

기존 철근콘크리트 교각의 내진성평가

Seismic Evaluation of the Existing RC Piers

진 귀 현* 이 지 훈**
Juhn, Gui Hyun Lee, Ji Hoon

국문요약

본 연구에서는 국내기존 철근콘크리트(RC) 교각의 구조적 특성을 조사·분석하여 단면강도와 변형성능에 미치는 영향을 규명하였으며 이와 같은 특성을 고려한 내진성평가절차를 제시하였다. 기존 RC교각의 내진성평가를 위해서는 단면휨강도를 지배하는 주요인 작용축력과 주철근비 및 주철근강도, 주철근 항복후 부재변형성능과 전단강도를 지배하는 횡철근비 및 앵커상세, 그리고 주철근 부차파괴를 결정하는 주철근의 이음부위치에 대한 상세조사가 요구된다. 국내기존 RC교각은 대부분 횡철근의 앵커가 부적절하고 주철근의 위치가 소성힌지부에 위치하고 있으므로 휨연성거동을 위한 변형성능이 충분히 확보되어 있지 못하다. 따라서 여기서 제시된 평가절차는 기존 연속교 고정단교각의 내진성평가를 수행하고 그에 따른 적절한 내진보강을 하여 지진에 대한 안전성 확보 하는데 도움이 될 것으로 판단된다.

주요어 : 기존 철근콘크리트 교각, 내진성평가, 부재강도 및 변형성능

ABSTRACT

In this paper, the structural properties of the existing reinforced concrete(RC) piers are surveyed and the major factors influencing the member strength and deformation capacity are identified. Also a seismic evaluation procedure of RC piers is presented. The factors controlling the member strength are the applied axial load, the reinforcement ratio and yield strength of longitudinal rebar for flexural strength, and the transverse reinforcement for shear strength. Member deformation capacity largely depends on transverse reinforcement ratio and anchor detail, and splice location of longitudinal reinforcement. The above structural detail should be investigated for the detail seismic evaluation of RC piers. The most of existing RC piers have inadequate transverse reinforcement anchor details and the splices of longitudinal reinforcement in the pier bottom where plastic hinges are formed after yielding. Therefore the deformation capacity is not enough for the ductile flexural behavior of the RC piers. The presented evaluation procedure can be used for the rational decisions as to seismic retrofitting of the existing RC piers.

Key words : existing RC piers, seismic evolution, member strength and deformation capacity

1. 서 론

교량은 지진에 취약한 구조물로서 지진발생 시 교대, 교각, 기초구조, 받침부등에 손상이 발생하거나 상부구조가 지지부로 부터 이탈하여 전체붕괴가 초래되기도 한다. 국내의 경우 대부분의 교량이 1992년 내진설계개념이 도입되

기전 설계·시공된 관계로 기존교량의 지진에 대한 안전성 평가의 필요성이 대두되었다. 여러 교량형식중 특히 일점고정 다경간연속교의 고정단 교각은 중·소규모의 지진시에도 상부 구조의 교축방향 관성력이 집중되어 작용하므로 특히 지진에 취약하다.

교각이 외력에 대하여 저항 단면강도를 확보하도록 하는 하중개념 하에서는 지진하중이 큰 경우 상당한 단면크기가 요구된다. 이는 설계 지진하중의 교량공용수명 기간중 발생가능

* 정회원 · 시설안전기술공단 진단본부 실장, 공학박사, 구조기술사

** 정회원 · 시설안전기술공단 진단본부 사원

성을 고려하면 매우 비경제적 일뿐 아니라 비합리적이다. 따라서 설계 지진하중을 2원화하여 구조물수명 동안 1-2회 발생 가능성이 있는 지진규모에 대해서는 하중개념에 의한 설계를 수행하고 그보다 상당히 큰 지진규모에 대해서는 교각의 일부손상은 허용하고 붕괴는 방지하도록 하는 변위개념에 따라 설계하여 경제성을 도모하는 것이 합리적이다. 특히 기존 교각의 내진성능 향상을 위하여 붕괴방지수준의 지진규모에 대비한 하중개념에 따른 보강은 소요경비 및 공사의 어려움을 고려하면 비현실적이다. 그러므로 기존교각의 내진성 평가에 있어서는 단면의 강도뿐 아니라 변위개념 설계하의 부재의 변형성능을 동시에 평가하여야 한다.

일반적인 철근콘크리트 교각의 파괴모드는 휨파괴, 휨-전단파괴, 전단파괴로 구별할 수 있다. 휨파괴는 발생 휨모멘트가 부재의 항복강도를 초과하여 소성힌지가 발생한 후 추가하중저항 능력을 상실한 상태에서 계속 변형이 발생하는 파괴모드이다. 휨-전단파괴는 휨항복 후 소성힌지부의 전단강도가 저하되어 전단파괴가 발생하는 파괴모드이고 전단파괴는 휨항복 발생전에 작용전단력이 전단강도를 초과하는 경우의 파괴모드로서 급격한 취성파괴가 발생한다. 신설교량의 내진설계시에는 취성적 파괴모드인 전단파괴에 앞서 휨연성 파괴가 발생하도록 유도하고 있다. 또한 휨파괴 시 충분한 연성을 확보하기 위하여 교각의 철근량 및 배근상태에 대한 규정을 두고 있다.⁽¹⁾ 이는 교량의 내진설계시 매우 중요한 개념으로서 과거 설계시에는 전혀 고려되지 않은 사항들이다.

본 연구에서는 국내 기존 철근콘크리트 교각의 구조적특성을 조사·분석하여 단면강도와 변형성능을 고려한 내진성 평가절차를 제시하고 그에 따라 실교량을 대상으로 철근콘크리트 T형 교각의 내진성 평가를 수행하였다.

2. 기존 교각의 구조적 특성

국내의 내진설계가 수행되지 않은 기존교각의 구조적 특성은 다음과 같다.

1) 작용압축력

교각에 작용하는 압축력은 $Ag \cdot \sigma_{ck}$ 의 5~10% 정도로 매우 낮은 수준이다. 이는 교각의 단면크기는 강도측면에서 결정되기 보다 교량 받침크기에 의해 결정 되기 때문이며 원형교각의 경우 강교는 2.0~3.0m, PSC BOX교는 3.0~3.5m가 일반적인 크기이다.

2) 주철근량

교각의 주철근비는 0.7~1.2%의 범위가 일반적이다. 도로교 표준시방서에서 주철근비는 0.15~6%범위로 정하고 있으나 교각의 크기가 교량받침 크기에 따라 정하여진 관계로 강도상 소요 주철근량은 작게된다.

3) 띠철근 상세

과거 도로교 표준시방서에서는 띠철근 상세는 철근지름은 D13 이상, 철근간격은 30cm 이하, 지름의 1/2이하, 12 d_i 중 작은값을 사용하도록 규정되었다. 1992년 내진설계가 도입됨에 따라 소성힌지 개념이 도입되어 횡방향 철근에 대한 규정이 추가되었으나 교각단면이 큰 경우 그에 따른 철근량이 매우 많이 필요하게되어 실제로는 설계에 반영되지 않았다. 기존교각의 횡철근은 직경 D13 또는 D16으로 200~300mm의 간격으로 설치되어 있으며 그림 1(a)와 같이 횡철근의 앵커가 적절치 못한 300~400mm의 겹이음으로 되어있다. 기존교각의 설계시 작용수평력으로 받침의 마찰력, 제동에 의한 수평력등만이 고려된 관계로 설계전단력이 매우작아 도로교 표준시방서 규정상 최소철근 정도를 사용하였다

4) 재료의 강도

콘크리트의 강도는 $210 \sim 280 \text{ kgf/cm}^2$ 이며 철근은 SD30 ($\sigma_y = 3000 \text{ kgf/cm}^2$)이 주로 사용되어왔다.

5) 주철근 정착 및 이음

주철근의 정착은 갈고리를 사용하여 왔으며 철근강도를 발휘할 수 있는 정착장을 보유하고 있다. 그러나 주철근 이음부 위치는 설계도면상 표시되어 있지 않은 관계로 그 위치를 알수 없으나 시공편의상 기초상면에 접이음을 배치한 경우가 많다(그림 1(b)).

콘크리트 덮개가 파손되는 경우 심부콘크리트의 구속기능은 급격히 저하될 것이다. 따라서 횡철근의 주요기능인 종방향 주철근의 좌굴방지 기능 및 심부콘크리트의 구속기능을 기대하기 어려우므로 덮개 콘크리트 파손후 휨강도 및 전단강도의 급격한 저하로 인한 파괴가 예상된다. 또한 주철근의 이음부 위치가 최대 휨모멘트가 발생하는 교각하단에 위치하고 횡철근에 의한 구속효과가 작은 경우 지진에 의한 반복하중 작용시 주철근 이음부에 미세균열이 발생하고 그에 따라 콘크리트의 유효인장응력 감소로 부착강도가 저하되어 주철근의 부착파괴가 발생이 예상된다.

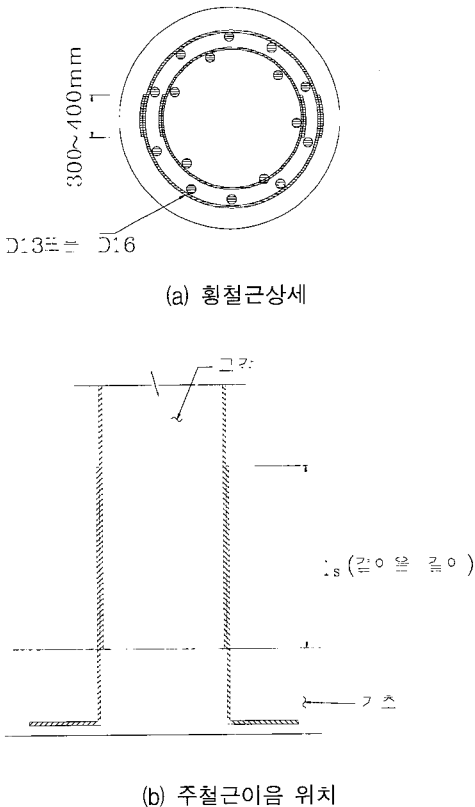


그림 1 철근상세

이상의 기존교각의 구조적 특성중 교각의 횡철근에 대한 상세를 고려하면 기존교각의

3. 단면강도 및 변형성능

설계 탄성지진력이 상당히 큰 경우 단면을 크게하여 강도기준을 만족시키는 것은 설계 지진과 같이 발생빈도가 매우적은 하중에 대해서는 비경제적이다. 따라서 대상부재의 항복을 허용하고 변형능력을 확보함으로써 부재의 일부손상은 허용하되 전체 교량의 붕괴는 방지하는 것이 붕괴방지수준의 설계지진에 대한 안전성확보 개념이다. 교각의 항복 후 손상정도는 변형률 또는 변위와 밀접한 관계가 있다. 따라서 교각이 파괴됨이 없이 하중에 저항할 수 있는 최대변형률 또는 최대변위를 고려하여 내진성 평가를 수행하여야 한다.

내진성 평가를 수행함에 있어 탄성지진력과 단면강도의 상대적인 크기에 따라 하중개념 또는 변위개념이 사용된다. 설계탄성지진력이 단면강도보다 작은 경우 교각의 변형성능과 관계없이 안전성이 확보되어 있는 것으로 평가한다. 만일 설계탄성지진력이 단면강도를 초과하는 경우 대상교각의 최대 변형성능에 근거하여 결정되는 하중감소계수(응답수정계수)로 탄성지진력을 수정하여 단면강도와 비교하여 내진성을 평가한다.

3.1 단면강도

3.1.1 휨강도

임의의 철근콘크리트 단면의 휨강도는 모멘트-곡률($M-\phi$)해석을 통하여 그림 2와 같이 휨모멘트와 곡률의 관계곡선을 구하여 결정한다.⁽²⁾

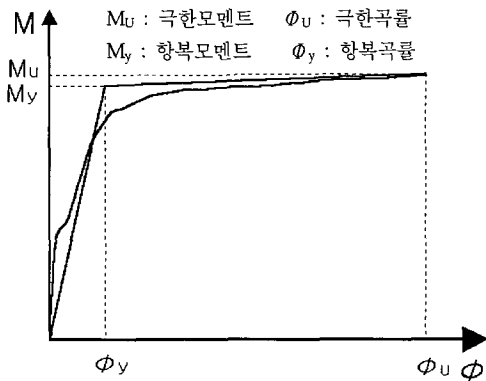


그림 2 모멘트-곡률 관계곡선

본 연구에서는 철근콘크리트의 단면특성이 모멘트-곡률관계에 미치는 영향을 검토하기 위하여 직경 3.0m인 원형단면에 대하여 표 1과 같은 단면특성범위에 대하여 모멘트-곡률 해석을 수행한 결과를 그림 3에 도시하였다.

표 1상의 단면특성의 범위는 2장에서 기술한 국내 기존교각의 구조적 특성을 고려하여 결정하였으며 해석시 하나의 단면특성 변화만 고려하였으며 다른 단면특성들은 기준값을 사용하였다.

그림 3으로부터 각단면특성이 단면휨강도와

곡률에 미치는 영향을 요약하면 다음과 같다.

- 1) 축력의 증가에 따라 항복 및 극한모멘트는 증가하나 극한곡률은 감소한다.
- 2) 횡철근비의 증가에 따라 극한모멘트 및 극한곡률이 증가하나 항복모멘트 및 항복곡률의 변화는 거의 없다.
- 3) 주철근비 및 철근강도의 증가에 따라 항복모멘트 및 극한모멘트는 증가하나 곡률의 변화는 없다.
- 4) 콘크리트 강도는 모멘트 및 곡률에 영향이 거의 없다.

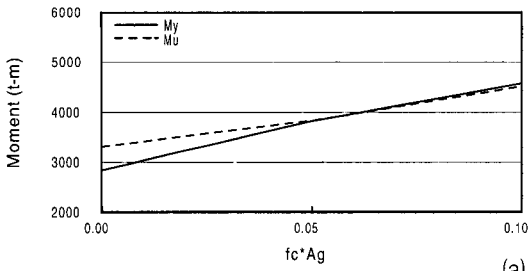
이상의 결과는 국내기존 철근콘크리트 교각의 단면특성 범위에 대한것으로서 단면휨강도에 지배적인 영향을 미치는 요소는 작용축력, 주철근비, 주철근강도이고 교각의 변형성능을 결정하는 주요소는 횡철근비이다. 따라서 철근콘크리트 교각의 내진성평가시 단면휨강도 및 변형성능을 정확히 산정하기 위해서는 단면의 크기 이외에 작용축력, 주철근량, 주철근강도, 횡철근량에 대한 상세한 조사가 필수적으로 요구된다.

이상의 단면특성 이외에 철근콘크리트 교각의 단면휨강도에 영향을 미치는 요소는 주인장 철근의 앵커와 이음길이 등의 주철근 상세가 있다. 국내 기존교각의 경우 주철근 앵커는 90° 갈고리를 사용하여 왔고 기초의 전높이의 정착길이를 지니고 있어 휨강도 감소영향은 없다. 또한 주철근의 이음길이가 시방규정상 최소길이 이상인 경우 휨강도의 감소는 없다.

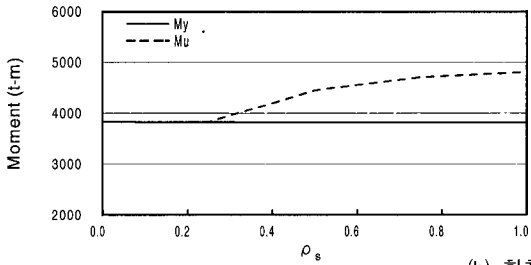
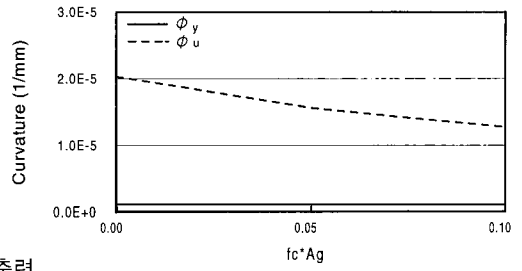
표 1 단면특성범위

단면특성	범위	기준값
주철근비(ρ)	0.5~1.5%	1.0%
횡철근비(ρ_{st})	0~1%	0.25%
철근강도(σ_y)	3000~4000 kgf/cm^2	3000 kgf/cm^2
콘크리트강도(σ_{ck})	210~280 kgf/cm^2	240 kgf/cm^2
축방항력	0~0.1 $\sigma_{ck} A_g$	0.05 $\sigma_{ck} A_g$

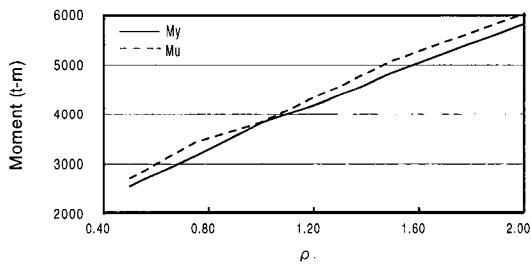
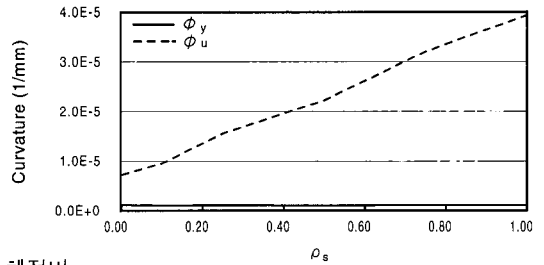
기존 철근콘크리트 교각의 내진성평가



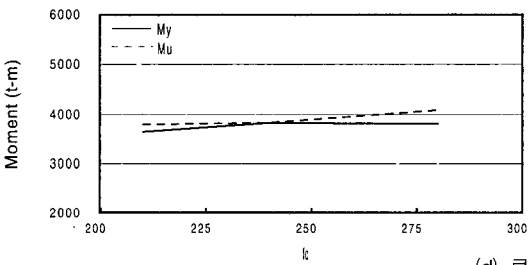
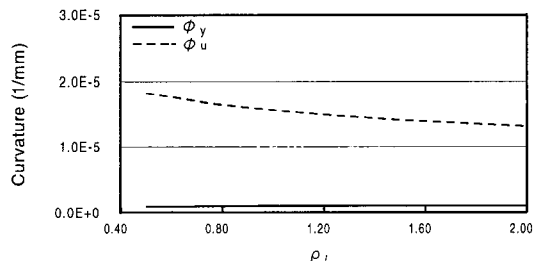
(a) 작용 수평



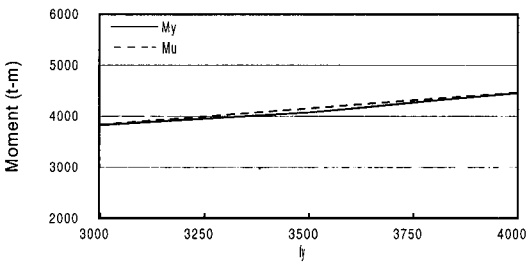
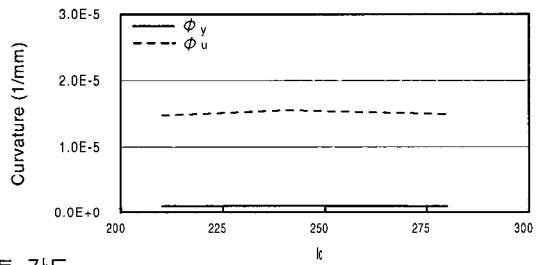
(b) 횡철근 체적비



(c) 주철근비



(d) 콘크리트 강도



(e) 주철근 항복강도

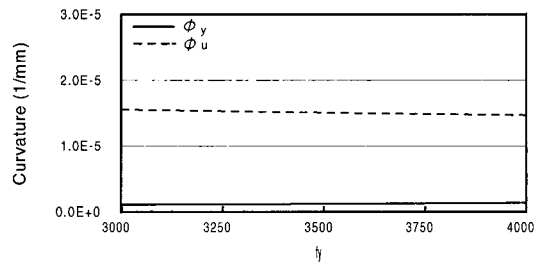


그림 3 단면 구조특성에 따른 모멘트 및 곡률변화

3.1.2 전단강도

철근콘크리트 교각의 전단강도는 다음식으로 구한다.^{(3),(4)}

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (1)$$

여기서,

$$V_c = 0.32\sqrt{\sigma_{ck}} A_e \sim 0.92\sqrt{\sigma_{ck}} A_e \quad (\text{그림 4})$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_h \sigma_y D'}{s} \cot 30^\circ \quad (\text{원형교각})$$

$$= \frac{A_v \sigma_y D'}{s} \cot 30^\circ \quad (\text{구형교각})$$

$$V_p = P \cdot \tan \alpha$$

식 (1)에서 콘크리트가 부담하는 전단강도는 횡철근 앵커가 적절하게 되어 있는 경우 그림 4에서 구할 수 있다. 그림 4는 최대발생변위와 항복변위의 비인 변위연성비에 따라 소성힌지 부에서의 콘크리트 전단강도를 실험적으로 구한 것이다.

V_s 는 전단철근이 부담하는 전단력이며 V_p 는 압축력에 의한 전단강도 증가효과를 고려하기 위한 것이다.

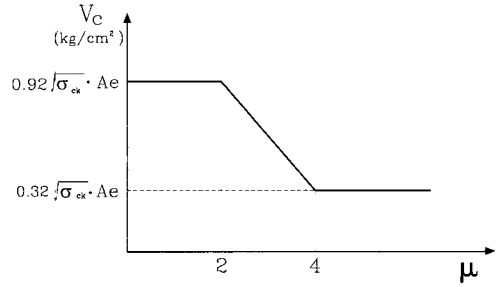


그림 4 연성비를 따른 콘크리트 전단강도

3.2 변형성능

그림 5와 같은 캔틸레버형식 교각의 변형성능 지표인 변위연성비는 비탄성 상세해석을 수행하지 않고 간편한 근사방법으로 계산할 수 있다.

그림 5의 곡률분포도중 실제 곡률분포는 점선에 해당되나 간단한 힘-변위관계를 도출하기 위하여 실선으로 가정한다.

항복변위는 곡률분포로부터 다음식으로 구할 수 있다.

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H^2}{3} \quad (2)$$

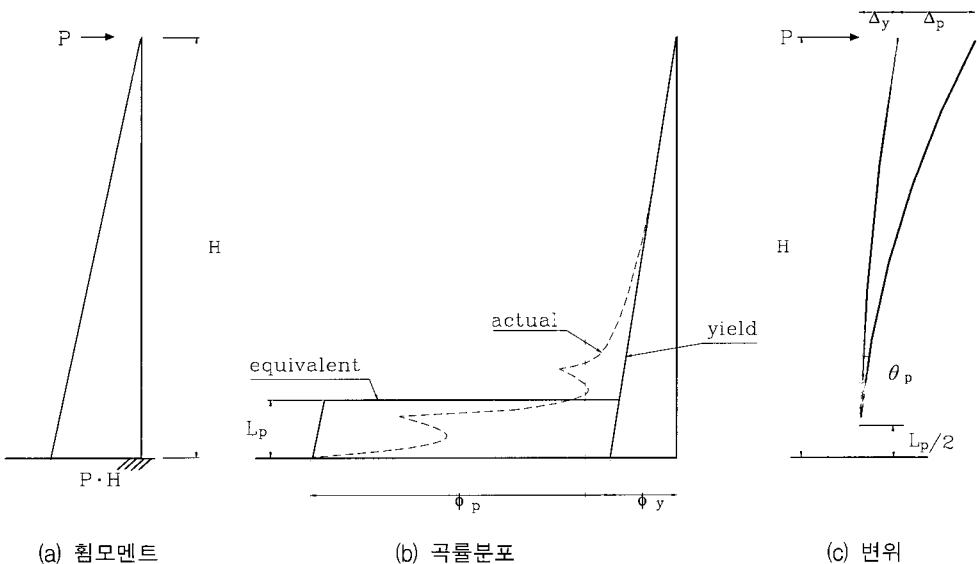


그림 5 캔틸레버 교각

소성변위를 구하기 위한 소성회전각과 소성
흔지부 길이는 다음식으로 구한다.

$$\theta_p = (\Phi_{max} - \Phi_y) \cdot L_p \quad (3)$$

$$L_p = 0.08 H + 0.002 \sigma_y d_{bl} \geq 0.0045 \sigma_y d_{bl} \quad (4)$$

여기서, σ_y : 주철근 항복강도 (kg/cm^2)

d_{bl} : 주철근 직경

따라서 소성변위는

$$\Delta_p = \theta_p \left(H - \frac{L_p}{2} \right) \quad (5)$$

가 된다.

식 (2)와 식 (5)로부터 최대발생변위와 항복
변위의 비인 변위연성비는 다음과 같다.

$$\mu_d = (\Delta_y + \Delta_p) / \Delta_y \quad (6)$$

이상의 관계식들을 이용하여 주철근과 횡철
근의 상세에 따라 콘크리트 및 주철근의 최대
허용변형율에 해당하는 최대곡률(Φ_{max})로부터
최대 허용연성비를 구한다. 최대곡률은 3.1.1절
의 모멘트-곡률관계로부터 구할수 있으며 최대
곡률을 결정하는 주요소는 횡철근체적비이다.
그 이외에 철근상세에 따라 주철근 부착과피,
주철근 인발, 주철근 좌굴과피등에 의한 급격
한 강도저하가 발생하므로 그에 따른 최대허
용 콘크리트 또는 철근 변형율에 따라 최대허
용 곡률을 계산하여 부재의 허용 변위연성비
를 구하여 교각의 내진성 평가에 사용한다.

3.3 응답수정계수와 변위연성비의 관계

부재의 비탄성거동에 따른 하중감소효과는
하중감소계수(Force Reduction Factor)또는 응
답수정계수(Response Modification Factor)로
나타내며 이는 탄성거동시 지진력을 비탄성
거동시 지진력으로 나눈값으로 정의된다.

탄소성 단자유도 시스템하에서 변위연성비

(Displacement Ductility Ratio)는

$$\mu = \Delta_u / \Delta_y \quad (7)$$

로 정의된다.

탄성 및 탄-소성거동에 의한 두시스템이 변
위가 일정하다는 개념하에서는 응답수정계수
(R)와 연성비의 관계는

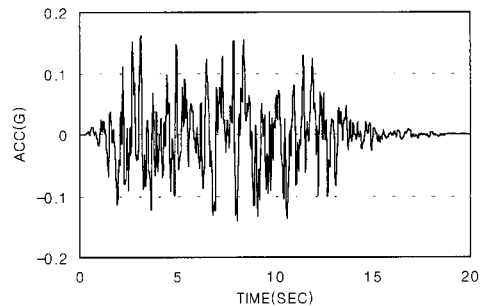
$$R = \frac{P_E}{P_y} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \mu \quad (8)$$

이며, 두시스템이 에너지가 일정하다는 개념하
에서는

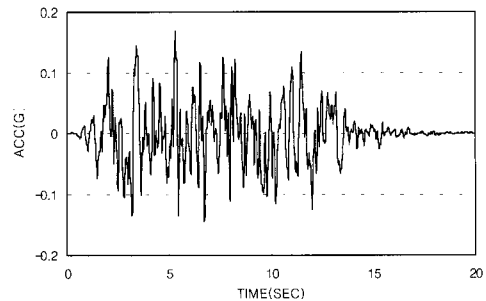
$$R = \sqrt{2\mu - 1} \quad (9)$$

가 된다.

응답수정계수와 변위연성비의 관계를 규명하기
위하여 국내의 설계 응답스펙트럼에 상응하는 2
개의 지반운동 가속도 시간이력(그림 6)을 사용하
여 단자유도 탄-소성 시스템의 해석을 수행하였다.

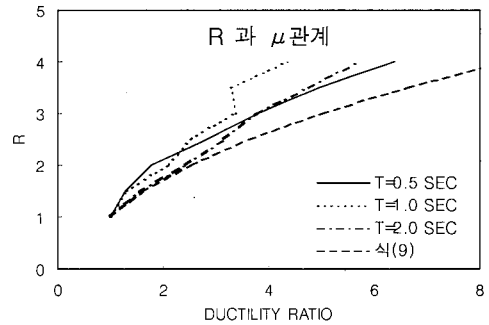
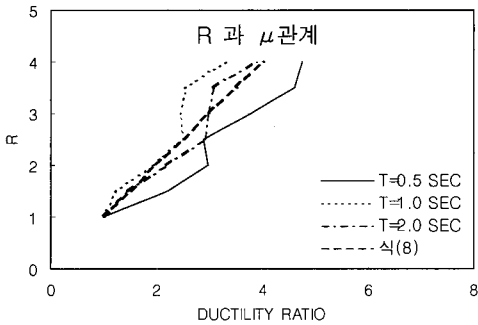
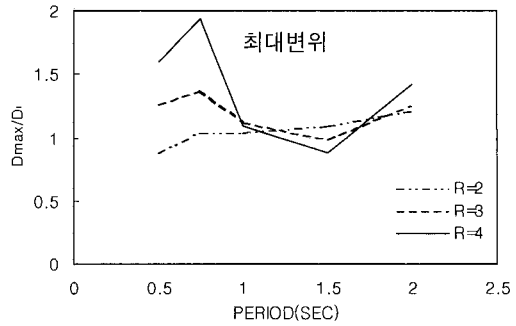
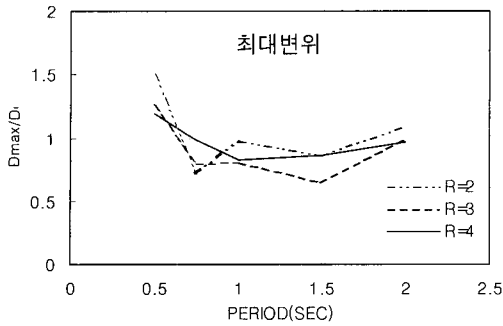


(a) 지반가속도 I



(b) 지반가속도 II

그림 6 지반운동 가속도 시간이력



(a) 입력지반가속도 I

(b) 입력지반가속도 II

그림 7 입력지반가속도에 따른 응답수정계수 및 최대변위

그림 6의 지반운동 가속도에 따른 탄성 및 탄소성 거동의 최대변위비와 응답수정계수와 변위연성비의 관계를 그림 7에 도시하였다.

그림 7에서 지반가속도 I의 경우 변위연성비에 따른 응답수정계수는 식 (8)이 적절하고 입력지반가속도 II의 경우에는 식 (9)가 더 적절함을 알수 있다.

탄소성 시스템의 전체변위는 탄성변위와 소성거동에 따른 소성변위의 합으로서 소성변위는 입력지반운동의 저주파수 성분에 의해 지배된다. 탄소성 시스템의 전체변위는 다음식으로 표현되며

$$x(t) = \eta(t) + z(t) \quad (10)$$

$\eta(t)$ 는 소성거동에 따른 drift응답으로서 항복후의 소성변위이고 $z(t)$ 탄성 응답성분으로서 $\pm \Delta_y$ 범위내의 값을 가진다. 입력지반운동의 랜덤특성을 고려한 추계학적 해석에 의

한 결과에 따르면 탄-소성 시스템의 최대변위는 입력지반운동에 저주파수 성분이 없는 경우 탄성최대변위의 1.28배, White Noise(일정 주파수성분)인 경우 1.88배, 저주파수 성분이 증폭된 경우 3.0배까지 발생하는 것으로 연구되었다.⁽⁵⁾ 또한 탄소성 시스템의 응답수정계수와 변위연성비의 관계를 위하여 구조물의 고유주기, 지반조건, 입력지반 운동의 특성을 고려한 해석결과를 통계적으로 처리한 여러 가지 관계식들이 제안되어 왔다.⁽⁶⁾ 여기에서는 변위연성비에 따른 응답수정계수를 식 (9)를 사용하여 교각의 내진성평가를 수행하였다.

4. 교각의 내진성평가

4.1 내진성 평가절차

실계지진하에서 교량의 고유주기에 따라 계산된 설계 탄성지진력이 단면강도보다 작은

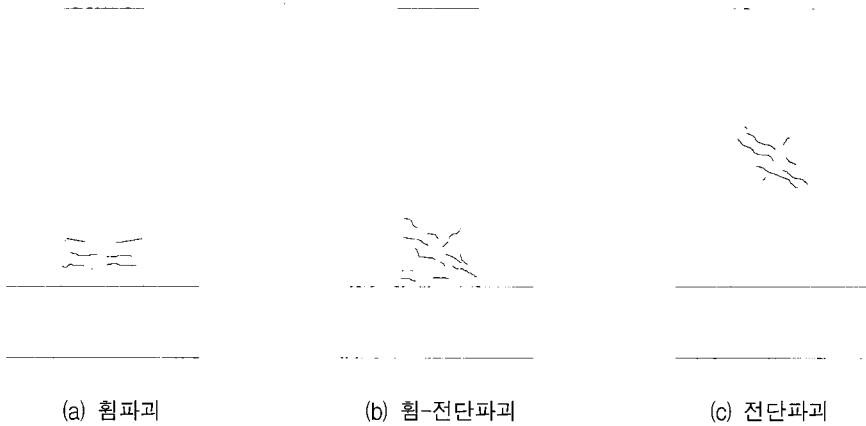


그림 8 교각의 파괴양상

경우는 지진에 대하여 안전한 것으로 평가하고 탄성지진력이 단면강도보다 큰 경우에는 주어진 단면강도하에서 교각이 붕괴되지 않고 하중지지능력을 유지할 수 있는 최대변위를 고려하여 내진성을 평가한다. 일반적으로 교각부재는 비탄성거동에 따라 소성변형이 발생하며 부재의 손상정도는 소성변형량에 좌우된다. 따라서 교각의 내진성평가는 교각이 붕괴됨이없이 하중을 지지할 수 있는 변형성능에 대한 평가와 부재강도평가가 동시에 포함되어야 한다.

교각의 지진에 의한 파괴양상은 그림 8과 같다.

휨파괴는 부재의 전단강도가 휨강도에 비하여 큰 경우로서 휨연성거동을 동반하는 경우이고 휨-전단파괴는 소성힌지구역에서 휨항복 발생후에 콘크리트의 전단강도 저하로 인

하여 전단파괴가 발생하는 것이다. 또한 전단파괴는 부재의 전단강도가 휨강도에 비하여 작은 경우 발생하는 것으로 취성파괴가 된다. 이러한 파괴모드들을 하중-변위관계와 단면강도와의 관계로 도시하면 그림 9 및 그림 10과 같다.

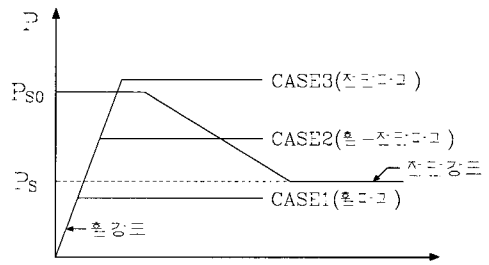


그림 10 단면강도와 파괴모드의 관계

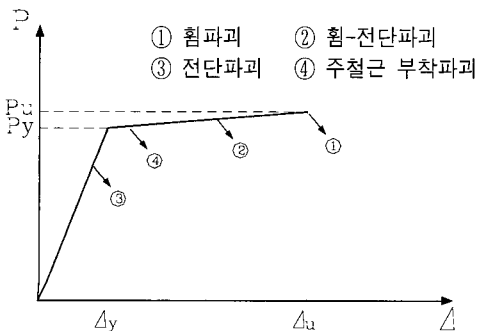


그림 9 하중-변위관계도

국내 기존교량의 경우에는 횡철근이 그림 1(a)와 같이 단순히 겹이음만 되어있는 관계로 콘크리트 덮개가 파손후 심부 콘크리트의 횡구속효과 및 횡철근의 전단저항 능력이 급격히 저하된다. 따라서 겹이음이 되어있는 횡철근의 경우는 콘크리트 덮개가 파손되는 콘크리트 변형율 $\epsilon_c=0.004$ 에서 주철근의 좌굴 또는 전단파괴가 발생하는 것으로 고려한다.⁽⁷⁾ 주철근 이음부가 소성힌지부에 위치하고 있는

경우에는 지진에 의한 반복하중(cyclic load)작용에 따라 철근과 콘크리트의 부착강도 저하로 인하여 주철근이 겹이음부에서 부착파괴가 발생한다. 항복강도를 발휘할수 없게 되는 경우가 있다. 이와같은 현상은 실험적으로 규명되었으며 최외측 콘크리트 압축 변형율이 $\epsilon_c=0.002$ 에 달하면 종방향 미세균열이 발생하고 반복하중 하에서 유효인장 강도가 감소함에 의한 것이다. 횡철근으로 콘크리트 심부가 구속되어 있는 경우에는 횡철근의 구속력에 의한 부착파괴면에 전단마찰 저항으로 부착파괴가 방지된다. 이때 필요한 횡철근량은 다음식 이상이어야

한다.⁷⁾

$$\rho_s = \frac{1.4 A_b \cdot f_y}{p \cdot l_s \cdot f_{sh}} \quad (11)$$

여기서,

$$\rho_s = \frac{4A_p}{D_s} : \text{횡철근 체적비}$$

A_b, f_y : 주철근 단면적, 항복강도

p : 부착파괴면의 길이

l_s : 겹이음 길이 ($l_s > 0.006d_b \cdot f_y$)

$f_{sh} = 0.0015 \cdot E_s$: 횡철근 강도

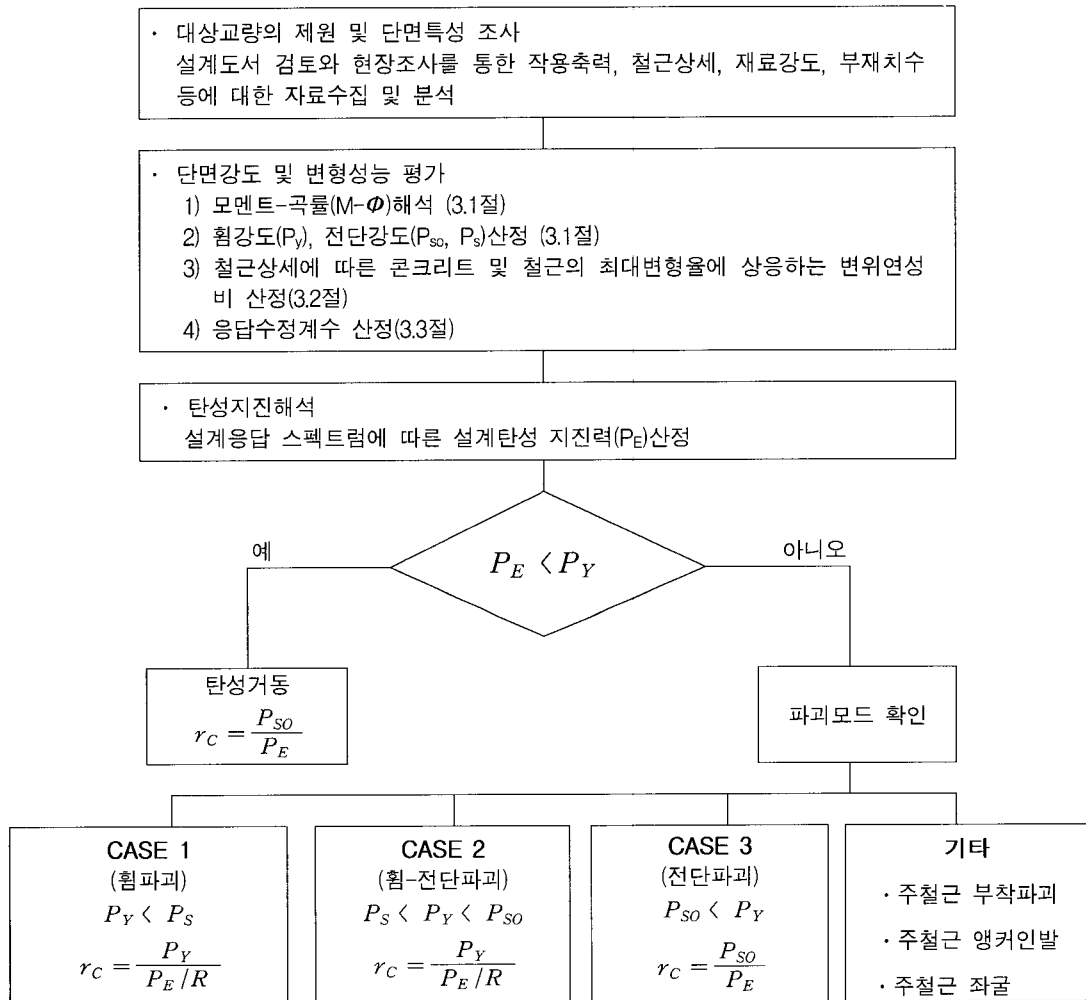


그림 11 교각의 내진성 평가절차

식 (11)에 따르면 주철근 부착파괴방지를 위한 소요 횡철근 체적비가 주철근 D32인 경우 약 0.5%가 된다. 그러나 국내 기존교각의 경우 횡철근 체적비가 0.1~0.3% 정도이므로 주철근 이음부가 소성흔지부에 위치하고 있는 경우는 종방향 미세균열 발생시점인 최외측 콘크리트 변형율이 $\epsilon_c = 0.002$ 에 달할 때 부착파괴가 발생하는 것으로 고려한다.

이상의 파괴모드를 고려한 기존교각의 내

진성평가는 그림 11과 같은 절차에 따라 수행한다.

4.2 실교량의 내진성평가

4.1절의 내진성평가절차에 따라 그림 12와 같은 일점고정 다경간연속교를 대상으로 철근콘크리트 원형교각의 내진성평가를 수행하였다. 대상교량의 상·하부구조특성은 표 2와 같다.

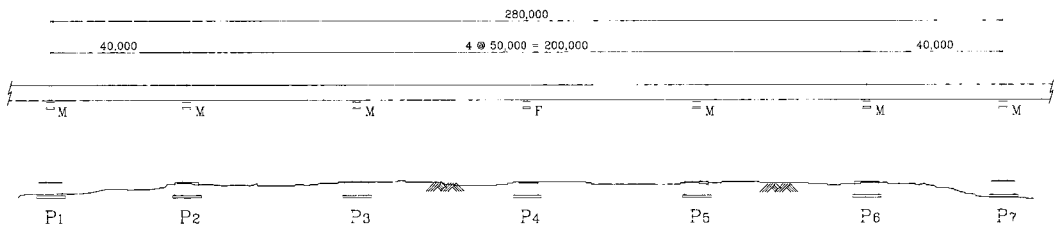


그림 12 대상교량

표 2 상·하부구조특성

상 부 구 조	차 선 수	2차선 (교폭 12.145m)	
	단 위 m당 중 량 (w(x))	21.5 t/m	
	단 면 적 (A)	8.6 m ²	
	단면강성(EI ₃)	3.50 × 10 ⁷ t·m ²	
하 부 구 조	교 각	형 식	T형 원형교각 (Solid)
		지 림	3.0 m
		단 면 적 (A)	7.07 m ²
		유효 단면강성 (E · I _{eff})	3.49 × 10 ⁶ t·m ²
		철근항복응력(σ _y) 콘크리트강도(σ _{ck})	3000 kgf/cm ² (SD30) 240 kgf/cm ²
		사 용 주철근	D32 × 88 (2단배근) ρ _l = 1%
		사 용 띠철근	D13, S=300mm(2단) ρ _s = 0.25%
		콘크리트 덮개	100 mm

대상교량의 내진성 평가를 그림 11의 절차에 따라 수행하면 다음과 같다.

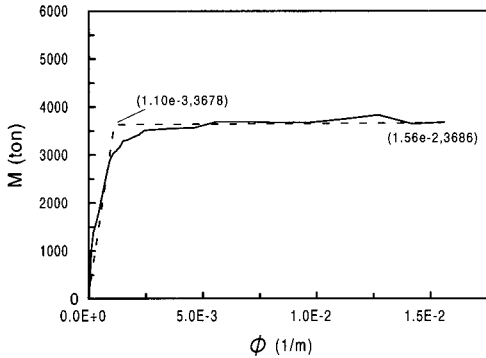
하는 곡률을 사용하여 구한 변위연성비는 표 4, 5의 (5)항과 같다.

1) 모멘트-곡률해석

표 2의 교각단면특성에 따른 모멘트-곡률해석 결과는 그림 13과 같다.

4) 응답수정계수 산정

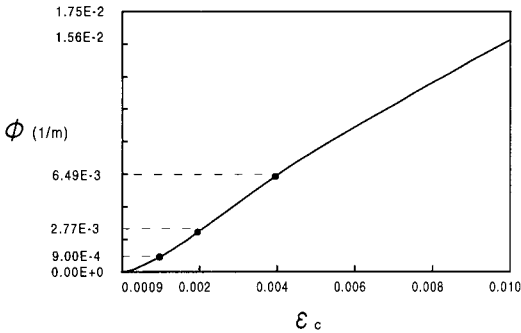
대상교각의 최대허용 변위연성비에 해당하는 응답수정계수를 식(9)를 사용하여 구한 결과는 표 4, 5의 (6)항과 같다.



(a) 모멘트-곡률관계

5) 탄성지진력 산정

그림 14의 설계 응답스펙트럼을 이용하여 교각높이에 따라 구한 교각의 탄성지진력은 표 3과 같다. 표 3의 고유주기는 표 2의 교각 유효단면강성 ($E \cdot I_{eff}$)을 사용하여 구한 값이다.



(b) 변형율-곡률관계

6) 평가결과

이상의 결과에 따라 대상교량의 내진성 평가결과는 표 4, 5의 (7), (8)항과 같다.

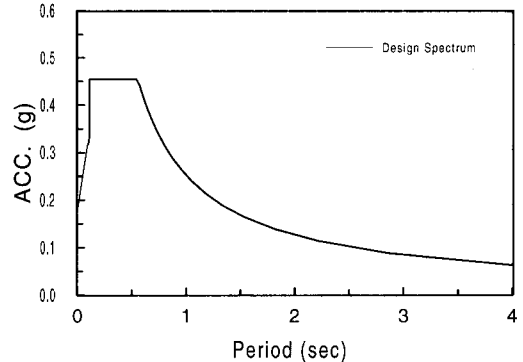


그림 14 설계응답스펙트럼

그림 13 모멘트-곡률해석 결과

2) 단면강도 산정

대상단면의 휨강도, 전단강도의 계산결과는 표 4의 (2), (3), (4)항과 같다.

3) 최대허용 변위연성비 산정

그림 13(b)에서 콘크리트 덮개 파손후 횡철근 기능이 상실되는 경우인 $\epsilon_c=0.004$ 와 소성힌지부에 주철근 이음부가 있을 때 주철근 부착파괴가 발생하는 $\epsilon_c=0.002$ 에 해당

표 3 교각의 탄성지진력

교각높이 H (m)	고유주기 (sec, T)	교축직각 방향	탄성지진력 (ton, P _E)	
			P _L +0.3P _I	0.3P _L +P _I
5	0.54	0.23	2885	1311
7	0.89	0.38	1850	1000
10	1.52	0.64	1124	721
20	4.30	1.82	397	255

표 4 교각의 내진성평가결과($\epsilon_c=0.004$ 인 경우)

H(m) 교각높이 (1)	P_y (ton) 항복강도 (2)	P_s (ton) 전단강도 ($\mu > 4$) (3)	P_{so} (ton) 전단강도 ($\mu \leq 2$) (4)	변위연성비 (μ) (5)	응답수정 계수(R) (6)	$P_U/(P_R)$	
						교축방향 (7)	교축직각방 향 (8)
5	766	977	1521	3.06	2.26	0.60	1.32
7	547	909	1447	2.89	2.18	0.65	1.19
10	383	857	1392	2.75	2.12	0.72	1.13
20	191	797	1327	2.59	2.05	0.99	1.54

* $P_R=P_E/R$, P_U : 단면강도 최소값(P_V)

표 5 교각의 내진성평가결과($\epsilon_c=0.002$ 인 경우)

H(m) 교각높이 (1)	P_y (ton) 항복강도 (2)	P_s (ton) 전단강도 ($\mu > 4$) (3)	P_{so} (ton) 전단강도 ($\mu \leq 2$) (4)	변위연성비 (μ) (5)	응답수정 계수(R) (6)	$P_U/(P_R)$	
						교축방향 (7)	교축직각방 향 (8)
5	표 4의 $\epsilon_c=0.004$ 인 경우와 동일			1.69	1.54	0.41	0.90
7				1.63	1.50	0.44	0.82
10				1.59	1.47	0.50	0.78
20				1.53	1.44	0.69	1.08

* $P_R=P_E/R$, P_U : 단면강도 최소값(P_V)

이상의 내진성 평가결과에 따라 최종 P_U/P_R 값이 1보다 작은 경우 적절한 내진보강을 수행하여 지진에 대한 안전성을 확보하도록 한다.

5. 결 론

본 연구에서는 국내 기존 철근콘크리트 교각의 구조적 특성을 조사·분석하여 부재의 단면강도와 변형성능에 미치는 영향을 규명하였으며 이와같은 특성을 고려한 내진성 평가 절차를 제시하였다.

국내 기존 R.C교각의 구조적 특성을 요약하면 다음과 같다.

- 1) 작용압축력은 $0.05 \sim 0.1 A_g \sigma_{ck}$ 로서 상당히 낮은 수준이다.
- 2) 주철근비의 범위는 $0.7 \sim 1.2\%$ 정도이다.
- 3) 띠철근(횡철근)의 양 및 앵커상세는 충분한 휨연성 거동 확보에 부적절하다.

- 4) 대부분 교각의 경우 주철근의 이음부가 소성힌지부에 위치하고 있다.

R.C교각의 구조적 특성중 단면 휨강도에 지배적인 영향에 미치는 것은 작용축력, 주철근비, 주철근 강도이고 변형성능을 결정하는 주요소는 횡철근량 및 앵커상세이다. 또한 주철근의 이음부의 위치는 단면강도에는 영향이 없으나 변형성능에 미치는 영향은 매우 크다. 따라서 기존 R.C교각의 내진성 평가를 위해서는 단면크기, 작용축력, 주철근량 및 강도, 횡철근량 및 배근상세, 주철근 이음부위치 등에 대한 정확한 조사가 필수적이다.

본 논문에서 제시한 평가절차는 연속교 고정단교각의 내진성평가를 수행하고 그에 따른 적절한 내진보강을 하여 지진에 대한 기존교량의 안전성을 확보하는데 도움이 될 것으로 판단된다.

참 고 문 헌

1. "도로교 표준시방서", 건설교통부, 1996.
2. *SEQ-MØ Manual and Program Description*, Seqad Consulting Engineers, Solana Beach, California, 1995.
3. Priestley, M.J.N., Verma, R., and Yan, X., "Seismic shear strength of reinforced concrete columns," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120, No. 8, 1994, pp. 2310-2329.
4. Priestley, M.J.N. and Benzoni, G., "Seismic performance of circular columns with low longitudinal reinforcement ratios," *ACI Structural Journal*, Vol. 93, No. 4, pp. 474-485.
5. Grossmayer, R. L., "Stochastic analysis of elasto-plastic systems," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, Vol. 107, 1981, pp. 97-117.
6. Miranda, E., "Site-dependent strength-reduction factors," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 12, pp. 3503-3519.
7. Priestley, M.J.N., Seible, F., and Calvi, G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley&Sons Inc., 1996.