

# 문 고 답 하 기

## 동적해석시 우발편심고려에 관한 질문입니다.

**Q 이필호**

정적해석이 비틀림증폭계수를 고려하기위해 우발편심을 고려하는데(KBC-2005에 보면 정적해석란에 우발편심을 고려한 비틀림 증폭계수를 적용하게 되어있는데) 동적해석시에도 우발편심에 관한 5%를 고려해야 하는것인지 궁금합니다.  
동적해석란에 보면 우발편심에대한 언급이 되어있지 않아 동적해석시 우발편심을 적용하지 않아도 되는지, 아님 정적해석란에 나와있는 내용을 참고하여 동적해석시에도 적용을 해야하는지 궁금합니다.

**A 기술중재위원회**

우발비틀림모멘트를 고려하는 이유는 내진설계기준에서 분명하게 고려하지 못하는 여러 요소의 효과를 고려하기 위하여 도입되었으며, 동적해석도 불분명한 요소를 고려할 수 없으므로 정적해석처럼 우발비틀림모멘트(평면치수의 5%)를 고려해야한다.

설계시 고려하지 못한 비틀림 성분

- 1) 지진의 건물 수직축에 대한 회전성분
- 2) 강성, 강도, 질량의 예측할 수 없는 실제와 계산상의 차이
- 3) 건물저면이 커짐에 따라 지반운동이 다르게 작용하여 비틀림 발생
- 4) 기초의 불균등배치, 지반의 불균등성, 지진하중의 비대칭성

## 벽체설계시 문의사항입니다.

**Q 이진호**

KBC2005 0511 벽체사항에 보면 0511.2.1.1 벽체는 계수연직축력이 0.4Agfck 이하이고 총 수직철근량이 단면적의 0.01배

이하인 부재를 가리키며, 이외의 부재는 0505, 0506의 압축부재의 설계 및 배근원칙을 따라야 한다.

문의 1) 계수연직축력이라는 말의 의미는 무엇인가요?

혹시 중력하중(D.L, L.L)에 대한 내용인가요?

문의 2) '총 수직철근량이 단면적의 0.01배' 에서 총 수직철근량이란 중력하중뿐 아니라 횡력에 의한 모멘트 등에 의해 배근된 철근량을 말하는 것인지 궁금합니다.

0511.3.6 수직철근이 집중배치된 벽체부분의 수직철근비가 0.01배 이상인 경우 0505.5.2에 따른 횡방향 띠철근을 설치하여야 하며, 이외의 경우에는 횡방향 띠철근을 설치하지 않을 수 있다. 이때 띠철근의 수직간격은 벽체두께 이하로 하여야 하며, 수직철근이 압축력을 받는 철근이 아닌 경우에는 횡방향 띠철근을 설치할 필요가 없다.

문의 3) '수직철근비가 0.01배 이상인 경우 0505.5.2에 따른 횡방향 띠철근을 설치' 에서 0505.5.2 항목은 압축부재의 횡철근 항목인데 해당 벽체를 압축부재에 대한 횡방향 띠철근 규정을 만족시키면 되는 것인지, 아니면 압축부재의 단면에 대한 규정 및 단면설계도 역시 만족시켜야 하는 것인지 궁금합니다.

문의 4) '수직철근이 압축력을 받는 철근이 아닌 경우에는 횡방향 띠철근을 설치할 필요가 없다' 에서 문의 2)와 유사한 내용인 듯하지만 압축지배적인 철근이 아닌 휨지배적인 수직철근이라면 횡방향 띠철근을 설치할 필요가 없는 것인가요?

**A 기술중재위원회**

질의하신 벽체설계의 일반사항은 KBC2005 0511이고, KBC2009 0511에서는 삭제되었음.

참고로 KCI 2003에서는 벽체는 계수연직축력이 0.4Agfck이하이고 총수직철근량이 단면적의 0.01배 이하인 부재로 정하였고, KCI 2007에서는 계수연직축력이 0.4Agfck이하이고 인장철근의 변형률이 0.004이상이어야한다고 규정하고 있다. 한편 KBC 2009에서는 상기조항을 삭제하고 벽체설계를 압축재로 설계하도록 권장하고 있으

며, 편심이 작은 벽체는 실용설계법(0511.4.2)을 적용할 수 있고, 휨인장이 설계를 지배하면 세장한 벽체의 대체설계법 (0511.4.3)을 적용할 수 있다.

- 1) 계수연직축력이란 극한강도설계법(강도설계법)으로 설계할 때 사용하중(고정하중, 활하중~~~)에 하중계수를 곱하여 산정된 연직방향 축력(Pu)을 의미한다.
- 2) 총 수직철근량이란 중력하중과 횡력에 의해 산정된 모든 철근량을 의미한다.
- 3) 횡력을 지지하기 위하여 벽체단부에 집중적으로 수직철근을 배치하는 경우 기둥의 상세 (0505.5.2)에 따라 횡철근을 보내야한다. 압축부재 단면제한은 삭제되었음.
- 4) 수직철근이 압축력을 받는 철근이 아닌 경우에는 횡방향 띠철근을 설치할 필요가 없지만, 벽체의 최소수평철근(0511.3.3)은 배치하여야 한다.

## 베트남 설계지진하중에 관해 문의 드립니다.

 이영진

안녕하십니까

베트남 설계지진하중에 관해 도움말씀 부탁드립니다.

[베트남 지진설계기준은 Eurocode8-2004(TCXDVN375:2006)

--> 실무적용기준UBC1997]

1. 각각 코드상에 기준이 되는 Ag정의가 달리 표현 되어있습니다.

그 정확한 정의에 대해 말씀 부탁드립니다.(중요도계수는 배제)

유로코드상의 Ag(유로) : Peak Ground Acceleration(PGA)

UBC1997상의 Ag(UBC): Effective Peak Ground Acceleration(EPGA)

2. 유로코드상에 Ag값을 UBC1997상에선 어떻게 적용하면 되올지요?

- 유로코드상의 Ag값을 UBC1997상 Ag값으로 그대로 적용되는지..

- 그렇지 않고 PGA를 EPGA로 변환하여 적용해야 한다면, 그 방법을 부탁드립니다.

cf) 예를들어 Ag(유로) = 0.11 --> Ag(UBC) = ??? --> 어느 정도의 지역계수에 해당?

제가 알아본 바로는 EPGA는 PGA의 1/2.5 정도라고 합니다..

그래서 EPGA로 변환시 2.5를 나눈값을 적용해야 되는 것 같기

도 하구요.

그렇지만 반면에, PGA는 구조물의 응답과는 관련이 없는 순수 지진파의 최대지반가속도로써 응답스펙트럼에 사용되는 것은 EPGA인 것으로 알고 있습니다. 따라서 유로코드상에서 표현은 PGA로 되어있지만 Ag(유로) 역시 EPGA를 의미하는 것이 아닌가하는 의문이 듭니다. 유로코드상의 단주기 영역 응답스펙트럼식-[Se(T)=Ag · S · η · 2.5]에서 2.5가 곱해져 있는 것으로 봐서도 그렇구요.

상기 의문에 대하여 좋은말씀 부탁드립니다.



(주)TVS FORUM 김상모

베트남에서 내진설계에 대한 규정은 베트남코드로서 정해진 것은 최근의 일입니다.

질문에서 언급하신 베트남 코드 TCXDVN375:2006가 내진설계규정에 관한 것으로 Eurocode8-2004와 거의 유사합니다.

제가 현지에 있었던 2007년 초에도 이 기준을 사용하기 보다는 UBC1997를 많이 사용하였습니다. 현지 엔지니어들도 따라하는 정도의 수준이라 아직은 유럽코드와 비슷한 베트남기준을 낫설어하더군요

하지만 기존의 모든 베트남 설계기준이 BS에 근간을 둔 것은 사실입니다. 콘크리트 강도 또한 Cubic mold 시험체의 값을 기준으로 하거든요. 그래서 콘크리트 설계강도를 표기할 때 Cylinder mold test강도와 구분하여 혼돈이 없게 표기하시는 것이 좋습니다.

Building Code of Vietnam(BCV)의 Volume 1(1997)의 Part 1 - Chapter3의 3.6.3에서 내진설계에 대한 기준을 언급하고 있는데, 베트남 건설성이 승인한 선진국의 내진규정을 적용할 수 있도록 되어있습니다. 아마도 이를 근거로 현재의 경향이 발생한 것 같습니다.

언급하신 PGA와 EPGA는 분명한 차이가 있습니다.

EPA는 최대지반가속도(Peak Ground Acceleration-PGA)와는 다르며, 이것은 응답스펙트럼 데이터 중에서 짧은 주기 범위 0.1초~0.5초 사이의 데이터를 평균하고 Normalizing factor(정상화계수) 2.5로 나누어서 구할 수 있는 값입니다.

유럽코드에서 Ag(Design ground acceleration on type A ground) = γ x Ag(중요도계수 x Reference peak ground acceleration on type A ground)로 규정하고 있습니다.

여기서 Reference라는 말이 있어 기준화된 최대지반가속도(Reference peak ground acceleration)로서 이를 EPGA로 해석하는 것이 바람직할 것입니다. 그래야 질문에서 언급하신 내용처럼 우리가 익숙한 다른 코드들과 비교할 때 나오는 값이 비슷하게 나오는 것도 확인할 수 있습니다.

그리고 베트남에서도 지역계수(Local map of seismic zones ; Appendix 2,3 in BCV, Vol3)를 규정하고 있습니다.

베트남의 수도인 하노이의 지역계수가 우리나라의 서울과 비슷한 수준입니다. 아마도 0.105g정도로 기억합니다.

즉 여기서 정하는 값을 우리가 사용하는 방법과 같은 방법으로 사용하는 코드에 적용하시면 맞을 것으로 판단됩니다.

## 벽면거푸집측압계산

### Q 조용부

콘크리트 표준시방서에서 벽체거푸집의 측압 계산식중 간단식에 따르면  $p = 2.4 \times 10^{(-2)} \times H$  (MPa)

- 1) 벽체의 높이(H)에 따라 측압의 변화가 있을뿐 벽체의 두께에 따른 측압의 변화가 없다. (예를 들어 타설높이 1.5m일때 벽체 두께가 100mm나 0.1m 나 측압은  $3.6t/m^2$ 으로 동일(타설 속도최소)또한 벽체 두께가 0.1m일때 단위 길이당 타설되는 콘크리트의 총무게  $0.1 \times 1.5 \times 2.4 = 0.36$  ton보다 큼)
  - 2) 거푸집 측압계산시 위의 식에서 계산된 측압에 벽체의 두께를 곱하는 것이 맞는것이 아닌지 궁금하며, 두께를 곱한다면 한쪽벽면 측압계산시 벽체 두께의 1/2만 곱하여야 하는지 전체두께를 곱하여야 하는지 ????
  - 3) 벽체 두께가 어느정도 이상이면 측압의 증가는 없을 것 같은데 그 두께는 어느정도로 봐야 할까요 ???
- 궁금합니다. 많은 조언 부탁드립니다.

### A 기술중재위원회

굳지 않은 콘크리트의 측압은 사용재료, 배합, 타설속도, 타설높이, 다짐방법, 타설시온도, 혼화재종류, 단면치수, 철근량 등에 따라 다르다. 보통포틀랜드시멘트를 사용하고, 단위용적질량이  $2400Kg/m^3$ , 슬럼프 100mm이하의 일반적인 콘크리트면 시방서에 의한 간편식을 쓸 수 있다.

- 1) 실무적으로 계산할 경우 굳지 않은 콘크리트의 측압은 수압, 토압 산정시 처럼 높이에 따른 변수이다. 수중, 지중 또는 콘크리트속 임의의 위치에서의 수평방향 응력은  $\sigma = \rho H$  임.
- 2) 계산된 단위면적당 측압에 면적을 곱하면 된다.
- 3) 벽체두께가 두꺼워도 측압감소는 없다.

## 구조기준과 KS 규격과 강재 강도 차이?

### Q 최호영

건축구조설계 기준의 강재의 재료강도와 KS 규격상의 항복점 강도가 차이가 납니다. 예를들어 SM490의 경우 구조기준은 325, 295 KS규격에는 325, 315, 295로 구분되어 있습니다. 차이가 나는 이유가 무엇이며 규격의 통일이 있어야 하는것 아닌지요 감사합니다.

### A 기술중재위원회

KS D 3515에서의 항복강도 [단위 : Mpa]

SM 490 A,B : ~16 이하, 16 초과 ~ 40 이하, 40 초과 ~ 75 이하, 75 초과 ~ 100 이하는 325, 315, 295, 295 이고 건축구조설계기준 2009 항복강도는 [단위 : Mpa]

SM 490 : 40 이하, 40 초과는 325, 295 로 강도가 차이가 나는 것이 사실이다.

건축구조설계기준을 도입할 당시 490 재료가 고강도로 인식되어 THK 16 mm 초과 ~ 40mm 이하의 강도는 물량을 줄이려는 목적으로 THK 40 mm 이하 부재에서 건축구조설계기준에 항복강도 325 (실제 강도는 325 이상 발현)로 도입된 것으로 추측되는데 이상과 같이 건축구조설계 기준과 KS규격이 상반되는 점이 있으나 KS 규격이 상위 기준이므로 KS 규격으로 적용해도 무방하고, 현재 건축구조설계기준을 적용하여도 무방하다고 사료되며 다만, 향후 건축구조설계기준 제정시 KS D 3515 에서의 항복강도를 궁극적으로 사용하는 것이 바람직할 것으로 판단된다.

## 보의 내진배근상세에서 스트럿간격 문의

### Q 정병순

예를들어 보 D = 450mm d = 370mm(2단 배근이라 가정)이라 했을 경우 보의 내진배근상세에서는 스트럿간격을 일반 실무자들은 d/4로 스트럿간격을 적용합니다.

d/4일 경우 보의 스트럿간격이 92.5mm로 나오는데 스트럿간격을 더블배근으로 92.5mm x 2 = 185mm로 보 스트럿 배근간격을 적용해도 무방한지 알고 싶습니다.

**A** 기술중재위원회

건축구조설계기준에서 정한 제한규정은 스티럽뿐만 아니라 압축부재등 여러 주요구조부재에 대하여 철근량과 철근간격에 대하여 따로 구분하여 규정하고 있다.

이러한 제한규정은 다만 최소한의 규정일뿐 자세한 사항은 설계자인 건축구조기술사의 판단이 중요하다고 생각되지만 최소한 철근량을 만족시켜야 될 뿐만 아니라 철근간격에 대한 제한조건도 만족시켜야 되는 것을 의미하니 최소한의 제한규정은 준수할 것을 제안한다.

**하중조합 및 적용계수 관련**

**Q** 박지훈

개정된 건축구조설계기준(KBC2009) 하중조합에 대해 문의할 것이 있어 글을 올립니다.

내수압 슬래브와 같이 지하수압에 대한 하중이 반영될 경우 기존 KBC2005 기준에서는 토압 및 지하수압에 해당되는 H를 적용하여 검토할 수가 있었습니다. 그러나 KCI2007 및 개정 KBC2009에서 지하수압에 대한 하중조합을 반영할 때 H<sub>v</sub>로 반영을 하는 것이 옳은 것인지 의문이 갑니다.

용어 정의에서 H<sub>v</sub>를 "흙, 지하수 또는 기타재료의 자중에 의한 연직방향 하중, 또는 이에 의해 생기는 단면력"이라고 정의되어 있으나, 하중조합 0503.3.1을 제외한 모든 하중조합에서 H<sub>v</sub>에는 토피의 두께에 따른 연직방향 보정계수인 a<sub>h</sub>가 붙어 있습니다. 이 경우 a<sub>h</sub>의 산정의 방식대로 산정하고 지하수압을 H<sub>v</sub>에 적용하는 것이 맞는지 아니면 0503.3.1의 하중조합으로만 지하수압을 산정하는 것이 옳은 것인지 알려주시면 감사하겠습니다.

**A** 기술중재위원회

KBC 2009로 개정되면서 지하수위를 고려한 하중조합은 아래와 같습니다.

$$U=1.2(D+F=T)+1.6(L+a_H H_u)+0.8H_h+0.5(L, \text{ 또는 } S \text{ 또는 } R)(0503.3.6)$$

$$U=0.9D+1.3W+1.6(a_H H_u+H_h)(0503.3.7)$$

$$U=0.9D+1.0E+1.6(a_H H_u+H_h)(0503.3.8)$$

1. 지하외벽 설계용 하중조합은 0503.3.6을 참조하여  $U=1.6(L+a_H H_u)$ 을 고려하면 다음과 같습니다.

$$U=1.6 \times (0.5 \times L) + 1.6 \times (0.5 \times \gamma \times h) : \text{토압만 작용하는 경우}$$

$$U=1.6 \times (0.5 \times L) + 1.6 \times (0.5 \times \gamma \times [h-h_w]) + 1.6 \times 1.0 \times h_w : \text{토압과 지하수가 함께 작용하는 경우}$$

h: 흙높이, h<sub>w</sub>: 지하수위, γ: 흙의 비중 (일반적으로 1.8)

2. 내수판설계용 하중조합을 고려할 경우

$$U=0.9D+1.6H_h \text{에서 } D \text{는 고정하중인데 안전을 고려하여 } 90\% \text{만 취하고 } H_h \text{는 내수판바닥에 작용하는 수압으로 산정하시면 됩니다.}$$

0503.3.2 와 0503.3.6에서의 a<sub>H</sub>는 옥상 정원 또는 지하주차장 상부에 재하되는 토피 두께가 큰 구조물의 중력방향 설계에 대한 계수로써 지하수압 산정과는 관련이 없습니다.

참고로 는 a<sub>H</sub> ≤ 2m 에 대해서는 1.0, h > 2m에 대해서는 a<sub>H</sub> = 1.05 - 0.025h 이며 0.875보다 작지 않아야 합니다.

a<sub>H</sub>를 취함으로써 H<sub>h</sub>에 대한 적용 하중계수는 토피의 두께가 2m 이하인 경우 1.6, 토피의 두께가 7m 이상인 경우 1.4 토피의 두께가 2m에서 7m사이인 경우 1.6에서 1.4 사이의 값을 직선보간한 값이 됩니다.

**kbc2009의 0103 중요도에 대한 질문입니다.**

**Q** 박지훈

0103절에 "다만, 리모델링의 경우 잔존수명을 고려하여 중요도를 하향조정할 수 있다"라고 되어 있는데, 지진하중과 연관지을 때 이말의 의미가 궁금합니다.

일반적으로 rc건물의 수명을 50년으로 보고 500년 재현 주기에 대하여 EPA를 0.11로 보는 것으로 알고 있습니다. (내진설계기준연구2).

그럼 20년된 건축물을 리모델링한다면 잔존수명이 30년이나 (50년의 신축건물로 지진하중을 산정하면 하중이 크니까) 중요도를 가지고 지진하중을 줄여보자는 의미인지, 아니면 좀 오래된 건물이나 다중이용해도 중요도가 떨어진다는 것인지 궁금하구요. 논란이 클 것 같은데 기술사회의 의견이나 경험이 많은 분들의 의견을 듣고 싶습니다.

그리고, 잔존수명이 얼마일 때 중요도를 얼마나 낮출 수 있는지에 대한 것도 궁금합니다.

감사합니다.



**A** 김석구 (우리회 회장)

kbc2009= 0103절에~다만, 리모델링의 경우 잔존수명을 고려하여 중요도를 하향조정할 수 있다~라고 되어 있는 것은 잔존수명이 얼마 남지 않은 건물을 리모델링하여 잠시 연장 사용코자할 때까지 신 내진규정의 중요도를 그대로 적용케하면 리모델링을 하지 않을 수 있으므로 리모델링의 활성화를 돕기위하여 융통성을 부여한 조항으로 생각바랍니다.

**지진력에 저항하는 부재의 철근강도 문의**

**Q** 이진호

KBC2009에서

0520.2.5 지진력에 저항하는 부재의 철근

이 조항은 특수모멘트 골조 또는 특수전단벽의 지진력저항부재의 철근에 적용하여야 한다.

0520.2.5.1 휨모멘트 및 축력을 받는 골조나 구조벽의 경계요소

지진력에 의한 휨모멘트 및 축력을 받는 골조나 구조벽의 경계요소에 사용하는 보강철근(KS D 3504)은 400MPa 이하로 다음 0520.2.5.2와 0520.2.5.3을 만족하여야 한다. - 이하 중략 -

문의 1) 해당 조항은 지진력을 받는 모든 시스템에 적용되는 것이 아니라 특수모멘트골조 또는 특수전단벽시스템에만 적용되는 것인지.

문의 2) KCI2007 "II.3.5 지진력에 저항하는 부재의 철근" 항목에는 적용할수 있는 철근 강도( $f_y=400MPa$  이하)에 대한 내용도 없고 특수모멘트골조 등과 같은 적용해야 하는 시스템적인 내용도 없습니다.

지진력에 저항하는 모든 골조 등은  $f_y=400MPa$  이하를 적용해야 하는 것인지..

**A** 김석구 (우리회 회장)

<문의1> 맞습니다. 해당조항은 특수모멘트골조와 특수전단벽시스템에만 적용합니다.

<문의2> KCI2007에는 없는 조항입니다. KBC2009 0520.2.5.1조항도 특수모멘트골조와 특수전단벽시스템에만 적용합니다.

**KBC2009 활하중 저감에 관련하여 질의사항입니다.**

**Q** 박지훈

KBC2005 0303.4.3 활하중 저감 제한사항에는 (1) 1개층을 지지하는 부재의 저감계수  $c$ 는 0.5이상, 2개층 이상을 지지하는 부재의 저감계수  $c$ 는 0.4 이상으로 한다. (2) 5kN/m2을 초과하는 활하중은 저감할 수 없으나 2개 층 이상을 지지하는 부재의 저감계수  $c$ 는 0.8까지 적용할 수 있다. (3) 활하중 5kN/m2 이하의 공중집회 용도에 대해서는 활하중을 저감할 수 없다. (4) 승용차 전용 주차장의 활하중은 저감할 수 없으나 2개층 이상을 지지하는 부재의 저감계수  $c$ 는 0.8까지 적용할 수 있다. 라고 명시가 되어 있습니다. 만약 지하 2개층인 주차장의 경우 상기 적용을 적용할 때(단 Roof층의 활하중이 16kN/m2이라고 가정) (4)조항에 의거 기둥과 기초의 경우는 활하중을 0.8까지 저감가능할 거라고 생각이 듭니다만, 이 경우 지하 2층 기둥과 지하 1층 기둥을 별도의 부재로 나누어 지하 1층의 경우는 상부 1개층을 지지하는 부재로 판단하여 활하중을 저감하지 못하고 지하 2층 기둥의 경우만 활하중을 저감하는 것이 맞는지 지하 1,2층 기둥부재 모두를 활하중 저감대상으로 봐도 되는지 궁금합니다.

이에 대해 의견을 주시면 감사하겠습니다.

**A** 김석구 (우리회 회장)

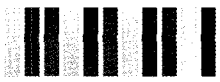
위와 같이 승용차전용주차장의 경우 "2개층이상을 지지하는" 지하2층 기둥만 활하중을 저감할 수 있습니다. 지하층 기둥은 활하중을 저감할 수 없습니다.

**EXP.JOINT**

**Q** 이선희

평면상 직사각형 철골조 건축물로서 장축의 길이가 160M가 넘습니다.

EXP.JOINT가 필요 없는지 궁금합니다.



**A** 김석구 (우리회 회장)

E<sub>s</sub>는 평면상의 길이뿐만 아니라 구조물지지점의 형태, 철골조 기둥높이, 온도변화, 실내외온도차 등을 함께 고려하여 판단해야 합니다. 즉 골조부재들(온도변화에 따른 접합부 변형각 등)과 골조에 고정시킨 마감재료가 온도변화를 수용할 수 있는지 여부 등 종합적으로 판단해야 합니다.

**KBC 2009 적용에 관한 문의 (지진응답계수 최소값관련)**

**Q** 신상익

현재 KBC2009 개정안의 지진응답계수의 최소값 규정이  $C_s=0.01(0.306.5.4)$ 으로 되어있습니다.

이러한 규정의 변화는 ASCE 및 IBC등의 규준을 참고하면서 저희 국내 구조설계 규준도 수정 보완되어지고 있는데, 저희 규준이 참고하고 있는 이러한 규준들에서 이  $C_s$ 값의 최소값이 예전 규준값으로 다시 변경 검토되고 있는 것으로 알려지고 있습니다.

최종 개정 발표되는 KBC2009에는 그대로 이  $C_s$  최소값이 0.01로 유지되는지 아니면 KBC2005의  $0.044 * S_{ds} * I_e$  수준 값으로 변경되는지 궁금합니다.

**A** 김석구 (우리회 회장)

고시된 KBC2009에서  $C_s$  최소값으로 0.01을 택하고 있습니다.

**말뚝기초의 연단거리에 대해서**

**Q** 문원태

말뚝기초의 연단거리, 즉 말뚝 중심으로부터 콘크리트 연단까지의 거리를 말뚝직경의 몇배, 예를들면 말뚝직경의 1.25배... 이런 식으로 정하고 있는데요.

말뚝중심간 거리를 말뚝직경을 기준으로 표현하는 것은 지금히 당연하다고 볼 수 있지만 연단거리는 좀 아니라는 생각이

듭니다.

차라리 기초에 사용하는 철근의 정착길이, 말뚝둘레 편칭강도에 따라 결정되는 것이 맞다고 보는데요. 기술사회 의견 요청합니다. 그리고 간혹 가다 연속기초의 단차부에서도 말뚝의 연단거리를 적용하는 분이 계시는데 이에 대한 판단도 요청드립니다.

**A** 김석구 (우리회 회장)

기초판주변으로부터 말뚝중심까지의 최단거리는 말뚝지름의 1.25배로 합니다.(kbc2009 0407.11참조)

**주차장 활하중에 대한 문의**

**Q** 광규상

개정예정인 KBC2009의 활하중기준중 승용차전용주차장 활하중이 기존 주차구역  $4KN/m^2$  통행로  $6KN/m^2$ 에서  $3KN/m^2$ 으로 하향조정되는 것으로 알고 있습니다.

알고있기에 당초  $4KN/m^2$ 이었던 통행로의 활하중을  $6KN/m^2$ 으로 상향조정하는 이유가 주차장의 균열발생 때문인 것으로 알고 있는데 하향조정하는 이유가 궁금합니다.

또한 최근에 많은 SUV차량은 승용차전용에 해당하나요. 아니면 경량트럭에 해당하는 건가요(SUV차량은 과거 승용차하중보다 많이 무거운 것으로 알고 있습니다) 명확한 구분이 필요할 것 같습니다.

**A** 김석구 (우리회 회장)

지하주차장의 균열발생은 설계하중의 과소문제보다 횡토압에 따른 슬래브응력과 부재간 강성차이(외벽과 슬래브, 모서리슬래브와 중앙슬래브간),시공상의 부실/부주의(지연조인트 미설치, 거푸집존치기간 미준수, 양생미흡, 온도철근부족 등등)가 더 큰 이유일 것입니다. 이러한 시공상의 부실 등에 대비하여 설계하중을 증가시켜서 해결할 수도 있겠으나, 그럴경우 현장에서는 설계상 여유가 있다며 더욱 부실하게 시공관리할 우려가 되기도 합니다. 또한 최소값을 규정하는 건축구조기준에서 설계하중을 크게 정해 놓으면 경량철골주차장 등이 설계기준을 맞출수 없게 하여 국내기준상으로는 불법구조물로 건설할 수 밖에 없을 우려도 있습니다. 따라서 설계하중은 합리적으로 규정한 최소값이므로 구조엔지니어가 필요시 상향조정하여 적용하면 될 것입니다.