

보-기둥 접합부의 탄성거동을 위한 내진역량상세 Capacity Detailing of Members to Ensure Elastic Behavior

김장훈*
Kim, Jang Hoon

ABSTRACT

The objective of this task is to develop seismic design and capacity detailing recommendations for all portions of bridge piers that do not participate as primary energy dissipation elements. Particular emphasis is given to the design requirements of cap beams and their connections of multi-column bridge pier bents. By prestressing the joints, it is possible to ensure the joints remain elastic. Prestress enhances the bond and anchorage of the longitudinal column bars and also minimizes or avoids diagonal shear cracking in the joints.

1. 서론

철근콘크리트 골조형 교각의 보-기둥 접합부에 대하여는 내진역량설계법 (capacity design procedure)이 다른 구조부재에서와 같이 구체적으로 제시되어 있지 않기 때문에 지진에 대한 그 거동의 취약성은 실험을 통하거나 실제 지진에 의한 손상에 대한 보고에 의하여서만 인지되어 왔다. 비내진지역에 세워져 있는 내진설계 되지 않은 구조물에서 뿐만 아니라 (Mander, et al., 1996a,b), 1989년 Loma Prieta (San Francisco) 지진에서 보고되었듯이 (Seible and Priestley, 1990) Oakland의 Cypress Viaduct의 내진설계 되었던 구조물에서조차 보-기둥 접합부는 일반적으로 인접한 보나 기둥의 거동을 보장할 만큼 충분히 강하거나 연성을 보유하고 있지 않다. 실제로 건축구조물의 보-기둥 접합부에 대한 내진역량설계 방법이 Paulay and Priestley (1992)에 의하여 제시되었지만, 이는 보-기둥 접합부에 균열이 발생한 후의 비탄성 거동에 대한 것이고, 보-기둥 접합부의 보-기둥 접합부의 비탄성 거동에 의하여는 구조물의 연성거동을 크게 증진시키지 못한다는 것은 그들도 지적하는 바이다. 그렇다고 철근콘크리트 보-기둥 접합부가 주로 탄성에 가까운 거동을 하기 위하여는 접합부 철근이 과밀하게 배근되어 시공상 어려움을 야기할 수도 있다. 그러므로 본 연구에서는 골조형 교각의 보-기둥 접합부의 내진성능향상을 위하여 부분 프리스트레스트 콘크리트 (partially prestressed concrete)의 사용을 제안하고자 한다. 보-기둥 접합부에 프리스트레싱을 가함으로써 접합부의 탄성거동을 유지할 수 있을 뿐 아니라, 철근과 콘크리트의 부착력을 향상시킴으로써 기둥 주근의 정착력을 증진시킬 수 있으며, 접합부의 사인장 균열의 발생을 최소화시킬 수 있을 것으로 기대된다. 본 연구에서 제시된 접합부에 대한 내진역량상세는 이미 사용되고 있는 기존 구조물의 내진보강(retrofit) 뿐만 아니라 새로이 건설되는 구조물에도 적용될 수 있다.

* 아주대학교 환경도시공학부 조교수

2. 보-기둥 접합부의 내진역량상세(Capacity Detailing of Cap Beam-Column Joints)

2.1 내진역량설계 개념(Concept of Capacity Design)

내진역량설계법을 사용하면, 설계자는 가장 바람직하다고 생각되는 골조구조 붕괴메카니즘(failure mechanism)을 선택할 수 있으며, 주요 에너지 소산메카니즘에 포함되지 않는 부위는 초과강도(overstrength)를 사용하여 보호하게 된다. 바람직한 소성메카니즘은 필요한 변형능력을 보유하되, 이로 인한 소성힌지 회전요구량(rotational demand)이 가장 적은 것일 때의 메카니즘이라고 할 수 있다. 즉, 건물골조에서는 강한 기둥과 약한 보가 만들어내는 보-횡변위메카니즘(beam-sideway mechanism)을 형성시킴으로써 연약층(soft story) 메카니즘을 억제하게 된다. 교량구조에서는 일반적으로 기둥-횡변위메카니즘(column sideway mechanism)이 불가피하지만, 이로 인한 기둥의 소성 회전요구량은 보-횡변위메카니즘의 때와 비슷하게 된다. 그러므로 교량구조에서는 기둥의 소성힌지 부분이 충분한 연성을 갖도록 하여야 하며, 그와 인접한 보나 기둥-보 접합부는 탄성거동을 위한 조치가 필요하다.

2.2 기둥의 내진역량해석 (capacity Analysis of Columns)

먼저 기둥의 휨에 대한 초과강도 M_p 를 계산한다. ACI 318 (1995)에 따르면,

$$M_p = \frac{6}{5} \times 1.25 M_n^{col} = 1.5 M_n^{col} \quad (1)$$

여기서 M_n^{col} = 기둥의 공칭모멘트이며, 기둥 주근의 초과강도를 고려하기 위하여 1.25가 사용되었다. 소성기둥-탄성보 메카니즘을 고려할 때 기둥의 설계 전단력 V_{cd} 는

$$V_{cd} = \frac{\Sigma M_p}{l_c} \quad (2)$$

여기서 ΣM_p = 기둥 단부 초과강도 모멘트의 합이고, l_c = 기둥의 순 길이이다.

2.3 보의 휨 강도 (Cap Beam Flexural Strength)

보 및 접합부에는 부분 프리스트레싱을 사용한다. 따라서 중력하중은 기존의 철근콘크리트 단면에 의하여 지지되고, 기둥의 초과강도에 의한 지진하중은 프리스트레스트 콘크리트에 의하여 지지된다. 소요되는 프리스트레싱 장력을 구하기 위하여 축 방향력과 휨에 의한 응력의 블록(stress block)을 고려한다. ACI에 따르면 최대응력블록의 값은 다음과 같이 계산된다.

$$-\frac{P}{A_b} - \frac{M_p}{S_b} \geq -0.45 f'_c \text{ (MPa)} \quad \text{[압축측]} \quad (3)$$

$$-\frac{P}{A_b} + \frac{M_p}{S_b} \leq 1.0 \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad \text{[인장측]} \quad (4)$$

여기서 $P =$ 최종적인 프리스트레싱 장력, $A_b =$ 보의 단면적, $S_b = A_b h_b / 6 =$ 보의 단면계수, $h_b =$ 보의 춤이다. 식 (3)과 (4)를 연립방정식으로 풀면, 프리스트레스 장력의 허용범위는 다음과 같이 구하여진다.

$$\frac{6M_p}{h_b} - 1.0\sqrt{f'_c} A_b \leq P \leq 0.45f'_c A_b - \frac{6M_p}{h_b} \quad (5)$$

2.4 보의 전단강도 (Cap Beam Shear Strength)

그림 1(a)의 3-기둥 교각에서 보에 작용하는 전단력은 소성기둥-탄성보 메카니즘을 고려함으로써 다음과 같이 계산된다.

$$V_{bL} = (M_{p1} + 0.5M_{p2}) \left(\frac{l_c + h_b}{l_b l_c} \right) \quad (6)$$

$$V_{bR} = (0.5M_{p2} + M_{p3}) \left(\frac{l_c + h_b}{l_b l_c} \right) \quad (7)$$

여기서 $V_{bL}, V_{bR} =$ 중력방향 하중 및 메카니즘에 의하여 발생하는 각 span 에서의 전단력, $M_{p1}, M_{p2}, M_{p3} =$ 각 기둥에서의 초과강도 모멘트, $l_b =$ 보의 span 이다. 프리스트레스트 보의 균열 전 전단강도는 ACI 에 의하면

$$V_b \leq (0.3\sqrt{f'_c} + 0.3f_{pc}) A_b \quad (8)$$

여기서 $f_{pc} =$ 프리스트레싱에 의한 보 단면의 압축응력이다.

2.5 보-기둥 접합부의 전단강도 (Shear Strength of Cap Beam-Column Joints)

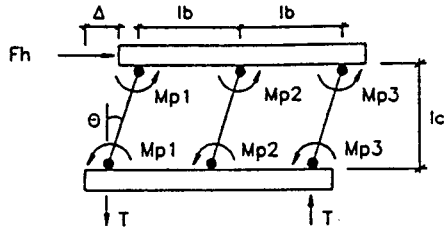
보와 기둥에 작용하는 모멘트와 전단력을 소성기둥-탄성보 메카니즘으로부터 계산한 후, 그림 1(b)의 힘의 평형을 이용하여 보-기둥 접합부에서 요구되는 전단력은 다음과 같이 계산된다.

$$V_{jv} = \frac{M_{p1}}{jd} - \frac{\Sigma M_{pi}}{4l_b} + \frac{P_{g1}}{2} \quad [\text{Joint 1}] \quad (9)$$

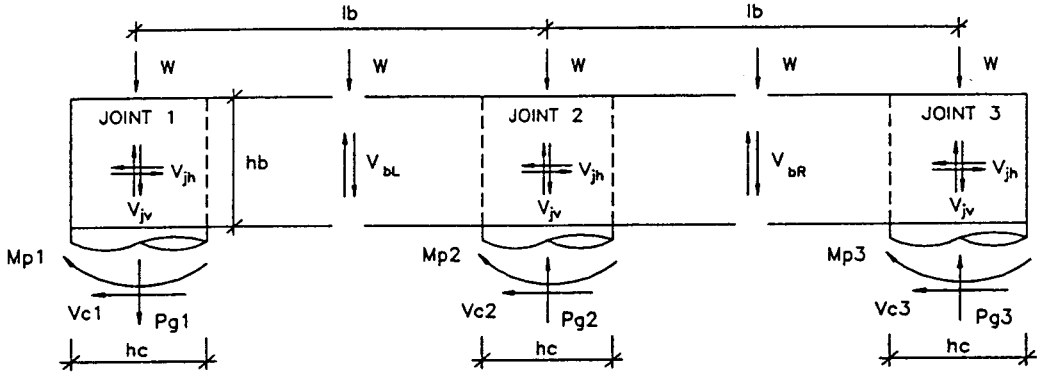
$$V_{jv} = \frac{M_{p2}}{jd} - (M_{p1} + 0.5M_{p2}) \left(\frac{l_c + h_b}{l_b l_c} \right) + \frac{P_{g2}}{2} \quad [\text{Joint 2}] \quad (10)$$

$$V_{jv} = \frac{M_{p3}}{jd} + \frac{\Sigma M_{pi}}{4l_b} - (0.5M_{p2} + M_{p3}) \left(\frac{l_c + h_b}{l_b l_c} \right) + \frac{P_{g3}}{2} \quad [\text{Joint 3}] \quad (11)$$

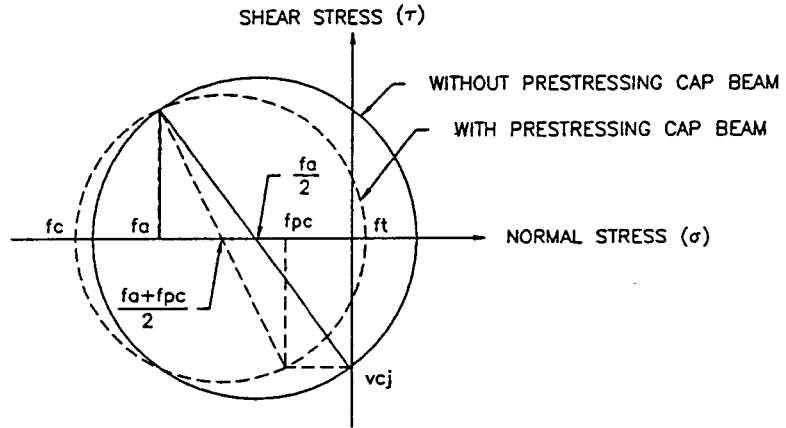
여기서 $V_{jv} =$ 보-기둥 접합부의 수평전단력, $jd =$ 기둥단면의 내력간 거리(internal lever arm) $\approx 0.8h_c$, $h_c =$ 기둥단면 춤, $\Sigma M_{pi} =$ 메카니즘에 의한 기둥 초과모멘트의 합, $P_{g1}, P_{g2}, P_{g3} =$ 중력하중과 초과강도에 의하여 각 기둥에 작용하는 축력이다. 지금까지 제시된 방법을 이용하여 계산된 보-기둥 접합부의 전단력 분포가 그림 2의 prototype 골조형 교각에 예시되어 있다. 이에 상응하는 접합부



(a) Plastic Column - Elastic Beam Mechanism

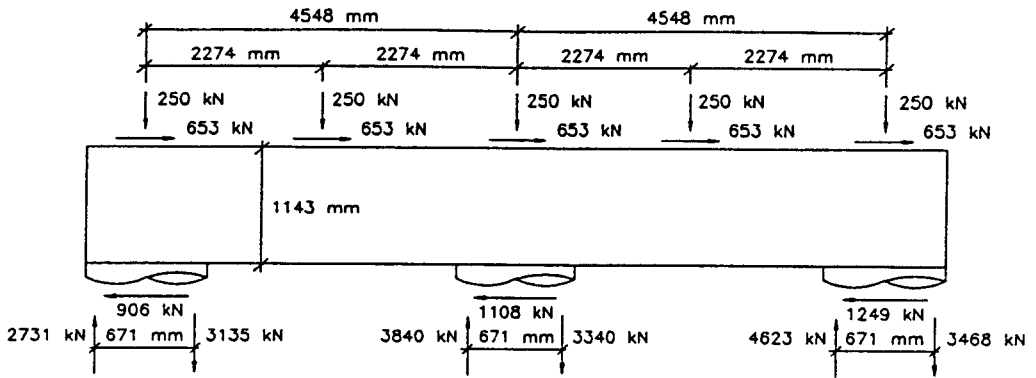


(b) Force Equilibrium at Joints

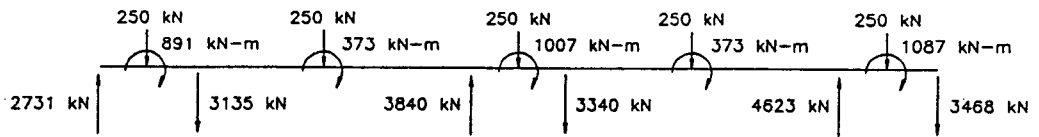


(c) Effect of Prestress on Principal Tension Stress

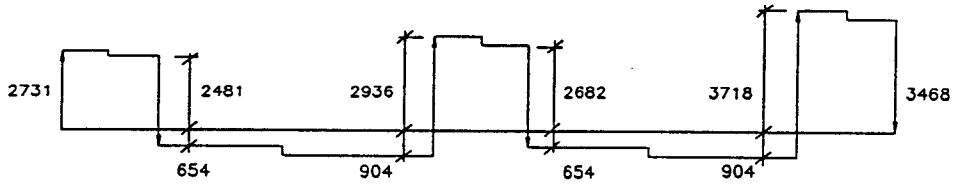
그림 1. 보-기둥 접합부에서의 힘의 평형



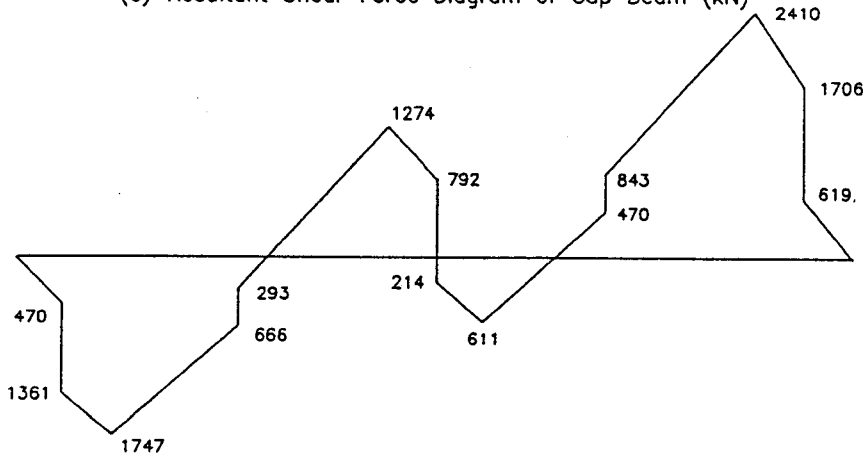
(a) Plastic Column Actions on the Cap Beam



(b) Forces Acting along The Centerline of Cap Beam



(c) Resultant Shear Force Diagram of Cap Beam (kN)



(d) Resultant Moment Diagram of Cap Beam (kN-m)

그림 2. 원형(prototype) 교각 보-기둥 접합부에서의 힘의 평형

의 수평방향 전단력은 탄성이론에 의하여 계산되는데, 이는 접합부 내 수평·수직방향의 평면응력 요소(plane stress components)가 서로 같은 크기라는 가정에 근거한다. 즉

$$V_{jh} = \left(\frac{h_c}{h_b} \right) V_{jv} \quad (12)$$

여기서 V_{jh} = 접합부에서 요구되는 수평방향 전단력이다.

위에서 계산된 접합부 전단력과 프리스트레싱에 의한 수평방향 축력 및 각 기둥에 작용하는 수직방향 축력으로 인하여 접합부에서 요구되는 주응력 방향의 인장응력은 그림 1(c)와 같이 Mohr의 원에 의하여 계산된다.

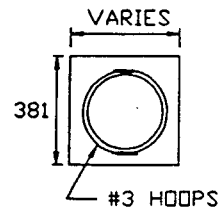
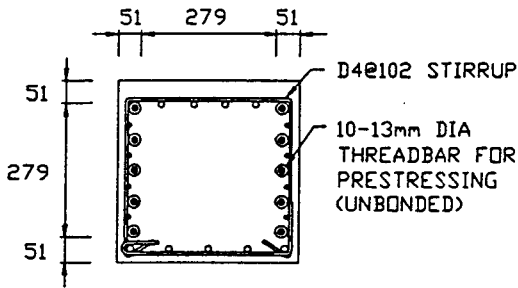
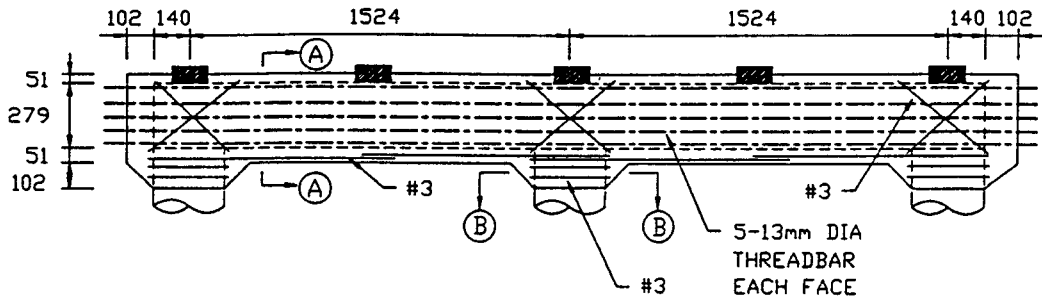
$$f_t = -\left(\frac{f_a + f_{pc}}{2} \right) + \sqrt{\left(\frac{f_a + f_{pc}}{2} \right)^2 + (v_{ej})^2} \quad (13)$$

여기서 f_t = 주응력 방향 인장응력 요구량, f_a = 모든 힘의 요소에 의한 기둥의 축방향 응력, v_{ej} = 접합부의 전단응력 = $V_{jv} / bh_b = V_{jh} / bh_c$ 이다. 계산된 주응력 방향 인장응력을 콘크리트가 저항하기 위하여는 $f_t \leq 0.33\sqrt{f'_c}$ 이어야 한다. 만일 주응력 방향 인장응력이 콘크리트의 인장강도를 초과하게 되면, 접합부에 균열이 발생하게 되고, 균열 후 철근콘크리트 접합부의 전단력은 콘크리트 스트럿(strut)과 접합부 철근 트러스(truss) 메카니즘에 의하여 전달된다. (Paulay and Priestley, 1992).

3. 적용예제 (Worked Example)

본 논문에서 전개된 이론의 활용법을 보여주기 위하여 Mander, et al.(1996a,b)에 의하여 실험·보고된 골조형 교각을 예로 들어 보기로 한다. 실험된 골조형 교각은 원형(prototype)의 일부와 1/3 축소모델로 구성되어 있다. 유사정적 실험을 통하여 비탄성 범위까지 수평 반복하중을 가한 결과, 내진보강되지 않은 원형과 모델 모두 보-기둥 접합부에서 심한 손상을 입었으며, 이는 정확히 충분치 않았던 기둥 주근의 부착력의 손상으로 이어졌다. 손상된 보는 본 논문에서 제시한대로 프리스트레스트 콘크리트 자켓(jacket)을 사용하여 그림 3과 같이 내진보강(retrofitted) 되었다. 보-기둥 접합부에는 대각선 방향의 철근이 보강되어 있는데 이는 작용시킨 프리스트레싱이 충분치 않아 주응력 방향의 인장응력이 콘크리트의 인장강도를 초과할 경우 보-기둥 접합부를 보호하기 위한 것이다. 실험결과 내진 보강된 접합부는 손상없이 탄성거동 하였음이 관찰되었다.

도표 1은 실험에서 입증된 접합부 보강 방법의 효과를 1/3 모델의 해석적 비교를 통하여 보여주고 있다. 모델 보 단면의 원래 크기는 279x279mm이었으며, 프리스트레스트 콘크리트 자켓에 의한 내진보강 후 381x381mm로 증가되었으며, 프리스트레스트는 보의 축 방향으로 $f_{pc} \approx 4MPa$ 를 작용시켰다. 표의 비교로부터 내진역량상세를 통한 접합부의 성능개선을 알 수 있다. 본 계산 예에서는 원형과 모델 모두 기존 구조물의 보-기둥 접합부의 내진보강에 대한 적용을 보여 주었지만, 제안된 내진역량상세는 새로운 골조형 교각에도 적용할 수 있다.



$F = 56\text{kN} / \text{TENDON}$
TOTAL PS FORCE = 560kN

SECTION A-A

SECTION B-B

그림 3. 프리스트레싱을 이용한 1/3 모델 교각 보-기둥 접합부의 내진보강

도표 1. 모델교각의 보-기둥 접합부에서 주응력 방향 인장응력

보-기둥 접합부	내진보강 전				내진보강 후			
	f'_c (MPa)	f'_a (MPa)	v_{ej} (MPa)	$\frac{f_t}{\sqrt{f'_c}}$	f'_c (MPa)	f'_a (MPa)	v_{ej} (MPa)	$\frac{f_t}{\sqrt{f'_c}}$
Joint 1	73.1	-0.77	1.86	0.27	61.4	-0.92	1.98	0.21
Joint 2	73.1	0.54	3.35	0.37	61.4	0.75	2.5	0.07
Joint 3	73.1	1.85	1.84	0.13	61.4	2.44	3.42	0.04

¹ + f_a 가 압축응력임.

4. 결론

- 1) 프리스트레싱을 통하여 보의 휨 강도 뿐만 아니라, 보-기둥 접합부의 전단강도, 기둥 주근의 정착력을 향상시킬 수 있으며, 결과적으로 소요 철근양을 감소시킬 수 있다.
- 2) 내진역량상세를 통하여 지진에너지 소산에 기여하지 않는 부분은 역량보호(capacity protect)를 할 수 있으며, 이를 위하여 기둥의 초과강도를 적절히 평가할 수 있어야 한다.
- 3) 도표 1에서 보여주듯이 반복하중이 작용할 때에는 규준보다 작은 값에서도 보-기둥 접합부에 사인장 전단균열이 발생하였다. 반복하중에 대한 콘크리트 강도의 적절한 평가가 요구된다.

5. 감사의 글

이 논문을 완성하는데 도움이 된 뉴욕 주립대학교 Buffalo 대학 (SUNY at Buffalo) 토목공학과
Professor John B. Mander 의 조언에 감사드립니다

6. 참고문헌

1. ACI Committee 318 (1995), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute, Detroit.
2. Mander, J.B., Mahmoodzadegan, B., Bhadra, S. and Chen, S.S. (1996a), *Seismic Evaluation of A 30-Year Old Non-Ductile Highway Bridge Pier and Its Retrofit*, Technical Report NCEER-96-0008.
3. Mander, J.B., Kim, J.H. and Ligozio, C.A. (1996b), *Seismic Performance of A Model Reinforced Concrete Bridge Pier Before and After Retrofit*, Technical Report NCEER-96-0009.
4. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992), *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures*, John Wiley and Sons, Inc., New York.
5. Seible, F. and Priestley, M.J.N. (1990), "Damage and Performance Assessment of Existing Concrete Bridges under Seismic Loads", Proceedings of the First US-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, Public Works Research Institute, Tsukuba, Japan, pp. 203-222.