

문 · 고 · 답 · 하 · 기

주각부 타입

Q 콘크리트 공사 중 건축물의 층고(H=6300)가 높아 1단 벽 (H=3600) 콘크리트 타설 후 2단 벽과 슬래브 콘크리트 타설 계획으로 1단 콘크리트 타설작업 중 Cold Joint가 높이 2000~2400mm 지점에 발생되었는데, 구조적으로 문제가 있다고 확인 요청을 하는데 답변을 부탁드립니다.
콘크리트 타설계획에 의거하여 발생시키는 시공 Joint와 같은 개념인 것 같은데 정말 구조적으로 문제가 있는 것입니까??

A 이어붓기는 콘크리트를 부어넣다가 3시간이상 중단하고 다시 부어넣기하는 것을 말합니다.

콘크리트의 이어붓기는 강도상의 약점, 방수층의 물새기, 마무리재의 균열 등의 원인이 되므로 가능한 한 이음이 없는 단일체로 하는 것이 좋으나 대규모 공사에서는 불가능한 일이므로 작업구획을 예정하고 이음이 생기지 않도록 계속해서 부어 넣어야 합니다.

부득이 이어붓기를 해야 할 경우 주의사항은;

- (1) 이음자리는 밀실하게 막아 콘크리트가 흐르거나 새지 않게 한다.
- (2) 콘크리트 표면에 레이턴스(laitance)나 물이 고이지 않게 한다.
- (3) 콘크리트의 불량부분은 떼어내고 와이어브러쉬 또는 고압수 등으로 레이턴스, 품질나쁜 콘크리트, 정착안된 골재알 등을 제거하고, 콘크리트가 경화된 경우(재령 2~3일 이상)에는 쇠파 등으로 이음면 표층을 거칠게 한 후 깨끗한 물로 청소한다.
- (4) 이어치기 부위의 콘크리트 면은 깨끗이 정리한 후 필요시 시멘트 풀칠 또는 부배합의 모르타르 등을 이음부위에 발라 콘크리트의 접착이 잘 되도록 한다.

위와 같은 조치를 취한다면 이어붓기면에서 전단력이 크지 않을 경우 시공조인트와 같이 구조적으로 지장이 없을 것입니다.

강도와 강성의 차이는 무엇인지?

Q 강도와 강성이란 말이 혼돈이 되는데 강성과 강도의 차이를 설명해주세요.

A 강성(剛性 stiffness)는 물체의 하중에 대한 변형저항으로 물체의 형상,구조 등에 따라 여러가지로 표시하는 방법이 있습니다.
강도(剛度 stiffness)는, 예컨대 휨부재의 강도일 경우 부재의 단면2차 모멘트를 부재의 길이로 나눈 값으로, 강성의 구체적 표시방법입니다.

층간변위계산 시 우발편심을 고려하나?

Q 지금까지 구조를 해오면서 부지불식간에 써오던 층간변위에 대해 의문이 있어 글을 올립니다. 층간변위를 검토함에 있어 순수한 지진력에 대한 층변위만 보는 것이 타당한지? 아니면 5%의 우발편심을 포함한 지진력에 대한 층변위 값을 보는 것이 타당한지? 의문이 생깁니다.

A 양방향의 우발편심을 고려한 층변위 값으로 층간변위를 검토하여야 합니다.

지진력을 1.4로 나누지 말라는 의미는?

Q KBC 2005 [0306.5.7.1층간변위의 결정]에서는 허용응력 도설계의 경우에도 델타는 지진하중을 1.4로 나누지 않고 계산하여야 한다" 고, [0306.6.4.2 변형의 적합성]에서는 "허용응력 도설계법이 사용될 경우 델타는 지진력을 1.4로 나누지 않고 계산한다" 로 되어 있습니다.

모두 사용성에 대한 내용인 것 같은데, 내용대로 하자면 전자는 층간변위는 강도설계나 한계상태설계는 지진하중을 1.4로 나누지 않고

계산하는데 허용응력설계도 마찬가지로 지진하중을 1.4로 나누지 않고 계산한다는 뜻이구요. 더불어 부재력 등의 다른 부분에서는 지진하중을 1.4로 나누거나 역시 층간변위처럼 1.4로 나누지 않거나 알 수 없는 모호한 의미를 내재하고 있는 것 같구요. 후자는 강도설계법이나 한계상태설계법에서는 층간변위는 지진력을 1.4로 나누어 계산하고 허용응력설계법에서는 층간변위는 지진력을 1.4로 나누지 않고 계산한다는 뜻이구요. 또 같은 절의 기준을 읽다보면 "...층간변위로부터 발생하는 모멘트와 전단력..."라고 되어 있는데, 이렇게 되면 층간변위를 1.4로 나누거나 나누지 않거나 부재력에 영향을 미치게 된다는 뜻으로 생각되는데요.

두 문구가 제게 있어서는 많이 헷갈립니다. 우선 지진하중을 1.4로 나누고 만나누고가 무슨 뜻인지부터 모르겠습니다. 지진하중은 이미 다 내진설계범주를 정하여 정적하중이나 동적하중으로 산정되지 않습니까? 동해석시 변위나 부재력의 스케일업은 말할 것도 없구요... 그러구 나서 탄성해석에 의한 변위에 변위증폭계수와 중요도계수를 사용하여 각 층의 변위와 층간변위를 구하게 되구요... 도대체 왜 1.4로 나누고 나누지 말라고 하는걸 이해 못하겠습니다.

두 항목에서 문구의 뉘앙스 차이도 차이려니와 지진하중을 특별히 1.4로 나누고 만나누고의 설명이 없으니 지진하중기준에 대해 근본적으로 헷갈립니다.

A AIK 1988 및 AIK 2000에서는 지진하중의 강도가 허용응력설계 수준이었으나, KBC 2005에서는 지진하중의 강도가 강도설계법 수준으로 증가되었습니다. 그리고 기준의 모든 계수들도 이러한 지진력에 맞춰 설정되어 있습니다. 횡변위의 경우에도 지진력을 해당 구조 시스템에 적합한 반응수정계수 R로 나누어 탄성해석에 의하여 산정하고 변위증폭계수 Cd를 곱하여 구하도록 하고 있습니다.

따라서 지금까지 허용응력설계 수준의 지진하중에 익숙한 엔지니어들이 '지진하중의 강도가 강도설계법 수준으로 바뀌었으니까 1.4로 나누어 허용응력수준으로 낮춰야 하지 않나' 혼돈할 우려가 있어 1.4로 나누지 말라고 기술한 것입니다.

M값은 얼마인지? g값의 단위는?

Q 바뀐 내진설계법에 대해 의문이 있어서 질의를 합니다. 주기(단주기, 1초주기)별 설계스펙트럼 가속도 산정을 보면 지반종류와 지진구역에 따라서 산정하는데 여기서 M(극한하중계수로 알고 있음)과 A(지역계수로 알고 있음)인데 A는 0.07 또는 0.11중 하나일 것 같은데 M은 어떻게 값을 주어야 할지 알고 싶고, 또 한 가지는

등급산정에서 주기별가속도와 g값을 비교하게 되는데 g(중력가속도로 알고 있음)값은 9.8m/sec^2 으로 해야 하는지 아니면 980cm/sec^2 으로 해야 하는지 알 수 없어서 질의를 합니다.

A M 값은 항상 1.33입니다. A 값(0.07, 0.11)이 500년 재현주기의 지진가속도 이므로 2400년 재현주기의 지진가속도로 환산하기 위해 2를 곱하게 되고 설계스펙트럼은 재현주기 2400년에 대한 2/3 수준의 극한하중이므로, 즉 $M=2 \times 2/3=1.33$ 입니다.

$g=9.8\text{m/sec}^2$ 으로 해도 되고 980cm/sec^2 으로 해도되나 일관성이 있어야 합니다. 그러나 SI단위계에서는 일반적으로 m, mm를 사용합니다.

몇 개층 아래를 특별지진하중조합으로 설계하는지?

Q 필로티 등과 같이 지진하중의 흐름을 급격히 변화시키는 주요 부재의 설계시 특별지진하중을 사용하게 되어 있는데요. 내진 해석시 필로티 기둥의 경우 급격히 변화되는 층에만 특별지진하중 조합을 사용할 것인지, 아니면 밑으로 몇 개 층이 더 있을 경우 전체 기둥에 다 특별지진하중 조합을 사용할 것인지요?

A 특별하중조합은 하나의 격리된 개별 취성부재의 파괴가 전체 횡력저항시스템의 손실로 이어지거나 불안정성과 붕괴를 초래하는 상황을 방지하기 위한 것입니다. 따라서 필로티 기둥의 아래층 기둥도 취성부재로 간주되면 시스템초과강도계수가 곱해진 특별지진하중 조합으로 검토하여야 합니다.

어느 부재에 시스템초과강도계수를 적용하는지?

Q 지진하중에 관한 내용으로, 다음의 건물을 구조설계할 때 시스템 초과강도계수를 적용하는 것이 맞는 것인지 답변부탁드립니다. 규모: 지하2층, 지상5층, 구조: 지하2층~지상4층 : 라멘조(주차장 및 근린생활시설), 지상5층 : 벽식구조(주택)에서 5층 바닥보 및 4층 기둥이 전이 층이 되는 구조인데 5층 바닥보 및 4층 기둥에 시스템 초과강도계수의 적용여부

A 위와 같은 경우에는 시스템초과강도계수를 5층 전이보와 4층기둥에 적용합니다.

항상 2배로 계산된 지진력을 설계하중조합에 적용해야하나?

Q 구조물의 연성확보를 위하여, 기준에서는 "0521.3.1.3 지진에 저항하는 보, 기둥 및 2방향 슬래브의 설계전단강도는 (가) 순경간 고정단에서의 부재의 공칭모멘트값에 따라 계산된 전단력과 계수연직하중에 의한 전단력의 합이나, (나) 내진설계 규정에서 정하는 값의 2배로 계산된 지진력을 포함하는 설계용 하중조합으로 계산한 최대 전단력 이상이어야 한다."라고 규정되어 있습니다.

(1) 이러한 규정은 지하주차장과 같이 횡변위가 구속되어 있는 것으로 보아도 문제가 없는 지하구조물의 경우에는 상부골조의 영향이 있다고 하더라도, 적용이 불필요한 것으로 생각해도 되는지에 대해 질의합니다.

(2) 또한, 1층 피로티를 위하여 지상구조물에서 트랜스퍼 되는 경우, 반응수정계수 4.5를 적용하면서 하부 모멘트골조에 대하여 상기의 규정이 적용되어야 할 것으로 이해되는데, 적용되는 이유는 불연속벽체를 지지하게 되어서가 아니라 골조자체가 중간모멘트골조와 유사한 반응수정계수로서 해석되는 바에 따른 것인지 질의합니다.

(3) 아파트 지하주차장 주차통로를 위하여 지하주차장지붕 레벨에서 아파트세대내부 벽식구조가 모멘트골조로 트랜스퍼 되는 경우, 이러한 조항이 적용되는지 여부에 대하여 질의하고자 합니다.

개인적인 생각으로는 시스템초과강도계수를 포함한 특별지진하중조합이 해당부위에 적용되어 하부모멘트골조는 탄성범위안에 있도록 설계되므로, 상부벽체로부터 전달되는 최대전단력이 크다는 이유만으로 0521.3.1.3의 규정을 적용할 필요는 없다고 판단됩니다. 이에 대한 답변 바랍니다.

A (1) 지하구조물의 경우에도 지진에 저항하기 위한 골조부분은 0521.3.1.3 조항을 적용하여야 합니다.

(2) 맞습니다. 1층 피로티 하부 모멘트골조도 지진력 저항골조라면 0521.3.1.3 조항을 적용하여야 합니다.

(3) 지하주차장 지붕레벨에서 아파트세대내부 벽식구조가 모멘트골조로 트랜스퍼되는 경우에도, 지진력 저항골조일 것이므로 0521.3.1.3 조항을 적용하여야 합니다.

0521 조항은 지진에 저항하기 위한 철근콘크리트 골조에만 적용하게 되나 (R=3를 적용한 보통모멘트골조는 해당안됨), 그 중 0521.3.1.3 조항의 목적은 지진발생 동안 전단파괴의 위험성을 감소시키기 위함입니다.

다. 그러나 일반적으로 지하층은 횡변위가 구속되어 있다고 볼 수 있어 아래층으로 내려갈수록 보에는 지진하중에 의한 전단력값이 미미하므로, 0521.3.1.3(나)를 적용하고, 지진하중을 증가시켜 하중조합하여도 그 영향이 거의 없을 것입니다.

Scale up Factor의 과다산정문제

Q 지난 2월7~8일 지진공학회/건축구조기술사회 주최 제18회 기술강습회에 참석하였던 사람입니다. 세미나 후반부에 있었던 질의응답시간의 답변중 Scale up Factor의 과다산정문제에 대해 추가로 질의할 것이 있어서 글을 올립니다. 구조기술사회에서 꼭 답변해 주시면 고맙겠습니다.

〈강습회날의 질의와 답변〉

(질의): IBC기준에서는 약산식에 의한 고유주기에 1.0 이상의 팩터를 곱하여 구한 정적 밀면전단력과 동해석의 밀면전단력을 비교하여 스케일업 팩터를 산정하고 여기에 다시 0.85의 계수를 곱하도록 하고 있습니다. 약산식에 의한 고유주기에 1.2나 1.5를 한번만 곱하여 구한 주기를 사용하여 정적 밀면전단력을 구하여 스케일업 팩터를 구하는 KBC05에서의 방법은 IBC기준에 비추어 과다하고 판단됩니다.

(답변): 지적하신 내용이 맞기는 하지만 IBC기준을 그대로 따를 경우 지진하중이 너무 작아지는 경향이 있어서 이 부분은 예전 기준의 방법을 그대로 따랐습니다. IBC기준이 그렇다고 해서 우리가 꼭 그렇게 할 필요는 없을 것 같습니다.[이한선교수]

〈추가질의〉

현재의 방법을 따르더라도 최소한 약산식에 의한 주기값을 고유치해석과 비교해서 1.2배까지 할 수 있도록 한 후에 1.2나 1.5를 곱하도록 허용하는 것이 다소 비논리적으로 과다하게 산정되는 스케일업 계수를 낮출 수 있는 방법은 아닐지요.

A 물론 ASCE 7-02에서는 기본진동주기(T) 산정시 근사기본진동주기(Ta)에 곱하는 주기상한계수(Cu)를 설계스펙트럼가속도에 따라 1.4~1.7로 하고 모드 밀면전단력(Vi)이 등가정적 밀면전단력(V)의 85% 보다 적을 경우에는 설계층전단력, 모멘트, 변위, 층변위에 0.85×Vi/V의 보정계수를 곱하도록 하고 있습니다.

KBC 2005에서는 실제 진동주기가 비구조요소의 영향과 건축적요소의 영향으로 예측한 값보다 작아질 수 있어 이를 보정하기위한 주기상한계수를 1.2 또는 1.5로 하고 설계값 보정계수로는 Cm=Vi/V를 곱하도록 하고 있습니다.[김석구조장]

동적해석값을 보정하기 위하여 정적밀면전단력을 구할 때 기본진동주기를 IBC2000에서는 Ta에 Cu를 곱하고 다시 1.2배를 해 주었으나 IBC2003과 IBC2006에서는 Ta에 Cu만 곱한 고유주기를 사용해서 정적해석법에 의한 얻은 밀면전단력(V)과 비교하도록 하고 있습니다.

대신 IBC2003과 2006에서는 0.85를 기준 정적밀면전단력(V)에 곱해 주어서 IBC2000의 기준 정적밀면전단력과 비슷한 값을 보여줍니다. 따라서 $Cu \times 1.2$ 한 T로 구한 V를 또다시 0.85배로 낮추는 것이 아닙니다. 동적해석법의 장점은 등가정적해석법이 잘 반영하지 못하는 고차모드의 영향을 고려할 수 있다는 것입니다. 우리나라 기준은 일단 이러한 동적해석의 장점을 취하되 동적해석으로 인한 밀면전단력의 저감은 정형에 대해서 1.5배, 비정형에 대해서는 1.2배로 고유주기의 상한을 주는 것이 합리적이라고 생각해서 2005년도 이전 기준을 그대로 따랐습니다. 이렇게 해서 얻은 부재력은 등가정적해석에 의해 구한 부재력에 비해 이미 상당히 낮은 값을 가지는 것이 보통입니다.[이한선교수]

무량벽체 구조의 최소 슬래브 두께

Q 18회 기술강습회 후반부에 있었던 질의응답 중 무량벽체 구조의 최소 슬래브 두께에 대한 추가질의입니다.

〈강습회날의 질의와 답변〉

(질의): 건교부고시'공동주택바닥층격음차단기준(05년6월24일)'에 따르면 무량벽체구조는 고시에서의 용어정의 상 '혼합구조'로 분류되어 슬래브 두께를 210mm로 하여야 할 것으로 판단되지만 주공에서 발간한 무량벽체구조설계지침의 예제(정광량소장님 작성)에서는 슬래브 두께를 180mm로 하고 있는데 무량벽체구조시스템에서의 최소 슬래브 두께는 얼마로 하여야 하는지요.

(답변): 좀 애매한 문제입니다. 개인적인 생각으로는 210mm로 하는 것이 맞지 않나 싶습니다.[정광량소장]

〈추가질의〉

기술사회에서 건교부 및 주공과 합의하여 공식적인 입장을 밝혀주시는 것이 좋지 않을까요. 두께 증가가 문제가 된다면 무량벽식시스템에 대한 바닥층격을 실험을 통하여서라도 최소두께는 기술사회에서 확실히 결정을 해주시면 좋겠습니다.

Q 주택공사에서 받은 "각 구조시스템별 표준바닥구조 슬래브 두께"에 따르면, "복합(무량벽체)구조시스템의 구조설계지침 및 구조계산서(05.12 대한주택공사)"의 예제평면은 세대 내부에 벽체가 전혀 없는 무량판 구조로 180mm가 타당합니다. 위의 자료는 우리회

자료실/학회세미나자료를 참조하시기 바랍니다.[정광량소장]

무량벽체구조의 반응수정계수 R= 5.0 인지 5.5인지?

Q 18회 기술강습회 질의응답 중 무량벽체구조의 반응수정계수와 관련하여 추가로 질의하고자 합니다.

〈강습회날의 질의와 답변〉

(질의): 세미나 자료에서는 무량벽체구조의 반응수정계수를 이중골조보아 5.5로 정하고, 다시 안전율을 고려하여 5.0으로 낮추었는데 이에 대한 논리적 근거가 약한 것 같습니다. 새로운 골조시스템에 대한 안전율을 추가로 고려하고 싶다면 이는 부재설계시 다소 높은 안전율을 고려해주는 것이 맞는 것이 아닌지요.

(답변): 어느 쪽의 숫자를 조정하나 결과가 같은 것이니 크게 문제될 것은 없다고 판단됩니다.[정광량소장]

〈추가질의〉

실무적으로는 별 관계없는 내용이지만 개념상으로는 좀 아닌 것 같습니다. 결과가 같다고 해서 설계상의 계수들을 임의로 조정할 수는 없다고 생각합니다. 안 그래도 논란이 많은 R값을 안전율이라는 '애매한' 명목하에 건드리는 것은 바람직하지 않다고 생각합니다.

A "복합(무량벽체)구조시스템의 구조설계지침 및 구조계산서(05.12 대한주택공사)"의 예제는 이중골조시스템을 사용하였다. 이 때 R값의 선정은 KBC2005에 따라 5.5를 사용해야 합니다. 하지만 예제에서는 위 지침서 본문에 있는 "철근배근에 있어 이중골조(R=5.5)와 건물골조의 전단벽(R=5.0)의 반응수정계수값의 차이에도 불구하고, 실제 철근배근량의 차이는 크지 않을 수 있으므로, 단변방향의 경우 연성상세에도 불구하고 반응수정계수 5.0을 사용하여 구조물의 안전성을 도모할 수도 있다."는 해설을 참조하여 5.0을 사용하였습니다.[정광량소장]

구조시스템에 따른 R값

구조시스템의 정의는 구조설계자가 정하는 것입니다. 정의된 시스템에서 요구하는 모든 사항을 만족시키고 추가적으로 더 보장하거나 내진상세를 더 잘하는 것은 아무 문제가 되지 않는다고 생각합니다. 때로는 건물골조로 정의하고서 골조부분이 마치 지진력을 받는 것처럼 한다면 앞뒤가 맞지 않을 것입니다. 선후의 가정과 상세등에서 일관성을 유지해야 합니다.[이한선교수]



Scale up Factor가 1.0 이하가 되는 경우의 문제

Q1 18회 기술강습회 질의응답 중 Scale up Factor가 1.0 이하가 되는 경우의 문제에 대하여 추가로 질의하고자합니다.

〈강습회날의 질의와 답변〉

(질의) : 내진설계시 Scale-up Factor가 1.0 이하가 계산될 때 이 값을 사용하여 동해석에 의한 밀면전단력을 줄여도 되는지요.

(답변) : Scale-up Factor는 동해석 모델에서 제대로 반영될 수 없는 점들을 고려하여 동해석의 밀면전단력을 다소 높게 스케일하는 것이므로 1.0이하로 스케일 다운을 하는 것은 기준의 취치하고는 다릅니다. [이한선교수]

〈추가질의〉

스케일 다운은 기준에서 허용하고 있는 내용인데 그것이 바람직하지 않다고 한다면 차라리 기준에서 그 내용을 삭제하는 것이 맞지 않습니까? 이 또한 기술사회의 공식적인 입장을 밝혀주시면 고맙겠습니다.

A1 KBC 2005에서 스케일 다운은 기술하고 있지 않습니다. 다만 "모드 밀면전단력 V_i 가 등가정적해석법에 의한 밀면전단력(V)을 초과할 필요는 없다"고 하여 scale-up factor값이 필요이상 클 필요는 없음을 기술하고 있습니다. [김석구소장]

Q2 스케일 다운이라는 것이 제가 임의로 사용한 표현이지만, 기준에서는 비록 소극적 표현이지만 명백하게 1.0 이하의 보정계수를 '허용(관장 또는 강제가 아닌)'하고 있습니다. 답변은 1.0이하의 보정계수를 사용할 수 없다는 뜻인지 분명하지 않은 것 같습니다.

ASCE7의 98에서 02로 가면서 사실 1.0이하의 보정계수가 허용조차 되고 있지 않습니다만 (1)번의 추가답변에서 기술하신 바와 같이 그 기준에서는 동적밀면전단력과 비교하는 정적밀면전단력(0.85계수 포함)이 충분히 작다는 점이 고려되어야 할 것 같습니다.

A2 동적해석시 밀면전단력이 정적인 경우 보다 클때(이런 경우는 거의 없음) 0306.7.7.3에 동적해석에 의한 밀면전단력이 정적해석시의 것 보다 클 필요가 없다고 되어 있어 높을때는 낮추어 줄 수는 있겠습니다만, 이때의 T 값은 T_a 가 되어야 합니다. [이한선교수]
그리고 동적해석모델이 실제 구조물의 비구조요소의 영향과 동적특성을 제대로 반영하고 있는지를 확인해야 하는 실무적 어려움을 고려하면 정적밀면전단력보다 작은 값으로 설계할 때에는 신중한 판단을 해야 합니다. [김석구소장]

기초의 초과강도계수 적용문제

Q 18회 기술강습회 질의응답 중 기초의 초과강도계수 적용문제에 대하여 추가로 질의하고자합니다.

〈질의와 답변〉

(질의) : 트랜스퍼 층 하부의 기초 부재에도 초과강도 계수를 적용하여 설계하여야 하는지요.

(답변) : 그렇습니다. [김용석교수]

그러나 기초의 지내력 등에는 상당한 여유치가 있으므로 엔지니어가 판단하여야 하겠지요. [정광량소장]

〈추가질의〉

초과강도계수라는 것은 주위의 강한 부재들의 초과강도에 의해서 '약한 부재'에 설계부재력보다 더 큰 부재력이 전달되는 것을 고려한 것입니다. 기초는 '약한 부재'가 아닙니다. 따라서 기초에는 초과강도계수를 적용하지 않는 것이 맞다고 판단됩니다. 만약 기초에 초과강도가 적용되는 것이 맞다면 트랜스퍼가 되지 않는 일반 층에서도 상부층의 초과강도에 의해서 그 하부층에는 초과강도 계수를 고려하여야 하는 것 아닌가요?

A 맞습니다. 기초가 약한 부재가 아니고 초과강도계수에 의한 힘의 재분배가 이루어 질 수 있다면 검토할 필요가 없겠지만, 기초가 약한부재의 직접적인 영향권에 있다면 검토해야 할 것입니다. 약한부재를 충분히 강하게 설계해 두면 다음에는 힘의 흐름 상 기초가 약한 부재가 될 수 있습니다. [김용석교수]

Scale up Factor의 과다산정문제와 기초의 초과강도계수에 대한 추가질의

Q Scale up Factor의 과다산정문제와 기초의 초과강도계수에 대한 추가답변에 대하여 질의합니다. 먼저 〈Scale up Factor의 과다산정문제〉와 관련하여 $C_u \times 1.2$ 한 T 로 구한 V 를 또다시 0.85배로 낮추었다고 언급한 내용은 제 질문에, 처음의 답변에도 없는 내용입니다.

앞에서 답변주신 것을 정리하면 IBC2000에서는 $C_u \times T \times 1.2$ 라는 식에 정적하중을 낮출 수 있는 계수가 두 개가 있는 것이고(C_u 와 1.2), IBC2003에서는 $C_u \times T$ 로 구한 값을, 후에 0.85배 함으로써 역시 이 기준에서도 보정계수 산정시 정적하중을 낮출 수 있는

계수가 Cu와 0.85의 두 개가 됩니다. 질문의 요지는 왜 유독 우리 기준에서만 간략식으로 구한 T에 아무 조정을 할 수 없도록 하는 것인지에 관한 것입니다. 즉, 간략식과 고유치해석주기를 비교해서 간략식 주기에 1.2배까지는 할 수 있게 하여도 되지 않는가 하는 점입니다.

추가로 더 언급하자면 정형, 비정형에 대한 고려도 이미 다른 조항에서 (IBC와 동일하게)충분히 해주고 있기 때문에 보정계수 산정시 다시 정형, 비정형을 구분하는, UBC(또는 건축물하중기준, 2000)에 기초한 방법이 합리적인 지도 의문입니다.

실무와 크게 관계도 없고 중요하지 않다고 판단되어서 언급을 안했습니다만 우리 KBC기준에서 해석법을 정하는 부분도 내진설계범주 C가 D보다 더 Severe하게 됩니다.

말씀드리고자 하는 요지는, 이번의 KBC내진설계부분의 근본적인 모순은 모든 분들이 주지하시다시피 설계범주별 시스템 제한이 없다는 것이지만, 그것 이외에도 'IBC2000'과 '건축물하중 기준(2000)'을 섞어 놓은 것에도 부분적으로 몇가지 문제점이 있다는 점입니다.

그리고 <기초의 초과강도계수 적용문제>에 대하여는 상부의 기둥이 초과강도에 의해서 강하게 설계된다고 해서 기초가 개념적으로 '취약한 부재'가 되지는 않는다고 생각합니다.

FEMA 450의 4.6.1.7절에서는 불연속 벽체와 프레임을 지지하는 '기둥'에, 4.6.2.2절에서는 'collector element'에 특별지진하중조합을 적용하도록 규정하고 있습니다. 기초의 경우는 위의 두 조항 어디에도 해당되지 않는다고 판단됩니다

A 기준(KBC 2005 총칙)에서는 "건축물 및 공작물의 구조체에 대한 설계, 실험 및 검사,~~등의 기술적 사항을 규정함으로써~~ 안전성, 사용성 및 내구성을 확보하는 것을 그 목적으로 하며, "이 기준의 적용을 받는 건축물 및 공작물의 구조설계(구조계획, 구조계산 및 구조도면 작성),~은 책임구조기술자의 책임하에 ~ 수행하"고 구조설계 도서는 책임구조기술자가 "구조설계취지에 부합하도록 작성하"도록 하고 있습니다.

즉, 기준은 그 목적(구조체의 안전성, 사용성 및 내구성을 확보하는 것)과 원칙 등 최소한의 조건을 제시하고 있지만, 이러한 기준의 목적과 원칙에 부합하도록 개별 상황의 구체적인 경우마다 엔지니어가 구조설계취지를 명확히 하고 이를 구체화 해가는 과정에서의 판단과 적용은 엔지니어의 몫입니다.

실무하시면서 학구적 깊은 관심을 갖는 것은 우리구조기술을 더욱 발

전시키는 원동력입니다. 특히 강습회직후의 강습회관련 질의응답이라서 구조엔지니어들이 기술적 이해의 폭을 넓히는 좋은 계기가 되었음에 감사드립니다.

* 이상의 Q&A는 우리회 홈페이지(www.ksea.or.kr) <온라인상담>으로 질의응답한 내용입니다. 질의사항이 있으시면 우리회 홈페이지<온라인상담>을 이용하시기 바랍니다.

특히 이번호의 내진설계관련 질의응답중 제18회 기술강습회(건축물의 내진설계)관련 답변은 강습회강사(이동근교수님, 김용석교수님, 이한선교수님, 이인영소장님, 정광량소장님, 김석구소장님)께서 조언해 주셨습니다. 깊이 감사드립니다.

김석구 / (주)쓰리디구조 대표 skk@3ds.co.kr