

## 현치로 보강된 철골모멘트골조의 지진응답: 사례연구

### Seismic Response of Haunch Repaired Steel MRFs: A Case Study

이 철 호\*

Lee, Cheol-Ho

#### ABSTRACT

To investigate the effects of haunch repair on the system seismic performance of steel moment-resisting frames (steel MRFs), a case study was conducted for a 13-story steel frame damaged during the 1994 Northridge earthquake. It was assumed that only those locations with reported damage would be repaired with haunches. A new analytical modeling technique for the dual panel zone developed by the author was incorporated in the analysis. Both the inelastic static and dynamic analyses did not indicate detrimental side effects resulting from the repair. As a result of the increased strength in dual panel zones, yielding in these locations were eliminated and larger plastic rotation demand occurred in the beams next to the shallow end of the haunches. Nevertheless, the beam plastic rotation demand produced by the Sylmar record of 1994 Northridge earthquake was still limited to 1.7% radians. The repair resulted in a minor increase in earthquake energy input. In the original structure, the panel zones should dissipate about 80% (for the Oxnard record) and 70% (for the Sylmar record) of the absorbed energy, assuming no brittle failure of moment connections. After repair, the energy dissipated in the panel zones and beams were about equal.

#### 1. 서론

1994년 캘리포니아의 노스리지 지진은 철골모멘트골조(steel Moment-Resisting Frames, steel MRFs)의 보-기둥 접합부에 광범위한 구조적 손상을 야기하였다 (Youssef 등 1995). 보 및 패널존에서의 항복을 통한 연성거동에 의하여 지진동의 입력 에너지가 소산되도록 설계되었음에도 불구하고 용접부, 보와 기둥 플랜지의 열영향 부위 (heat affected zone) 및 패널존에서의 취성파괴가 구조손상의 주류를 이루었다. 1994년 노스리지 지진 이후 구조적 손상을 입은 구조물을 보수함에는 물론 기존 및 새로이 건설될 철골모멘트골조의 내진보강에 사용될 여러가지 접합상세가 제시되어 실험을 통하여 검증받고 있다. 캘리포니아 대학 (샌디에고)에서는 구조적 손상을 입은 4개의 실물대(full-scale) 시험체의 보하부를 현치로서 보강한 후 정적,동적 반복재하시험을 수행하였다 (Uang-Bondad 1996a,b, Uang-Bondad-Lee 1997). Fig.1에 시험체 상세의 한가지를 나타내었다 (Uang-Bondad 1996a). 현치의 도입 의도는 보-기둥 맞댄용접 부위에서의 응력도를 줄이는 동시에 소성힌지의 발생위치를 열영향부위인 기둥외주면 부근에서 보내부로 밀어내기 위한 것이다. Fig. 2에 나타난 실험결과는 이런 의도가 잘 구현되었음을 분명하게 보여주고 있다.

비록 현치보강된 철골 모멘트접합부가 부분골조 레벨의 시험에서는 잘 거동하였지만, 보강구조물의 시스템 레벨의 내진거동이나 보강에서 기인할 수 있는 부작용 내지는 부차효과 (side effects)에 관해서는 아직 잘 알려진 것이 없다. 특히 철골모멘트골조를 현치로서 보강할 경우 이중패널존 (dual panel zone, Fig. 2 참고)이 생성되어 거동예측이 어려워진다. 이 경우 기존의 패널존 모델링 기법은 사용될 수 없으며 새로운 모델링 기법이 동원되어야 한다. 최근에 필자는 이중패널존의 해석적 모델링 방안을 제시하고 가용한 실물대 실험결과와 비교하여 방안의 타당성을 검증한 바가 있다 (Lee-Uang 1997). 본 논문에서는 필자의 기존 연구를 바탕으로 구조적 손상을 입은 접합부위만을 현치로서 보강할 경우에 파생되는 구조적 거동 변화를 사례연구를 통하여 검토하였다.

\* 경남대 건축공학과 부교수, 정회원

사례연구에 사용된 구조물은 1994년 노스리지 지진 당시 접합부에 구조적 손상을 입은 13층 철골모멘트골조이다. 현치보강이 부차적으로 야기할 수 있는 응답의 변화는 다음과 같은 항목을 중심으로 검토되었다: (1) 동특성 및 횡강성, (2) 시스템의 극한강도, (3) 연약층 촉발 가능성 검토를 포함한 항복메카니즘, (4) 층간변위 요구도, (5) 소성회전각의 분포, (6) 보, 패널존 및 기둥에서의 에너지 소산 패턴.

## 2. 보강설계

사례연구에 사용된 13층 건물의 횡저항능력은 외곽부의 철골모멘트골조에 의해 제공되며 코너의 박스형 기둥을 제외하고는 모든 부재가 와이드 플랜지 단면 (A36)으로 구성되어 있다 (Figs. 3, 4 참조). 남북방향의 4번열 골조의 경우 전체 접합부의 25 % 정도가 파괴되어 가장 심한 접합부 손상을 입었다. 피해 보고서에 따라 전체 84개의 접합부 가운데 Fig. 5에 표시한 바와 같이 4번열 골조의 21 개소를 현치로서 보강하는 것으로 가정하여 연구를 수행하였다. 보강개소에는 플랜지의 용접부손상, 보의 손상 및 기둥 플랜지 손상부위가 포함된다. 건물 및 구조손상과 관련한 자세한 내용은 Uang 등 (1995)의 연구를 참조하기 바란다.

최근에 제시된 SAC Interim Guidelines (1995)에 의거하여 현치의 단면설계를 수행하였다. SAC의 임시 가이드라인에는 “Capacity Design Concept”이 반영되어 있어서 보의 소성현지에서의 발현가능한 휨강도 (probable beam strength)는  $M_{pr} = 1.7M_n$ 로 산정한다. 여기서  $M_n$ 은 강재의 공칭항복응력도를 사용하여 계산되는 보의 소성모멘트이며, 계수 1.7은 강재의 실제강도 및 변형경화를 반영하기 위한 초과강도계수 (overstrength factor)이다. 현치보강을 위한 구조단면으로는 WT18 (A572 Gr. 50)를 채용하였다. 보강설계에 있어 보의 소성현지의 위치는 실험결과를 참고하여 현치의 단부에서 보춤의 1/3 만큼 떨어진 지점에서 발생하는 것으로 가정하였다. 현치의 춤과 현치의 각도는 각각 18 inch 및 30도로 설계하였으며 선정된 현치단면이 Table 1에 정리되어 있다. 기둥 외주면에서의 현치의 휨강도는 기존 보의 휨강도의 2배 정도이다.

## 3. 구조물의 모델링

컴퓨터 프로그램 DRAIN-2DX (Prakash 등 1993)를 사용하여 정적, 동적 비선형해석을 수행하였다. 바닥 슬라브의 영향은 고려하지 않고 순수 철골골조만을 해석하였다. 지표면을 고정된 저면으로 처리하고 프라자 레벨은 회전과 병진 변위가 구속되도록 무한강성을 갖는 스프링 요소를 사용하여 모델링하였다. 골조 내부의 수직하중만을 지지하도록 설계된 기둥들 (gravity columns)의 횡하중에 대한 저항능력은 없는 것으로 무시하였다. P-delta 효과는 횡방향 자유도가 모멘트골조에 그것에 종속된 가상의 수직기둥을 도입하여 반영시켰다. 처음 3개의 진동모드가 전체 유효모드질량의 94 %를 차지하였는 바, 첫번째 및 세번째 진동모드가 5 %의 감쇄비를 갖도록 Rayleigh 댐핑의 파라미터를 정하였다.

보와 기둥은 DRAIN-2DX의 보-기둥 요소(즉, Element 2)로서 모델링하였다. 최근의 연구결과 (AIS 1994)를 참조하여 A36 재질의 보 및 기둥의 경우 예상항복응력도 값으로  $F_y = 47.3 \text{ ksi}$ 를 사용하였다. 보 및 기둥 부재의 변형경화율은 2 %로 가정하였으며 부재의 단부에서는 100 %의 rigid-end offsets을 고려하였다. 기둥의 항복강도 모델링에는 저항계수를 1로 하여 얻어지는 LRFD (AISC 1994)의 축력-휨모멘트 상호작용곡선을 사용하였다. 현치부위는 변단면을 갖는 보요소로서 모델링하였으며 이에 사용된 현치의 휨강성계수들이 Table 1에 정리되어 있다.

DRAIN-2DX의 반강절요소(즉, Element 4)를 사용하여 내부접합부의 모든 패널존을 모델링하였다. 코너 기둥에는 박스 단면의 기둥이 사용되었으므로 외부 접합부의 패널존은 강단(rigid) 것으로 가정하였다. 접합부가 현치로서 보강되지 않은 경우는 Krawinkler의 모델링방안 (1978)을 채용하였다. 그러나 현치로서 보강된 접합부에는 이중패널존이 생성되어 Krawinkler의 방안을 사용할 수가 없으므로 필자 등이 최근에 개발한 이중패널존의 모델링기법 (Lee-Uang 1995a, 1995b, 1997)을 사용하였다. 즉, 이중패널존을 “2개의 전단 직렬스프링” (two-spring serial system in shear)으로 고려하고, Fig. 6과 같이 “할선 전단변형” (secant shear strain)을 정의하면 이중패널존의 등가회전강성  $K_{e,eq}$ , 항복강도 ( $\Delta M_y$ )<sub>eq</sub>, 및 항복후 강성  $K_{p,eq}$  이 유도될 수 있다 (Lee-Uang 1997). 이중패널존의 탄소성

영역에서의 역학적 거동은 Fig. 7과 같이 이상화될 수 있다. 이와 관련한 좀더 자세한 내용은 필자의 기존 연구를 참조하기 바란다. Fig. 8은 필자가 제시한 이중 패널존의 해석적 모델링 방안에 의한 강성 및 강도 예측치가 실험대 실험결과와 잘 일치함을 보여준다. Table 2는 위의 방안에 따라 계산한 이중패널존의 역학적 특성을 정리한 것이다.

#### 4. 구조물의 특성 및 응답 고찰

##### 4.1 동적 특성

고유치해석을 통하여 탄성 동특성의 변동을 검토하였다. 헌치보강에 따른 “stiffening” 효과로 기본진동주기가 7 % 정도 감소하였으며 고차진동모드의 고유주기의 길이감소는 무시할 정도로 작았다. 보강구조물의 기본주기는 2.99 초로서 여전히 응답 스펙트럼의 “속도영역”에 위치한다. 이것은 설계의 관점에서 보았을 때 보강을 하더라도 설계지진력 자체가 크게 변하지 않는다는 것을 시사한다.

##### 4.2 비선형 정적 횡방향 해석 (Push-over Analysis)

구조시스템의 극한강도를 산정하고, 보강에 따른 항복메카니즘 (또는 연약층 유발의 포텐셜)을 검토하기 위해 푸쉬오버해석 (push-over analysis)을 수행하였다. UBC (1994)의 등가정적 횡하중 패턴을 단조증가 가력하여 해석을 수행하였다.

전체적 거동: 원구조물과 보강구조물의 횡력에 대한 전체적 거동을 Fig. 9에 나타내었다. 보강구조물의 탄성 횡강성과 극한강도는 원구조물 보다 10 % 정도 증가하였음을 알 수 있다. 보강구조물의 시스템 레벨의 초과강도계수는 부재의 최초의 항복 (first yield)시에 2, 극한 레벨에서는 거의 3에 이르고 있다. Fig. 10에 나타낸 층간변위의 분포는 푸쉬오버해석에 의해 예견되는 연약층의 포텐셜을 보여주는 것으로 소성화가 2층에서 7층 사이에 집중되고 있다. 두개의 구조물은 동일한 양상의 연약층 메카니즘을 나타내며 전체적 거동에 큰 차이를 보이지 않는다.

소성회전요구도: 보강구조물의 소성회전은 패널존, 기둥 및 헌치단부(shallow end of haunch)에서 발생하였는데 보강의 결과로 골조내의 소성회전요구도의 분포가 크게 변했음을 알 수 있다 (Figs. 11, 12참고). 헌치로 보강된 부위에서는 패널존 항복이 감소한 대신 보의 소성회전의 회전이 크게 증가했음을 알 수 있다. 원구조물과 마찬가지로 보강구조물에 있어서도 기둥부재의 소성화가 심화되지는 않았다.

##### 4.3 비선형 동적 해석

입력지진동: 1994년 노스리지 지진 당시 얻어진 Oxnard 및 Sylmar 가속도기록(N-S 성분)을 입력지진동으로 하여 비선형 동적 해석을 수행하였다 (Fig. 13 참고). Oxnard기록은 13층 건물의 지하실에 설치된 가속도계에서 얻은 것이며, Sylmar기록은 진양지 부근에서 얻어진 것으로 매우 큰 가속도 펄스 (0.84g)를 포함하는 특징이 있다.

전체적 응답: Fig. 14는 원구조물과 보강구조물의 Sylmar가속도기록에 대한 지붕층의 변위응답을 보여주는 것으로 두 구조물의 응답이 유사함을 알 수 있다. 이 응답들은 큰 진폭을 갖는 2개 사이클과 가진(excitation) 초기에 생성된 영구소성변형을 중심으로 작은 진폭의 사이클로 구성되어 있음을 알 수 있다. 이는 근거리, 펄스타입 (near-field, pulse-type) 입력에 의한 전형적 응답 양상으로 볼 수 있다. 최대 지붕층 변위는 26 inch 로서 전체 층고의 1.25 %에 해당한다. Oxnard기록에 대해서도 두 구조체의 지붕층의 변위응답은 유사하였다. Sylmar기록에 의한 층간변위비 (story drift ratio)의 엔빌로프를 Fig. 15에 나타내었다. 이 지진동은 2 %를 초과하는 층간변위비를 유발한다. 유사한 크기의 최대층간변위비가 저층부(3층-4층)와 상층부 (8층-9층)에서 동시에 발생함을 알 수 있다. 참고로 푸쉬오버해석은 상층부의 큰 층간변위비를 예측하지 못하고 있음에 유의할 필요가 있다 (Fig. 10 참고). 동적 해석 결과 역시 전체적 응답에 관해서는 두 구조물간의 차이가 크지 않음을 보여주고 있다.

**소성회전요구도:** Sylmar입력을 사용해서 구한 패널존, 보 및 기둥의 최대 소성회전요구도를 Fig. 16 및 17에 표시하였다. 이들의 분포 양상은 푸쉬오버해석에 의한 그것과 유사함을 알 수 있다. 즉 현치보강 부위에서는 패널존항복이 감소하는 대신 현치단부에서의 보의 소성회전이 증가하였다. 그러나 최대값의 변동은 크지 않아서 두 구조물 간의 최대 소성회전요구도는 비슷하였다; 패널존과 보에서의 최대 소성회전요구도는, 원구조물이 각각 1.2 및 1.5 (% rad.), 보강구조물의 경우는 1.3 및 1.7 (% rad.) 이었다. Sylmar입력은 원구조물의 플라자 레벨과 2층 바닥 사이의 기둥에 약간의 항복을 유발하였다. 보강되었을 경우 기둥의 항복이 약간 증가하였지만 여전히 작은 크기에 불과함을 알 수 있다.

**에너지소산패턴:** 내진설계의 철학에 따라 때에 강진 작용시 철골모멘트골조의 2개의 주요 에너지 소산원은 보와 패널존이다. 만일 철골모멘트골조가 현치로서 보강된다면 보강 접합부의 패널존은 항복할 가능성이 감소하므로 구조체 내의 에너지 소산패턴의 변화가 수반될 것으로 기대할 수 있다. Fig. 18에 두 구조물의 입력에너지 시각력의 프로필을 도시하였다. 보강구조물의 입력에너지가 원구조물 보다 20 % 정도 증가하였지만 전반적으로 차이는 크지 않은 것으로 보인다. 입력지진에너지의 관점에서 볼 때 Sylmar가속도기록이 Oxnard가속도기록 보다 2배 정도 강함을 알 수 있다. 흡수에너지 (즉 탄소성 에너지)의 구조물 내에서의 상대분포를 부채별로 정리하여 Fig. 19에 나타내었다. 보강의 결과로 에너지소산 요구도가 패널존에서 보로 급격히 이전 됨을 알 수 있다. 원구조물의 경우 패널존은 전체 흡수에너지의 80 % (Oxnard 입력) 및 70 % (Sylmar 입력) 를 담당해야 하지만, 보강구조물의 경우는 보와 패널존이 거의 동일한 지분을 담당한다.

## 5. 요약 및 결론

13층 철골모멘트골조의 비선형 정적/동적 해석에 근거하여 현치보강이 철골모멘트골조의 지진응답에 미치는 영향을 분석한 본 연구의 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 현치의 도입으로 패널존의 강성과 강도가 크게 증가하므로 이 효과가 해석과정에 적절히 반영되어야 한다. 본 연구에서는 이중패널존의 모델링 기법을 응용하여 현치보강 접합부를 갖는 철골모멘트골조의 해석방안을 제시하였다.
- (2) 손상 접합부만을 현치로 보강한 본 사례연구의 경우 탄성 횡강성 및 시스템의 극한 횡강도는 10 % 정도 증가하였으며, 정적/동적 비선형 해석에서 얻어진 원구조물과 보강구조물의 전체적 응답 (global response)은 큰 차이를 보이지 않았다. 또한 원구조물과 보강구조물은 유사한 층간변위분포와 항복메카니즘을 보였다. 즉 현치보강의 결과로서 바람직하지 않은 연약층 형성이 촉발되지는 않았다.
- (3) SAC Interim Guidelines에 따라 설계된 현치는 소성힌지의 위치를 기둥의 외주면에서 의도한 위치인 현치의 단부로 효과적으로 이동시켰다. 현치보강은 보와 패널존의 소성회전요구도를 크게 변화시켰다. 즉, 패널존에서의 소성회전요구도가 감소하는 대신 이를 상쇄하기 위해 현치단부의 보에서 소성회전요구도가 증가하였다. 그러나 최대 소성회전각의 크기는 원구조물과 보강구조물 사이에 비슷한 값을 보였다.
- (4) 현치보강의 결과로 입력지진에너지가 약간 증가하지만 입력에너지 시각력의 프로필은 거의 변하지 않았다. 그러나 현치의 존재는 구조부재 사이의 에너지소산 분포를 크게 변화시켰다. 원구조물의 경우 패널존이 흡수에너지의 80 % (Oxnard 입력) 및 70 % (Sylmar 입력)를 소산시켜야 하지만, 보강구조물의 경우는 패널존과 보에서 비슷한 비율로 흡수ener지를 소산시켰다.

## 참고문헌

1. AISC (1994), *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Building (LRFD)*, American Institute of Steel Construction, III.
2. AISI (1994), "Statistical Analysis of Tensile Data for Wide-Flange Structural Shapes", Univ. of Texas - Austin, *Report to the Steel Shape Producers Council*.
3. "Interim guidelines: evaluation, repair, modification and design of welded steel moment frame structures." (1995). *Report No. SAC-95-02*, Federal Emergency Management Agency, Sacramento, Calif.

4. Krawinkler, H. (1978), "Shear in Beam-Column Joints in Seismic Design of Steel Frames," *Engineering Journal*, AISC, Vol.15, No.3, pp. 82-91.
5. Lee, C.H., and Uang, C. M. (1995a). "Seismic response of haunch repaired steel SMRFs: analytical modeling and a case study." *Report NO. SSRP 95/11*, Univ. of California, San Diego, Calif.
6. Lee, C.H., and Uang, C. M. (1995b). "Analytical and field investigations of buildings affected by the Northridge earthquake of January 17, 1994." *Report NO. SAC-95-04, Part 2*, pp. 8-1 - 8-49, ATC, Redwood City, Calif.
7. Lee, C.H., and Uang, C. M. (1997). "Analytical modeling of a dual panel zone in haunch repaired steel moment-resisting frames." *J. of Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 123, No.1, pp. 20-29.
8. Prakash V., Powell, G.H., and Campbell, S. (1993), "DRAIN-2DX," Version 1.10, Structural Engineering, Mechanics and Materials, Dept. of Civil Engineering, Univ. of California, Berkeley. *Report No. UCB/SEMM-93/17*.
9. Uang, C.M. and Bondad, D. (1996a). "Static cyclic testing of pre-Northridge and haunch repaired steel moment connections." *Report No. SSRP-96/02 (Final Report to SAC)*, Univ. of California, San Diego, Calif.
10. Uang, C.M., and Bondad, D. (1996b). "Dynamic testing of pre-Northridge and haunch repaired steel moment connections." *Report No. SSRP-96/03 (Final Report to NSF)*, Univ. of California, San Diego, Calif.
11. Uang, C.M., Bondad, D., and Lee, C. H. (1997). "Cyclic performance of haunch repaired steel moment connections: experimental testing and analytical modeling." *J. of Engrg. Struct.*, (in press).
12. Uang, C. M., Yu, Q. S. , Sadre, A. , Bonowitz, D. , and Youssef, N. (1995). "Performance of a 13-story steel moment-resisting frame damaged in the 1994 Northridge Earthquake." *Report NO. SSRP 95/04*, Univ. of California, San Diego, Calif.
13. *Uniform Building Code* (1994), Int. Conf. of Bldg. Officials, Whittier, Calif.

Table 1 Selected Sections and Flexural Stiffness Coefficients of Haunches

Floor (1)	WT Section (2)	$k_n$ (3)	$k_p$ (4)	$k_n=k_p$ (5)
7	WT18 x 97	7.69	5.23	3.38
6	WT18 x 97	7.49	5.19	3.17
5	WT18 x 97	7.49	5.19	3.17
4	WT18 x 97	7.49	5.19	3.17
3	WT18 x 97	7.49	5.19	3.17
2	WT18 x 97	7.49	5.19	3.17
1	WT18 x 140	6.73	4.80	2.88

Note: haunch stiffness matrix  $[K] = \frac{EI_n}{L_n} \begin{bmatrix} k & k_r \\ k_r & k_r \end{bmatrix}$

Table 2 Calculation of Dual Panel Zone Properties

(a) Interior Connection with Haunches on Both Sides

Floor (1)	$K_{eq}(k-in)$ (2)	$(\Sigma M_r)_{eq}(k-in)$ (3)	$K_{p,eq}(k-in)$ (4)	hardening (5)
4	32,358,845	88,036	2,394,842	074
3	34,304,586	93,272	2,742,644	08
1	40,719,913	112,787	3,629,048	089

(b) Interior Connection with Haunch on One Side Only

Floor (1)	$K_{eq}(k-in)$ (2)	$(\Sigma M_r)_{eq}(k-in)$ (3)	$K_{p,eq}(k-in)$ (4)	hardening (5)
7	32,176,708	70,674	1,481,381	046
6	32,414,822	71,078	1,478,432	046
5	34,689,959	75,526	2,394,842	069
3	36,547,149	80,018	2,742,644	075
2	36,547,149	80,018	2,742,644	075
1	42,746,795	97,463	3,629,048	085

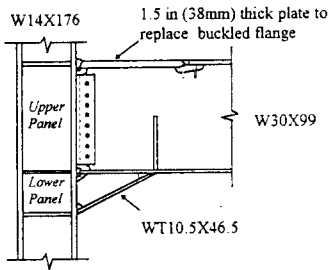


Fig. 1 A Haunch Repaired Steel Moment Connection (Uang and Bondad 1996a)

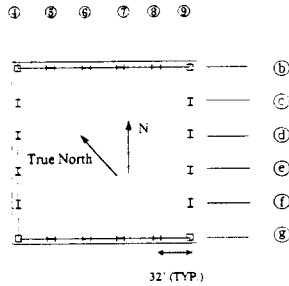


Fig. 3 Schematic Plan

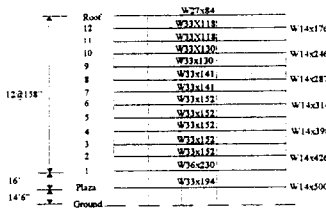


Fig. 4 Frame Elevation and Member Sizes

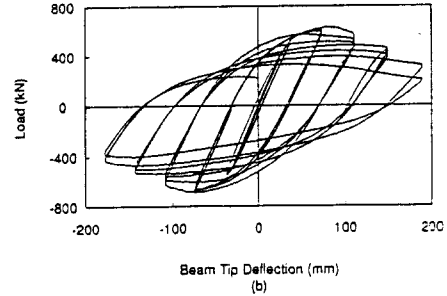
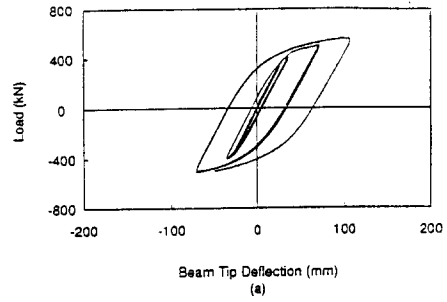


Fig. 2 Load versus Tip Deflection Relationships: (a) before Repair; (b) after Repair (Uang and Bondad 1996a)

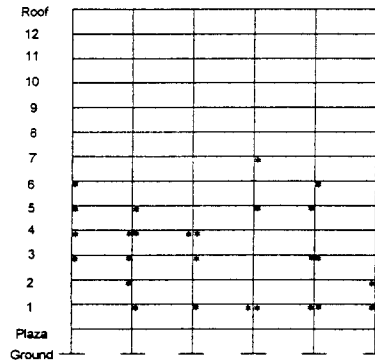


Fig. 5 Selected Locations for Haunch Repair

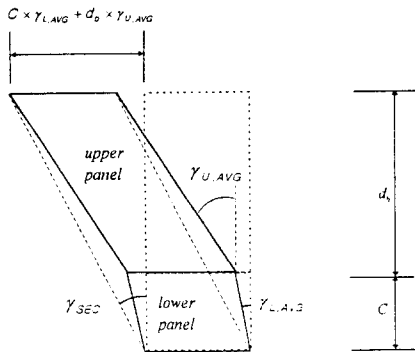


Fig. 6 Deformed Configuration of Dual Panel Zone in Shear (Lee - Uang 1997)

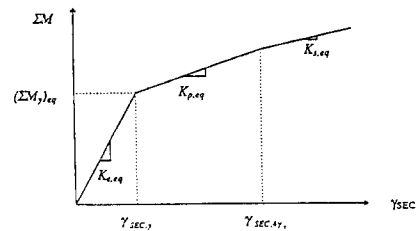


Fig. 7 Unbalanced Beam Moment versus Secant Shear Rotation of Dual Panel Zone (Lee - Uang 1997)

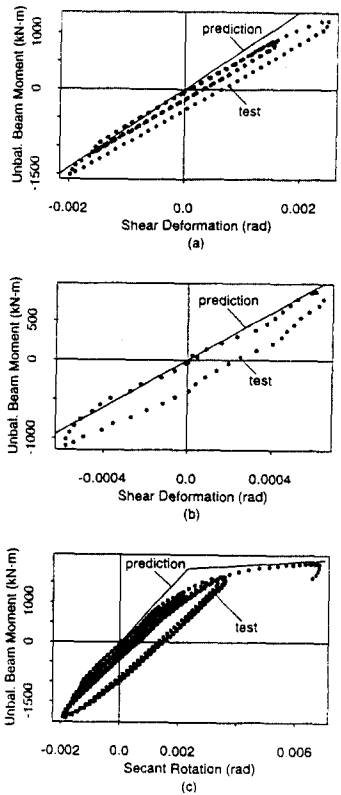


Fig. 8 Prediction versus Test Results: (a) Upper Panel Zone; (b) Lower Panel Zone; (c) Dual Panel Zone (Lee - Uang 1997)

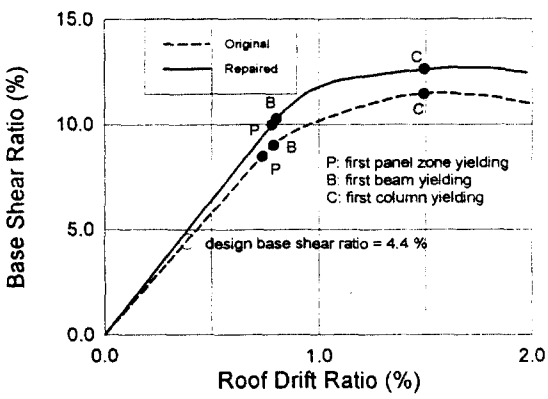


Fig. 9 Base Shear Ratio versus Roof Drift Ratio

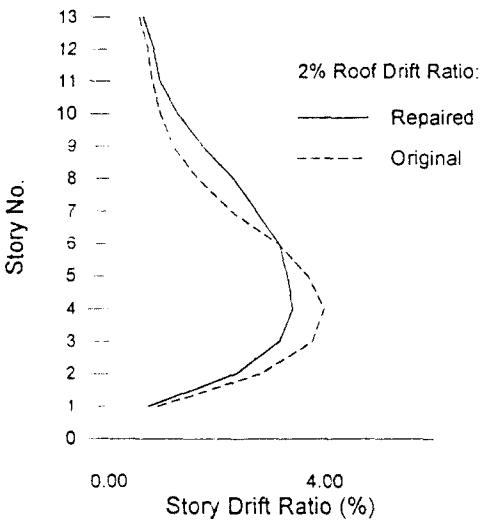


Fig. 10 Story Drift Distribution

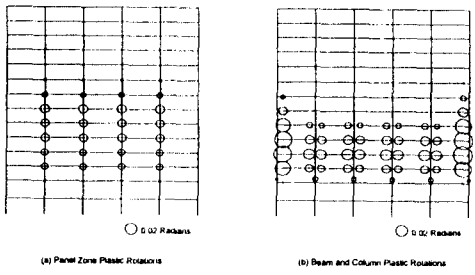


Fig. 11 Max. Panel Zone, Beam, and Column Plastic Rotations (Push-over of Original Model up to 2% Roof Drift Ratio)

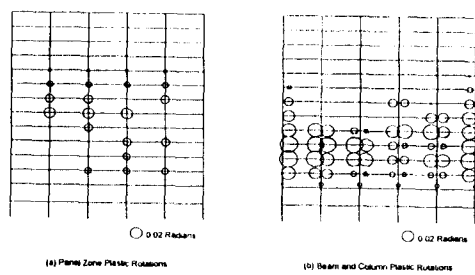


Fig. 12 Max. Panel Zone, Beam, and Column Plastic Rotations (Push-over of Repaired Model up to 2% Roof Drift Ratio)

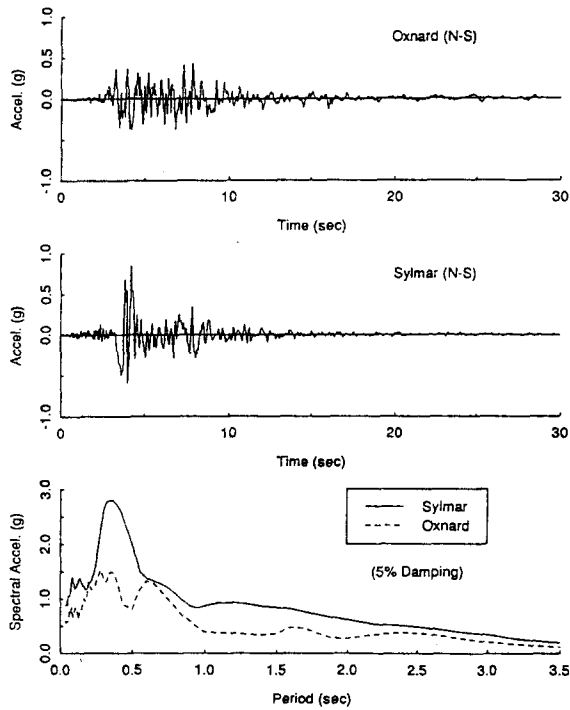


Fig. 13 Earthquake Input Motions (1994 Northridge Earthquake)

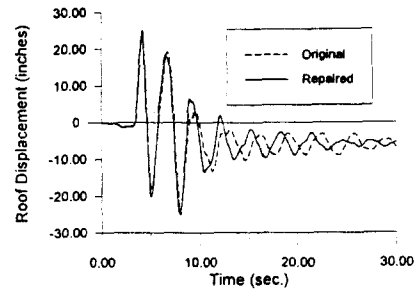


Fig. 14 Roof Displacement Time Histories (Sylmar N-S Component)

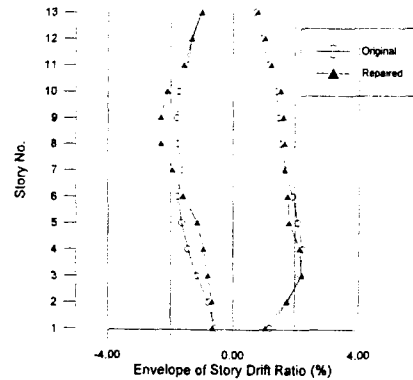


Fig. 15 Story Drift Distribution (Sylmar N-S Component)

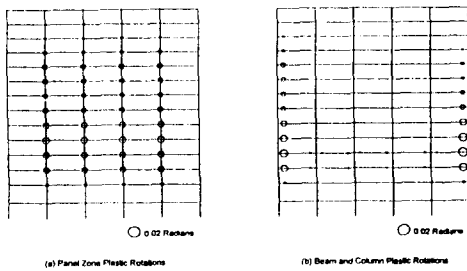


Fig. 16 Max. Panel Zone, Beam, and Column Plastic Rotations (Response of Original Model to Sylmar N-S Record)

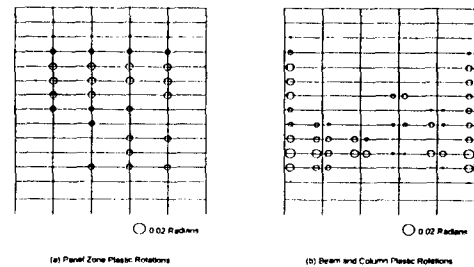
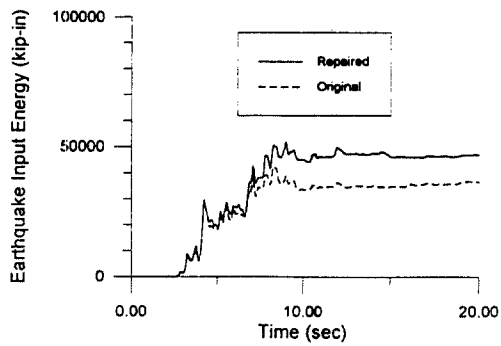
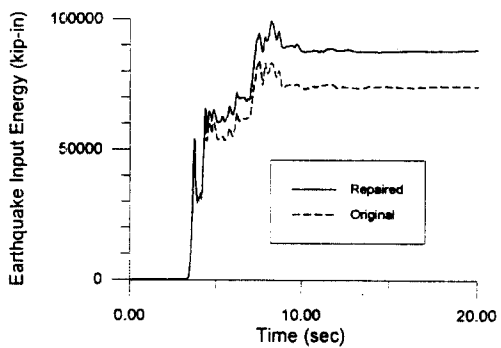


Fig. 17 Max. Panel Zone, Beam, and Column Plastic Rotations (Response of Repaired Model to Sylmar N-S Record)



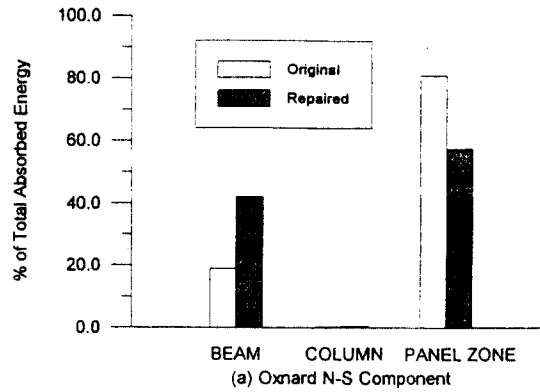


(a) Oxnard Record

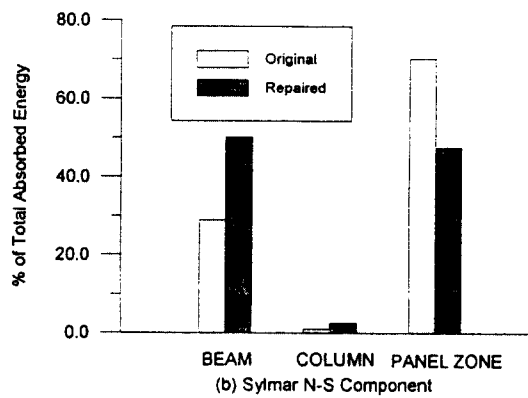


(b) Sylmar Record

Fig. 18 Input Energy Time Histories



(a) Oxnard N-S Component



(b) Sylmar N-S Component

Fig. 19 Distribution of Energy Dissipation in Structure