

# 비선형 유한요소해석을 이용한 철근콘크리트 구조물의 내화성능평가

## Fire Endurance Estimate of Reinforced Concrete Structure Using Nonlinear Finite Element Method

변 순 주\* / 임 정 순\*\* / 황 지 욱\*\*\*

Byun, Sun-Joo / Im, Jung-Soon / Hwang, Jee-Wook

### Abstract

To estimate the retained strength of reinforced concrete structure after fire is very difficult because the complex behavior of structure is hard to understand during course of a fire. However, the damages which is caused by fire of the traffic facility infrastructure are enormous. Therefore the security against fire is important element that must not be overlooked. For this reason, an exact estimate method of the fire endurance is highly demanded. In this study, the validity of the nonlinear finite element method approach for the fire endurance of reinforced concrete structure is verified. The results of fire endurance estimate of underground road way by nonlinear finite element method approach are compared with those by ACI 216R-89.

**key words** : reinforced concrete, finite element method, fire, underground road way

### 요 지

화재동안 구조물의 복잡한 거동을 이해하기란 쉽지 않다. 때문에 화재이후의 철근콘크리트 구조물의 잔류 강도를 평가하는 것은 매우 힘든 일이다. 그러나 교통시설의 화재로 인한 피해는 매우 크므로 화재에 대한 안전성 확보는 결코 간과해서는 안 될 중요한 요소이다. 따라서 이런 큰 피해를 줄이기 위한 철근콘크리트 구조물에 대한 정확한 내화성 평가 방법이 절실히 요구된다. 본 연구에서는 철근콘크리트 구조물의 내화성 평가를 위한 비선형 유한요소해석방법의 유효성을 증명하였고, 비선형 유한요소해석방법에 의한 지하차도 내화성 평가 결과를 ACI216R-89의 결과와 비교하였다.

**핵심용어** : 철근콘크리트, 유한요소해석, 화재, 지하차도

## 1. 서 론

### 1.1 연구배경 및 목적

철근콘크리트 구조물은 다른 구조물에 비해 내구성

이 크고 화재에 강해 거의 반영구적인 구조물로 알려져 왔으나 최근 국내외의 여러 화재피해 사례들로부터 콘크리트 구조물 역시 화재에 대한 안전을 확신 할 수 없게 되었다. 터널, 지하차도 및 지하철 등의 대규모 교통시설의 경우 화재 발생시 많은 인명피해가 발

\* 정희원 · (주)알피에스스트럭처 소장 (e-mail : head@rps-structure.co.kr)

\*\* 정희원 · 경기대학교 토목공학과 정교수

\*\*\* (주)알피에스스트럭처 연구원

생활 뿐만 아니라 구조물 자체 복구비용과 장시간의 교통장애에 따른 엄청난 경제적 손실을 가져오게 된다. 이미 유럽에서는 이런 지하구조물뿐만 아니라 일반 건축물에 대해서도 화재 발생시 구조적 안전성을 합리적으로 평가하기 위한 연구가 활발히 진행되고 있고 또한 실용화 시키는 단계에 이르고 있다.

Table 1에 나타내었듯이 현재 우리나라의 내화설계기준은 화열의 온도, 지속시간, 사용골재 등을 고려하여 부재별로 피복두께의 규정만 있을 뿐 구체적인 설계방법은 제시하지 않고 있다. 국내규정과 달리 미국의 ACI 216R-89<sup>(1)</sup>, 유럽의 EUROCODE<sup>(5)</sup>에서는 철근 및 콘크리트의 재료특성, 발생온도에 따른 강도 및 변형을 산정하여 구체적인 설계 방법을 제시하고 있지만 이러한 기준들 역시 단순히 보, 기둥, 슬래브 등의 단일부재의 내화강도를 평가할 뿐이지 화재로 인한 구조물 전체의 역학적 거동의 변화를 평가하지 못한다. 따라서 이런 기존의 내화설계기준의 대안으로 본 연구에서는 Andrew H.Buchanan<sup>(2)</sup> 및 ACI 216R-89등의 철근콘크리트 내화성에 관한 여러 자료들을 바탕으로 열전달해석 및 비선형 유한요소해석을 수행하여 화재로 인한 전체 구조물의 거동변화를 합리적으로 예측하고 그 안전성을 평가하고자 한다.

Table 1. 내화설계 관련규정

구분	내용
국내	콘크리트 구조설계기준 (한국콘크리트학회) · 내화구조물 피복은 화열 온도, 지속시간, 사용골재의 질 등을 고려 · 구체적 내화설계 규정은 제시하지 않음
	내화구조의 안정 및 관리기준 (건설교통부 고시 제2000-93호) · 건축물 규정으로 화열지속시간은 최대 3시간으로 규정 · 지하구조물에 대한 별도의 내화설계 규정은 제시하지 않음
국외	NFPA130, 220 (미국방재협회) · 지하철 구조물에 대해 최소 3시간의 내화성능을 확보하도록 규정
	ACI216R-89 · 화열지속시간에 따른 철근의 최소피복 규정 · 콘크리트 및 철근의 강도를 추정하여 내화안정성 검토
	EUROCODE · 화열온도에 따른 콘크리트 및 철근의 강도와 변형을 산정

## 1.2 연구내용 및 방법

고온에서의 철근콘크리트와 같은 구조 재료의 특성은 화재시의 구조물 거동 평가에 있어 매우 중요하다. 콘크리트가 단기간 고온하에 노출될 경우 급격한 열팽창에 의한 탈락 및 균열이 발생뿐만 아니라 구성 재료의 물성치도 크게 변하게 된다. 이런 화재에 따른 철근 콘크리트 구조물의 복잡한 특징들이 본 연구의 해석모델에 적용되었다. 화재시 콘크리트에 발생하는 Spalling은 피복손실로 인한 단면의 감소와 철근의 열보호능력 상실로 구조물의 강성이 크게 감소되어 터널과 지하차도와 같은 지하구조물에 큰 피해를 입힌다. 하지만 본 연구에서는 첨가제(폴리프로필렌 등)의 재료적인 보강을 통하여 Spalling을 줄일 수 있다고 가정하여 연구를 수행하였다.

내화성능평가 해석모델로써 지하차도 구조물을 선정하였고 비선형 해석은 열전달 해석 및 재료비선형해석이 가능한 범용유한요소해석 프로그램 Strand7을 사용하였다. 본 연구에서는 ACI 216R-89의 내화설계기준과 비선형 유한요소해석을 통한 내화성능 평가방법을 간략히 소개하였고 두 가지 방법을 이용하여 구조물의 내화성을 평가하였다.

## 2. 내화설계 및 해석방법

### 2.1 ACI 216R-89

#### 2.1.1 단순 지지된 보와 슬래브

Fig. 1은 단순지지된 철근콘크리트 슬래브를 보여주고 있다. 힌지, 롤러의 경계조건으로 단 지점부의 회

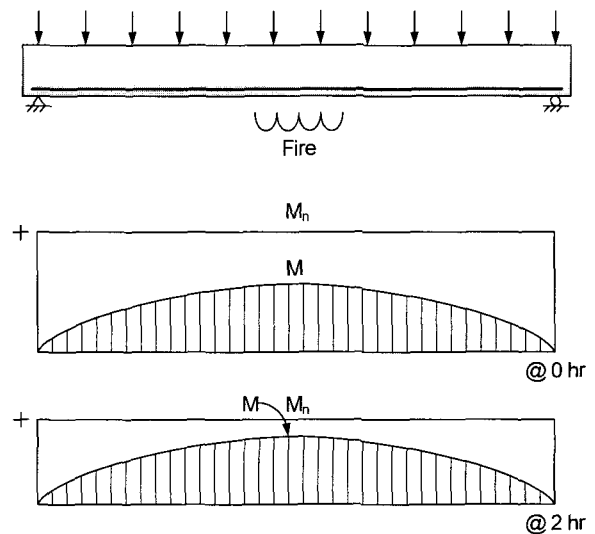


그림 1. 화재에 노출되기 전과 후의 단순보 또는 슬래브의 모멘트도

전 구속은 발생하지 않으며, 철근은 슬래브의 하면에 위치하고 있다. 슬래브의 바닥이 화재에 노출되었을 때 슬래브의 바닥은 상부보다 더 팽창 할 것이고 결과적으로 슬래브의 처짐이 발생하게 된다. 슬래브 바닥에 가까운 철근과 콘크리트의 인장 강도는 온도가 증가함에 따라 감소하는데 고온에서의 철근의 강도가 철근의 발생응력까지 저하됐을 때 슬래브의 휨 파괴가 발생할 것이다.

철근의 배치가 직선이고 균일할 경우 공칭모멘트 강도는 다음과 같다.

$$M_n = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (1)$$

만약 슬래브가 등분포 하중을 받는다면 모멘트 다이어그램은 경간중심에서 최대값을 가지는 포물선이 될 것이다.

$$M = \frac{wl^2}{8} \quad (2)$$

일반적으로 화재가 지속되는 동안 하중의 크기는 일정하지만 강도는 감소하게 되며, 이때 부재의 잔류 모멘트강도는 다음과 같다.

$$M_{n\theta} = A_s f_{y\theta} \left( d - \frac{a_\theta}{2} \right) \quad (3)$$

여기서  $\theta$ 는 증가된 온도를 나타낸다. 이때 주의할 점은  $A_s$ 와  $d$ 는 온도증가에 따른 영향을 받지 않지만  $f_{y\theta}$ 와  $a_\theta$ 의 크기는 감소한다는 것이다. 일반적으로 슬래브 상부의 콘크리트강도는 크게 줄어들지 않는다. 하지만 만약 콘크리트의 압축영역이 가열된다면 적당한 강도감소가 취해져야 한다. 슬래브의 휨 파괴는 콘크리트의 잔류모멘트강도( $M_{n\theta}$ )가 최대모멘트( $M$ )까지 감소했을 때 발생하게 된다. 여기서 내화성은 하중크기와 철근의 강도-온도 특성에 좌우된다는 것을 알 수 있다. 또한 화재의 내구성은 철근이 임계 온도에 도달할 때까지 철근의 보호 여유에 달려있다. 일반적으로 화재노출면과 철근사이의 콘크리트 피복이 화재로부터 보호 역할을 하지만 어떤 경우에는 단열제(insulation) 또는 얇은막판(membrane ceilings)층이 사용되기도 한다.

프리스트레스 콘크리트구조에 대한 공칭 모멘트강도식은  $f_y$ 를  $f_{ps}$ 로  $A_s$ 를  $A_{sp}$ 로 교체함으로써 수정될 수

있다.  $f_{ps}$ 값은 변형률 적합조건 대신에 다음식으로 구할 수 있다.

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{0.5A_{ps}f_{pu}}{bd f_c'} \right) \quad (4)$$

여기서,  $f_{pu}$ 는 PS강의 극한인장강도 이다.

Fig. 2는 규토질골재(Siliceous aggregate) 철근콘크리트 슬래브의 모멘트 크기와 피복두께( $u$ )에 따른 단순지지 콘크리트 슬래브의 내화성을 보여준다.

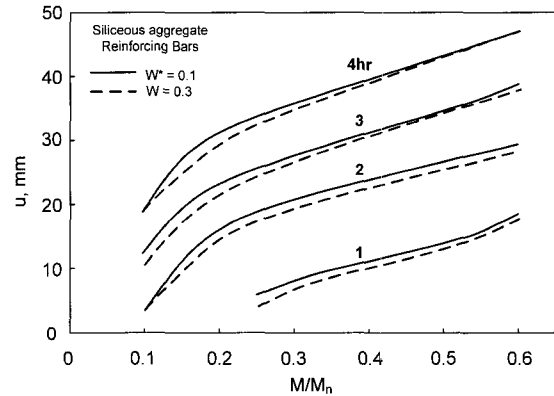


그림 2. 규토질골재 철근콘크리트 슬래브의 내화성

### 2.1.2 연속된 보와 슬래브

Fig. 3은 화재에 노출된 연속보를 보여주고 있다. 연속보의 바닥이 화재에 노출되었을 때 보의 바닥은 상부보다 온도가 높아 상대적으로 더 크게 팽창하게 된다. 이런 온도차로 보단부가 지점으로부터 들어올리는 현상이 발생하게 된다. 이러한 작용으로 지점의 부모멘트는 증가하는 반면에 중앙부의 정모멘트가 감소하게 되어 모멘트 재분배가 발생하게 된다. 결과적으로 정모멘트의 감소는 부재가 파괴에 도달하기 전에 더 높은 온도까지 가열될 수 있음을 보여준다. 따라서 연속보의 내화성은 같은 모멘트 크기를 갖는 단선보의 내화성보다 더 뛰어난 것을 알 수 있다.

일반적으로 화재동안 발생하는 모멘트 재분배의 양은 지점철근의 항복을 발생시키기에 충분하다. 그러므로 지점철근량의 증가는 더 큰 부모멘트를 허용할 수 있을 것이다. 부모멘트 영역에서 압축파괴를 피하기 위한 부모멘트 철근의 양은 다음과 같이 제한된다.

$$\frac{A_s f_y}{bd f_c'} < 0.3 \quad (5)$$

부모멘트 지점철근은 화재시의 완전한 모멘트 재분

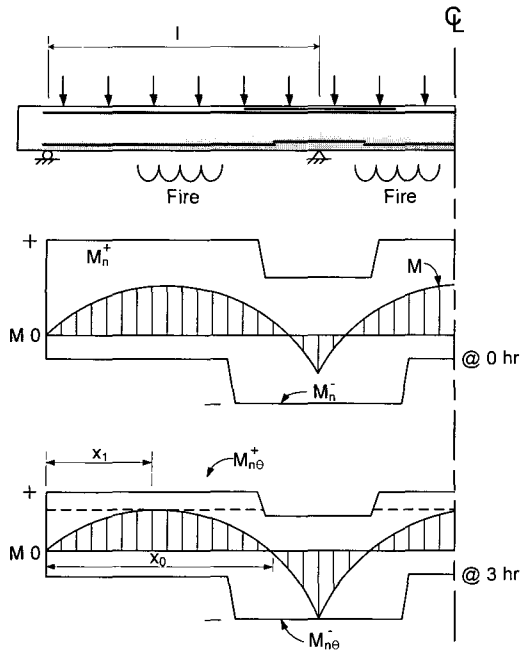


그림 3. 화재에 노출되기 전과 후의 3연속보의 모멘트도

배와 변곡점 위치 변화를 수용하기 위해서 충분한 정착길이를 가져야 한다. 따라서 적어도 부모멘트 철근의 20%를 전지간에 걸쳐 연장 배치하도록 한다.

Fig. 4는 연속보와 슬래브의 내화성을 평가하기 위한 과정을 나타낸 순서도이다.

먼저 지점에서 가까운 압축영역의 콘크리트와 부모멘트 철근의 온도로부터 지점에서의 부모멘트를 구한다. 그 값으로부터 재분배 이후의 최대 정모멘트를 구한다. 이때 최대 정모멘트와 초기 정모멘트강도의 비를 Fig. 2 그래프에 적용함으로써 정모멘트 영역의 내화시간을 평가 할 수 있다. 이와 반대로 정해진 내화시간에서의 연속된 보 또는 슬래브의 설계가 가능하다. Fig. 3의 제일 하단의 그림으로부터 공칭 정모멘트강도( $M_{n\theta}^+$ )가 점선으로 표시된 값까지 줄어들었을 때, 즉 바깥 지점으로부터 거리  $x_1$ 에서 작용모멘트 ( $M_{x_1}$ )와 잔류공칭모멘트강도( $M_{n\theta}^+$ )가 같아질 때 연속보는 파괴될 것이다.

등분포하중  $w$ 에 대해서

$$M_{x_1} = \frac{wx_1}{2} - \frac{wx_1^2}{2} - \frac{M_{n\theta}^-x_1}{l} = M_{n\theta}^+$$

$$x_1 = \frac{l}{2} - \frac{M_{n\theta}^-}{wl}$$

$$M_{n\theta}^- = \frac{wl^2}{2} - wl^2 \sqrt{\frac{2M_{n\theta}^+}{wl^2}}$$

또한

$$x_0 = 2x_1$$

대칭인 내부보에 대해서

$$x_1 = l/2$$

$$M_{x_1} = \frac{wl^2}{8} - M_{n\theta}^- \quad \text{또는} \quad M_{n\theta} = \frac{wl^2}{8} - M_{n\theta}^+$$

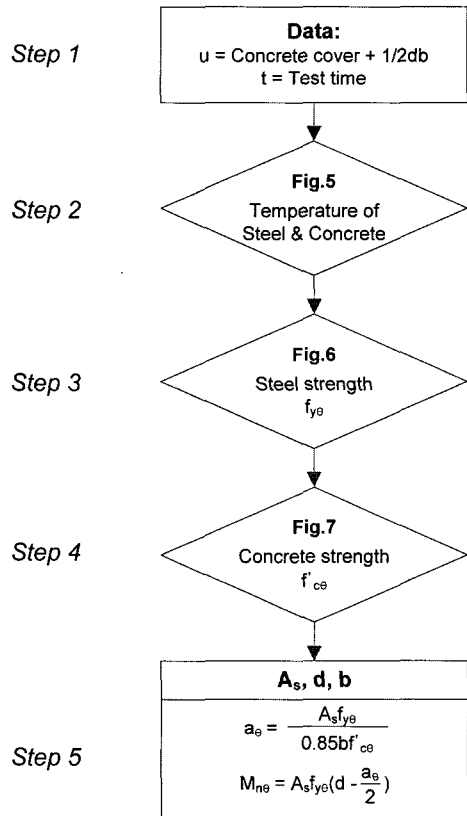


그림 4.  $M_{n\theta}$  계산과정 순서도

Fig. 5는 화재실험(Abrams & Gustaferrero 1968) 동안 규도질 골재(Siliceous aggregate) 콘크리트 슬래브 내부의 온도 분포를 나타낸다. Fig. 6과 Fig. 7은 온도증가에 따른 철근과 콘크리트 강도감소 그래프이다.

## 2.2 비선형 유한요소해석

### 2.2.1 해석일반

내화해석을 위한 비선형 유한요소해석은 Fig. 8에 나타내는바와 같이 콘크리트 구조물의 슬래브 및 벽체를 여러층으로 나누어진 2D Plate요소로 모델링 하게 되며 이는 열전달해석 결과로부터 깊이 별 온도분포에 따른 각각의 층 요소에 구조물성치의 차이를 주기 위함이다.

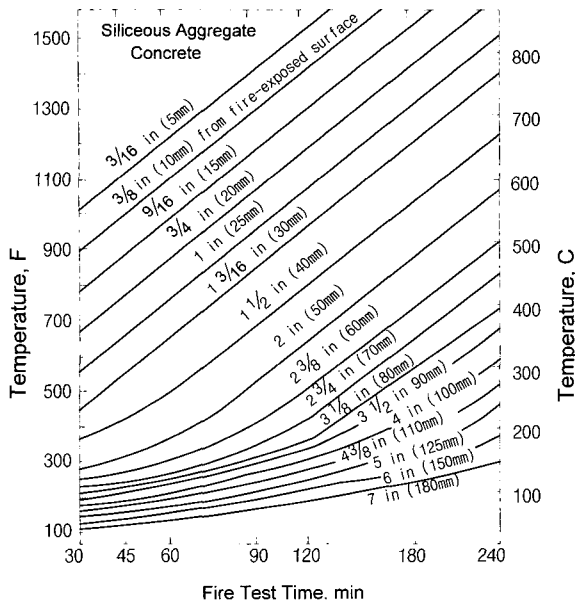


그림 5. 규토질 골재 콘크리트 슬래브의 화재실험동안의 온도분포

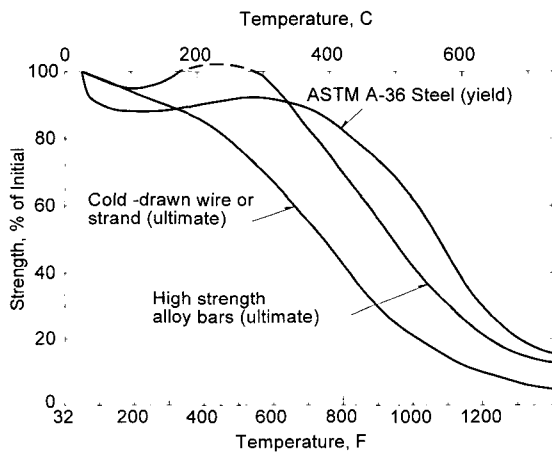


그림 6. 고온에서의 철근강도

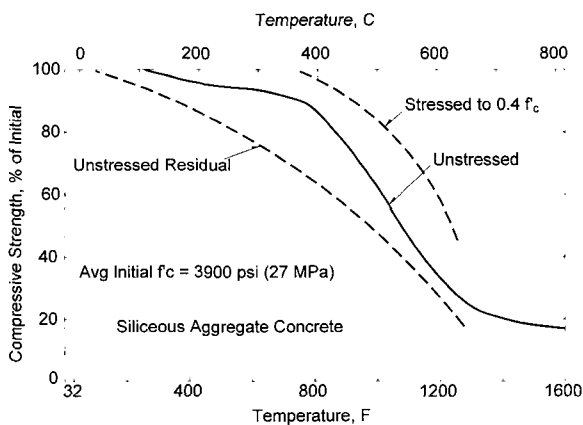


그림 7. 고온에서의 규토질 골재 콘크리트의 압축강도

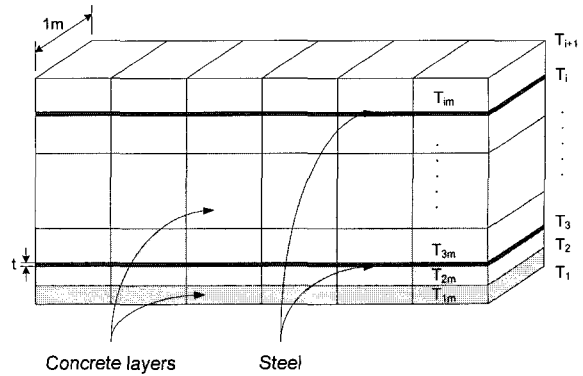


그림 8. 철근콘크리트 해석모델

각층 요소의 온도는 아래식과 같이 절점온도의 평균값으로 나타낸다.

$$T_{im} = \frac{(T_i + T_{i+1})}{2} \quad (6)$$

이러한 해석을 위한 몇 가지 중요한 가정은 다음과 같다.

1. 철근은 인장과 압축력만을 받는 Truss부재로 가정한다.
2. 해석모델의 철근량은 실제 배근된 철근과 동일한 면적을 갖도록 단위폭당의 두께  $t$ 로 나타낸다.
3. 콘크리트 면적에 비해 철근이 차지하는 면적이 매우 작으므로 철근의 열특성 영향을 무시한다.

Fig. 9에서 콘크리트 구조물의 내화성능을 평가하기 위한 과정을 순서대로 나타내었다. 적용순서는 먼저 구조물에 발생할 수 있는 화재모델을 결정한다. Fig. 10의 여러 화재온도곡선중에 적용하려는 해석모델에 맞는 화재곡선을 선택한다. 다음으로 시간별 열전달해석을 통하여 부재에 발생하는 시간 및 깊이에 따른 온도분포를 계산한다. 부재내의 온도분포를 바탕으로 콘크리트 및 철근의 구조물성치 변화를 고려하여 재료비선형 유한요소해석을 수행함으로써 부재에 발생하는 응력을 계산할 수 있다. 마지막으로 해석결과를 바탕으로 화재시 구조물의 하중저항능력을 평가한다.

## 2.2.2 화재온도

현재 유럽의 여러 나라에서 사용되고 있는 일반적인 화재온도 그래프가 Fig. 10에 나타나있다. 본 연구의 해석모델에는 독일의 Road tunnels(ZTV)를 적용하였다.

## 2.2.3 재료의 열특성

구조물 부재내의 온도를 계산하기 위해서는 재료의

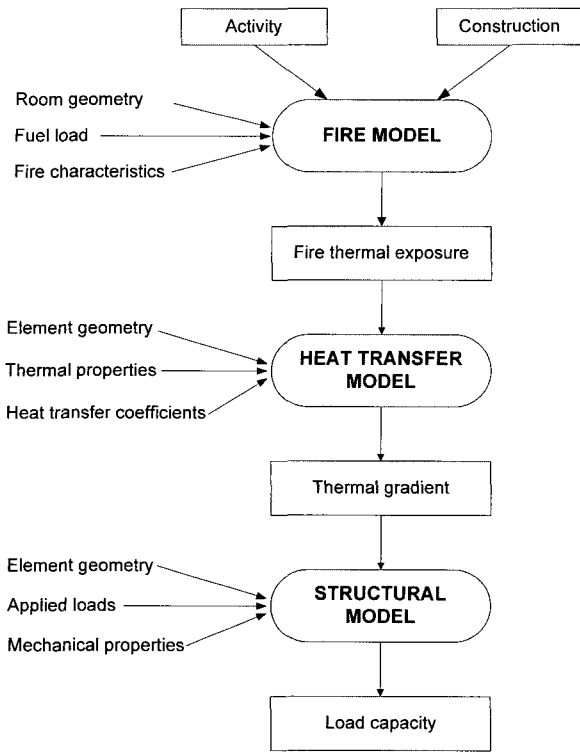


그림 9. 화재가 발생한 구조물의 하중저항능력 계산을 위한 순서도

열적특성을 알 필요가 있다. 콘크리트의 열전도성과 비열은 온도변화와 골재의 종류에 따라서 변한다. Fig. 11, Fig. 12에서 온도 및 재료에 따른 열전도성, 비열 그래프를 보여주고 있다.

### 2.2.4 열팽창

Fig. 13은 200~650°C 온도범위에서 철근의 평균적인 열팽창 크기를 보여주고 있다. 열팽창계수는 일정한 상수 값은 아니지만 온도가 증가함에 따라 증가하는 것을 알 수 있다. 열팽창계수  $\alpha$ 는 근사적으로 다

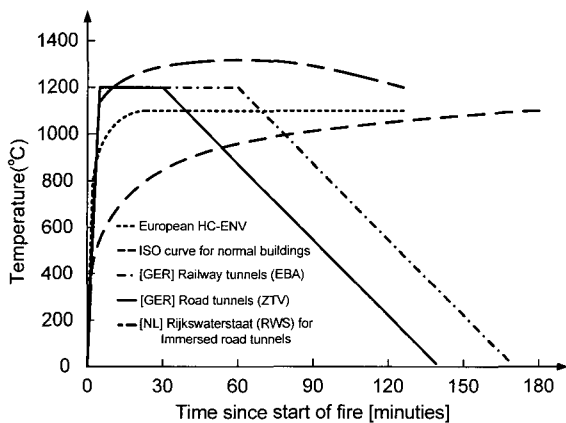


그림 10. 유럽의 화재온도 그래프

음과 같은 식으로 나타낼 수 있다.

$$\alpha = (11 + 0.0036 \theta) \times 10^{-6} / ^\circ\text{C} \quad (7)$$

콘크리트 골재종류에 따른 열팽창 그래프는 Fig. 14에 나타나있다.

### 2.2.5 콘크리트 강도

Fig. 15는 BS 8110(BSI, 1985)<sup>(3)</sup>에서 사용된 콘크리트 강도에 대한 온도영향을 보여준다. 일반적으로 콘크리트의 강도는 온도가 증가함에 따라 감소한다. Fig. 15의 보통 콘크리트와 경량 콘크리트의 설계식은 다음과 같다.

(a) 보통 콘크리트

$$K_{C,T} = 1.0 \quad T < 350^\circ\text{C} \quad (8)$$

$$K_{C,T} = (910 - T) / 560 \quad T > 350^\circ\text{C} \quad (9)$$

(b) 경량 콘크리트

$$K_{C,T} = 1.0 \quad T < 500^\circ\text{C} \quad (10)$$

$$K_{C,T} = (1000 - T) / 560 \quad T > 500^\circ\text{C} \quad (11)$$

### 2.2.6 철근 강도

Fig. 16은 BS 8110(BSI, 1985)에서 제안한 철근과 PS강재의 온도변화에 따른 강도변화를 보여준다. 일반적인 설계식은 다음과 같다.

(a) 철근

$$K_{y,T} = 1 \quad T < 250^\circ\text{C} \quad (12)$$

$$K_{y,T} = (720 - T) / 470 \quad T > 250^\circ\text{C} \quad (13)$$

(b) PS 강재

$$K_{y,T} = 1 \quad T < 150^\circ\text{C} \quad (14)$$

$$K_{y,T} = (700 - T) / 550 \quad T > 150^\circ\text{C} \quad (15)$$

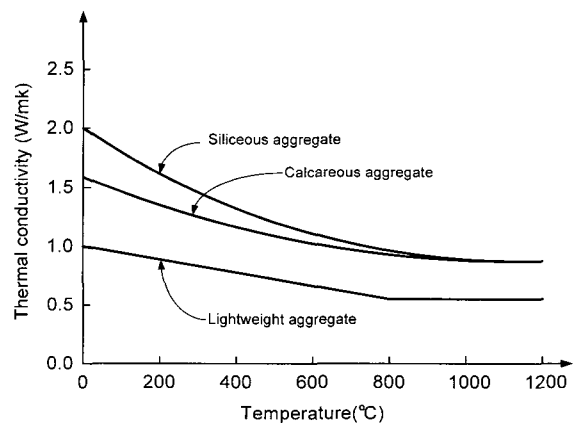


그림 11. 콘크리트의 열전도성 (Reproduced from (EC2,1993) by permission of CEN)

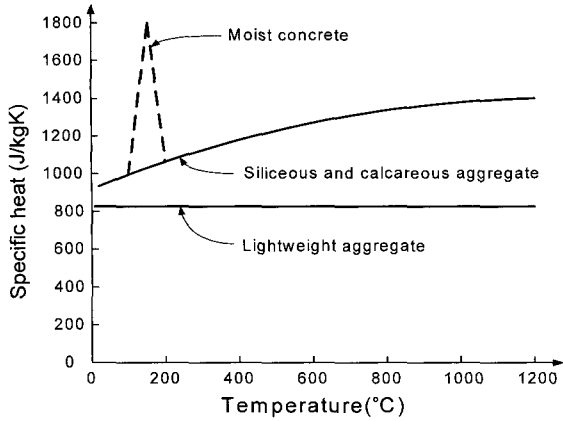


그림 12. 콘크리트의 비열 (Reproduced from (EC2,1993) by permission of CEN)

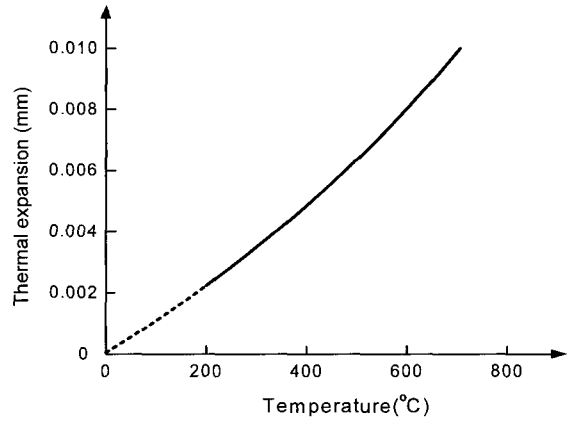


그림 13. 고온에서의 철근의 열팽창 (U.S Steel Corporation 1965)

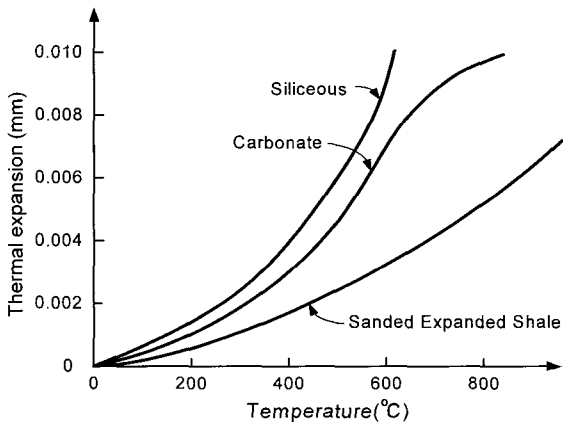


그림 14. 고온에서의 콘크리트의 열팽창 (by Cruz)

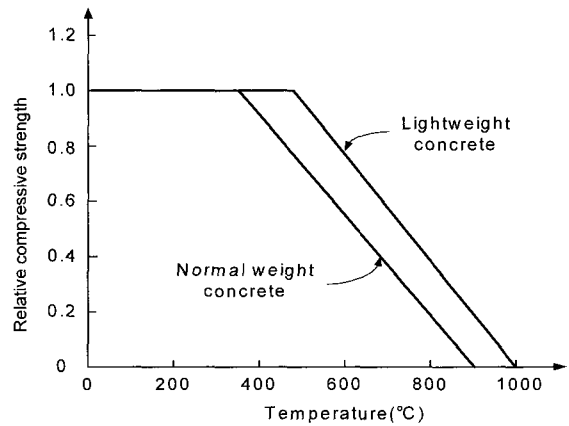


그림 15. 온도변화에 따른 압축강도감소에 대한 설계값

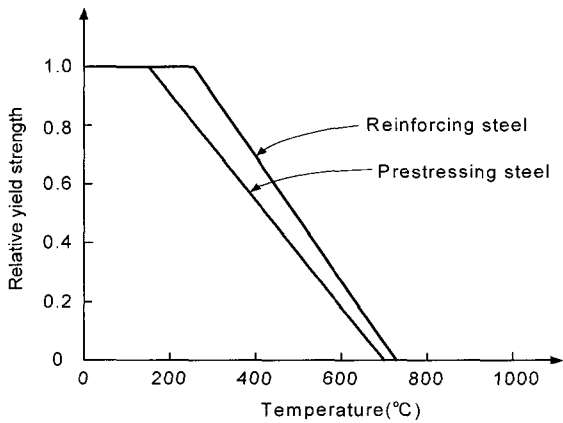


그림 16. 온도변화에 따른 철근 항복강도감소에 대한 설계값

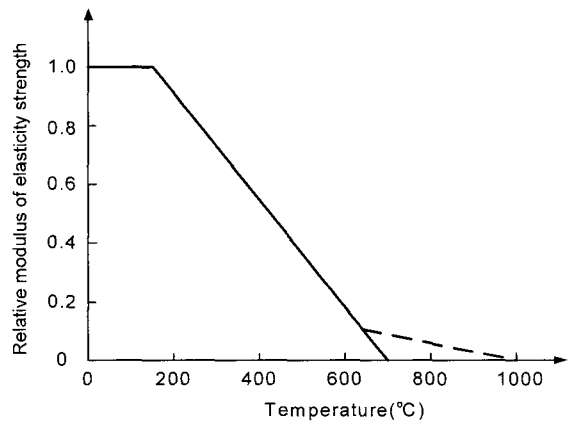


그림 17. 온도변화에 따른 콘크리트 탄성계수 감소에 대한 설계값

### 2.2.7 콘크리트 탄성계수

콘크리트의 탄성계수 역시 온도가 증가함에 따라 감소한다. Fig. 17은 BS8110(BSI,1985)에서 제안한 그래프를 보여준다. 경량 및 고강도 콘크리트의 경우

에도 일반 콘크리트와 유사한 거동을 보인다. Fig. 17의 그래프는 다음식과 같다.

$$K_{E,T} = 1.0 \quad T < 150^{\circ}\text{C} \quad (16)$$

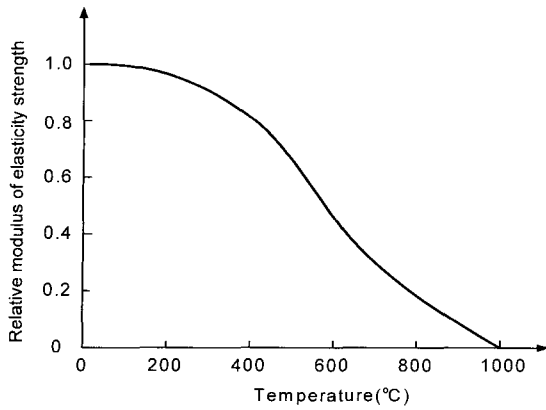


그림 18. 온도변화에 따른 철근 탄성계수 감소에 대한 설계값

$$K_{E,T} = (700 - T) / 550 \quad T > 150^\circ\text{C} \quad (17)$$

### 2.2.8 철근 탄성계수

Fig. 18의 그래프는 철근의 탄성계수 역시 강도감소와 같은 경향을 나타냄을 알 수 있다. AS4100, NZS 3404에서 온도에 따른 탄성계수식을 다음과 같이 제안하였다.

$$K_{E,T} = 1.0 + T / [2000 \ln(T/1100)] \quad 0 < T \leq 600^\circ\text{C} \quad (18)$$

$$K_{E,T} = 690(1 - T/1000) / (T - 53.5) \quad 600 < T \leq 1000^\circ\text{C} \quad (19)$$

### 2.2.9 응력-변형률 곡선

온도변화에 따른 콘크리트 및 철근의 응력-변형률 곡선은 Fig. 19, Fig. 20과 같다. 본 연구에서 콘크리트의 압축강도는 연속함수로써 해석적 모델에 편리한 Todeschini<sup>(4)</sup>의 식을 적용하였고 인장강도는 0으로 가정하였다. 철근은 Elastic and Plastic 그래프를 적용하였다.

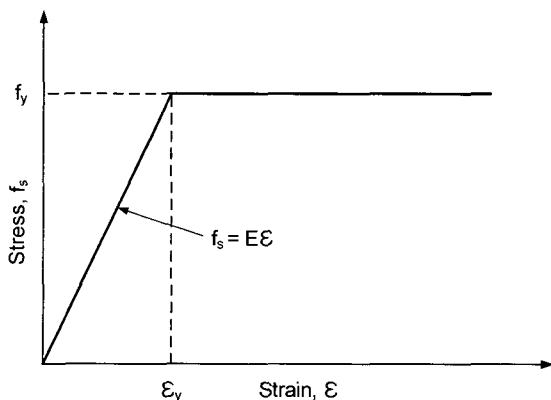


그림 20. 철근의 응력-변형률곡선

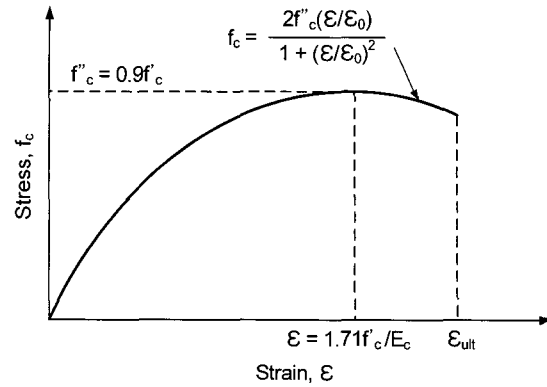


그림 19. 콘크리트의 응력-변형률곡선

## 3. 구조물의 내화성능 평가

### 3.1 구조물 제원 및 작용하중

Fig. 21은 본 연구에서 해석모델로 선정한 지하차도의 치수 및 철근배근상세를 보여주고 있다. 철근콘크리트의 단위중량은 25kN/m<sup>3</sup>이고 압축강도는 27MPa이다. 철근의 항복강도는 400MPa이고 지반변형계수는 56MPa이다. 화재지속시간은 Table 1로부터 3시간을 적용하였고 철근의 피복은 슬래브중앙 8cm, 지점 10cm, 외측벽체 10cm, 내측벽체 8cm로 하였다.

강도감소계수  $\phi$ 는 재료강도와 단면크기 산정의 불확실성을 고려하는 값이다. 내화설계에서는 가장 기대되는 강도를 기초로 하기 때문에 대부분의 설계기준들에서  $\phi=1$ 을 강도감소계수로 사용하고 있다. 지하차도에 작용하는 하중으로 Fig. 21과 같이 고정하중과 활하중, 토압을 고려하였다. 지하구조물의 경우 하중은 지중에 위치하는 깊이와 토층의 종류 그리고 지하수의 유무에 따라 변하게 된다. 본 논문에서는 내화성 평가를 위한 목적으로 3m정도의 지중에 위치한 지하차도에 발생하는 하중을 간략화 시켜 작용시켰다. 화재동안에 예상되는 작용하중은 상온에서의 최대 설계하중보다 훨씬 작아서 상시와는 다른 하중조합들이 사용되는데 본 연구에서는  $U=D+L+H$ 의 하중조합을 적용하였다.

Fig. 23은 내화성평가를 위한 검토 위치를 나타낸다. 지하차도는 기둥벽체를 지점으로 하는 연속된 슬래브로 볼 수 있으므로 Fig. 23에서와 같이 외측 지점부와 중앙부, 중간 지점부 3곳의 잔류공칭모멘트강도를 검토한다.



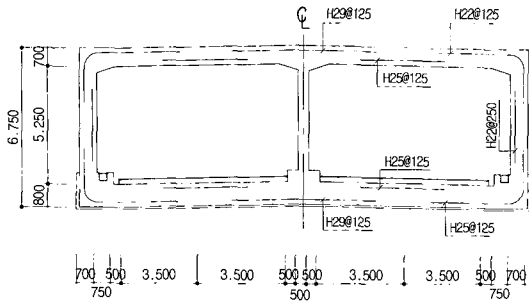


그림 21. 지하차도 치수 및 배근상세

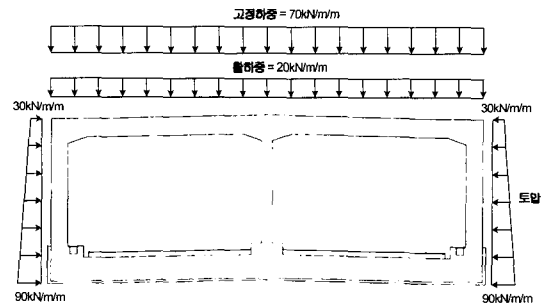


그림 22. 작용하중

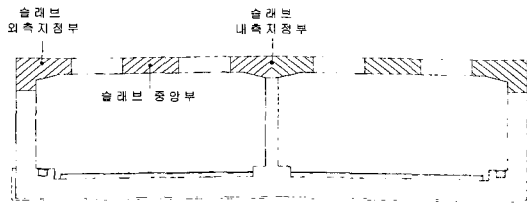


그림 23. 검토위치

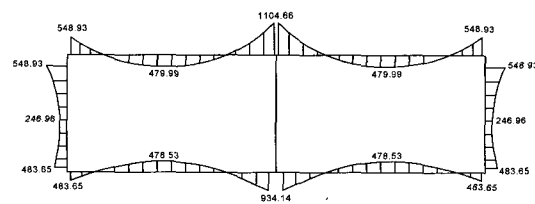


그림 24. 모멘트 다이어그램

### 3.2 ACI 216R-89설계기준에 의한 평가

지하차도의 부재력을 구하기 위해 2D 프레임 해석을 수행하였다. Fig. 24은 해석결과의 모멘트 다이어그램을 보여준다.

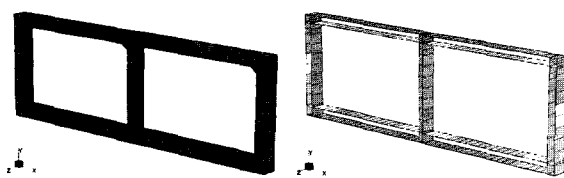
ACI 216R-89설계기준에 의한 평가결과를 Table 2에 나타내었다. 슬래브 중앙부의 잔류공칭모멘트강도( $M_{n\theta}^+$ )가 모멘트 분배의 영향을 고려하지 않아도 최대 작용모멘트( $M_{max}$ )보다 큰 값을 가지므로 화재에 대하여 충분히 안전하다고 할 수 있다. 따라서 이후 모멘트분배 계산은 의미가 없으므로 생략하도록 한다.

### 3.3 비선형 유한요소해석에 의한 평가

Fig. 25(a), (b)는 2D Plane strain 요소를 사용한 콘크리트 해석모델과 트러스 요소를 사용한 철근의 해석모델형상을 보여준다. Fig. 26은 Edge support 경계조건과 작용하중들을 나타낸다. 화재가 양방향구간에 동시에 발생할 가능성은 매우 적기 때문에 한쪽 구간에만 화재온도하중을 적용하였다. 이는 설계기준에 의한 해석과는 달리 여러 화재상황을 고려할 수 있는 유한요소해석의 장점을 잘 보여준다.

표 2. ACI 216R-89기준에 의한 내화성능평가 결과

구분	b (cm)	$d_{eff}$ (cm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\theta_{ave}$ (°C)	$a_\theta$ (cm)	$f_{y\theta}$ (MPa)	$f'_{c\theta}$ (MPa)	$M_n$ (kN·m)	$M_{n\theta}$ (kN·m)	$M_{max}$ (kN·m)
슬래브 외측지점부	100	97.9	30.97	490	8.7	400	16.7	1205	1158.7	548.9
슬래브 중앙부	100	60.7	40.54	380	6.73	388	27.0	947	885.9	480.0
슬래브 내측지점부	100	97.6	51.39	455	12.8	400	18.9	1963	1874.1	1104.6



(a) Concrete Model (b) Steel Model

그림 25. 해석모델

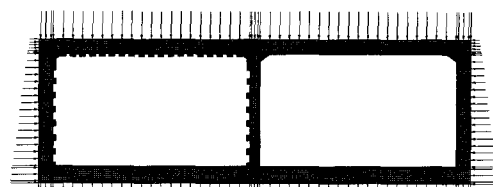


그림 26. 하중 및 경계조건

### 3.3.1 시간경과에 따른 열전달해석

독일의 Road tunnels(ZTV) 화재온도와 구성재료의 열특성을 적용하여 열전달해석을 수행하였다. Fig. 27의 철근의 온도그래프로부터 화재발생 후 1시간23분(5000sec)에서 철근이 298°C의 최대 온도에 도달했음을 알 수 있다. 이는 ACI 216R-89 설계기준의 내부온도그래프(Fig. 5)에서 구한 380°C에 비하여 낮은 값인데 이런 차이는 ACI설계기준에서 적용된 표준화재온도와 본 연구에 사용된 화재온도의 차이에서 오는 결과라 판단된다. Fig. 10의 ZTV화재온도 그래프에서 1200°C의 최대온도에 도달한 이후 Fig. 27의 철근의 최대온도는 70여분 지연되어 발생하였고 실제 외부에서 발생한 온도(1200°C)에 비해 상당히 낮은 온도(298°C)임을 알 수 있다. 이는 콘크리트가 가지고 있는 열전도성과 비열에 의한 결과이다. 철근아래에 위치한 콘크리트가 철근이 최고 온도에 도달하는 시간을 지연시켰을 뿐만 아니라 많은 양의 열에너지를 흡수했음을 알 수 있다. 이는 콘크리트 파괴의 중요성을 잘 보여주는 결과이다. Fig. 28은 콘크리트의 깊이 변화에 따른 각 화재 시간별 온도분포 그래프를 나타낸다. 시간이 경과함에 따라 표면의 온도는 감소하지만 콘크리트 내부의 온도는 증가함을 알 수 있다.

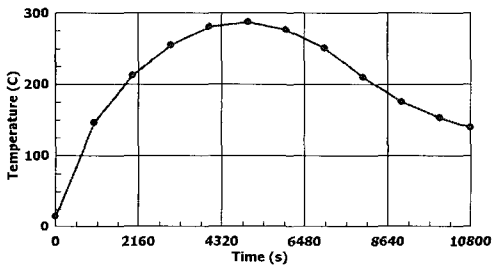


그림 27. 시간에 따른 철근의 온도그래프

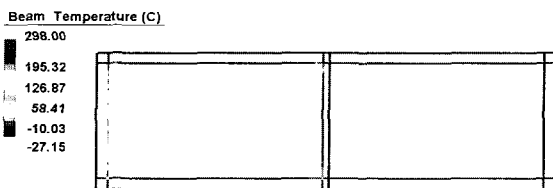


그림 29. 철근의 온도분포

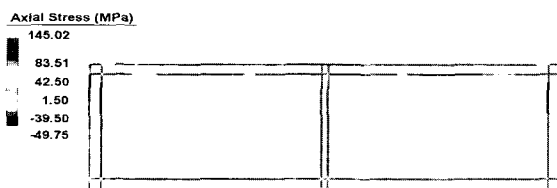


그림 31. 철근의 응력분포

Fig. 29와 Fig. 30은 화재시간 5000sec에서의 철근과 콘크리트의 온도분포를 보여준다.

구조물 내부의 온도를 구함에 있어서 표준화재하에서 일률적으로 깊이에 따라 내부 온도를 찾는 ACI 설계기준보다는 여러 화재상황을 고려하여 콘크리트 및 철근의 온도분포를 정확하게 구할 수 있는 열전달해석이 최선의 방법이라 생각된다.

### 3.3.2 재료 비선형유한요소해석

열전달해석으로부터 구한 각 절점별 시간에 따른 온도분포를 고려하여 재료비선형 유한요소해석을 수행하였다. Fig. 31, Fig. 32는 화재시간 5000sec에서의 철근과 콘크리트의 응력분포를 나타낸다. 철근의 최대응력은 내측 지점부 부모멘트 철근에서 발생하였다. ACI설계기준에서는 화재동안 일반적으로 지점부의 철근이 항복한다고 보았으나 재료 비선형 해석결과 지점부의 응력이 증가하긴 하였지만 항복에까지 이르지지는 않았다. 이는 부모멘트 철근에 충분한 강도 여유가 있기 때문으로 판단된다. 슬래브 중앙부 철근에서는 120MPa의 응력이 발생하였는데 감소된 철근 항복강도 359MPa에 비해 3배에 가까운 여유를 가지고 있음을 알 수 있다. 여기서 감소된 철근의 항복강도는 식(13)으로부터 구할 수 있다.

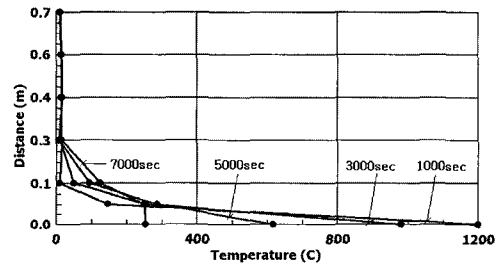


그림 28. 깊이에 따른 콘크리트의 시간별 온도그래프

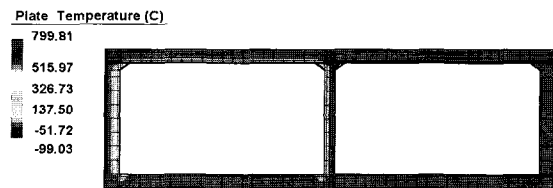


그림 30. 콘크리트의 온도분포

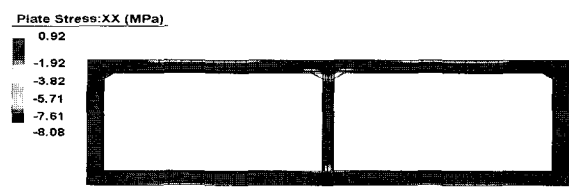
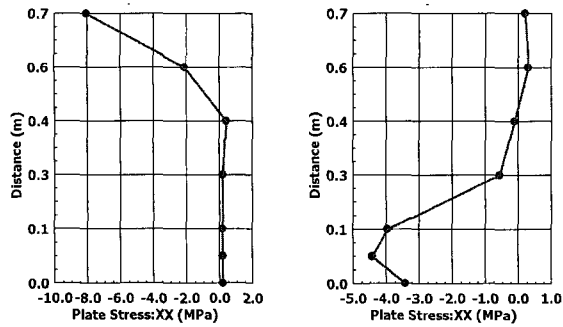


그림 32. 콘크리트의 응력분포



(a) 중앙부 (b) 지점부  
**그림 33. 콘크리트 응력분포그래프**

Fig. 33(a)에서 슬래브 중앙상단의 콘크리트는 강도 손실이 없기 때문에 탄성상태의 응력분포를 보이고 있는데 반해 Fig. 33(b)의 지점부하면의 콘크리트는 바닥부분의 고온으로 인한 강도저하로 비선형적인 거동을 나타내고 있음을 알 수 있다. 지하차도와 같은 부정정 구조물이 붕괴되기 위해선 중앙부와 지점부가 모두 파괴되어야 한다. 지금까지의 해석결과 붕괴메커니즘이 발생하지 않았으므로 Table 1에서 제시된 3 시간동안의 지속화열에 대해서 충분한 안전성을 가지는 것으로 판단된다. 이와 같이 ACI 기준의 내화성 평가 방법은 모든 구조물에 일관된 온도 그래프의 적용과 단순히 부재단위의 강도감소 평가만을 할 수 있을 뿐이지 화재로 인한 구조물의 복잡한 변화를 평가하지 못한다. 그러나 비선형 유한요소해석은 구조물의 상황에 맞는 화재온도그래프를 설계자의 판단에 따라 적용할 수 있으며 여러 재료들로 이루어진 구조물의 경우에도 각 재료들의 물성치를 고려할 수 있다. 또한 화재발생시 고온을 직접적으로 받는 부재의 거동과 화재를 직접적으로 격지 않는 부재의 저항 등 화재로 인한 전체 구조물의 거동을 여러 인자를 고려하여 합리적으로 도출해 낼 수 있다.

#### 4. 결론

화재가 발생해서 지속되는 동안 구조물의 거동을 평가하기란 매우 복잡하고 어려운 문제이다. 하지만 철도터널, 도로터널, 지하철 및 지하차도 등과 같은 중요한 교통시설 구조물의 화재로 인한 피해는 엄청나기 때문에 화재에 대한 안전성 확보는 간과해서는 안 될 중요한 요소이다. 기존의 설계기준으로도 기본적인 내화성의 평가가 가능하지만 화재동안에 전체

구조물의 거동변화를 정확하게 평가하기에는 한계가 있다. 이런 이유로 본 연구에서는 구조물의 내화성을 보다 합리적으로 평가하기 위해 비선형 유한요소해석 기법에 의한 내화성 평가를 수행하였다. 먼저 화재상황에 따른 화재온도 및 발생위치 등을 고려한 열전달 해석을 수행하여 화재시간과 구조물의 위치에 따른 온도분포를 알 수 있었고, 그 결과를 바탕으로 열변화에 따른 물성치 변화를 고려한 재료 비선형해석을 수행하여 구조물에 작용하는 응력을 정확하게 파악할 수 있었다. 이런 일련의 과정을 통하여 구조물의 파괴유무를 합리적으로 평가할 수 있었다.

고온하에서 콘크리트의 재료특성은 매우 많은 요인에 의해 영향을 받는다. 때문에 추후 지속적인 연구들로부터 명확하게 밝혀져야 할 열적특성들이 많을 것으로 생각된다. 앞으로 이런 다양한 재료특성 데이터들을 바탕으로 구조물의 내화성능 예측 및 설계기술 발전을 위한 연구가 지속적으로 수행되어야 할 것이다.

#### 참 고 문 헌

ACI Committee 216 (1989). Guide for Determining the Fire Endurance of Concrete Elements. American Concrete Institute  
 Andrew H. Buchanan. (2001). Structural Design for Fire Safety, John Wiley & Sons.  
 BSI (1985). Structural Use of Concrete, BS 8110. British Standards Institution, UK.  
 Claudio E. Todeschini, Albert C. Bianchini, and Clyde E. Kesler. (1964). Behavior of Concrete Columns Reinforced with High Strength Steels. ACI Journal, Vol. 61, No. 6, pp. 701-716.  
 EC2 (1993). Eurocode 2, Design of Concrete Structures. ENV1992-1-2, General Rules-Structural Fire Design. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium.

© 논문접수일 : 2005년 12월 06일

© 심사의뢰일 : 2005년 12월 09일

© 심사완료일 : 2006년 03월 25일