

# 수직접합부 강성을 고려한 프리캐스트 콘크리트 대형판구조물의 해석모델

## Analytical Modeling of Precast Concrete Large Panel Structures Taking Account of Stiffness of Vertical Joints

이 한 선\*

Lee, Han-Seon

장 극 관\*\*

Chang, Kug-Kwan

신 영 식\*\*\*

Shin, Young-Shik

### 요 약

프리캐스트 콘크리트(P.C) 대형판 구조물은 일체식 현장타설 철근콘크리트 구조물에 비하여 보통 접합부에서 약한 강성을 가지고 있다. 그러나 일반적으로 실무에서 이러한 P.C대형판 구조물의 특성이 고려되지 않고 있으며 일체식 구조물에서와 동일한 해석모델을 사용하고 있는 실정이다. 따라서 이러한 모델을 사용하여 얻은 해석결과는 실제 P.C구조물에서 발생하는 것들과 매우 상이할 수 있다.

본 연구에서는 이 P.C구조물의 해석에 적합한 몇가지 유한요소모델을 시도해 봄으로써 수직접합부에 실제의 낮은 전단강성을 적용함으로써 발생하는 구조물에서의 힘과 응력분포 및 처짐의 변화를 관찰하여 보았다. 마지막으로 실무자들을 위해 수직접합부 전단강성의 영향을 감안한 단순화된 모델이 오차범위에 대한 이해를 전제로 하여 제안되고 있다.

### Abstract

Precast concrete(P.C.) large panel structures have usually weaker stiffness at joints than that of monolithic in-situ reinforced concrete structures. But structural designers do not in general take into account this characteristics of P.C. large panel structures and use the same analytical models as for the monolithic structure. Therefore, the results of analysis obtained by using these models may be quite different from those actually occurring in real P.C. structure. In this study, the change in force and stress distribution and deflections of structure caused by applying lower shear stiffness at vertical joints are investigated through trying several finite element modeling schemes specific for P.C. structures. Finally, for engineers in practice, a simplified model, which takes account of the effect of lower shear stiffness at vertical joints, is proposed with the understanding on possible amount of errors.

\* 영남대학교 건축공학과 조교수  
\*\* 삼성건설 기술연구소 선임연구원  
\*\*\* 영남대학교 토목공학과 교수

이 논문에 대한 토론을 1995년 3월 31일까지 본 학회에 보내 주시면 1995년 9월호에 그 결과를 게재하겠습니다.

### 1. 서 론

근래에 우리나라에서도 선진국 대열에 진입하는 과정에서 3D기피현상으로 건설현장에서 기능인력을 구하기가 어렵고 인건비도 상승되는 반면, 품질관리는 더욱더 어려워지는 상황에 도달하였다. 따라서 이를 극복하는 방법의 하나로서 품질관리가 비교적 양호한 공장에서 부품을 생산하고 현장에서는 조립에 필요한 최소한의 인력만 사용하는 조립식 구조가 부각되고 있다. 그러나 이러한 조립식 구조물, 특히 P.C. 대형판 구조물은 보통 일체식 철근콘크리트 구조물에 비하여 접합부에서의 구조적 특성, 즉 강성, 강도 및 에너지 흡수 능력 등이 저하되는 것이 일반적인 경향이다. 따라서 특히 탄성해석법에 의한 설계소요강도의 결정시, 이러한 특성 중 접합부의 낮은 강성이 고려되어야 하고, 응력해석시 사용되는 모델 또한 일체식 철근콘크리트 구조물의 접합부와 달라야 함에도 불구하고 현재 실무자들 사이에 동일한 해석모델 및 강성을 사용함으로써 P.C. 대형판 구조물의 구조특성을 충분히 감안한 설계를 하고 있다고는 말할 수 없다. 또한 우리나라 뿐만 아니라 외국에서조차도 P.C. 구조물의 해석모델에 관한 연구가 별로 많지 않은 것을 볼 때, 이의 연구는 P.C. 구조물의 경제적이고 안전한 설계를 위하여 매우 필요한 분야이며, 본 연구는 이러한 필요성에 의해, 우선 수직접합부의 낮은 전단강성을 고려한 해석모델을 사용할 경우, 구조물의 탄성 처짐이나 응력분포가 어떻게 달라지는지 검토하고, 실무자들이 간편하게 수직접합부의 낮은 강성을 반영할 수 있는 해석모델을 제시함을 본 논문의 목적으로 한다.

### 2. 수직접합부의 전단강성

수직접합부에 대한 거동실험은 국내외를 걸쳐서 많이 수행되었다. 특히 전단키와 루프(loop)철근 및 연결(tie)철근을 가진 Fig. 1과 같은 상세는 대체로 습식접합시스템의 전형적인 상세라고 할 수 있다. 이러한 접합부에 대한 전단력 및 전단변위에 관한 전형적인 곡선은 Fig. 2에 나타나 있다.<sup>(1)</sup>

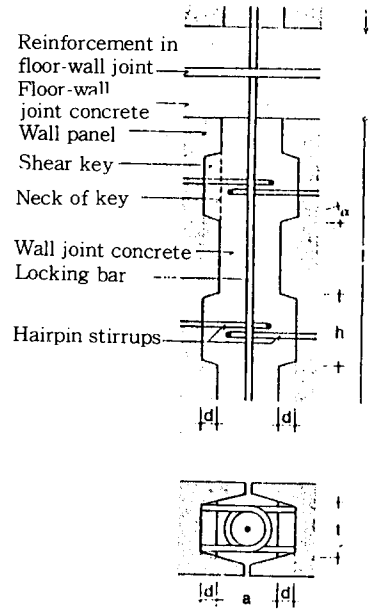


Fig. 1. 전형적인 습식 수직접합부의 상세도

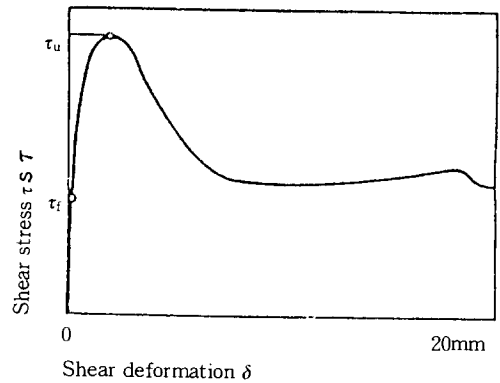


Fig. 2. 전단키를 가진 수직접합부의 전형적인 전단응력-변형 관계

그림에서 변형곡선은 (i) 판넬과 접합부접합면에 따라 균열이 발생함과, (ii) 접합부 내부 콘크리트의 사균열의 발생함에 따라 기울기가 확연히 달라짐을 발견할 수 있다. 또한 대체로 전단키의 미끄러짐 파괴에 의해 극한치에 도달하게 된다. 이때 이 수직접합부의 강성을 Fig. 3과 같이 원점에서 최대전단응력의 2/3에 해당하는 점에 이르는 기울기(secant slope)로 가정할 경우, Fig. 4와

같은 실험장치로 CEBTP<sup>(2)</sup>와 DIAB/SBI<sup>(3)</sup>가 행한 실험결과에 의한 접합부 강성은 Fig. 5와 같이 나타났다. 따라서 접합부상세 차이에 따른 강성의 변화는, 접합상세가 다른 시스템마다 실험을 통하여 확인할 필요가 있겠으나, 본 연구에서는 이 실험 데이터에 의거하여 강성을 가정하고 이에 적절한 해석모델을 수립하였다.

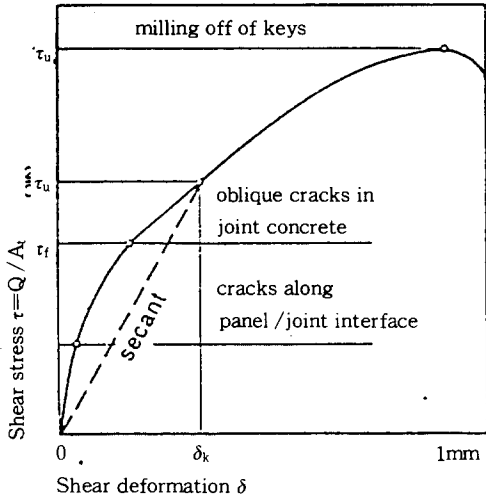


Fig. 3. 수직접합부 전단강성의 정의

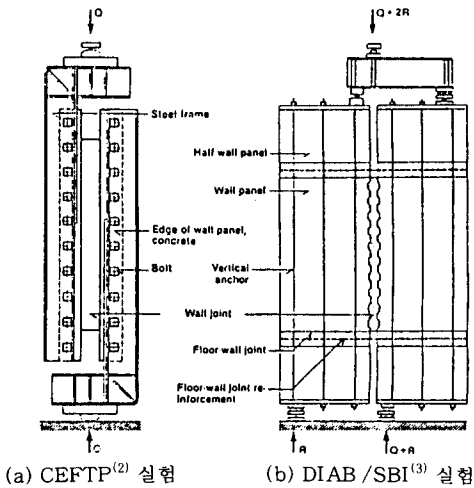


Fig. 4. 수직접합부 전단실험장치<sup>(1)</sup>

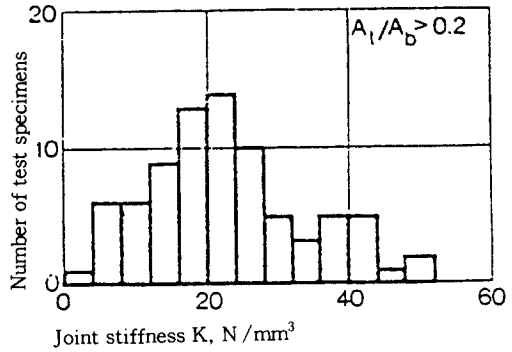


Fig. 5. CEBTP<sup>(2)</sup>와 DIAB/SBI<sup>(3)</sup>의 실험결과에 의한 수직접합부의 전단강성 분포

### 3. 대상구조물과 해석모델

#### 3.1 수직접합부의 탄성계수 및 치수가정

본 연구에 사용된 대상구조물은 Fig. 6과 같이 중간에 개구부가 2개 열로 위치한 플랜지 벽을 가진 I형 6층 전단벽을 택하였다. 이는 참고문헌(4)에서 예제로 사용된 것이기도 하다. 이 예제에서는 수직접합부 전단강성으로서 219MN/m/m를 사용하였기 때문에 Fig. 7과 같이 비교 목적상 동등한 효과를 주는 탄성계수를 산출하였다. 벽두께 20cm인 수직접합부의 폭을 20cm로 가정하였을 때 219MN/m/m의 전단강성을 나타내기 위해서는 수직접합부 탄성계수가 53475t/m<sup>2</sup>로 나타났다으며 이는 판넬(panel) 콘크리트의 탄성계수 2418367t/m<sup>2</sup>의 약 1/45에 해당한다. 또한 이 값은 Fig. 5에서 전단강성이 1.1/N/mm<sup>3</sup>과 동등한 것으로 평균에 비해 매우 안전 측으로(conservative) 잡은 것을 알 수 있다.

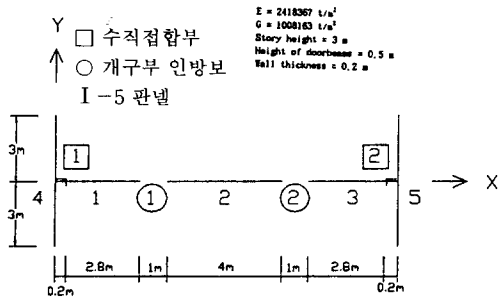


Fig. 6. 2개열의 개구부와 플랜지벽을 가진 I형 6층 P.C. 전단벽

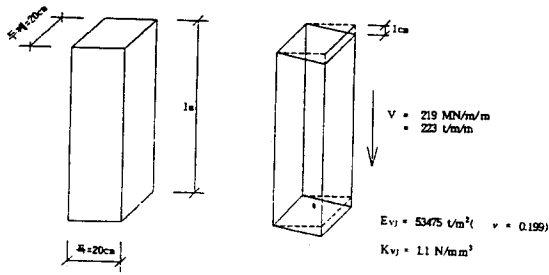


Fig. 7. 수직접합부의 탄성계수 결정

### 3.2 유한요소에 의한 수직접합부의 해석모델

본 해석연구에서는 수직접합부를 기본적으로 연속체(continuum)로 보고 모델을 수립하였다. 대상 구조물에 대한 해석모델은 다음과 같이 ADINA<sup>(5)</sup>를 사용한 (1) 9-절점 쉘(shell) 요소 및 (2) 4-절점 쉘요소로 모델한 경우와 (3) ETABS<sup>(6)</sup>를 이용한 모델을 사용하였다.

#### 3.2.1 4-절점 평면응력(plane stress) 유한요소모델

이 모델에서는 한 층의 전단벽은 하나의 4-절점 평면응력 요소로 보며 개구부 인방보는 보(beam)요소로 모델하였다. 평면응력요소의 면의 강성이 없는 점을 고려하여, 구조물의 안정성을 보장하기 위해 가상보를 매 층 설치한다.<sup>(7)</sup> 이 보는 수평 평면 내에서는 무한 휨강성을 가지며 수직방향으로는 무시할 정도로 작은 휨강성을 보유하도록 한다. 다만 개구부 상부 인방보의 단부를 고정단으로 모델하기 위해서는 인방보에 연결된 가상보의 수직강성도 역시 무한으로 해줄 필요가 있다. 또한 벽체의 비틀림강성을 평면응력요소가 반영시키지 못하기 때문에 비틀림 강성을 가진 가상기둥을 첨가하였다.

#### 3.2.2 9-절점 쉘(shell) 유한요소모델

이 모델은 3.2.1에서 사용한 요소보다 좀 더 정교하고, 또 면외강성을 보완하는 가상보나 층당 하나의 요소를 사용해야 하는 제약이 없이, 여러 개의 요소를 사용할 수 있는 장점이 있다. 특히 9-절점 쉘의 경우 휨변형 모드를 정확히 표현할 수 있다는 장점이 있다. Fig. 8에 사용된 메쉬 나누기가 나타나 있으며 개구부 인방보는 부구조(substructure)를 이용 총 20개의 9-절점요소로

표현하였다. 수직접합부의 상세한 해석모델은 Fig. 9에 주어져 있다. 중앙에 수직연결철근을 묘사하는 기둥이 지나가고 이 기둥의 중심에 위치한 절점과 수직접합부 요소의 외곽절점이 접촉면에서 강제연결(rigid link) 되어 있다. 여기서 강제연결이란 이 기둥에 인접한 수직접합부 절점의 모든 변위는, 상응하는 기둥의 중심절점의 해당자유도 변위를 그대로 따르게 하는 것이다. 단, 여기서 플랜지 벽체에서의 수직접합부는 판넬의 탄성계수를 그대로 사용하고, 웨브(web)벽체 부분의 수직접합부만 감소된 탄성계수로 입력하였다.

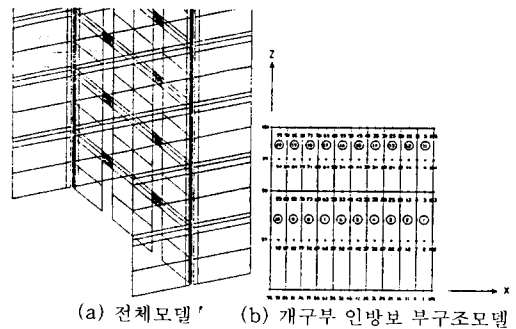


Fig. 8. 9-절점 쉘 유한요소 모델

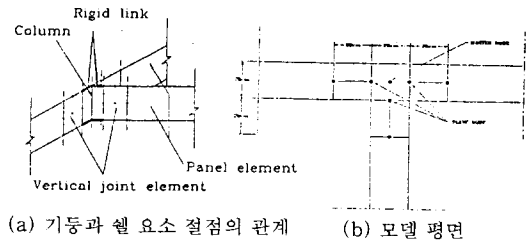


Fig. 9. 9-절점 및 4-절점 쉘 요소모델에서 사용된 수직접합부의 해석모델

#### 3.2.3 4-절점 쉘(shell) 유한요소모델

이 모델은 주어진 구조물에 대한 정해(exact solution)에 가장 근접한 결과를 얻도록 최대한 노력한 해석모델이다. 즉 정밀해석을 위해 많은 요소를 사용하되, 자유도수를 줄이기 위하여 구조물의 대칭성 및 역대칭성을 이용하였으며<sup>(7)</sup>, Fig. 10과 같은 모델을 수립하였다. 총 자유도는 5167개로 나타났다. 웨브벽은 두께를 반으로 줄여 10cm

로 하였으며, 경계조건도 x축을 따른 대칭면에서의 y방향이동과 x축방향회전을 구속하였으며, y축을 따른 웨브벽의 중앙대칭면에서는 수직방향으로 z방향의 이동을 구속하였다. 수직접합부의 모델수립은 3.2.2와 같은 방법을 사용하였다.

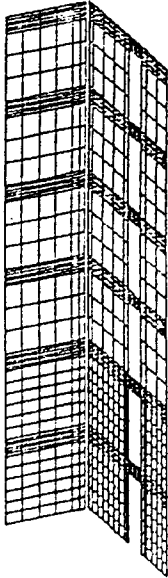


Fig. 10. 대칭성을 이용한 4-절점 쉘 유한요소 모델

3.2.4 ETABS<sup>(6)</sup>를 이용한 모델

ETABS는 기본적으로 보와 기둥의 선형부재로 모든 구조물을 모델하며, 각 층바닥을 강체 다이아프램(rigid diaphragm)으로 가정함에 의해, 각 절점의 6개 자유도 중, 각 층 바닥에서의 두개의 수평이동 자유도와 하나의 회전 자유도로 관련된 3개 자유도수를 줄임으로 인해 능률적인 구조해석이 가능하도록 하게 된 프로그램이다. 실제로 전단벽으로 이루어진 구조물 또는 전단벽과 보 기둥(이중골조)의 복합체일 경우이든 벽체를 판넬요소로 입력시킨 후 이 판넬요소들이 연결되어 있을 경우 하나의 기둥으로 치환한 후 구조해석을 수행한다. 그 결과는 각 판넬별로 주어지든지 아니면 접속판넬들로 이루어진 기둥에 대한 것으로 주어진다. 또한 ETABS에서는 판넬요소에 대해 비적합(incompatible) 횡모드를 적용시킴으로써

횡에 대해 보다 정확도를 높여주고 있다. 본 연구에서는 Fig. 11에서와 같이 (i) 수직접합부 중 플랜지 부분은 판넬로, 웨브 부분은 깊은보로 가정한 모델(CASE I), (ii) 수직접합부를 별도의 판넬요소로 본 모델과(CASE II), (iii) 수직접합부의 모든 부분을 같은 단면의 깊은 보로 보고(CASE III) 모델한 3가지에 대해 결과를 관찰하여 보았다. 단 여기서(iii)의 경우는 (ii)와 달리 수직접합부의 모델이 전부 깊은 보로 이루어질 뿐만 아니라 그 길이가 벽두께의 반인 10cm인 점과, 만나는 지점에 수직 철근을 대표하는 기둥이 배치되어 있다. 따라서 (iii)의 모델에 대해서는 (i)

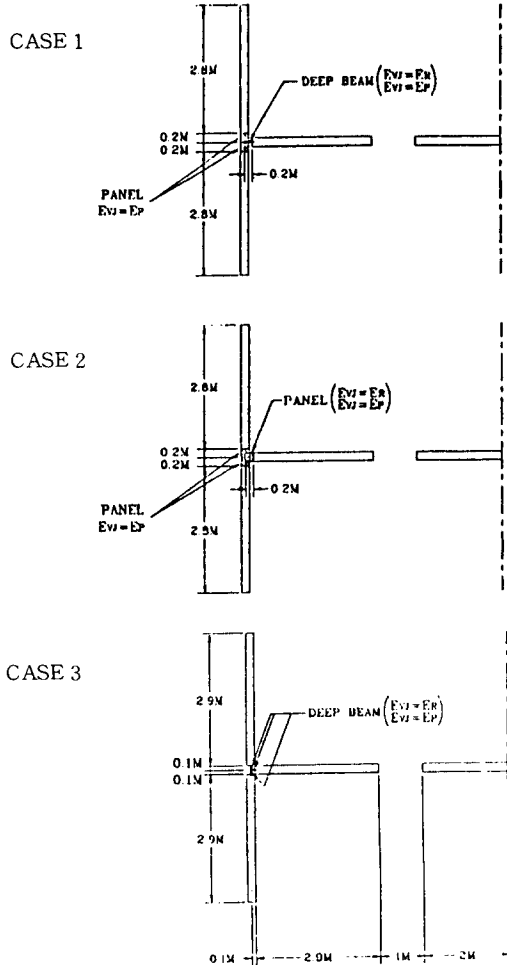


Fig. 11. ETABS를 이용한 수직접합부의 모델

과 (ii)의 모델과 해석결과를 비교할 때 약간의 모델상의 기본적인 차이점을 인식할 필요가 있다.

#### 4. 구조물의 해석결과 비교

2 및 3.1절에서 언급한 수직접합부의 저하된 탄성계수를 적용하고, 해석모델을 사용하여 상단에 길이 방향으로 수평하중 102ton을 가력하여, 이때 발생하는 처짐과 응력분포현상을 관찰하고 수직접합부의 강성을 판넬의 것과 동일하게 하였을 때의 결과와 비교하였다.

##### 4.1 처짐 결과의 비교

본 연구에서는 대부분 적합요소(compatible element)를 사용하고 경계조건이 적합조건을 만족하도록 하였으므로 실제로 처짐이 커지면 커질수록 정해(exact solution)에 가깝다고 볼 수 있다. 우선 수직접합부 강성저하를 고려한 경우와 고려하지 않고 일체식 구조물로 가정하였을 때, 지붕 횡처짐의 크기가 모델별로 Table 1에 나타나 있으며 그 층별 분포가 Fig. 12에 주어져 있다. 여기서 알 수 있는 것은 층당 한 요소로 모델한 4-절점 평면응력요소모델이나, ETABS의 골조모델이,

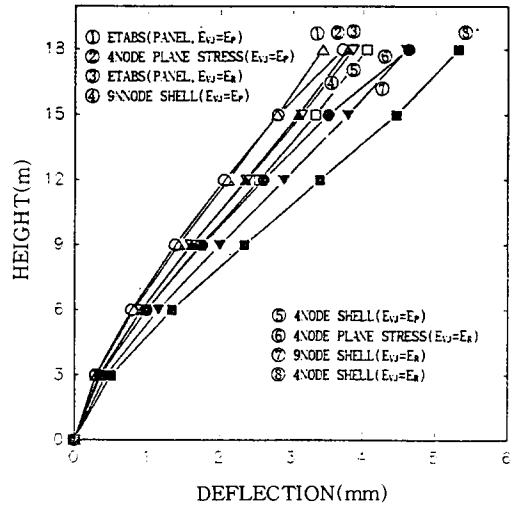
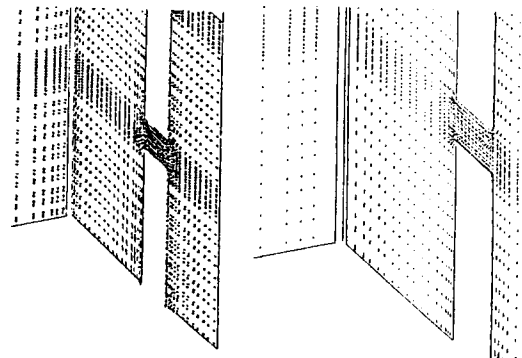


Fig. 12. 모델에 따른 각층의 수평처짐 분포

9-절점 쉘요소모델에 비해 결코 손색이 없이, 처짐면에서 정해(4-절점 쉘요소모델의 해)에 가까운 값을 보여주고 있다는 사실이다. 대체로 그 오차는 15% 이내인 것을 알 수 있다. 또한 수직접합부의 강성을 1/45정도로 저하시켰을 경우 지붕의 횡처짐의 크기는 모델에 따라 19%~32% 정도 증가함을 나타내고 있다.

##### 4.2 응력분포의 비교

수직접합부의 강성저하에 따른 주응력 분포의 변화가 4-절점 쉘요소모델의 경우에 대하여 Fig. 13에서 명확하게 드러나고 있다. 또한 이미 언급



(1)  $E_{VJ} = E_P = 2418367t/m^2$  (2)  $E_{VJ} = E_R = 53475t/m^2$

Fig. 13. 수직접합부의 강성저하에 따른 주 응력분포의 변화 (ADINA : 4-절점 쉘 요소)

Table 1. 모델에 따른 지붕층 수평변위

(a) ADINA 모델

모 델	단위 (mm)					
	4-절점 쉘요소		9-절점 쉘요소		4-절점 평면응력 요소 (인방보 : 보요소)	
탄성계수	$E_{VJ} = E_P$	$E_{VJ} = E_R$	$E_{VJ} = E_P$	$E_{VJ} = E_R$	$E_{VJ} = E_P$	$E_{VJ} = E_R$
처 짐	4.05	5.32	3.86	4.61	3.71	4.63

(b) ETABS 모델

모 델*	단위 (mm)					
	수 직 접 합 부					
	판넬요소+보요소 CASE I		판넬요소 CASE II		보요소 CASE III	
탄성계수	$E_{VJ} = E_P$	$E_{VJ} = E_R$	$E_{VJ} = E_P$	$E_{VJ} = E_R$	$E_{VJ} = E_P$	$E_{VJ} = E_R$
처 짐	3.56	4.54	3.43	3.78	3.49	4.05

\* Fig. 11 참조

$E_{VJ}$  : 수직접합부의 탄성계수

$E_P$  : 벽판넬의 탄성계수

$E_R$  : 저하된 탄성계수 ( $= \frac{1}{45} E_P$ )

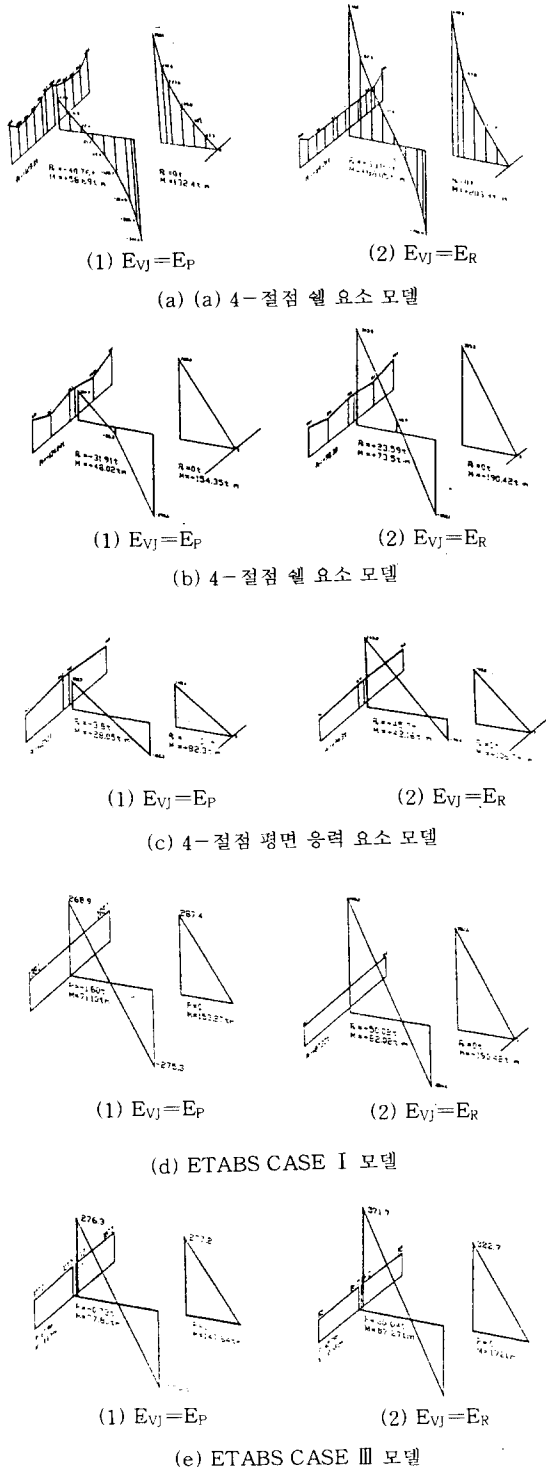
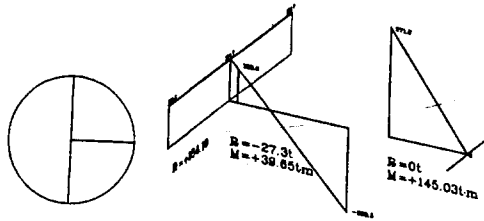
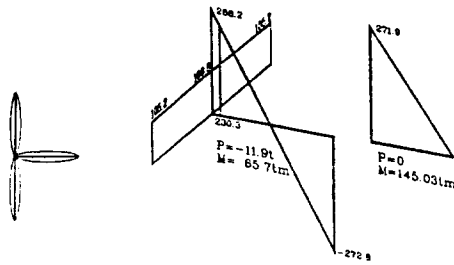


Fig. 14. 1층 바닥의 수직응력 분포

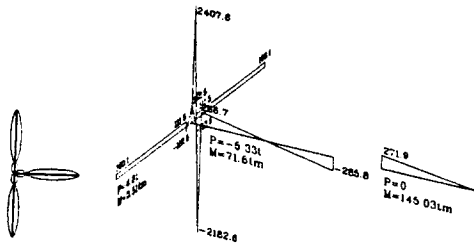
한 4개 모델에 대한 1층 바닥판에서의 수직응력분포 및 축력과 모멘트를 수직접합부 강성저하 유무에 따라 비교한 것이 Fig. 14에 나타나 있다. 4-절점 쉘요소모델의 해석결과, 일체식의 경우 플랜지부분과 웨브가 만나는 부분에서 수직응력(normal stress)이 거의  $140t/m^2$ 으로 같은 양을 보이고 있다. 그러나 수직접합부의 강성이 저하되면서 플랜지의 응력은 최고  $80t/m^2$  정도로 감소하는 반면 웨브연단의 수직응력은  $460t/m^2$  정도로 급격히 증가함을 알 수 있다. 다음 각 모델별로 플랜지와 웨브의 축력분담 상황을 살펴보면, 가장 정해에 가까운 4-절점 쉘 1/4부분구조모델의 경우, 수직접합부 강성저하에 따라 플랜지인장력이 129.3ton에서 84.8ton으로 감소한 반면 웨브벽체는  $-40.7ton$ 에서  $+33.8ton$ 으로 인장력이 증가하였음을 보여주고 있다. 또한 9-절점 쉘요소모델의 경우 플랜지 축력이 134ton에서 98.4ton으로 줄고 웨브벽체가  $-31.9ton$ 에서  $+23.6ton$ 으로 증가하였음을 나타내고 있다. 이와 비교해서 단순화된 모델인 4-절점 평면응력요소모델과 ETABS CASE I 과 CASE III의 모델은 축력면에서 일체식인 경우 웨브 벽체가  $-3.8ton$ ,  $-1.8ton$  및  $-0.73ton$ 의 압축력을 받고 수직접합부 강성저하 고려시에는  $+45.7ton$ ,  $+50.02ton$  및  $+35ton$ 을 받음으로써, 4-절점 쉘요소 모델의 결과와 비교하여 볼 때 일체식일 경우에는 상당히 큰 차이가 있음을 보여주고 있다. 모멘트면에서는 ETABS CASE I의 모델결과가 좀 더 4-절점 쉘요소 결과에 근접한 것으로 보인다. 한편, Fgi. 15에서 알 수 있듯이 ETABS CASE II 모델의 경우 같은 해석을 수행하여도 기둥의 정의에 따라 출력 모멘트 분포가 매우 다름을 알 수 있다. 즉 판넬 세개가 하나의 기둥으로 출력된 경우의 웨브의 축력은 4-절점 쉘 요소의 경우와 매우 유사한 값을 나타내고 있으나, 이들의 판넬을 각기 다른 기둥으로 지정하여 출력할 경우 매우 상이하고 과장된 휨모멘트 응력분포를 나타내고 있음을 발견할 수 있다. 수직접합부의 강성을 저하시킨 경우의 응력분포를 살펴보면, 4-절점 요소모델, 9-절점 쉘 요소모델 및 ETABS CASE I, CASE III의 모델들이 매우 유사한 결과를 나타내고 있음을 확인할 수 있다.



(a) 출력기동지정 I에 대한 응력분포



(b) 출력기동지정 II에 대한 응력분포



(c) 출력기동지정 III에 대한 응력분포

Fig. 15. ETABS CASE II ( $E_V = E_P$ ) 모델에서의 출력 Column지정에 따른 응력분포의 변화

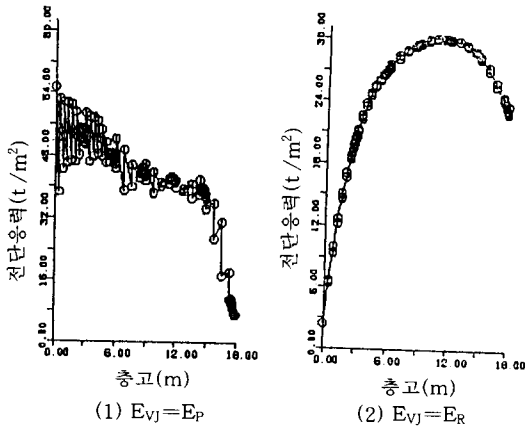


Fig. 16. 4-절점 쉘 요소모델의 전단응력

4-절점 쉘 요소 모델에 대한 수직접합부에서의 전단응력 분포가 Fig. 16에 주어져 있다. 이 그림으로부터 일체식 구조물인 경우와 그렇지 않은 경우의 전단응력은 저층 부분에서 판이한 분포를 가짐을 알 수 있다. 수직접합부의 전단응력 모델에 따른 층별 전단력 분포가 Fig. 17에 주어져 있다. 수직접합부 강성을 고려해줄 경우 대체로 하부에서 요구강도가 30ton/층에서 10ton/층 이내의 정도로 급격히 줄어들고 상부층에서도 약간의 차이가 있음을 알 수 있다. 개구부 상부 인방보의 전단력 분포가 Fig. 18에 비교되어 나타나 있다. 여

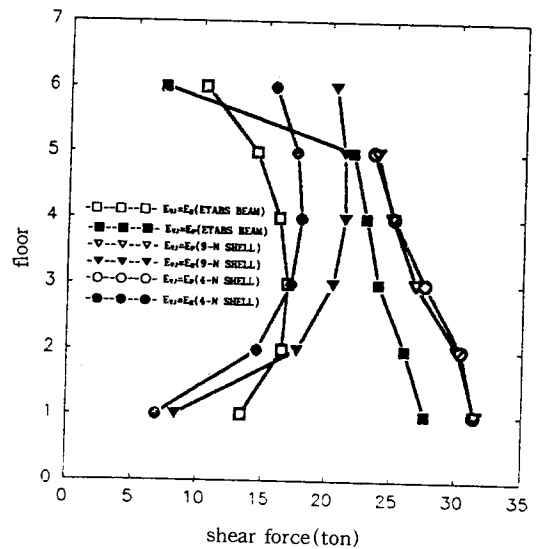


Fig. 17. 각 모델의 층별 수직접합부의 전단력

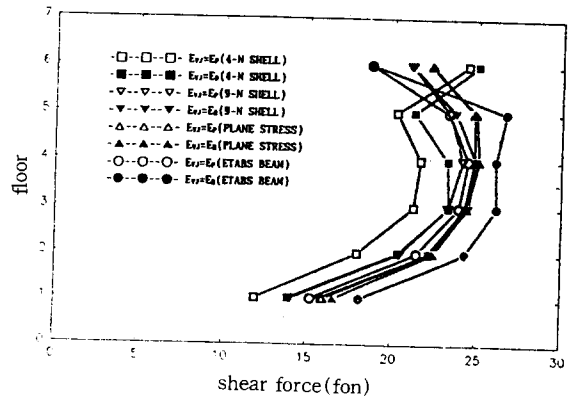


Fig. 18. 각 모델의 개구부 상부 인방보의 전단력 분포



기서 이 인방보의 전단력은 사용모델형태나 수직 접합부강성으로부터 큰 영향을 받지 않음을 발견할 수 있다.

## 5. 결 론

본 논문에서는 P.C. 대형판구조물에서 수직접합부의 강성을 고려하였을 경우, 그렇지 않고 일체식으로 보았을 때의 해석결과와 어떻게 다르게 나타나는지를 확인하였다. 수직접합부의 강성을 일체식에 비해 약 1/45로 낮추었을 경우, 대체로 지붕의 횡처짐은 최대 30% 정도로 증가함을 나타내었고 수직 응력면에서 플랜지효과가 1/3 정도 감소하는 한편, 웹에서의 인장응력이 상당히 증가하는 현상을 보여주었다. 또한 수직접합부의 소요강도면에서 저하된 강성을 사용할 경우 저층부에서 훨씬 낮은 강도를 필요로 하였으며, 개구부 인방보의 전단력은 사용모델의 종류나 수직접합부 강성변화에 큰 영향을 받지 않았다. 보다 간편한 모델인, 수직접합부가 낮은 탄성계수를 가진 것은 보로 본 ETABS CASE I 또는 CASE III 모델에서는 정해와 어느 정도 차이는 있으나 매우 유사한 결과를 나타내 주고 있어 이의 오차범위를 인식하면서 실무에서 이 모델을 사용한다면 보다 실제적이며 안전한 설계를 수행할 수 있을 것으로 본다.

## 참 고 문 헌

1. "Stability of plate structures—method of analysis," SBI Direction 115, Danish Building Research Institute, 1981.
2. Michel Pommeret, "La resistance aux efforts tangents des joints verticaux entregrands panneaux prefabriques coplanaires," Service d'Etude des Structures, Bulltein interne d'information no. 3. CEBTP, Saint-Remy-les Chevreuse 1971. p.192
3. "Keyed shear joints," SBI-report 97. Danish Building Research Institute, Horsholm, 1976. p.52
4. "User's Manual for SHEWALS," 2nd Revised Edition, Danish Building Research Institute, 1980.
5. Bathe, K. J., "ADINA 84—A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis," Report AE 84-1, December 1984.
6. ETABS, Three Dimensional Analysis of Building Systems, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, 1989.
7. Stafford Smith, B. and Coull, A., "Tall Building Structures, Analysis and Design," John Wiley and Sons, 1991.
8. Bathe, K. J., "Finite Element Procedures in Engineering Analysis," Prentice-Hall, INC., 1982.

(接受 : 1994. 2. 28)