

kbc2008 개정안에서 고력볼트의 공칭강도

Q 성창원

안녕하세요..

고력볼트에 대한 자료를 찾아보니 kbc2008 개정안에서 고력볼트의 공칭강도가 kbc2005에 비해 약 1.7배 가까이 증가된 것 같던데(물론 강도감소계수는 0.9에서 0.75로 감소되긴 했지만), 잘못 표기된 것이 아니라면 왜 이렇게 증가되었는지 알고 싶습니다. 그리고 AISC의 ASD와 우리나라의 ASD에서 F10T와 A325는 거의 같은 내력을 발휘하는 것으로 알고 있는데, kbc2008을 적용하면 설계강도가 AISC의 LRFD보다 약 20% 정도 높게 평가되는 것 같은데, 제가 잘못 생각하고 있는건 아닌지 궁금해서 질문을 올렸습니다.

답변 부탁드립니다.

A 최준식 부회장

■ 고력볼트의 공칭강도

KBC2005 : 고력볼트의 접합은 기본적으로 마찰접합을 대상으로 하고 있으며, 고력볼트 강종 별로 인장력에 대해서는 이간강도(F_{ts})를, 전단력에 대해서는 미끄럼강도(F_{ss})를 정하여, 여기에 강도저감계수와 볼트의 공칭단면적을 곱하여 접합부의 설계인장강도와 설계전단강도를 구하도록 규정하고 있습니다.

KBC2008(안) : KBC2005와는 달리 지압접합 규정도 도입하였으며, 고력볼트 강종 별로 공칭인장강도(F_{nt})와 지압접합의 공칭전단강도(F_{ns})를 정하여 설계인장강도와 지압접합의 설계전단강도를 구하도록 규정하고 있습니다. 또한, 마찰접합의 설계미끄럼강도는, 고력볼트의 강종과 지름에 따른 설계볼트장력, 미끄럼계수, 구멍종류(표준구멍, 대형구멍과 단슬롯구멍, 장슬롯구멍)에 따른 계수 등을 도입하여 산정하도록 규정하고 있습니다.

이를 KBC2005와 비교하면 설계인장강도는 1.37, 설계미끄럼강도는 1.13(표준구멍), 0.96(대형구멍과 단슬롯구멍), 0.79(장슬롯구멍)

의 비율이 됩니다. 설계인장강도가 KBC2005에 비하여 크게 된 것은 인장재의 인장강도 산정 기준을 볼트에 그대로 적용한 것 때문으로 보입니다. 설계미끄럼강도는 대형구멍과 단슬롯구멍의 경우는 KBC2005와 크게 다르지 않고, 표준구멍은 더 크게 장슬롯구멍은 더 작게 산정되어, 구멍종류에 따라 강도가 달라지는 KBC2008이 더 합리적으로 보입니다.

■ F10T와 A325

F10T의 공칭인장강도는 750MPa, 공칭전단강도는 400MPa이며, A325의 공칭인장강도는 620MPa, 공칭전단강도는 330MPa 이므로, F10T의 공칭강도가 A325 보다 20% 더 크고 설계강도 산정식이 유사하기 때문에, F10T의 설계강도가 A325보다 20% 더 크게 나옵니다.

지하옹벽하부의 응력과 배근

Q 이동현

RC조에 대한 질문입니다.

지하옹벽은 대개가 기초로부터 시작하여 상부층의 슬래브나 보에 연결하게 되지요. 그런데 옹벽을 해석하고 응력을 산출할때 하부의 기초와 연결되는 부분의 고정도를 인위적으로 입력하는 기능이 M프로그램에 있어서 그런지는 모르겠으나, 분명하게 기초두께가 옹벽두께보다 두배이상 두꺼운데도, 위에 열거한 고정도에 따라 하부의 휨응력이 적게나오게 되어 배근이 상부층단부 보다 적은 경우가 있네요.

무엇이 맞는지 알고싶네요.

혹자는 단순보로 하여도 된다고, 외부쪽배근이 적으면 중앙부내부철근을 많이 배근하여 모멘트재분배를 통하여 설계하여도 안전하다는데 무엇이 맞는 답인지 아리송해요.

물론 하부모멘트는 옹벽에 최대 50% 이상은 분배 안될텐데? 확실한 답을 기다릴게요. 질문의 설명이 잘안될나요?

A 최준식 부회장

지하외벽(옹벽 보다 더 적절한 용어 임)과 기초판은 연속되어 있으므로 지하외벽과 기초판이 연결되는 부분의 고정도에 따라 지하외벽의 휨모멘트와 전단력이 달라집니다.

고정도를 입력하는 프로그램을 사용한다면 기초판의 두께와 폭, 기초판과 연결된 지중보 또는 바닥 슬래브의 강성 등에 따라 고정도를 적절하게 평가하여 해석하여야 합니다.

고정도의 평가가 옳이하지 않으면 지하외벽과 기초판, 지중보, 바닥 슬래브 등을 포함한 해석 모델을 통하여 좀더 정밀한 해석을 수행하여야 합니다. 물론 모멘트 재분배에 의하여 해석 상의 오차가 어느 정도 보정될 수도 있지만, 기준에서 허용하는 재분배율이 최대 20%(철근비에 따라 다름)임을 감안하면 오차의 범위가 모멘트재분배율 이내로 유지되도록 해석하여야 할 것입니다.

휨모멘트가 재분배되기 위해서는 소성힌지단면이 휨항복한 후에도 회전변형능력이 어느 정도 확보하여야 하기 때문에 재분배율을 제한하고 있습니다. 따라서 극단적으로 단순보로 가정하거나 50%의 재분배율을 기대하는 것은 무리한 설계가 될 수 있습니다.

KBC2007 하중계수문제

Q 박석진

안녕하십니까? 콘크리트설계기준-2007의 내용을 보던중 궁금한 사항이 있어 이렇게 글을 올리게 되었습니다.

다름이 아니라, 지금까지 아파트 지하주차장 설계시 주차장 상부에 놓이는 토피 부분을 고정하중으로 가정하고 설계를 해 왔습니다. (관행적으로) 그러던 중 이번에 개정된 콘크리트설계기준-2007을 접하는 순간 약간 당혹스러운 해설편을 보게 되었습니다.

“알파×Hv” 항 인데요 이것의 하중 Factor가 1.6인 것을 보고 당황 하였습니다. 그래서 ACI의 원문을 좀 보게 되었습니다. 내용을 천천히 보니 역시 1.6을 적용하는 것이 Code상으로는 적당하다고 생각합니다.

그럼 지금까지 관행적으로 적용한 것은 저희가 좀 잘못 접근한 것일까요? 심히 고민됩니다.

해설편을 유심히 보면 토피의 높이에 따라 보정이 가능한 것으

로 보입니다. 최대 변화가능한 Factor는 1.6~1.4 (토피 높이가 약 7.0 m 기준)입니다. 통상적으로 주차장의 토피는 1.0~1.2 m 정도로 설계되고 있습니다. (Factor : 1.6 적용)

이러한 사항은 ACI에는 없는 것으로 기준에서 저희들이 지금까지 사용한 1.4에서 차이가 너무 많이 발생하여 이를 일부 보정하기 위한 추가사항인 것으로 추정됩니다.

기준을 집필하셨거나 관련된 분이 계시면 관련사항을 좀 등재하여 주십시오. 추가적으로 저의 개인적인 생각입니다.

보통 고정하중과 적재하중을 구분하는 기준은 변동율이 얼마나 큰가에 중요한 관점이 있다고 생각합니다. 통상적으로 국내의 아파트 주차장의 경우는 한번 공사가 이루어지면 토피의 변화가 거의 없을 것으로 판단되는데 이러한 관점으로 보면 고정하중의 범주에 더 가깝게 접근하는 것이 아닌지요? (개인적인 생각입니다.)

물론 국부적으로 식재 때문에 토피가 더 쌓이는 구간도 있을수 있다고 생각합니다. 지금 콘크리트설계기준-2007을 적용하시는 여러사무실들은 어떻게 진행을 하는지도 궁금합니다. 사무소마다 주차장의 토피를 여러가지 관점에서 접근할수 있어 혼선이 발생할 것으로 우려됩니다.

구조기술사회 차원에서 지침을 주시면 동종업종에 종사하는 기술자들 서로간의 혼선이 발생하지 않을 것으로 생각합니다. 지금까지 글을 읽어주셔서 감사합니다. 좋은 답변 부탁드립니다. P.S 이러한 내용이 확정되시면 일반게시판에도 등재하여 여러기술사 사무소 및 실무자들이 접할수 있도록 하였습니다.

A 최준식 부회장

콘크리트설계기준-2007에 의하면 지적하신 대로 흙의 연직방향하중(Hv)에 대한 하중계수를 1.6으로 하고, 토피의 두께에 따른 보정계수(알파H)를 곱하도록 규정하고 있으며, 이 규정은 건축구조기준(KBC2009)개정안에 포함되어 있습니다. 또한 ACI318 에서도 오래 전부터 H(“=loads due to weight and pressure of soil, water in soil, or other materials, or related internal moments and forces”)에 대한 하중계수는 1.6으로 규정하고 있습니다.

그러나, 현행 건축구조설계기준(KBC2005)에는 H의 하중계수를 1.8로 규정하고 있으며, “H=흙, 지하수 또는 기타 재료의 횡압력에 의한 하중 또는 이에 의해 생기는 단면력”으로만 정의하여, 흙의 연직방향하중에 대한 하중계수를 따로 규정하지 않고 있어서 이를 고정하중으로 간주하고 있습니다.

이 규정을 명확히하기 위해서는, 건축구조기준(KBC2009)개정안에 대

한 재검토가 이루어져야 할 것으로 보입니다. 참고로 IBC2006, ASCE 7-05를 살펴보면 H에 대한 하중계수는 1.6으로 동일하지만 H의 정의가 ACI318과는 달리 다음과 같이 되어 있습니다.

IBC2006/ASCE 7-05 : "H=Load due to lateral earth pressures, ground water pressure or pressure of bulk materials."

즉, 건축구조설계기준(KBC2005)과 마찬가지로 흙의 연직방향하중에 대한 하중계수를 따로 규정하지 않고 있습니다.

또한, IBC2006에는 다음과 같은 규정이 있습니다.

"1607.11.2.3 Landscaped roofs. Where roofs are to be landscaped, the uniform design live load in the landscaped area shall be 20 psf (0.958 kN/m²). The weight of the landscaping materials shall be considered as dead load and shall be computed on the basis of saturation of the soil."

즉, 조경재료의 중량은 고정하중으로 간주하여야 하며, 포화토를 바탕으로 하여 그 하중을 산정하여야 한다는 것입니다.

IBC는 ACI318과 달리 흙의 연직방향 하중을 고정하중으로 간주하도록 규정하고 있습니다.

트러스 구조해석방법 의견바랍니다

주진욱

안녕하십니까? 구조해석상 기술자간 이견이 발생하여 기술사회의 답변을 바랍니다

구조 : 철골구조 지상3층

검토부위 : 18미터 캔틸레버 (지상3층 일부분만 캔티로 됨)

구조형식 : 비렌디엘 트러스 (모멘트 접합)

조건 : 지상3층 바닥은 건식 경량으로 데크플레이트 위 목재 마감
(→ 트러스 하현재 역할)

지붕층은 데크플레이트 위 콘크리트 슬래브(두께 150mm)
(→ 트러스 상현재 역할)

해석이견

1) ALT-1 : 비렌디엘 트러스는 휨/전단의 거동으로 지지하지만, 트러스의 상현재와 하현재는 압축/인장의 축력이 매우 크게 되므로, STORY DIAPHRAGM을 고려하지 말고 해석해야한다. 더욱이 지붕층 슬래브는 인장력이 발생하므로 더더욱 다이아프램을 고려해서는 안 된다.

2) ALT-2 : 지붕층 슬래브가 인장을 받더라도 데크 트러스 철근이 충분히 인장력을 받을 수 있으므로 DIAPHRAGM 거동을 할 수 있으니, STORY DIAPHRAGM 으로 고려해도 된다. → 상기와 같은 의견의 차이로 실제 부재력이 매우 크게 달라지게 되어 부재 단면이 큰 차이를 보이며, 캔틸레버 끝단의 수직처짐도 매우 크게 다르게 나타남. 참고적으로, 글을 쓰는 저는 당연히 ALT-1이 맞다고 강조하고 있으나, 전혀 커뮤니케이션이 되지 않아 이렇게 기술사회의 객관적 판단을 듣고자 하오니 가급적 정확한 판단을 내려주시기 바랍니다.

서규석 위원장

주진욱님 반갑습니다.

먼저 본 답변은 저희회 공식입장이 아닌 개인적인 소견입니다.

우리회에서는 Q&A를 통하여 간단한 구조적인 문제에 대하여 답변드리고 있습니다만, 해석상 의견이 다를 수 있어 회원 간 대립하는 경우에는 우리회에 정식으로 중재를 요청하시기 바랍니다.

답변 드리겠습니다.

3층건물에 캔틸레버가 18m인 비렌디엘트러스 구조이군요. 철골건물은 일반적으로 설계시 단면력보다는 처짐이 문제이고, 처짐이나 변위 때문에 단면을 키우는 경우가 많습니다.

일반 보의 처짐보다 캔틸레버의 처짐 한계는 1/250로크지만 과도한 처짐은 사용성에 문제를 야기 할 수 있습니다.

더욱이 비렌디엘트러스는 전단력을 부담하는 사재가 없어 상하현재가 휨으로 저항하므로 큰 단면력이 산정되고 처짐 또한 커지게 됩니다.

비렌디엘트러스와 지붕슬래브는 STUD로 연결되어 있을 것이고, 처짐이 발생하면 기존 슬래브의 단부 인장력에 처짐에 의한 인장력이 추가되어 균열을 크게 유발 할 수 있을 것이고, 해석상 가정한 DIAPHRAGM은 균열발생으로 비렌디엘트러스의 상현재의 인장력을 부담하기가 어려울듯합니다. 따라서 슬래브 DIAPHRAGM을 무시하고 안전측으로 해석하는 것이 타당 할 것으로 사료됩니다.

층간변위의 결정

손승현

벌써 사용한지 한참이 지난 기준내용에 대해 질의를 하게 되어

쑥스럽습니다. ^^;

다름이 아니라 KBC2005의 층간변위에 관해 질문이 있어 답변을 요청드립니다.

등가정적 해석의 내용에서

① 'KBC2005 0306.5.7.1 층간변위의 결정' 에서 변위해석만을 목적으로 할 경우, 건물의 고유주기 T의 산정에 0306.5.4에 제시된 주기의 상한값을 적용할 필요는 없다."라고 되어 있는데, 그렇다면 층간변위 산정시에 사용할 수 있는 주기로 0306.5.4의 약산법에 의한 기본주기 이외에 어떠한 방법으로 산정한 주기값의 사용이 가능한 것인지요?(응답스펙트럼 해석법에 의한 주기를 사용할 수 있다는 내용인지요?)

동적해석의 내용에서

② 'KBC2005 0306.7.7.2' 에서 보정계수($C_m = V/V_t$)를 '0306.7.7.1' 에서 구한 설계값에 곱하여 사용하도록 되어 있고, '0306.7.7.1' 의 설계값에는 층간변위가 포함되어 있는데, 그렇다면 동적해석(응답스펙트럼해석)을 한 결과로 층간변위를 결정하고자 할 경우에는 층간변위에 보정계수(일반적 용어로 Scaleup factor)를 곱해야 하는 것인지요?

③ '①' 에서 사용가능한 주기가 동적해석(응답스펙트럼해석)에 의한 주기라면 늘어난 주기로 인해 감소된 지진응답계수 및 이에 따른 밀면전단력 감소를 감안한 변위량을 기준으로 P-Δ 효과 및 층간변위를 검토하면 되는지요?

④ '②' 에서 보정계수(C_m :scaleup factor)를 곱하도록 한 내용이 KBC2008(안)에서는 곱하지 않도록 변경되는 것으로 알려져 있는데, 2008년 9월 현재 설계시에 응답스펙트럼 해석법을 사용하고 층간변위 검토 및 산정시에 보정계수를 곱하지 않는다면 KBC 상의 문구를 기준으로 판단할 때, 기준(법률)을 어기는 설계로 생각해야 하는지요?

답변 부탁드립니다. 좋은 하루 되십시오

A 강도안 위원장

다음의 답변은 개인 의견임을 먼저 말씀드립니다 기준에 대한 의문은 각 항목마다 담당하셨던 집필위원께 질의 하시는 것이 더 정확한 답변을 얻을 수 있으리라고 생각합니다.

① 아시다시피 모든 구조물은 강성과 무게(질량)가 있습니다 그것을 근간으로 구조해석을 해서 얻은 구조물의 고유주기를 사용하면 됩니다 따라서 구조 해석시 3차원 모델링을 해서 구조물의 고유주기를 산출해 내는 해석 프로그램은 다 적용 할 수 있습니다 물론 공인된 해석 프로그램이면 됩니다.

② 0306.7.7.2항의 경우를 만족할 경우에는 층간 변위에 보정계수를 곱하는 것이 옳다고 판단됩니다

③ 0306.5.3항에 있는 조항에 만족한다면 동적해석에 의해 따라 나온 것을 기준으로 안전성 검토나 부재 내력검토를 하시면 된다고 판단됩니다.

④ 2009년 2월 현재 KBC2009기준이 실무자들에게 아직 배포가 되지 않은 것으로 알고 있습니다. 이 기준이 언제부터 발효가 되는 것인지, 언제까지 전기준을 사용할 수 있는지는 관할관공서에 질의 하시는 것이 확실하다고 생각합니다.

정착및 이음길이 상세식 계수중 n 값 질문

Q 김상태

n=쪼개질 가능성이 있는 평면을 따라 정착되거나 이어지는 철근 또는 철선의 수 라고 정의되어 있는데,

1) 쪼개질 가능성이 있는 평면의 정의가 무엇인지요?

2) 보의 경우 단부쪽 상부근에 대한 정착및 이음길이를 산정한다면 n 값은 상부근의 전체 철근갯수인지, 아니면 상하부의 전체철근 갯수인지 궁금합니다.답변부탁드립니다.수고하세요~

A 한덕희 기술중재이사

1. 쪼개질 가능성이 있는 평면이란?

만약 철근의 피복복두께가 충분하고 철근이 촘촘히 배치된 경우 인장력을 받는 철근 주위의 콘크리트 응력이 증가됨으로써 철근열을 따라 수평면으로 균열이 확대되기 시작한다.

이러한 현상이 철근 주위 콘크리트의 전형적인 찢어짐(splitting) 파괴 이다. 이때 찢어짐 파괴가 일어날 것으로 예상되는 예를 들어 보 단면상의 주철근 중심의 수평면을 "쪼개질 가능성이 있는 평면"이라 할 수 있습니다.

2. n값 산정시 기준이 되는 해당철근

splitting 파괴의 매커니즘을 고려할 때 질의하신 단부쪽 상부근의 정착/이음길이 산정시 반영될 splitting plane상의 해당 철근은 상부근중 정착되거나 이어지는 철근만을 고려함이 합리적일 것으로 사료됩니다.(정착되거나 이어지는 철근이란 전체 철근 중에서, 부재 길이전체에 걸쳐서 연속되는 철근을 제외한 철근입니다. 콘크리트 구

조설계기준 건축구조물 설계예제집(2004) 예제 8.1을 참고하시기 바랍니다)

3. splitting failure에 대한 제안

splitting 파괴의 위험면은 피복두께, 철근순간격의 1/2, 측면피복두께 중 얇은 곳에서 발생 하게 되므로 철근피복두께와 순간격을 적절히 확보하는 것이 좋습니다. 슬래브가 있는 보의 상부근 보다는 하부근에서 발생되기 쉽고, 스테럽이나 띠철근은 잠재적인 찢어짐 파괴면에서 충분히 정착되는 것이 바람직합니다.

기둥철근간격부족시 검토방안

Q 송기섭

현장 방문 결과 기둥의 주철근 간격이 설계기준에서 제시한 최소순간격 40 mm에 크게 미흡(최소10 mm정도)하게 시공되어 있습니다. 이럴 경우 기둥의 구조적 안전성 검토는 어떻게 하여야 하는지 알고 싶습니다.

또한 기준에 보면 철근의 위치가 설계 위치에서 db이상 벗어날 경우 책임기술자의 승인을 얻어야 한다고 명시되어 있는데 그렇다면 기둥과 보의 접합부에서는 철근shop이 작성된 후(기준에서는 권고사항임) shop에 따라 철근의 위치 이동이 있을 경우 재검토를 해야한다는 의미인지 알고 싶습니다. 참고로 기둥철근은 압접이음입니다.

A 한덕희 기술중재이사

1. 기둥 종방향철근이 최소 순간격을 만족 못하는 경우

해당기둥의 주철근 배치상황등이 제시되어 있지 않아 정확한 의견 제시는 어려우나, 해당기둥의 주철근 및 띠철근 배치현황을 분석하고 기둥의 설계단면력등에 대한 검토와 함께 적용될 이음방법 및 타설될 콘크리트의 최대골재크기 공보발생여부 등을 종합적으로 검토하여 적적성여부를 판단해야 할것으로 사료됩니다.

2. 철근의 위치가 db이상 벗어날 경우

기둥 배근 단면상의 설계상 철근 위치와 시공된 철근의 위치가 과도하게 차이가 날 경우 해당 기둥의 저항내력에 차이가 있을 수 있으므로 변경된 위치에 대한 단면 재검토가 필요할것으로 판단됩니다.

슬래브 하부근의 표준 갈고리

Q 반응길

아파트 베단다는 대부분 캔틸레버로 되어 있습니다.

이때 슬래브배근에서 상부근은 끝단에서 갈고리로 하고, 하부근은 갈고리 없이 끝내도 되는지 궁금합니다.

현장의 시공자 들은 하부근에 갈고리가 있으면 이를 바닥에서 세워야하는 번거로움 때문에 꺼려 하더군요. 구조적으로 하부근의 갈고리가 없어도 무방한지 알려 주시면 감사하겠습니다.

A 한덕희 기술중재이사

캔틸레버 슬래브의 상부인장철근은 반드시 끝단에서 표준 hook로 마무리되어야 하나, 하부근의 경우에 있어서는 표준 hook는 생략될 수도 있다고 사료됩니다.

철근 정착 및 이음길이에 관한 질문

Q 광철승님, 방중석님, 광규상님 외 여러분

벽체수평근의 이음길이 문제 : 건축구조설계기준 "0508 정착 및 이음" 중 alpha 계수를 벽체의 수평철근에 어떻게 적용하는 것이 좋은가에 대하여 여러분이 다양한 질문 및 의견을 주셨습니다.

A 김용남 기술중재이사

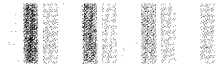
우선, 건축구조설계기준 "0508 정착 및 이음" 중 alpha 계수는 다음과 같이 정의 되어 있습니다.

alpha = 철근배근 위치계수

1. 상부철근(정착길이 또는 이음부 아래 300 mm를 초과되게 굳지 않은 콘크리트를 친 수평철근) 1.3

2. 기타철근 1.0

글자그대로 해석한다면, 벽체의 수평철근은 대부분 상부철근에 해당하게 되는데, 이에 대하여 관련문헌을 조사하고 토의한 결과 다음과 같이 판단하는 것이 합리적이라는 결론을 도출하였습니다.



Question & Answer

1. alpha 계수 결정의 근거가 되는 논문 "Investigation of 'Top Bar' effects in Beam"의 제목에서 알 수 있듯이, alpha 계수의 적용은 휨재의 인장철근에 적용하는 계수이다. 벽체의 수평철근은 휨인장철근이라 볼 수 없으므로, 해당되지 않는다(일본건축학회의 '상단근' 개념도 대상철근의 하부에 30 cm이상의 콘크리트를 타설하는 경우를 지칭하지만, 대상부재를 휨재에 국한하고 있다. 철근콘크리트구조계산규준 6조)
2. "Investigation of 'Top Bar' effects in Beam"의 수평철근은 Finish Line근처에 있고, 수도 많아서 특히 콘크리트의 침하, 레이턴스의 영향을 많이 받게 되지만, 벽체철근의 대부분은 침하, 레이턴스의 영향에서 벗어난 위치에 있다.(논문에서 사용한 부재의 크기는 폭 229 높이 457 mm의 보 부재라서, 이것을 그대로 벽체에 적용하는 것은 무리가 있다)
3. 결론
[상부철근계수 1.3은 300 mm를 초과되게 굳지 않은 콘크리트를 친 슬래브, 보, 기초 등의 수평인장철근에만 적용하는 계수로, 벽체의 수평철근은 기타철근으로 고려하여 alpha 계수는 1.0을 적용한다]

1층 최외곽보의 동결심도 깊이 적용에 관한 질의

Q 이종식

기초는 동결심도 깊이를 적용하여 구조설계에 반영합니다. 그럼, 지하층이 없는 건물의 1층 최외곽보도 흙의 동결과 융해현상에 의한 하자를 방지하기 위해 동결심도 깊이를 고려해서 구조설계에 반영해야 한다고 생각합니다. 그런데 이에 대한 근거 자료나 적용여부에 대한 의견이 엇갈리는 것 같아 이에 관한 판단이 필요합니다. 공식적인 답변을 부탁드립니다.

A 서규석 기술중재이사

겨울철 흙속의 물과 흙이 함께 동결하여 팽창하였다가 봄철에 융해될 때 땅이 연약해지면 기초의 부등침하로 건물에 하자를 발생 시킬 수 있어, 기초의 저면을 동결심도 이하에 설치하여야 합니다. 기초바닥을 동결심도이하에 설치 할 수 없다면 동해를 일으키지 않는 재료로 치환하면 됩니다. 동해를 방지하는 방법에는 치환공법, 단열공법, 안정처리공법, 배수공법 등이 있습니다.

질문하신 동결심도 깊이적용은 상부하중을 지지하는 기초하단에 해당됩니다.

만약 1층 외곽보가 줄기초 역할을 한다면 동결심도를 확보하여야 합니다.

상부철근 적용에 대한 질의

Q 김창호

이음, 정착길이 산정시 상부철근 적용여부에 대해 질의드립니다.

예를 들어 내수압판 슬래브의 두께는 400 mm이며 내수압판은 두께900 mm의 독립기초에 정착될시 내수압판 슬래브 상부근은 기준에 의해 상부철근에 의한 정착길이를 산정하여 정착하지만, 내수압판 슬래브 하부근이 독립기초에 정착될시 내수압판 슬래브 하부근 아래 300 mm를 초과하므로, 내수압판 슬래브 하부근도 상부철근에 의한 정착길이를 산정하여야 하는지 궁금합니다.

A 김상식 기술중재이사

철근배치 위치계수 알파는 인장 이형철근 정착길이에 관련된 계수입니다. 일반적인 슬래브에서는 하부근이 압축을 받게되므로 알파(alpha) 계수에 의하여 영향을 받지 않는 철근으로 볼 수 있을 것으로 판단됩니다.

그러나 내수압판 슬래브에서는 수압에 의한 영향이 크기 때문에 기초판과 인접한 부위의 슬래브 하부근은 인장력을 받게 되고, 대상철근의 하부에 300 mm를 초과하는 콘크리트를 타설하게 된다면 알파계수를 적용해야 할 것으로 판단됩니다.

※ 이상의 Q&A는 저희 홈페이지(www.ksea.or.kr) <온라인 상담>으로 질의응답한 내용입니다. 질의사항이 있으시면 저희 홈페이지<온라인 상담>을 이용하시기 바랍니다.