

콘크리트구조물의 내진상세 및 보강대책

## 도로교의 내진설계상세

Details of Seismic Design for Roadway Bridges



정영수\*



박홍기\*\*

### 1. 서론

미국의 서부지역, 일본 등 환태평양관 경계지역에 위치한 국가에서는 빈번한 지진발생으로 이에 대한 대비책을 위하여 많은 연구 및 지진관련 data를 확보하고 있다. 그러나 국내에서는 최근에서야 경제발전 에 따른 생활의 향상과 홍천 및 영월 등지에서의 소규모의 지진발생으로 우리도 이제는 지진에 대한 대책이 필요하리라는 국민적 관심이 고조되고 있다. 그러나, 지진은 지진발생의 원인, 지진하중 등 많은 불확실한 요인들을 내재하고 있으므로 내진설계를 위한 지진하중의 특성 및 크기 등을 정확히 예측하기란 어려운 과업중의 하나이다. 따라서, 지진에 대한 구조물의 사용성 및 안전성을 확보하는 것이 매우 어렵고 한편으로는 대단히 비경제적인 설계로 되는 경우가 흔하다.

캘리포니아, 일본 및 중남미 지역 등에서 발생한

최근의 연이은 지진활동은 내진설계된 교량들도 붕괴 혹은 심하게 손상시키어 구조적 기능을 상실하게 하였다. 이러한, 예상외의 교량붕괴등은 적용된 내진설계법의 내진상세에 대한 결함등에 원인이 있다고 할 수 있다. 구조물은 지진활동시 구조적 취약 부위가 나타나며 모든 손상이 이 부위에 집중되는 경향이 있다. 건축물은 대개의 경우 고차의 부정정 구조물이므로 이러한 손상등이 직접적으로 구조물의 붕괴로 연결되지는 않을 수 있지만 교량구조물등은 대개의 경우 단순구조계 혹은 저차의 부정정구조계이므로 지진에 의한 취약부위의 손상은 직접적인 구조물의 붕괴로 연결될 수 있다. 즉, 교량구조물등은 구조계가 단순함으로 지진응답을 충분히 예상할 수 있지만 반면에 사소한 설계오류 및 지반-구조물의 상호작용 등에 매우 민감하다. 특히, 장기간 교량의 경우에는 지진활동에 대한 동적거동의 정확한 예측은 매우 어려우며 지점부의 불균형 지반활동은 교량상관구조

\* 정희원, 중앙대학교 건설대학 토목공학과 부교수

\*\* 정희원, 동성엔지니어링주식회사 구조부 전문이사

에 심각한 동적거동을 야기시킬 수 있다. 최근에 많은 인명 및 재산상의 손실을 발생시킨 일본의 Kobe 지진의 경우를 보더라도, 많은 구조물이 내진설계규정에 따라 설계되어 지진에 대한 구조물의 안전도에 내진설계에 강한 자부심을 갖고 있었으나 내진설계된 각종 구조물도 완전붕괴에 이르는 피해가 발생함에 따라 최근 일본에서는 안전도 위주의 전면적인 내진설계기법의 개정을 수행하여 왔다.

사회기반시설들의 하나인 교량의 내진설계도 교량부재등의 부분적인 피해는 허용하나 전체적인 붕괴는 방지하도록 설계해야 한다. 본 소고는 구조물의 내진설계상세를 위하여 우선 최근의 교량구조물의 지진에 의한 피해상황을 검토한 후 건축물의 내진설계규정인 ACI 318-89의 간략한 소개를 기술하였다. 그리고 국내에서 적용되고 있는 지진활동에 대한 교량 구조물의 유연도 확보등을 위한 내진상세기법등을 제시하였는바 소개한 내진설계기법등이 차후 구조물의 내진설계에 많은 도움이 되기를 바란다.

## 2. 해외에서의 교량의 일반적인 지진피해상황

해외에서의 대형지진에 의한 교량의 피해상황은 크게 3종류의 내진설계결함으로 구분될 수 있으며, 이는 1970년 이전에는 교량의 내진설계에 탄성설계이론을 적용하였기 때문이다. 그럼에도 최근의 경우에도 몇몇 국가에서는 내진설계에 이들 이론을 적용하고 있으며, 이들의 문제점들은 다음과 같이 지적되고 있다. 첫째로 규정된 횡방향력에 따른 처짐은 균열단면에 대한 강성 대신에 전단면에 대한 강성을 사용한 탓에 상대적으로 적게 평가되고 있으며, 둘째로 설계지진력을 적게 평가한 탓으로 지진력에 대한 사하중의 비율의 오류로 지진력과 사하중의 조합하중에 대한 모멘트분포형태가 잘못 적용되어 위험단면의 위치 및 모멘트의 크기에 오류를 발생시키었다. 그리고 셋째로 구조물의 비탄성거동과 관련한 유연성과 강도설계이론은 매우 큰 지진응답하에서의 소성구조계에서는 매우 중요한 사항이나 탄성설계이론에는 전혀 고려될 수 없었다. 따라서, 강도저하 없이 소성변형을 유지할 수 있도록 발생가능한 소성힌지 위치가 상세설계되지 못하였으며 취성전단파괴의 가능성을 억제하기 위한 부재의 전단강도가 휨강도보

다 크게 고려되지 못하였다.

지진에 의한 교량의 피해유형은 크게 종방향변위 혹은 지반의 변위 등에 의한 교량상판의 탈락, 지반의 약화에 따른 뒷채움 토압에 의한 교대의 붕괴, 기둥의 휨강도 및 유연성의 부족에 따른 휨파괴 및 전단파괴 그리고 cap beam, 기둥과 보의 접합부 및 기초의 파괴 등으로 분류할 수 있다. 해외에서의 대표적 지진에 의한 피해상황을 그림과 함께 요약하면 다음과 같다.

### 2.1 상판탈락 및 교대붕괴

Fig. 1은 지진에 의한 상판의 상대적 종방향변위에 따른 이동단에서의 연단거리 부족에 따른 교량상판의 탈락된 모습을 보여주고 있으며, Fig. 2는 교각 지반의 액성화에 따른 교각의 침하와 교대와 교각의 상대적 변위에 따른 사교형태의 교량상판의 붕괴된 모습이다. 이와같은 붕괴현상을 억제하기 위하여 상판연결장치 및 stopper 등의 설치가 필요하다. 특히, 사교형태의 교량에서는 직교형태의 교량에서 보다 이러한 피해현상이 두드러지며 이는 지진에 의한 상



Fig. 1 Span collapse, 1971 San Fernando earthquake

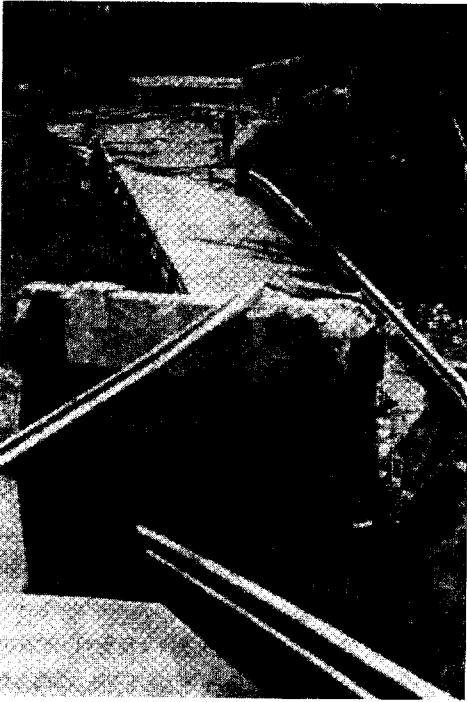


Fig. 2 Unseating of skewed spans at a soft soil site  
Rio Bananito bridge, 1990 Costa Rica earthquake



Fig. 3 Abutment slumping and rotation failure  
Rio Banano bridge, 1990 Costa Rica earthquake

판의 종방향 변위 발생시 상판의 회전에 원인이 있다. Fig. 3은 1990년 Costa Rica 지진에 의한 중간 교각 지반의 액성화에 따른 교대의 뒷채움 재료의 수동토압에 의하여 교대가 회전붕괴된 모습이다.

## 2.2 기둥파괴

### 2.2.1 휨강도 및 유연성 파괴

교량교각의 붕괴는 탄성이론에 근거한 기둥의 내진설계상의 오류에 많은 원인이 있으며, 주요한 원인들은 불충분한 휨강도, 유연성의 부족, 주철근의 겹이음 위치 및 불충분한 겹이음길이, 휨강도에 비하여 상대적으로 작은 전단강도의 부족 등으로 분류될 수 있다.

Fig. 4는 1995 Kobe 지진발생시 한신고속도로의 교량교각의 휨강도부족에 의한 기둥의 대표적 파괴된 모습이며 붕괴원인은 기둥하단부에서 많은 주철근들이 같은 위치에서 이음부가 설계시공된 것으로 분석되었다. 그리고 Fig. 5는 1995 Kobe 지진시 발생한 Hanshin Expressway 교량 기둥들의 휨강도 부족에 따른 교량의 붕괴된 모습으로서 약 33% 정도의 기둥의 주철근이 기둥하단부에서 약 1/5 위치에서 절단되어 지진발생시 기둥하단부에 소성힌지가 발생하였으며 또한 이 위치에 confinement 철근들의 부족으로 기둥들이 붕괴하였다.

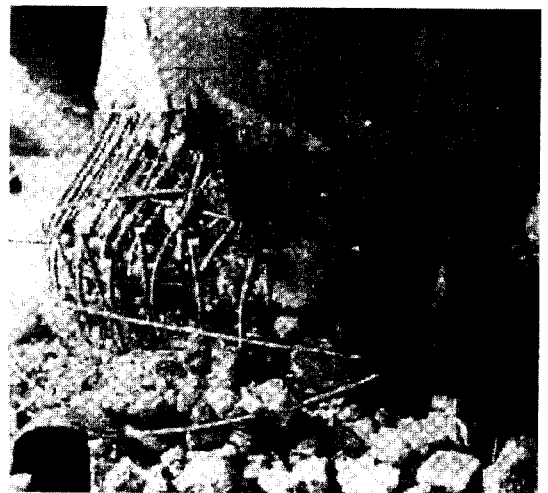


Fig. 4 Weld failure of column longitudinal reinforcement  
1995 Kobe earthquake

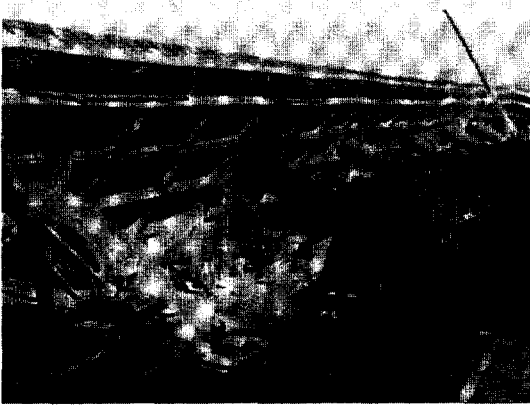


Fig. 5 Flexural failure above column base of columns of the Hanshin expressway, due to premature termination of longitudinal reinforcement and inadequate confinement. 1995 Kobe earthquake

### 2.2.2 기둥전단파괴

콘크리트 기둥의 전단강도는 압축 콘크리트의 전단저항, 골재의 맞물림, 축방향력의 아치거동 및 횡방향띠철근의 트러스역할 등의 조합작용이며 트러스역할의 횡방향띠철근이 항복하면, 전단파괴는 취성적으로 진행되며 급격한 콘크리트의 강도저하를 초래

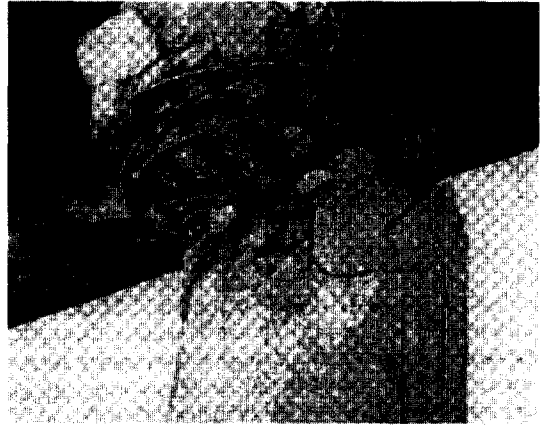


Fig. 7 Shear failure within plastic hinge region, 1971 San Fernando earthquake

한다. 따라서, 비탄성전단변형은 유연성이 요구되는 내진설계에서는 반드시 피해야 할 바람직하지 않은 파괴거동이다. Fig. 6은 교량기둥의 휨강도가 전단강도를 초과하는 대표적 취성전단파괴의 모습으로서 기둥양단에 소성현상이 발생되지 않았다. 반면에 Fig. 7은 기둥상부에 소성현상이 발생되었으며 이 부위에 전단파괴가 발생한 기둥의 붕괴모습이다.

### 2.3 기타 파괴형상

이외에 cap beam의 붕괴, 기둥과 보의 접합부의 붕괴 및 기초의 붕괴 등이 있으며 특히 접합부의 붕괴는 최근에 국내에서도 고가교량들이 많이 설계시공되고 있으므로 이들에 대한 내진상세설계는 세심한 주의를 요한다. 접합부의 붕괴는 지진발생시 접합부를 통한 부재력의 전단이 연결부재에 수평 혹은 수직방향의 큰 전단력을 요구하고 있으므로 접합부의 전단문제로 귀결될 수 있다. Fig. 8은 cap beam 철근의 불충분한 정착에 따른 붕괴된 모습을 보여주고 있으며 기둥이 붕괴달락된 후 cap beam의 상하철근이 노출된 모습을 볼 수 있다. 한편, 지진발생시 접합부에서 요구되는 전단력에 저항할 수 있는 적절하고 충분한 전단철근을 배근해야 하지만 최근까지도 내진설계를 위한 이러한 전단철근을 충분히 설계하지 못하였다. Fig. 9에는 접합부에서의 전단철근의 부족으로 인한 대각선방향의 전단균열이 발생되어 파괴된 모습을 보여주고 있다.



Fig. 6 Shear failure outside plastic hinge region, 1971 San Fernando earthquake

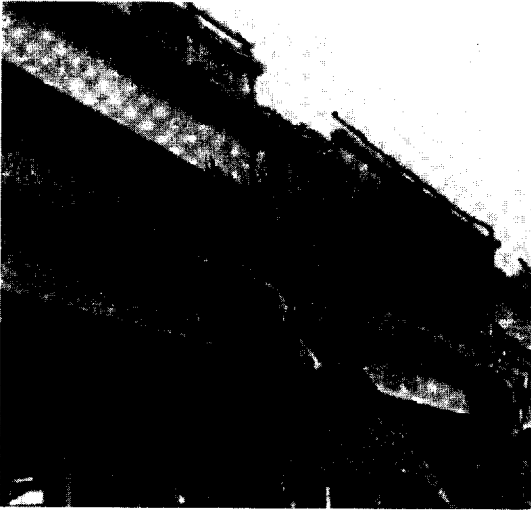


Fig. 8 Anchorage failure for cap beam reinforcement, Cypress viaduct, 1989 Loma Prieta earthquake

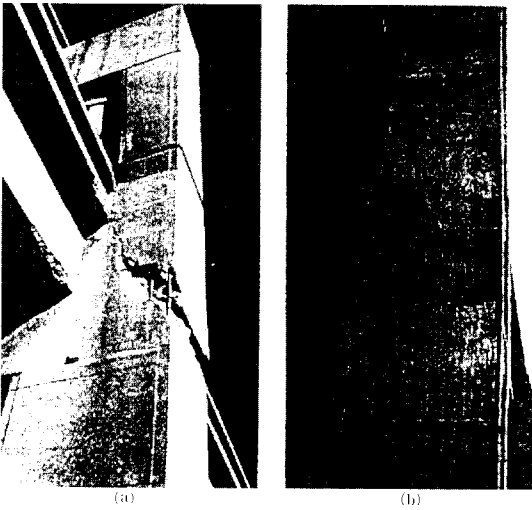


Fig. 9 Joint shear failure, 1989 Loma Prieta earthquake. (a) I-880 viaduct ; (b) Embarcadero viaduct

### 3. 내진설계의 기본개념

교량의 내진설계개념은 발생되는 지진하중에 의해 교량의 일부 부재는 손상을 입을 수 있으나 지진발생 후에도 교량의 정상적인 기능을 유지할 수 있도록 전체적으로 붕괴될 확률이 매우 낮도록 설계해야 한다. 따라서, 국내교량의 내진설계의 기본원칙은 첫째로 중소규모 지진발생시에 구조부재들이 탄성영역내에

서 저항하여 심각한 손상을 받지 않아야 하며, 둘째로 비교적 큰 규모의 지진에 의해서도 교량의 전부 또는 일부가 붕괴되어서는 안된다. 국내의 교량의 내진설계는 지역에 따른 가속도계수에 의거하여 2개의 지진위험지역으로 구분하여 2개의 내진등급을 설정하였으며 내진해석방법은 단일모드 스펙트럼 해석법을 사용하는 것을 원칙으로 하며, 정밀한 해석을 요하는 교량에 대해서는 다중모드 스펙트럼 해석법 또는 공인된 해석법을 사용해야 하는 것으로 규정하고 있다. 개략적인 내진해석방법은 다음과 같다.

구조물에 대한 내진 해석은 다음의 운동방정식의 해를 구하는 것으로서 운동방정식을 풀면 각 절점에서 변위가 계산되고 이로부터 각 부재의 응력을 구할 수 있게 된다.

$$[M](\ddot{x}) + [C](\dot{x}) + [M](x) = -[M]\{U_0\}(\ddot{x}_0) \quad (1)$$

운동방정식을 푸는 방법인 동적해석법, 즉 내진해석법에는 여러가지가 있으나 실용적으로 쓰일 수 있는 방법들은 크게 모드해석법(modal analysis)과 시간력해석법(time history analysis)으로 구분할 수 있다. 해석방법의 적용범위는 해당 구조물의 내진 설계시 요구사항, 내진구조설계의 수준 및 경제적인 이유 등으로 어느 한 방법만을 제시할 수 없지만 소형에서부터 대형의 구조물, 형태가 간단한 것에서 복잡한 것, 또한 구조물의 중요도가 증가함에 따라 일반적으로 더 정밀한 해석방법을 요구하고 있다.

시간이력해석법은 지진에 의한 지반운동의 시간에 따른 변화를 알 때에 구조물의 거동을 알아낼 수 있는 정확한 해석방법이지만 예상되는 지진의 지반운동을 정확하게 예측하기가 어려우므로 기존의 지진 기록을 사용하거나 합성된 지진기록을 사용하여야 하는 번거로움과 막대한 계산량이 요구되는 등의 약점이 있다. 그러므로 설계를 위한 해석방법이 되지 못하고 극히 중요한 구조물의 설계, 구조물의 비선형 해석 등 정밀해석을 요구하는 경우 그리고 이미 설계된 구조물에 대한 정확한 안전점검의 수단으로도 쓰인다. 일반적으로 비정형 구조물의 설계를 위하여 동적해석을 수행할 때에 많이 사용되는 방법은 응답스펙트럼법(response spectrum analysis method)으로서 구조물의 동적특성을 고려할 수 있고 계산이 지나치게 복잡하지 않은 점과 설계용 스펙트럼의 형

식으로 지진을 고려하는 간편성 등이 있으나 시간에 따른 구조물 거동의 변화를 알아낼 수 없고, 비선형 해석이나 피로해석 등을 수행하기 위해서는 사용할 수 없다. 그러나 이 방법은 간편하고 경제적이라는 잇점 때문에 실제의 내진설계에 널리 이용되고 있으며 본 소고에서는 응답스펙트럼에 대해서 간략히 소개하고자 한다.

### 3.1 응답스펙트럼

지진에 의한 지반의 운동과 같은 동적하중에 대해 단자유도 구조물이 가지는 응답(변위, 속도, 가속도)은 감쇄율이 일정할 경우에 고유진동주기(또는 고유진동수)에 따라 변하게 된다. 이와 같이 서로 다른 고유진동주기를 갖는 단자유도 구조물의 최대응답을 고유진동주기와 관련시켜 그린 그림을 응답스펙트럼이라 한다. 따라서 하나의 주어진 지진 가속도 기록에 대해서 응답스펙트럼이 얻어지면 그것을 이용하여 단자유도 구조물이 아닌 다른 구조물의 최대거동도 예측할 수 있다. 즉, 모드해석법을 사용하면 각 모드별 최대거동을 스펙트럼으로부터 구할 수 있으며, 그 모드별 최대거동을 SRSS(Square Root of Sum of Squares)방법 등의 적당한 방법을 사용하여 조합하면 구조물의 최대거동을 쉽게 예측할 수 있다.

Fig. 10은 시스템의 감쇄율이 0.02일 때, El Centro 지진에 대한 상대변위 응답스펙트럼을 구하는 과정을 나타낸 것이다. 이와 같이 수치해석을 통해 변위, 속도 및 가속도의 응답스펙트럼을 구할 수 있다. 그러나 일반적으로 변위 및 가속도의 반응스펙

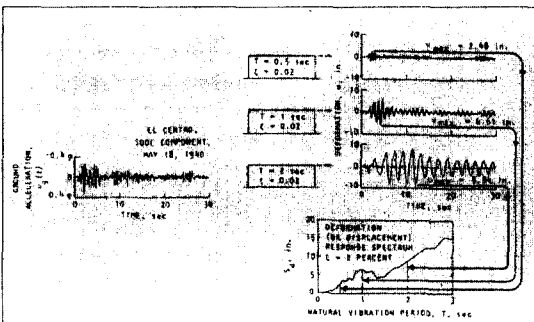


Fig. 10 변위 반응스펙트럼의 계산과정

트럼은 단자유도 구조물의 거동이 조화운동에 가까운 점을 이용하여 구한 유사응답스펙트럼(pseudoresponses spectrum)을 많이 사용한다. 즉, Harmonic loading을 받는 단자유도 시스템에서의 변위, 속도, 가속도의 관계를 사용하여 속도 및 가속도 반응스펙트럼을 결정하는 방법이다. 변위 응답스펙트럼을  $S_d$ 라 할 때, 유사 속도 및 가속도의 응답스펙트럼은 다음과 같이 구해진다.

$$S_v = \omega S_d, \quad S_a = \omega^2 S_d \quad (2)$$

식 (2)의 관계를 이용하면, 응답스펙트럼은 Fig. 11과 같은 Tripartite Logarithmic Plot라 불리는 그래프 위에 간단히 나타낼 수 있다. 그림과 같이 가로축은 진동수(진동주기)를 나타내며, 속도, 변위, 가속도를 서로 45°가 되도록 배열함으로써 이들을 하나의 도표로써 나타낼 수 있다.

### 3.2 설계 응답스펙트럼

설계 응답스펙트럼은 해당 지역에서 예상되는 지진의 성질과 지반조건에 따라 결정되어진다. 그러나 지역마다 이들을 일일이 결정하는 것은 대단히 번거로운 일이므로 세계 각국에서 사용하고 있는 설계기준에서는 동역학 이론에 근거하여 표준값(동력학계

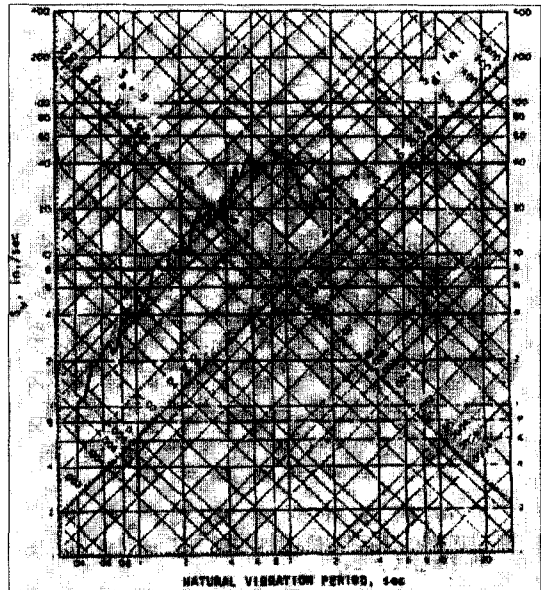


Fig. 11 El Centro 지진(1940) 남북방향 성분에 대한 응답스펙트럼 ( $\zeta=2\%$ )

수: (')을 결정하고 각 지역의 지진위험도 및 지반의 성질 등을 고려하여 표준값을 수정하여 사용하는 방법등을 주로 채택하고 있다.

내진설계에 사용되는 스펙트럼은 Fig. 12와 같이 단순화된 스펙트럼에서 유도된다. 이때, 진동수가 약 33Hz 이상이면 가속도 스펙트럼은 대략 지반의 가속도와 같아지고 1.5Hz와 8Hz 사이에서는 최대지반가속도의 2.71배 증가하며, 8Hz와 33Hz 사이에서는 점차적으로 변하는 것을 알 수 있다. 또 진동수가 1.5Hz 이하인 경우에는 가속도 스펙트럼이 지반의 최대속도의 약 2.3배 증가된 속도 스펙트럼에 의해서 결정된다는 것도 알 수 있다. 이는 미국 NRC의 원자력발전소 설계용 응답스펙트럼에서도 잘 나타나 있다.

지반운동에 의한 스펙트럼과 설계용 스펙트럼은 감쇄율계수가 사용된다는 점에 차이가 있다. 설계용 스펙트럼은 내진설계기준에 단순한 형태를 사용하도록 하는 의미와 지반운동의 진동주기가 짧은 경우 혹은 긴 경우를 구분하여 세계 각국에서 자국의 내진설계에 합리적으로 사용될 수 있는 설계용 응답스펙트럼을 적용할 수 있도록 수정할 수 있다. 이러한 설계용 응답스펙트럼을 사용하여 모드해석법에서 구한 각 모드별 최대거동을 구할 수 있다. 즉, 모드별 최대거동을 SRSS(Square Root of Sum of Squares) 방법등의 적당한 방법을 사용하여 조합하면 구조물의 최대거동을 계산할 수 있다.

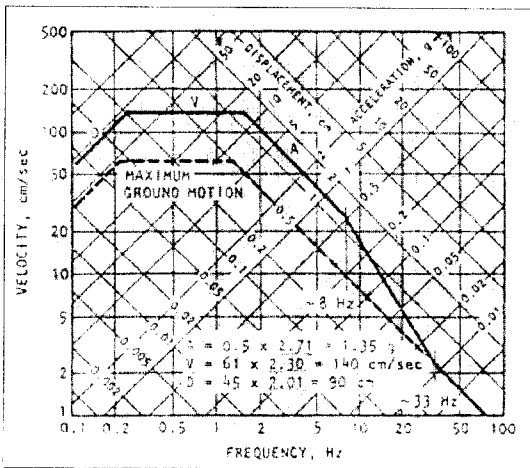


Fig. 12 탄성 설계 스펙트럼( $\zeta=5\%$ )

## 4. 내진설계의 일반사항

### 4.1 구조부재의 단면 형태

구조물이 급격한 강도나 강성의 변화가 없어야 하는 것과 같이 구조부재도 국부적으로 응력집중현상이 발생하지 않도록 하여야 한다. Fig. 13의 a) 또는 b)와 같은 부재는 "A" 부분에 응력집중현상이 발생하고 c)와 같이 형상비가 큰 기둥이나 보단면은 비틀림 좌굴 또는 횡좌굴이 발생할 수 있으므로 가능한 피해야 할 단면형태이다. 구조부재의 단면형태를 선정하는 원칙은 가능한 그 단면이 정방형 또는 원형에 가까운 것이어야 하며 부재길이 방향으로도 급격한 단면변화가 없도록 하여야 한다.

구조물의 주 단면형태가 정형일 경우에도 구조계산에서는 고려하지 않은 비내력 부재가 일체로 타설된 경우가 있다. 건축물의 경우 Fig. 13 d)에서와 같이 기둥과 일체로 타설된 벽이나 보와 일체로 타설된 콘크리트 창문틀 같은 것이 그 예이다. 이 경우에 일체로 타설된 비내력 부재는 극심한 변형을 받으므로 구조부재와의 연결부분 "B"를 절단시키거나 흠을 파서 비구조재 본체를 보호하여야 한다.

구조부재에서 부재길이와 단면폭과의 세장비는 기둥의 경우 최대폭에 대하여 3.5, 보의 경우 보높이에 대하여 4배 이상으로 제한하는 것이 일반적이다. 이 제한은 부재의 휨모멘트 강도를 충분히 발휘할 수 있도록 하기 위한 조치이다(Fig. 14). 세장비를 크게 해야 되는 또 하나의 이유는 부재의 "deep beam action"을 방지하기 위한 것이다.

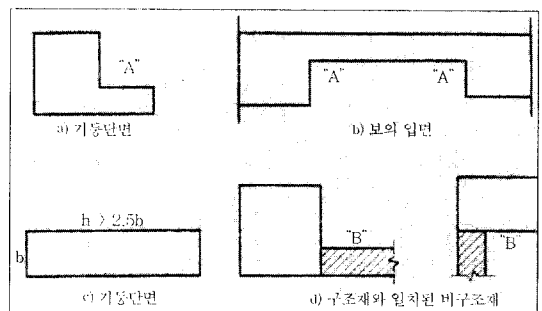


Fig. 13 구조단면 형태의 나쁜예

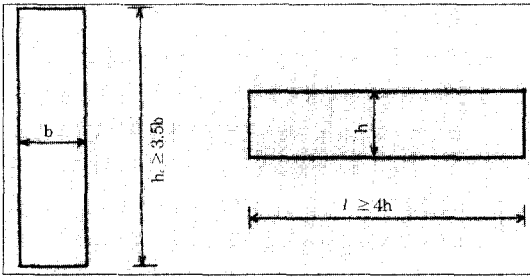


Fig. 14 기둥 및 보의 세장비

“deep beam action”에서는 부재단면의 변형도가 직선으로 변화하지 않고 부분적으로 일반적인 보이론의 경우보다 훨씬 큰 변형도가 발생하여 부재의 설계강도를 제대로 발휘하지 못하게 된다.

#### 4.2 구조부재의 파괴형상

일반적으로 전단파괴는 급격히 발생하면서 진전되고, 휨파괴는 많은 균열과 변형을 수반하며 발생된다. 내진구조물의 설계는 가능한 휨파괴가 발생하도록 유도하여야 한다. 앞의 4.1에서 언급한 부재의 세장비를 크게 하는 것도 휨파괴를 유도하기 위한 것이다.

구조물을 휨파괴로 유도하는 이유는 크게 두가지를 들 수 있다. 첫째, 휨파괴는 연성파괴로서 구조물 또는 부재의 파괴 진전상황을 관찰, 또는 예측할 수 있다는 점이다. 두번째 이유는 부재의 에너지 흡수 또는 소산능력이 크다는 점이다. 즉, 휨파괴는 그 파

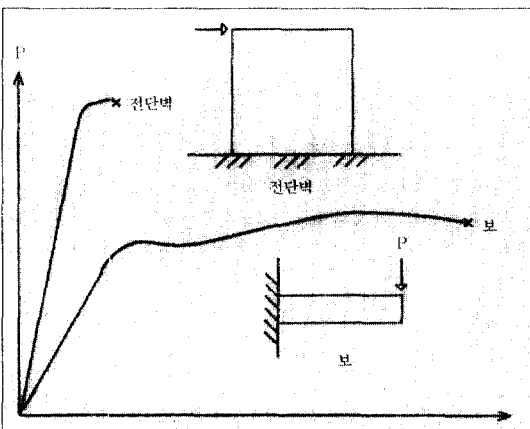


Fig. 15 전단벽 및 보의 거동

괴변형이 커서 에너지를 흡수할 수 있는 능력이 크다. Fig. 15에서 보는 바와 같이 전단벽은 강성과 극한강도는 크나 연성이 작아 흡수할 수 있는 에너지의 양이 작고 보의 경우 극한강도는 떨어지나 연성이 커서 흡수할 수 있는 에너지의 양이 많다. 부재의 연성을 확보하기 위한 방법은 여러 가지가 있으며 같은 세장비를 갖는 부재의 경우에도 연성은 철근비, 철근상세 등에 따라 큰 차이를 갖는다.

### 5. 철근 콘크리트 구조물의 내진설계상세 (ACI 318-89)

ACI 318-89의 내진설계 규정은 주로 건축 구조물에 대하여 작성된 것이지만 최근 국내에서도 대도시 지역에서의 고가라멘교, 지하차도 및 고가교량 등이 많이 등장하고 있으므로 이들의 내진설계를 위한 좋은 참고자료가 될 수 있다. 그리고, 국내의 각종 내진설계 시방서규정은 ACI 318 규정을 근거로 작성되었으므로 본 소고에서는, ACI 318 규정을 간략히 소개하고자 한다.

ACI 318-89에서는 내진설계에 관한 특별규정이 제21장에 수록되어 있다. 이 규준에서는 지진구역을 강진지역(high seismic risk)과 중진지역(moderate seismic risk)으로 나누어 규정하고 있으며, 강진지역은 UBC의 Zone 3와 Zone 4에 해당한다. 중진지역에 관한 규정은 국내 건축시방서의 극한강 설계규준과 거의 동일하며 본 소고에서는 소개하지 않았다.

#### 5.1 재료

지진시 반복되는 응력의 급격한 반전현상에 대한 주요 구조부재의 강성의 급격한 저하를 막고 최소한의 전단력과 연성을 확보하기 위하여 철근 및 콘크리트에는 강도의 제한이 필요하다.

- (1) 콘크리트의 압축강도는  $210\text{kg/cm}^2$  ( $3000\text{psi}$ ) 이상이 되도록 하여야 하며 설계시에 반영하는 경량콘크리트의 압축강도는 최대값으로  $280\text{kg/cm}^2$  ( $4000\text{psi}$ )이다 (ACI 21.2.4.1, ACI 21.2.4.2).
- (2) 이 규정은 최소의 콘크리트 품질을 보장하기 위한 것이며 경량 콘크리트의 경우 설계최대압



축강도를 제한하는 것은 실험자료의 부족때문이다.

- (2) 지진력을 받는 보, 기둥이나 벽의 양단보강에 사용되는 철근은 ASTM A706 (low alloy steel)의 규준에 적합하여야 한다. ASTM 615 (billet steel bar)의 철근 Grade 40과 60은 파괴강도가 항복강도의 1.25배 이상, 또는 실제 항복강도가 규정 항복강도 보다 18ksi(1.260 kg/cm<sup>2</sup>)이상 커서는 안된다(ACI 21.2.5.1). 이 규정들도 연성확보를 위한 것이다.

## 5.2 보

지진발생시 보의 변형과 에너지 흡수능력은 보의 축방향으로 배치된 주철근의 좌굴과 띠철근에 의한 콘크리트의 구속정도에 따라 영향을 받게 되기 때문에 외국의 내진설계 기준에서도 보의 보강방법에 매우 엄격한 기준을 정하고 있다. 보 설계에 필요한 최소 요구조건은 다음과 같다.

### (1) 보의 단면

- 가. 부재의 계수압축력( $P_u$ )은  $A_g f'_c / 10$  이하이어야 한다(ACI 21.3.1.1). 이는 보의 연성을 확보하기 위한 규정이며, 압축력이 이를 초과하면 기둥의 규정을 적용한다.
- 나. 보의 순경간은 보의 유효깊이의 4배 이상이 되도록 한다(ACI 21.3.1.2). 이는 보가 전단에 의해 파괴되지 않고 휨모멘트에 대한 저항력이 최대로 발휘될 수 있도록 하기 위한 조치이다. 전단스팬비가 2 이하인 부재는 전단파괴로 진행된 사례가 많다.
- 다. 라멘구조에서 보의 높이에 대한 폭의 비는 0.3 이상이 되도록 한다(ACI 21.3.1.3). 보의 폭이 높이에 비해 너무 작으면 횡좌굴의 위험이 있다.
- 라. 라멘구조의 경우 보의 폭은 기둥으로부터 집중하중의 하중작용선을 고려하여 최대  $b_w = b_f + 1.5h$ 로 하되 25cm(10in) 이상이어야 한다. 여기서  $b_w$ 는 보의 폭,  $b_f$ 는 보의 상부에 연결되어 있는 기둥의 폭,  $h$ 는 보의 높이를 의미한다(ACI 21.3.1.4). 이 규정은 골조의 연속성과 시공성을 보장하기 위한 것이다.

### (2) 주철근의 배근

- 가. 보의 전 구간에 걸쳐 상단 및 하단에 최소한 2개씩의 철근으로 보강되어야하며 최소철근량은  $200b_w d / f_y$ , 최대철근비는 0.025로 한다(ACI 21.3.3). 최소철근비 규정은 연성 확보를, 최대철근비 규정은 원활한 콘크리트 타설을 위한 철근의 집중을 막기 위한 것이다.
- 나. 기둥과의 접합부면에 위치한 보의 최대모멘트에 의한 철근량(보양단의 상단철근량이 다른 경우는 큰 값)의 최소한 1/4은 보의 전 구간에 걸쳐 연속되어야 하며, 접합부면의 정모멘트 강도는 부모멘트 강도의 최소 1/2이상이어야 한다(ACI 21.3.2.2).
- 다. 주철근의 이음은 다음 규정을 만족하여야 한다(ACI 21.3.2.3).
- 이음부분은 스테리프나 나선철근으로 보강되어야 한다. 이 보강근의 간격은 최대  $d/4$  또는 10cm(4in)이다.
  - 이음은 접합부내, 접합부면에서 부재깊이의 2배거리내, 철근 항복이 예상되는 부분내에 두어서는 안된다.
  - 라. 용접이음이나 기계적이음은 다음 규정을 만족하여야 한다(ACI 21.3.2.4).
    - 각층에서의 철근들의 이음은 교대로
    - 인접철근의 이음간 중심거리는 부재축 방향으로 60cm(24in) 이상
- 주철근의 내진상세 규정은 Fig. 16에 도시되어 있다.

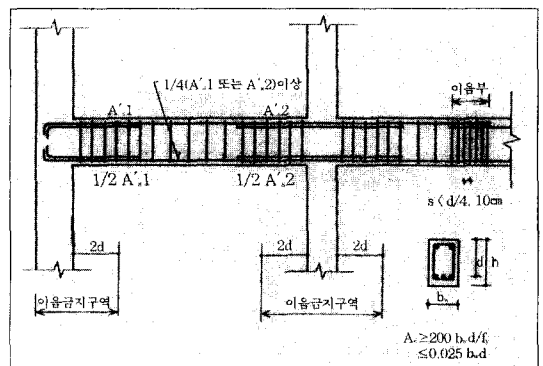


Fig. 16 보 주철근의 배근 방법(ACI 318-89)

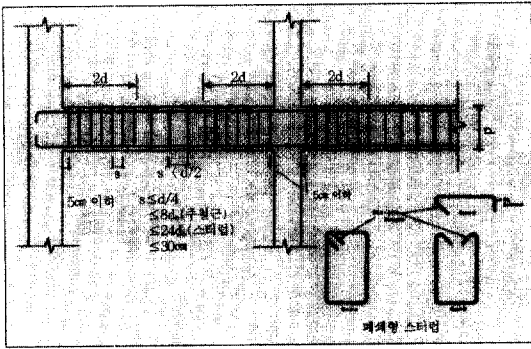


Fig. 17 보 스테럽의 배근 방법(ACI 318-89)

### (3) 스테럽의 배근

가. 골조부재에는 "나"의 규정에 의하여 스테럽을 배근하여야 한다(ACI 21.3.3.1).

○보의 양단부에서 스패의 중앙방향으로 보 높이의 2배 이내와 횡방향에 예상되는 단면에 시 양쪽으로 보 높이의 2배이내

나. 스테럽의 배근방법(ACI 21.3.3.2)

○첫번째 스테럽은 기둥의 표면으로 부터 5cm(2in)이내에 배치 한다.

○스테럽의 최대간격은 보의 유효높이의 1/4, 주철근 최소직경의 8배, 스테럽 직경의 24배 또는 30cm(12in) 중에서 가장 작은 값을 취한다.

○이 구간내의 스테럽은 135° 표준훅크(standard hook)를 사용하며 폐쇄형 스테럽(closed stirrup)으로 정착되어야 한다.

다. 위의 "나" 항이 정하는 구간 이외에서는 스테럽의 간격이 보 전구간에 걸쳐 유효높이의 1/2을 넘지 말아야 한다.

이상에서 설명한 보의 스테럽 배근의 최소 요구조건들이 Fig. 17에 도시되어 있다.

### 5.3 기둥

기둥은 지진이 발생했을 경우 피해를 가장 많이 받는 구조부재이며 이는 지진발생시 기둥에 작용하는 전단력이 일반구조물의 건축기준에 따라 기둥을 설계할 경우의 단면력 보다 몇배나 더 크기 때문이다. 또 다른 이유로는 응력의 반전이 반복됨에 따라 구속

되지 않은 콘크리트(콘크리트 피복부분)가 파괴됨으로써 기둥의 내력이 저하되기 때문이다. 특히 교량의 내진설계시 기둥의 연성확보는 중요한 과제로서 세심한 주의가 필요하다. 지진발생시 이러한 현상을 최소로 줄이기 위해서 횡방향철근의 보강(transverse reinforcement)에 특히 유의하여야 한다. 이 규정에 해당되는 부재는 기둥뿐만 아니라  $P_u$ 가  $A_g f'_c / 10$  이상인 휨부재도 해당된다(ACI 21.4.1).

#### (1) 단면제한

기둥단면의 길이는 단면도심을 통과하는 선상에서 측정하여 30cm(12in)이상이어야 하고 장변에 대한 단면의 비는 0.4 이상이 되어야 한다(ACI 21.4.1.1, ACI 21.4.1.2).

#### (2) 주철근의 배근

가. 주철근의 철근비는 최소한 1% 이상, 최대 6% 이하로 하여야 한다(ACI 21.4.3.1). 최소 철근비는 시간경과에 따른 장기응력변화(크리프)에 대한 것이며 최대철근비는 철근의 집중을 억제하기 위한 것이다.

나. 철근의 이음은 기둥의 중앙부에서 부재길이의

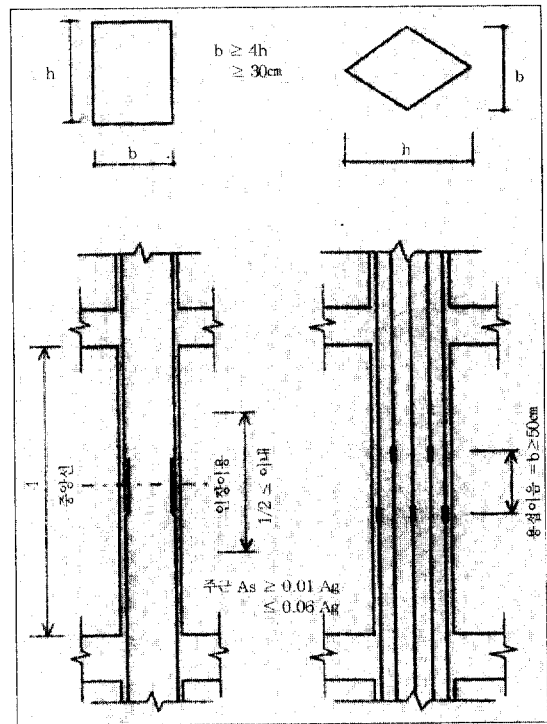


Fig. 18 기둥단면 및 주철근 규정(ACI 318-89)

1/2 이내에서 하고 이음의 길이는 인장철근이음으로 한다.

다. 주철근의 용접이음은 1) 보의 경우와 같다 (ACI 21.4.3.2).

기둥의 단면제한과 주철근 배근 규정은 Fig. 18에 표기되어 있다.

(3) 횡방향 철근(transverse reinforcement)

가. 횡방향 철근의 최소량은 다음과 같으며 전단력에 대한 요구조건을 만족하여야 한다(ACI 21.4.4.1).

○ 나선철근의 최소철근비

$$\rho_s = 0.45(A_g/A_c - f'_c/f'_m)$$

$$\rho_s = 0.12f'_c/f'_m \text{ 중 큰 값}$$

○ 띠철근의 최소철근량

$$A_{sh} = 0.3(sh_c f'_c/f'_m)[(A_g/A_m) - 1]$$

$$A_{sh} = 0.09sh_c f'_c/f'_m$$

나. 횡방향 철근의 최대 배근간격은 부재 최소 단면 치수의 1/4 또는 10cm (4in)이다 (ACI 21.4.4.2).

다. 보강철근(crosstie)의 간격은 최대 35cm이다 (ACI 21.4.4.3).

라. "가"의 횡방향 철근은 휨항복이 예상되는 단면에서부터 다음 규정의 최대 구간 ( $l_w$ ) 사이에 배근되어야 한다.

○  $l_w \geq$  부재장변길이

○  $l_w \geq$  기둥순높이의 1/6

○  $l_w \geq 45\text{cm}(18\text{in})$

마. "라" 구간 이외의 단면에서 횡방향 철근의 최대 간격은 주철근간격의 6배 또는 15cm(6in) 중 작은 값이다(ACI 21.4.4.6). 이 규정은 위험 단면 이외의 구간에서도 최소한의 횡구속 효과를 확보하기 위한 것이다.

횡방향 철근의 상세규정은 Fig. 19에 요약되어 있다.

(4) 기둥의 최소 휨강도(ACI 21.4.2)

지진력을 저항하는 기둥의 최소 휨강도 규정이다.

이 강도를 만족하지 못하는 기둥은 지진해석시에 그 강도와 강성이 무시되어야 하며, 이러한 기둥의 상세 규정은 ACI 21.8에 따라야 한다. 기둥의 휨강도는 다음 식에 의한다.

$$\Sigma M_o \geq 1.2 \Sigma M_u$$

즉, 보-기둥 접합부에서 기둥의 휨강도는 보의 휨

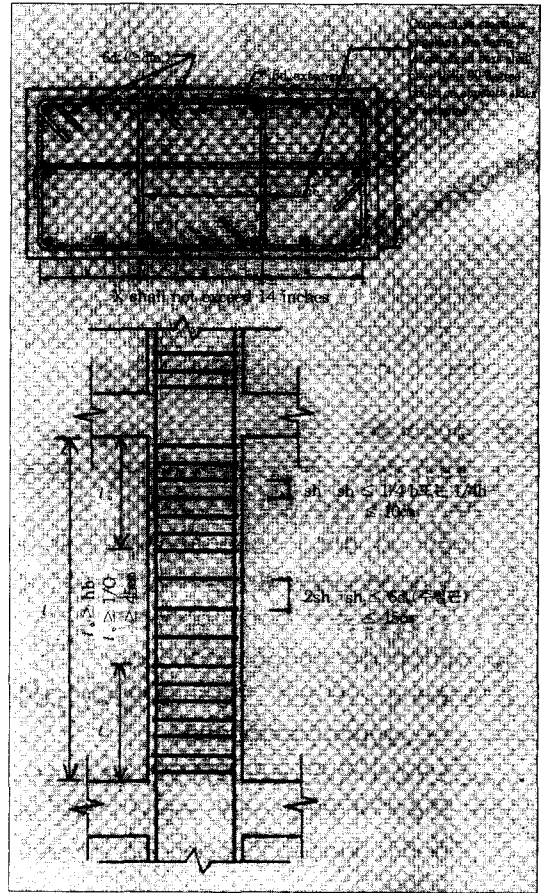


Fig. 19 기둥 횡방향 철근(ACI 318-89)

강도의 1.2배가 되어야 한다. 이는 소성힌지가 보에 생기도록 유도하기 위한 것이다.

5.4 골조구조의 접합부

이 규정은 골조구조의 보-기둥 접합부의 파괴를 방지하기 위한 규정이다. 보-기둥 접합부의 전단강도는 접합부 주위가 부재로 횡구속되어 있으므로 일반 콘크리트 전단강도보다 더 크다.

(1) 횡방향 철근(ACI 21.6.2)

가. 접합부가 (2)에서와 같은 구조부재로 고정되어 있지 않으면 기둥 규정 (ACI 21.4.4)에 따르는 횡방향 후크철근을 두어야 한다.

나. 접합부의 4면에 부재가 있고 각 부재폭이 기둥 폭의 3/4 이상일 때, 가장 치수가 작은 부재의 높이 구간내에 기둥의 횡방향 철근규정의 1/2

이상의 횡보강 철근을 넣는다.

다. 접합부의 기둥 코어 외부의 보의 축방향 철근이 그 접합부에 인입되는 다른 보에 의해 구속되어 있지 않을 때는 기둥규정에 따라 필요한 횡방향 철근을 전 접합부재에 배치하여야 한다.

(2) 전단강도(ACI 21.6.3)

가. 보통골재를 사용한 콘크리트 접합부의 공칭 전단강도는 다음의 값을 초과할 수 없다.

○4면이 구속된 접합부인 경우

$$20\sqrt{f'_c}A_v$$

○삼면 또는 서로 반대 방향의 두면이 구속된 경우

$$15\sqrt{f'_c}A_v$$

○기타의 경우

$$12\sqrt{f'_c}A_v$$

여기에서  $A_v$ 는 접합부의 유효단면적이다 (Fig. 20 참조).

각 접합면의 3/4이 인입되는 부재와 접합되어 있으면 그 면은 구속되어 있다고 보며, 이러한 부재가 접합부의 모든 면으로 인입될 때 그 접합부는 구속되어 있다고 본다

나. 경량골재 콘크리트 접합부의 공칭전단강도는 "가"의 규정된 값의 3/4을 초과하지 말아야 한다.

5.5 전단강도 요구사항(ACI 21.7)

이 규정은 부재의 전단강도가 휨강도 보다 크게 하여 부재를 휨 파괴 즉 인성 파괴로 유도하고자 하는 것이 그 목적이다.

(1) 골조부재의 설계전단력(ACI 21.7.1)

가. 휨을 받는 부재 (보)

설계용 전단력  $V_u$ 는 접합부의 면과 면사이에 가해지는 정적하중을 고려하여 결정되어야 한다. 예상되는 강도  $M_u$ 에 대응하는 반대부호의 모멘트는 접합면에 작용하고, 부재는 부재지간에 걸쳐서 전달되는 계수분담 중력하중을 받는다고 가정하여야 한다 (ACI 21.7.1.1) (Fig. 21). 여기에서  $M_u$ 는 철근의 항복강도를 1.25배로, 강도감수계수  $\phi$ 를 1.0으로 계산한다.

나. 휨과 축하중의 조합하중을 받는 골조부재 (기둥)

설계용 전단력  $V_u$ 는 부재 양단의 접합면에 발생할 수 있는 최대하중을 고려하여 결정되어야 한다. 이들 접합부의 하중은 부재의 계수 축하중과 관련된 최대상 휨강도를 사용하여 결정되어야 한다. 부재의 전단력은 인입되는 직교부재의 예상 휨강도를 사용하여 결정한 접합부 강도를 초과할 필요는 없다. 그러나 어느 경우라도  $V_u$ 의 값은 구조해석에 의해 결정된 계수전단력보다 작아서는 안된다(ACI 21.7.1.2) (Fig. 21).

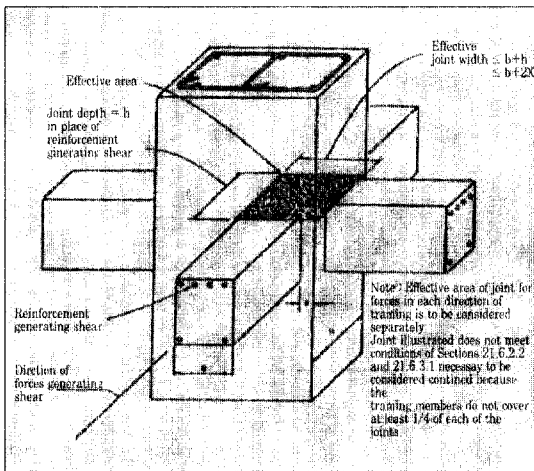


Fig. 20 접합부의 유효단면적(ACI 318-89)

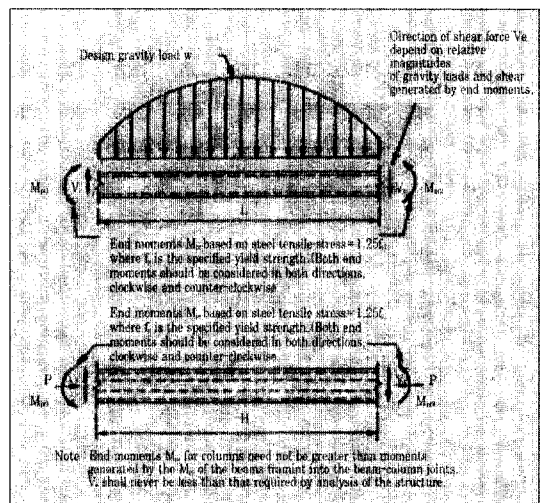


Fig. 21 보, 기둥의 설계 전단력(ACI 318-89)

(2) 골조부재의 횡보강 철근(ACI 21.7.2)

기. (1)에 따라 계산한 지진력에 의한 전단력이 설계용 총전단력의 1/2 이상이 되는 골조부재의 횡방향 철근을 결정할 때, 지진력을 포함하는 계수 압축하중( $A_g f'_c / 20$ ) 이하일 경우  $V_s$ 는 0으로 본다.

6. 국내 교량의 내진설계상세 (1996년 도로교시방서)

1996년에 개정된 도로교시방서의 내진설계규정은 1992년 내용과 거의 동일하며 단지 사용자의 편의성을 위하여 편집의 형태를 종전의 종방향형태의 규정과 해설을 횡방향형태로 개정하였다. 국내의 교량의 내진설계는 최근의 국민적 관심사에 따라 아주 초보적인 단계라 할 수 있으며 주로 낙교방지지설, 기둥의 유연성 확보를 위한 횡방향 철근 및 보강철근량의 보완, 교좌장치의 연단거리 확보 등에 관하여 주로 설계시공되고 있는 수준이다. 앞에서 기술한 바와 같이 국내에서도 고가교등의 등장으로 보-기둥접합부에서의 철근들의 정착길이, 이음부의 위치, 횡방향철근 등에 관한 보완등 지진에 대한 세심한 설계가 필요하리라 생각된다. 다음은 국내 도로교시방서의 내진설계규정의 간략한 소개 및 국내 PSC 교량에서 실제로 사용된 낙교방지지설의 그림을 소개하였다.

6.1 개요

도로교시방서에 기술된 내진설계시방서는 교량의 각 구성요소들의 설계가 전체의 설계원리와 일관성을 유지하게 하고 과거의 지진에서 관찰된 파괴가능성이 최소가 되도록 하기 위하여 일체로 현장타설되는 기둥, 교각, 확대기초 및 연결부 등의 설계 및 시공은 다음에 기술하는 내진상세규정을 만족하도록 요구하고 있다. 그리고, 설계방법은 허용응력설계법 또는 하중계수설계법을 사용할 수 있으나 허용응력은 33% 증가시켜야 한다. 앞에서 기술한 바와 같이 국내의 교량내진설계는 지역에 따른 가속도계수에 의거 2개의 지진위험구역으로 구분하여 2개의 내진 등급을 설정하였으며 내진 2등급교(지반가속도 < 0.07g)에서는 교량받침등 하부구조와 상부구조의

연결부는 사하중반력의 20%에 해당되는 수평지진력이 구속방향으로 작용한다고 가정한다. 그리고, 내진 1등급교(지반가속도 > 0.07g)의 경우에 기둥은 다소간의 연성능력을 확보하기 위하여 횡방향철근을 요구한다. 즉 횡방향철근은 종방철근의 좌굴방지 및 기둥심부에 대한 구속력을 제공한다.

6.2 기둥의 소성힌지에서의 횡방향철근

(1) 기둥이 지지하는 축방향력이 종방향철근의 콘크리트 덮개가 부서질 때 지지하는 하중과 동일하도록 종방향철근의 좌굴을 방지하기 위하여 횡방향철근으로 보강하여야 한다. 즉 소성영역이 예상되는 기둥과 말뚝가구(Pile Bent) 상부와 하부의 심부(core)는 횡방향철근으로 구속해야 한다.

가. 원형기둥의 나선철근비  $P_s$ 는 다음 값을 중 큰 값을 취한다. 이것은 축방향압축력을 받는 나선철근 기둥에 있어서 콘크리트 덮개가 파괴되기 이전의 최대 하중지지능력은 덮개 파괴 후 나선철근 응력이 사용한계에 도달한 상태에서의 하중지지 능력과 같다는 가정하에 유도되었다.

$$P_{sh} = 0.45 \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_y} \quad \text{또는} \quad P_s = 0.2 \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_y}$$

나. 사각형기둥에서 횡방향 철근의 총 단면적  $A_{sh}$ 는 다음 값을 중 큰 값을 취한다. 이들 직사각형 단면에 대한 규정은 나선철근 기둥에 대한 규정으로 부터 개발되었다.

$$A_{sh} = 0.30 a h_c \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_y} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$$

또는

$$A_{sh} = 0.12 a h_c \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_y}$$

여기서 각 변수들은 다음과 같다.

a : 띠철근의 수직간격 최대 15cm

$A_c$  : 기둥 심부의 면적 (cm<sup>2</sup>)

$A_g$  : 기둥의 전단면적 (cm<sup>2</sup>)

$A_{sh}$  : 수직간격이 a이고, 심부의 단면치수가  $h_c$ 인 단면을 가로지르는 보강철근(crosstie)을 포함하

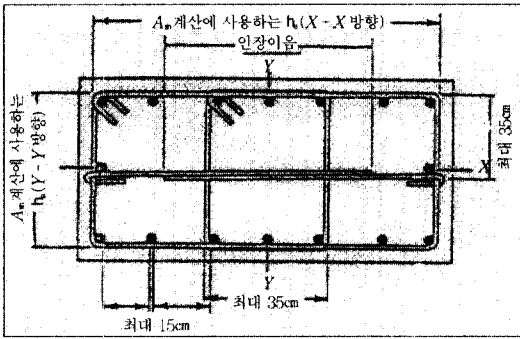


Fig. 22 기둥 띠철근 상세도 1

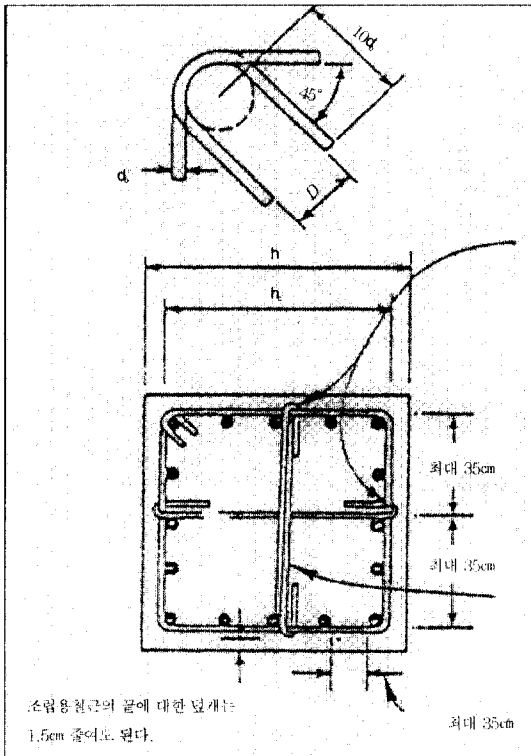


Fig. 23 기둥 띠철근 상세도 2

는 횡방향철근의 총단면적( $\text{cm}^2$ ). 직사각형 기둥의 두 주축 모두에 대하여 별도로 계산해야 한다.

$\sigma_c$  : 콘크리트의 설계기준강도 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$\sigma_s$  : 띠철근 또는 나선철근의 항복강도 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$h$  : 띠철근 기둥의 고려하는 방향으로의 심부의 단면 치수( $\text{cm}$ )

$\rho$  : 콘크리트 심부 전체의 부피에 대한 나선철근의 부피의 비(나선철근의 끝에서 끝까지)

(2) 횡방향 철근은 하나 또는 중복된 띠로 구성할 수 있으며 띠철근과 같은 크기의 보강철근(crosstie)을 사용할 수 있다.

(3) 띠철근은 135°의 갈고리로 축방향 철근에 걸리게 하여야 한다. 이때 갈고리는 띠철근 지름의 10배와 15cm 중 큰 값 이상의 연장길이를 가져야 한다.

### 6.3 심부구속을 위한 횡방향 철근의 간격

(1) 심부구속을 위한 횡방향 철근은 기둥의 상부와 하부에 설치하며 설치구간은 기둥의 최대 단면 치수, 기둥 높이의 1/6, 45cm 중 가장 큰 값 이상이어야 한다. 횡방향 철근은 인접부재와 연결면으로 부터 기둥 치수의 0.5배까지 연장해서 설치해야 하나 그 길이가 38cm보다 작아서는 안 된다.

(2) 말뚝가구의 말뚝상단에서의 구속을 위한 횡방향철근은 기둥에 대해 규정된 것과 같은 구간에 설치한다. 말뚝가구의 말뚝하단에서는 모멘트고정점에서 말뚝지름의 3배 길이만큼 내려간 위치로부터 진흙선에서 말뚝지름의 1배와 45cm 중 큰 값 이상의 길이만큼 올라간 위치까지의 구간에 횡방향 철근을 설치해야 한다.

(3) 철근의 최대 간격은 부재 최소단면치수의 1/4 또는 15cm 중 작은 값을 초과해서는 안 된다.

(4) (1), (2)에서 규정된 횡방향으로 구속된 부분에서는 나선철근 접이음은 허용되지 않는다. 이부분의 나선철근 연결은 완전용접접이음으로 해야 한다.

### 6.4 낙교방지장치 및 기타

지진발생시 수평방향의 종·횡방향으로의 진동으로 인하여 상부구조의 질량에 따른 수평지진력이 발생한다. 이러한 수평지진력은 교좌장치 또는 기타 연결장치를 통하여 하부구조로 전달되기 때문에 주형의 낙교를 충분히 방지할 수 있는 장치는 지진에 대한 저항성확보에 매우 중요한 요소이다. 낙교방지장

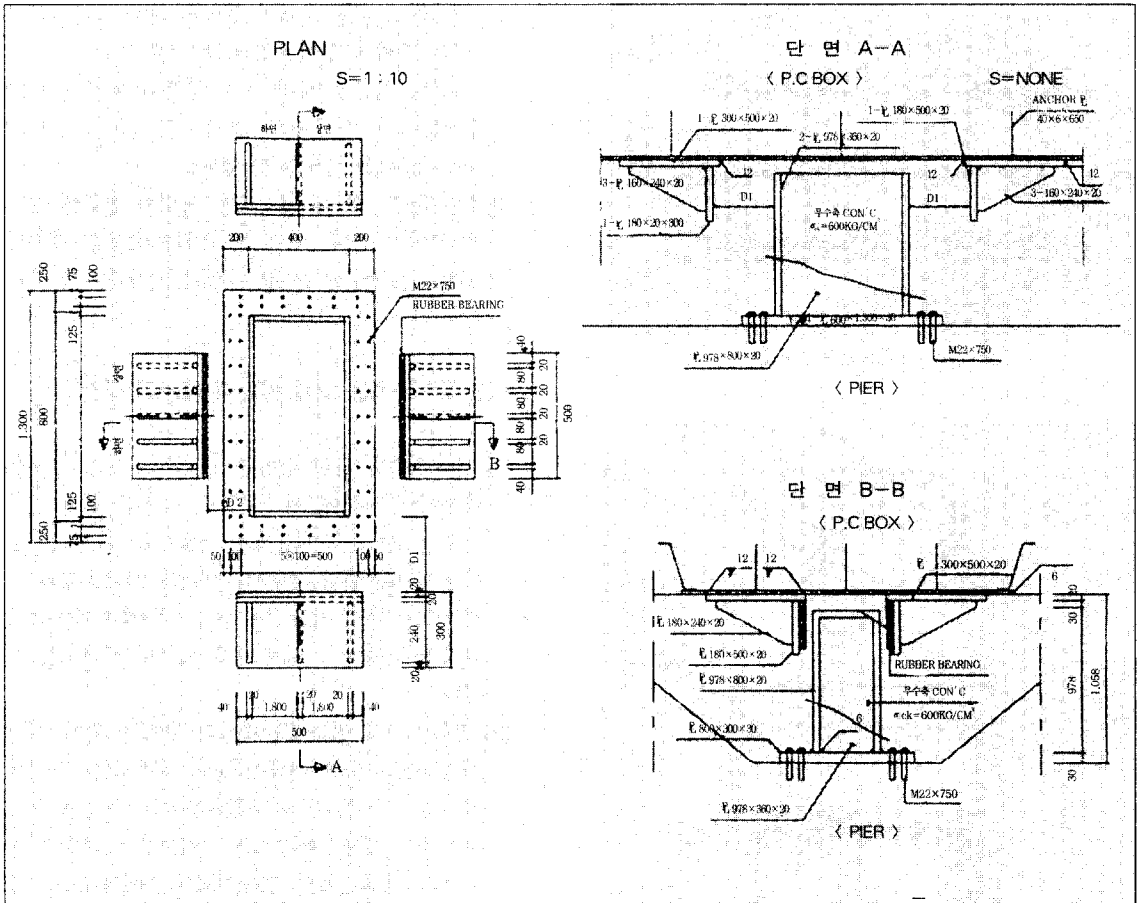


Fig. 24 낙교방지 장치

치는 내진 또는 면진장치는 아니며 교량의 내진 또는 면진설계가 충족된 연후에 지진발생시 예기치 못한 상부구조의 과도한 이동을 제한하여 상부구조의 낙교를 방지하기 위함이다. 따라서, 낙교방지장치는 원칙적으로 다음과 같은 구조로 하고 있다.

- (1) 주형과 하부구조를 연결하는 구조
- (2) 주형 또는 하부구조에 돌기를 설계하는 구조
- (3) 이웃하는 2연의 주형을 상호 연결하는 구조

프리스트레스트 콘크리트교량에서의 낙교방지사설로서 이웃하는 2개의 PSC. Beam을 연결하기 위하여 PS. 강봉을 사용할 수 있으며 동시에 주형의 이동방지사설로서 콘크리트 블록을 설치할 수도 있다. Fig. 24는 국내의 프리스트레스트 Box교량에서 사용된 낙교방지사설이다.

## 7. 결론

철근 및 프리스트레스트 콘크리트구조물의 내진설계 개념을 한마디로 요약하면 구조물의 연성거동을 확보하고 진단파괴가 아닌 휨파괴로 유도하며 기동파괴가 아닌 모의 파괴 즉 Weak-Beam Strong-Column의 설계로 유도하는 것으로 내진설계의 모든 규정들은 단지 이를 보장하기 위한 것이라고 해도 과언이 아니다.

특히, 국내에서의 일반적인 교량의 내진상세는 주로 기동의 연성확보를 위한 횡방향철근 및 보강철근에 대해서 주로 많은 주의를 기울이고 있으며 상부구조에 대한 내진상세는 수행되고 있지 못한 실정이다. 상부구조의 내진에 대한 고려로는 주로 낙교방지

시설 및 교량받침부의 연단거리 확보 등에 관한 설계 등이 주로 수행되고 있다.

따라서, 이러한 내진설계 개념을 숙지하고 관련규정을 정확히 준수하여 안전한 교량 구조물을 설계하도록 해야 할 것이며, 고가교등 상·하부가 일체화된 교량의 경우에는 앞에서 기술한 ACI 318-89의 내진상세기법을 고려하여 내진설계를 보완시행함으로써 안전성을 높이는 것이 바람직할 것으로 생각된다.

### 참 고 문 헌

1. ACI, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete(ACI 318-89) and Commentary-ACI 318R-89, ACI, 1989.
2. 건설교통부, "도로교 표준 시방서", 대한토목학회, 1996.
3. 건설교통부, "콘크리트 표준시방서", 대한토목학회, 1996.
4. 김궁환, "철근 콘크리트건물의 배근설계", 한국콘크리트학회, 1996.
5. 한국전산구조공학회, "교량의 내진설계", 1993
6. Standard Specifications for Highway Bridges, American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1992.
7. ATC, "Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC-3-06", ATC, 1984.
8. ATC, "Design of Prefabricated Concrete Buildings for Earthquake Loads, ATC-8", ATC, 1981.
9. 한국과학기술원, "건축물의 내진설계 이론 및 기법", 한국과학기술원, 1988.
10. Wiegel, R.L., "Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Inc., 1970.
11. Dowrick, D.J., "Earthquake Resistant Design", John Wiley & Sons, 1977.
12. Priestley, M.J.N. and Calvi, G.M., "Seismic Design and Retrofit of Bridges", San Diego and Pavia, Octobet 1995. 