering, University of Toronto, 332 pp., 1982.
27. Vecchio, F.J. and Collins, M.P., "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", ACI Journal, Vol. 83, pp. 219-231, 1986.
28. Yun, Y.M., Alshegeir, A., and Ramirez, J.A., "Strut-Tie Model Design of Disturbed Regions in Concrete Structures", Proceeding, ASCE Structural Congress, pp. 233-238, 1994.
29. Yun, Y.M., "Design and Analysis of 2-D Structural Concrete with Strut-Tie Model", Ph. D. Thesis, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, Indiana, USA, 247 pp., 1994.
30. Yun, Y.M. and Park, M.H., "Development of Interactive Computer Graphics Program for Strut-Tie Models", KSCE Journal, Vol. 15, pp. 1113-1126, 1995.
31. Yun, Y.M. and Park, M.H., "Analysis of Simply Supported Reinforced Concrete Beams using Strut-Tie Model Approach", KSCE Journal, Vol. 15, pp. 1097-1112, 1995.
32. Yun, Y.M. and Ramirez, J.A., "Strength of Struts and Nodes in Strut-Tie Model", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 122, 1996.
33. Yun, Y.M. and Park, M.H., "Nonlinear Strut-Tie Model Approach for Analysis and Design of Structural Concrete", Proceeding, KSCE Congress, pp. 247-250, 1996. 