

# 무량판과 전단벽체로 구성된 이중골조시스템의 실무적용

## Practical Application of Dual Systems with Shear Walls and Flat Plates



강현구\*

Thomas H.-K. Kang



신명수\*\*

Myoung-Su Shin



야곱그로스만\*\*\*

Jacob S. Grossman



나창순\*\*\*\*

Chang-Soon Rha

### 1. 서론

RC전단벽과 무량판구조를 결합한 이중골조시스템(dual system)은 국내에서는 자주 사용되고 있지 못하지만 미국의 경우 약 또는 중지진대에서 이 시스템을 적극 활용하여 고층건물을 설계한다. 보통 전단벽체는 건물 저층부에서 거대한 강성을 발휘하는 반면 전단벽체와 결합된 모멘트 골조는 건물 중상층부에서 건물의 변형에 대해 상당한 저항력을 발휘하며 비탄성 거동을 통해 많은 에너지를 분산시킨다<sup>1)</sup> <그림 1>. 무량판구조는 중력하중에 대하여 비교적 자주 활용되었지만 내진구조에는 상대적으로 많이 활용되지 못하였는데 이는 무량판구조의 횡거동에 대한 지식이 부족하고, 또한 이중골조시스템의 경우 벽체-골조의 상호작용(interactions)을 예측하는데 있어 어려움 때문이라고 할 수 있다.

한편 해석과 관련하여 지진하중이나 풍하중 등의 횡력이 작용하는 비정형 철근콘크리트(RC)조 건물에 대한 비선형 해석기술

이 시도는 되고 있지만 고층건물의 설계는 상대적으로 단순한 탄성모델을 이용한 실용적인 설계법이 보다 효율적으로 적용되고 있다.

이 기사에서는 전단벽과 무량판골조가 결합된 RC고층건물에 대해 탄성요소를 활용한 상대적으로 단순한 모델링을 적용한 설계사례를 소개하고자 한다. 여기에서 예로 소개된 건물은 Rosenwasser/Grossman Consulting Engineers, P.C.사에 의하여 미국 뉴욕에 설계된 것으로 25층의 호텔 건물과 여기에 연결된 60층 주거동으로 구성되어 있다. 대개 뉴욕지역은 지진하중보다 풍하중에 의해 설계가 결정되는 것이 일반적이다. 예를 통해서 이중골조시스템의 횡력에 대한 저항능력을 향상하고 골조와 벽체사이의 상호작용을 저감하기 위한 설계상의 고려사항과 함께 예제 건물과 같이 평면형상이 다른 두 부분으로 구성된 건물이 다양한 풍하중을 받는 경우 다이아프램 강성이 거동에 미치는 영향에 대해 기술하기로 한다.

### 2. 예제 건물의 모델링과 해석

#### 2.1 예제 건물

예제 건물은 25층의 호텔 건물과 여기에 연결된 60층 주거동으로 구성된다<그림 2, 3>. 이 두 개의 부분 구조는 각층에서 RC슬래브로 연결되어 있다. 건물은 저층부에서 동서(E-W)방향으로 약 107 m, 남북(N-S)방향으로 약 38 m 규모이며, 포디엄 부분은 5개 층으로 되어있다. <그림 2>는 저층부에서 개략적인 벽체와 기둥의 배치를 나타낸다. RC무량판 슬래브는 중력하중을 수직부재에 전달하면서 최대의 유효충고를 제공하도록 설계되었다. 전술한 바와 같이 전체 건물의 내진시스템은 저층부에서는 전단벽골조시스템을 가지며 상층부에서는 이중골조로 기능한다. 하지만 풍하중에 대한 저항은 기본적으로 탄성 상태에서 거동하도록 건물 전체가 주내풍구조(main wind-force resisting system)로 작용한다(ASCE 7의 MWFRS). 이와

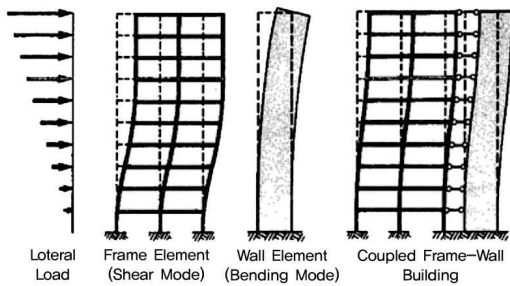


그림 1. 이중골조의 수평하중저항

\* 정희원, 오클라호마대학교 건설환경공학부 조교수

tkang@ou.edu

\*\* 정희원, 울산과학기술대학교 도시환경공학부 조교수

\*\*\* Rosenwasser/Grossman Consulting Engineers, P.C., 구조설계소장

\*\*\*\* 정희원, 국민대학교 건축학과 조교수

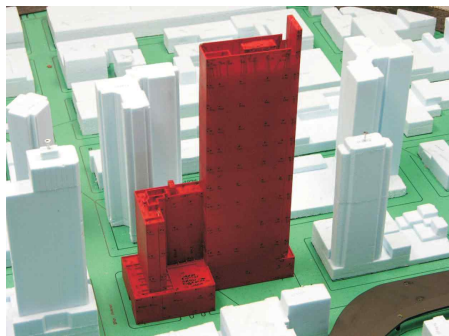
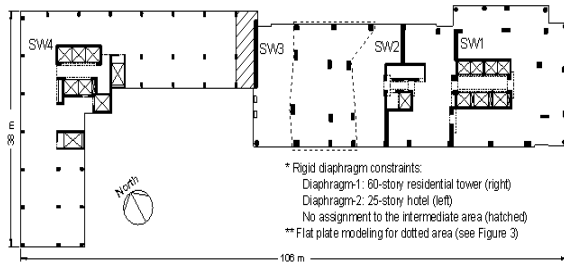


그림 2. 예제 건물 평면(위), 풍동실험용 모델(아래)



그림 3. 예제 건물 공사현장 사진 - 초기(위), 후기(아래)

같은 방식은 건물의 양방향에 공히 적용한다.

이중골조방식은 일반 RC전단벽과 무량판골조의 중간모멘트 골조로 구성되며, 두 방식 모두 횡력에 지지한다. 전체 골조시스

템의 일부인 무량판모멘트골조(저층부)는 지진하중에 대해서는 슬래브-기둥 접합부를 모멘트 전달이 없는 힌지접합으로 가정하여 지진하중이 전단벽체에 의해서만 지지되도록 한 반면 풍하중에 대해서는 극한상태의 설계풍하중 하에서 탄성변형을 유지하면서 모든 구조요소가 풍하중을 지지하도록 설계하였다. 따라서 풍하중에 대해서는 슬래브-기둥 접합부는 모멘트를 전달하도록 모델링되었다. 이와 같이 지진하중과 풍하중에 대해 두 개의 별도 모델을 만들어 해석하고 설계용 응력을 산정하는 것은 번거로운 절차이지만 이는 기준에서 요구하는 절차이다.

<그림 2>에서 'SW1', 'SW2', 'SW3' 및 'SW4'로 나타난 4개의 전단벽체 그룹은 횡력을 저항하는데 중요한 역할을 담당하는 부재이며 이는 특히 저층부에서 역할이 더욱 크다. 예제 건물의 경우 상대적으로 더 큰 형상비(또는 세장비=9)때문에 N-S 방향으로의 풍하중에 대해 위험한 것으로 나타났다. N-S 방향으로의 풍하중의 영향이 지진하중에 대한 영향보다 더 크고 E-W 방향으로의 지진과 풍하중의 영향이 거의 비슷한 것으로 나타났다. 또한 높이와 형상이 다른 두 구조 사이는 상대적으로 유연한 접합 때문에 횡력에 대해 우발관심과 응력집중 현상이 발생하게 된다.

## 2.2 3차원 탄성모델링과 해석

예제 건물은 뉴욕시의 설계기준에 따라서 검토되었는데, 뉴욕시 기준은 ASCE 7<sup>2)</sup>(하중) 및 ACI 318<sup>3)</sup>(콘크리트조 설계)을 다시 참고한 것이다.

### 2.2.1 횡력과 층변위 고려사항

여기서는 건물을 설계하는데 있어서 횡력의 여러 형태와 각각의 횡력에 대해 고려해야 하는 횡변위에 대해 요약하였다. 사용성 및 극한 한계상태 설계를 위해 횡력은 몇단계로 구분된다. 이 단계는 ① ASCE 7-02, 2.3절에 따른 풍하중(1.6W)의 극한 한계상태 설계, ② ASCE 7-02, CB1.2절에 따른 풍하중(0.7W)의 사용상태 설계, ③ ASCE 7-02, 9.4절에 의한 50년에 초과할 확률 2%의 지진을 기준으로 결정된 지진하중(1.0E) 설계로 구분된다. 여기서 W는 50년 재현주기의 기본풍속으로 산정한 풍하중이며, 0.7W는 10년의 재현주기로 산정한 풍하중에 해당한다. 사용상태에 해당하는 지진하중(0.7E)은 본 해석과 설계에 적용하지는 않았지만 필요한 경우 ASCE 7-02, 2.4절에 따른 허용응력설계에서 사용될 수 있다. 뉴욕의 세장한 고층 건물의 경우 대개 지진하중보다는 풍하중에 의해 부재크기나 상세가 결정된다.

현재의 기준에서 구조요소에 대한 수평방향의 층변위 제한규

정은 없지만 여기서는 사용상태의 풍하중에 대해 탄성한계 층변위로써 건물 전체 높이의 1/600 이하, 층간높이의 1/450 이하를 적용하여 풍진동에 의한 불쾌감을 최소화하고, 횡강성을 확보하도록 하였다. 풍하중에 의한 층변위 제한은 ASCE 7의 주석에서  $D + 0.5L + 0.7W$ 의 하중조합 상태에서 건물 또는 층높이의 1/600에서 1/400 이하가 되도록 추천하고 있는 것이 유일한데 이는 외부 클래딩과 내부 파티션 같은 비구조적 요소의 파손을 최소화하기 위한 요구조건이다. 여기서 D는 고정하중, L은 적재하중을 나타낸다.

한편 ASCE 7-02, 9.5.2.8절에 정의된 전체 지진 층변위 한계치는 극한 설계지진하중(1.0E) 상태에서 건물의 강도와 안정성을 확보하기 위해 충족돼야 하지만 이는 중진진대 이하의 건물에 고려할 필요는 없다. 다음은 예제 건물의 구조시스템과 각 부재와 절점 등의 모델링에 대해 설명하고 사용된 모델의 검증 작업을 설명한다. 예제 건물의 모델링과 해석은 CSI사의 프로그램 ETABS를 이용하여 수행하였다.

2.2.2 무량판(슬래브-기둥)골조의 모델링

무량판골조는 등가 슬래브-보 개념을 이용하여 모델링하였다<sup>4)</sup>. 등가 슬래브-보는 슬래브 전체두께를 층으로 하고 유효슬래브폭을 너비로 하는 장방형의 휨체인데, 여기서 유효슬래브폭은 무량판의 슬래브-기둥 접합부의 형상과 예상되는 층변위를 고려하여 결정된다. 이 모델은 골조가 탄성으로 거동하는 범위에서 슬래브와 기둥 사이의 힘의 전달과 수평강성을 비교적 정확하게 나타낼 수 있다. <그림 4>는 본 연구에서 적용한 등가 슬래브-보의 개념을 나타낸다. 예제 건물의 일반층 평면에 두 인접한 기둥에 의해 지지되는 등가 슬래브-보의 폭은 각 기둥에서 계산한 유효폭의 평균값으로 산정한다. <표 1>은 <그림 4>에서 보인 일반층의 각 기둥에서의 유효슬래브폭을 산정

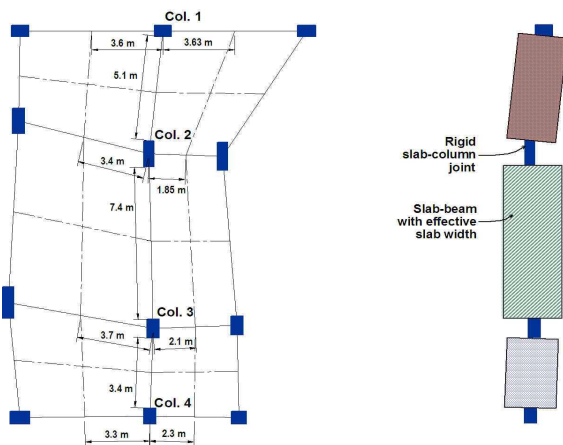


그림 4. 무량판 골조 평면과 등가 슬래브-보 모델

표 1. 무량판 골조 유효슬래브폭 산정용 형상 자료(그림 4)

	Col. 1	Col. 2	Col. 3	Col. 4
$l_1$ (m)	6.05	7.26	6.40	4.27
$l_2$ (m)	7.26	5.28	5.89	5.54
$l_1/l_2$	0.83	1.38	1.09	0.77
$c_1$ (mm)	558	1270	914	762
$c_2$ (mm)	864	508	610	610
$c_1/l_1$	0.092	0.175	0.143	0.178
$c_2/l_2$	0.119	0.096	0.104	0.110

하기 위하여 형상자료를 정리한 것이다.

2.2.3 슬래브-벽체 상호작용

수평하중을 받는 무량판골조 자체의 모델링과 해석에 대한 연구와는 달리 무량판골조가 RC전단벽체와 결합된 연구는 거의 없는 실정이다. 실무적인 관점에서 볼 때 슬래브와 벽체의 연결부 거동은 아직도 미지상태이다. 슬래브가 벽체에 평행한지 또는 직각인지에 따라 그 거동이 달라질 것이다. 본 모델링에서는 벽체와 수직하게 만나는 슬래브의 유효슬래브폭은 벽체를 반대쪽의 기둥과 같은 폭을 갖는 가상의 기둥으로 가정함으로써 안전측으로 산정하였다. 또한 벽체와 나란한 방향의 유효슬래브폭은 벽체의 길이-두께비를 2.5m로 가정하여 산정하였다.

2.2.4 골조모델링과 중력하중 효과

무량판골조는 등가 슬래브-보와 기둥간의 교점에서 연결된 골조요소(선요소)로 표현된다. ACI 318-08의 8.8절에 따르면 기둥은 사용성에 대해 설계시 기둥 전단면의 단면2차모멘트( $I_g$ )를 사용하고 강도설계시에는 기둥의 균열 상태를 고려하여 70% ( $0.7I_g$ )를 고려하도록 하고 있다. 또한 저층건물의 기둥과 같이 축하중이  $0.3A_gf'_c$  ( $A_g$ 는 기둥단면적,  $f'_c$ 는 콘크리트 강도)보다 작은 기둥에 대해서는 강도설계시 전단면 단면2차모멘트의 50% ( $0.5I_g$ )까지 고려할 수 있다. 기둥 단면내의 슬래브 부분은 기둥과 슬래브에 공통으로 포함되는데 유효슬래브폭 산정시 기둥면 사이의 스패인이 사용된 점을 고려하여 이 부분은 강체(rigid)로 가정하였다. 따라서 ETABS에서 등가 슬래브-보 요소에서 이 부분은 'rigid zone factor'를 1.0으로 하였다.

슬래브는 면외방향으로 강성을 주지 않은 멤브레인 타입 플레이트(membrane-type plate) 요소를 사용하여 바닥의 하중을 기둥으로 전달되도록 하였다. 무시할 정도의 얇은 두께로 가정하여, 즉 막(membrane)강성을 주지 않으면 부담면적 개념에 기초한 분배로 바닥의 중력하중을 수직부재로 전달할 수 있다.

### 2.2.5 전단벽 모델링

전단벽은 셸 타입 플레이트(shell-type plate)요소를 이용하여 모델링하였다. 이 플레이트요소는 전단벽 거동을 벽체의 중심면의 변형으로 나타낸다. 셸요소는 멤브레인 액션(membrane action)과 면외방향(plate-bending) 거동을 조합한 3-절점(node)의 삼각형 또는 4-절점(node)의 사변형으로 구성된다. 이 셸 타입 플레이트요소와 선(line)요소로 모델링한 골조요소는 동일한 절점을 공유한다.

건물의 높이에 따라 횡하중의 단계별로 달라지는 전단벽의 균열상태는 전단벽의 휨강성 산정시 <표 2>에 정리한 감소계수를 적용하여 고려하였다. 이 감소계수는 ACI 318-08(8.8 및 10.10절)에서 사용상태와 극한상태에 대해 추천하는 값이다. 60층 주거동의 저층부 8개층 정도(전체 높이의 약 1/8에서 1/6)는 사용 상태와 극한 상태에서의 해석 시 각각  $0.5E_cI_g$ ,  $0.35E_cI_g$ 의 강성을 적용하였으며, 상부는 각각  $1.0E_cI_g$ ,  $0.7E_cI_g$ 의 강성을 적용하였다.

여기서 전체 높이의 1/8 정도에 해당하는 높이는 경험에 의한 초기 가정치이지만 벽체를 전단면의 강성( $1.0E_cI_g$ )으로 가정하고 해석하여 벽체에 발생하는 응력을 검토함으로써 확인할 수 있다. 벽체를 CSI사 프로그램 PERFORM-3D의 화이버요소로 모델링한 비선형 해석결과와의 비교도 수행하였다. 선형과 비선형 모델의 비교를 통해 각 한계상태에서의 벽체강성 모델링에 탄성 벽체를 사용할 수 있음을 확인할 수 있다. 전단벽의 강성은 ETABS에서 강성수정계수(stiffness modifier)를 변경함으로써 조정할 수 있다.

전단벽의 면외방향(plate-bending)강성은 하중방향에 대해 나란하던 수직하던 구조물 전체의 강성에는 별다른 영향을 주지 못하며, 벽체의 면내 전단변형은 고층 건물에 사용된 세장한 벽체의 경우 수평변위에 그다지 많은 영향을 미치지 못한다. 따라서 세장한 벽체의 캔틸레버 휨 변형에 대해서는 벽체 높이에 나란한 면내력과 관련된 강성만을 사용상태와 한계상태에서 벽체의 균열 정도를 고려하여 감소시켰다.

표 2. 부재별 강성 감소계수

부재	사용 상태	한계 상태
보	$0.5E_cI_g$	$0.35E_cI_g$
기둥	$1.0E_cI_g$	$0.7E_cI_g$
벽체	비균열 상태	$1.0E_cI_g$
	균열 상태	$0.5E_cI_g$
등가슬래브-보	$1.0E_cI_g$	$0.7E_cI_g$

### 2.2.6 연결 빔(link beam) 모델링

벽체에 대한 구조적인 응력조건은 단일 벽체 사이의 상호작용을 위해 사용된 연결 빔의 강성에 의해 영향을 받게 된다. 이 프로젝트에 사용된 연결 빔은 제한된 층고 때문에 춤이 낮고 폭이 넓은 형태로 계획되었다<그림 5>. 이 보는 벽체 두께에 비해 훨씬 두꺼우며, 춤에 대한 폭의 비는 약 2.4, 춤 스패의 비는 약 3.3 정도이다. 따라서 연결 빔은 플레이트(plate) 요소가 아닌 골조(frame)요소로 모델링하였고 휨강성은 <표 2>에 나타난 보의 감소계수를 이용하여 조정하였다. 이와 같이 춤이 낮고 폭이 넓은 연결 빔은 주거용 RC건물에서 수십년간 사용되었지만 그 성능에 대한 연구는 충분히 연구되어지지 못했다. 기존의 연구에 의하면 설계지진에서 연결 빔은 내진설계에 의해 예상되는 것보다 더 심각한 파손을 예상할 수 있는 것으로 나타나 <표 2>에 정리된 바와 같이 사용 상태와 한계상태에 대해 균열을 고려하여 저감된 강성값을 적용하였다.

### 2.2.7 다이아프램 모델링

콘크리트 슬래브는 대개 매우 큰 면내강성을 가지고 있기 때문에 횡력에 대해서 면내변형이 없는 다이아프램으로 모델링하는 것이 일반적이다. 이와 같은 모델에서 모든 절점은 면내변형이 발생하지 않도록 서로 구속되며, 슬래브의 면외거동에 영향을 미치지 않게 된다. 그러나 RC슬래브의 다이아프램 연성은 전단벽을 가진 구조물의 횡력 분배에 영향을 미칠 수 있다. 따라서 예제 건물의 횡력 해석에는 호텔과 주거동의 슬래브로 분리해 두개의 독립된 다이아프램으로 고려하고 해석하였다.

## 3. 탄성 모델링과 해석 결과에 대한 논의

### 3.1 모델검증과 디테일링

사용상태에서 저층부의 벽체강성을  $0.5E_cI_g$ 로 규정한 것을 검증하기 위해 벽체의 강성을 저감시키지 않고 전강성을 사정하

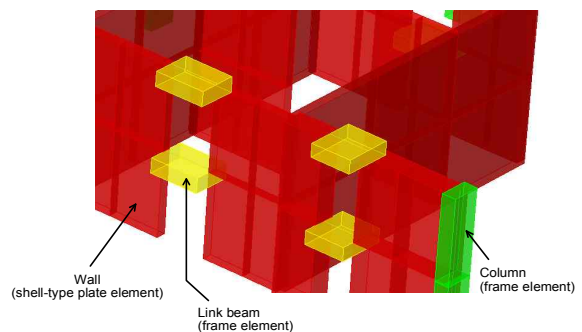


그림 5. 연결 빔의 ETABS 해석 모델

여 모델을 해석하고, 이 결과로부터 벽체의 휨균열 정도를 조사하였다. 이는 ASCE 7-02(CB. 12.2절)에 따라 조합하중  $D + 0.5L + 0.7W$ 하에서 벽체응력의 크기가 콘크리트의 인장강도를 초과하는지 검토하여 수행하였다. 이 결과에 따르면 사용상태의 해석은 전체 건물 높이의 저층부 1/8 ~ 1/6부분에 해당하는 전단벽체의 강성은  $0.5E_cI_g$ 를 사용하는 것이 적절한 것으로 나타났다. 횡력 또는 횡변위의 정도에 따라 적절한 벽체강성을 적용하는 것은 탄성해석을 통해 사용상태의 횡변위를 추정하는데 있어서 매우 중요하다. 극한 한계상태에 대한 해석에서도 유사한 결과가 얻어졌다.

전술한 바와 같이 예제 건물의 내진시스템은 높이에 따라 이중골조방식과 건물골조방식(전단벽구조방식)으로 혼합 구성되어 있다. 이중골조방식에서는 골조의 슬래브-기둥 접합부가 모멘트 전달을 허용하도록 하고 해석하여 설계지진하중에 대해 전단벽체와 골조에 분배된 층전단력의 25%를 골조가 전담할 수 있어야 한다. 벽체가 전체 전단력의 75%를 초과하여 지지하는 층에 대해서는 벽체가 전체 층전단력의 100%를 감당하도록 설계한다. 이와 같은 부분은 대개 건물의 저층부에서 발생하기 때문에 지진하중의 해석 시 골조의 슬래브-기둥 접합부를 힌지로 모델링하는 것이 타당한 것으로 판단되어 등가 슬래브-보의 양단에서 모멘트 전달에 관련한 자유도를 제거하였다.

슬래브 다이어그램의 모델링과 관련하여 두개의 부구조(sub-structure)로 구성된 비정형의 고층건물에서 발생할 수 있는 다이어그램의 연성 효과를 알아보는 많은 노력이 필요하였다. 여기서는 횡력 해석에 있어 다이어그램의 영향을 조사하기 위해서 세 가지 모델링을 고려하였다.

즉, ① 전층에 걸쳐 하나의 다이어그램으로 고려하는 경우, ② 호텔과 주거용 타워의 슬래브를 분리하여 두개의 독립된 다이어그램으로 고려하는 경우, ③ 다이어그램을 고려하지 않는 경우로 나누어 분석하고 각 경우에 대해 상이한 동적거동의 관점에서 비교하였다. 이 세 가지 시스템은 모드 형태나 고유진동수에 있어서 일반적으로 큰 차이는 없는 것으로 파악되었다. 예를 들어 다이어그램을 두 개로 분리한 경우나 다이어그램을 고려하지 않은 경우 1차 모드의 진동수는 불과 3.5%정도 차이를 보여주었다. 이는 각각의 부구조가 모멘트골조를 고르게 배치하고 전단벽을 코어에 배치한 코어월시스템을 사용하였기 때문이라고 판단되며 이를 통해 코어월시스템이 수평 또는 수직적으로 불규칙한 형태를 지닌 고층건물에서 다이어그램의 연성화를 줄이는데 매우 효율적임을 알 수 있다.

일반적으로 얻어진 결과를 통해 풍하중 해석에 대해 두 개의 독립된 다이어그램으로 모델링하는 것이 타당하다고 판단된다. 여러 개의 다이어그램으로 구성된 멀티다이어그램(multi-diagram)

을 이용한 풍하중 해석에서 얻은 주요한 결과는 다음 절에서 설명한다.

### 3.2 멀티다이어그램에 의한 풍하중 해석 연구

각 다이어그램을 분리시켜 모델링한 멀티다이어그램에 의한 풍하중 해석은 RWDI(Rowan Williams Davies & Irwin Inc.)사에서 행한 풍동시험에 의거하여 수행하였다. 호텔과 주거용의 슬래브는 두 개의 독립된 다이어그램으로 모델링하고 같은 층에서 이 두 다이어그램은 서로 구조적으로 연결되도록 하였다 <그림 2>. 두 개의 독립된 다이어그램이 만나는 면은 콘크리트 슬래브의 막거동 및 면외방향 거동을 묘사할 수 있는 셸 타입 플레이트(shell-type plate)요소로 나타내었다. 이는 기본적으로 구조물의 다양한 부분에서 가장 위험한 풍하중의 효과를 알아내기 위한 것으로 바람에 의한 동적효과 및 국부적인 효과에 의해 호텔동과 주거동 사이에 상대변형이 발생할 수 있다.

벽체와 같은 부재의 초기 사이즈는 사용상태의 풍하중 하에서 층변위 제한조건을 충족하도록 결정하고 이를 바탕으로 RWDI사의 풍하중 분석에 필요한 부재력을 얻었다. 이를 적용하여 두 주거동 사이 연결면에서의 내력 및 상대적 변형 또한 정확하게 구할 수 있었고, 이를 바탕으로 보다 세밀한 부재설계가 가능하였다. <표 2>에 정리된 부재 강성의 두가지가 풍하중 연구에 적용되었다.

<그림 6>은 50년 재현주기의 풍속이 60층 주거동의 전 방향에 대해 균등하게 작용한다고 가정된 상태에서 구한 밀면전단력과 밀면비틀림모멘트의 크기를 나타낸다. 이 지역에서의 풍환경에서 방향에 따른 효과를 고려하기 위해 RWDI사로부터 사용 풍하중의 56가지 조합이 제공되었다. 각 하중조합은 독립된 두 다이어그램 대해 각각 주축방향 ( $F_x, F_y$ )의 두 수평하중과 수직축에 대한 비틀림모멘트( $M_z$ )를 포함하며, 총별 총 6개의 성분을 갖는다<그림 7>. 예제 건물은 10년 재현주기의 풍하중하에서 주거용 건물에 대해 일반적으로 적용하는 가속도 제한(15 ~ 18 milli-g)과 비틀림 속도 제한(3 milli-rads/sec)을 만족하는 것으로 나타났다. 부재에 대한 강도 요구조건은 동서(E-W) 방향의 풍하중이나 또는 지진하중보다 남북(N-S) 방향의 풍하중에 의해 대부분 결정되었다. 건물의 하층부에서는 전단벽이 수평의 풍하중을 대부분 감당하는 반면 슬래브-기둥 골조는 건물의 상층부에서 풍하중에 대해 대부분 저항을 하는 것으로 나타났다. 이와 같은 결과는 <그림 1>에 나타난 기존 연구결과와도 부합한다. 다만 여기서는 특별히 골조와 전단벽이 서로 반작용하는 층이 별로 많지는 않은 것으로 나타났다. 즉, 벽체의 상층부에서 층전단력과 전도모멘트가 반대방향으로 작용하는 경

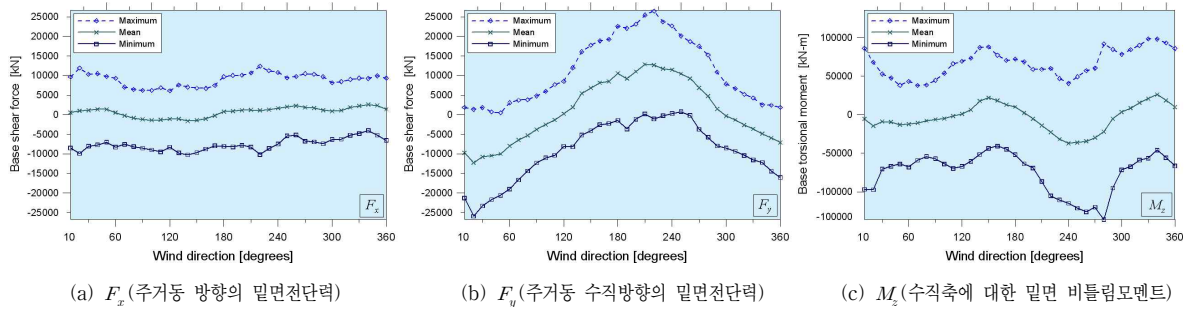


그림 6. 50년 재현주기 풍하중에 대한 60층 주거동의 부재력 분포

우가 적었다. 벽체와 골조사이의 반작용이 줄어든 것은 상층부에서 전단벽의 길이와 두께를 줄임으로써 상층부 벽체의 휨강성을 감소시켰기 때문으로 이와 같은 결과는 유연한 벽체설계를 통하여 풍하중 저항시스템 설계 방식이 개선될 수 있음을 보여주고 있다.

4. 결론

약지진대 및 중지진대에 위치한 비정형의 콘크리트조 고층 건물의 해석과 설계에 있어서 비용과 신뢰성의 문제때문에 비선형 모델링보다 실용적인 탄성 모델링이 선호되고 있다. 여기서는 이와 관련하여 뉴욕에서 실무 적용된 설계사례를 소개하였다.

예제 건물에서는 다양한 횡하중 상태에 따라 예상되는 균열의 정도에 의거하여 여러 가지의 유효강성값이 사용되었다. 예제 건물에 대해서 전체 건물 높이의 1/8 ~ 1/6에 해당하는 저층부는 균열을 고려한 벽체강성을 사용하는 것이 적절하였다. 해석에 의하면 저층부에서는 전단벽을 가진 건물골조시스템이 중요한 역할을 하는 반면 고층부에서는 이중골조시스템이 지진하중을 저항하는데 효율적이었다. 이때 상부의 벽체설계를 조정하여 횡력 적용시 발생하는 전단벽체와 골조사이의 상호반작용을 최소화하였고 층전단력이 각층에 고루 분배되도록 유도하였다.

다이하프램의 연성도는 구조물 전체의 동적 거동에 큰 영향을 주지는 않았으며, 이는 고르게 배치된 모멘트 골조와 코어월이 결합한 방식이 비정형의 고층건물에서 다이하프램의 연성화를 억제하는데 효율적이기 때문이다. 풍하중에 대해서 각 동을 독립한 두 개의 다이하프램으로 나눈 멀티다이하프램 모델링 방식이 적절한 것으로 나타났다. 멀티다이하프램 풍하중 해석을 통하여 최종적으로 예제 건물의 벽체 및 바닥판 설계를 최적화하였다. □

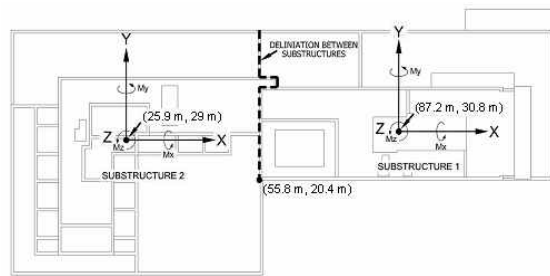


그림 7. 기준점에 대한 풍하중 성분

참고문헌

1. Paulay, T., Priestley and M. J. N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley & Sons, New York, NY, 1992.
2. ASCE 7, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-02, American Society of Civil Engineers, 2002.
3. ACI 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (318R-08), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2008.
4. Grossman, J. S., Verification of Proposed Design Methodologies for Effective Width of Slabs in Slab-Column Frames, ACI Structural Journal, 1997, Vol. 94, No. 2, pp. 181 ~ 196.

담당 편집위원 : 김한수(건국대학교) hskim@konkuk.ac.kr