

2008年5月12日 中国四川地震による 建築物の被害と復旧技術支援活動

なか の よし あき
中 塙 良 昭

東京大学生産技術研究所教授

まえ だ まさ き
前 田 匡 樹

東北大学大学院准教授

さこ た たけ し
迫 田 丈 志

東北大学大学院助手

さか した まさ のぶ
坂 下 雅 信

京都大学大学院助教

1. はじめに

2008年5月12日午後2時28分（現地時間）頃、中華人民共和国・四川省でM7.9（USGS）の地震が発生した。この地震による人的、物的損害は甚大で、建物等の崩壊に伴い四川省と甘粛省において、あわせて6万9千人以上の死者と37万4千人以上の負傷者が発生した（7月4日現在）。地震発生直後、地震災害に關係の深い土木学会、日本建築学会、地盤工学会、日本地震工学会、日本地震学会の5学会（後に日本都市計画学会、日本地理学会および地域安全学会を加えた8学会）は、相互に情報を共有し必要な支援に協力して当たるべく、中国の土木・建築関係者と連絡を取りつつ、阪神淡路大震災、中越地震災害などの経験の紹介、構造物の健全性診断技術などを含む復旧・復興支援を目的に「四川大地震復旧技術支援連絡会議（以下、支援連絡会議／議長：濱田正則・早稲田大学教授）」を設置した。支援連絡会議では5月28日から6月1日にかけて復旧技術支援チーム（団長：濱田正則教授、建築分野では筆者らのうち中埜が参加）を四川省都成都市に先遣隊として派遣し、復旧技術支援について西南交通大学を始めとする関係機関および関係者と打ち合わせを行った。

次いで支援連絡会議では、上記先遣隊の活動に基づき今後の具体的な支援方針の一つとして西南交通大学との間で合意された「地震により損傷を受けた建物の診断と補修方法に関するセミナーの開催」に対応すべく、中国側技術者を対象とした震災復旧に

関する技術支援セミナーの開催を主目的とした第2次隊を組織・派遣することを決定した。これを受け日本建築学会においても本活動を支援すべく筆者らを6月20日から25日にかけて派遣した。

さらに大学院学生、若手教員、実務者を対象に、日本の専門家を講師とした地震学・地震工学特別講座が西南交通大学において9月15日～17日（テーマ：建築物、地震・地震動、土木構造物）および10月9日～11日（テーマ：鉄道構造物、社会システム、道路構造物、復興まちづくり、地盤・斜面、地理情報）に開催されている。

本報告ではこれらの一連の活動のうち、第2次隊の復旧技術支援活動について報告する。

技術協力の対象および方法

主として中低層鉄筋コンクリート造（以下RC造）建物を対象に、震災復旧に関する技術協力を行った。主な活動内容は以下の通りである。

- ①復旧技術の検討に必要な基礎データの収集とその検討
- ②同地の建築構造に適した被災度判定手法および応急・恒久復旧技術の検討と提案
- ③上記検討結果のとりまとめと技術セミナーの開催

活動組織

団長：中埜良昭（東京大学生産技術研究所）

幹事：前田匡樹（東北大学大学院）

団員：迫田丈志（東北大学大学院）

活動期間

6月20日	四川省成都市着
21日～23日	被災地視察（綿竹市漢旺鎮、都江堰市）およびセミナー準備
24日	セミナー開催（西南交通大学鏡湖賓館多功能厅）
25日	帰国

2. 地震概要

2.1 地震の概要

中国四川大地震の概要を表2-1に、被害概要を表2-2に示す。今回の地震で甚大な被害を受けた四川省は中国西南部に位置している（図2-1）。四川省の東部と中部には四川盆地が広がり、四川省の省都である成都市はこの盆地の中心に位置している。また四川盆地の北西端では、チベット高原の東縁との境界をなす龍門山脈が北東から南西方向に延びている（図2-2）。今回の地震は、龍門山脈の下を走る龍門山断層帶で発生したものと考えられている。

本震は成都市の西北西約80kmを震源として発生した。現地では、龍門山断層帶に沿った逆断層タイプの地震断層の出現が報告されている¹⁾。余震も龍門山断層帶沿いに約300kmに渡って発生しており²⁾、観測回数は6月26日時点で約14000回である³⁾。今回の震源が位置する龍門山断層帶では、過去にマグニチュード7以上の地震が発生した記録は残っていないが¹⁾、その周辺の断層帶では古くから大規模な地震が頻繁に起こっている⁴⁾。四川盆地西部は、インドプレートとユーラシアプレートの大規模の2枚の巨大な岩盤の境界付近に位置している。それゆえ、四川盆地西部を含む中国内陸部からヒマラヤ山脈東端にかけての地域では、両プレートの衝突により断層帶が発達しやすい環境にあると考えられる^{2)、5)}。なお、今回の震源近くでは、1933年に約50km北東でM7.5の地震が発生しているほか、龍門山断層の北東端付近でも1976年にM7.2の地震が2度発生している^{4)、6)}。

なお、今回セミナーを開催した西南交通大学の研究者によれば、記録の公表に向けた作業が進行中であり、公表も近いであろうとの事であったが、原稿

表2-1 地震の概要 (USGS 2008.7.14現在)

発生日時	2008年5月12日午後2時28分
震央	30.986°N, 103.364°E
震源深さ	19km
規模	M7.9

表2-2 被害概要 (新華社通信)

人的被害	死者 69196名、行方不明者 18385名 重傷 374176名 (2008.7.4現在)
建物被害	倒壊 536万棟 損傷 2100万棟以上 (2008.5.21現在)



図2-1 四川省の位置

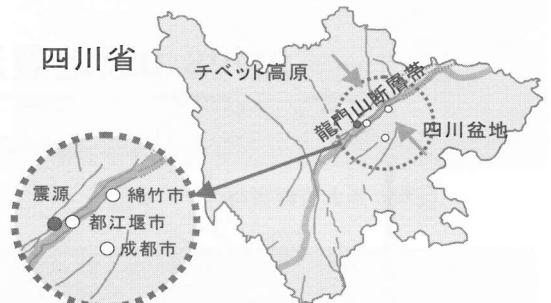


図2-2 四川省地図

執筆時点（2008年11月）では、中国地震局からの本地震の強震記録は未公開である。

2.2 中国の震度（烈度）と耐震基準

本節では、中国で用いられる震度（中国では烈度と表記されるため、以後、烈度とする）と耐震基準について紹介する。日本の震度（以後、計測震度、10等級）とは異なり、烈度は体感や被害状況、地動の水平最大加速度及び最大速度^{7)、8)}から推定され、

12等級に分類される。計測震度と地動最大加速度や最大速度との間に明確な対応関係が無いので、計測震度と烈度を対応付けることは難しいが、体感、建物の被害状況等からこれらの大略の対応を推定すると表2-3のようになる。また図2-3に本地震による烈度の分布を示す。

烈度は地震の揺れの強さを示す指標としてだけでなく、各地域における設計用地震力の大きさを示す指標としても用いられる。2002年に施行された最新の耐震基準(GB50011-2001)によれば、地震危険度

に応じて、各地域は地震ゾーンVIからIXに区分される。地震ゾーンのローマ数字は、烈度の大きさと対応している。

設計用地震力の例として、極めて稀に起きる地震に対する各地震ゾーンの設計用加速度応答スペクトル⁹⁾を図2-4に示す。ここでは地盤に関わる周期を0.4秒とした。図中のローマ数字(VI、VII、VIII、IX)は烈度と対応する地震ゾーンを示している。また比較用として、日本の限界耐力計算に用いられる

表2-3 日本の計測震度と中国の烈度の関係

日本	中国		
	烈度	地動	
		最大加速度 (cm/s ²)	最大速度 (cm/s)
0	I		
1	II		
2	III		
3	IV		
4	V	22-44	2-4
5弱	VI	45-89	5-9
5強	VII	90-177	10-18
6弱	VIII	178-353	19-35
6強	IX	354-707	36-71
7	X	708-1414	72-141
	XI		
	XII		

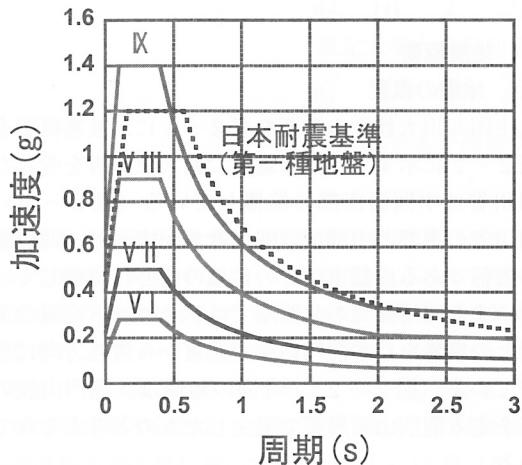


図2-4 中国と日本で用いられる地震力の比較
(文献⁹⁾より転載)

汶川8.0級地震烈度分布図

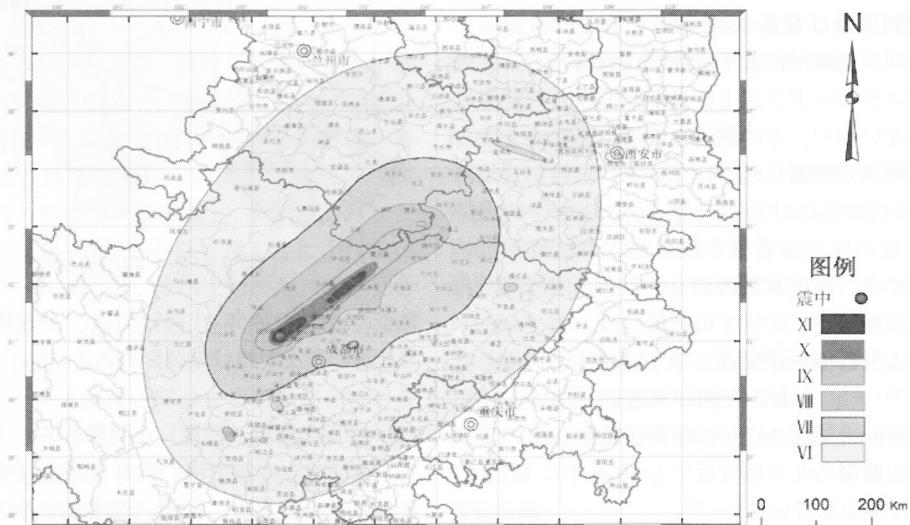


図2-3 烈度分布(中国地震局による、8/29/08現在)

(http://www.cea.gov.cn/manage/html/8a8587881632fa5c0116674a018300cf/_content/08_08/29/1219980517676.html)

設計用加速度応答スペクトル（第一種地盤）を合わせて示す。いずれのスペクトルも、地震力を算定する際には、建物の等価質量を用いる（中国の耐震基準では多層建物の場合その総質量代表値の 85 % を等価質量としている）。中国では、地震ゾーンごとに規定される設計用地震力の差が大きく、地震ゾーン VI と IX では設計用地震力に 5 倍程度の差がある。今回被害調査を行った綿竹市、都江堰市および成都市の地震ゾーンは VII に区分される為、日本で想定される地震力の半分程度の設計用地震力を用いて耐震設計が行われていた事になる。なお、今回の地震では、建物の被害状況から、耐震基準の規定を上回る地震力が建物に作用した可能性がある事が指摘されている¹⁰⁾。

また、設計用地震力を決める項目として、地震危険度ごとに分類された地域ゾーンとは別に、建物の重要性に基づいた等級¹¹⁾が定められており、甲、乙、丙、丁の 4 種類に分類されている（GB50223-2004）。重要度の高い甲に分類される建物は、地域ゾーンごとに定められる烈度を 1 つ上乗せした設計用地震力を用いて耐震設計を行わなければならぬ。

3. 被害調査結果

3.1 現地調査の概要

「地震により損傷を受けた建物の診断と補修方法に関するセミナー」において、被災地における建物の構造形式や破壊性状を考慮した適切な復旧方法を提案する為に、6 月 21 日及び 22 日の 2 日間、現地調査を行った。調査は西南交通大学・趙世春教授および張建經教授の案内のとも、他の同大学関係者を含む総勢 15 名程度で、事前に選定された被災地域および被災建物を 1 箇所（1 棟）当たり約 1 時間で調査した（移動は大型バスを利用）。調査地域は震源の山岳部に近い綿竹市漢旺鎮と都江堰市である。図 3-1 および図 3-2 に調査地点及び調査経路を示す。6 月 21 日は綿竹市漢旺鎮（図中②）を中心に行き、①→②→③→④を、6 月 22 日は都江堰市（図中⑤）を中心、それぞれ被災建物を調査した。地点⑥は活動拠点である西南交通大学を示す。

成都市の北約 80km に位置する綿竹市③では醸造業が盛んであり、醸造施設の倒壊現場も調査した。また綿竹市街の北約 10km に位置する漢旺鎮②では、工場や集合住宅に生じた壊滅的な被害を調査した。

成都市の北西 55km に位置する都江堰市⑤は、今回の被災地視察でも確認されたように、倒壊・大破から小破まで多様な建物被害が報告されている。なお、都江堰市は、岷江の上流に位置する水利施設「都江堰」を有する観光都市として有名である。

3.2 特徴的な被害パターン

今回調査した建物の構造形式は、大きく 2 種類に分類される。一方は鉛直部材のレンガ壁と水平部材の PCa（プレキャスト）中空床版（断面に直径 80mm 程度の孔を有する PCa 床部材）、RC 构梁からなる組積構造で、他方は架構内にレンガ壁が充填された RC 造フレーム構造である。本報告では組積造の被害を被害パターン（1）とし、RC 造フレーム構造架構内のレンガ壁の被害を被害パターン（2）、被害パターン（3）～（6）をそれぞれ RC 造の柱のせん断破壊、同曲げ破壊、柱梁接合部破壊、地盤変状



図 3-1 被害調査地点（地図）

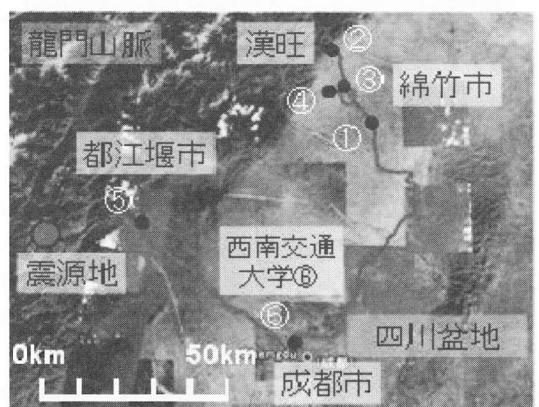


図 3-2 被害調査地点（衛星写真）

に伴う不同沈下などの被害とした。表3-1に被害パターンを示す。

(1) 組積造の被害

レンガ壁とPCa床版、RC臥梁からなる組積造建物では、部分あるいは全体崩壊などの深刻な被害が生じた。

写真3-1は、5階建て集合住宅の中央スパン部分の崩壊である。レンガ壁が崩壊し、PCa中空床版が崩落した。

写真3-2は、1階のみRC造フレーム構造で、2階～6階はレンガ壁の鉛直部材（RC造柱はない）からなる組積構造である。1階RC造部分は倒壊を免れたが、2階から上部の両妻側は崩壊している。レンガ壁の各階上部にはRC臥梁とPCa中空床版が配されている。写真3-3に示すようにレンガ壁の崩壊によりRC臥梁やその上に敷設されたPCa中空床版の崩落が生じた。

写真3-4は、妻側スパンの部分崩壊である。崩壊を免れた部分のレンガ壁にもせん断ひび割れが生じている（写真3-5）。

表3-1 被害パターンの分類

被害分類	構造形式	被害パターン
(1)	組積造	レンガ壁やPCa中空床版の被害
(2)		レンガ壁の被害
(3)		柱のせん断破壊
(4)		柱頭・柱脚の曲げ圧壊
(5)		柱梁接合部破壊
(6)		地盤変状に伴う建物被害



写真3-1 中央スパンの部分崩壊



写真3-2 建物両妻部の崩壊

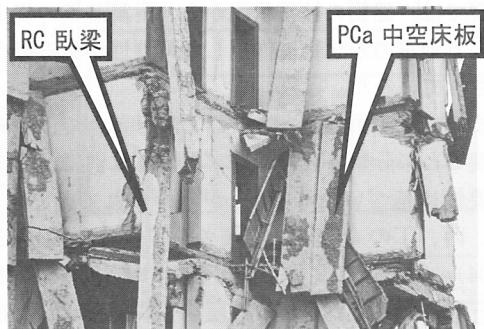


写真3-3 RC臥梁とPCa中空床版の崩落



写真3-4 建物妻側スパンの部分崩壊

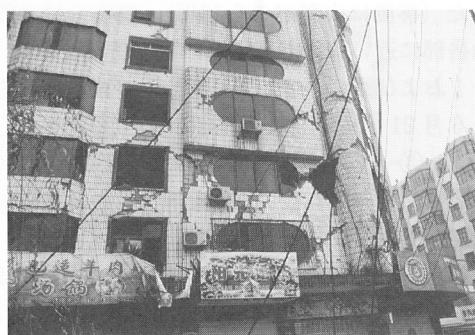


写真3-5 レンガ壁の損傷

(2) RC 造架構内のレンガ壁被害

RC 造フレーム構造の建物に充填されたレンガ壁に、せん断ひび割れや崩壊が見られた。また、このような構造形式の建物では、RC 造の間柱が躯体コンクリートの打設後に施工されていることが多い。

写真 3-6 および写真 3-7 は、妻面のレンガ壁の被害を示す。レンガ壁がせん断破壊し、壁に内蔵された RC 造間柱の柱脚部がせん断破壊し主筋が露出したが、外観からは、その他の RC 造架構に深刻な損傷は見られない。

写真 3-8 は、外側表面が繊維メッシュシートと発泡材入りモルタルで仕上げられたレンガ壁の被害を示す。写真 3-9 に仕上げ材を示す。レンガ壁はせん断破壊しているが、仕上げのメッシュシートによってレンガユニットの崩落は免れている。一方メッシュシート仕上げのなされていない壁面では、損傷によりレンガユニットの崩落が著しい。写真 3-10 にメッシュシートのない室内側レンガ壁の破壊状況を示す。



写真 3-8 繊維メッシュを用いたレンガ壁の被害

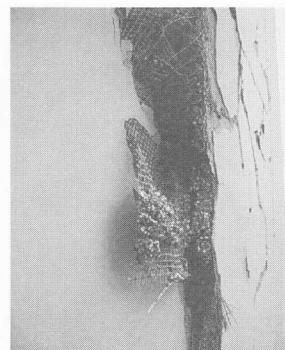


写真 3-9 レンガ壁を覆う繊維メッシュシートと発泡材入りモルタル



写真 3-6 妻面におけるレンガ壁のひび割れ



写真 3-7 レンガ壁と間柱のせん断破壊
(写真 3-6 の○部分の拡大写真)



写真 3-10 室内側から見たレンガ壁の損傷
(メッシュシートなし)

(3) RC 造柱のせん断破壊

RC 造フレーム構造の建物に多く用いられるレンガ造腰壁により短柱化した柱にせん断破壊が生じた。

写真 3-11 に、レンガ造腰壁と袖壁が取り付いた柱を示す。また、写真中の○部分の詳細を写真 3-12 に示す。短柱化により柱はせん断破壊している。

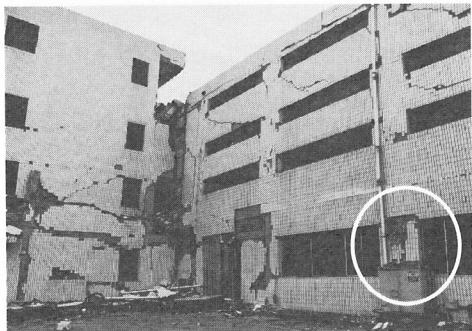


写真 3-11 腰壁と袖壁により短柱化した1階柱

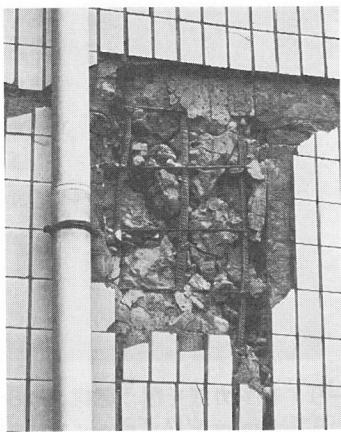


写真 3-12 1階短柱のせん断破壊
(写真 3-11 の○部分の拡大写真)

写真 3-13 は、長柱とレンガ造腰壁による短柱が混在したために、短柱がせん断破壊した事例である。

写真 3-14 は、レンガ造腰壁による典型的な短柱のせん断破壊である。せん断破壊した短柱の下部では、レンガ造腰壁と柱の境に縦ひび割れが見られた（写真 3-15）。

（4）RC 造柱の柱頭・柱脚での曲げ圧壊

RC 造建物で大破、倒壊した建物の多くに柱頭・柱脚の曲げ圧壊が見られた。

写真 3-16 および写真 3-17 は、1階で層降伏した建物の柱頭および柱脚で生じた曲げ圧壊を示す。柱のせん断補強筋の折り曲げ部がコアから抜け出し、コアコンクリートの大きな損傷と主筋の座屈が生じている。また一部の柱で主筋破断も見られた。

写真 3-18 は、損傷が集中した1階柱の柱頭を示す。曲げ圧壊により柱梁接合部に及ぶ被りコンク



写真 3-13 レンガ造の腰壁により短柱化した柱
(左と中央) と長柱(右)



写真 3-14 レンガ造腰壁による短柱のせん断破壊

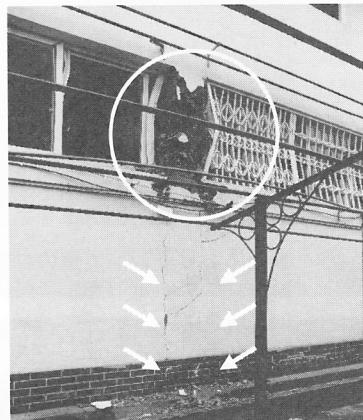


写真 3-15 レンガ造腰壁と短柱間の縦ひび割れ

リートの剥落が生じ、柱主筋が座屈した。接合部内に横補強筋が配筋されていない様子で、これが損傷を増大させた可能性もある。

写真 3-19 は、2階で層崩壊した建物の2階部分を示す。柱頭が完全に破壊し、柱と柱梁接合部が分離したが、2階柱の柱頭より下部は原形を留めている事から、柱のせん断破壊ではなく柱頭部の破壊

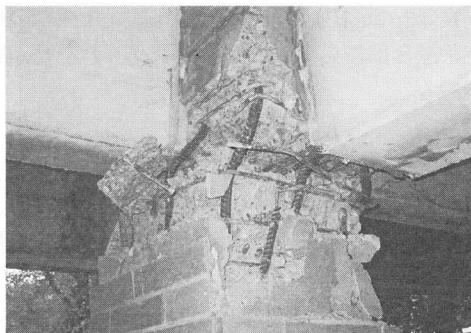


写真 3-16 側柱柱頭の曲げ圧壊

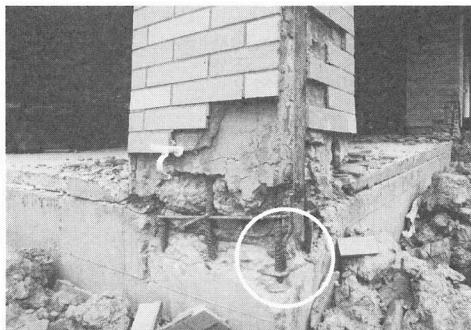


写真 3-17 隅柱柱脚主筋の破断



写真 3-18 柱頭と柱梁接合部の損傷

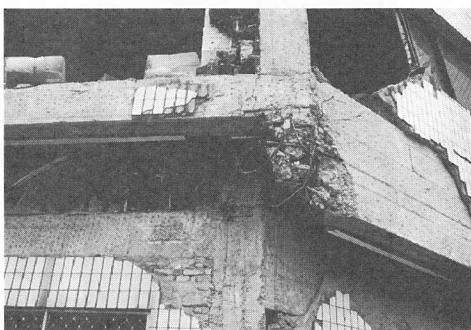


写真 3-19 層崩壊部分の拡大図

が層崩壊の主原因と思われる。

写真 3-20 は、大型の酒造タンクを多数格納する 4 階建て建物の 1 階柱頭部で見られた柱の破壊状況で、これにより 1 階で層崩壊した。同じ構造形式の隣接建物でも写真 3-21 に示す柱頭破壊が生じたが、倒壊はかろうじて免れている。

写真 3-22 は、2 階で層崩壊した建物の側柱柱頭の曲げ圧壊である。

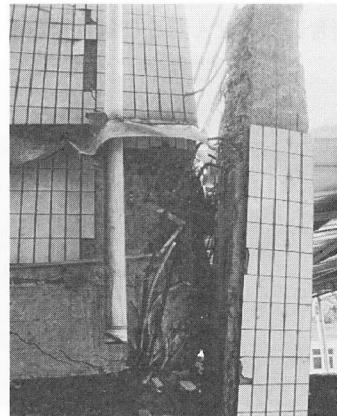


写真 3-20 層崩壊した 1 階の柱頭部の破壊



写真 3-21 柱頭部の破壊



写真 3-22 ピロティ柱の崩壊

写真3-23は、倒壊した建物の柱梁接合部を示す。鉄筋が露出し、柱と梁が分離している。

(5) RC造柱梁接合部の破壊

柱頭破壊や柱のせん断破壊に比べて事例は少ないが、接合部のせん断ひび割れやせん断破壊が見られた。

写真3-24は、埋め戻し前の長柱（埋め戻し後は杭に相当する、詳細は後述の写真3-35参照）の柱頭側接合部でのせん断ひび割れを示す。



写真3-23 倒壊建物の接合部で露出した鉄筋

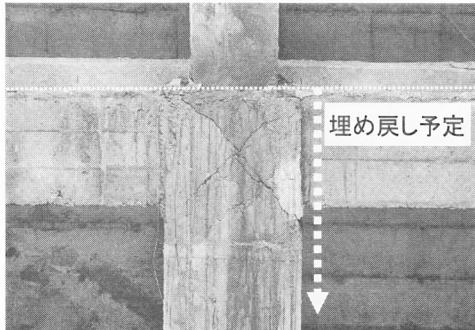


写真3-24 杭頭接合部のせん断ひび割れ

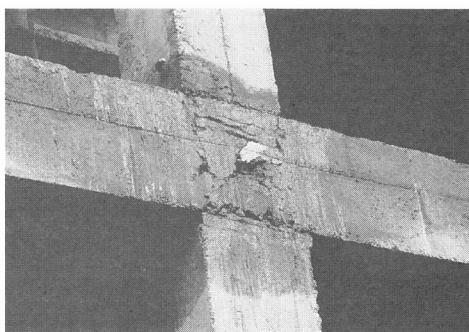


写真3-25 柱梁接合部のせん断ひび割れ

写真3-25および写真3-26は、建設中の建物の柱梁接合部に見られたせん断ひび割れやせん断破壊である。

(6) 地盤変状に伴う建物被害

山間部の建設現場では、地盤変状に伴う不同沈下や水平方向の強制変位に伴う建物の損傷が見られた。

写真3-27は、柱左側および柱下側の地盤の移動による柱の破壊を示す。建物の背後にある裏山斜面中腹にはアースアンカーが施工されているが、これがない斜面下部の地盤が一部崩落し水平移動したために、連結梁の無い独立基礎上に建つ柱の脚部が谷側（写真右側）に強制変形を受け柱が破壊した。

写真3-28は、高さ20m程度の擁壁の被害を示す。この擁壁の一部に生じた大きな破壊により擁壁下部から土砂が流出し、これに伴い写真3-29に示すように擁壁の山側地盤が陥没し、そこに建設中であった建物に不同沈下が生じた（写真3-30）。

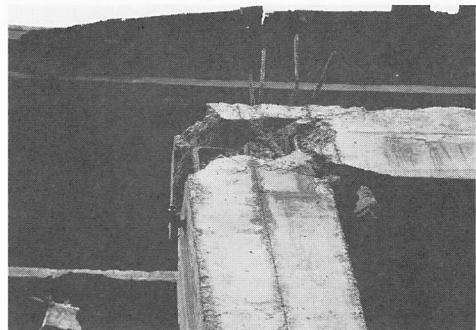


写真3-26 柱梁接合部のせん断破壊



写真3-27 地盤変状による柱の破壊

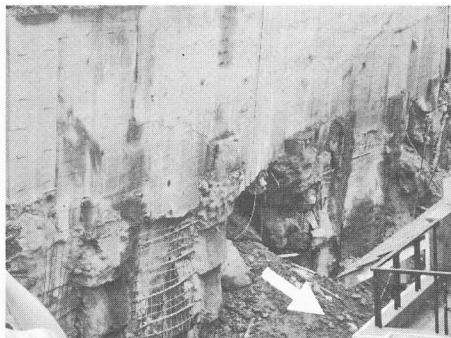


写真 3-28 擁壁下部からの土砂の流出

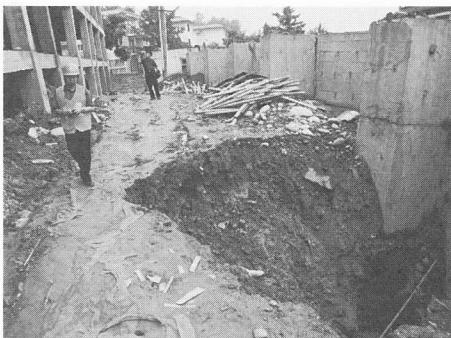


写真 3-29 土砂の流出による地盤の陥没

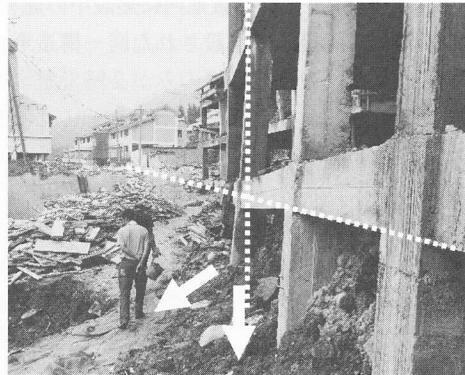


写真3-30 基礎が強制変位を受け不同沈下した建物

3.3 個別建物の被害事例

調査建物の被害詳細を以下に記す。

(1) 建物 A

本建物は、四川省都江堰市内の山を背後に控えた斜面に建設中であったRC造6階建て集合住宅である。外観はタイル貼りで、長辺方向が南北方向である。建物概要を表3-2に、建物全景を写真3-31

表3-2 建物Aの概要

建物用途	集合住宅
建設年	2008年(建設途中・躯体のみ完成)
構造種別	RC造
構造形式	フレーム構造 2階から6階のみレンガ壁有り
各階床面積	約1000m ² (X=50.4m, Y=20.2m)
規模	地上6階, 地下無
階高	2.85m



写真 3-31 建物 A の全景

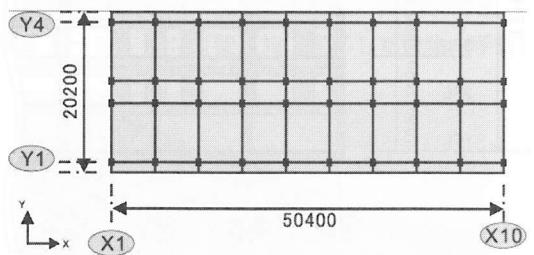


図 3-3 建物 A の平面図 (全体)

に示す。また、平面図、軸組図及び柱リストを図3-3～図3-7にそれぞれ示す。階高は2.85mで、1階柱の内法高さは2.2mである。また、本建物は後述するセミナーで復旧方法の検討用例題として採りあげた建物である(4. 節参照)。

2階から6階はレンガ壁を有する一方で1階は純ピロティ構造で、平面や立面形状は整形であるが架構形式は立面方向に不連続である。

構造被害は、純ピロティ架構の1階柱に集中した。柱頭・柱脚の曲げ圧壊（写真3-16、写真3-17）により層降伏し、残留変形角は約1/10であった（写真3-32）。一方、レンガ壁を有する2階から6階については、外観目視調査からは主架構およびレンガ壁に損傷は見られなかった。

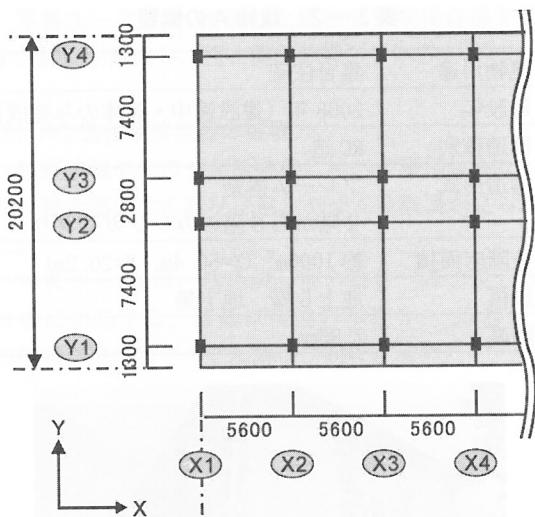


図 3-4 建物 A の平面図（部分詳細）

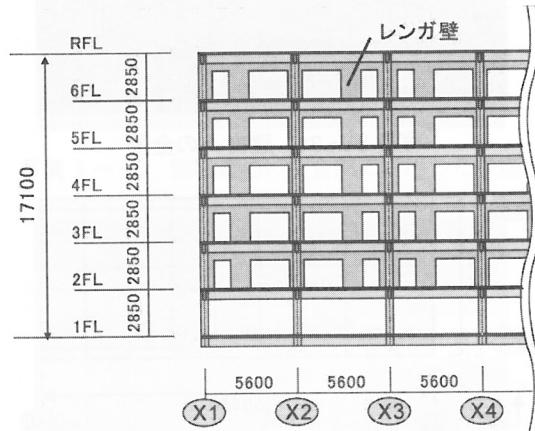


図 3-5 Y1、Y4 通り軸組図（建物 A）

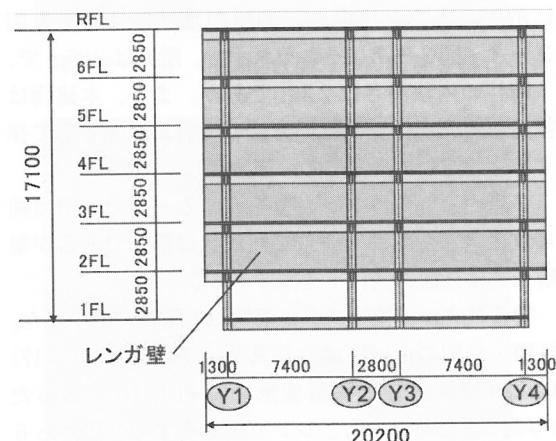


図 3-6 X2 ～ X9 通り軸組図（建物 A）

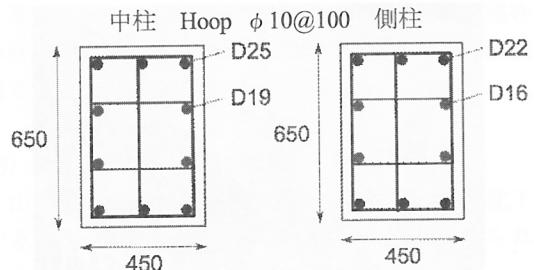


図 3-7 柱リスト（建物 A）

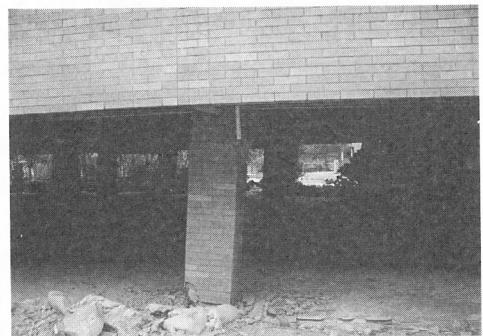


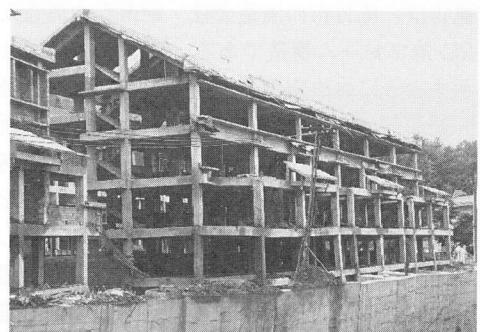
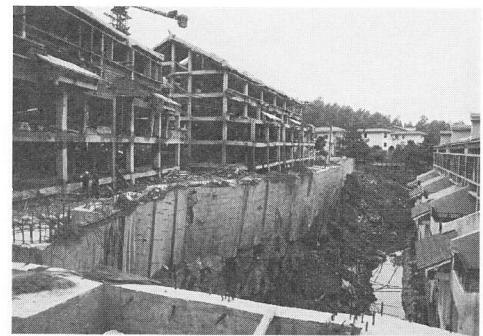
写真 3-32 残留変形角約 1/10 の 1 階柱（建物 A）

（2）建物 B

本建物は、建物 A と同じ敷地内に建設中の建物で、山際の傾斜地に隣接して建設された同一構造形式の建物 3 棟のうち、中央の 1 棟のみが 2 階で層崩壊した（写真 3-33）。1 階道路側には上階に比較して剛強な鉄筋コンクリート壁構造による駐車場が設けられている（写真 3-34）。駐車場裏側の山際では、独立フーチングの上に後日埋め戻し予定であったと推察される柱が施工されている。その柱頭・柱脚での破壊（写真 3-22）や地盤変状による柱の被害（写真 3-27）が著しく、これらが層崩壊の主原因と考えられる。

（3）建物 C

本建物は、建物 A および B と同じ敷地内に建設中の地上 3 階建て建物である。地震発生当時、RC 車体とレンガ工事は完了していたが、建物完成時には支持杭として機能すると思われる 5 m 程度の長柱は埋め戻されていなかった（写真 3-35）。長柱と基礎梁との接合部でのせん断ひび割れ（写真 3-24）や 1 階柱脚での曲げ圧壊が見られた。



(4) 建物 D

本建物は、建物 A～C と同じ敷地内で、高さ20m程度の擁壁を有する傾斜地に建設中の5階建て集合住宅2棟である（写真3-36）。1棟はレンガ壁の施工が完了し（写真3-37）、短柱のせん断破壊が見られた（写真3-13）。もう1棟はレンガ壁が未施工で骨組だけの状態であり（写真3-38）、接合部の被害（写真3-25）や地盤変状による不同沈下が生じた（写真3-28～写真3-30）。

(5) 建物 E

本建物は、都江堰市の商業ビル群と集合住宅群（3階～6階建て）から構成される街区に建設された3階建てRC造フレーム構造建物2棟である。一方の建物ではレンガ造腰壁により短柱化した柱がせん断破壊し（写真3-14、写真3-15、写真3-39）、他方の建物は倒壊している（写真3-23、写真3-40）。

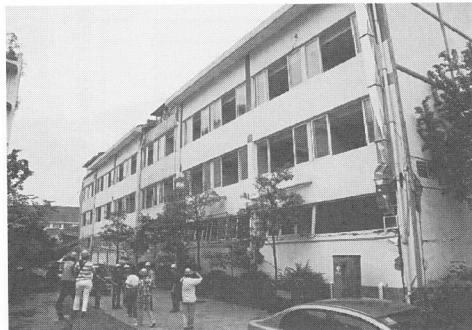


写真 3-39 レンガ造腰壁付き商業ビルの全景

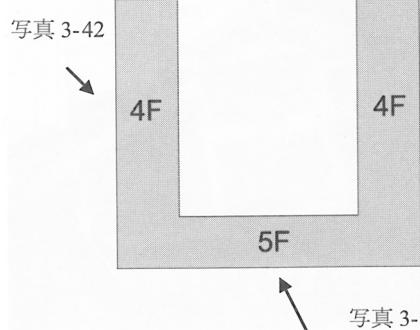


写真 3-41

図 3-8 建物 F (剣南春・酒造工場) の略平面図



写真 3-40 倒壊した瓦屋根 3 階建ての商業ビル

(6) 建物 F

本建物は、綿竹市の酒造会社・剣南春の酒造工場で、RC 造フレーム構造である。建物平面は図 3-8 に示すようにコの字型で、建物正面部分は 5 階建てで、両側面部分は 4 階建てである。代表的な柱断面は $500mm \times 500mm$ で、主筋は 8-D22、横補強筋は $\phi 10@200$ であった。正面部分（5 階建て）はその 2 階で層崩壊し、3 階から上階が 2 階床に落下している（写真 3-19、写真 3-41）。一方の 4 階建て建物は、大型の酒造タンクを多数格納している建物で、その 1 階が崩壊し、内部の酒造タンクも大きく傾斜するなどの被害が生じた（写真 3-20、写真 3-42）。もう一方の 4 隆建て建物には、1 階柱のせん断破壊や柱頭の圧壊などの損傷が生じたが（写真 3-21）、倒壊はかろうじて免れている。

(7) 建物 G

本建物は、綿竹市漢旺鎮の警察署（漢旺公安分局）で、2008 年春に竣工したばかりの 4 階建ての RC 造フレーム構造建物である（写真 3-43）。フレーム内の壁にはレンガ壁が用いられ、外壁仕上げ材には繊維メッシュシートと発泡材入りモルタルが施工さ



写真 3-41 建物 F (酒造工場・剣南春) の正面全景



写真 3-42 建物 F (剣南春・酒造工場) の側面全景



写真 3-43 建物 G (漢旺公安分局) の全景

れている（写真3-8、写真3-9）。1階の柱断面は500mm×500mm、主筋は8-D22で、梁断面は400mm×680mmである。レンガ壁のせん断破壊（写真3-10）や1階柱頭部の主筋が露出する曲げ圧壊（写真3-18）が見られ、取り壊しと判定されている。

（8）建物H

本建物は、綿竹市漢旺鎮の大通りに面したRC造フレーム構造にレンガ壁を充填した7階建ての建物である。道路に面した1階は店舗（飲食店）として、2階以上は事務所や住居としてそれぞれ使用されている（写真3-44）。レンガ壁のせん断破壊（写真3-6、写真3-7）や、レンガ壁に内蔵されたRC造間柱に被害が見られた。

（9）建物I

本建物は、綿竹市漢旺鎮の集合住宅が多数立ち並ぶ街区の入口付近に位置する7階建ての警察署である（写真3-45）。これより奥の地域（後述の建物Jの地域）では多くの建物が傾斜または崩壊しており、警察により住民以外の街区への立ち入りが禁止されていた。

本建物の構造形式の詳細は不明であるが、壁はレンガ造であり、写真左側の1～2スパンが部分崩壊した（写真3-4）。崩壊していない部分のレンガ壁にもせん断ひび割れや崩落が生じている（写真3-5）。

（10）建物J

写真3-46は、綿竹市漢旺鎮の山際に位置する街区の被害状況で、集合住宅が多数倒壊している。被害建物は主としてレンガ壁にRC臥梁を配しPCa中空床版を設置した組積造であり、多くの建物でその全体あるいは一部が倒壊した（写真3-1参照）。

（11）建物K

本建物は、都江堰市内の大通りに面して建設された6階建て組積造建物で、ほぼ同一構造形式の建物2棟が隣接して建設されている。1階は店舗で、2階以上は集合住宅である。1階のみがRC造フレーム構造で、2階以上の鉛直部材にはRC造柱はなくレンガ壁のみである。レンガ壁の上部にはRC臥梁が配され、床にPCa中空床版が用いられている。建



写真3-44 建物Hの全景（道路側正面）



写真3-45 部分崩壊した警察署（建物I）全景



写真3-46 集合住宅が多数倒壊した街区

物の両妻側構面が部分崩壊し、RC臥梁やPCa中空床版が倒壊を免れた建物の中央部分から垂れ下がっている（写真3-2、写真3-3、写真3-47）。

4. 震災復旧に関する技術支援セミナー

4.1 セミナーの概要

2日間の被災地調査の後、1日の準備期間をおいて、6月24日に「地震により損傷を受けた建物の診断と補修方法に関するセミナー」を西南交通大学内の鏡湖賓館多功能庁において開催した。セミナーには四川省西南建築設計院、成都建築設計院、鉄道



省第二設計院などからの実務設計担当者及び西南交通大学の研究者・学生など約 90 名の参加を得た。セミナーのスケジュールを表 4-1 に示す。

セミナー前半では、復旧技術支援チームの現地調査（先遣隊の調査を含む）に基づき建築被害の特徴を指摘するとともに、過去の日本国内外での被害事例との対比を通じてその考えられる原因を紹介した。また、日本における「応急危険度判定」ならびに「被災度区分判定」の震災復旧における位置づけや適用の流れを解説するとともに、日本を含む各国の過去の地震被害後の応急措置・復旧について具体的な事例を紹介した。

次に、日本における「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」¹²⁾について、部材の損傷度の判定方法、残存耐震性能率 R の計算方法、それに基づく応急復旧・恒久復旧の要否と程度の判定方法などを具体的に紹介し、6月14日岩手・宮城内陸地震で被災した建物を例題として、その適用方法を解説した。また「耐震診断基準」¹³⁾の Is 値の基本概念についても紹介した。

セミナー後半では、被災した実建物を例題とした日本の復旧技術の適用例として都江堰市で被災した実在する 6 階建て集合住宅（3.3（1）項の建物 A）を対象に、被災度区分判定手法を適用した場合の被災程度の判定、ならびに本建物に対して考えうる復旧方法案 6 例を提示した。

最後に、総合討論を行い、復旧・復興に関する一般的な考え方、日本側から提案された上記復旧方法に関して、その具体化の可能性、具体化に当たり障壁となる問題点、その解決方法、などについて、詳細かつ実務的・具体的な内容を含む事項について意見

表 4-1 セミナーのスケジュール

9:00	挨拶（趙世春教授〔西南交通大学〕） 挨拶（中埜）
9:30	講演（中埜） 「四川地震による建築被害の概要」 「日本における被災建築物の復旧方法（基本的な考え方）」
11:00	講演（前田） 「日本における被災建築物の被災度判定と復旧」
12:20	昼食
14:10	講演（迫田） 「被災した建物を実例とした日本の応急復旧技術の紹介」
16:00	総合討論
17:50	セミナー終了

交換を行った。

4.2 節以降では、実被災建物の復旧計画案と、総合討論の概要を紹介する。

4.2 四川地震の被災建物を対象とした復旧計画案

現地で被害調査を行った建物のうちの一つを例題建物として、日本の「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」¹²⁾に基づいた震災復旧の手順と復旧計画案を紹介した。

（1）対象建物

例題として採りあげた建物は、3.3 節に示した建物 A である。本建物は地震当時建設途中の 6 階建て RC 造フレーム構造の集合住宅で、2～6 階は住戸でレンガ壁が配置されているのに対して、1 階は壁のない純ピロティ架構である（写真 3-31、図 3-5、図 3-6）。

（2）被害概要

1 階のほぼ全ての柱の柱頭・柱脚に曲げ降伏ヒンジが形成され、コンクリートの圧壊や主筋の座屈・破断（写真 3-16、3-17）が生じた。2 階から上階はほぼ無被害で、1 階桁行き方向に残留変形角約 $1/10$ が生じる層降伏型の崩壊メカニズムを形成している（写真 3-32）。

（3）応急危険度判定¹⁴⁾

1 階柱の残留変形角が $1/10$ 程度であること、柱

頭及び柱脚で曲げ圧壊、せん断補強筋の折り曲げ定着部破壊、主筋の座屈や破断が見られることから、応急危険度判定基準¹⁴⁾によると各柱の損傷度はVに該当し、その割合が1階柱全体の10%を超えるため、応急危険度判定の結果は「危険」と判定された。余震などに対する倒壊防止のため軸力支持などの応急措置とともに、2次災害防止のため立ち入り禁止措置が必要である（写真3-32）。

（4）被災度区分判定¹²⁾

地盤および基礎の被害に起因する建物全体の沈下や傾斜は見られないため、基礎構造の被災度は「無被害」と判定した。上部構造は、1階の全ての柱が損傷度Vであるため、残存耐震性能率 $R=0$ となり、「大破」($R < 60$)と判定された。表4-2に基づき応急復旧の要否を検討すると、「△：応急措置・応急復旧」に該当し、耐震診断に基づいて恒久復旧を行うまでは使用禁止となる。応急措置としては、余震などによる損傷の進行や倒壊防止のための鋼材による軸力支持やプレース・RC壁増設による水平抵抗力の確保などが考えられる（図4-1）。

（5）耐震診断¹³⁾

恒久復旧を検討するに当たり、まず耐震診断により被災前の桁行方向の耐震性能（構造耐震指標 Is ）を評価した。

a) 診断における仮定

Is 値を評価するに当たり以下を仮定した。

・材料強度

コンクリート圧縮強度 $F_c = 30 \text{ N/mm}^2$

主筋降伏強度 $\sigma_y = 345 \text{ N/mm}^2$

せん断補強筋降伏強度 $\sigma_{wy} = 295 \text{ N/mm}^2$

・経年指標 T 及び形状指標 S_D は1.0とした。

・建物重量

単位面積当たりの建物重量を 10 kN/m^2 として建物総重量、柱軸力を算定した。算定は現地調査を踏まえて、床についてはスラブ厚120mm、仕上げ厚30mm、積載荷重 0.8 kN/m^2 とし、レンガ壁についてはその材料の比重を 20 kN/m^3 、レンガユニットの空洞部分と外形寸法の面積比率で定義した空隙率を0.5、壁仕上げを片面25mmずつ両面で50mmを仮定し、また桁行方向1スパン当たりY1～Y4間戸境壁2枚相当の重量（桁行壁とその他の間仕切壁の重量を戸境壁1枚分に相当すると仮定）を考慮した。さらにその他仕上げ等の影響による重量増を10%

表4-2 日本における応急復旧の要否判定表

被災度	軽微 $R \geq 95$	小破 $95 > R \geq 80$	中破 $80 > R \geq 60$	大破 倒壊 $R < 60$
震度(JMA)				
5弱以下(VII)	×	×	×	×
5強(VIII)	◎	△	△	△
6弱(IX)	◎	○(△)	△	△
6強以上(X～)	◎	○(○)	○(△)	△

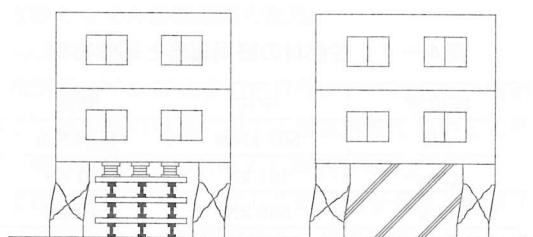
◎：軽微な補修 → 繼続使用

○：応急復旧（補修） → 繼続使用

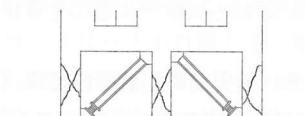
△：応急措置、応急復旧 → 原則、使用禁止

×：耐震診断を行い恒久復旧

()は'71以前の建物（日本の建物の場合）



山留鋼材による軸力支持 RC造壁の設置



山留鋼材による水平抵抗力の確保

図4-1 応急措置の例

程度考慮して 10 kN/m^2 とした。

図3-7に示したように、当該建物には2種類の柱（中柱、側柱）があり、それについて上記の仮定に基づいて算定した柱軸力を表4-3に示す。

b) 柱の終局強度および韌性指標 F

上記の結果に基づいて算定した柱の曲げ終局モーメント M_u および曲げ終局時せん断力 Q_{mu} 、せん断強度 Q_{su} 、韌性指標 F 値を表4-4に示す。部材の内法高さ $h_0 = 2200 \text{ mm}$ に対してせい $D = 450 \text{ mm}$ が比較的小さく、またせん断補強筋に中子筋も用いられていることから、韌性指標 F 値 = 2.60 および2.99と塑性変形能力の大きい曲げ柱と評価された。

c) 構造耐震指標 Is 値

第2次診断により1階の構造耐震指標 Is および $C_{TU} \cdot S_D$ を算定した結果を表4-5に示す。

耐震診断の結果、当該建物は $C_{TU} \cdot S_D = 0.26$ と強度（保有水平耐力）は日本の耐震診断基準で要求される 0.3 を若干下回るが、塑性変形能力に富む建物で（これは実破壊モードとも対応する）、日本において既存 RC 造建物の耐震判定の目安とされている $Is = 0.6$ を上回る程度の性能を被災前は有していたと考えられる。

表 4-3 柱の軸力

柱	単位重量 (kN/m ²)	床面積 (m ²)	層数	軸力 (kN)	軸応力度 (N/mm ²)	軸力比
中柱	10	28.6	6	1714	5.9	0.2
側柱	10	28.0	6	1680	5.7	0.2

表 4-4 柱部材の終局強度と韌性指標

柱位置	中柱	側柱
M_u	507 kNm	451 kNm
Q_{mu}	461 kN	410 kN
Q_{su}	555 kN	540 kN
破壊モード	曲げ柱	曲げ柱
F 値	2.60	2.99

※数値はいずれも文献¹³⁾に基づき算定

表 4-5 被災前の耐震診断結果（1階）

C	F	E_0	Is	$C_{TU} \cdot S_D$
0.14	2.60	0.67		
0.12	2.99	(5)式	0.67	0.26

$S_D = 1.0$, $T=1.0$ とした

(6) 恒久復旧計画案

被害状況および耐震診断の結果に基づいて、当該建物の恒久復旧の基本計画を行った。復旧に採用する工法は、日本建築防災協会「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針」¹²⁾ および日本建築学会「1999 年台湾・集集地震災害調査報告および応急復旧技術資料」¹⁵⁾ を参考として計画した。立案した復旧計画は表 4-6 に示す 6 案である。

復旧案 1 は、被災前の状態に復旧すること（現状復旧）を目指した計画で、1 階柱の残留変形を修正するために、上階をジャッキアップし水平移動してから、柱の損傷部分の補修を行うものである。

復旧案 2～4 は、損傷した 1 階柱の補修を行うとともに曲げ補強も合わせて行い強度を増大させる計画である。残留変形の修正の有無、せん断補強の有無により、3 通りの案を計画した。

復旧案 5、6 は、柱の損傷を補修するとともに、袖壁または耐震壁を増設することで、強度の増大を図る計画である。

以下に復旧案の詳細を示す。

a) 復旧案 1（原状復旧）

基本計画：建物を被災前の状態に復旧する。

復旧概要：上階をジャッキアップして、沈下・傾斜した 1 階柱を立て起して、損傷を補修する。

復旧手順：柱の復旧工法の手順を図 4-2 に示す。

- ①ジャッキアップと残留水平変形の解消
- ②破壊したコンクリートの除去
- ③主筋およびせん断補強筋の取り替えと溶接
- ④エポキシ樹脂などによるひび割れ補修とコンクリート打ち直し

表 4-6 復旧計画案の一覧

	概要	基本コンセプト	施工上の問題	復旧後の耐震性能
復旧案 1	柱の補修 (原状復旧)	被災前の状態に原状復旧	柱の残留変形を修復するためのジャッキアップと水平移動が必要	原状復旧につき、再度の地震で同様の被害の可能性が残る
復旧案 2	柱の曲げ補強	柱の傾斜（残留変形）を修復し、RC 卷き補強で強度も増大		
復旧案 3	柱の曲げ補強	傾斜した柱はそのまま RC 卷き補強	RC 卷立て部分の主筋の定着、柱梁接合部のせん断補強のディテールの検討が必要	被災前より強度・剛性が増大するが、上階との強度・剛性のバランスの検討が必要
復旧案 4	柱の曲げ+せん断補強	復旧案 3 に加えて、鋼板巻きせん断補強		
復旧案 5	柱の補修 袖壁増設	復旧案 1 に加えて、袖壁を増設	柱の残留変形を修復するためのジャッキアップと水平移動が必要	
復旧案 6	柱の補修 耐震壁増設	復旧案 1 に加えて、耐震壁を増設		

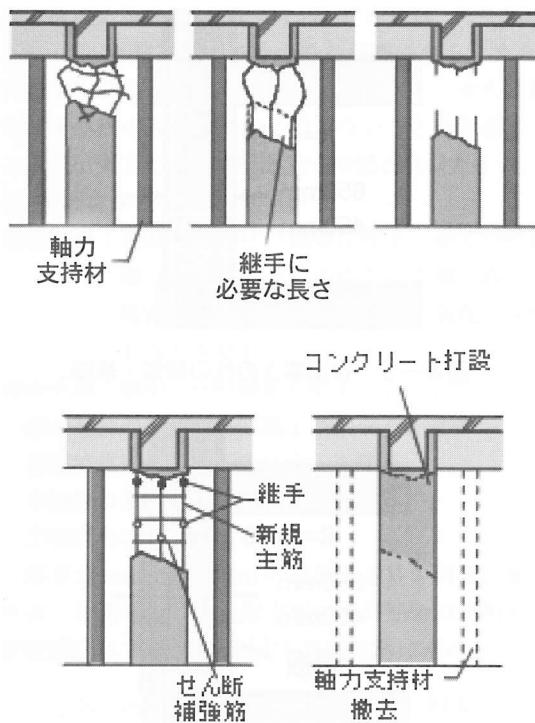


図4-2 沈下・傾斜した柱の復旧工法

復旧案1は、被災度が小さい建物に対しては、一般的な復旧方法である。この例題建物の場合は、1階に層間変形角約1/10、層間変位で20cmを超える大きな残留変形があるため、2階以上をジャッキアップして引き戻す工事が必要で、工事や費用が大規模になると思われる。

「復旧技術指針」¹²⁾では、損傷度や採用する補修工法の難易度や信頼性に応じて補修による復旧で回復される部材の強度・変形性能の程度を設定することとしており、表4-7に示す耐力回復係数 ψ を例示している。例題建物の1階柱（損傷度V）は、座屈や破断した柱主筋の部分交換やコンクリートの打ち直しなど大規模な補修が必要なため、適切な工法を採用し施工管理をした上で、耐力回復係数 $\psi=0.7$ とすると、復旧後の耐震性能は $R_{IS}=0.47$ しか確保できないことになる。したがって、再度の地震の際には大きな被害が再び発生する可能性が高いと考えられる。

b) 復旧案2（柱の曲げ補強）

基本計画：1階柱の残留変形を復旧したうえで、RC巻き立てにより強度増大も行う。

表4-7 部材の耐力回復係数 ψ

損傷度	ψ
II	0.95~1.0
III	0.9~0.95(~1.0)
IV	0.8~0.9(~1.0)
V	0.7~0.8(~0.9)

()は、複数の補修工法を組み合わせた場合に採用してよい

復旧手順：復旧工法の概要を図4-3に示す。

- ①ジャッキアップと残留水平変形の解消
- ②破壊したコンクリートの除去
- ③エポキシ樹脂注入などによるひび割れ補修
- ④新たな主筋の柱外周部への配筋およびその2階梁・基礎梁などへの定着
- ⑤新たなせん断補強筋の配筋
- ⑥コンクリート打設

復旧案1では原状復旧を目指すのに対して、復旧案2では今後の地震に対する耐震性能を高めるために、柱の損傷の補修に加えて補強も行う。

上階をジャッキアップして残留水平変形を解消するのは復旧案1と同様である。柱の圧壊したコンクリートを撤去し、ひび割れを補修する。断面外周に既存断面と等断面積量の主筋とせん断補強筋を新たに配筋してコンクリートを打設しRC巻き立て補強する。後打ちのRC部分の厚さを100mmとすると、元の断面650mm×450mmが補強後は850mm×650mmに増大する。補強後の柱の性能の計算では、元の柱の主筋・せん断補強筋には期待しないこととし、元と等量の主筋・せん断補強筋を新たに外周部に配筋しこれらの寄与のみを考慮することとした。復旧後の耐震性能を求めるとき $R_{IS}=0.71$ （ $C=0.40$ 、 $F=2.54$ 、 $\psi=0.7$ ）となり、韌性指標 F はやや低下するが、柱寸法が増大したために強度指標 C が増大し被災前の耐震性能 $Is=0.67$ 以上に回復する。

新たに外周に配筋する主筋を曲げに対して十分に抵抗させるためには、その端部定着が極めて重要であり、柱脚ではあと施工アンカーを用いた基礎梁への定着などが必要である（場合によっては基礎梁の拡幅も必要となろう）。柱頭部主筋は、2階梁にできる範囲で定着し、梁から外れる主筋はスラブを貫通して2階位置で定着する。柱梁接合部には閉鎖型のせん断補強筋が配筋できないので、図4-4のように分割したフープ筋を2階梁側面に定着するなどの工夫が必要である。

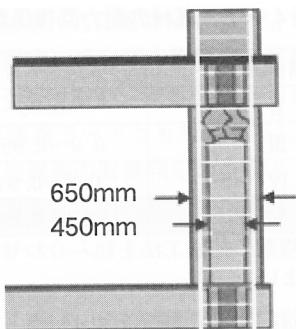


図4-3 復旧案2の柱の補修・補強

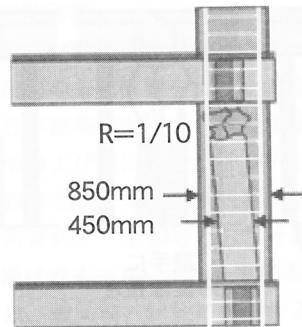


図4-5 復旧案3の柱の補修・補強

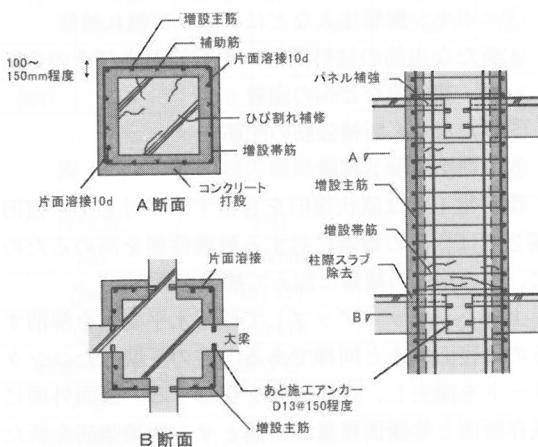


図4-4 RC巻き立てによる柱の補強

c) 復旧案3 (柱の曲げ補強)

基本計画：1階柱の残留変形は修正せず、そのまま
RC巻き立て補強し強度を増大する。

復旧手順：復旧工法の概要を図4-5に示す。

- ①破壊したコンクリートの除去
- ②エポキシ樹脂注入などによるひび割れ補修
- ③新たな主筋の柱外周部への配筋およびその2階
梁・基礎梁などへの定着
- ④新たなせん断補強筋の配筋
- ⑤コンクリート打設

復旧案3は、上階のジャッキアップと引き戻しを省略し、残留水平変形を残したまま、復旧案2同様に既存断面と等断面積量の主筋とせん断補強筋により柱をRC巻き立て補強する工法で、ジャッキアップ等が不要となるため工期・工費を削減できるとともに柱寸法も増大し(850mm × 850mm)、復旧案2よりも強度の増加が期待でき、実現性の高い復旧案と思われる。なお新たに配筋する鉄筋の定着などに

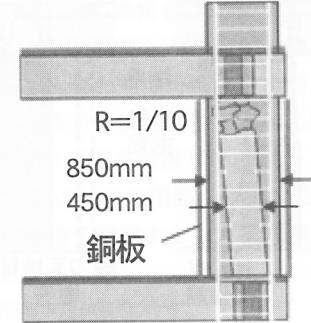


図4-6 復旧案4の鋼板巻き補強

に関する留意点は、復旧案2と同様である。

復旧後の耐震性能を求めるとき $R_{IS} = 1.04$ ($C = 0.53$ 、 $F = 2.81$ 、 $\psi = 0.7$) となり、被災前と比較して強度指標 C が2倍程度に増大するとともに韌性型の建物として被災前の I_S 値の2倍程度を確保できる。ただし、補強RC巻き部分のせん断補強筋は断面外周部のみにしか配筋できないので、せん断補強筋比が $pw = 0.18\%$ と低く、また残留変位を残したままであることから、柱の塑性変形能力が計算値の $F = 2.81$ 程度まで実現されるか、せん断補強筋による拘束効果についてはやや不安が残る。

d) 復旧案4 (柱の曲げ・せん断補強)

基本計画：復旧案3のRC巻き立て補強に加え、外周に鋼板を巻くことにより、せん断補強筋の不足を補い、柱の強度増加と韌性確保を行う。

復旧手順：復旧工法の概要を図4-6に示す。

- ①～⑤は復旧案3と同様
- ⑥柱外周に鋼板(厚さ9mm)を巻き、無収縮モルタルを注入する。

復旧案3と比較して、外周鋼板巻きの工期・費用が増加するが、柱の韌性指標 F 値が増大するので、

復旧後の耐震性能が $R_{IS} = 1.19$ ($C = 0.53$, $F = 3.20$, $\psi = 0.7$) と被災前よりもかなり改善される。また、残留水平変位を残したままであることや、せん断補強筋を外周のみにしか施工できないことを考慮すると、復旧案 3 に比べて復旧案 4 の安心感は大きい。

e) 復旧案 5

基本計画：復旧案 1 の柱の補修に加え、全ての柱両側（ただし妻構面の柱では片側のみ）に袖壁を増設し、曲げ、せん断強度と韌性を向上させる。

復旧手順：復旧工法の概要を図 4-7 に示す。

- 柱の補修の手順は復旧案 1 の①～④と同様
- ⑤壁位置にあと施工アンカーを施工
- ⑥袖壁の壁筋を配筋
- ⑦袖壁のコンクリート打設

厚さ 20cm、長さ 1 m の袖壁を各柱の両側に増設する。片側袖壁による耐力増加を終局時の平均せん断強度を 2 N/mm^2 と仮定して簡略的に求めると、

$$2 \text{ N/mm}^2 \times 200\text{mm} \times 1000\text{mm} = 400\text{kN}$$

となる。この袖壁が柱両側に合計 72 枚増設されるとして復旧後の耐震性能を評価すると、 $R_{IS} = (C_w + \alpha_m C_c \psi) \times F_w = 0.60$ となり概ね被災前の耐震性能が回復される。ここでは C_w （そで壁の強度指標） $= \Sigma Q_w / \Sigma W = 0.47$ 、 F_w （そで壁の韌性指標） $= 1.0$ 、 C_c （既存柱の強度指標） $= 0.26$ 、 α_m （柱の強度寄与係数） $= 0.72$ 、 ψ （既存柱の耐力回復係数） $= 0.7$ とした。

実施設計時には、高さ方向の強度・剛性の連続性を考慮して、2 階より上階の補強も検討する必要がある。

f) 復旧案 6

基本計画：復旧案 1 の柱の補修に加え、無開口耐震を増設し、架構全体の剛性と強度を改善する。

復旧手順：

- 柱の補修の手順は復旧案 1 の①～④と同様
- ⑤壁位置にあと施工アンカーを施工
- ⑥耐震壁の壁筋を配筋
- ⑦耐震壁のコンクリート打設

耐震壁の配置案を図 4-8 に示す。1 階を元の平面計画通り駐車場として使用することを考えて、耐震壁 6 枚を配置する場合を考える。増設耐震壁は 1 枚当たり $2240\text{kN} (= 2\text{N/mm}^2 \times 200\text{mm} \times 5600\text{mm})$

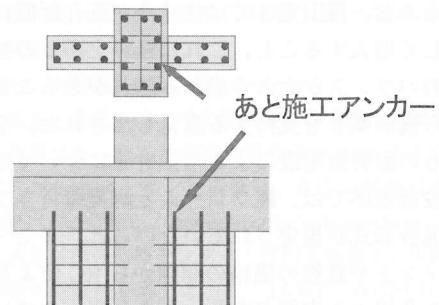


図 4-7 復旧案 5 の袖壁補強

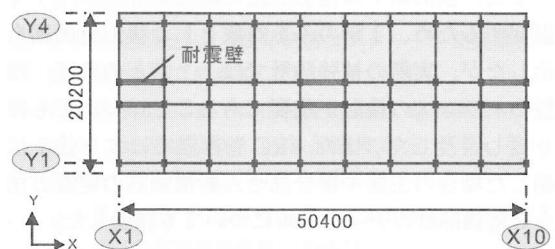


図 4-8 復旧案 6 の耐力壁の配置案

の耐力を見込み、復旧後の耐震性能を求めるところ $R_{IS} = (C_w + \alpha_m C_c \psi) \times F_w = 0.35$ と、耐震壁 6 枚では被災前の性能を確保することができない。被災前と同等の $R_{IS} = 0.70$ 程度を確保するためには、15～16 枚程度の耐震壁が必要となる。ここでは C_w （耐震壁の強度指標） $= \Sigma Q_w / \Sigma W = 0.22$ 、 F_w （耐震壁の韌性指標） $= 1.0$ 、 C_c （既存柱の強度指標） $= 0.26$ 、 α_m （柱の強度寄与係数） $= 0.72$ 、 ψ （既存柱の耐力回復係数） $= 0.7$ とした。

この復旧案でも、高さ方向の強度・剛性のバランスを考慮し、2 階より上階の補強の検討が必要である。

4.3 討論会

(1) 日本側が提示した復旧案に対する議論

講演後の討論会では、日本側が提示した復旧案に対して活発な議論がなされた。

例題建物は 1 階の残留変形が大きく、その修正には、1 階柱の損傷により沈下した上層部のジャッキアップを行った後に水平加力する必要があり、高度な施工技術が要求される。したがって、柱の残留変形を修正せず、傾いたままで補強する復旧案 3 が現実的な解決策として現地の設計者から多くの賛同が得られた。また一方で、柱の残留変形は解消すべき

であること、復旧案3では柱寸法が既存断面に比して著しく増大すること、これに伴い上階との強度・剛性のバランスが大きく崩れる恐れがあること、などから復旧案2を支持する意見も出された。なお復旧案6の耐震壁増設による補強計画については、中国の設計基準では、純フレームと耐震壁付きフレームの混合形式が規定されていないこと、また一般的にセメントや鉄筋の価格の問題からRC壁よりレンガ壁を多用する実情があり、あまり現実的ではないとの指摘があった。

また、復旧案では復旧工法の概念を分かりやすく説明するため、1階のみを対象とした復旧計画案を示したが、実際の補強設計では、上階との強度・剛性のバランスの検討が重要であることについても繰り返し言及した。また、RC巻き立てにより柱を拡幅した場合の主筋や接合部せん断補強筋の定着方法など補強部材のディテールについても議論した。

(2) その他の質疑応答

フリーディスカッションでも数多くの質問や議論がなされた。主な内容は以下の通りである。

a) 建物の被災度、部材の損傷の評価と対応策

特にRC部材のひび割れに関しては非常に关心が高く、ひび割れの状況（ひび割れ幅、架構におけるひび割れ発生箇所等）とその対処法についても多数の質問がなされた。その中には、地震が直接的な原因ではないと考えられる梁のスパン中央で発生したひび割れや、幅0.3mm以下の軽微なひび割れの構造性能に対する影響とその復旧方法に関するものも含まれており、地震後、現地の設計技術者やユーザーが建物の損傷に非常に敏感になっていると感じられた。

その他、部材の損傷の補修方法に関する質問も多く、日本で一般的な復旧方法を紹介した。

b) 構造設計の考え方

今回の地震では倒壊には至らないものの、残留変形や内装等の大きな被害が生じた建物も多く、これらに対して、倒壊を免れたことで良しと考える構造設計者と被害が生じたことを問題視するユーザーとの間の意識の齟齬が数多く生じているとの問題提起が現地の実務者からあった。これに対して日本側から、阪神淡路大震災後に日本でも同様の問題が生じ、地震時に建物がどの程度変形し、どのような損傷が予想されるかを構造設計者がユーザーに説明するこ

との重要性が認識され、性能設計の導入の契機となったこと、しかしながらまだ研究成果は必ずしも十分ではなく、性能設計の実現には多くの課題がある現状を説明した。

c) 今後の中国の耐震設計基準のあり方

この地震を契機に中国政府が被災地域の設計用地震力の改訂（引き上げ）を予定していることに関して、強化の必要性やそのレベルに関する質問が出された。これに対して、被災地の地震動レベルや軽微・無被害も含む被災地の建物の耐震性能と被害レベルを十分に調査して、現行の耐震規定における地震動レベルの妥当性やその強化の必要性を慎重に検討することが必要であるとの見解を示した。

5.まとめ

今回調査した被災地域では、組積造建物の壊滅的な被害が多数見られた。これらの多くはレンガ壁、PCa中空床板およびRC臥梁からなる構造で、壁が崩壊して床が落下した。RC構造では、日本の建物と比較すると柱、梁部材が細いため、部材端部の曲げ破壊や柱梁接合部近傍の破壊が多く、それにより架構が崩壊した被害事例も多く見られた。

災害復旧に関する技術支援セミナーでは、日本の震災復旧の基本的考え方や基準類を説明するとともに、典型的なRC造ピロティ構造の被災事例を検討対象として復旧案を6例提示し、これに基づき中国の技術者と活発な議論を行った。

本活動は、「四川大地震復旧技術支援連絡会議」と「中国・西南交通大学」との間の合意に基づき日本建築学会からの派遣により実施されたもので、現地調査および技術支援セミナーの開催にあたっては、西南交通大学から全面的な支援を受けた。特に、同大学・何川教授、趙世春教授、張建経教授、蔣關魯教授には本セミナーの開催ならびに現地調査に関する種々の調整および調査同行に多大な尽力をいただいた。ここに、関係各位に謝意を表するとともに、被災地の一日も早い復興を祈念する。

参考文献

- 1) 丸山正：2008年中国四川省大地震震源域の活断層の概要、AFRC NEWS No.79、2008.5
- 2) USGS ホームページ、<http://www.usgs.gov/>
- 3) 新華社通信 ホームページ、2008.6.26、
<http://www.reliefweb.int/rw/RWB.NSF/db900SID/K>

- KAA-7FZ5L6?OpenDocument&rc=3&emid=EQ-2008-000062-CHN
- 4) 独立行政法人 産業技術総合研究所 地質調査総合センター ホームページ、震央周辺地域の地質構造と歴史地震、2008.5.19、
http://www.gsj.jp/jishin/china_080512/ActiveTectonicSMap.html
 - 5) 国立科学博物館ホームページ ホットニュース、2008.5.20、
<http://www.kahaku.go.jp/hotnews/detail.php?t=16&s=1>
 - 6) 東京大学地震研究所ホームページ、2008年度四川地震の速報、2008.6.26、
<http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/topics/china2008/>
 - 7) 薛松濤、孫玉平：地震関連用語（中国語）の日本語訳、AIJ 中国四川大地震 特集ページ、
<http://www.aij.or.jp/aijhomej.htm>
 - 8) 石川有三、白玲：中国地震烈度表（1980）の日本語訳、AIJ 中国四川大地震 特集ページ、
<http://www.aij.or.jp/aijhomej.htm>
 - 9) 斎藤大樹：中国耐震基準（和訳）、AIJ 中国四川大地震 特集ページ、
<http://www.aij.or.jp/aijhomej.htm>
 - 10) 郝憲生、藤原広行、司宏俊：中国四川汶川地震の概要と被害分布、日本地球惑星科学連合 2008年大会緊急ポスターセッション発表資料、AIJ 中国四川大地震 特集ページ、
<http://www.aij.or.jp/aijhomej.htm>
 - 11) 日本木材総合情報センター：汶川大地震から中国の建築物の耐震性を考える（2）、JAWIC WORLD Vol.2 No.2、2008.5、
http://www.jawic.or.jp/jawic_world/
 - 12) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針、2001.9.
 - 13) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説、2001.
 - 14) 日本建築防災協会・全国被災建築物応急危険度判定協議会：被災建築物 応急危険度判定マニュアル、1998.1.
 - 15) 日本建築学会：1999年台湾・集集地震災害調査報告および応急復旧技術資料、2000.11.

――「全国ネットワーク委員会ニュース」原稿募集!!――

原稿募集!!

「全国ネットワーク委員会ニュース」の頁では、全国の参加団体、幹事団体、地方公共団体からの耐震診断、耐震改修に関するニュース、動き、質問、ご意見等を広く募集いたします。耐震診断、耐震改修に関する各地の動き、各判定委員会の問題等ご意見ご質問をふるってお寄せください。FAX送付も結構です。

原稿送り先 〒105-0001 東京都港区虎ノ門2-3-20 虎ノ門Y H Kビル8F

(財)日本建築防災協会 全国ネットワーク委員会ニュース係宛

電話 03-5512-6451 FAX 03-5512-6455