

1 BS 코드를 이용한 박스구조물의 설계

글 이 타 \ 공학박사 \ 토목구조기술사 \ 토목기술부 차장 \ 전화 02-3433-7773 \ E-mail yita@ssyenc.com
 글 조현준 \ 공학박사 \ 토목기술부 대리 \ 전화 02-3433-7918 \ E-mail hjcho@ssyenc.com
 글 우동인 \ 토목구조기술사 \ 토목기술부 부장 \ 전화 02-3433-7776 \ E-mail diwoo@ssyenc.com

1. 머리말

현재 콘크리트 구조물의 설계 방법은 크게 국내와 미국에서 사용되고 있는 강도설계법과 유럽, 일본, 캐나다 등에서 통용되고 있는 한계상태설계법으로 나눌 수 있다.

최근에는 국내 실무자 및 연구자들도 한계상태설계법에 점점 더 많은 관심을 기울이고 있으며, 기존의 강도설계법과 허용응력설계법보다 합리적인 신뢰성 기반을 가진 한계상태설계법으로의 변화를 추진하고 있다. 점차, 도로교 시방서에 도입될 예정이지만, 아직 국내에서는 한계상태설계법을 다소 생소하게 생각하고 있고, 해외 프로젝트에서 한계상태설계법에 의한 설계를 수행하거나 검토할 때 시행착오를 겪고 있는 현실이다.

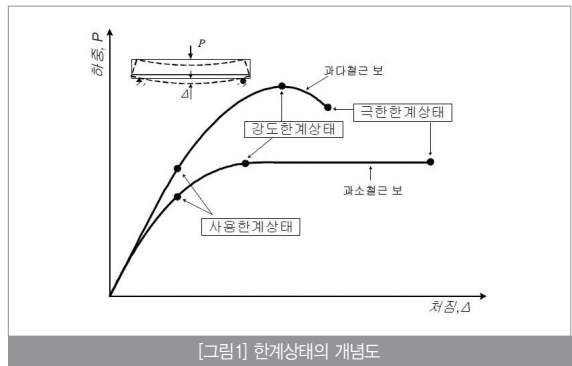
한계상태설계법에 대한 이해를 돕고자 해외 프로젝트에서 빈번히 채택되고 있는 대표적인 설계 기준인 영국 BS 코드에 따라 RC보를 검토하고, 국내 기준과 비교하여 차이점을 분석 하였다. 구체적으로 싱가포르가 BS 코드를 사용하고 있으므로 싱가포르 마리나 해안 고속도로(Marina Coastal Expressway, MCE)의 지하차도 설계의 예를 들어 검토하였다.

2. 한계상태설계법

한계상태설계법은 구조물이 그 사용 목적에 적합하지 않게 되는 어떤 한계상태에 도달되는 확률을 허용한도 이내로 맞추는 설계법이다. 여기서 한계상태(Limit State)는 구조물이 요구하는 성능을 더 이상 발휘할 수 없는 상태를 말한다. 한계상태는 크게 3가

지 상태로 구별할 수 있다. 사용하중에서 균열, 처짐, 및 진동 등의 허용한계에 해당하는 사용한계상태, 반복하중에 의하여 철근이 파단되거나 콘크리트가 압괴되는 등의 피로파괴를 일으키는 피로한계상태, 그리고 구조물이 파괴 또는 파괴에 가까운 상태로 그 기능을 상실한 상태인 극한한계상태가 있다.

[그림 1]은 강도한계상태와 극한한계상태의 차이를 보여주고 있다.



강도한계상태는 최대 저항강도가 발휘되는 상태를 의미하며, 극한한계상태는 부재가 파괴에 이르는 상태를 말한다. 지금까지 국내에서는 이 두 가지 상태의 의미를 명확히 구분하지 않고 단순히 극한상태라고 불렀다. 그러나 이 두 가지 상태의 차이는 검증 단계에서 매우 현저하게 다른 접근법을 요구한다.

국내의 철근콘크리트 구조설계에서 사용하고 있는 강도설계법은 한계상태설계법 중 극한한계상태에 해당되는 것이다. 또한 국내에서는 사용성 검토와 강재 및 PSC 설계시 허용응력설계법을 적용

하고 있으나 이는 곧 한계상태 개념의 설계법으로 개정될 예정이다.

식(1)은 한계상태설계법의 설계 개념을 나타내는 식이다.

$$\Sigma \gamma_m S \geq \Sigma \gamma_f L \text{ ----- (1)}$$

여기서, γ_f 는 하중 L에 적용하는 부분안전 계수이며, γ_m 는 재료의 강도 S에 적용하는 부분안전계수이다. 이들 부분안전계수의 크기는 S 및 L의 변동에 좌우되고, 확률이론에 의해 정의되는 안정성 지표 값(β)에 따라 좌우된다. 한계상태설계법은 안정성의 척도를 구조물이 파괴될 확률(파괴 확률), 또는 구조물이 파괴되지 않을 확률(신뢰성)로 나타내려고 한다. 그러나 불충분한 통계자료로 인해 하중작용과 재료강도에 대한 부분안전계수를 도입함으로써, 이 방법에서의 접근을 시도한 것이 영국의 한계상태설계법(BS8110)이다.

유럽연합의 CEB-FIP Model Code와 Eurocode(EC2)도 한계상태설계법을 채택하고 있다. 영국, 캐나다 등 여러 나라에서는 한계상태설계법(Limit State Design, LSD)이라 부르며, 미국에서는 하중-저항계수설계법(Load and Resistance Factor Design, LRFD)이라 부르고 있다.

2-1. 재료의 응력-변형 곡선

현행 우리나라 콘크리트 교량 설계기준의 바탕이 된 ACI-318기준과 AASHTO는 강도한계상태를 채택하고 있다. 따라서 부재의 강도 평가를 위해서는 특별히 콘크리트 재료의 응력-변형을 곡선이 필요하지 않고 대신에 최대 변형상태의 변형한계와 그 합력만이 필요하며, 철근의 항복점을 파괴로 간주하고 그 이후의 소성상태를 대부분 고려하지 않는다. 그러나 극한한계상태를 검증해야 하는 BS코드는 철근의 항복점 대신에 철근 파단점 또는 콘크리트의 파쇄점을 한계상태로 간주하여 휨과 축력을 받는 부재의 극한한계상태를 정의하고 있다. 이러한 극한한계상태를 기술하기 위해서는 반드시 콘크리트와 철근의 응력-변형을 곡선이 필요하게 된다.

2-2. 하중효과

하중효과(Load Effect)란 구조부재에 재하되는 직접 또는 간접하중으로 모멘트 및 전단력, 축력 등의 단면력을 유발하는 것을 말하며, 작용 하중에 의해 부정정구조물에 유발되는 하중효과는 해당 부재의 연성에 따라 달라지거나 재분배된다. 강도한계상태에서는 철근항복 이후의 소성현상을 고려하지 않기 때문에 선형탄성 해석에 의해 구한 하중효과와 실제 값의 차이가 그리 크게 나지

않을 것이다. 그러나 최대하중점 이후의 연성을 고려하는 극한한계상태에서는 선형탄성해석에 의한 하중효과와 실제 값과의 차이는 상당히 크게 된다. 이러한 이유로 작용하중과 하중효과를 분명히 구별할 필요가 있으며, 실제 하중효과를 구하기 위한 구조해석은 더 정밀하고 복잡하다. 실제로 한계상태설계법을 채택한 국가에서는 콘크리트의 소성상태를 구현할 수 있는 비선형 해석이 일반화되어 있다.

2-3. 재료강도감소계수

강도한계상태만을 고려할 때는 콘크리트 파쇄에 의한 파괴이든 또는 철근의 항복에 의한 파괴이든 간에 최대 저항강도만이 중요하게 된다. 따라서 부재의 설계 강도를 구하기 위해 부재별로 적용하는 부재강도감소계수를 적용한다. 반면에 극한한계상태를 정의하기 위해서는 콘크리트 파쇄에 의한 파괴 형태인지 또는 철근의 파단에 의한 파괴 형태인지를 구별하여야 한다. 따라서 콘크리트와 철근의 부분안전계수는 <표 1>과 같이 각각 다르게 적용된다. 이러한 재료 및 하중의 부분안전계수는 수많은 실험과 통계자료에 의하여 산정되며 이에 대한 연구가 국내에서도 활발하게 이루어지고 있다.

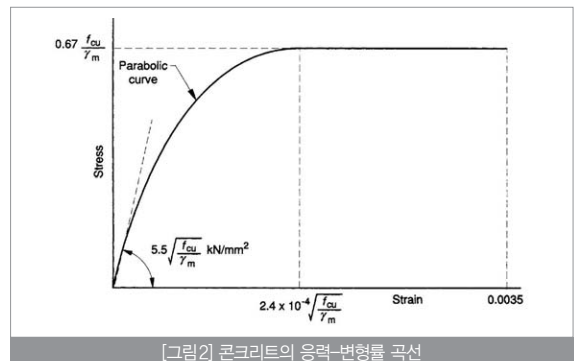
표 1 재료의 부분안전계수

Material	Ultimate Limit State	Serviceability Limit State
Concrete	1.5	1.0
Reinforcement	1.15	1.0

3. BS 코드의 휨 설계

3-1. 휨 철근량 산정(BS 8110-1:1997)

[그림 2]에서는 BS 코드의 콘크리트의 응력-변형을 관계를 보여 주고 있다.



[그림 2] 콘크리트의 응력-변형을 곡선

콘크리트의 탄성계수(E_c)는 [그림 2]에서 포물선의 곡선에 초기접선으로 정의되며 그 값은 아래 식(2)과 같다.

$$E_c = 5.5 \left(\frac{f_{cu}}{\gamma_m} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ (kN/mm}^2\text{)} \text{ ----- (2)}$$

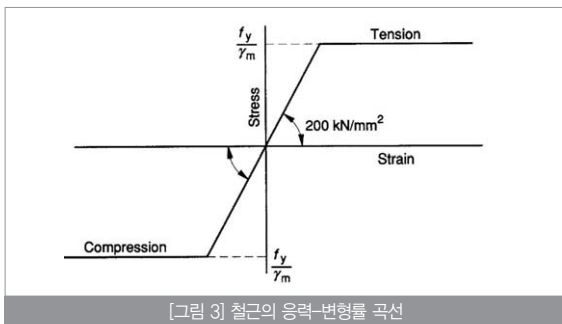
또한 설계를 위한 콘크리트의 극한응력은 다음 식(3)과 같다.

$$\sigma_{ci} = 6.7 \frac{f_{cu}}{\gamma_m} \text{ (N/mm}^2\text{)} \text{ ----- (3)}$$

설계를 목적으로 한 극한변형률은 0.0035를 채택하였으며 이는 강도설계법에서 극한변형률을 0.003으로 본 것과 대비된다. 여기에서 한계상태설계법이 강도설계법에 비해 더 많은 변형률을 가짐으로써 강도한계상태 후의 연성거동을 가정하였음을 알 수 있다. 콘크리트의 응력-변형률 관계에서 콘크리트가 극한응력에 도달했을 때 콘크리트 변형률은 아래의 식(4)과 같다.

$$\epsilon_y = 2.4 \times 10^{-4} \left(\frac{f_{cu}}{\gamma_m} \right)^{\frac{1}{2}} \text{ ----- (4)}$$

[그림 3]에서는 철근의 응력-변형률 관계를 보여주고 있다.



[그림 3] 철근의 응력-변형률 곡선

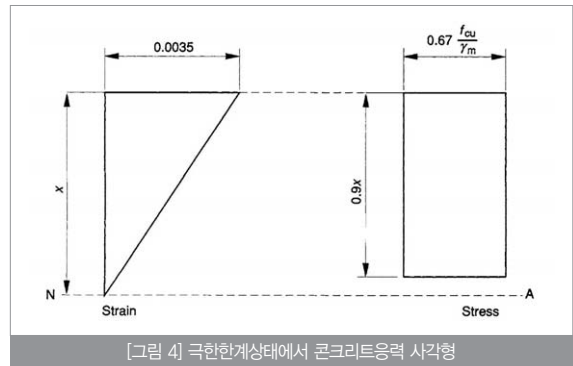
철근의 탄성계수는 200,000 MPa이며, 항복응력은 f_y 이나 설계 시에는 f_y/γ_m 를 적용한다.

항복 후 철근의 응력은 일정하게 유지되며, 철근의 응력-변형률 관계에서 철근의 변형률은 아래의 식(5)로 산정된다.

$$\epsilon_y = 0.87 \frac{f_y}{200} \text{ ----- (5)}$$

[그림 4]에서는 중립축이 플랜지 두께 이내에 있는 T형보나 직사각형보인 경우 극한한계상태에서 단순화된 콘크리트 응력 사각형을 볼 수 있다.

모멘트 재분배가 10%를 초과하지 않는 경우 즉, 중립축 깊이가



[그림 4] 극한한계상태에서 콘크리트응력 사각형

$d/2$ 이내에 위치한 경우 $K' = 0.156$ 이고, 모멘트 재분배가 10%를 초과하는 경우, 즉 소성거동이 어느 정도 진행된 경우 K' 값은 아래의 식(6)과 같다.

$$K' = 0.402(\beta_b - 0.4) - 0.18(\beta_b - 0.4)^2 \text{ ----- (6)}$$

여기서, β_b 는 재분배된 후 모멘트를 재분배되기 전의 모멘트로 나눈 값이며, $K = M/(bd^2f_u)$ 이다.

만일 $K \leq K'$ 이면 압축 측 철근이 필요 없으며 이 경우 압축-인장 평형 팔길이 z 는 다음 식(7)과 같다.

$$z = d \left\{ 0.5 + \sqrt{\left(0.25 - \frac{K}{0.9} \right)} \right\} \text{ ----- (7)}$$

여기서, d 는 인장철근의 유효 깊이이며, z 는 $0.95d$ 보다 크지 않다. 또한, 중립축 길이는 $x = (d - z)/0.45$ 이고, 필요 철근량은 $A_s' = M/(0.9f_y z)$ 로 산정한다.

만일 $K > K'$ 인 경우에는 압축 측 철근이 필요하며 이 경우 팔길이 z 는 다음 식(8)과 같다.

$$z = d \left\{ 0.5 + \sqrt{\left(0.25 - \frac{K'}{0.9} \right)} \right\} \text{ ----- (8)}$$

중립축 길이가 $x = (d - z)/0.45$ 이고, 압축 철근량은 $A_s' = (K - K') f_{cu} b d^2 / (0.95 f_y (d - d'))$ 이고 인장 철근량은 $A_s = K' f_{cu} b d^2 / (0.95 f_y z) + A_s'$ 으로 비교적 단순한 수식으로 구할 수 있다.

3-2. 전단 철근량 산정(BS 8110-1:1997)

전단설계는 이론적인 접근이 가능한 힘 설계와 달리 BS 코드나 ACI 코드, 국내시방규정 등은 수많은 실험을 수행하여 공식을 만들어 낸 것이다. 어느 설계법이나 전단설계의 원칙은 콘크리트와 철근이 저항하는 전단응력이 설계전단응력보다 커야 한다는 것이다. BS 코드에서 설계전단응력 v 는 식(9)로 구할 수 있다.

$$v = \frac{V}{b \cdot d} \text{ ----- (9)}$$

여기서, V : 설계전단력(N),

b_v : 단면의 복부폭(mm),

d : 단면유효깊이(mm)

식(9)에 나타난 설계전단응력 v 값은 전단보강이 주어진다고 할지라도 $0.8\sqrt{f_{cu}}$ 과 5.0 N/mm^2 중 작은 값을 넘어서는 안된다. 또한 이 값은 부분안전계수(γ_m)로 이미 나누어진 값이다.

표 2 전단철근 배치 규정

전단응력 $v(\text{N/mm}^2)$	전단보강 형태	전단 철근량
$v < 0.5v_c$	비주요 구조물 또는 최대 설계전단응력이 $0.5v_c$ 이하일 때는 최소 스텝링 생략 가능	-
$0.5v_c < v < (v_c + 0.4)$	보 전체길이 최소 스텝링 배치	$A_v \geq 0.4b_v s_v / 0.95 f_{yv}$ (최소 스텝링은 0.4 N/mm^2 의 설계전단저항을 한다)
$(v_c + 0.4) < v < 0.8\sqrt{f_{cu}}$ or 5 N/mm^2	스텝링 또는 스텝링과 굽힘 철근의 혼합 사용	$A_v \geq b_v s_v (v - v_c) / 0.95 f_{yv}$ (s_v : 전단철근의 종 방향 간격, f_{yv} : 전단철근의 항복강도)

<표 2>에 표기된 어떤 철근의 응력도 $0.95f_{yv}$ 를 넘을 수 없도록 하여 전단철근 1가닥이 받는 응력을 철근 항복응력의 95%까지 규정하였다. 콘크리트의 전단응력 v_c 는 아래 식(10)으로 구할 수 있다.

$$v_c = 0.79 \left(\frac{100A_s}{b_v d} \right)^{1/3} \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} / \gamma_m \text{ ----- (10)}$$

여기서, $\frac{100A_s}{b_v d} \leq 3$

$\left(\frac{400}{d} \right)^{1/4}$ 은 전단보강이 없는 경우 0.67를 최소값으로 취하며, 0.4 N/mm^2 이상의 전단보강이 있는 경우 1.0을 최소값으로 적용한다.

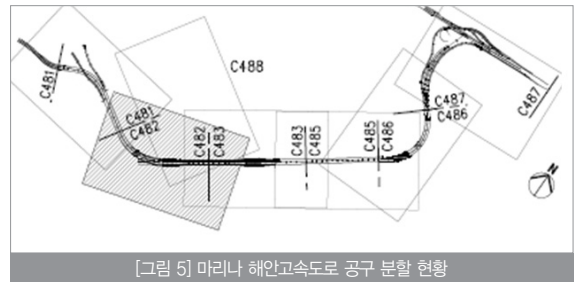
위 식에서 A_s 는 고려 단면에서의 종 방향 인장보강철근 면적이다. 또한, 콘크리트 강도가 25 N/mm^2 이상일 때, $\left(\frac{f_{cu}}{25} \right)^{1/3}$ 를 곱해야 하며, f_{cu} 는 40 N/mm^2 를 넘을 수 없다.

지간방향으로 스텝링의 간격(s_v)은 $0.75d$ 보다 커서는 안된다. 수평간격은 수직다리로부터 150mm이상 확보하여야 하며, 어떠한 경우에도 d 를 넘어서는 안 된다.

4. BS 코드를 이용한 지하박스의 휨 설계

싱가포르의 마리나 해안 고속도로(Marina Coastal Expressway : MCE)는 Kallang-Paya Lebar 고속도로와 동쪽의 East Coast Parkway에서 서쪽의 Ayer Rajah 고속도로 사이를 전략적으로 연결시키며 전체 길이 약 5km에 달하는 새로운 노선이다. 또한 이 고속도로는 Cut and Cover Method를 사용하는 지하터널 3.5km를 포함하고 있다.

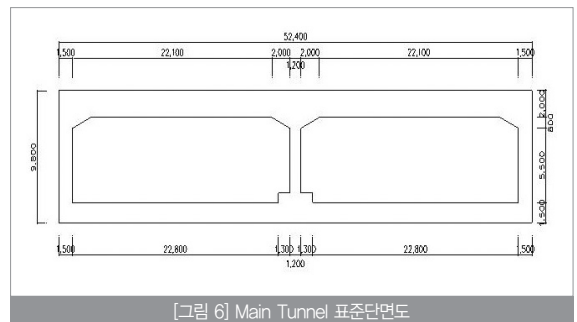
[그림 5]는 마리나 해안고속도로의 공구 분할 현황을 보여주고 있으며, 사각형으로 헤치되어 구분된 구간이 C482공구로 당사의 시공구간이다.



4-1. 설계개요

마리나 해안고속도로는 설계와 시공을 동시에 진행하는 Design & Build 방식으로 건설되고 있으며, 0.56km의 지하고속도로와 0.44km의 지하진입 도로 등 총 연장 1km, 왕복 10차선 고속도로를 건설하는 것으로 계획되었고, 공사기간은 약 56개월로 오는 2013년 6월에 완공될 예정이다.

당사 시공구간인 C482 공구는 Main Tunnel과 진입도로로 구성 되어있다. C482 공구는 서쪽 끝은 C481(CH 1+650)과 동쪽 끝은 C483(CH 2+650)과 연결된다. [그림 6]은 CH 2+400~CH 2+650의 표준단면인 CH 2+400 단면을 보여주고 있으며 이 단면을 사용하여 구조해석을 실시하였다.



4-2. 하중조건

1) 고정하중

철근콘크리트의 단위중량 $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ 를 적용한다.

2) 수평토압(Lateral Earth Pressure)

불균형하중 조건인 경우에는 구조물 벽체의 한쪽이 더 큰 정지 상태 토압에 지배되며 다른 쪽에서는 상대적으로 작은 토압이 작용되어진다.

하중계수가 없는 경우 터널박스 상부의 수평변위가 15mm를 초과하거나 구조물 폭에 대한 부등침하비가 1 : 1,000을 초과한다면, 차이가 나는 하중에 대한 수평변위는 15mm와 부등침하 1 : 1,000 보다 작거나 같아질 때까지 작은 쪽의 토압을 증가시킴으로써 변위를 감소시켜야 한다.

3) 정수압(Hydrostatic Pressure)

지표수의 레벨은 지표면에 있는 것으로 가정하였으며, 홍수시의 수위는 지표면에서 1.5m 상부에 있는 것으로 간주하였다.

불균형하중에 관한 조건은 수평토압에서 언급한 것과 동일하게 적용한다.

4) 상재하중(Surcharge Load)

차량 활하중 HA와 HB는 상재하중으로 혼합되어 적용되며, 토피가 큰 경우 일반적으로 25kN/m^2 의 등분포 하중이 활하중으로 터널의 상부에 재하된다.

4-3. 설계조건

1) 재료물성치

설계에서 적용된 재료의 물성치는 아래 <표 3>과 같다. 강재의 항복강도(f_y)는 460 N/mm^2 이며, 콘크리트의 28일 압축강도(f_{cu})는 40 N/mm^2 이다.

표 3 재료물성치

재료	탄성계수 E(MPa)	전단탄성계수 G(MPa)	포아송비 ν	팽창계수 (1/°K)	단위 중량 (kN/m ³)
철근	200,000	82,000	0.25	12×10^{-6}	78.5
콘크리트	28,000	10,684	0.17	11×10^{-6}	24.0

2) 구조 모델링

구조해석 프로그램은 SAP2000을 사용하였다. 터널구조는 사각형 박스단면으로 모델링되었으며 바닥 슬래브는 스프링으로 지지되어 있다.

3) 하중계수 γ_f

<표 4>는 BS 코드에서 적용되고 있는 하중조합에 따른 하중계수를 나타내고 있다. 하중조합에서 부가하중은 활하중 및 추가 고정하중을 나타낸다.

표 4 하중계수

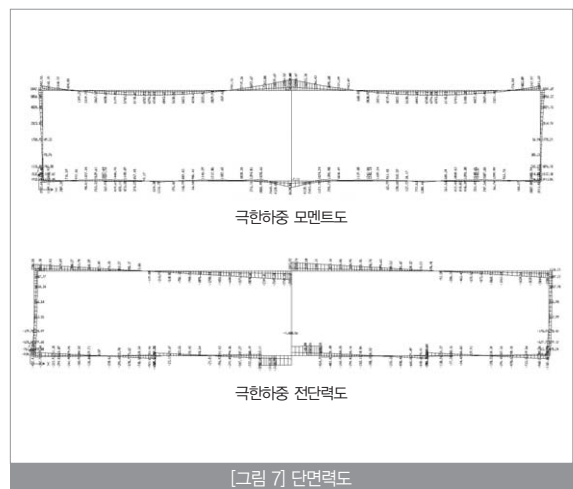
하중조합	하중 형식					
	고정하중		부가하중		토압과 수압	풍하중
	불리	유리	불리	유리		
고정하중과 부가하중	1.4	1.0	1.6	0	1.2	-
고정하중과 풍하중	1.4	1.0	-	-	1.2	1.4
고정하중, 부가하중, 풍하중	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

4-5. 단면력 산정

구조해석을 수행한 후 단면력을 집계한 결과를 <표 5>에서 볼 수 있으며 [그림 7]에서는 단면력도를 보여주고 있다.

표 5 단면력 집계

구분		극한모멘트 (kN-m)	사용모멘트 (kN-m)	극한전단력 (kN)	두께 (mm)
상부 Slab	지점부	4248.1	2965.2	2062.6	2600
	중앙부	6282.0	4368.0	308.49	2000
	중간지점	10229.7	8962.7	2764.4	2600
하부 Slab	지점부	1149.1	804.9	979.0	1500
	중앙부	1584.8	1139.9	129.7	1500
	중간지점	4128.0	2972.7	3158.8	2200



[그림 7] 단면력도

4-6. 단면 설계

MCE C482의 기준설계와 상관없이 최적의 철근량을 산정하였으며, '4-5 단면력 산정'에서 산정한 단면력을 KCI 코드와 BS 코드를 이용한 단면검토에 각각 동일하게 사용하였고, 휨 철근과 전단 철근 산정시의 단면 설계부분에 대해서만 KCI 코드와 BS 코드의 검토결과를 비교하였다.

1) 휨 설계

국내 규정인 강도설계법에서는 단면 상단부의 최대압축 변형률이 0.003에 도달할 때 하부인장철근이 항복하는 것으로 보고 단면의 선형변화를 가정하여 종립축을 산정한다. 그리고 응력사각형 깊이에 $0.85f_{ck}$ 의 압축응력과 하부에 항복된 인장철근의 인장력이 하중평형을 이룬다는 개념으로 철근량을 구한다. 이러한 국내 시방기준과 BS 코드와의 차이점은 여러 가지가 있다. 그 중 첫째로 압축 축 콘크리트의 변형률이 다르다는 것이다.

KCI 코드는 압축 축 콘크리트의 파괴 시 변형률을 0.003으로 가정하고 있으나 BS 코드는 0.0035로 하여 더 큰 변형을 허용하고 있다.

두 번째로는 BS 코드에서는 재료감소계수를 각 재료별로 다르게 적용하지만 KCI 코드는 강도감소계수를 적용하여 전체 단면에 대해 적용한다. 셋째, KCI 코드는 공칭모멘트를 극한모멘트와 비교하여 단면을 결정하지만 BS 코드는 철근단면적을 비교하여 단면을 결정한다.

동일한 계수하중 상태에서 KCI 코드와 BS 코드의 휨 철근량 산정의 결과를 <표 6>에서 볼 수 있다.

표 6 휨 철근량 비교

구분	KCI 코드	BS 코드	변화율(%)	
상부 Slab	지점부	D35@150	D32@150	-17.4
	중앙부	D32@150 + D29@150	D32@150 + D29@150	0
	중간지점	D40@150 + D25@150	D40@150 + D25@150	0
하부 Slab	지점부	D25@150	D22@150	-23.0
	중앙부	D29@150	D25@150	-21.0
	중간지점	D40@150	D32@150	-36.8

KCI 코드와 BS 코드의 휨 철근량 산정을 비교한 결과 상부 슬래브에서는 거의 유사한 결과를 보이나 하부 슬래브에서는 BS 코드에 의해 산정된 철근량이 작게 산출되었다. 그 이유는 철근비 규정이 상이하여 나타나는 차이로 BS 코드에서의 최소 철근량 규정

은 단면적($h \cdot d$)의 0.15%로 규정하고 있으나 KCI 코드에서는 식 (11)과 같이 철근과 콘크리트의 강도 향으로 표현되는 최소 철근비 (ρ) 규정을 만족하여야 한다.

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y}, \rho_{min} = \frac{0.25 \sqrt{f_{ck}}}{f_y} \text{ ----- (11)}$$

여기서, f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa)

f_y : 철근의 설계기준 항복강도(MPa)

KCI 코드의 최소 철근비 규정은 콘크리트와 철근의 항복응력에 의하여 정해지는 반면 BS 코드의 경우 콘크리트 단면적에 의해 정해지는 차이점이 있다.

2) 전단 설계

국내설계기준(KCI 코드)과 BS 코드의 전단 보강철근의 적용개념은 유사하다.

부재의 연성을 증대시키기 위해 최소한의 전단보강 철근량을 규정해 두고, 콘크리트가 부담하는 전단강도의 50%를 넘어서는 부분에 대해서 최소전단철근 이상을 보강하도록 규정되어 있다.

차이점으로는 첫째, KCI 코드는 강도감소계수를 사용하여 부재의 전체 단면에 대해 적용하지만, BS 코드에서는 재료감소계수를 사용하여 각 재료의 성질을 반영하도록 구성되어 있다.

둘째, KCI 코드는 강도감소계수를 적용한 공칭 전단력을 극한 전단력과 비교하여 단면을 결정하지만, BS 코드는 검토기준을 응력으로 정하며, 전단보강철근이 필요한 경우, 최소 전단보강철근이 부담하는 전단응력을 $0.4N/mm^2$ 라 보고, 전단보강 범위를 좀 더 세분화하였다.

표 7 전단 철근량 비교

구분	KCI 코드	BS 코드	변화율(%)	
상부 Slab	지점부	D13@400 (3.33 legs)	D13@300 (3.33 legs)	+33.3
	중앙부	전단철근 필요 없음	전단철근 필요 없음	-
	중간지점	D13@400 (3.33 legs)	D13@200 (3.33 legs)	+100.0
하부 Slab	지점부	D13@500 (3.33 legs)	D13@400 (3.33 legs)	+25.0
	중앙부	전단철근 필요 없음	전단철근 필요 없음	-
	중간지점	D13@200 (3.33 legs)	D13@120 (3.33 legs)	+66.7

〈표 7〉에서는 KCI 코드와 BS 코드의 전단철근량 산정을 비교한 결과를 보여주고 있다. 전단철근의 경우 철근량은 종방향 배근간격에서 차이를 보이고 있음을 알 수 있다. 전단철근의 경우는 휨철근의 경우와 달리 KCI 코드에 따라 산정된 철근에 비해 BS 코드의 전단철근량이 최대 2배가 많은 것을 볼 수 있다. 이것은 강도설계법과 극한한계상태설계법의 큰 차이점으로 강도설계법은 부재가 최대저항강도가 발휘되는 상태로 균열이 크게 진행되지 않은 상태이며, 극한한계상태설계법은 부재가 붕괴직전의 상태이므로 균열이 상당히 진행된 상태로 볼 수 있다. 여기에서 콘크리트가 받을 수 있는 전단강도에 차이가 생긴다. KCI 코드에서 콘크리트가 받을 수 있는 전단강도는 아래 식(12)과 같다.

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_{ck} b_w d} \text{ ----- (12)}$$

여기서, ϕ : 전단강도 감소계수 0.75,

ϕV_c : 콘크리트 공칭 전단강도(N),

f_{ck} : 콘크리트의 설계기준강도(MPa),

b_w : 단면의 복부 폭(mm),

d : 단면의 유효 깊이(mm)

KCI 코드의 강도설계법인 경우 저항할 수 있는 단면적의 크기가 BS 코드에 비해 상대적으로 크므로 콘크리트가 받을 수 있는 전단력은 BS 코드에 의하여 산정된 전단력 값보다 크게 산정되어 BS 코드에서 필요한 전단 철근량이 KCI 코드에 의해 산정된 전단 철근량보다 크게 산정됨을 알 수 있다.

이와 같은 결과는 MCE C482의 해석결과이며, 이와 다른 설계에서는 그 구조물의 경우에 맞추어 설계하여야 한다.

3) 사용성 검토

BS 코드에서 적용하는 사용 한계상태는 균열, 처짐, 진동 등이 과다하게 일어나 정상적인 사용상태의 필요조건을 만족하지 않게된 상태를 말한다. 국내시방규정도 균열 및 처짐에 대한 검토 항목이 있으나 이번에는 휨 및 전단만을 비교하고 추후 사용성 검토에 대하여 논하기로 한다.

5. 결론 및 맺음말

1) 휨 검토 결과 국내 철근콘크리트 단면의 설계기준의 최소 철근비 규정은 콘크리트와 철근의 항복응력에 의하여 정해지는 반면 BS 코드의 경우 콘크리트 단면적에 의해 정해지므로 단면이 작은 경우 BS 코드의 철근량이 KCI 코드에 비해 작게 산정

된다.

- 2) 전단검토 결과 상대적으로 전단에 저항할 수 있는 콘크리트 단면적이 큰 강도설계법에 비해, 전단에 저항하는 콘크리트 단면적이 작은 BS 코드에서 필요한 전단 철근량이 크게 산정됨을 알 수 있다.
- 3) 이와 같이 각 설계법의 역학적인 개념의 차이에 따라 철근량에 다소 차이가 나는 것을 알 수 있다. 구조물의 최대 저항강도를 나타내는 강도설계법에 비해 구조물의 파괴상태를 의미하는 한계상태 설계법이 더 적은 양의 휨 철근이 필요한 반면, 최대하중 이후에 연성거동이 진행하여 콘크리트에 이미 많은 균열이 발생한 것으로 가정한 한계상태설계법이 강도설계법에 비하여 조금 더 많은 전단 철근량을 필요로 하고 있는 결과를 MCE C482 해석의 경우에서 볼 수 있었다.
- 4) 현재로서는 한계상태설계법이 가장 진보된 설계법이고, 궁극적으로 모든 시방서가 채택하여야 할 방향이다. 하지만 그 설계이론이 생소하고 난해하여, 초기에는 표준 설계법으로서 자리잡기가 쉽지 않을 것이다. 따라서 정부와 연구기관의 표준지침 마련 및 기술자들의 적극적인 적용이 필요하다. **S**

참고문헌

- ① British Standards Institution(BSI), Structural Use of Concrete(BS 8110), 1997.
- ② Eurocode 2 Design of Concrete Structures
- ③ 도로교 설계기준 해설, 대한토목학회, 2008.
- ④ 콘크리트구조설계기준, 한국콘크리트학회, 2007.
- ⑤ 콘크리트 교량의 신뢰도기반 한계상태 설계기준 체계, 정영수·신현목·김우·이재훈, 대한토목학회, 2005.
- ⑥ 한계상태설계법에 근거한 국내 설계기준의 개발, 백인열, 대한토목학회, 2005.
- ⑦ 국내재료 통계특성을 반영한 RC T 거더 교량의 신뢰도 해석, 상화정, 경원대학교 석사학위논문, 2007.
- ⑧ BS 한계상태설계법에 의한 PSC보의 휨 설계, 전세진, 한국콘크리트학회, 2009.
- ⑨ Uncertainty Analysis Loads and Safety in Structural Engineering, Gary C. Hart
- ⑩ Reinforced Concrete Designer's Handbook, C.E. Reynolds and J.C. Steedman
- ⑪ Reinforced Concrete Analysis and Design, S.S. RAY
- ⑫ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition, 2007.