

論文 2001年芸予地震におけるRC造文教施設の地震被害と弾塑性解析

坪井 智裕^{*1}・三嶋 敬輔^{*1}・椋山 健二^{*2}・荒木 秀夫^{*3}

要旨：2001年芸予地震において，広島県呉市ではRC造文教施設の被災状況が詳細に調べられているとともに，既にそれら建物群について耐震診断が終了している状況であった。耐震診断によると耐震性能は低く，かつ材料強度が不十分なものが多く存在するにも関わらず，これら文教施設の被害は軽微なものが数棟確認されたのみであった。そこで本論文では同市の協力を得て，それら耐震診断が実施された建物のデータ分析を行って地震被害の関係を検討した。また，建物群の中から18棟抽出して推定地震動を用いた地震応答解析による建物の応答性状と実被害との関係を検討した。

キーワード：2001年芸予地震，呉地域，耐震診断，SHAKE，地震応答解析

1. はじめに

2001年に発生した芸予地震（以下本地震）では最大震度6弱を記録し，また，1,000Gal.以上の強い揺れも観測されている。しかし，幸いにも鉄筋コンクリート造（以下RC造）建物の被害は大破・中破数棟にとどまっている¹⁾。1995年の兵庫県南部地震を契機に全国規模で既存建物の耐震診断が実施されており，広島県呉市では，本地震の前に，広島県耐震診断等評価委員会によって市内全数52校102棟に及ぶ学校建物校舎の耐震診断が終了していた。本地震後に，呉市教育委員会により全校舎の被害調査が行われ，地震被害の程度と耐震診断による耐震性能との比較が可能になった。これまで，特定地域のRC校舎全数を対象に耐震診断と地震による実被害の相関を検討した例は極めて少ない。

そこで本論文では，同市の協力のもと，RC校舎102棟の耐震診断結果と被害調査結果の分析を行うと共に，それら建物群の中から18棟を抽出して，その建物に入力されたと考えられる地震動を推定し，それを用いた地震応答解析による建物の応答性状と建物被害の相互関係について検討した。

2. 耐震診断実施建物

2.1 建物概要及び被害概要

同市に存在するRC造学校52校102棟の位置と震央の関係を図-1に示す。全建物に対して耐震診断が実施されている。図中の黒塗りの凡例は後述の耐震診断の結果，その学校内のいずれかの校舎の構造耐震指標（以下 I_s 値）の最小値が0.3を下回ったものを示し，灰色はその値が0.3~0.6の間，白抜きはその値が0.6以上のもの

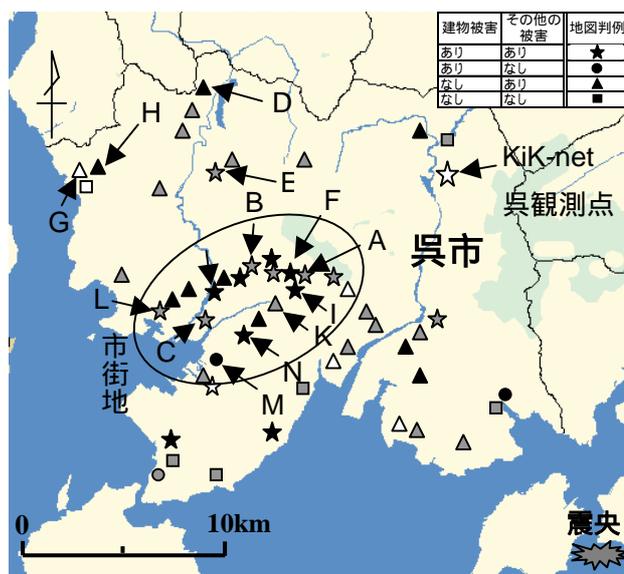


図-1 呉市被害建物位置及び震央位置

*1 広島大学大学院 工学研究科社会環境システム専攻 (正会員)

*2 広島大学大学院 工学研究科社会環境システム専攻 博士(工学)(正会員)

*3 広島大学大学院 工学研究科社会環境システム専攻 工博(正会員)

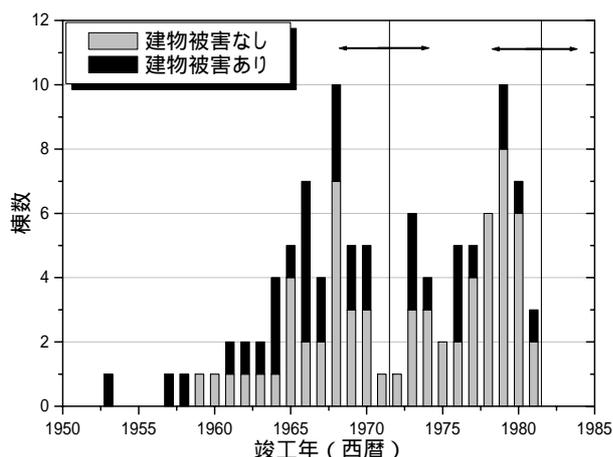


図 - 2 竣工年分布

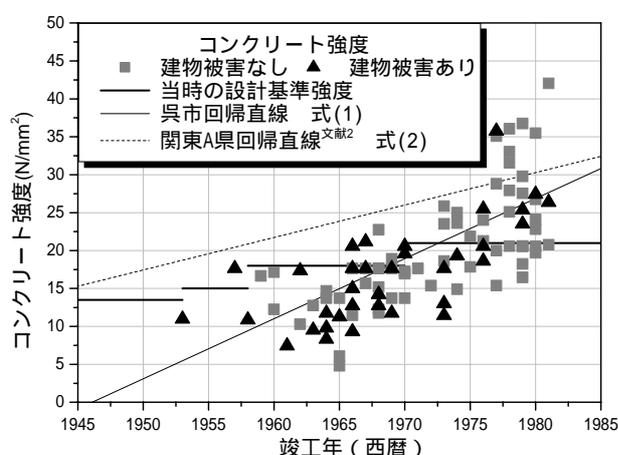


図 - 3 コンクリート強度と竣工年の関係

を示す。同図中には本地震での被害状況も記入した。建物被害とは柱など構造部材にせん断や曲げひび割れ等が確認されたもの、仕上げ材の亀裂や剥落もこれに含まれている。その他の被害とは地盤の被害やエキスパンションジョイント(以下 EXP.J)部の破損、設備品の被害も含んでいる。また、詳細な耐震性能を評価するため抽出した 14 校の建物についても同図中にアルファベットで示す。

同図を見ると呉市にある学校建物は殆どが海岸沿や川沿・山の麓に建設されている。また、最小 I_s 値も全体的に低い値となっている。これら建物の最小 I_s 値を見ると殆どが 0.6 以下もしくは 0.3 以下と低い値になっているにも拘らず、中には構造被害が確認されておらず、EXP.J 部や高架水槽など設備品の被害のみの建物もある。

図 - 2 は建物の竣工年と建物被害のヒストグ

ラムである。1971 年の建築基準法改正が行われる以前を 期、それ以後から 1981 年の新耐震設計法導入までを 期、それ以後を 期と本論文では定義している。耐震診断が実施された校舎の竣工年を見ると ・ 期に建設された建物はほぼ同数になり、法改定が実施された前後には建設棟数が少なくなっている。これは、法改定への対応と準備のためと考えられる。また図より建物被害が 期より 期に多いことがわかる。

耐震診断が実施される際に、対象となる建物において各階 1~3 本のコアコンクリートが採取されている。それらコアコンクリートの圧縮試験を行い、圧縮強度の平均から標準偏差の半分の値を差し引いて各建物のコンクリート強度が求められている。その値と竣工年、及び設計当時の推測される年代ごとの設計基準強度の関係を図 - 3 に示す。同図中には式(1)による同市のコンクリート強度分布と竣工年の回帰直線とともに文献²⁾の関東地方 A 県の式(2)によるデータを示す。

$$\text{回帰直線式 (呉市)} \quad \mu = 0.79X - 1542 \quad (1)$$

$$\text{同 (A 県)} \quad \mu = 0.43X - 818 \quad (2)$$

図 - 3 からわかるように呉市のコンクリート強度は竣工年が新しくなるにつれ高くなる傾向にあるが、設計当時推測される設計基準強度を大きく下回るものも数多く存在する。また、関東地方 A 県の回帰直線と比較しても呉市のコンクリート強度が低く、材料強度が不十分なものが多数あることが分かる。建物被害については、当時の設計基準強度を満たしていない建物に多いことがわかる。

2.2 耐震診断

52 校 102 棟の耐震診断(第 2 次診断³⁾)の結果として 1 階における桁行方向、梁間方向の I_s 値の小さいほうとそれに対応する保有水平耐力に関する指標 q 値の関係と構造被害の関係を図 - 4 に示す。ここで構造被害とは、建物被害の中で

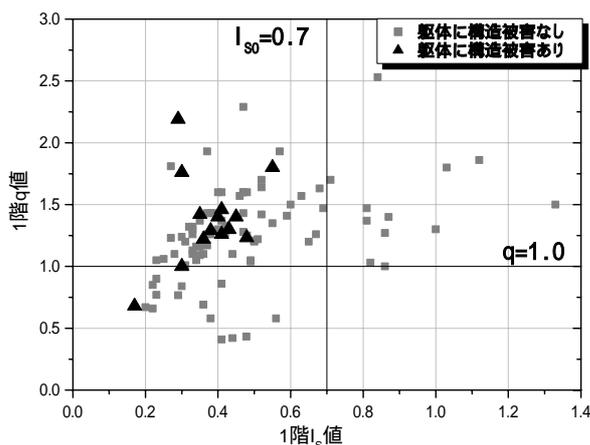


図 - 4 1階の最小 I_s 値 - q 値

仕上げ材の亀裂や剥落を除いた構造躯体に損傷を生じたものとしている。また、今回対象となった建物の構造被害はすべて軽微なひび割れであった。図中には、耐震性を判定する基準として、構造耐震判定指標値 $I_{SO}=0.70$ 、 $q=1.0$ を示す。 I_s 値の低い建物が多く $I_{SO}=0.70$ を下回るものが 89.2%ある。 $q=1.0$ を下回るものは 14.7%である。構造被害との関係を見ると、 $I_{SO}=0.70$ を満足する建物に構造被害は発生しておらず、今回の地震で構造被害を受けた建物の I_s 値は全て 0.6 を下回っている。ただし、同一市内に建ちながら、 I_s 値が極めて低い建物でも構造被害の無いものもあり、地震動および地盤条件を考慮しない耐震診断だけでは、地震被害を精度良く推定することは難しいことがわかる。

3. 弾塑性解析

3.1 解析対象建物概要

前述の耐震診断による耐震性能評価と被害の実状を比較した結果、その相関はあまりよくない。本論文では、地震動と建物応答に注目し、対象校舎 102 棟の中から 14 校 18 棟を抽出して、弾塑性応答解析を行って、その結果と被害の実状との相関関係について検討する。抽出にあたり、竣工年は 期より建物の強度が不十分と考えられる 期を多くし、 I_s 値が 0.7 を下回るものを中心とした。また、コンクリート強度は低いものから高いものまで均等にし、地震によっ

て柱、梁、壁などの構造躯体に曲げやせん断ひび割れが見られた構造被害のあるものとならないものを選んでいく。

18 棟の概要について表 - 1 に示す。同表中に示す建物のアルファベットが同じものは同一敷地内にある校舎である。コンクリート強度とは、図 - 3 に示したコアコンクリートの圧縮試験結果で、設計基準強度は設計図書記載の値、もしくは設計当時の推測される値とした。建物 D-1, D-2, E-1, E-2, G, H-2, K, M のコンクリート強度は設計基準強度を満足する値であるが、それら以外は設計基準強度を下回り、建物 F-2, L, N のそれは、非常に低く、設計基準強度の半分程度の値であった。

同表に示す耐震診断結果の I_s 値、 q 値は各棟の最小値とし、特記がないものは 1 階とし、それ以外は括弧書きの階の値である。最小値が 2 階以上となった建物は、1 階廊下外側部分に柱が配置されているが、2 階以上は配置されておらず、層全体としては柱が少なく 2 階以上の強度が低くなったか、もしくは 1 階が管理室などになっており各部屋間の耐力壁がその階のみ多く配置されているため 1 階の強度が 2 階以上に比べ高くなったと考えられる。また、判定値の目安とした $I_{SO}=0.70$ 、 $q=1.0$ を下回った場合は網掛けとした。建物 F-1, F-2, L, のように I_s 値、 q 値が低く、かつコンクリート強度も低いものには、柱にせん断ひび割れや曲げひび割れなど構造被害が出ている。一方で、建物 H-1, I, N のように I_s 値が 0.3 以下でも構造被害は確認されていない。これは建物 H-1, I, N の 1 階に第 2 種構造要素となるせん断柱、極脆性柱がほかの建物に比べ多く存在し靱性が不足していると判断されたため I_s 値が低くなったと考えられる。また、竣工年を見ると、旧基準の 期に建てられた建物に比べそれ以後の建物はおおむね I_s 値が高い傾向にある。これは、1971 年の法改定により、柱・梁断面が大きく、横補強筋間隔も狭くなっており強度・靱性ともに増したため、それ以前の建物と比べ I_s 値が高くなったと考えられる。

学校名	竣工年	基礎構造形式	コンクリート強度 (設計基準強度)	使用鉄筋	方向	I_s 値	q値	構造被害	被害概要
建物A	1966	直接基礎 + 既製杭	15.6N/mm ² ($F_c=18.0$)	SR24	桁行	0.55	1.50(3F)	あり	柱・梁に曲げひび割れ
						梁間	0.63		
建物B	1966	直接基礎 + 既製杭	13.4N/mm ² ($F_c=18.0$)	SR24	桁行	0.38	1.17(2F)	なし	雑壁にひび割れ
						梁間	0.95(2F)		
建物C	1979	直接基礎	16.8N/mm ² ($F_c=21.0$)	SD30(主筋), SR24(補強筋)	桁行	0.47	1.43	なし	際立った被害なし
建物D-1	1978	直接基礎	26.3N/mm ² ($F_c=21.0$)	SD30(主筋), SR24(補強筋)	桁行	0.34	1.03(2F)	なし	EXP.J破損・仕上げ材剥離
						梁間	0.58		
建物D-2	1978	直接基礎	28.3N/mm ² ($F_c=21.0$)	SD30(主筋), SR24(補強筋)	桁行	0.55	1.29(2F)	なし	EXP.J破損・仕上げ材剥離
						梁間	1.04(2F)		
建物E-1	1969	直接基礎 + 既製杭	23.6N/mm ² ($F_c=18.0$)	SR24	桁行	0.48	1.23	なし	仕上げ材剥落
						梁間	1.40		
建物E-2	1967	直接基礎 + 既製杭	22.0N/mm ² ($F_c=18.0$)	SR24	桁行	0.32(2F)	1.09(2F)	なし	雑壁にひび割れ
						梁間	1.24		
建物F-1	1965	直接基礎	12.1N/mm ² ($F_c=18.0$)	SR24	桁行	0.23(2F)	0.80(2F)	あり	各階柱にせん断ひび割れ
						梁間	1.17(2F)		
建物F-2	1961	直接基礎	7.8N/mm ² ($F_c=18.0$)	SR24	桁行	0.30	0.80(2F)	あり	1階柱に曲げひび割れ
						梁間	1.11		
建物G	1979	直接基礎 + 既製杭	28.2N/mm ² ($F_c=21.0$)	SD30(主筋), SR24(補強筋)	桁行	0.81	1.33(2F)	なし	EXP.J破損
						梁間	2.11		
建物H-1	1968	直接基礎 + 既製杭	15.0N/mm ² ($F_c=18.0$)	SR24	桁行	0.25	0.97(2F)	なし	仕上げ材剥落
						梁間	1.46		
建物H-2	1980	直接基礎	27.4N/mm ² ($F_c=21.0$)	SD30(主筋), SR24(補強筋)	桁行	1.01	1.63(2F)	なし	EXP.J破損
						梁間	0.47		
建物I	1968	直接基礎 + 既製杭	15.0N/mm ² ($F_c=18.0$)	SR24	桁行	0.27	1.10(2F)	なし	雑壁にひび割れ
						梁間	0.88(2F)		
建物J	1953	不明	11.4N/mm ² ($F_c=13.5$)	SR24	桁行	0.43	1.30	あり	梁・壁にひび割れ多数
						梁間	1.58		
建物K	1976	直接基礎 + 既製杭	25.2N/mm ² ($F_c=21.0$)	SD30(主筋), SR24(補強筋)	桁行	0.38	1.37(2F)	なし	給水塔破損
						梁間	1.43(2F)		
建物L	1963	直接基礎	10.0N/mm ² ($F_c=18.0$)	SR24	桁行	0.32	1.06	あり	柱にせん断ひび割れ多数
						梁間	1.12		
建物M	1962	直接基礎 + 既製杭	18.1N/mm ² ($F_c=18.0$)	SR24	桁行	0.29(2F)	1.21(2F)	あり	柱にせん断ひび割れ多数
						梁間	1.33		
建物N	1965	直接基礎	5.1N/mm ² ($F_c=18.0$)	SR24	桁行	0.23	0.77	なし	際立った被害なし
						梁間	1.41		

$I_s=0.70, q=1.0$ 以下

しかし、旧基準で建てられ、 I_s 値が低い建物でも構造被害が確認されていないものもある。

3.2 地震動の推定

建物の地震応答解析を行うにあたって、これら対象とする建物建設サイトでの本地震時に入力されたと考えられる地震動を推定する必要がある。各地震動を推定する際に用いる基準地震動は(独)防災科学技術研究所のKiK-net 呉観測点(以下KiK-net 呉)での開放工学的基盤面(N値50以上)上の観測波を用いた。同観測点は震央から北に約20kmに位置しており、図-1中にKiK-net 呉の位置、図-5にKiK-net 呉での開放工学的基盤面上で観測された加速度波形を示す。次にそれら加速度波形を、各建物と震央からの距離及び、本地震の諸元を元に距離減衰式⁴⁾により求めた最大加速度で基準化したものをその建物建設サイトでの開放工学的基盤面上での地震動とした。以上のように求めた各建物建設サイトでの開放工学的基盤面上での地震動を基として、

文献⁵⁾による建物建設地の地盤特性を考慮し、一次元波動論等価線形解析⁶⁾(SHAKE)を用いてその建物に入力したと考えられる地表面上での地震動を推定した。図-6に以上の手法で求めた14地点の地震動のNS成分、EW成分の加速度応答スペクトル($h=5\%$)を示す。図中には、構造被害が確認されたものを太線で、確認されていないものは細線で示している。また、KiK-net 呉での開放工学的基盤面上でのそれも併せて示す。各建物において推定した地震動の加速度応答スペクトルを見ると構造被害の確認された建物では、そうでない建物と比べて両方向で比較的大きな加速度応答スペクトルとなった。特に建物A、MについてはNS成分で2000Gal、EW成分で1600Galの強い応答加速度になっている。

3.3 地震応答解析

本地震時における対象建物の弾塑性域にわたる応答性状を明らかにするために地震応答解析を行った。建物は文献⁵⁾の地盤特性を考慮した

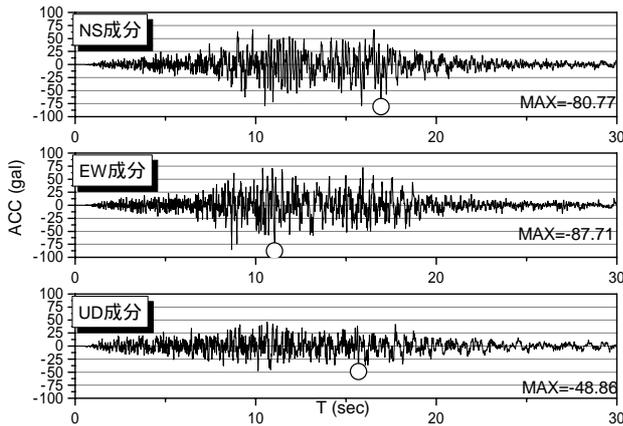


図 - 5 KiK-net 呉の開放工学的基盤面上での加速度波形

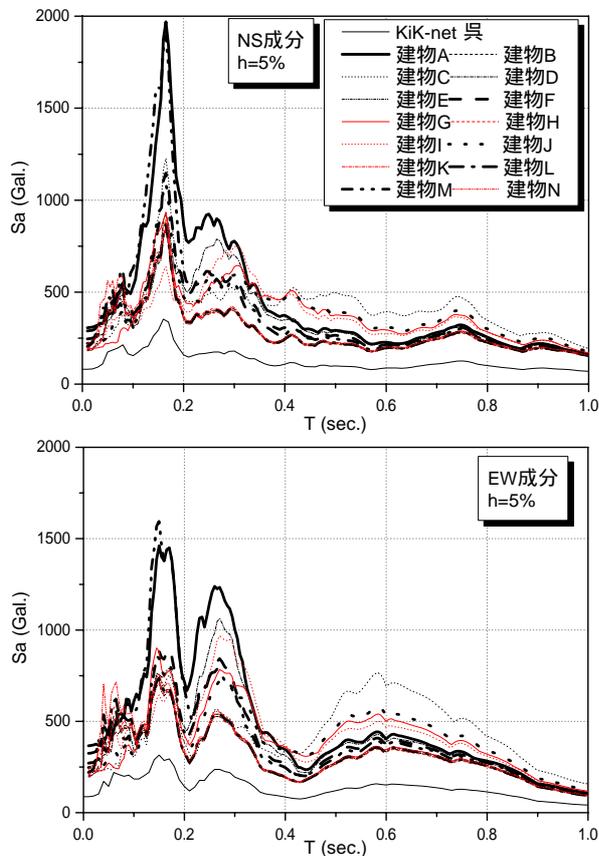


図 - 6 各建物での加速度応答スペクトル

スウェイ・ロッキングバネを基礎部に挿入した3次元立体骨組に置換した。基礎構造形式不明の建物Jに関しては、直接基礎としてスウェイ・ロッキングバネを考慮した。また、部材は回転バネを挿入した材端弾塑性バネモデルとし、材中央にはせん断特性を表す弾性バネを配した。また、軸変形を考慮する軸バネも挿入した。回転バネの復元力特性の包絡線はトリリニアとして

いる。履歴特性は回転バネに修正武田モデル⁷⁾(除荷剛性低下指数 0.4)、壁板のせん断バネは原点指向型モデル、軸バネは修正原点指向型モデルを用いた。積分には Newmark-β 法(β=1/4)を用い、時間刻みは 0.002 秒である。剛性は瞬間剛性比例型としており、1 次の減衰定数は 5%とした。各建物の材料特性について、コンクリート強度は前述のコアコンクリートの圧縮試験結果より求めた値とし、使用鉄筋は前述の耐震診断に用いられたものとする。また、入力地震動は各建物の桁行・梁間方向と NS・EW 方向とのずれをもとに前節で推定した地震動を修正し、各方向の入力地震動とした。但し、本解析においては、せん断バネは弾性としている。

地震応答解析によって得られた各階の最大層間変形角 R と表 - 1 に示した I_S 値の最小値との関係から構造被害の有無についてまとめたものを図 - 7 に示す。

図からわかるように、 I_S 値が低く、層間変形角の値が 1/500rad.付近を境として概ね構造被害が出る傾向にあるが、建物 C、D-2、E-1、E-2 では変形角がその値以上でも構造被害が発生していない。しかしこれら建物はコンクリート強度が高い値であり、また、 I_S 値も比較的高い値となっている。ここで、式(3)によるせん断ひび割れ強度 V_c を各建物について求め、初期剛性で除したせん断ひび割れ発生時の層間変形角を求めると、おおむね 1/400rad. ~ 1/500rad.付近にあり、式(3)から分かるように、せん断ひび割れの発生はコンクリート強度の影響を強く受けており、また被害の実情とも比較的良好な対応を示した。

$$V_c = \phi \left(\sqrt{\sigma_T^2 + \sigma_T \cdot \sigma_0} \right) b \cdot D / \kappa \quad (3)$$

$$\sigma_T = 0.33 \sqrt{\sigma_B} \quad (4)$$

ここに、b および D はそれぞれ柱断面の幅及びせいであり、 σ_0 は柱の軸応力、 σ_T コンクリートのひび割れ強度であり、コンクリート圧縮強度 σ_B を用いて式(4)で求めた。また、 κ 及び ϕ

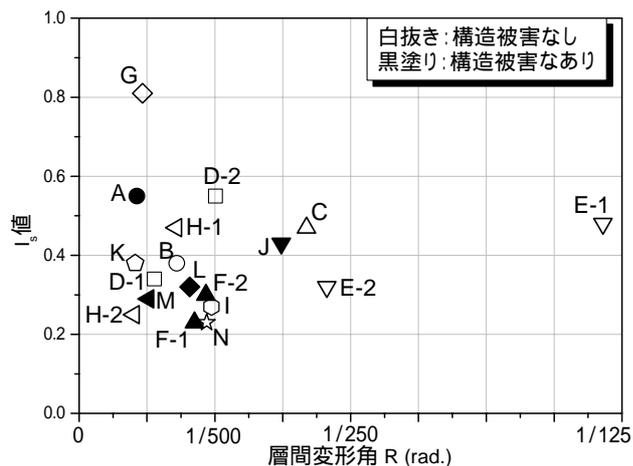


図 - 7 R- I_s と被害の関係

はそれぞれ断面形状係数，耐力係数であり $\kappa=1.5$ ， $\phi=1.0$ とする。

コンクリート強度が極端に低い値にもかかわらず，被害のない建物 N については，入力地震動も小さく，層間変形角も $1/600\text{rad.}$ と変形も大きくならず，構造被害も発生しなかったと考えられる。一方，建物 A，M については層間変形角も進行せず $1/1000$ 程度にも関わらず構造被害が発生している。これは入力地震動を小さく見積もったためではないかと思われる。よって，本論文における地震応答解析の結果とコンクリート強度を考慮した実被害の相関は比較的よい対応を示した。ただし，建物 B，I は構造被害があった建物と耐震性能はほぼ同等にも拘わらず構造被害が見られず，地震応答解析やコンクリート強度レベル等では構造被害の有無を説明することが困難な建物も存在した。

4. まとめ

本地震以前に耐震診断が終了していた，呉市の文教施設を対象に耐震診断結果と被害の関係，及びそれら建物の中から 18 棟抽出して地震応答解析を実施し，更に耐震性能について検討を加えた。得られた知見を以下に示す。

- (1) 広島県呉市の建物には，著しく低い材料強度や，耐震診断による評価が低い建物が多く存在したが，本地震による被害程度は比較的軽微であり，それら個々と地震被害の

関係性はあまり見られなかった。

- (2) 対象となる建物建設サイトで推定した地震動を用いて地震応答解析を実施し，コンクリート強度， I_s 値との関連を検討した結果，実被害とは比較的よい対応を示した。被害の有無の説明が見つからない場合もあった解析モデルにおいて，せん断破壊後の耐力低下や著しく低いコンクリート強度の影響を適切に考慮する必要がある。
- (3) すべての建物において詳細な解析を行い被害予測することは合理的でない。現在の耐震性能評価法の精度向上を目指すためには診断適用外とされる材料強度の低い建物や地盤条件の悪い建物について、耐震診断に加えて動的・静的解析を適宜行うことによって耐震性能評価レベルの向上が期待できると考えられる。

謝辞

本論文を作成するにあたり，広島県耐震診断等評価委員会及び広島県呉市教育委員会の皆様には，多大な御支援を得るとともに貴重なデータ頂きました。また，本論文は，科学研究費補助金（萌芽研究）課題番号 15656132，及び前田記念工学振興財団の援助を受けて行った研究の一部として実施いたしました。解析では独立行政法人防災科学技術研究所の基盤強震ネットワーク(KiK-net)のデータを利用しました。ここに記して深謝いたします。

参考文献

- 1) (社)日本建築学会：2000年鳥取県西部地震・2001年芸予地震被害調査報告，pp.154-174，2001
- 2) 周建東ほか：関東地方 A 県下における学校校舎の耐震性能（その 4）コンクリート強度および鉄筋種別，日本建築学会大会学術講演概要集(九州)，pp.619-620，1998.9
- 3) (財)日本建築防災協会：2001年改訂版 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
- 4) 司宏俊ほか：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，第 523 号，pp.63-70，1999.7
- 5) 中国地方基盤地盤研究会：広島県地盤図 97，1997.1
- 6) Schnabel ,P.B. ,et.al: SHAKE-A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites ,ReportNo.EERC72-12 ,EERC ,1972
- 7) 武田寿一：鉄筋コンクリート建物の動的計算，コンクリートジャーナル，Vol.12,No.8.1974.8