

「重要文化財（建造物）耐震診断指針」参考資料集

平成12年3月

文化庁文化財保護部建造物課

「重要文化財（建造物）耐震診断指針」参考資料集

本資料集は「重要文化財（建造物）耐震診断指針」（平成11年4月）で示した耐震診断において、文化財建造物等の保有耐震性能の確認に必要な建築物各部の質量算出の方法や、各部位の耐震能力の把握に求められる実験的データ等、上記指針に係る技術的な資料を集成し、あわせて既往の重要文化財（建造物）の耐震診断及び耐震補強事例を収集整理したものである。

文化庁では、平成7年1月の阪神・淡路大震災における国宝・重要文化財建造物及び重要伝統的建造物群保存地区の被害状況に鑑み、文化財建造物等の耐震性能に関する実態を把握し、それらの耐震性能の向上に係る方策について調査研究するため、「文化財建造物等の耐震性能の向上に関する調査研究協力者会議」を組織し、文化財建造物等の所有者等が自主的に地震被害の想定と対処案を策定するための指針として「文化財建造物等の安全性確保に関する指針」（平成8年1月）、上記指針に係る技術的な指針として「重要文化財（建造物）耐震診断指針」及び「重要文化財（建造物）所有者診断実施要領」（平成11年4月）を策定してきた。

本資料集に示された資料は、上記調査研究協力者会議の中で必要性を指摘された文化財建造物の耐震性能に係る実験的データの蓄積のために、文化庁が財団法人文化財保存技術協会に委託した「文化財建造物等の耐震性能の向上に関する試験研究」（平成8年度～10年度）に基づくものである。

試験研究はおもに次の3項目にわたって行った（下表参照）。

- 1) 供試体による耐震性能試験
- 2) 文化財建造物等の伝統建築を事例とする耐震性能解析
- 3) 診断・補強手法検討

1) 供試体による耐震性能試験では、既往研究の整理（1、目次の各項目に対応。以下同じ）を行った上で、個別の原寸大供試体を作成し実験データの補充を行った。具体的には、材料、部材の性状に関する試験として伝統的土壁の力学特性に関する実験（3、6）、組物の性状に関する試験として組物供試体の振動試験（5）、垂直構面の性状に関する試験として壁供試体の静的加力及び振動試験（2）、水平構面の性状に関する試験として茅葺、棧瓦葺等の供試体の静的加力試験（8）を行った。

また、2) 文化財建造物等の伝統建築を事例とする耐震性能解析として、構造特性の把握として、実大建物の三次元構造解析（9）、実大建物の常時微動測定をおこなった（4）。

さらに、3) 診断・補強手法検討として、診断手法の検討を行いながら、建築物各部重量の速算方法の検討（7）等を行った。

なお調査項目、調査結果のとりまとめは上記調査研究協力者会議及びワーキンググループ、文化庁建造物課が中心となって行った。

研究の成果をまとめた報告書原本は文化庁に所蔵した。本資料集は「重要文化財（建造物）耐震診断指針」において示した耐震診断に必要な試験研究を要約し、あらたに既往補強事例を収集整理した文化財建造物構造補強データベース案（10）を付与したものである。

本資料集を「重要文化財（建造物）耐震診断指針」に基づき文化財建造物等の耐震診断を行う際の既往研究資料として活用いただくとともに、文化財建造物構造補強データベースの今後の蓄積に御協力いただきたい。但し、それぞれの実験データの採用に際しては原本のデータを文化庁に照会いただく等、個別データの扱いには十分配慮いただきたく付記しておく。

（参考）文化財建造物等の耐震性能の向上に関する試験研究（平成8～10年度） *太字は本資料集掲載のものを示す

研究項目	内 容	実 施 方 法 等
【試供体による耐震性能試験】 1 既往研究の整理 1) 資料収集 2) データの資料化 2 実験データの補充 1) 材料・部材 2) 接合部 4) 垂直構面 5) 水平構面	文献リスト作成、常備化 統一的表示、空白部確認 土壁の強度 継手の強度 仕口の強度 組物の性状 壁の水平加力 柱傾斜復原力 軸組の挙動	文献目録作成 試供体水平加力試験（真壁及び大壁各種） 既往研究による 既往研究による 組物試供体振動試験（大斗肘木、平三斗、出三斗、出組） 試供体水平加力試験 既往研究による 小屋組試供体水平加力試験
【文化財建造物等の耐震性能解析】 3 構造特性の把握 1) 実大建物の解析 2) 実大建物の常時微動	常時微動測定・解析	茶室モデル振動試験 住宅系 仏堂系
【指針策定検討】 4 診断方法の検討	許容応力度・保有耐力、具体的な計算方法、診断項目の検討	壁の標準仕様 重量概算方法 建物種別毎の固有振動検討

目 次

1. 伝統的木造建築の構造に関する文献目録(建設省建築研究所 河合研究室).....	1
材料・部材(古材, 土壁, 切欠き) 接合部(継手, 仕口, 基礎研究, 組物) 構面(土壁塗, 板壁, 軸部, 柱傾斜) 建築物(解析, 静的加力, 振動実験, 常時微動測定, 振動特性・耐震性)に関する文献集	
2. 伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験(東京大学 坂本研究室+文建協+東急建設).....	5
土壁(中塗仕上)と板壁(縦板張)の実大模型による静的加力試験及び振動台実験	
3. 伝統的土壁の力学特性に関する実験(京都大学 西澤研究室).....	11
関西の伝統工法を用いた土壁の静的加力実験	
4. 文化財建造物の常時微動測定と古民家の構造特性(職業能率大学 前川研究室).....	17
民家, 三間堂, 庫裏, 大型の門などの常時微動測定(9例)と古民家の立体架構モデルを用いた応力解析	
5. 伝統的木造建築の組物の振動台実験(東京大学 坂本研究室+文建協+東急建設).....	31
埼玉県川越市にある喜多院慈眼堂の組物に倣って作製した, 大斗肘木, 平三斗, 出三斗, 出組の各実大モデルを用いた振動台実験	
6. 伝統土壁の耐震性能の評価に関する実験(京都大学 西澤研究室).....	45
兵庫県伊丹市にある旧岡田家住宅の大壁モデルを用いた静的加力実験	
7. 文化財建造物の重量計算について(横浜国立大学 大野研究室).....	52
仏堂, 民家のうち過去に解体修理され, 構成部材調書があるものから軸部・小屋組・屋根の概算重量を算出し, 平面規模と単位重量の速算法の調査・検討	
8. 伝統的木造建築物における水平構面造成に関する実験(建設省建築研究所 河合研究室)...	64
茅葺, 棧瓦葺, 棹縁天井, 格天井の実大モデルを用いた静的加力実験	
9. 実大茶室の振動実験(京都大学 西澤研究室).....	67
京都府大山崎町にある妙喜庵茶室(待庵)を参考にした実大モデルを用いた振動台実験	
10. 既往補強事例の収集と整理(構造補強データベース)(東京大学 清家研究室).....	76
重要文化財建造物の補強事例を收集整理(主に阪神大震災以後の修理例)	
民家(旧五十嵐家住宅, 彦部家住宅)	
寺院(慈眼寺庫裏, 本興寺方丈, 天徳寺山門・総門, 財賀寺仁王門)	
洋風(旧札幌農学校演武場(時計台))	

伝統的木造建築の構造に関する文献目録（～1998年）

1. 材料・部材

1-1 古材

小原二郎	木の文化	鹿島出版会	1972
坂 静雄	金堂構造の安定度判定に関する研究	文化庁蔵	1941. 3
	第二報 新古檜材の強度試験		
坂 静雄	金堂構造の安定度判定に関する研究	文化庁蔵	1942. 3
	第五報 新古檜材の匍匐に関する第一次試験		

1-2 壁土

坂 静雄	金堂構造の安定度判定に関する研究	文化庁蔵	1943. 2
	第六報 壁土強度試験第一部		

1-3 切欠き

杉山英男・中田和夫	木質系のはりの曲げ耐力と剛性に及ぼす欠き込みの影響	建築学会論文集No. 200	1972. 10
杉山英男	引張側欠き込みをもつ木質系のはりの曲げ耐力低下のメカニズムに関する若干の考察	建築学会論文集No. 201	1972. 11

2. 接合部

2-1 継手

後藤一雄	追掛大栓継の引張強度について	建築学会大会梗概集	1979. 9
後藤一雄	鎌継の引張強度について	建築学会大会梗概集	1982. 10
杉山英男・西浦忠輝	古建築構造材の力学的研究	文部省科研費報告書	1980. 3
	一継手の強度について一		
河合直人・藤井毅	木構造の継手仕口（Ⅰ）	木材学会大会要旨集	1983. 4
	一接合効率について一		
藤井毅・河合直人	木構造の継手仕口（Ⅱ）	木材学会大会要旨集	1983. 4
	一応力解析について一		
河合直人・藤井毅他	伝統的木造継手の実験的研究（曲げ試験）	建築学会大会梗概集	1983. 9
河合直人・藤井毅	木構造の継手仕口（Ⅲ）	木材学会大会要旨集	1984. 4
	一ねじり試験について一		
河合直人・藤井毅	木構造の継手仕口（Ⅳ）	木材学会大会要旨集	1984. 4
	一手加工と機械加工の比較について一		
河合直人	鎌継の弾性解析	建築学会大会梗概集	1986. 8
軽部正彦・小松幸平	伝統的継手を用いた集成材接合部の力学的性能 その1 引張試験	建築学会大会梗概集	1995. 8
軽部正彦・小松幸平	伝統的継手を用いた集成材接合部の力学的性能 その2 曲げ試験	建築学会大会梗概集	1996. 9
河合直人	継手仕口の種類・性能と適切な配置を知る	建築知識スーパーブック	1996. 1

2-2 仕口

田辺平学・狩野春一他	木造柱梁接合部の強度並に剛度に関する実験	建築学会大会論文集	1936. 3
	耐震耐風木構造に関する研究第3報		
内田祥三	木造仕口の実験的研究	建築学会大会論文集	1936. 7
河野輝夫	木造柱梁仕口強度及び剛節度の実験的研究	建築学会大会論文集	1938. 4
飯塚五郎蔵・石井卓郎	和風仕口の引張耐力試験	建築学会大会梗概集	1977. 10
飯塚五郎蔵・石井卓郎他	和風仕口の引張耐力試験（第2報）	建築学会大会梗概集	1978. 9
飯塚五郎蔵・高橋喜代志	木造仕口の剛節度試験（1）伝統構法	建築学会大会梗概集	1985. 10
河合直人・坂本功他	木造桁一梁仕口のせん断試験	建築学会大会梗概集	1984. 10
	一耐雪住宅における仕口の耐力、剛性一		
安達文男・河合直人	木造（桁一梁）仕口のせん断実験、	建築学会大会梗概集	1985. 10
	一兜蟻大入れ蟻掛け仕口のせん断、曲げ、せん断+曲げ試験一		
安達文男・河合直人	木造（柱一梁）仕口のせん断実験（その3）	建築学会大会梗概集	1986. 8
	一耐雪住宅における仕口の耐力、剛性一		
藤田香織・坂本功他	伝統的木造建築における柱貫接合部の実験的研究（その1）	建築学会大会梗概集	1996. 9
河合直人	継手仕口の種類・性能と適切な配置を知る	建築知識スーパーブック	1996. 1
W. S. King 他	Joint characteristics of traditional Chinese wooden frames	Engineering Structures Vol. 18 No. 8	1996
R. J. Schmidt 他	Design of Joints in Traditional Timber Frame Buildings	Proc. of IWEC' 96	1996. 10

2-3 基礎研究

後藤一雄他	木造突付並胴付仕口の変形に関する実験的研究	建築学会大会梗概集	1979. 9
-------	-----------------------	-----------	---------

稲山正弘	木材のめり込みに関する研究	建築学会大会梗概集	1993. 9
------	---------------	-----------	---------

3. 組物

坂 静雄	金堂構造の安定度判定に関する研究	文化庁蔵	1941. 3
	第一報 斗の圧縮試験		
藤田香織・木村正彦他	伝統的木造建築の組物の振動台実験（その3）地震波加振	建築学会大会梗概集	1998. 9
木村正彦・大橋好光他	伝統的木造建築の組物の振動台実験（その4）組物の上下振動特性	建築学会大会梗概集	1998. 9
林知行・軽部正彦他	古代伝統木造架構の実大水平加力実験	建築学会大会梗概集	1998. 9

その1 概要と斗組架構実験

4. 構面

4-1. 土塗壁

河野輝夫	木造壁体の剪断抵抗の実験的研究	建築学会論文集	1938.2
田辺平学・勝田千利他	水平交番荷重を受ける木造有壁骨組（真壁）の実験	建築学会大会論文集	1938.4
久田俊彦	木造壁体の耐力に関する研究	建築学会論文集	1951.2
金谷紀行	耐力壁と接合部の耐力	建築雑誌1170	1980.9
石田和人	在来構法による木造耐力壁のせん断耐力実験	建築学会大会梗概集	1981.9
杉山英男・安藤直人	文化財構造物の構造力学的研究	文部省科研費報告書	1984.3
（住木センター）	貫構造・差鴨居構造設計方法の開発	木造軸組構法等の開発業務報告書	1986.3
伊藤倫頭・長稔他	塗り土壁のせん断耐力に関する実験的研究 （その1. 研究概要および材料試験）	建築学会大会梗概集	1995.8
長稔・伊藤倫頭他	塗り土壁のせん断耐力に関する実験的研究 （その2. せん断加力実験）	建築学会大会梗概集	1995.8
西澤英和	伝統的な真壁の耐震性を考える	まちなみ	1997.5
安田一男・橋本孝他	伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その1 概要と静加力試験	建築学会大会梗概集	1997.9
藤田香織・坂本功他	伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その2 土壁の地震波加振	建築学会大会梗概集	1997.9
森田仁彦・柳澤孝次他	伝統的木造建築の構造性能評価 その1 土壁のせん断実験	建築学会大会梗概集	1998.9

4-2. 板壁

杉山英男・安藤直人	文化財構造物の構造力学的研究	文部省科研費報告書	1984.3
木村正彦・藤田香織他	伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その3 板壁・通し貫の地震波加振とまとめ	建築学会大会梗概集	1997.9

4-3. 垂れ壁

杉山英男・安藤直人	文化財構造物の構造力学的研究	文部省科研費報告書	1984.3
-----------	----------------	-----------	--------

4-4. 軸組（貫・差鴨居）

坂 静雄	金堂構造の安定度判定に関する研究 第四報 社寺骨組の力学的研究 （第二部）貫の耐力	文化庁蔵	1942.3
（住木センター） 後藤一雄	貫構造・差鴨居構造設計方法の開発 貫通仕口による木造ラーメン（大黒柱）構造の研究（その1）	木造軸組構法等の開発業務報告書 建築学会論文報告集	1986.3 1986.8
後藤一雄 上村克郎他	貫を用いた軸組構法の開発のための研究	建築学会「木質構造設計ノート」 建築学会大会梗概集	1987.10 1985.
杉山英男他	差し鴨居構造による軸組の水平せん断試験	建築学会大会梗概集	1990.10
前川秀幸・河合直人	貫構造の振動特性に関する研究	建築学会大会梗概集	1991.9
前川秀幸・河合直人	貫構造の振動特性に関する研究 その2. 貫壁と筋かい壁の強制振動実験	建築学会大会梗概集	
藤田香織・坂本功他	伝統的木造建築における柱貫接合部の実験的研究（その1）		

4-5. 軸組（大黒柱）

金井清	家屋の大黒柱又は類似部の耐震的効果	地震研究所彙報	1938.6
後藤一雄	貫通仕口による木造ラーメン（大黒柱）構造の研究（その1）	建築学会論文報告集	1986.8

4-6. 柱傾斜

坂 静雄	金堂構造の安定度判定に関する研究 第三報 社寺骨組の力学的研究 （第一部）柱の安定復原力	文化庁蔵	1942.3
坂 静雄	金堂構造の安定度判定に関する研究 第八報 社寺骨組の力学的研究	文化庁蔵	1944.4
坂 静雄	第四部法隆寺金堂内陣架構1/2模型の引倒し抗力及復原力 社寺骨組の力学的研究 （第1部 柱の安定復原力）	建築学会論文集大会号	1941.4
坂 静雄	社寺骨組の力学的研究 （第2部 貫の耐力）	建築学会論文集大会号	1941.4
河合直人	古代木造建築の柱傾斜復原力に関する模型実験	建築学会大会梗概集	1991.9
河合直人	古代木造建築の柱傾斜復原力と耐力壁の効果に関する実大実験	建築学会大会梗概集	1993.9
中尾好昭・丹羽博亨	古代木造建築における柱、頭貫、肘木、などから成る部分構造例の縮尺模型実験・解析	建築学会大会梗概集	1993.9
S.K.Malhotra, Y.Jin	Behavior of Simple Bent in Traditional Chinese Timber Buildings	Proc. of ITEC'90	1990.10
N.Kawai	Column Rocking Resistance in Japanese Traditional Timber Buildings	Proc. of IWEC'96	1996.10
T.Hayashi, M.Karube 他	Restoring Properties of Japanese Traditional Wooden Frame	Proc. of 5th WCTE	1998.8
軽部正彦・林知行他	古代伝統木造架構の実大水平加力実験 その2 実大架構実験と履歴性状	建築学会大会梗概集	1998.9

5. 建築物

5-1. 解析

K. Sezawa and K. Kanai	On the seismic Vibrations of a Gozyunoto (Pagoda)	地震研究所彙報 Vol. 14, Part 4	1936
K. Sezawa and K. Kanai	Further Studies on the seismic Vibrations of a Gozyunoto (Pagoda)	地震研究所彙報 Vol. 15, Part 1	1937
K. Sezawa and K. Kanai	Studies on the seismic Vibrations of a Gozyunoto III	地震研究所彙報 Vol. 16, Part 1	1938
K. Kanai	Aseismic Properties of a Daikoku-basira	地震研究所彙報 Vol. 16, Part 2	1938
小木曾潔史・片岡靖夫他	伝統的工法による軸組構造の構造特性 (東大寺南大門の構造的考察)	建築学会大会梗概集	1993. 9
本間学他	伝統木構造の水平耐力	建築学会大会梗概集	1982. 10
河合直人・前川秀幸	民家の振動特性に関する研究 その2. 平面型振動モデルの適用	建築学会大会梗概集	1989. 10
三井所清典・大倉靖彦他	木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討 その1~その6	建築学会大会梗概集	1998. 9

5-2. 静的加力

大沢朕・村上雅也他	木造家屋の耐震性に関する研究 (第1報)	東大地震研彙報	1967. 6
杉山英男・野口弘行他	松代地震に関連して行った木造家屋の耐震試験結果について	建築学会大会梗概集	1985. 10
杉山英男・野口弘行他	江戸時代に建てられた農家の水平加力試験結果	建築学会論文報告集	1986. 2
坂本功・河合直人他	江戸時代に建てられた農家の水平加力試験結果	建築学会大会梗概集	1985. 10
河合直人・山下伸夫他	伝統的木造住宅の水平加力ならびに振動実験 その1. 建物概要と実験の目的・方法	建築学会大会梗概集	1985. 10
菊池憲一・坂本功他	伝統的木造住宅の水平加力ならびに振動実験 その2. 水平加力実験	建築学会大会梗概集	1985. 10
杉本賢司・柳沢孝次他	伝統的木造建築の構造診断 その1: 築160年の寺院の概要と部材調査 (神龍寺)	建築学会大会梗概集	1996. 9
山田敏夫・柳沢孝次他	伝統的木造建築の構造診断 その2: 非破壊試験	建築学会大会梗概集	1996. 9
森田仁彦・柳沢孝次他	伝統的木造建築の構造診断 その3: 耐力実験方法 (神龍寺)	建築学会大会梗概集	1996. 9
	伝統的木造建築の構造診断 その4: 築160年の寺院の合板補強実験 (神龍寺)	建築学会大会梗概集	1996. 9

5-3. 振動実験(起振機・自由振動)

大森房吉	五重塔の振動に就きて	建築雑誌第415号	1921. 6
金井清	筋違及び大黒柱の耐震効果を確かめんとする木造家屋の振動実験	地震研究所彙報 Vol. 20 Part4	1942
金井清	筋違及び大黒柱の耐震効果を確かめんとする木造家屋の振動実験 (続報)	地震研究所彙報 Vol. 21 Part1	1943
大沢朕・村上雅也他	木造家屋の耐震性に関する研究 (第1報)	東大地震研彙報 Vol. 45	1967. 6
平野英治・肥山央他	松代地震に関連して行った木造家屋の耐震試験結果について	九大応力研究所報	1982
杉山英男・野口弘行他	木造多重塔の振動	第56号	1985. 10
杉山英男・野口弘行他	一筑後清水寺三重塔の振動特性	建築学会大会梗概集	1985. 10
山下伸夫・河合直人他	江戸時代に建てられた農家の水平加力試験結果	建築学会論文報告集	1986. 2
河合直人・前川秀幸	江戸時代に建てられた農家の水平加力試験結果	建築学会大会梗概集	1985. 10
前川秀幸・河合直人	伝統的木造住宅の水平加力ならびに振動実験 その3. 強制振動実験	建築学会大会梗概集	1988. 10
河合直人・前川秀幸	民家の強制振動実験	建築学会大会梗概集	1989. 10
河合直人・前川秀幸	民家の振動特性に関する研究	建築学会大会梗概集	1992. 10
山辺克好・金井清	その1. 根太天井の振動特性に及ぼす影響	建築学会大会梗概集	1992. 10
	その3. 土壁施工後の強制振動実験と常時微動測定	日大生産工学部報告	1988. 12

5-4. 常時微動測定

山辺克好・浜保文雄他	五重塔の耐震性について (序報)	建築学会大会梗概集	1974. 10
山辺克好・森本富夫	五重塔の耐震性について (一報)	建築学会大会梗概集	1976. 10
山辺克好・金井清	五重塔の耐震性に関する研究	日大生産工学部報告	1988. 12
河合直人・前川秀幸	民家の振動特性に関する研究	建築学会大会梗概集	1992. 10
前川秀幸・河合直人	その3. 土壁施工後の強制振動実験と常時微動測定	建築学会大会梗概集	1993. 9
井上康子・前川秀幸他	民家の振動特性に関する研究	建築学会大会梗概集	1994. 3
井上康子・前川秀幸他	その4. 東日本古民家の常時微動測定	建築学会関東支部	1994. 3
井上康子・前川秀幸他	民家の振動特性に関する研究	建築学会大会梗概集	1994. 9
井上康子・前川秀幸他	その6. 一列型民家の常時微動実験	建築学会大会梗概集	1995. 8
山辺克好・浜保文雄他	民家の振動特性に関する研究	建築学会大会梗概集	1974. 10
	その7. くど・漏斗造の古民家の常時微動実験	建築学会大会梗概集	1974. 10
	五重塔の耐震性について (序報)	建築学会大会梗概集	1974. 10

山辺克好・森本富夫	五重塔の耐震性について (一報)	建築学会大会梗概集	1976.10
山辺克好・金井清	五重塔の耐震性に関する研究	日大生産工学部報告	1988.12
金多潔・西澤英和他	歴史的建造物の振動観測	都市耐震センター研究報告	1994.4
河合直人・内田昭人他	木造層塔と煉瓦造建築の常時微動観測	建築学会大会梗概集	1995.8
内田昭人・河合直人他	伝統的木造建築物の振動特性 その1. 平城宮跡復元建物の常時微動測定	建築学会大会梗概集	1996.9
河合直人・内田昭人他	伝統的木造建築物の振動特性 その2. 法隆寺五重塔の常時微動測定	建築学会大会梗概集	1996.9
前川秀幸・内田昭人他	伝統的木造建築物の振動特性 その3. 法隆寺金堂および中門の常時微動測定	建築学会大会梗概集	1996.9
内田昭人・河合直人他	伝統的木造建築物の振動特性 その4. 法隆寺大講堂の常時微動	建築学会大会梗概集	1997.9
河合直人・内田昭人他	伝統的木造建築物の振動特性 その5. 薬師寺東塔及び西塔の常時微動測定	建築学会大会梗概集	1997.9
前川秀幸	伝統的木造建築物の振動特性 その6. 薬師寺東院堂および東大寺転外門の常時微動測定	建築学会大会梗概集	1997.9
H. Maekawa, N. Kawai	重要文化財建造物の常時微動特性 Microtremor Measurement on Japanese Traditional Wooden Houses, Which Are Important Cultural Properties	Proc. of 5th WCTE	1998.8
A. Uchida, N. Kawai 他	Dynamic Characteristics in Japanese Traditional Timber Buildings	Proc. of 5th WCTE	1998.8
前川秀幸・内田昭人他	伝統的木造建築物の振動特性 その7. 清水寺仁王門と南禅寺三門の常時微動測定	建築学会大会梗概集	1998.9
5-5. 振動特性・耐震性			
真島健三郎	「地震と建築」	丸善	1930
斎田時太郎	名古屋城天守閣の耐震性に就て	地震研究所彙報 Vol. 16 Part1	1938
R. Tanabashi	Earthquake Resistance of Traditional Japanese Wooden Structures	Proc. 2nd WCEE	1960.7
棚橋諒	日本の木造建築の伝統と耐震性	建築雑誌	1960.10
久田俊彦	「改訂版 地震と建築」 P. 120 表-6.2 木造建物(塔)の高さと周期	鹿島出版会	1982.4
Hu Shping	The Earthquake-Resistant Properties of Chinese Traditional Architecture	Earthquake Spectra Vol. 7 No. 3	1991
金多 潔・西澤英和他	古建築の保存修理の最近の話題 文化財建造物の構造補強への新素材の利用について	STRUCTURE	1992.10
上田篤 編	「五重塔はなぜ倒れないか」	新潮選書	1996.2
西澤英和	伝統木造建築の耐震性と耐震補強の流れ	月刊「文化財」	1996.2
金多潔・西澤英和	「阪神淡路震災における社寺建築の破損 に関する調査研究」	文建協叢書2	1996.3
加藤邦夫編	阪神淡路大震災と歴史的建造物	至文閣	1998.2
5-6. 補強			
金多潔・西澤英和他	鉄骨による文化財建造物の構造補強について	建築学会論文報告集	1989.5
西澤英和・金多潔他	清水寺三重塔の場合 層塔の構造形式に関する力学的な考察	建築史学	1989.9
金多潔・西澤英和他	鉄骨による構造補強を巡って一 古建築の保存修理の最近の話題	STRUCTURE	1992.10
西澤英和	文化財建造物の構造補強への新素材の利用について 隠された鉄 歴史的建造物にみる鉄材補強	建築と社会	1997.2
5-7. 修理工事報告書			
(主として阪神・淡路大震災以後に刊行された木造の重要文化財建造物の修理工事報告書のうち耐震診断等の記述を伴うもの)			
重要文化財	旧五十嵐家住宅保存修理工事報告書	会津坂下町	1997.3 (福島県)
重要文化財	旧三戸部家住宅保存修理工事報告書	伊達市	1997.3 (北海道)
重要文化財	慈眼寺庫裏保存修理工事報告書	慈眼寺	1997.3 (山梨県)
重要文化財	山田大王神社本殿他修理工事報告書	山田大王神社	1997.10 (熊本県)
重要文化財	吉原家住宅納屋修理工事報告書	吉原久司	1998.1 (広島県)
重要文化財	旧呉服座保存修理工事報告書	博物館明治村	1998.2 (愛知県)
重要文化財	長遠寺本堂・多宝塔保存修理 (災害復旧) 工事報告書	長遠寺	1998.3 (兵庫県)
重要文化財	本興寺方丈・開山堂保存修理 (災害復旧) 工事報告書	本興寺	1998.3 (兵庫県)
重要文化財	旧神戸居留地十五番館修理工事報告書	ノザワ	1998.3 (兵庫県)
重要文化財	法華経寺祖師堂保存修理工事報告書	法華経寺	1998.3 (千葉県)
重要文化財	雨錫寺阿弥陀堂修理工事報告書	雨錫寺	1998.3 (和歌山県)
重要文化財	旧札幌農学校演武場保存修理工事報告書 (時計台)	札幌市	1998.9 (北海道)
重要文化財	地藏院本堂・鐘楼保存修理工事報告書	地藏院	1998.10 (三重県)
重要文化財	財賀寺仁王門保存修理工事報告書	財賀寺	1998.12 (愛知県)
重要文化財	天徳寺山門・総門保存修理工事報告書	天徳寺	1998.12 (秋田県)
重要文化財	吉田家住宅修理工事報告書	吉田家住宅修理委員会	1998.12 (埼玉県)
重要文化財	大安寺本堂修理工事報告書	大安寺	1999.1 (大阪府)
重要文化財	旧岡田家住宅保存修理工事報告書 (災害復旧)	伊丹市	1999.3 (兵庫県)
重要文化財	専修寺如来堂・総門修理工事報告書	専修寺	1999.3 (栃木県)
重要文化財	彦部家住宅主屋保存修理工事報告書	彦部敏郎	1999.3 (群馬県)

伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験

その1 概要と静加力試験

安田 一男

橋本 孝

坂本 功

大橋好光

川久保政茂

木村正彦

X 3. 振動実験、静加力試験 Y 7. 伝統的木造建築 Z 2. 小変形時荷重

1・はじめに

本研究は、伝統的木造建築の主要な水平力抵抗要素の1つである、壁体のうち、特に土壁・板壁・小壁を対象として振動台による地震波加振を行うことにより、その耐震性を評価すること、また伝統的木造建築の力学的な挙動に関する基礎資料を得ることを目的としている。

2・試験体

試験体は、幅2m×奥行き2m×高さ2.7mの箱形とし、向かい合う面は同一仕様とした。各試験体の仕様を図-1に、名称を以下に示す。

TK : T (全面土壁) + K (小壁 (仕様は土壁と同じ))

TR : T (全面土壁) + R (無目鴨居のみの欄間)

IN : I (縦板壁) + N (3段の通し貫)

更に、試験体TKを土壁が破損するまで加振した後、土壁面に合板による補強を行い、他の試験体と同様の加振を行った (以降試験体TKと区別するためにTKBと記す)。

試験体は、重要文化財等に指定されている住宅系建築を想定した実大部分模型で、その仕様は次のとおりである。土壁は外部を中塗り、内部は荒壁裏返し、塗厚60mmとした。壁の下地は割竹を用い、縦横に間渡し竹を柱と貫の間に配し (貫には釘止め、柱際は間渡し穴に挿入)、間渡し竹の間に下地縄で下地竹を千鳥搔けに搔き付けた。板壁は、幅200mm厚さ24mmの檜板による縦板壁とした。軸部には、内側に配した栈木に釘止めし、各板傍は突き付けとした。土壁、板壁とも軸部は柱、桁、土台と3段の通し貫であり、貫は柱に両楔 (スギ) 締めとしている。試験体INの通し貫は、土壁、板壁の軸部だけの状態と同じである。

試験体の材料は、貫がスギ、その他の軸部は全てヒノキとした。また、土壁は約2ヶ月養生した。

各試験体は天井面までとし、天井面には合板 (厚15mm) を釘止めした。また、屋根荷重として合計1tonの重りを均等に設置した。

各試験体脚部にはホールダウン金物 (以降HD金物と略記) を設置し、HD金物の有無による影響を考察した。ただし、HD金物は安全装置としての機能にも期待したため、取り外すことはせず、脚部の浮き上がりが1.5cmまでは抵抗しない程度に弛めた。

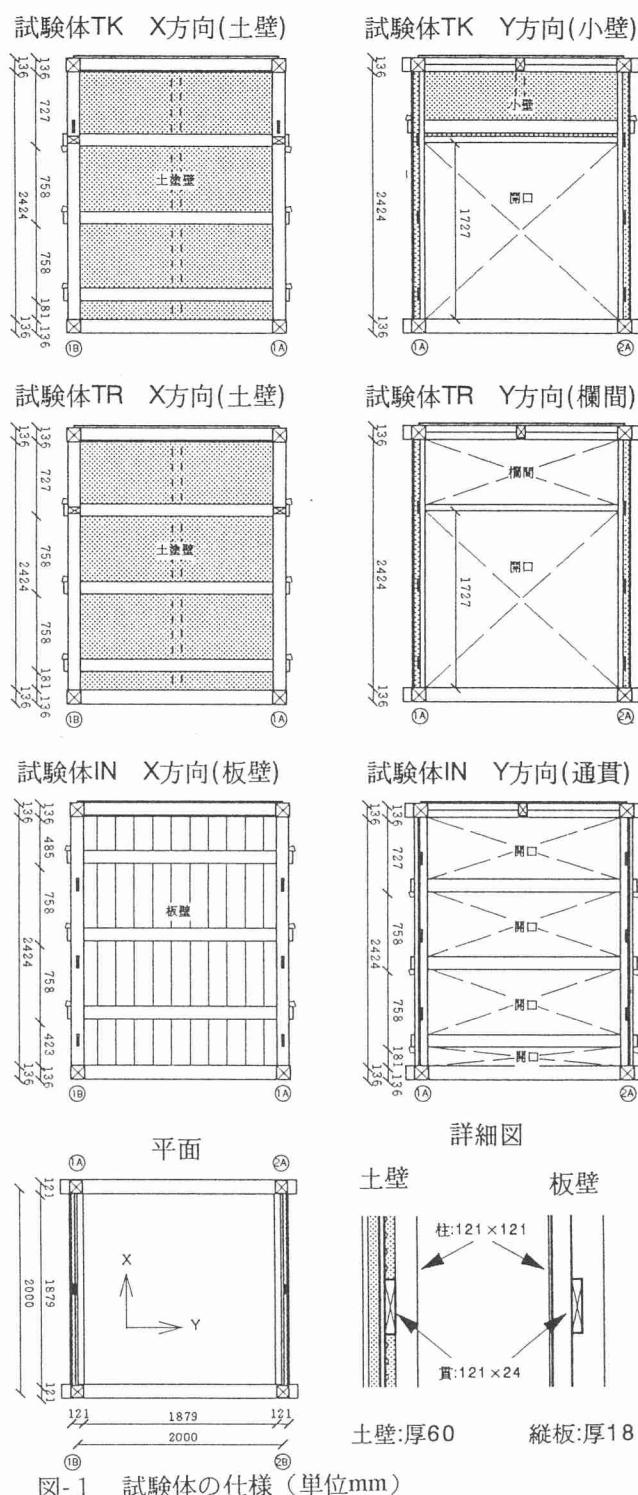


図-1 試験体の仕様 (単位mm)

3・実験方法

実験は、まず小変形の静加力試験を変位制御で行った後に、地震波等による振動台加振を行った。試験体各部の加速度・歪み・変位等を計測し、壁・貫等の主要な構造要素が破損するまで加振を行った。

4・入力地震動

本実験では、1995年兵庫県南部地震の際にJR鷹取駅（神戸市須磨区）で観測された加速度記録（以降JR鷹取波と記す）を基本波として採用している。観測諸元を表-1に示す。振動台のストローク長の関係から座標軸を反時計回りに40度回転させることで、振動台のX軸が須磨断層に直角な成分（R成分と略記）を、Y軸が須磨断層に平行な成分（T成分と略記）になるようにしている。表-2に、JR鷹取波を試験体が振動台上にのっていない状態で3次元フルスケール加振したときに測定した振動台の絶対加速度、速度、変位の測定最大値を示す。JR鷹取波の特徴としては、R成分は1.2秒付近が、T成分は0.2、0.3、0.4秒付近が卓越している点と、R成分の変位が片振幅50cmと非常に大きい点が挙げられる。

5・加振スケジュール

表-3に加振スケジュールの概要を示す。各試験体とも1次元加振（以降、X及びY方向1次元加振を1D-X、1D-Yと略記）を中心とし、中小レベルを25kine、大レベルはフルスケール加振を基本とし、試験体の損傷状況に鑑みながら加振を行った。また、地震波加振の前後には試験体の固有振動数の変化を特定することを目的として、常時微動の測定、及びホワイトノイズ（以降ホワイト波と記す）による加振を行った。

6・静加力試験

振動台加振に先立って、1/1000rad.から1/250rad.程度までの静加力試験を行った。試験は、静的単調載荷試験とし、目標層間変形角までの載荷と除荷時の荷重、各部位の変位、歪みを測定した。実験は、試験体上部を振動台脇に設置した鉄骨柱に固定し、振動台を目標層間変位まで移動することによって実施した。

静加力試験の結果を表-4に示す。この結果から、HD金物の状態が、小変形時の静的剛性に影響を及ぼすことが分かる。HD金物を締めると、土壁は1.2倍（1/750rad.時）、通し貫は1.5倍（1/270rad.時）、欄間は1.6倍（1/520rad.時）に、剛性が高くなっている。また、HD金物の影響は、剛性の低い構面ほど顕著に認められる。

静的剛性は土壁、小壁、板壁、通し貫の順に高く、変形が大きくなるにつれ減少する。

参考文献

1 中村、上半、井上：1995年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析（2）、JR地震情報、No.23d、（財）鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部

表-1 JR鷹取波の観測諸元（文1）

観測点	JR神戸線鷹取駅構内（神戸市須磨区）			
地震計所有者	西日本旅客鉄道株式会社（JRの警報地震計）			
観測者	財団法人	鉄道総合技術研究所	ユレダス開発推進部	
地震計	SM-10A 圧電型加速度計			
震央距離	11.3 Km			
測定方位	57°			
最大加速度	（公式発表値 616 Gal）			単位：Gal
原波	NS 606	EW 657	UD 279	
5Hz LP FIL.	NS 595	EW 543	UD 161	PGA 730
40度回転波最大加速度				
原波	R 741	T 624	UD 279	PGA 743

上記の数値はJR総研による。

表-2 JR鷹取波3次元フルスケール加振における振動台の最大計測値

成分		加速度 Gal	速度 Kine	変位 cm
X方向	R成分	818	135	50.0
Y方向	T成分	566	55	18.0
Z方向	上下成分	227	13	4.9

表-3 加振スケジュール

試験体	加振方向	中小レベル	大レベル
TK	X（土壁）	R25kine	R135kine 1/10波200gal
	Y（小壁）	R10kine	R25kine
TKB	X（土壁+合板）	R25kine	R135kine
	Y（小壁）	R、T25kine	T55kine
TR	X（土壁）	R、T25kine	R、T75kine
	Y（欄間）	1/10波20gal	なし
IN	X（板壁）	R、T25kine	R、T75kine
	Y（通し貫）	R、T25kine	R、T50kine

*JR鷹取波R成分。Tは同波T成分を示す。

表-4 静加力試験結果

加力方向	柱脚状態	荷重 kg	層間変位 mm	層間変形角 rad.	静的剛性 kg/cm
TK					
X（土壁）	HD締め	370	1.36	1/ 1889	2727
Y（小壁）	〃	147	2.34	1/ 1094	630
TR					
X（土壁）	HD締め	341	1.56	1/ 1641	2188
〃	〃	674	3.39	1/ 756	1992
〃	HD弛め	290	1.85	1/ 1388	1572
〃	〃	595	3.44	1/ 744	1730
Y（欄間）	HD弛め	41	4.94	1/ 519	83
〃	HD締め	38	2.64	1/ 970	142
〃	〃	64	4.90	1/ 522	132
IN					
X（板壁）	〃	183	5.54	1/ 462	330
Y（通し貫）	HD弛め	147	2.34	1/ 1094	630
〃	〃	115	9.47	1/ 270	121
〃	HD締め	174	9.35	1/ 274	186

藤田	香織
坂本	功
大橋	好光
木村	正彦

1・はじめに

2・実験結果

ここで、層せん断力は屋根面の加速度に試験体の質量（1 質点形モデルとして試験体の上半分の質量に重り 1ton の質量を加えた値）を掛けた値、剛性は P - δ 曲線の層せん断力が最大と最小の点を直線で結んだ線の傾きとした。また、加速度、層間変位はそれぞれ加速度計、変位計の計測値を用いた。

土壁

実験から、土壁は約 $1/55$ から $1/60$ rad.でせん断破壊し、その最大耐力はHD金物を締めた状態で3000kgf程度であった。また、観測された最大の応答加速度は2000galであり、その際の増幅率は約2倍であった。観測された最大の変形角は $1/32$ rad.であったが、倒壊には至らず、軸部に損傷は認められなかった。

R成分では、135kineでも破壊にいたらなかったが、T成分では75kineで土壁がせん断破壊した。これは、JR鷹

表-1 地震波加振結果

試験体	加振方向	加振波名称	最大層せん断力			動的剛性 kgf/cm	最大変位 mm	最大変形角 rad.	最大加速度		増幅率
			層せん断力 kgf	層間変位 mm	層間変形角 rad.				振動台 gal	屋根上 gal	
TK 土壁+小壁	1D-X 土壁	JR鷹取波(R) FullScale(135kine) HD弛め+Y仮筋かい	2335	28.8	1/89	1030	29.5	1/87	849	1308	1.54
	1D-X 土壁	SineSweep 200gal(20s/振動数) HD締め+Y仮筋かい	2333	42.0	1/61	570	45.4	1/56	251	1307	5.21
TKB 土壁+小壁 +合板	1D-X 土壁+合板	JR鷹取波(R) FullScale(135kine) HD弛め+Y仮筋かい	1680	1.8	1/1398	11150	3.1	1/826	885	941	1.06
	1D-Y 小壁	JR鷹取波(T) FullScale(55kine) HD弛め	1630	87.9	1/29	168	88.8	1/29	659	898	1.36
TR 土壁+欄間	1D-X 土壁	JR鷹取波(T) 50kine HD弛め+Y仮筋かい	2586	22.7	1/113	1347	23.2	1/110	621	1536	2.47
	1D-X 土壁	JR鷹取波(T) 75kine HD締め+Y仮筋かい	3377	47.4	1/54	893	80.5	1/32	878	2006	2.28

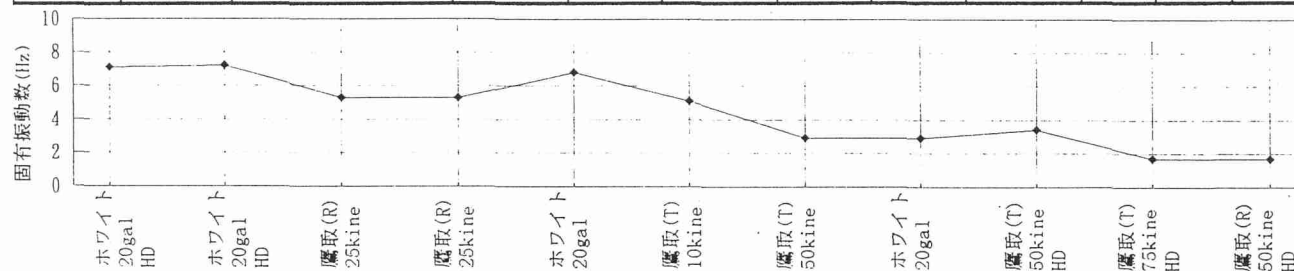


図-1 試験体TR土壁方向の固有振動数の変化 加振波名称

取波の周波数成分と土壁の固有周期の関係と考えられる。土壁 (TR) は加振前の常時微動の測定からは、固有振動数がHDを締めた状態で8.7Hz、弛めた状態では8.2Hzであった。

小壁

小壁の加振は、TK加振後土壁面 (小壁と直交方向) を合板で補強した状態 (TKB) で行った。表-1に示した、JR鷹取波T成分55kineの加振により、北側の小壁は小舞竹が柱の間渡し穴から抜け、小壁の土壁部分上半分が柱から外れた。最大層せん断力は土壁のその約1/2で1600kgfで、その際の層間変形角は1/29rad.であった。最大加速度は屋根上で900gal、増幅率は1.36倍であった。加振後解体調査の結果軸部に損傷は認められなかった。大加振前の固有振動数は、常時微動の測定からはHDを締めた状態で2.9Hz、弛めて2.3Hzであった。

土壁 + 合板

試験体TK破壊後の固有振動数は、常時微動の測定から4.3Hzであったが、合板補強を行うことにより11.3Hzになり剛性が上がったことが分かる。表-1には、合板補強を行った土壁方向のJR鷹取波135kine加振の結果を示している。これによると、補強を行った場合 (TKB) は、TK (補強を行っていない比較的健全な土壁) に同じ加振を行った場合と比較して、変位が1/10程度に抑えられたことが分かる。JR鷹取波R成分135kine加振でも試験体に損傷は認められず、最大耐力は特定されなかった。

3・破壊過程

図-3には土壁の破壊過程を示した。土壁の破壊はまず、静加力試験及び試験体の移動により、ちり周りや中央縦の塗り込め貫に沿って不連続に細い亀裂が観測された。次に、中央縦の塗り込め貫に沿って縦に亀裂が通り、土壁が実質的に2枚に割れた。最終的には、通し貫の位置で土壁が大きくせん断破壊した。TK、TRとも3段ある貫のうち中段の貫の位置での土壁の破壊が顕著であった。解体調査の結果、土壁の亀裂は竹小舞と貫の重なる部分で土壁の塗り厚が薄いところに沿って入っていることが分かった。また、軸部にはTK、TR、TKBとも被害が観測されなかった。

小壁は、ちり周りに亀裂が入った後、竹小舞の間渡しし竹が柱の間渡し穴から抜けることによって破壊した。また、土壁 + 合板は破壊には至らなかった。

4・まとめ

本実験の結果から、土壁は1/55から1/60rad.程度でせん断破壊すること、HD金物を締めた状態では約840kgf/mの耐力を有することが確認された。また、小壁は、最大耐力で土壁の約1/2であり、その際の層間変形角は約1/30rad.であることが確認された。

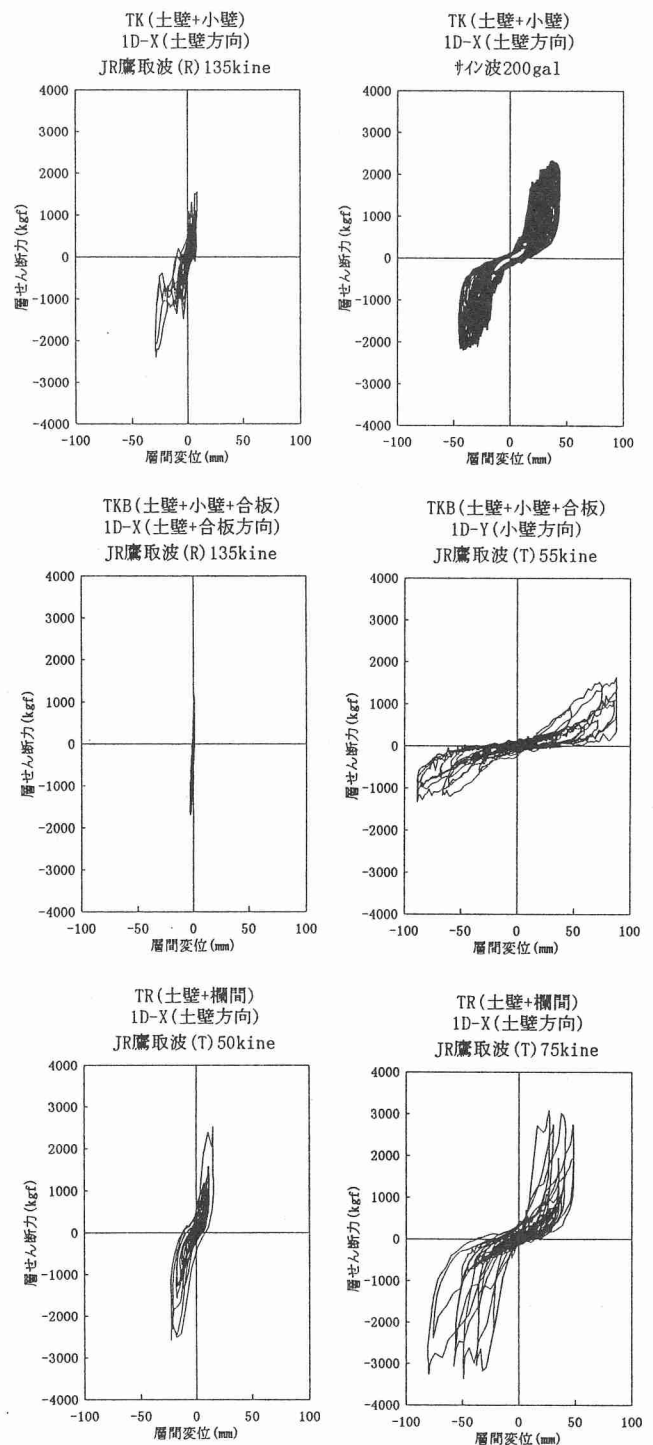


図-2 荷重-層間変位曲線

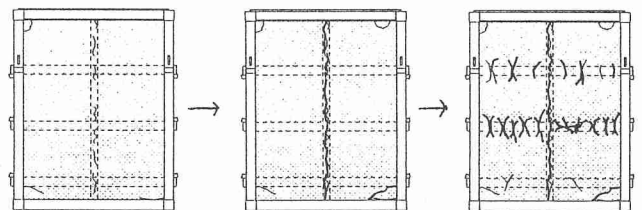


図-3 土壁の破壊過程

伝統的木造建築の壁体に関する振動台実験 その3 板壁・通し貫の地震波加振とまとめ

木村 正彦
藤田 香織
大橋 好光
坂本 功

X 3. 振動実験 Y 2. 通し貫 Y 6. 板壁 Y 7. 伝統的木造建築 Z 3. 地震応答

1. はじめに

その3では、同題その1、その2で紹介した伝統的木造建築の壁体の振動台加振に関して、主に板壁・通し貫の地震波加振結果と、同題全体のまとめを述べる。

2. 実験結果

表-1に、試験体IN(板壁+貫)の大レベルの地震波加振の結果を、図-1に各加振による荷重-層間変位曲線(以降P- δ 曲線と記す)を示した。ただし、各値の算出方法は同題その2に述べた。以下に壁種類(板壁、通し貫)ごとの実験結果について述べる。

板壁

試験体INの板壁方向は、JR鷹取波T成分75kine加振で破壊に達し、固有振動数が1.3Hzから0.7Hzに低下した。層せん断力は最大で約1tonfであり、その際の層間変形角は1/18rad.であった。最大加速度は屋根上で約850galであり、振動台加速度よりも低く、その増幅率は0.88倍であった。

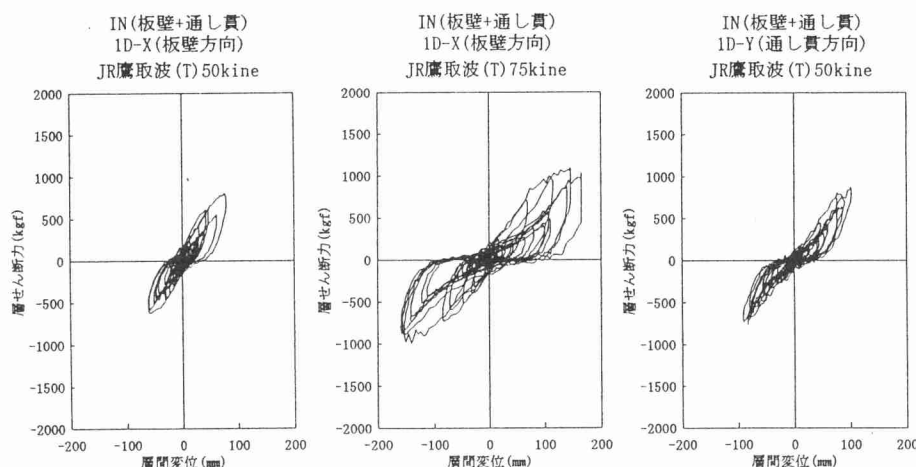


図-1 荷重-層間変位曲線

表-1 地震波加振結果

試験体	加振方向	加振波名称	最大層せん断力			動的剛性 kgf/cm	最大変位 mm	最大変形角 rad.	最大加速度		増幅率
			層せん断力 kgf	層間変位 mm	層間変形角 rad.				振動台 gal	屋根上 gal	
IN 板壁+貫	1D-X 板壁	JR鷹取波(T) 50kine HD弛め	804	76.22	1/34	108	78.9	1/32	612	630	1.03
	1D-X 板壁	JR鷹取波(T) 75kine HD弛め	1088	145.5	1/18	72.9	166.2	1/15	966	853	0.88
	1D-Y 通し貫	JR鷹取波(T) 50kine HD弛め	869	100.5	1/25	89.0	101.5	1/25	620	681	1.10

通し貫

INの通し貫方向は、破壊に達するまでの加振は行わず、JR鷹取波T成分50kineを最大の加振とした。板壁の同波による応答と比較すると、層間変形角が大きく板壁が1/34rad.であるのに対して通し貫は1/25rad.まで変形し、剛性は板壁の0.82倍であった。応答加速度は、屋根上で最大約680galであり、その増幅率は板壁が1.03倍であるのに対して、通し貫は1.1倍であり、板壁よりも大きな値を示している。

3. 破壊過程

板壁の破壊は、まず試験体の移動及び静加力試験により縦板の繊維に沿って細く亀裂が観測された。その後、縦板を貫に止め付ける釘が浮き上がり、次に土台が柱脚及びHD金物の仕口で2カ所大きく割裂した。最終的には、最下段の貫が柱との仕口近くで破断した。加振後の解体調査の結果から桁も柱との仕口から割裂していることが確認された。

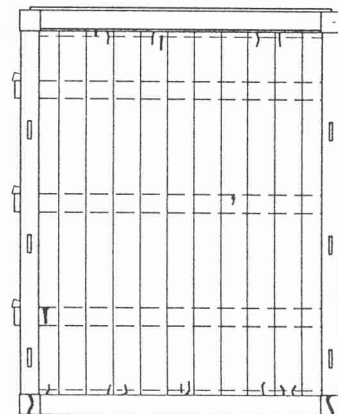


図-2 板壁破壊状況

4・まとめ

図-3は、同題その1、その2の振動台加振から得られた荷重変位曲線の包絡線を示している。これによると、1/120rad.の耐力は土壁：500kgf/m、板壁：80kgf/m、小壁：75kgf/m、通し貫：50kgf/m程度であった。通し貫は、土壁、板壁の軸部と同じ構造であるため、この値を差し引くと、土壁：450kgf/m、板壁：30kgf/mが軸組以外の壁体部分の耐力と考えられる。

表-2は、各構面ごとの最大耐力、最大変位及び最大応答加速度の比較を示している。ただし、土壁+合板、通し貫は破壊にいたらなかったため、実験中に観測された最大の層せん断力を示している(表中*)。土壁の最大耐力が試験体TKとTRで異なるのは、破壊に達した加振を行う前の試験体の損傷状況の違いが一因であると思われる。TKと比較して、TRは破壊に達する前の加振回数が少なく比較的健全な状態であったことから、健全な状態での土壁の最大耐力(単位長さ当たり)は、840kgf/mといえる。その際の層間変形角は1/51rad.であった。また、土壁の最大応答加速度は2000galであり、その際の増幅率は2.3倍であった。

小壁の最大耐力は408kgf/mであり、土壁の1/2程度であった。板壁の最大耐力は272kgf/mであり土壁の1/3程度であった。

表-3は、各構面のいわゆる壁倍率を、表の下に示した3種類の方法で算出している(文1)。同文献にはこれらのうち最小の値を壁倍率とすることが示されている。現行の法規では、土壁の壁倍率は0.5であり、本実験の結果では、その4~6倍の値が得られた。また、板壁は0.5、小壁0.4、通し貫0.3であった。

板壁、通し貫などの、剛性の比較的低い壁種類に関しては、脚部を固定せずに加振を行ったが、土壁の前記の値は脚部をHD金物で固定した場合の結果である。脚部の浮き上がりは土壁がせん断破壊する以前の加振から観測されているため、土壁がその耐力を発揮するためには接合部の外れが先行しないことが必要である。

また、合板による補強は、変形の抑制、剛性の上昇という効果が確認されたが、破壊モードが特定されていない。このような補強方法は金物の仕様に大きく依存すると思われる、接合具の変形性能と建物全体の変形との関係を整理する必要がある。

本研究から、伝統的木造建築の主要な水平力抵抗要素の1つである壁体のうち、土壁・板壁等の動的な耐力及び挙動が明らかとなった。

参考文献

- 1 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能
1990年

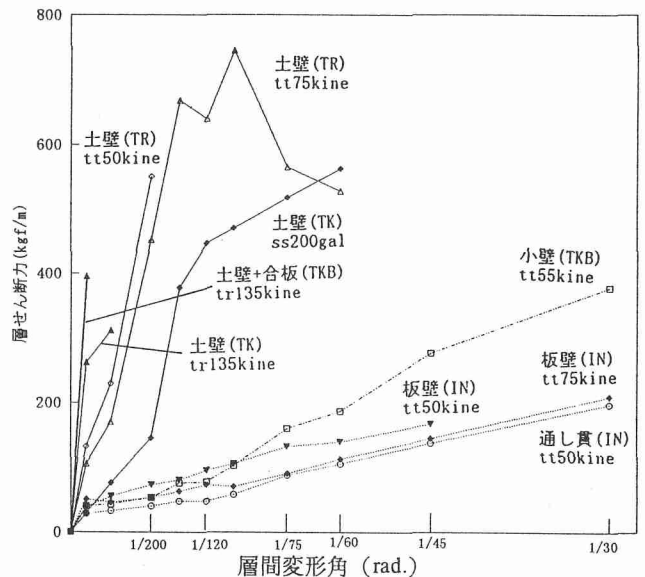


図-3 荷重-層間変位包絡線

表-2 加振構面ごとの耐力等

加振構面	試験体	最大耐力 (kgf/m)	最大耐力時 変位(mm) 変形角(rad.)	最大変位時 変位(mm) 変形角(rad.)	最大応答 (gal) 増幅率
土壁	TK	583	42.0 1/58	45.4 1/53	1307 5.21
	TR	844	47.4 1/51	80.5 1/30	2006 2.28
土壁+合板	TKB	420*	1.8 1/1324	3.08 1/788	941 1.06
小壁	TKB	408	88.6 1/27	88.8 1/27	898 1.36
板壁	IN	272	146.0 1/17	166 1/15	853 0.88
貫	"	217*	101.0 1/24	101 1/24	681 1.10

表-3 壁倍率

壁種類	状態	壁倍率1	壁倍率2	壁倍率3	壁倍率(min.)
土壁	HD締め	2.52	2.24	2.34	2.24
"	HD弛め	3.49			3.49
"	HD締め	3.38	3.25	3.59	3.25
小壁	HD弛め	0.45	1.57	1.23	0.45
通し貫	"	0.30			0.30
板壁	"	0.43	1.05	1.00	0.43
"	"	0.54			0.54

$$\text{壁倍率} = 3/4 \times P \times \alpha / 130$$

P1：耐力壁の見かけの変形角が1/120rad.時の抵抗(1kgf/m)の平均値

P2：最大耐力の2/3(kgf/m)

P3：最大耐力時の変形角の1/2の変形角時の耐力(kgf/m)

ただし、 $\alpha=1$ とした

謝辞

JR鷹取波は、(財)鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部の中村豊博士から提供いただきました。深く感謝いたします。

伝統的土壁の力学特性に関する実験的研究

1 目的

平成7年兵庫県南部地震では、社寺仏閣・民家・町家などの歴史的建築物をはじめとする多くの伝統木造建築が多大な被害を受けた。大きな瓦葺き屋根がによって押しつぶされた震災によるなまなましい映像が当時多く報道された。しかし、その裏で震源地の近くでも無事であった伝統建築も多く存在するのである。これは伝統木造建築の様式そのものに耐震性がないのではなく、その耐震性能の優劣を決めるファクターが潜んでいることを意味する。そのためにこれら伝統木造建築の被害の原因究明及び耐震性評価、並びに今後の耐震対策に向けた基礎研究の必要性が高まってきている。

一般に伝統的な民家や町家建築では柱・貫などの軸組部材の断面寸法は3.5寸～4寸程度と比較的小さい。普段の鉛直加重を支えるためにはそれで十分であるのだが、激震時においては必要とされる耐力のすべてを軸組木部に負担させることは難しい。しかし、日本建築は"木造建築"という名前から"木"しか注目を受けていないが、木の軸組においてのみ構成されるものではない。伝統的日本建築の場合の"木造"とは柱・桁等の軸部が木であることを指す。当然のごとく、建築物がその目的を達するためにはさらに"壁"が必要である。古来日本では様々なものを用いて壁をつくってきた。その中でとりわけ多く用いられてきたのが"土壁"である。

しかし、これまでの耐震構造からの視点として伝統建築における"土壁"は、地震に対する耐力に寄与しないカーテンウォールのなとらえ方をされてきた。しかし、それを断定するには土壁の力学特性に関する定量的研究があまりにも乏しい。そこで今回、京都の伝統的土壁を用いて土壁の力学的特性に関する実験的研究を行った。

2 供試体

供試体には105mm角(3.5寸)で高さが1150mmの檜心持ち材の柱2本に対して貫が1本のもの2本のもの、ないものの3種の木枠を用いて実験を行った。貫は105×18の杉材を用いた。貫を通した供試体の2種にそれぞれ木枠のみのもの・竹で木舞を施し片面を塗ったもの(木舞のたつ側・横側の両方)・両面を塗ったものを用意した。そしてさらにそれぞれのうち荒壁まで塗ったもの・中塗りまで施したものを作成した。また、貫に打った楔の効果を見るために枠のみの試験体について楔ありのもの・なしのものについても実験を行った。その要素の記号表と材料の一覧表を表1、2に、貫1本型・2本型それぞれの木枠のものと木舞を施した図を図1、2に示す。

次に壁土であるが、荒壁に用いた土は以前建物の壁として使われていた土に水を加え、ねかした古土と山からとれたばかりの新土を混ぜて用いた。中塗り土には新土と砂をまぜたものを用いている。壁は片面ずつ各層とも2週間以上おいて十分に乾燥させてから返し塗りおよび上塗りを塗る。塗り厚は荒壁の木舞に絡む部分に約12mm、木舞の面から約15mmほどである。両面の場合は反対側にも約15mmの土をつける。そのとき、貫がでてくる側つまり木舞側には貫ぶせとして貫の上に180mm程度のわらを縦にぬりこむ。これは土と貫の境界部分からの割れをさけるためである。中塗りは荒壁の上に約10mmほど塗る。ここでも横木舞側には貫ぶせを塗りこむ。ここでは貫ぶせに網状の布をつかう。両面中塗りを施した場合の断面図と、分解図を図3、4に示す。

表1 材料一覧

柱・楔	桧
貫	杉
エツリ竹・木舞竹	孟宗竹
荒土	古土+新土
中塗り竹	新土

表2 記号一覧

木枠	塗面	楔	
C 柱のみ	W 枠のみ	0 楔なし	
N1 貫1本	Y 片面 (木舞よこ側)	1 楔あり	
N 貫2本	T 片面 (木舞たつ側)	A 荒壁	壁種
	R 両面	N 中塗り	

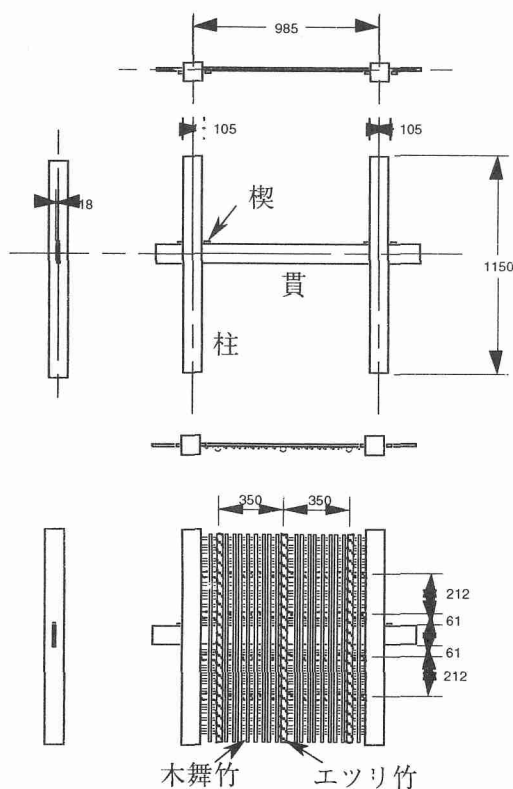


図1 貫1本型供試体

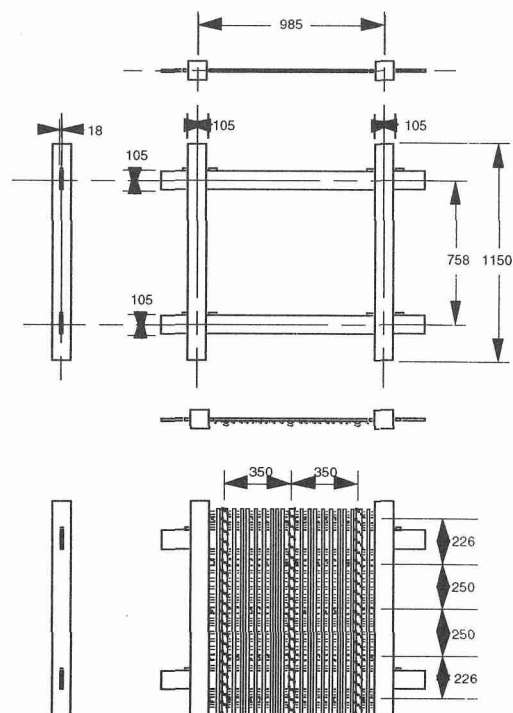


図2 貫2本型供試体

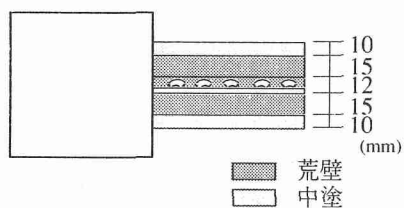


図3 土壁断面図

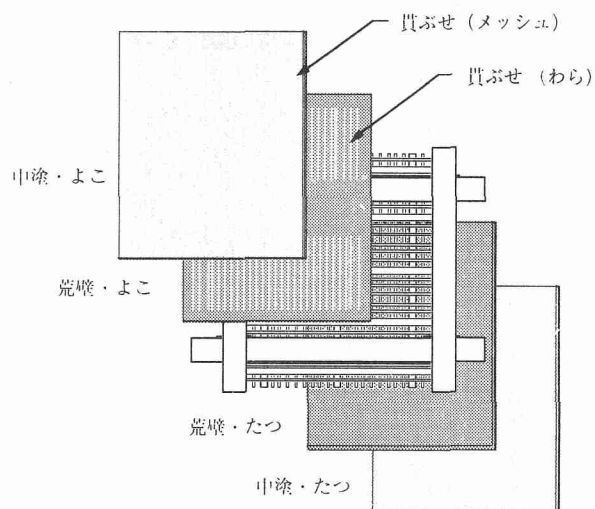


図4 土壁分解図

3 セットアップと実験方法

セットアップ図を図5に示す。供試体を鉄骨反力フレームにのせ、さらにその上に反力梁を載せて、あて板によって動かさないように固定する。供試体の柱の下には集成材でできたかまし木をはさむ。そして地震加重として横からジャッキによって反力梁を通して供試体の上端に伝える。そして横載荷に対してロッキング浮き上がりをしないようにするために反力梁に対して鉛直荷重を加えた。それぞれの荷重は図の位置に取り付けたロードセルによって測定する。供試体の変位はジャッキから遠い方の柱の高さが1mの部分に取り付けた差動トランス型変位計によって測定を行う。

実験は鉛直荷重を5t かけた状態で横方向のジャッキを2mm (層間変形角1/500) ずつ変位させてその反力及び供試体の変化を観察した。

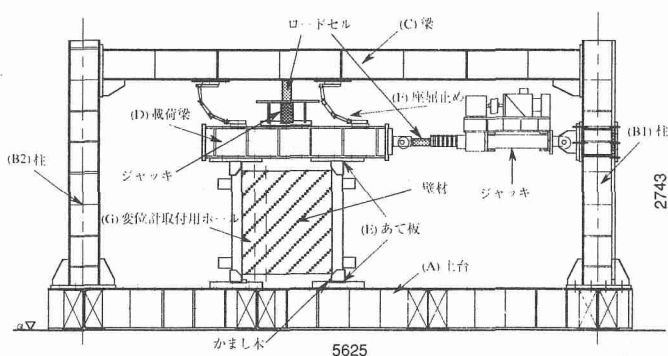


図5 セットアップ図

ジャッキは最大40mm(層間変形角1/25)まで変位させ、そのまま同様に2mmずつ引き戻し、反対側の40mmの地点まで引いてきて0に戻す。それを2往復行った。

4 実験結果

図6は柱のみ・貫1本型・2本型の木枠のみの場合の復元力を併記したグラフである。30mmまでの荷重—層間変形角関係が示してある。貫の復元力は柱の復元力との加算則が成り立ち、貫の復元力は貫の数に比例することが坂静雄氏によって証明されているので、それが成り立つことを確認してみる。柱のみと貫1本・2本の楔なしの供試体を比べると貫2本のものが若干大きい楔をしめた場合との差をみても、個体差を考慮して柱のみと楔なしの供試体は復元力が同じといえる。つまり、楔なしでは貫の効果はないことが分かる。

また、楔をしめた場合としていない場合の差に注目してみる。この差は貫が楔によって復元力を発生させているかどうかの差である。つまり、楔がある場合とない場合の復元力の差が貫の復元力といえる。この復元力の差は層間変形角0.03の地点において貫1本で0.09t、貫2本では0.19tとなっている。

よって今回の実験でも貫の復元力は柱の復元力との加算則が成り立ち、貫の復元力は貫の数に比例することがわかった。図7は貫2本型の枠のみ楔あり・片側(木舞横側)荒壁仕上・片側(木舞横側)中塗仕上・片側(木舞たつ側)中塗仕上・両面荒壁仕上・両面中塗仕上について各供試体の復元力—層間変形角関係のグラフを表したものである。

それぞれの復元力は変形角1/50において0.34t・0.52t・0.75t・0.73t・0.74t・1.08tという値を記録した。注目すべき点は土壁が厚くなるほど復元力は増し、その復元力の力学特性曲線がほぼ同一である。そこで、木枠の復元力と壁のみの復元力の間にも加算則が成り立ち、その壁の復元力は壁厚に比例するものと仮定して、各土壁付きの供試体の復元力から木枠のみ(楔あり)の復元力を減じた値を土壁の復元力とし、その数値を比較してみる。

図8は貫1本型・貫2本型の両面を荒壁仕上した供試体の壁土のみの復元力グラフである。貫1本型の復元力の方が小さく、変形角1/50では貫2本型の85%となっている。しかし、復元力の差は貫1本と2本の壁に対する拘束力の違いによるものと推測され、2つの復元力曲線はほぼ同じと見なすことができる。以上の結果から壁の復元力と木枠の復元力の間に加算則が成り立つといえる。

図9は図7で用いた貫2本型の壁のある供試体から木枠(楔あり)の復元力を減じた土壁のみの復元力である。それぞれの変形角1/50での復元力は0.18t・0.42t・0.40t・0.41t・0.74tとなっている。各々の厚さは図3より、27mm・37mm・37mm・42mm・62mmとなり、壁厚1cmあたりの復元力は67kg・113kg・108kg・98kg・119kgとなる。片面荒壁の復元力が他と比べて6割程度で小さいが、その他の復元力は100～120kgとなっている。特に中塗仕上をほどこしたものは110前後で一定している。これらの結果から土壁の復元力は壁厚に比例していることが分かる。

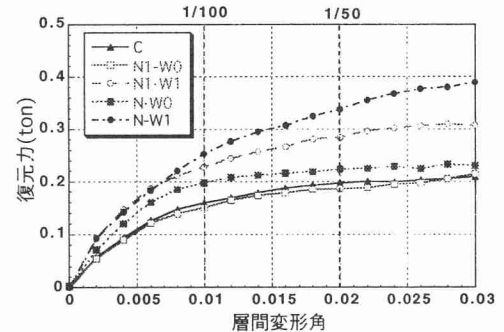


図6 木枠のみ復元力グラフ

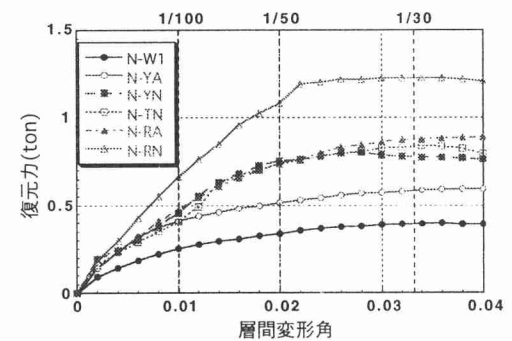


図7 貫2本型土壁復元力グラフ

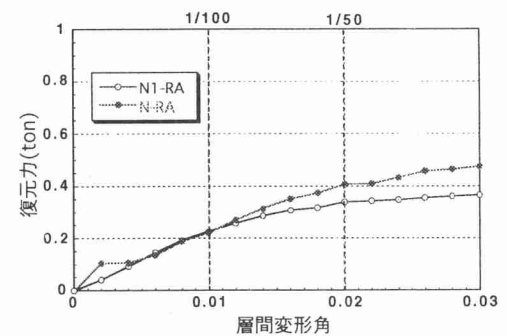


図8 貫1本・2本型両面荒壁

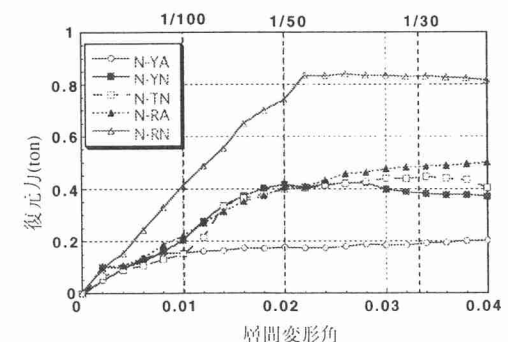


図9 貫2本型各供試体

5 軸組部の復元力

以上の実験の結果より伝統木造軸組建築において次の式が成り立つことが判明した。

$$(\text{水平地震力に対する復元力}) = (\text{壁の復元力}) + (\text{貫の復元力}) + (\text{柱のロッキング復元力})$$

以下の章においてそれぞれの復元力のパラメータを検証する。

6 壁の復元力

ここで中塗壁の復元力について考察する。実際の現場においては茶室等の特殊な建築をのぞいては、荒壁のみで施工を終えることはほとんどないためである。4章で考察した片面塗（よこ側）・片面塗（たつ側）・両面塗の中塗仕上を施した供試体の壁のみの復元力を用いて検証する。

まず、壁の復元力の力学特性を調べる。それぞれの層間変形角 0.04 までの復元力曲線をその間の最大値で除すことによって曲線を無次元化し、その特性を比較してみた。そのグラフが図 10 である。3つの力学特性は層間変形角 0.03 あたりがピークになるほぼ同じ曲線になった。それらを 3 次元曲線で近似したものを点線でグラフに示している。

次に 3つの供試体における壁のせん断力を求めた。ここでのせん断力は壁の復元力から壁の断面を除いたものである。そのグラフが図 11 に示す。最大せん断力は層間変形角 0.02 から 0.03 の間にあり、その値は $1.2 \sim 1.6 \text{ kg/cm}^2$ となっている。この結果より、土壁は断面積に比例する一定のせん断力をもつといえる。

また、この値は現在壁倍率であらわされている土壁の耐力値より 8 倍以上もの耐力を示していることになる。

以上の結果をまとめると次のような関係式で表すことができる。ただし f_{tun} は図 10 において点線で示した 3 次曲線である。

$$F_{tun}(\theta) = T_{\max} \cdot f_{tun}(\theta)$$

$$T_{\max} = \tau_{\max} \cdot L \cdot t$$

$$f_{tun}(\theta) = M_1\theta + M_2\theta^2 + M_3\theta^3$$

$$M_1 = 7.00 \times 10^1$$

$$M_2 = -1.33 \times 10^3$$

$$M_3 = 3.60 \times 10^3$$

F_{tun} : 中塗壁の復元力

T_{\max} : 土壁の最大復元力

f_{tun} : 中塗力学的特性

θ : 層間変形角

L : 土壁の長さ

t : 土壁の厚さ

τ_{\max} : 土壁の最大せん断応力

ただし、 $0 \leq \theta \leq 0.04$ の範囲

7 貫の復元力

次に貫が柱の傾斜を拘束することによって生じる復元力のメカニズムを考える。

貫の復元力は貫上端と柱の貫穴との間に楔を打ち込むことによって生じていることが 4 章の実験結果から明らかになった。これは楔をしめることにより、柱を傾斜させようとする力が楔を圧縮させながら貫に伝わるからである。各楔が貫を押す力を $T_1 \sim 4$ とするとき、その貫のモーメント図を図 12 にしめす。また、柱の方に注目すると、柱には横地震荷重 F_n と楔からの反力 $N_1 \sim 4$ の力が加えられている（図 13）。これを各モーメント・せん断力の釣り合い及び作用・反作用の法則より

$$F_n = 3.6 \frac{D}{H} T_2 \quad (\text{式 1})$$

となる。

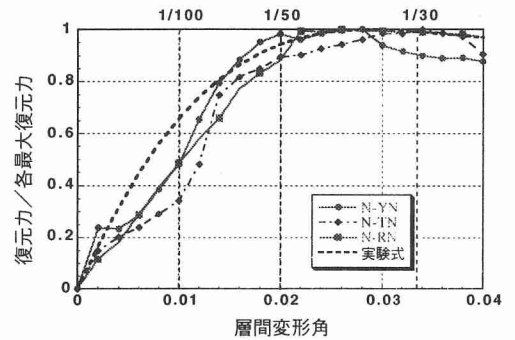


図 10 中塗壁の力学特性

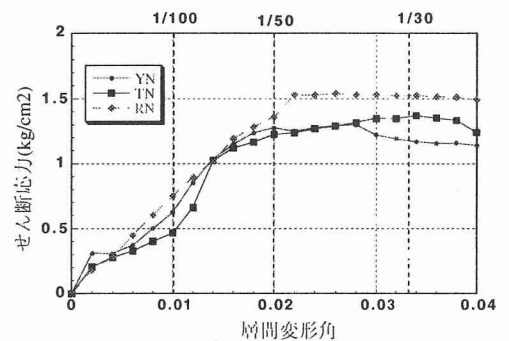


図 11 中塗壁のせん断力

今度は楔の変化に注目する。図14は柱が傾斜したときの楔のつぶれている様子を示している。木の繊維方向差より柱を剛体と仮定すると、柱が横載荷によって θ 回転したとするときの楔のひずみは式2のように表される。

$$\theta = \frac{h}{0.9D} \cdot \varepsilon \quad (\text{式2})$$

また、楔の圧縮をうける部分の面積を A_k とすると楔の応力 σ_k とすると

$$T_2 = A_k \cdot \sigma_k \quad (\text{式3})$$

となる。

以上の3式より、横載荷力と楔の応力-ひずみ関係を比較することができる。そこで、桧の横圧縮実験のデータをあてはめて、今回の実験の貫1本・貫2本のデータと比較する。その結果を図15に示す。

数値のオーダーは同じであるもののグラフは異なった結果を示している。楔の当たる面積やひずみの正確な測定などもっと綿密な実験が必要である。

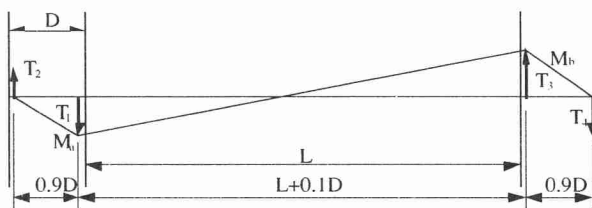


図12 貫にかかるモーメント

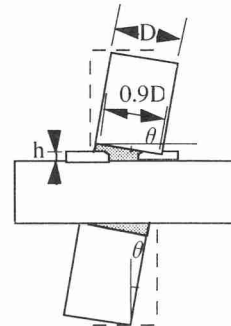
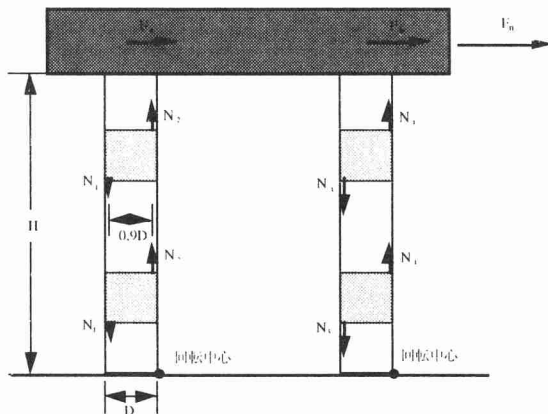


図14 柱傾斜と楔への圧縮



集成材を観察すると柱の傾斜による陥没がみうけられた。柱のロッキング復元力が坂式値の約半分しかないのは、柱が傾斜した場合に集成材が変形し復元力を発生させる側のモーメントが弱められているためであることが予測できる。

復元力曲線については、坂式の曲線が柱を剛体とした時の式に近似するという結果を出しているのに対し、実験の結果も同様の結果が予測される。しかし、復元力の加算則より他の復元力と合成するので、この実験結果を建物としての実用範囲内（ここでは層間変形角 1/30 まで）で 3 次式に近似を行った。復元力が柱にかかる鉛直加重に比例することは坂式においても証明され、以前の研究（土壁の力学的特性に関する実験的研究（重要文化財旧岡田家住宅の大壁について））においても実験的に証明された。よって、次の式を柱が土台の上に立つ場合のロッキング復元力式とする。

$$f_{wro}(\theta) = \frac{P}{5.3} (M_1\theta + M_2\theta^2 + M_3\theta^3)$$

$$\begin{aligned} P: \text{鉛直荷重} & \quad M_1 = 2.37 \times 10^1 \\ & \quad M_2 = -1.01 \times 10^2 \\ & \quad M_3 = 1.51 \times 10^4 \end{aligned}$$

$$\text{ただし } 0 \leq \theta \leq 0.03$$

9 比較

柱のロッキング復元力に貫の復元力・壁の復元力を加算していった復元力と層間変形角との関係のグラフを、実験によって求められた値とそれより求められた実験式による値によるものそれぞれについて図 17・18 に示した。

これにより、土壁の塗厚と壁長・楔の大きさとその圧縮応力度・柱の形状とそれにかかる鉛直荷重を変数とする曲線で伝統木造建築の軸組部分の水平耐力を計算できることがわかった。

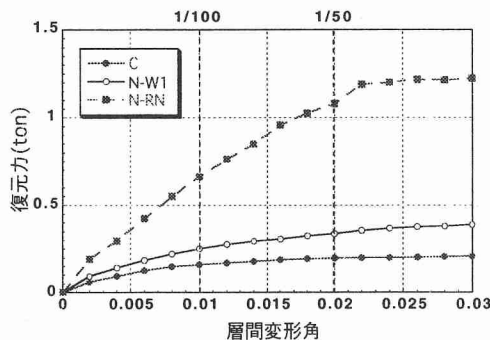


図 17 両面中塗仕上げの実験値

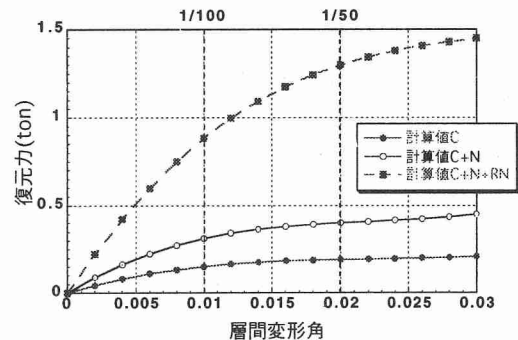


図 18 両面中塗仕上げの計算値

10 結論

前章までの実験及び考察により、土壁の力学特性について分かったことを簡潔に述べると、

- ・土壁の耐震性能は現行基準で示されている耐力の 8 倍以上の終局耐力をもつ。靱性が高く層間変形角 1/30 まで耐力を発揮できる。
 - ・土壁の復元力、貫の復元力、柱のロッキング復元力の間には加算則が成り立つ。
 - ・土壁の復元力はばらつきが少なく、その復元力をせん断応力度による実験式を用いて求めることができる。そのせん断応力度は 1/120 で 0.6kg/cm²、1/50 で 1.1kg/cm²、1/30 で 1.3kg/cm² である。
 - ・貫の復元力は打ち込む楔の圧縮応力度によって決定される。
 - ・木の土台を用いる場合は、柱のロッキング復元力が礎石立ちの場合と比べて約半分になる。
- ということである。

以上の結果より、伝統的町家の軸組部分についての耐震性能を定量的に求めることが可能であることが判明した。

参考文献

- ・坂静雄 社寺骨組みの力学的研究（第 1 部 柱の安定復元力）
- ・坂静雄 社寺骨組みの力学的研究（第 2 部 貫の耐力）
- ・井上年和 伝統的土壁の実験的研究

文化財建造物の常時微動測定調査

1. 常時微動測定とは

建物が地震などで揺れた時の様子（振動特性）を知る方法としては、強制振動実験、自由振動実験、常時微動測定などがある。強制振動実験とは、建物の上部に一定の振動を起こす機械や振り子を取り付け、建物を強制的に振動させる方法である。また、マンパワーで振動を加える人力加振法もある。自由振動実験は引き綱等を用いて、構造物に初期変位を与えて、これを急激に解放することにより、自由振動を起こさせる方法である。

国宝や重要文化財建造物では、建造物に損傷を与える実験は許可されないことが多い。建物は人為的に揺らさなくても、常に僅かに振動している。揺れ幅は、建物の重さや強さによって異なるが、木造建築物の場合、 $1/1000 \sim 1/10$ ミリメートルである。実際には建物固有の何通りかの揺れ方が混ざった揺れ方をしているのが一般的であり、これを常時微動と呼んでいる。一秒間に何回揺れるかを、固有振動数と呼び、その時の揺れ方を振動モードで示すことが多い。人間に例えると、人間ドックなどで心電図を見て健康状態をチェックするようなものである。常時微動測定は、建物に生じている微小振動を測定し解析処理により、構造物の振動特性を推定する方法である。

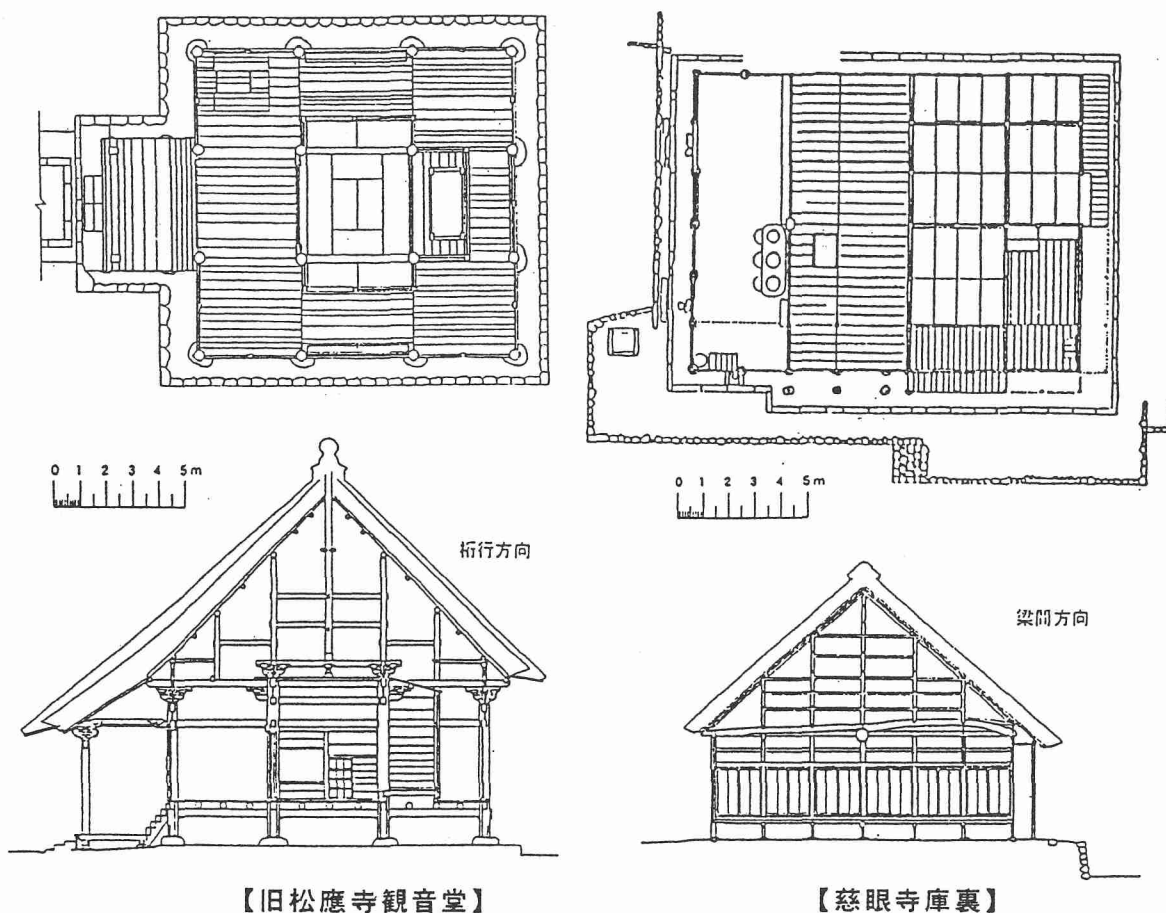
2. 測定対象文化財建造物

測定対象建物は、重要文化財に指定されている木造建築物の中で現在解体修理中及び、今後修理を予定している建物の内、旧松應寺観音堂（以下観音堂と略する）、慈眼寺庫裏、八千代座、吉田家、藤岡家と耐震補強を施した旧五十嵐家の計6棟である。観音堂は、梁間と桁行の長さが等しい宝形造であり、周囲の壁は、全て板壁になっている。慈眼寺庫裏は、外周部の壁が土壁で、間仕切部分は開口部が多い。慈眼寺庫裏においては事前に行われた耐震診断において補強が必要とされ、鉄骨フレームを中通りの梁間方向と桁行方向に取り付けることとなっていた。八千代座は、歌舞伎の舞台であることから中央部に大空間をもっているため、規模に対する壁の割合が非常に少ない。吉田家は当初、広間型三間取りで、関東地方における古民家の典型的な間取りを持つものであったが、後にザシキの後部に間仕切りを設けて四間取りに改築している。上手の座敷の上には養蚕用の2階部分を持つ。藤岡家住宅は、柱が母屋まで延びており、奈良や京都町屋では一般的な工法である。藤岡家住宅で常時微動測定が実施できたのは、解体修理途中であったので、土壁の状態は木舞のみの部分や木舞が一部露出した部分などが混在していた。旧五十嵐家住宅は、平成8年

に解体移築工事が終了したものであるが、移築にあたり合板や支柱による補強が施されている。その他概要については、表1に、各測定建物の平面および断面については図1、2に示す。

表1 測定対象建物概要

名称	所在地	建設年代	構造形式	概要
旧松應寺 観音堂	山形県 山形市	16世紀後半	宝形造 鉄板葺	桁行三間、梁間三間、一重 向拝一間、板壁
慈眼寺庫裏	山梨県 一宮町	17世紀	入母屋造 茅葺	桁行14.5m、梁間12.5m、一重 鉄骨フレームにより耐震補強
八千代座	熊本県 山鹿市	20世紀前半	入母屋造 棧瓦葺	桁行35.4m、梁間30.6m、2階建 洋小屋トラス、芝居小屋
吉田家	埼玉県 小川町	18世紀前半	寄棟造 茅葺	桁行21m、梁間10.6m、一部2階 南、西、北面に庇付き、養蚕農家
藤岡家住宅	奈良県 奈良市	18世紀前半	切妻造 棧瓦葺	桁行13.25m、梁間14.76m、一部2 階、平入り、全面庇付き、町屋
旧五十嵐家 住宅	福島県 会津坂下町	18世紀前半	寄棟造 茅葺	桁行き16.25m、梁間7.9m、一重 鉄骨支柱・ブレースによる耐震補強



【旧松應寺観音堂】

【慈眼寺庫裏】

図1 測定対象建物平面および断面(1)

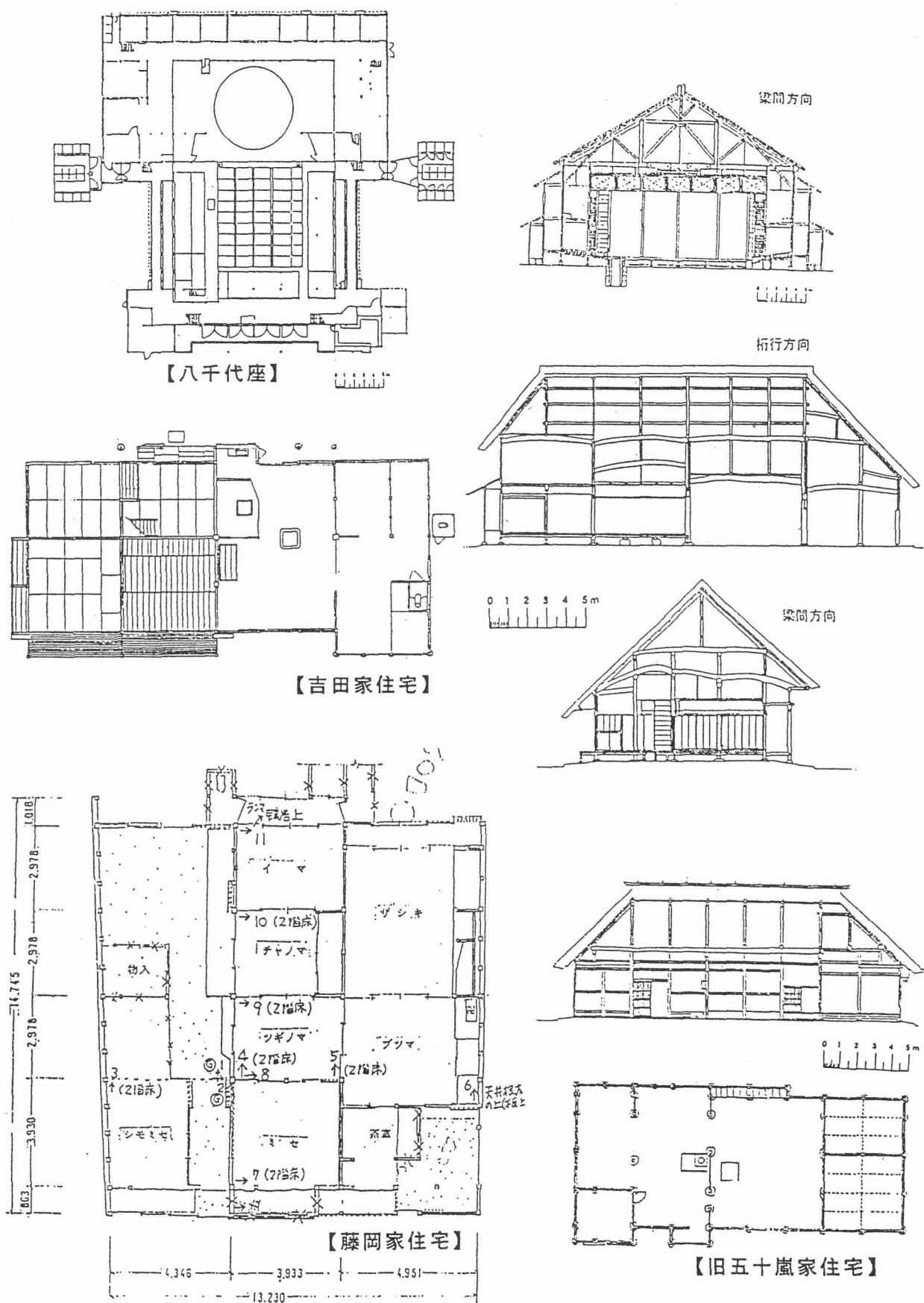


図2 測定対象建物平面および断面(2)

3. 測定方法及び解析方法

建物の常時微動は、速度ピックアップ6台を地上、2階、梁上ともに梁間方向、桁行方向に設置し測定する（写真1～12）。得られた速度波形をもとにFFT解析を行い、建物の固有振動数、減衰定数及び振動モードを求めた。慈眼寺庫裏では、鉄骨補強の影響度合いを比較するため、補強を行う前と後で常時微動測定を実施した。旧五十嵐家住宅では、通常の状態と冬季間補強用ブレースを梁間、桁行の所定の部分に入れた2パターンについて測定を実施した。



写真1 旧松應寺観音堂

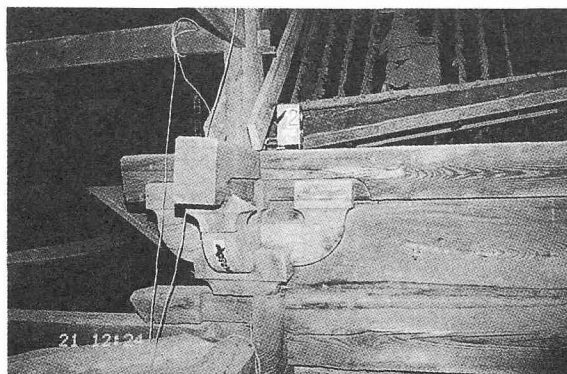


写真2 梁上（旧松應寺）



写真3 慈眼寺庫裏

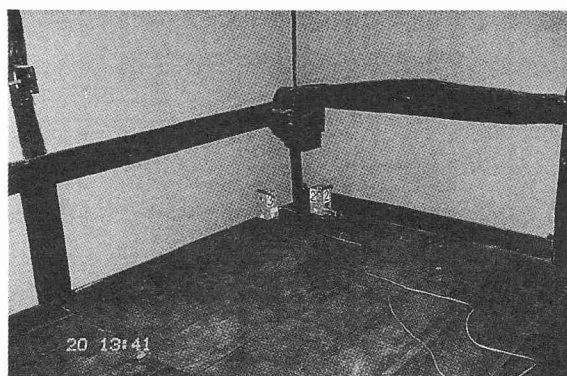


写真4 2階床上（慈眼寺）



写真5 八千代座

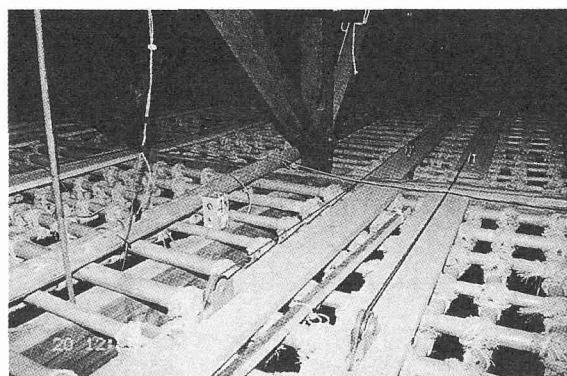


写真6 舞台上小屋組

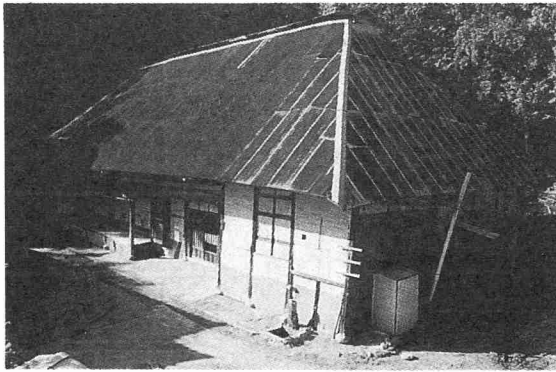


写真 7 吉田家住宅

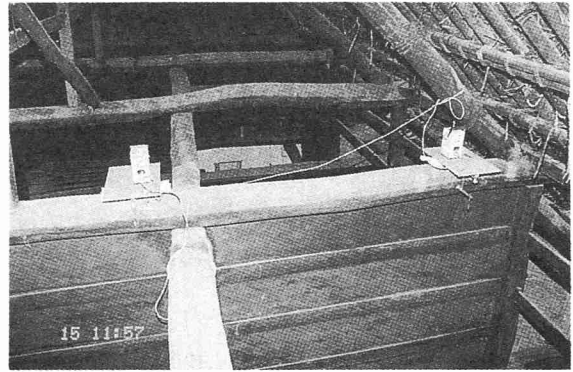


写真 8 梁上桁行方向測定



写真 9 旧五十嵐家住宅

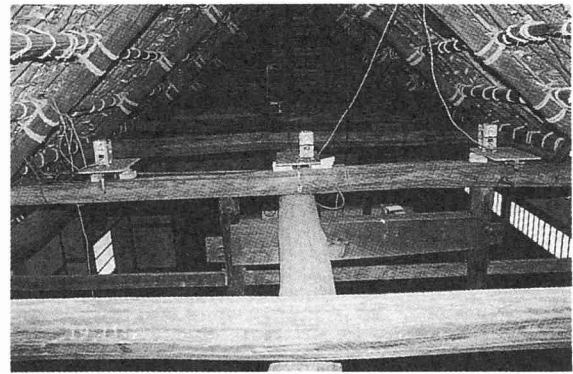


写真 10 梁上桁行方向測定

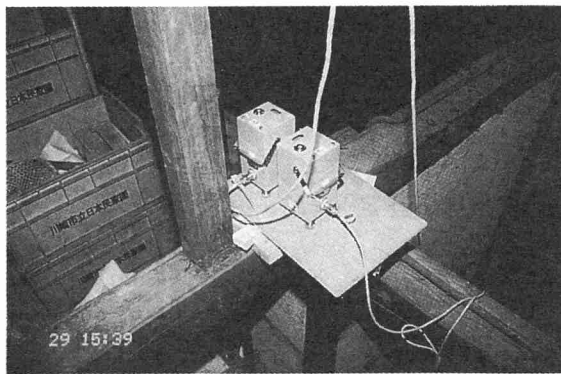


写真 11 常時微動計

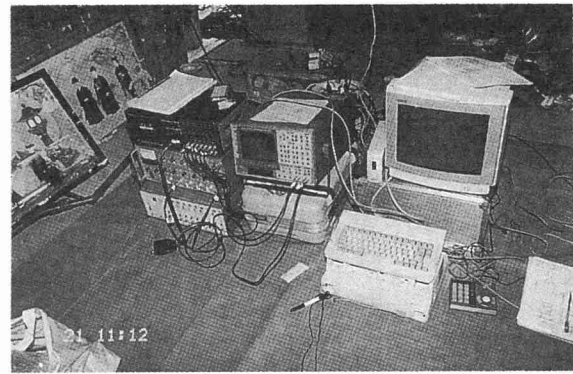


写真 12 常時微動測定機器一式

4. 測定結果と考察

慈眼寺庫裏、八千代座は、幹線道路の近くに位置していたため交通振動による影響の恐れが予測された。慈眼寺庫裏では、大型車両通過時に振幅が大きくなり、レンジオーバーした場合は再度測定をやり直した。八千代座では測定時に見学者の立入規制を行い測定した。測定時の平均風速はいずれの測定でも 1.0m/s 以下であり風の影響はほとんどなかった。各建物の地盤上と梁上の応答速度波形の例を図 3 に示す。

観音堂の地動の最大速度は、 0.5mkine 程度であるが、一部 1mkine を越えた部分も見られ

た。梁上については1.5~4mkineの範囲にあった。八千代座の地動の最大速度は1mkine程度であり、一部1.5mkineを越えた部分もわずかに見られた。梁上は1.2~5mkineの範囲にあった。吉田家の地動の最大速度は0.2mkine程度であるが、一時的に2mkineを越えた場合もあった。また梁上は1.5~3mkineの範囲にあった。慈眼寺庫裏は補強前と後で測定日が異なるため応答速度の最大値は必ずしも一致しない。補強前の地動の最大速度は1.5mkine程度、梁上は2mkine程度であるのに対し補強後の地動の最大速度は2mkine程度、梁上は3mkine程度とやや大きくなっている。

得られた速度波形をもとにフーリエ解析を行った結果を図4に示した。地動のフーリエスペクトルは6~8Hzの範囲にゆるやかなピークが見られる。八千代座と吉田家では3~5Hz

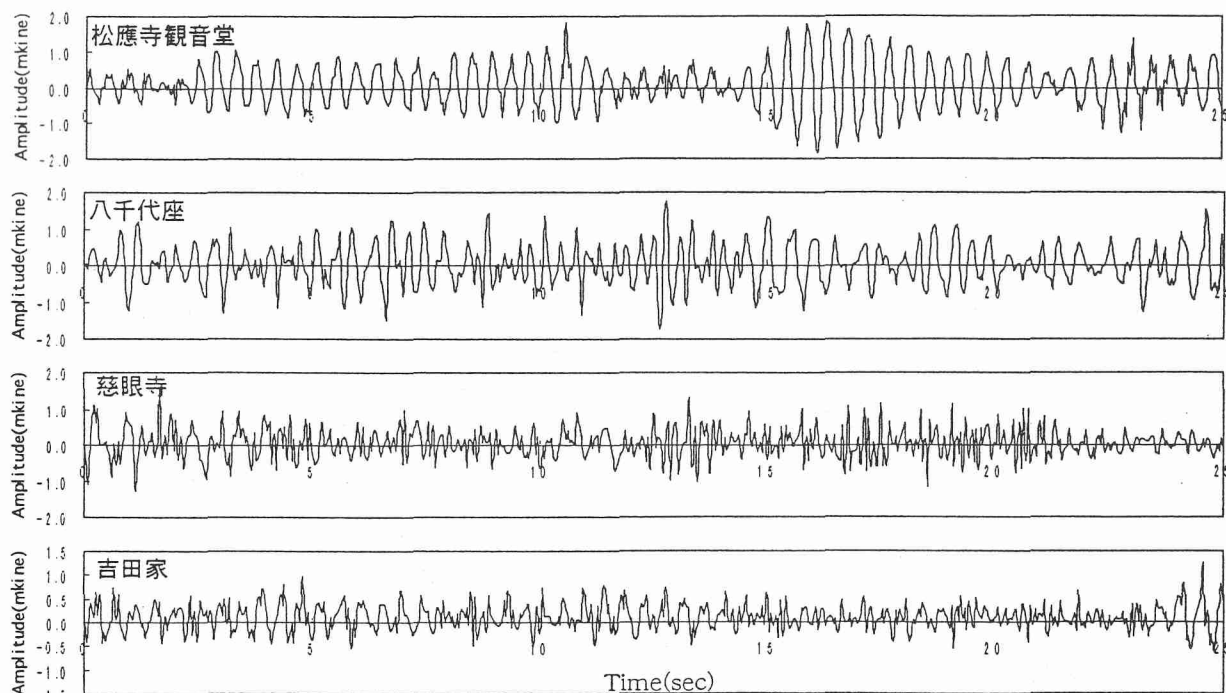


図3 常時微動原波形（梁上：速度測定）

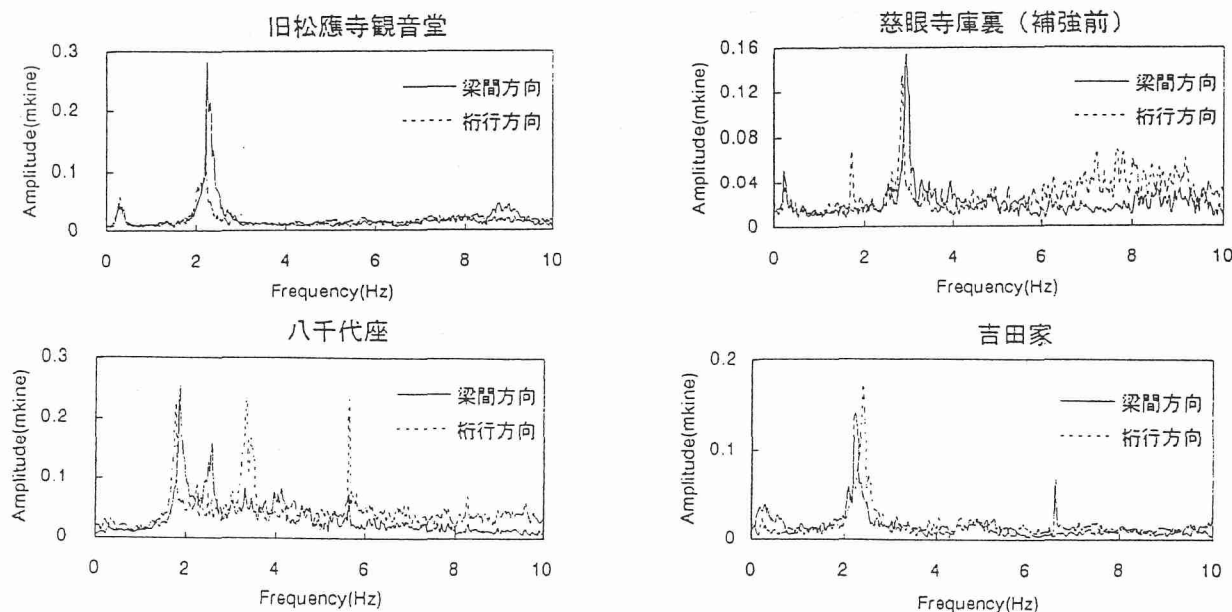


図4 FFT解析結果（フーリエスペクトル）

にピークが見られる。観音堂の地動の測定の一部は柱を支える独立礎石の上で行っているがこの部分では建物本体の振動数の影響を受けているものも見られた。また、いずれの地動のスペクトルでも0.2~0.3Hzにピークが見られる。これは、表層地盤の特性と考えられる。

伝達関数のピークはいずれの建物でも4~5点確認された。梁間、桁行方向で最も振幅の大きいピークを建物の固有振動数とし、表2に示した。また同図には $1/\sqrt{2}$ 法で求めた減衰定数も併せて示してある。

図5に梁間方向と桁行方向の壁率を、図6に梁間方向の壁率と固有振動数の関係を、図7に各固有振動数における水平方向の振動モードを示した。減衰定数はばらつきが見られるが概ね1.5~2.5%程度である。全般的に振幅比は壁通り別に見ると、壁量に比例して増減している。各方向の壁がバランスよく配置されていると振幅比はほぼ同程度の値を示す。また、天井や壁が土で塗り込められていたり、根太天井が設けられていて、比較的剛な水平構面を持っている場合には、振幅比が均一化される傾向がある。

観音堂は梁間方向2.23Hz、桁行方向2.11Hzと固有振動数がほぼ等しい。これは、平面形式に方向性が見られないためと考えられる。振動モードからも建物の北側は振幅比が小さくなっており剛性が高いことを示している。慈眼寺庫裏においては、構造補強のため鉄骨フレームを取り付ける前後で測定を行った。構造補強前では梁間方向2.95Hz、桁行方向2.85Hzと壁率の割に振動数が高い。これは、慈眼寺庫裏の測定が修理工事終了時に行ったことから土壁が新しく剛性が高いこと、内部の間仕切上部の垂れ壁が多いこと等によると考えられる。補強後は梁間方向3.06Hz、桁行方向2.93Hzと補強前に比べやや高くなっており、振動モードにもわずかに違いが見られるが、常時微動測定の結果だけではその影響度合いを考察するのはやや困難である。

八千代座は梁間方向1.88Hz、桁行方向1.76Hzであり、ほぼ壁率と相関関係にある。八千代座においては2階平面と小屋平面において測定を行っている。1.8~1.9Hzのピークではこれらの水平構面の位相は等しいが、2Hz以上のピークでは逆位相となる部分も見られた。

吉田家は梁間方向2.30Hz、桁行方向2.42Hzとほぼ同程度の固有振動数である。振動モードから桁行方向の各通りの振幅比はほぼ等しいが、梁間方向はウマヤ部分の振幅比が小さく、この部分の壁量が多いことを示している。

藤岡家住宅は梁間方向2.88Hz、桁行方向1.88Hzと、梁間方向が高い。これは、藤岡家住宅が平入りの町屋であり、桁行方向に壁が少ないことを示しているといえるが、測定が解体途中であったため、厳密に壁量との関係を考察するのは困難である。

旧五十嵐家住宅は他の民家と比較して、固有振動数が2倍程度高くなっており、合板を用いた耐震補強の効果がみられる。しかしながら、常時微動測定レベルの変形量においては、冬季用のブレースを用いた場合と用いない場合とで、固有振動数や振動モードに顕著な差はみられなかった。

表3に、常時微動測定によって求めた他の民家の固有振動数および減衰定数を示す。一般的に伝統的民家の固有振動数は3Hz前後として良いが、一部4Hzを超える民家もみられる。一方現代の在来木造住宅の固有振動数はどの程度であろうか。規模や壁量によっても

異なるが、一般的に筋かいが取り付けられた時点で、3 Hz程度であり、外壁・内壁が取り付けられると6 Hz程度になる。また、参考として、法隆寺五重塔（図8）で測定した、常時微動測定結果を表4および図8～10に示した。

表2 固有振動数と減衰定数

建物名称	方向	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)
旧松應寺観音堂	梁間	2.23	2.2
	桁行	2.11	4.1
慈眼寺庫裏 (補強前)	梁間	2.95	2.1
	桁行	2.85	1.3
慈眼寺庫裏 (補強後)	梁間	3.09	2.0
	桁行	2.93	1.3
八千代座	梁間	1.88	2.0
	桁行	1.76	3.1
吉田家住宅	梁間	2.30	1.6
	桁行	2.42	2.1
藤岡家住宅	梁間	2.88	—
	桁行	1.88	—
旧五十嵐家住宅	梁間	5.8	—
	桁行	4.9	—

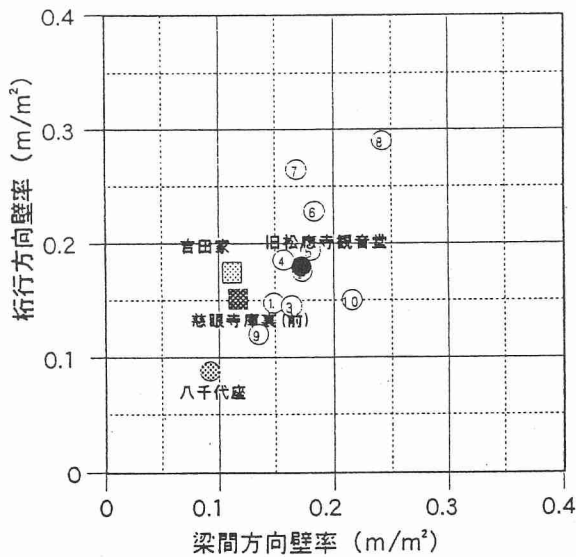


図5 壁率

- | | |
|---------|----------|
| ① 中門造 | ⑥ 大浦造 |
| ② 曲屋 | ⑦ 一列型(板) |
| ③ 分棟型 | ⑧ 一列型(土) |
| ④ 四方下屋造 | ⑨ 四方蓋造 |
| ⑤ 合掌造 | ⑩ くど・漏斗造 |

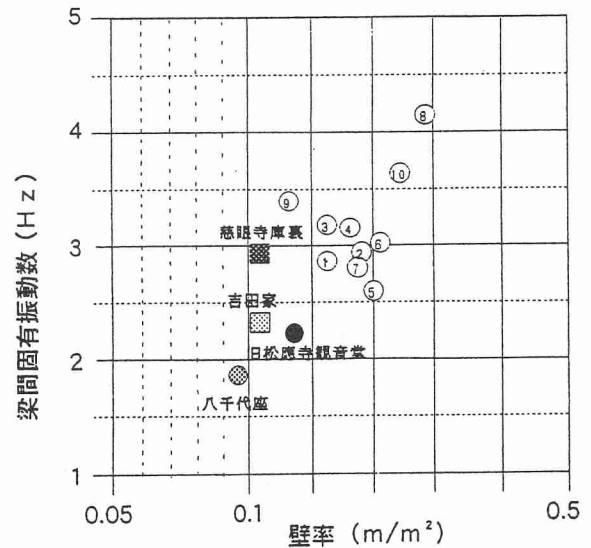
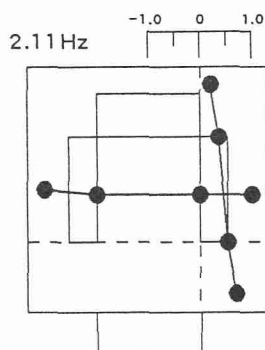
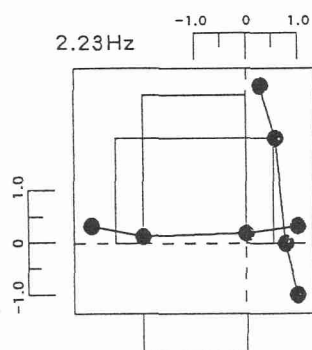


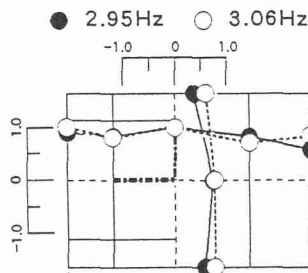
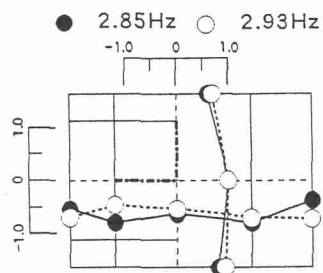
図6 壁率と固有振動数の関係

対象建物	梁間方向壁率 (m/m²)	桁行方向壁率 (m/m²)	固有振動数 (Hz)
● 旧松應寺観音堂	0.17	0.18	2.23
■ 慈眼寺庫裏(前)	0.12	0.15	2.95
● 八千代座	0.09	0.08	1.88
■ 吉田家	0.11	0.17	2.30

松應寺観音堂

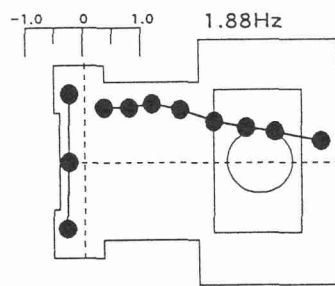
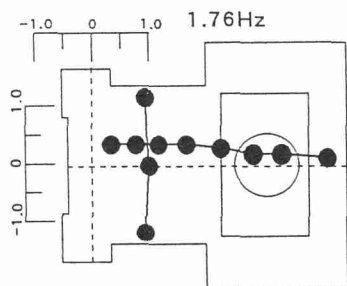


慈眼寺庫裏

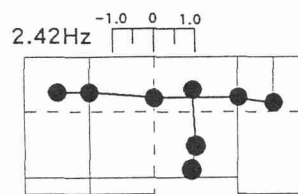
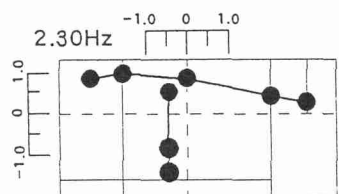


● 補強前
○ 補強後
----- 鉄骨フレーム位置

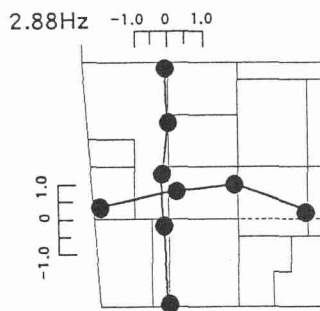
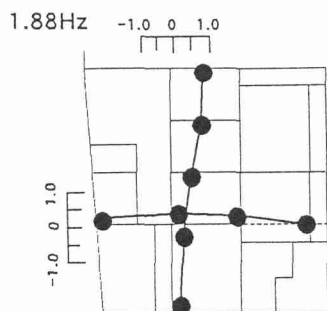
八千代座



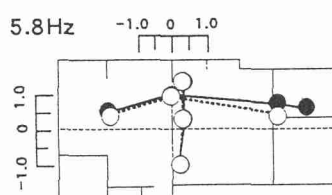
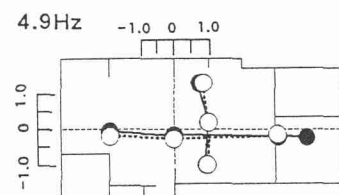
吉田家住宅



藤岡家住宅



旧五十嵐家住宅



● 筋かいなし
○ 筋かいあり

図7 振動モード

表3 主要な古民家の固有振動数および減衰定数

番号	名称	旧所在地	建築年 (世紀/期)	平面積 (㎡)	特徴	固有振動数(Hz)			減衰定数(%)	
						梁間方向	桁行方向	ねじれ他	梁間方向	桁行方向
1	旧工藤家	岩手県紫波郡	(18/中)	267.7	曲がり家	2.70	2.90	4.95	2.19	1.83
2	旧藤原家	岩手県紫波郡	不明	229.8	曲がり家	2.95	2.80	3.30	1.54	2.23
3	旧菅原家	山形県東田川郡	(18/後)	138.6	多層農家	3.15	2.90	5.45	1.25	1.35
4	旧鈴木家	福島県福島市	(19/前)	167.0	中2階、馬宿	3.15	1.95	5.16	2.07	1.76
5	旧太田家	茨城県笠間市	(17/後)	167.2	分棟型	2.60	3.15	3.60	5.38	2.87
6	旧作田家	千葉県九十九里町	(17/後)	218.1	分棟型	2.05	2.65	3.15	3.67	8.77
7	旧北村家	神奈川県秦野市	1687	118.7	四方下屋造り	2.80	3.05	3.75	3.09	3.09
8	旧伊藤家	神奈川県川崎市	(17/後)	121.7	四方下屋造り	2.55	2.55	3.45	2.85	2.84
9	旧清宮家	神奈川県川崎市	(17/後)	97.6	四方下屋造り	3.40	3.70	4.40	1.80	0.85
10	旧岩沢家	神奈川県愛甲郡	(17/後)	110.6	四方下屋造り	3.40	3.80	4.40	2.44	0.75
11	旧江向家	富山県東砺波郡	(17/後)	244.6	合掌造り	2.70	2.70	3.20	1.99	1.99
12	旧野原家	富山県東砺波郡	(17/後)	151.1	合掌造り	2.75	2.65	3.05	3.23	2.23
13	旧山田家	富山県東砺波郡	(17/後)	141.4	合掌造り	2.40	2.10	3.30	3.90	0.88
14	旧山下家	福井県敦賀市	不明	102.1	大浦型	3.00	3.20	4.15	1.66	1.81
15	旧山田家	長野県水内郡	(18/中)	124.2	中門造り	2.85	2.85	3.35	1.16	2.24
16	旧三沢家	長野県伊那市	(19/中)	103.8	板葺	4.20	2.85	4.60	0.94	0.83
17	旧佐々木家	長野県南佐久郡	1726	207.3	間口大	1.90	2.80	3.50	1.80	1.08
18	旧広瀬家	山梨県塩山市	(17/後)	151.2	甲州の祖型	3.15	3.10	4.00	2.24	1.26
19	旧丸田家	奈良県吉野郡	(19/中)	121.9	一列型	3.70	3.70	4.90	1.77	2.16
20	旧井岡家	奈良県奈良市	(17/後)	96.4	町屋	5.60	2.70	4.80	1.63	0.81
21	旧泉家	大阪府豊能郡	(17/後)	93.9	四方下屋造り	3.15	3.75	3.85	2.31	2.29
22	細川家	香川県大川郡	(18/中)	74.6	一列型	4.10	4.10	5.30	3.33	3.54
23	旧長岡家	徳島県美馬郡	1735	79.1	一列型	4.70	4.50	5.50	2.10	1.40
24	旧下木家	徳島県美馬郡	1781	67.6	一列型	2.80	3.50	4.70	6.70	3.40
25	田中家	徳島県名西郡	1865	197.8	四方葺造り	3.40	3.10	4.25	1.56	3.05
26	旧河野家	愛媛県喜多郡	(18/中)	51.7	一列型	3.40	3.90	4.80	4.40	1.80
27	平川家	福岡県浮羽郡	(19/前)	179.6	くど造り凹型	3.55	3.50	4.30	1.31	1.19
28	山口家	佐賀県佐賀郡	(19/後)	126.3	漏斗造り口型	3.75	3.50	4.50	4.68	1.29
29	旧境家	熊本県玉名郡	1830	108.8	くど造り凹型	3.75	2.95	4.70	2.42	2.16
30	旧山野家	熊本県玉名郡	1858頃	137.3	くど造り凹型	3.60	3.50	4.80	1.68	3.07
31	旧椎葉家	宮崎県東臼杵郡	(19/中)	219.8	一列型	2.20	2.40	2.60	2.74	5.54
32	中家	奈良県生駒郡	(17/中)	216.9	大和棟	3.15	3.03	3.60	1.70	1.90
33	藤田家	奈良県生駒郡	(18/初)	197.6	大和棟	2.90	3.00	3.45	2.10	0.70
34	吉村家	大阪府羽曳野市	(17/初)	389.8	大和棟	2.50	3.05	3.85	1.90	1.80
35	旧道面家	島根県鹿足郡	(18/後)	47.3	入母屋	4.60	4.35	6.20	2.56	1.84
36	旧真野家	広島県三次市	(17/後)	130.5	入母屋	2.85	3.10	3.10	1.81	1.56

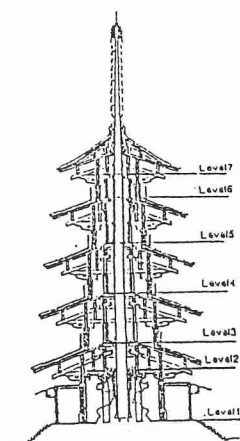


図8 法隆寺五重塔

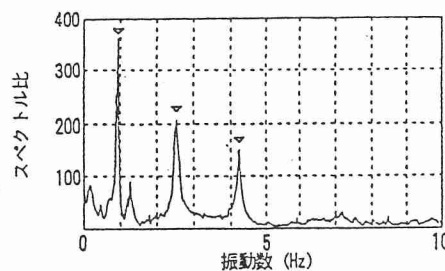
図9 FFT解析結果の例
(五重塔)

表4 五重塔の固有振動数

固有振動数(Hz)		
1次	2次	3次
0.9	2.5	4.2

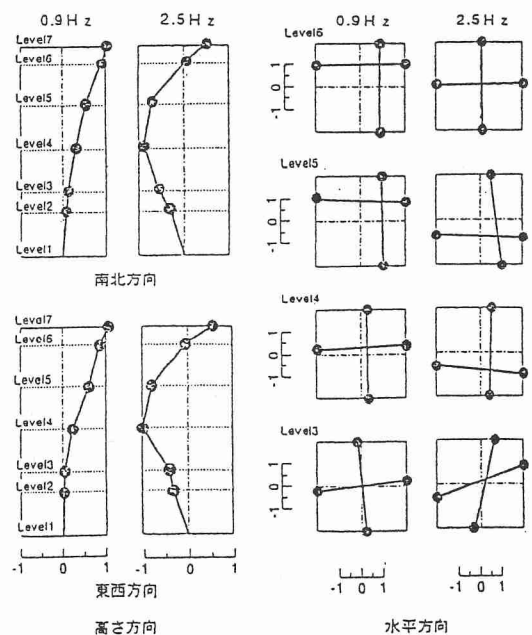


図10 五重塔の振動モード

古民家の構造特性

～立体架構モデルを用いた応力解析～

前川 秀幸

1. はじめに

古民家の構造特性については、土壁の水平せん断実験や、実大水平加力試験が行われ、常時微動測定により古民家の振動特性を把握する試みもされている。しかしながら、屋根面などの水平構面及び土壁や通し貫(差し鴨居構造)の剛性や耐力に関する基礎的データは少なく、構造特性を定量的に評価する手法が確立しているとは言い難い。

本研究では、構法的に特徴のある古民家について、立体解析モデルを作成し、応力解析を行うとともに、常時微動測定結果との比較を試みることを目的とする。

2. 対象古民家

過去に常時微動測定が実施された古民家の中から、福島県の宿場民家である旧鈴木家(現在、川崎市の日本民家園に移築)と、島根県の旧道面家を選び解析を行う。

(1) 旧鈴木家

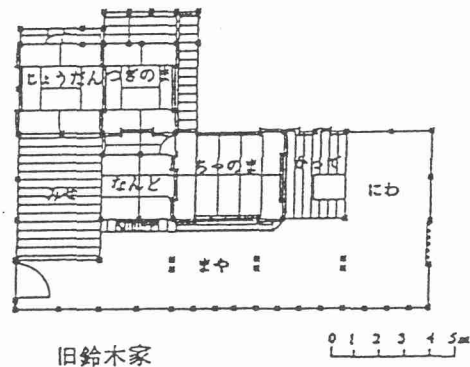
主屋は間口に比べて奥行きが深く、そのために表側の中二階造寄棟屋根の前部に直交して後部の屋根がつながれ、棟は全体でT形になっている。内部では、前部と後部を通して一方の側に通し土間が設けられ、後部の通し土間に面して広い馬屋がある。

(2) 旧道面家

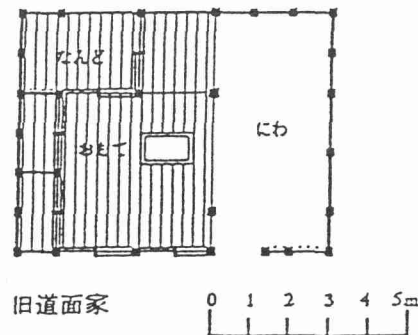
間口四間、奥行き三間の小規模な建物であり、軒の深い入り母屋造りで、茅葺きの屋根を上げている。建物は南面し、東側の一間半通りを土間とし、この西側は床を張って部屋とするが「おもて」の隅に三疊大の「なんど」をかこつただけの間取りである。各建物の概要を表1に、平面図を図1に示す。

表1 対象古民家概要

名称	所在地	創建年代	概要	平面積
旧鈴木家	福島県福島市 (旧所在地)	19世紀後半	寄せ棟造、町屋 馬宿、中二階	167.0㎡
旧道面家	島根県鹿足郡	18世紀後半	入母屋造、茅葺 農家	47.3㎡



旧鈴木家



旧道面家

図1 対象古民家平面図

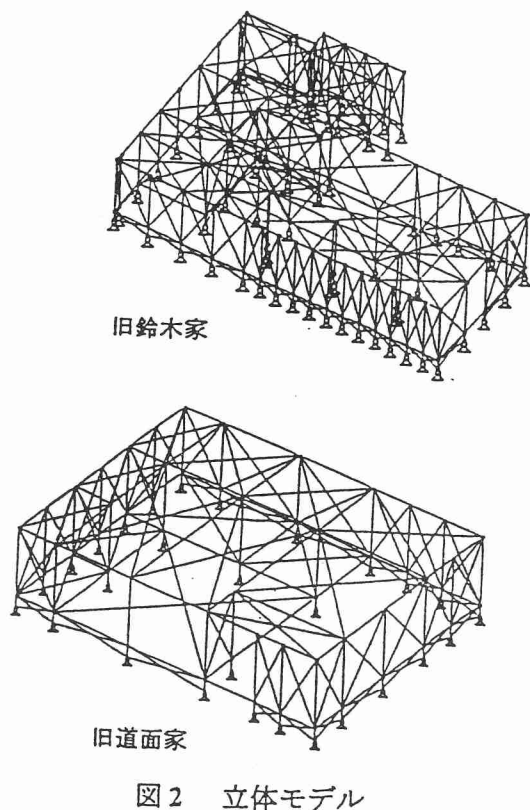
3. 解析方法

構造物の応力解析手法としては、簡便な壁倍率法、等価せん断剛性法、マトリックス剛性法(平面モデル、立体モデル)などがある。

本研究では、古民家の水平構面剛性が比較的小さく、かつ偏心が大きいことが予想されることから、3次元構造解析ソフト(Muitiframe 4D)を用いて、マトリックス剛性法による立体構造解析を行うこととした。但し、使用したソフトは線形弾性解析を行うものであり、剛性が大きく変化する非線形領域の解析には対応していない。

(1) 部材のモデル化

柱、梁の部材属性として、重量、断面積、断面2次モーメント、ねじれ定数、せん断弾性係数、ヤング定数がある。モデル化にあたり対象古民家の柱、梁の樹種は松材と仮定し、これらの諸定数を入力した。部材のモデル化にあたって、サスなど屋根部材については省略している。土壁の剛性については、壁の仕上げの程度に大きく依存し、仕上げの程度が進むに従って増大する傾向にある。また、大変形時の剛性は非線形性が顕著であるが、本解析では既往の土壁単体の水平せん断実験結果をもとに、土壁の1/60rad時のせん断耐力を約400kgf/mと仮定した。土壁はこの剛性と同程度となる杉材のブレースに置換しモデル化を行った。節点は、柱脚部のみピンとし、柱と横架材及び横架材間はずべて剛節と仮定した。各建物の立体モデルを図2に示す。



(2) 荷重計算

固定荷重は茅葺き(厚50cm) 125kgf/m²
下地(母屋とも) 20kgf/m²、土壁 100kgf/m²
とし、それぞれ屋根面積と壁面積を乗じて

求めた。屋根単位面積当たりの鉛直荷重は、245kgf/m²となる。中地震を想定した水平震度0.2とすると、地震時水平力は49kgf/m²である。地震時水平力は、水平面に設定したブレースの交点の柱に集中させて計算を行う。

(3) 解析内容

静的解析については、地震時水平力(水平震度0.2)を加えた時の各節点の変形を検討する。動的解析では固有振動数と振動モードを求め、既往の常時微動測定結果と比較検討する。

4. 解析結果

(1) 静的解析

各建物に、水平震度0.2の水平力を加えたときの軸組の変形状態を図3に示した。

①旧鈴木家

最大変位及び層間変形角は次の通りである

荷重条件1(梁間方向加力)

最大変位 $d_z=1.948\text{cm}$ (162節点)

層間変形角 $d_z/L=1.948/380=1/195$

荷重条件2(桁行方向加力)

最大変位 $d_x=1.370\text{cm}$ (163,191節点)

層間変形角 $d_x/L=1.370/380=1/277$

層間変形角は、1/200 ~ 1/280rad程度であり、やや梁間方向の変形が大きい。特に、土間部分の梁間方向には壁がほとんどないことからこの部分の変形が顕著である。

②旧道面家

最大変位及び層間変形角は次の通りである

荷重条件1(梁間方向加力)

最大変位 $d_z=0.350$ (52,53,54節点)

層間変形角 $d_z/L=0.350/210=1/600$

荷重条件2(桁行方向加力)

最大変位 $d_x=0.308$ (53節点)

層間変形角 $d_x/L=0.308/210=1/682$

層間変形角は1/500 ~ 1/600rad程度であり、旧鈴木家と比較して変形量は1/3程度となった。これは、旧道面家の規模が小さいにもかかわらず、壁率が高いことによると考えられる。

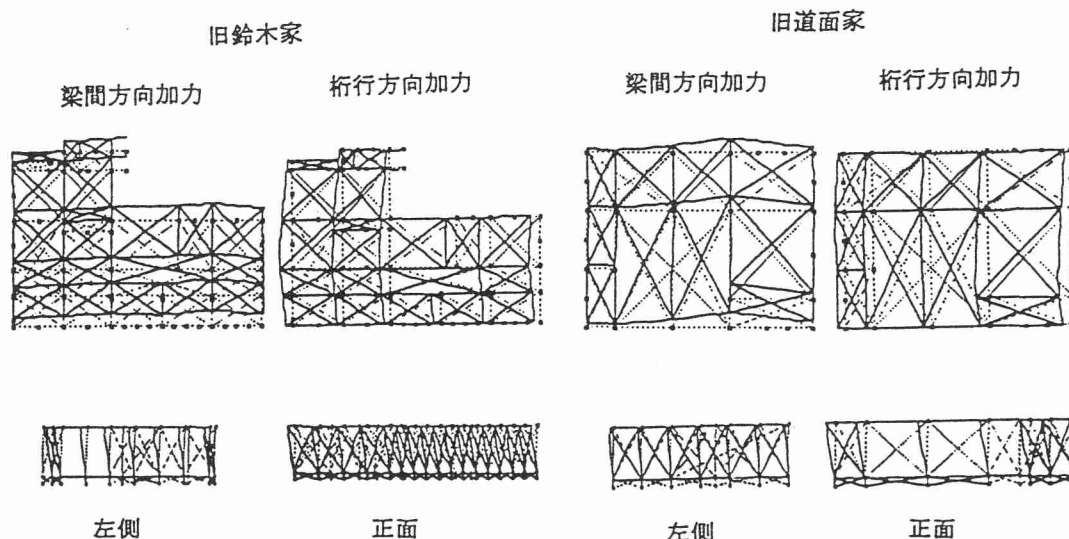


図3 地震時水平力が加わった場合の変形状態

(2) 動的解析

動的解析で求められた固有振動数を表2に、振動モードの一部を図4に示した。

1次の固有振動数は鈴木家では1.655Hzであり振動モードは梁間方向の並進である。2.734Hzでは、みせ部分と奥部分の間に折れ曲がり、桁行方向にややねじれたモードとなっている。さらに3.31Hzでは、みせ部分の両側壁の位相が異なり、中央部に節のみられる顕著なねじれ振動となっている。旧道面家の1次の固有振動数は3.833Hzであり、振動モードは桁行方向の並進である。梁間方向の振幅比が大きくなる振動モードはみられない。

旧鈴木家			旧道面家		
モードNO	振動数 (Hz)	周期 (秒)	モードNO	振動数 (Hz)	周期 (秒)
1	1.655	0.604	1	3.833	0.267
2	1.933	0.516	2	4.411	0.227
3	2.048	0.488	3	5.761	0.174
4	2.734	0.366	4	7.185	0.139
5	3.310	0.302	5	7.551	0.132
6	3.658	0.273	6	8.295	0.121
7	3.963	0.252	7	10.639	0.094
8	4.469	0.224	8	12.715	0.079
9	4.859	0.206	9	27.017	0.037
10	11.366	0.088	10	34.409	0.029

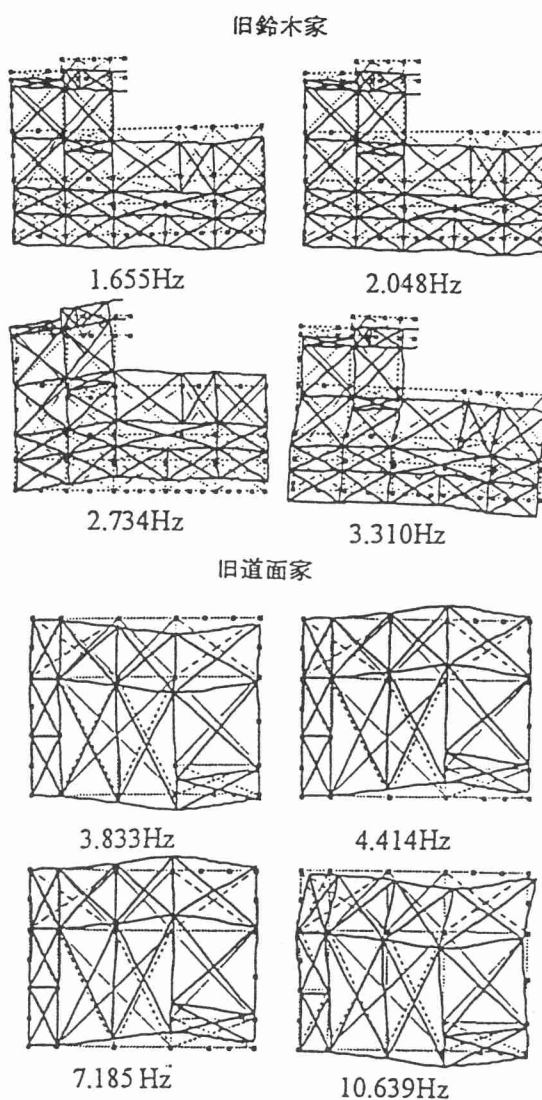


図4 動的解析による振動モード

5. 常時微動測定結果との比較

旧鈴木家と旧道面家の常時微動測定結果によると、固有振動数は旧鈴木家が 1.95Hz、旧道面家が 4.35Hz となっている。立体モデルを用いての動的解析の結果と比較すると、固有振動数はそれぞれ 1.2 倍程度常時微動測定により求められたものの方が高い。

一般に常時微動測定では、測定振幅の最大値は $5 \mu m$ 程度である。モデルで想定している剛性は 1/60rad 時のものであり、変形領域は 5000 倍程度異なる。そこで土壁の等価ブレースの剛性を変化させ、常時微動測定と立体モデルの固有振動数を近似させることを試みた。その結果を表 3 に示した。

旧鈴木家では約 6.5 倍、旧道面家では約 6 倍程度剛性を高めた場合に固有振動数がおおむね一致した。固有振動数をほぼ一致させた場合の、解析結果と常時微動測定結果の 1 次の振動モードを図 5 に示した。

振動モードを比較すると、旧鈴木家では近似したモードが得られたが、旧道面家では必ずしも一致しない。

6. まとめ

本研究では、解析結果と既往の常時微動測定結果との比較を試みたところ、常時微動の結果に基づき変形時の剛性を推定するための基礎的データを得ることができた。今後、節点質量の分配、土壁や軸組部分の剛性評価に関する基礎的データの充実をはかる必要がある。

参考文献

- 1) 鈴木雅文：旧五十嵐家住宅における耐震補強
文化財建築物保存事業主任技術者研修会
1996 年 10 月
- 2) 田中昌巳：古民家の振動特性に関する研究
— 重要文化財民家の常時微動実験 —
1992 年度卒論
- 3) 成田 茂：木造建築物の振動特性に関する研究
— 中国地方の古民家の常時微動測定 —
1996 年度卒論

表 3 固有振動数の調整過程

断面積 倍率	断面積 (cm^2)	旧鈴木家 固有振動数 (Hz)	旧道面家 固有振動数 (Hz)
1倍	1.102	1.655	3.833
2倍	2.204	1.750	3.970
3倍	3.306	1.818	4.086
4倍	4.408	1.869	4.188
5倍	5.510	1.908	4.282
6倍	6.612	1.940	4.369
7倍	7.714	1.966	4.450

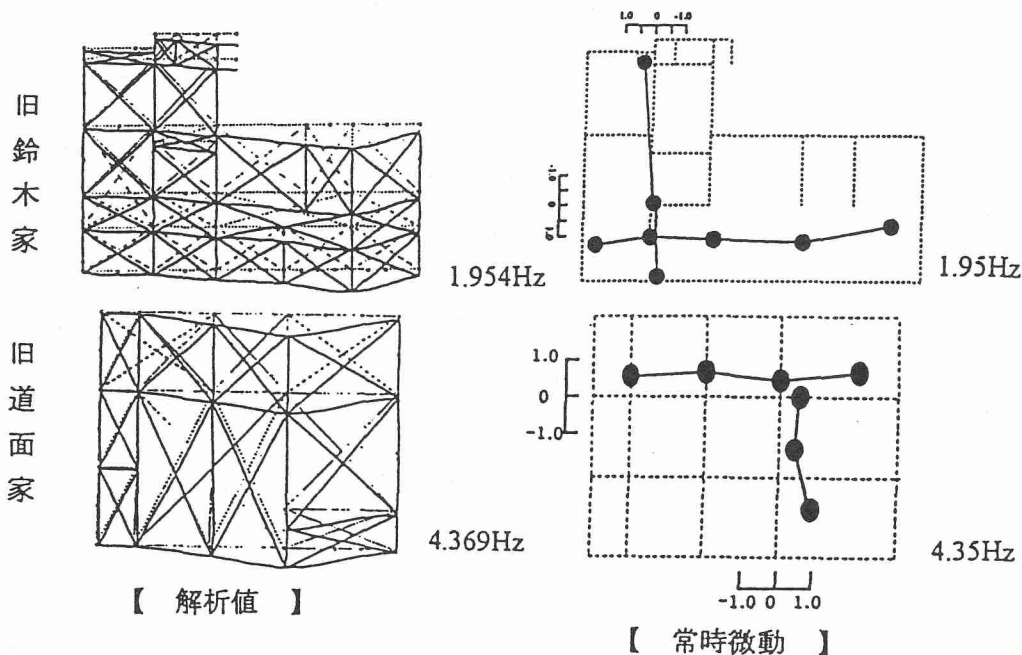


図 5 振動モードの比較

伝統的木造建築の組物の振動台実験 (その1) 概要と静加力試験

坂本功
大橋好光
木村正彦

藤田香織
安田一男
川久保政茂

1. はじめに

組物とは、柱或いは、台輪の上に設けられ、鉛直荷重を柱に伝達する役割を担っている支承部分の名称である。仏教の伝来とともに日本に伝えられたといわれ、その多くは伝統構法による木造の寺院・神社建築に用いられている。組物は、斗(ます)と肘木(ひじき)が互いに積層して構成され、その形状は、様式・年代によって異なり、種類は豊富である。

伝統的木造建築の優れた特徴は、その大きな変形能力と高い減衰性にあるといわれ、更に、この組物の部分が構造物の地震時の挙動に大きく影響していると考えられてきた。しかし、組物の地震時の挙動や振動特性に関する実験的研究は少なく、かついづれも静的実験である。

本研究は、組物の振動台実験を行うことにより、その振動特性及び構造物の耐震性に及ぼす影響を明らかにすること、更に、伝統的木造建築の耐震性能を評価するための基礎資料を得ることを目的としている。実験は、平成9年9月1日から10月3日にかけて行った。

2. 実験方法

実験は、柱の柱頭部分(70cm)4本をスパン2mの四隅に配し、振動台に鉄骨治具で固定した上に組物を載せて行った。試験体の上には鉄骨治具を組み、鉄板を載せて両者の和が鉛直荷重に相当するようにした。

振動台による加振を行い、試験体各部の変位、加速度、速度を測定した。更に、ビデオ撮影による記録も行った。

また、加振終了後、微小変形の静加力試験も行った。

振動台は、東急建設技術研究所内の3次元6自由度振動台を用いた。

3. 試験体

試験体の形状を、図-1に示した。試験体は、組物のうち最も基本的な形状を持つ大斗肘木(試験体K1)、平三斗(K2)、出三斗(K3)の3種類、各1体ずつとした。組物の形状は、一般性の高いものとするため、重要文化財建造物の寺院仏殿建築の約1/3を占める三間堂仏殿を対象とし、平部分の実大部分模型とした。試験体の仕様は、喜多院慈眼堂(国指定重要文化財、川越市)を範としている。

試験体の材料は全てヒノキを用いた。測定の結果、材料の単位重量は435kgf/m³、含水率は12.1%であった。

以下に部材間の水平力抵抗要素(接合法)を示した。ただし、寸法の表示は(巾×奥行×成)単位mmとした。

・K1(大斗肘木)

桁～実肘木:ダボ36×24×50 2コ

実肘木～大斗:摩擦力

大斗～頭貫:ダボ30×30×60 1コ

頭貫～柱:目違い

・K2(平三斗)

桁～実肘木:ダボ36×24×60 2コ

実肘木～巻斗:摩擦力

巻斗～枅肘木:24×24×50 3コ

枅肘木～大斗:摩擦力

大斗～頭貫、頭貫～柱はK1と同じ。

・K3(出三斗)

図-1の{K3(出三斗)分解図}参照。

4. 加振スケジュール

加振スケジュールを、表-1に示した。加振は、1次元加振を基本としており、入力波の略称とその説明は以下のとおりである。

・**神戸海洋**:1995年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された加速度記録を入力地震動の基本波としている。なお、この加速度波形は、気象庁87型電磁式強震計によって観測されたものである。

振動台のX方向は神戸海洋のNS成分(最大加速度818Gal、最大速度92kine)、Y方向はEW成分(最大加速度617Gal、最大速度76kine)、Z方向はUD成分(最大加速度332Gal、最大速度41kine)を入力している。(注1)

・**ランダム波**:X方向で0Hz～30Hz、Y、Z方向で、0Hz～50Hzにパワーを持つ広帯域波。

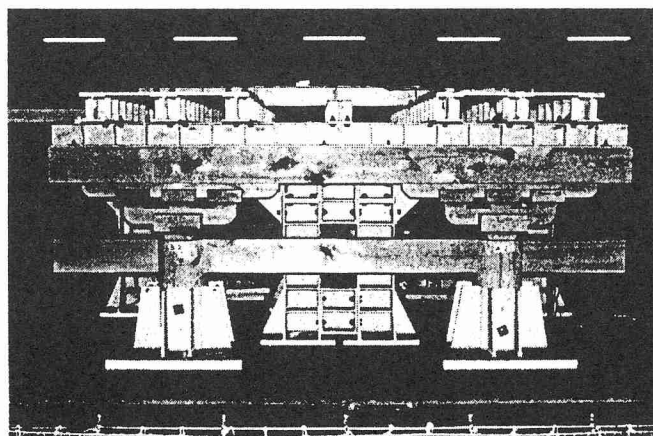
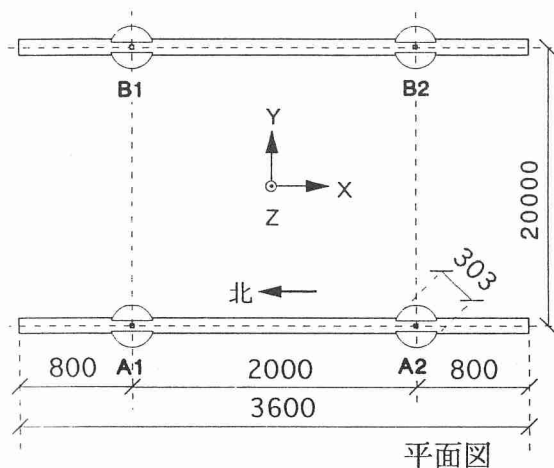
・**サイノスカーブ**:加速度を一定とし、振動数を0.25Hz(1ステップ)ずつ大きくしていく正弦波掃引加振。一つのステップの滞留時間は5秒とした。

・**サイン波**:正弦波による加振。ただし、振動数を一定とし、加速度を0Gal～200Galと変化させた。加振時間は2分間とした。

表-1 加振スケジュール

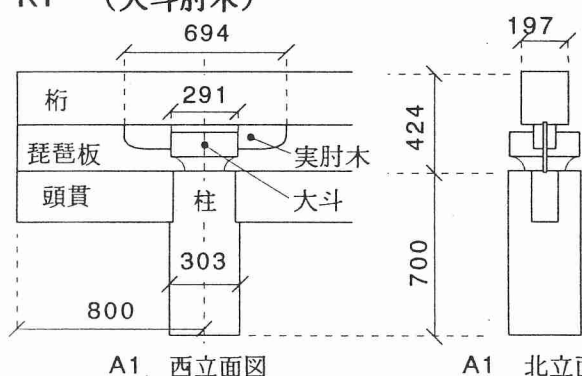
加振波	方向	レベル	
常時微動	3D-XYZ		
ランダム波	1D-X	20Gal	50Gal
	1D-Z	20Gal	50Gal
	1D-Y	10Gal	20Gal
サイノスカーブ	1D-X	20Gal	50Gal
	1D-Z	20Gal	50Gal
	1D-Y	20Gal	
神戸海洋	1D-X	10kine	25kine
		40kine	50kine
	2D-XZ	X:10kine	X:25kine
		X:40kine	X:50kine
	3D-XYZ	X:10kine	X:25kine
サイン波	1D-X	(2Hz)0→200Gal	
	2D-XZ	X:(2Hz)0→200Gal	
		Z:(7Hz)50Gal	

一部の試験体のみ

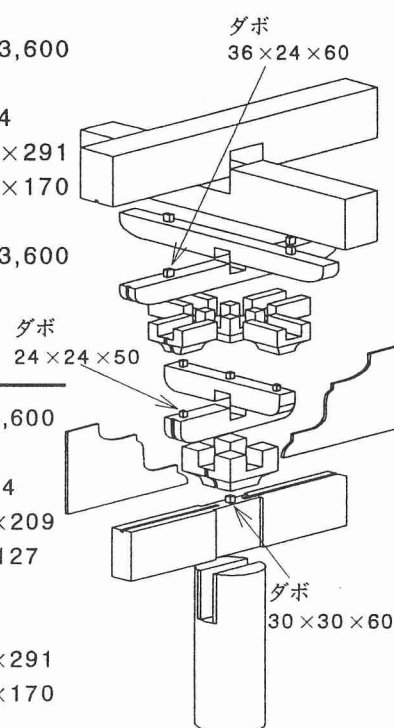


試験体K2 (平三斗) フェーズB (0.5tonf/柱、琵琶板無) 東正面

K1 (大斗肘木)

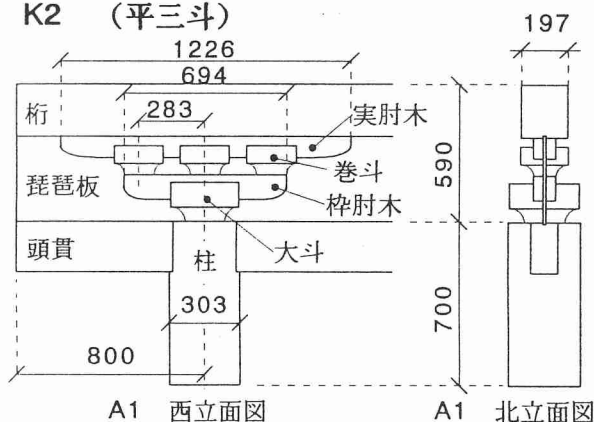


桁 : $197 \times 224 \times 3,600$
 琵琶板 : 厚15
 実肘木 : $94 \times 94 \times 694$
 大斗 : (上面) 291×291
 (下面) 170×170
 高さ167
 頭貫 : $112 \times 218 \times 3,600$
 柱 : $\phi 303 \times 700$



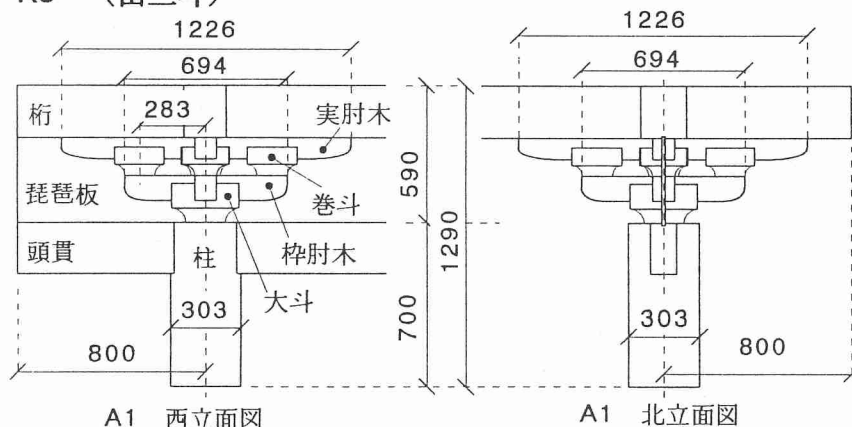
K3 (出三斗) の分解図

K2 (平三斗)



桁 : $197 \times 224 \times 3,600$
 琵琶板 : 厚15
 実肘木 : $94 \times 106 \times 694$
 卷斗 : (上面) 200×209
 (下面) 94×127
 高さ124
 枳肘木 : $94 \times 94 \times 694$
 大斗 : (上面) 291×291
 (下面) 170×170
 高さ167
 頭貫 : $112 \times 218 \times 3,600$
 柱 : $\phi 303 \times 700$

K3 (出三斗)



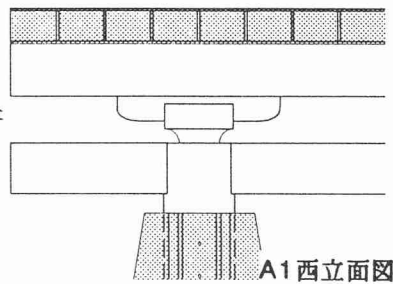
桁 : $197 \times 224 \times 3,600$
 琵琶板 : 厚15
 実肘木 : $94 \times 106 \times 694$
 卷斗 : (上面) 200×209
 (下面) 94×127
 高さ124
 枳肘木 : $94 \times 94 \times 694$
 大斗 : (上面) 291×291
 (下面) 170×170
 高さ167
 頭貫 : $112 \times 218 \times 3,600$
 柱 : $\phi 303 \times 700$

図1 試験体 (単位mm)

図-2

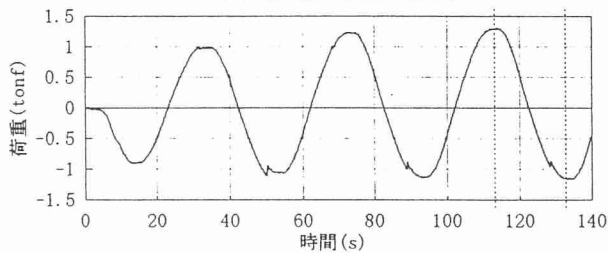
K1 (大斗肘木)
静加力試験結果

→ 南
(+)
鉄骨治具

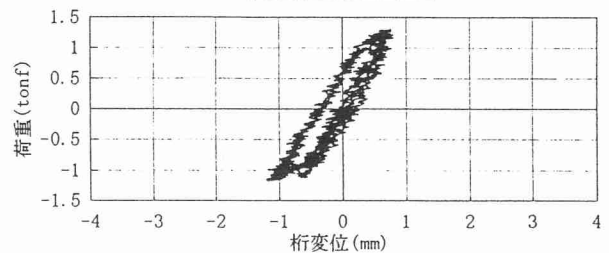


A1西立面図

K1:荷重の時刻歴曲線

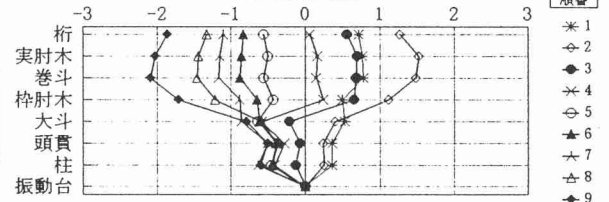


K1:荷重-桁変位



K2:変形

水平変位 (mm)



K2:荷重-桁変位

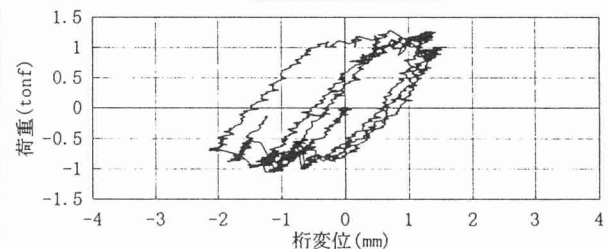
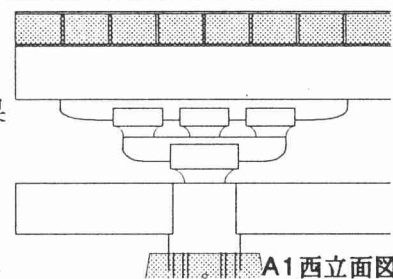


図-3

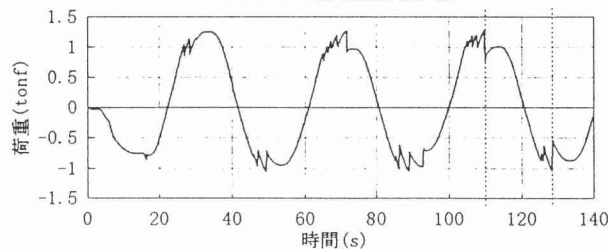
K2 (平三斗)
静加力試験結果

→ 南
(+)
鉄骨治具



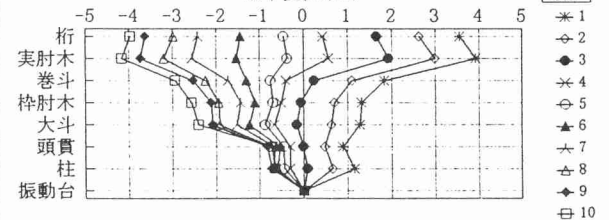
A1西立面図

K2:荷重の時刻歴曲線



K3:変形

水平変位 (mm)



K3:荷重-桁変位

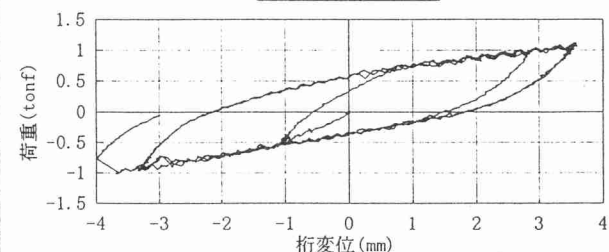
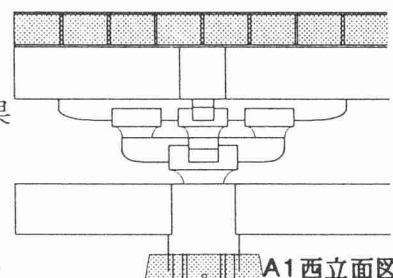


図-4

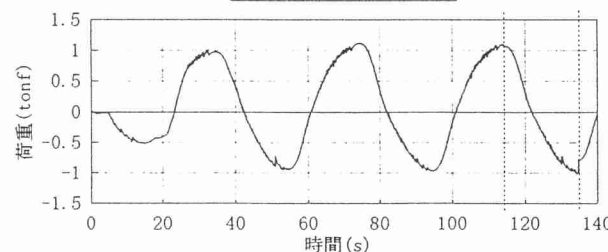
K3 (出三斗)
静加力試験結果

→ 南
(+)
鉄骨治具



A1西立面図

K3:荷重の時刻歴曲線



5. フェーズ

実験は各試験体につき、2種類の荷重条件(鉛直荷重)と、2種類の試験体の状態の組み合わせから、表-2のような4つの条件(以降フェーズと記す)で行った。ここで、フェーズA~Cは振動台加振、フェーズD(表中網掛け)は静加力試験のみ行った。

鉛直荷重は、三間堂仏殿数棟について、柱の軸力を算出した結果より、柱1本当たり0.5tonf(檜皮葺に相当)計2tonf、柱1本当たり3tonf(本瓦葺に相当)計12tonfの2種類とした(いずれも鉄骨治具を含む荷重)。

琵琶板とは、桁と頭貫の間にはめ込まれた板の名称である。試験体では、接する部材(頭貫、大斗、肘木、桁等)に、深さ10mm程度の溝を彫り、そこに琵琶板(厚15mm)をはめ込んだ。寺院・神社建築(門以外)では、琵琶板を用いることは一般的であるといえる。

表-2 フェーズ

フェーズ	鉛直荷重	琵琶板	振動台加振	静加力
A	0.5tonf/柱1本	有	○	-
B	3tonf/柱1本	有	○	-
C	3tonf/柱1本	無	○	-
D	0.5tonf/柱1本	無	-	○

6. 静加力試験結果

静加力試験は、各試験体につきフェーズCまでの加振終了後、フェーズD(鉛直荷重0.5tonf/柱1本、琵琶板無)の状態で行った。試験体は、振動台に設置したまま鉄骨の反力柱と試験体を鉄骨梁でつなぎ、振動台を動かすことによって行った。試験は変位制御とし、1サイクル40秒の正弦波を3.5サイクル入力することにより、正負交番の静的水平加力試験となるようにした。

図-2から図-4に、試験体ごとの静加力試験の結果を示した。図は、各試験体の荷重の時刻歴曲線、荷重-桁の水平変位履歴曲線、各部位の水平変位より得られた変形の様子を示している。変形の図は、最後の半サイクル分(荷重時刻歴曲線の図中点線で示した範囲)を図示したものである。

変位の測定はA1(北西隅)の組物で行った。変位、荷重は北→南、東→西を正としている。荷重は、試験体上の鉄骨治具に取り付けたロードセルで、変位は試験体各部位(桁、実肘木等)と振動台の相対変位をレーザー変位計で測定した。また、文中で示した静的剛性値は、最大荷重時の桁の水平変位と荷重の関係から算出した値である。

・K1(大斗肘木)

最大荷重は、+1.3tonf、-1.1tonfであり、その際の桁の水平変位は約+0.8mm、-1.2mmであった。骨組全体の静的剛性は、約12tonf/cmであり、これを組物一基分に換算すると、3.0tonf/cmとなる。変形は、頭貫と大斗の間の変形が最も大きかった。

・K2(平三斗)

最大荷重は+1.3tonf、-1.0tonf、最大変位は+1.5mm、-2.2mmであった。

+1.3tonf、-1.0tonfの時点で荷重が急に低下し、同時に変形が大きくなっていることから部材どうしに滑りが生じたことが分かる。ここで、大斗と枳肘木、巻斗と実肘木の間はダボ等の要素がなく水平力抵抗要素は接触面の摩擦力のみであるため、静摩擦力以上の水平力が加われば滑るはずである。鉛直荷重が0.5tonf/柱1本、合計2tonfであり、1.3tonfの水平力で滑ったため、静摩擦係数は0.65であったと推測できる。

滑る前の試験体の骨組全体の静的剛性は、概ね10.5tonf/cm、組物一基当たりでは2.6tonf/cmであった。

変形はダボのない大斗と枳肘木の間が最も大きかった。ここで巻斗と実肘木の間も摩擦抵抗のみであり、試験体の自重を考慮すれば上にある巻斗と肘木の方が、大斗と枳肘木の間よりも摩擦抵抗力が小さくなるため滑りやすいはずである。しかし、実際は柱-頭貫-大斗、また巻斗-実肘木-桁はほぼ一体となって動いており、変形は、大斗-枳肘木-巻斗の間で起きていることが分かる。

・K3(出三斗)

最大荷重は+1.1tonf、-1.0tonfであり、その際の桁の水平変位は+3.6mm、-3.7mmであった。静的剛性は骨組全体で2.8tonf/cm、組物一基当たりで0.7tonf/cmであった。

K3は、K1、K2とは異なり、摩擦力のみで水平力に抵抗する部分はなく、全ての材はダボ或いは相欠き、つまり木のせん断力で抵抗している。変形は頭貫と大斗の間及び巻斗と実肘木の間が最も大きく、大斗-枳肘木-巻斗、実肘木-桁はほぼ一体となって動いていることが分かる。

7. まとめ

静加力試験の結果より、組物一基当たりの静的剛性はK1(大斗肘木):3.0tonf/cm(桁の水平変位約1.0mm)、K2(平三斗):2.6tonf/cm(桁の水平変位約1.9mm)、K3(出三斗):0.7tonf/cm(桁の水平変位約3.6mm)であった。また、試験体の静摩擦係数は0.65であった。変形は、K1(大斗肘木)は頭貫と大斗の間、K2(平三斗)は大斗-枳肘木-巻斗の間、K3(出三斗)は頭貫と大斗、及び巻斗と実肘木の間が最も大きかった。

注1 最大速度は、東急建設株式会社技術研究所の振動台システムで加速度を積分した値による。

伝統的木造建築の組物の振動台実験 (その2) 組物の振動特性

木村正彦 藤田香織
坂本 功 大橋好光
川久保政茂 安田一男

1. はじめに

組物は、神社・寺院建築などにおいてよく使用されている部位で、柱と桁の間等にあり、屋根荷重や積載荷重などの鉛直荷重を柱に伝達する支承的な役割を担っている。この組物は、肘木（ひじき）、巻斗（まきと）、大斗（だいと）などのいくつかの要素から構成されており、桁（けた）と実肘木（さねひじき）、大斗と柱は、簡単な「太柄」（だぼ）と「柄」（ぼぞ）による接合で組み立てられ、実肘木と巻斗、杵肘木（わくひじき）と大斗は単に肘木が斗（ます）にはめ込まれているだけである。このように構成された組物が地震時にどのような挙動をするのか、また、どのような振動特性を持っているのかは十分解明されておらず、組物を有する伝統的木造建築の耐震性能評価を困難にしている。

その2では、実大組物の振動台実験データから、組物の振動特性を伝達関数の振幅と位相特性というノンパラメトリックな表現で提示し、さらに等価固有振動数と等価減衰定数というパラメトリックな表現に置換することで、組物の基本的な振動特性を明らかにすることを目的としている。

2. 試験体と振動台加振波

試験体は、4本の円柱の上部、各柱上の組物、桁、鍾からなる、平面が2m×2mの構造体である。円柱は鉄骨治具を介して振動台に固定されている。

組物の形状は、標準的な三間堂仏殿の平部分（隅でない位置）としている（その1を参照）。組物細部の寸法は、喜多院慈眼堂（川越市、国指定重要文化財）に用いられている組物の寸法を範として決めている。したがって、試験体を使用されている組物は、三間堂仏殿の平部分にある組物の実大試験体となっている。

組物は、大斗肘木、平三斗、出三斗の3種類で、各組物につき、檜皮葺きと本瓦葺きに対応する2種類の荷重条件（0.5tonf/柱、3tonf/柱）、さらに琵琶板の有る、なしを試験体のケースとしている。

組物そのものは、肘木、巻斗、大斗などの要素から構成されている（構成要素間の関係はその1を参照）。

振動台加振波は、ランダム波、サインスイープ波、神戸海洋気象台波、振動数固定の漸増サイン波である。

その2では、組物の全体的な振動特性を明らかにするために、ランダム波加振(50Gal)とサインスイープ波加振(20Gal, 50Gal, 一部40Gal)によって得られた振動データを対象とする。

3. 組物の振動特性

組物そのものの伝達関数を求めるために、振動台のX方向の絶対加速度を入力、試験体の鍾部中央のX方向絶対加速度を出力とした伝達関数を求めた。ランダム波加振(50Gal)から求めた各組物(大斗肘木、平三斗、出三斗)の伝達関数の振幅と位相を図1～図3に示す。同様に三斗に対するサインスイープ波加振(50Gal)から求めた伝達関数の振幅と位相を図4に示す。

図1から図4に示した伝達関数の振幅と位相が、各組物の各条件における振動特性そのものを表している（ノンパラメトリックな表現）。

一方、これらの伝達関数を特徴づけるパラメータとして固有振動数や減衰定数があるが、伝達関数の形状によっては必ずしも適切な表現ができない場合もある。たとえば、2つのピークが隣接して存在している場合などである。しかしながら、固有振動数や減衰定数による組物の振動特性表示は、組物を振動解析や構造解析などに取り入れる際に有用な表現である。ここでは、線形1自由度系のシステム同定理論を使って、組物の等価固有振動数と等価減衰定数を求めた。その値を表1に示す。

なお、使用したシステム同定理論では、実験データから計算される伝達関数と振動パラメータ（固有振動数と減衰定数）を与えて得られる理想的な伝達関数の二乗平均誤差が最小になるようにイタレーションで最適な振動パラメータを求めている。

4. 組物の動的剛性値

表1に示した等価固有振動数と等価減衰定数から求めた組物1基あたりの等価動的剛性値を表2に示す。

5. 考察

まず、檜皮葺きの荷重条件(0.5tonf/本)で琵琶板付きの場合について考察する。この場合、サインスイープ波50Gal加振で組物の等価固有振動数は大斗肘木で15.9Hz、平三斗で13.6Hz、出三斗で12.3Hzとなっており、組物が複雑になるにつれて低下している。また、ランダム波

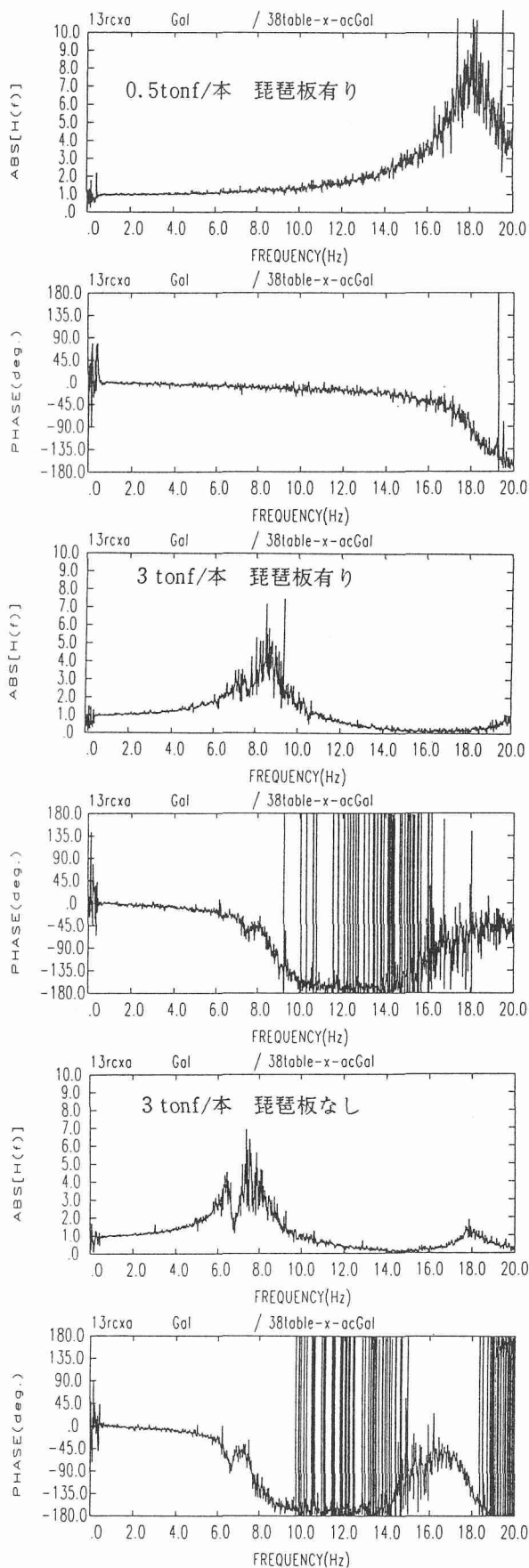


図1 大斗肘木(K1)の伝達関数の振幅と位相
(ランダム波50Gal加振)

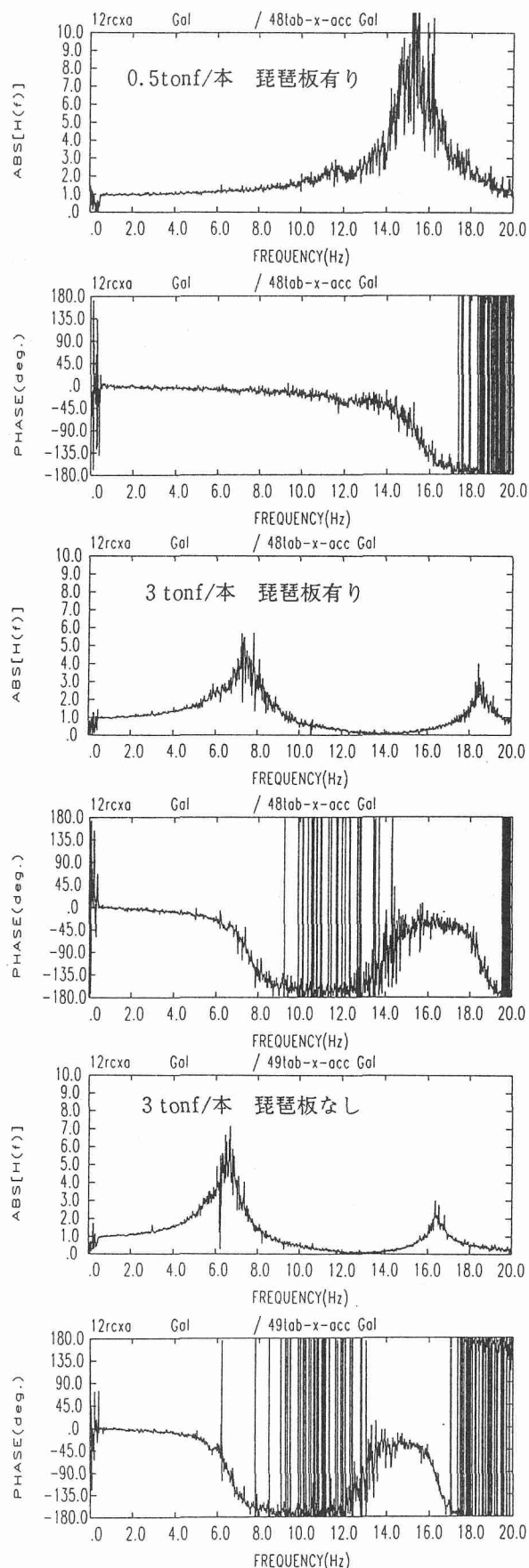


図2 平三斗(K2)の伝達関数の振幅と位相
(ランダム波50Gal加振)

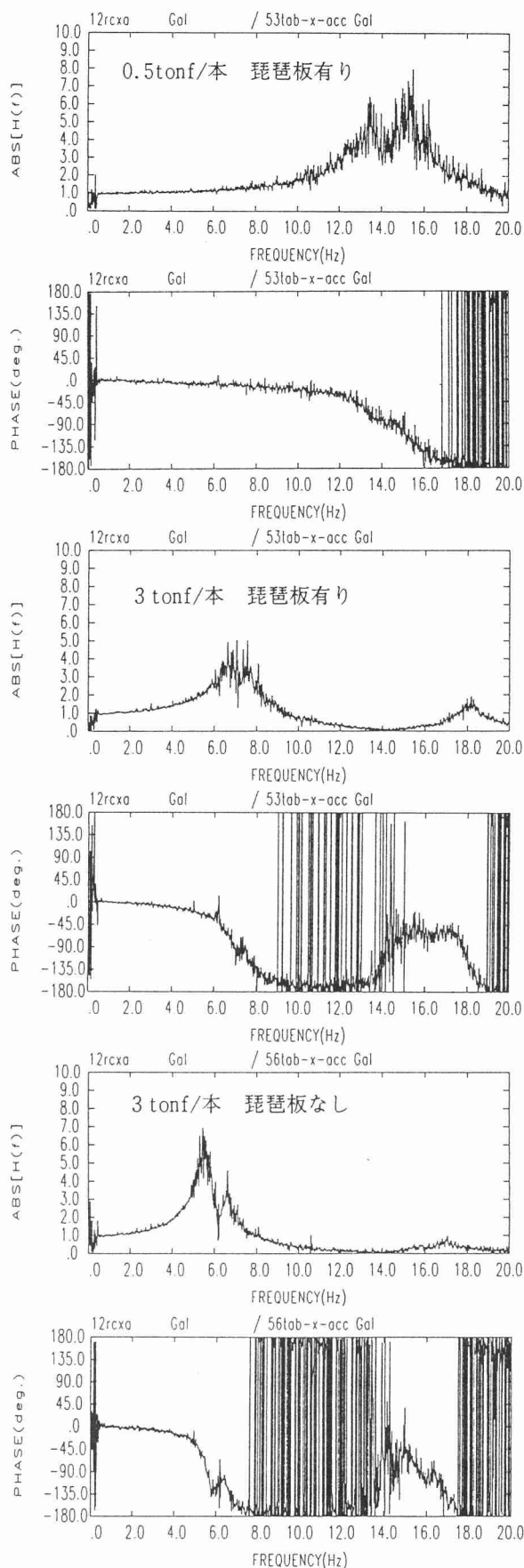


図3 出三斗(K3)の伝達関数の振幅と位相
(ランダム波50Gal加振)

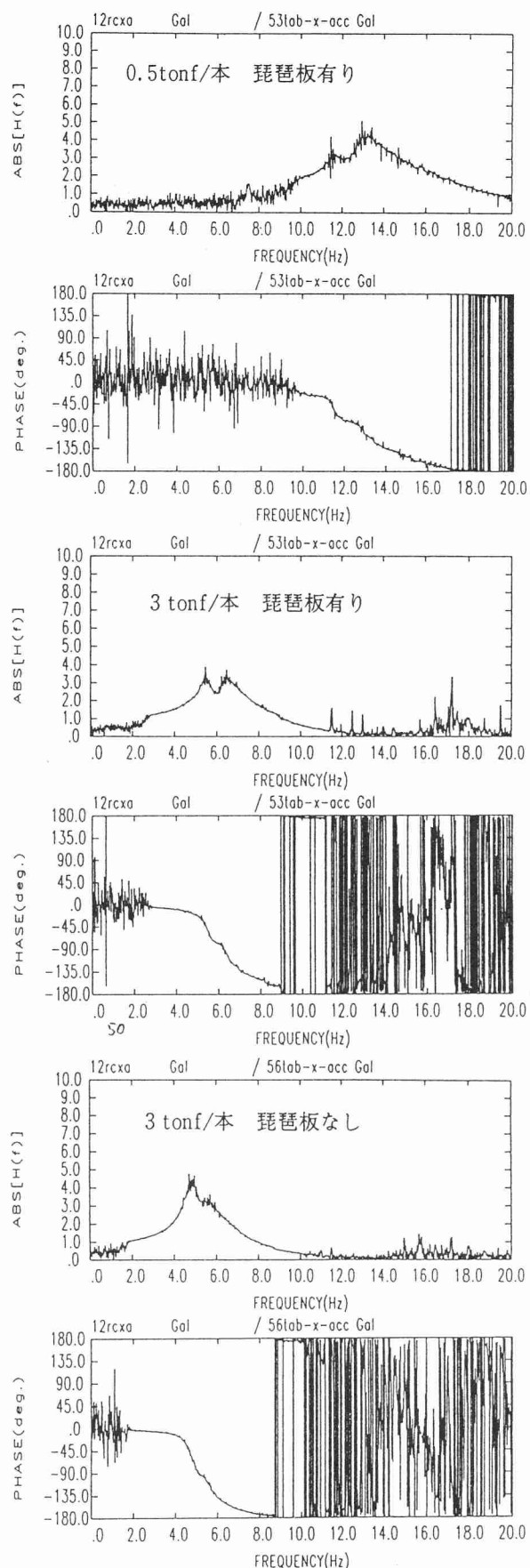


図4 出三斗(K3)の伝達関数の振幅と位相
(サインスイープ波50Gal加振)

表1 組物の等価固有振動数と等価減衰定数

試験体	荷重条件	琵琶板	サインスイープ 20Gal		サインスイープ 50Gal		ランダム波 50Gal	
			等価固有振動数	等価減衰定数	等価固有振動数	等価減衰定数	等価固有振動数	等価減衰定数
大斗肘木	0.5 tonf/本	有り	17.5 Hz	3.9 %	15.9 Hz	8.5 %	17.7 Hz	7.0 %
	3 tonf/本	有り			7.3 Hz	11.9 %	8.3 Hz	11.1 %
	3 tonf/本	なし	7.2 Hz	6.9 %			7.0 Hz	15.5 %
平三斗	0.5 tonf/本	有り	14.7 Hz	4.6 %	13.6 Hz	7.3 %	15.2 Hz	5.2 %
	3 tonf/本	有り	7.3 Hz	6.3 %	6.7 Hz	10.7 %	7.3 Hz	11.0 %
	3 tonf/本	なし	6.3 Hz	5.9 %	5.9 Hz*	8.9 %*	6.4 Hz	9.3 %
出三斗	0.5 tonf/本	有り	13.7 Hz	11.8 %	12.3 Hz	13.6 %	13.9 Hz	11.4 %
	3 tonf/本	有り	6.7 Hz	12.3 %	5.9 Hz	15.6 %	6.9 Hz	12.8 %
	3 tonf/本	なし	5.4 Hz	11.5 %	5.0 Hz	12.8 %	5.5 Hz	9.3 %

表2 組物1基当たりの等価動的剛性

試験体	荷重条件	琵琶板	サインスイープ 20Gal	サインスイープ 50Gal	ランダム波 50Gal
大斗肘木	0.5 tonf/本	有り	6.5 tonf/cm	5.4 tonf/cm	6.7 tonf/cm
	3 tonf/本	有り		6.5 tonf/cm	8.4 tonf/cm
	3 tonf/本	なし	6.3 tonf/cm		6.0 tonf/cm
平三斗	0.5 tonf/本	有り	4.6 tonf/cm	4.0 tonf/cm	4.9 tonf/cm
	3 tonf/本	有り	6.5 tonf/cm	5.5 tonf/cm	6.5 tonf/cm
	3 tonf/本	なし	4.8 tonf/cm	4.2 tonf/cm	5.0 tonf/cm
出三斗	0.5 tonf/本	有り	4.2 tonf/cm	3.4 tonf/cm	4.4 tonf/cm
	3 tonf/本	有り	5.5 tonf/cm	4.3 tonf/cm	5.9 tonf/cm
	3 tonf/本	なし	3.6 tonf/cm	3.1 tonf/cm	3.7 tonf/cm

50Gal加振による伝達関数の絶対値の形状をみると、大斗肘木、平三斗の場合には単峰形であるが、出三斗の場合には双峰形になっているのが特徴的である。

本瓦葺き(3tonf/本)で琵琶板付きの場合の等価固有振動数も、サインスイープ波50Gal加振で大斗肘木7.3Hz、平三斗6.7Hz、出三斗5.9Hzと組物が複雑になるにつれて低下している。伝達関数の絶対値の形状も大斗肘木、平三斗の場合には単峰形に近いが、出三斗の場合には双峰形になっている。

出三斗の伝達関数の絶対値にみられる双峰形は、図4のサインスイープ50Gal加振の場合に明瞭に表れている。

組物の振動挙動への琵琶板の影響は、本瓦葺きの荷重条件(3tonf/本)における等価固有振動数と等価減衰定数の値をみると明らかである。すなわち、琵琶板がある場合には、琵琶板がない場合に比べて等価固有振動数が上がり、等価減衰定数が大きくなっている。琵琶板は、頭貫と桁の間にはめ込まれているが、琵琶板と頭貫および桁間の摩擦力によって、これらの現象が生じていると思われる。

表2には、振動台実験から求められた組物の等価動的剛性値を示したが、組物の動的剛性が実験的に求められたのは初めてであると思われる。また、琵琶板がある場合の等価固有振動数の上昇は、表2に示した組物1基当

たりの等価動的剛性値にも明瞭に表れており、琵琶板がある場合には、ない場合に比べて等価動的剛性値が30%から50%程度増大している。

6. まとめ

その2では、実大組物の振動台実験データから、大斗肘木、平三斗、出三斗の3種類の組物の振動特性を、各条件(檜皮葺き、本瓦葺き、琵琶板の有りなし)ごとに伝達関数の振幅と位相特性の形によるノンパラメトリックな表現で明らかにした(図1～図4)。同時にそれらの伝達関数の特徴を等価固有振動数と等価減衰定数というパラメトリックな表現に置換した(表1)。また、等価固有振動数と等価減衰定数の値から組物1基当たりの等価動的剛性値を求めた(表2)。

以上、今回の実大組物の振動台実験により、従来、不明であった組物の地震時における基本振動特性を明らかにすることができた。

謝辞 振動台実験の際には、東京大学大学院生の田中氏、川鍋嬢、同学生の近藤氏にご協力いただいた。記して感謝いたします。

*1 東急建設 技術研究所 工博

*2 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 博士課程

*3 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 教授 工博

*4 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 助手 工博

*5 東急建設 技術研究所

*6 財団法人文化財建造物保存技術協会

伝統的木造建築の組物の振動台実験

(その3) 地震波加振

X3. 振動実験、部分実験

Y3. 組物 Y7. 伝統構法、Z3. 地震応答

藤田 香織 木村 正彦
大橋 好光 坂本 功

1. はじめに

本報は、同題その1(文1)、その2(文2)に引き続き、伝統的木造建築の組物の振動台実験から得られた結果について報告する。その3では、地震波による水平一次元加振の結果について述べる。なお、実験方法及び試験体については、同題その1を参照。

図-1に試験体の例を示す。地震波加振は、JMA神戸(以降、神戸波と略記)のNS成分を基本波とした。

2. 同一の加振波による比較

表-1に神戸波の最大速度を25kine(原波の約28%)とした時の加振結果を示す。試験体の剛性は、層せん断力(応答加速度と質量の積とした)と桁の水平変位の関係(以降、荷重変位履歴曲線と記す)より求めたものと、後述の固有振動数から求めた値を示した。固有振動数は、振動台中央と錘部中央の絶対加速度の伝達関数から、減衰定数は、その際の応答倍率より求めた($h=1/2a$)。

試験体の構成要素が多くなるほど($K1 < K2 < K3$)剛性、固有振動数は低下し減衰定数は大きくなる傾向が認められる。琵琶板がない場合(フェースC)の水平変位は、試験体によらず琵琶板がある場合(フェースB)の約1.6倍であり、剛性に直すと0.7倍に低下した。減衰定数は琵琶板がある方が大きく、その割合は構成要素が多いほど大きい。なお、フェースAは、変位が小さいため(K3で0.4mm程度)荷重変位履歴曲線から得られた剛性は参考値である。

3. 変形の特徴

図-2は、各試験体について行った最大の加振から得られた各部材の水平変位、桁の水平変位が最大の時(図中太線)の試験体の変形、及び荷重変位履歴曲線を琵琶板がある場合とない場合(フェースB、C)について示した。

試験体の変形は、各部材を変位計で測定した結果を、一定の拡大倍率(図中の数値)で示した。どの試験体でも、大斗の転倒と実肘木の水平移動が、最も大きい変形要素である。K2(琵琶板あり)では、頭貫が桁と同じ程度水平変位している。これは琵琶板がある程度の荷重を支えており、頭貫が琵琶板と一体となって移動したと推測できる。K3(琵琶板なし)では、大斗の水平変位が10mm程度と大きく、実験後の解体調査から、この加振による損傷と思われる、頭貫のダボの変形と割れが認められた。

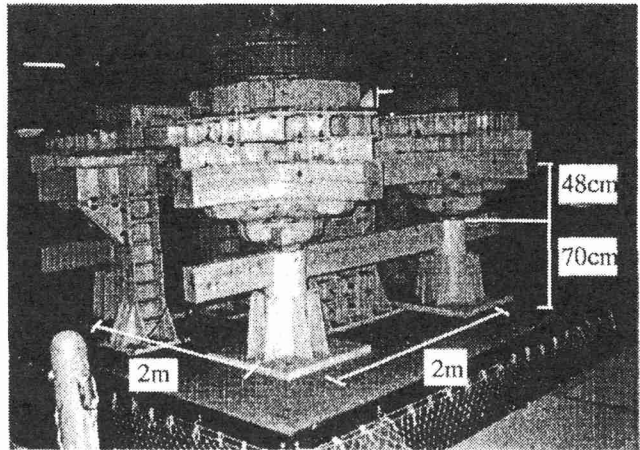


図-1 K3(出三斗)C(琵琶板なし・3tonf/柱)

表-1 神戸波1D-X、25kine加振の結果(4基分)

試験体	フェース (*1)	剛性 (A~桁中央)		剛性 tonf/cm	固有 振動数 Hz	減衰 定数 %
		A: 振動台 tonf/cm	A: 柱頭 tonf/cm			
K1 (大斗肘木)	A	15.6	26.7	32.5	19.5	6.0
	B	47.7	126.1	30.3	7.9	12.3
	C	34.3	79.8	23.9	7.0	10.6
K2 (平三斗)	A	17.8	28.6	22.6	16.3	5.0
	B	40.6	89.2	27.5	7.5	15.4
	C	28.4	51.1	17.6	6.0	11.7
K3 (出三斗)	A	15.0	43.2	22.8	15.9	7.5
	B	18.2	42.9	14.9	5.5	15.8
	C	12.0	22.7	11.7	4.9	8.0

(*1) フェースA: 琵琶板あり・0.5tonf/柱、B: 琵琶板あり・3tonf/柱、

C: 琵琶板なし・3tonf/柱

伝達関数より求めた値

4. 荷重変位履歴曲線

荷重変位履歴曲線より、入力レベルの大きいK3は他の試験体と比較してループが囲む面積が大きく(減衰性が高い)、中心点が水平方向に移動していることが分かる。このずれは主に大斗の水平移動によるものであるが、このため見掛けの剛性は低下する。

5. まとめ

本研究より、伝統的木造建築の振動性状に影響しているといわれる組物の地震時の挙動に関する基礎資料を得ることができた。

謝辞

文化庁文化財保護部建造物課の清水真一博士、(財)文化財建造物保存技術協会の安田一男氏、東京大学坂本研究室卒業生(当時)の近藤慎輔氏には、貴重なご意見及びご協力を頂きました。ここに、御礼申し上げます。

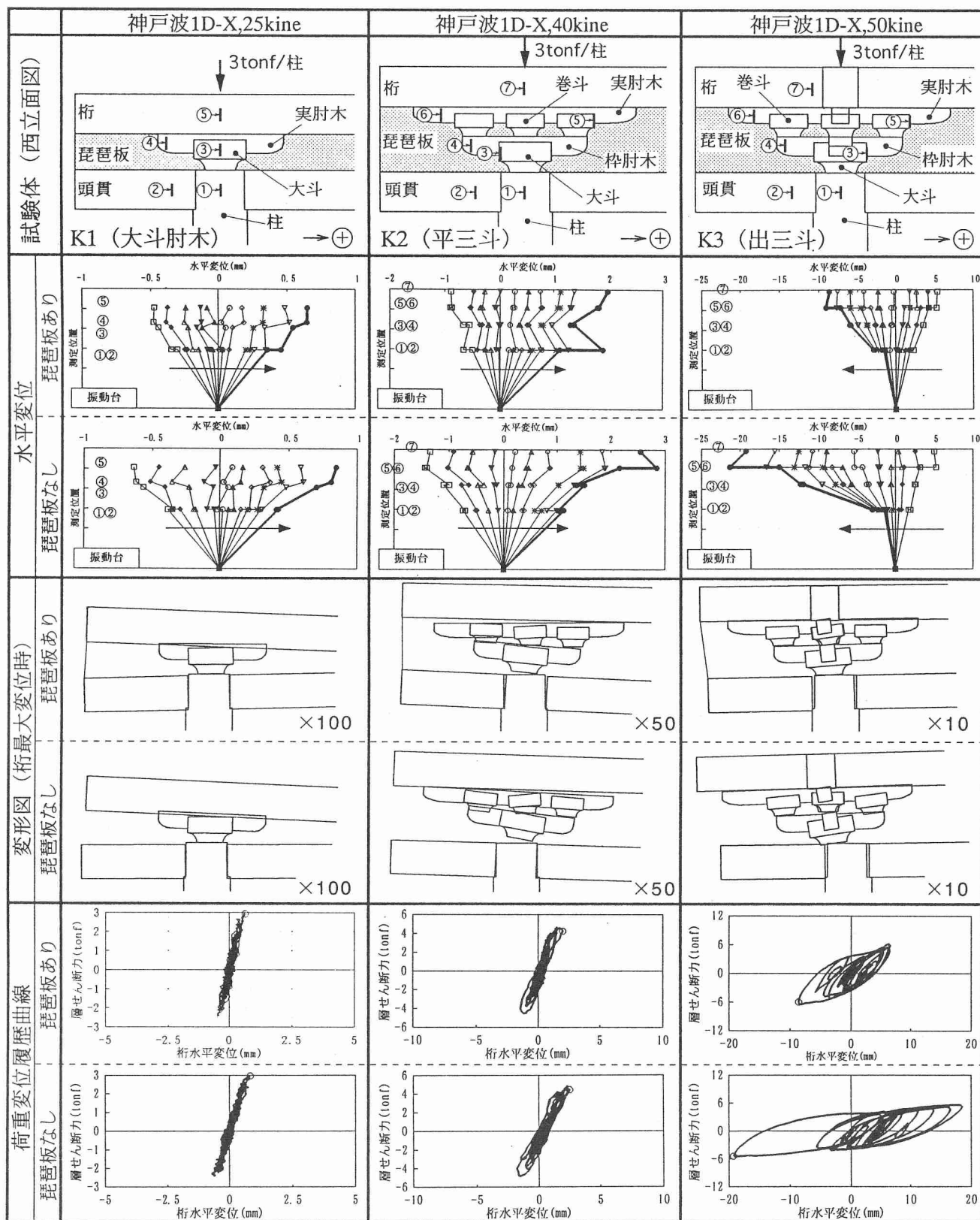


図-2 地震波加振結果

参考文献

- 1) 坂本功他：伝統的木造建築の組物の振動台実験(その1)概要と静加力試験、日本建築学会関東支部研究報告集、1997年度
- 2) 木村正彦他：伝統的木造建築の振動台実験(その2)組物の振動特性、日本建築学会関東支部研究報告集、1997年度

伝統的木造建築の組物の振動台実験 (その4) 組物の上下振動特性

X3. 振動実験 Y1. 木材 Z3. 地震応答

木村正彦
大橋好光
藤田香織
坂本 功

1. はじめに

伝統的木造建築の組物の地震時特性と組物が構造物全体の耐震性能に及ぼす影響を調べるために実施した振動台実験¹⁾で得られた成果のうち、その4では組物の上下振動特性について報告する。ここでは、試験体組物の上下振動特性を伝達関数としてノンパラメトリックな形で求め、この伝達関数から上下振動特性を等価固有振動数と等価減衰定数というパラメトリックな表現に置換する。同時に、等価固有振動数と質量から組物の動的な等価鉛直剛性を算出し、これらを一覧として提示する。これらの表現は文献2)と同様である。

2. 試験体と振動台加振波の概要

試験体は、4本の円柱の上部、各柱上の組物、桁、鍾からなる、平面が2m×2mの構造体である。円柱は鉄骨治具を介して振動台に固定されている。

組物は、大斗肘木、平三斗、出三斗の3種類で、各組物につき、檜皮葺きと本瓦葺きに対応する2種類の荷重条件(0.5tonf/柱1本、3tonf/柱1本)、さらに琵琶板の有る、なしを試験体のケースとしている。なお、試験体の詳細については文献1)を参照されたい。上下振動特性を調べるために実施した振動台加振波は、ランダム波とサインスイープ波である。ランダム波加振は20Galと50Galの2つのレベルについて実施し、サインスイープ波加振は50Galで実施した。なお、ランダム波における加振レベルは、定常的なランダム波の包絡レベルを表現している。サインスイープ波加振のレベルは各振動数の正弦波のピークレベルに対応する。

3. 組物の上下振動特性

組物そのものの上下動伝達関数を求めるために、振動台の上下方向(Z)の絶対加速度を入力、試験体の鍾部中央の上下方向絶対加速度を出力とした伝達関数を求めた。このうち、平三斗、出三斗の伝達関数の振幅値を図1と図2にそれぞれ示す。いずれの図もランダム波加振(50Gal)から求めた伝達関数である。これらの図をみると、荷重が軽い方(0.5tonf/柱1本)が重い場合(3tonf/柱1本)より、伝達関数の振幅の形状が卓越振動数帯域において広がりをもち、卓越振動数における振幅値も低くなっているのがわかる。

一方、これらの伝達関数を特徴づけるパラメータとして等価固有振動数や等価減衰定数がある。固有振動数や減衰定数による組物の振動特性表示は、組物を構造解析や構造計算に取り入れる際に有用な表現である。ここでは、文献2)と同様、線形1自由度系のシステム同定理論を使って組物の上下振動に関する等価固有振動数と等価減衰定数を求めた。さらに、得られた等価固有振動数と試験体の質量値から組物1基あたりの等価動的鉛直剛性値を求め、それらの値をまとめて表1に示した。

4. 考察

表1の等価減衰定数の値から、今回の実験で対象とした組物は、いずれの試験体でも檜皮葺きの荷重条件(0.5tonf/本)における減衰性能が、本瓦葺き(3tonf/本)における場合よりも高いことを示している。特に出三斗ではランダム波50Gal加振の場合に0.5tonf/本で5.9%、3tonf/本で3.0%を、サインスイープ波加振50Galでは、7.9%(0.5tonf/本)および2.8%(3tonf/本)を示し、大きな相違がみられる。この傾向は、伝達関数の振幅形状からも明らかである。また、琵琶板が組物の上下振動の減衰性能に及ぼす影響についてみると、等価減衰定数は、琵琶板なしの方が琵琶板有りよりも大きくなっており、琵琶板が付くと上下振動に関する組物の減衰性能は低下することがわかる。この傾向は水平振動における琵琶板の効果とは逆の傾向である²⁾。

5. まとめ

その4では、大斗肘木、平三斗、出三斗の3種類の組物の上下振動特性を、各条件(檜皮葺き、本瓦葺き、琵琶板の有りなし)につき、等価固有振動数と等価減衰定数で示し、組物1基当たりの等価動的鉛直剛性値を提示した(表1)。また、平三斗、出三斗の伝達関数の振幅形状も示した。

謝辞 (財)文化財建造物保存技術協会の安田一男氏と文化庁建造物課の清水真一博士には試験体の選定等に関し貴重な御意見を賜りました。ここに記して深く感謝いたします。

参考文献1)坂本功ほか5名:伝統的木造建築の組物の振動台実験 その1 概要と静加力試験,1997年度日本建築学会関東支部研究報告集,1998年3月 2)木村正彦ほか5名:問題 その2 組物の振動特性,1997年度日本建築学会関東支部研究報告集,1998年3月

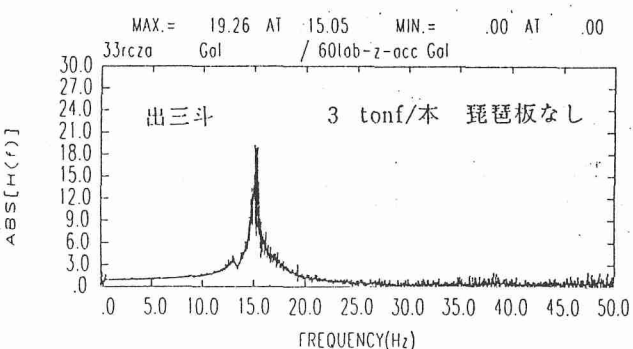
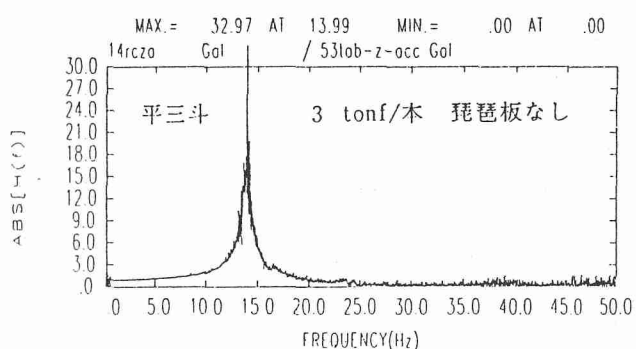
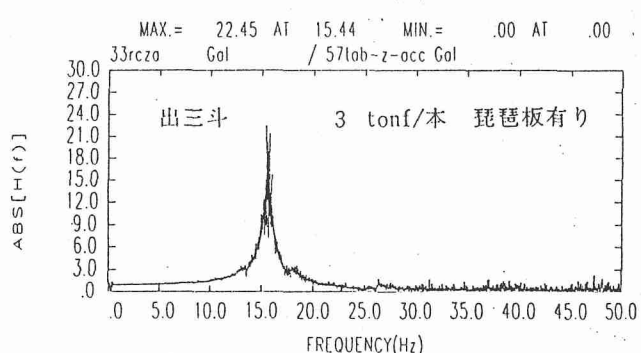
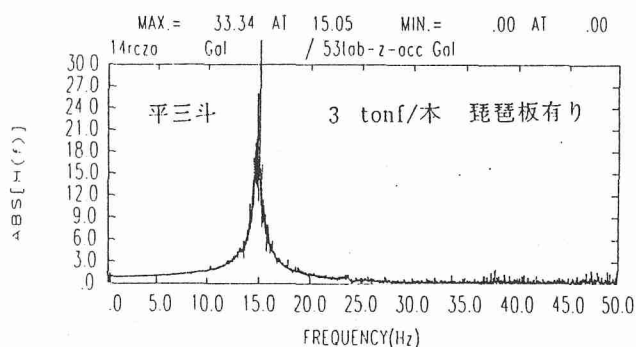
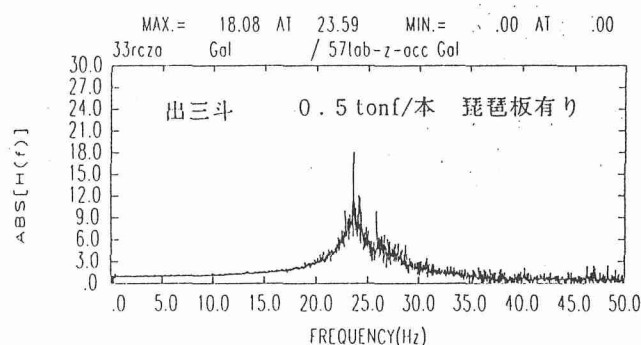
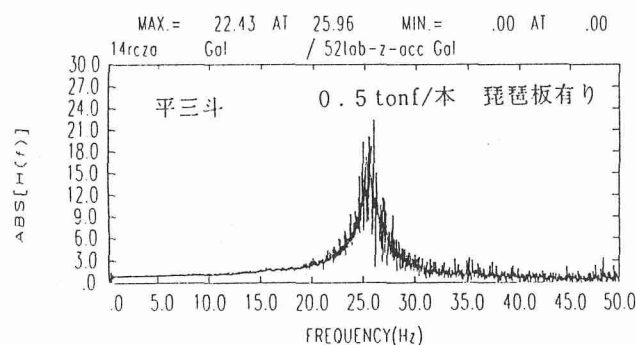


図1 上下動ランダム波加振(50Gal)による平三斗(K2)の伝達関数
(振動台と試験体上面中央の上下動絶対加速度)

図2 上下動ランダム波加振(50Gal)による出三斗(K3)の伝達関数
(振動台と試験体上面中央の上下動絶対加速度)

表1 大斗肘木・平三斗・出三斗の上下振動特性と組物1基当たりの等価動的鉛直剛性値

試験体	荷重条件	琵琶板	ランダム波 Z 20Gal			ランダム波 Z 50Gal			SINE SWEEP Z 50Gal		
			等価固有 振動数Hz	等価減衰 定数%	剛性値 tonf/cm	等価固有 振動数Hz	等価減衰 定数%	剛性値 tonf/cm	等価固有 振動数Hz	等価減衰 定数%	剛性値 tonf/cm
大斗肘木	0.5 tonf/本	有り	30.1	4.8 %	19.3	29.7	4.4 %	18.9			
	3 tonf/本	有り				17.2	3.6 %	35.9	16.1	3.0 %	31.8
	3 tonf/本	なし	16.0	4.9 %	31.1	15.9	4.3 %	31.0	15.1	5.1 %	27.7
平三斗	0.5 tonf/本	有り	25.8	4.5 %	14.2	25.3	3.6 %	13.7	23.7	3.5 %	12.0
	3 tonf/本	有り	14.9	3.3 %	27.0	14.8	2.5 %	26.6	13.7	3.0 %	22.9
	3 tonf/本	なし	14.0	3.8 %	23.8	13.9	2.7 %	23.4	13.0	3.0 %	20.8
出三斗	0.5 tonf/本	有り	24.2	5.8 %	13.2	23.7	5.9 %	12.7	22.5	7.9 %	11.4
	3 tonf/本	有り	15.7	3.5 %	30.3	15.5	3.0 %	29.8	14.3	2.8 %	25.3
	3 tonf/本	なし	15.2	4.8 %	28.6	15.1	3.6 %	28.2	14.0	4.1 %	24.2

伝統的木造建築の組物の振動台実験 (その5) 出組の静加力試験

藤田 香織 木村 正彦
大橋 好光 坂本 功

X3. 静加力試験 Y3. 組物 Y7. 伝統構法

1・はじめに

本報は、同題その1、2(文1)、その3、4(文2)に引き続き、伝統的木造建築の組物の振動台実験の結果について報告する。同題その1～その4では大斗肘木、平三斗、出三斗(試験体K1、K2、K3とした)という最も基本的な形状の組物の実験(平成9年9月実施)の結果について報告した。その5では、前述の組物の次に基本的な形状を持つ組物である、「出組」(試験体K4)を対象として行った実験(平成10年6月実施)のうち、静的水平加力試験の結果について報告する。

2・試験体・実験方法

図-1、写真-1に出組の試験体の形状を示す。組物は、斗と肘木を積み上げて構成し、部材どうしは、ダボと仕口で接合されている。加力は、試験体頂部の鉄骨桁と振動台脇に設置した鉄骨の反力柱を緊結し、振動台を動かすことによって行った。変位制御とし、1サイクル

50秒の正弦波を3.5サイクル入力することによって正負交番静的水平加力試験となるようにした。試験体には、柱1本当たり0.5tonf(全体で2tonf)の鉛直荷重が加わるようにし、琵琶板は外した状態で行った(フェースD)。実験方法の詳細は、同題その1を参照。

3・実験結果

図-2に荷重の時刻歴曲線、荷重変位履歴曲線、各部位の水平変位より得られた変形の様子を示す。変形の図は最後の半サイクル分(荷重時刻歴曲線の図中点線で示した範囲)を図示したものである。

変位はA1の組物で測定した。変位、荷重は北→南を正としている。荷重は、反力柱と鉄骨梁の間に設置したロードセルで(写真-1)、変位は試験体各部位と振動台との相対変位をレーザー変位計で測定した。荷重変位履歴曲線の横軸は、桁と振動台の相対変位としている。

荷重の時刻歴曲線から、約1tonfのところまで荷重が横

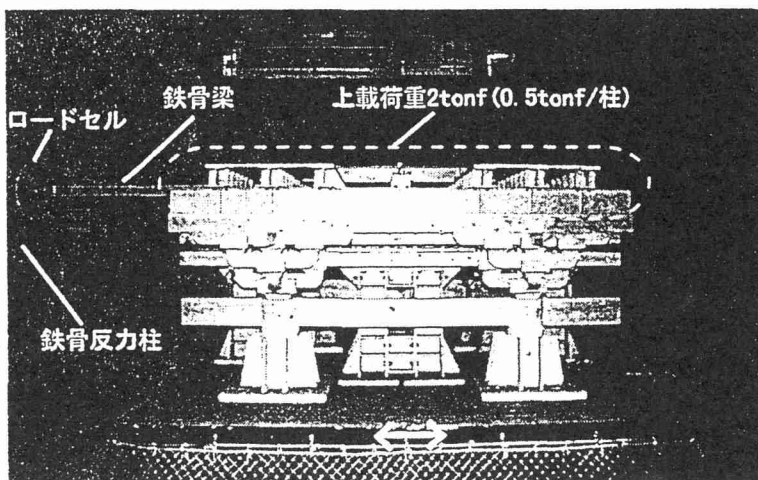
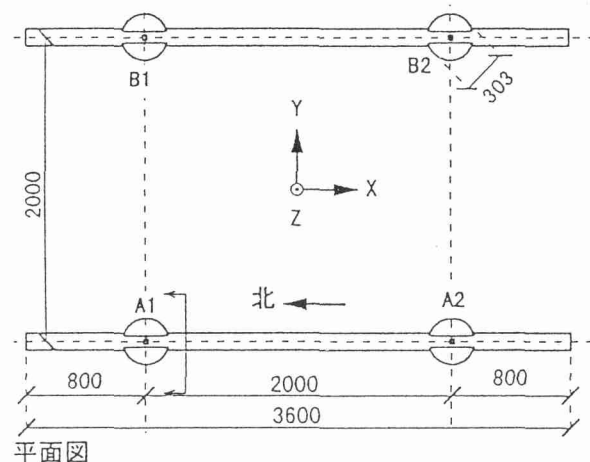


写真-1 東面(静加力試験)

桁	: 121×224×3,600
琵琶板	: 厚15
実肘木	: 94×106×694
巻斗	: (上面) 200×209 (下面) 94×127 高さ124
杵肘木	: 94×106×694
大斗	: (上面) 291×291 (下面) 170×170 高さ167
頭貫	: 112×218×3,600
柱	: φ303×700

図1 試験体:K4出組(単位mm)

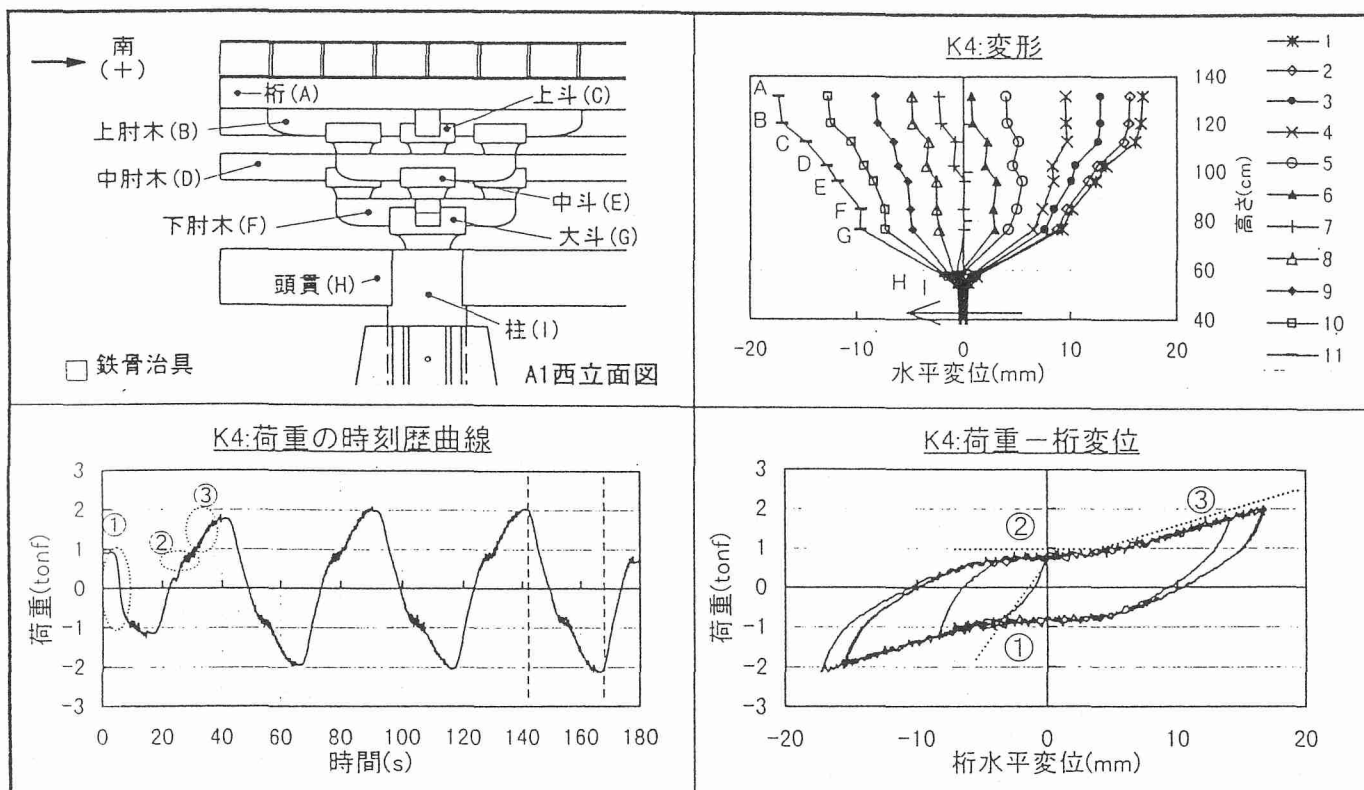


図-2 K4 (出組) 静加力試験結果

這いになっている。これは、静摩擦力で滑っているものと考えられる。上載荷重が2tonfのため、静摩擦係数は約0.5となり、木材どうしの摩擦係数としては妥当な値であり、他の試験体の結果ともほぼ一致している。

4・考察

荷重変位履歴曲線は、その形状から図の点線で示す3つの勾配の直線(①②③)で近似できると考えられる。ここで各段階を、①:4s~8s、②:27s~31s、③:32s~36sとした場合(荷重の時刻歴曲線参照)、その時間内でどの部材が全体の変形に最も大きく影響を与えているかを示したのが図-3、図-4である。

図-3は、前述の時間内で各部材の水平変位(1つ下の部材との相対変位)が、全体の水平変位に占める割合を示している。②では大斗の水平変位が全体の約8割を占めている。回転角の増分が $1/3000\text{rad}$ 程度であることも併せると、②では大斗が水平に滑ったものと考えられる。①と③では、大斗と斗の回転角の増分が他の部材と比較して大きく、大斗・斗の回転が変形の要素であると考えられる。①では、大斗の水平変位が最も大きく全体の約2割、③では大斗・斗の水平変位が全体の約3割ずつを占めている。

5・まとめ

以上より、出組の静加力試験より、その復元力特性は3つの段階に分けられることが分かった。更に、その変形の主要要素は、①大斗及び斗の回転、②大斗の滑り、③大斗・斗の回転であると考えられる。

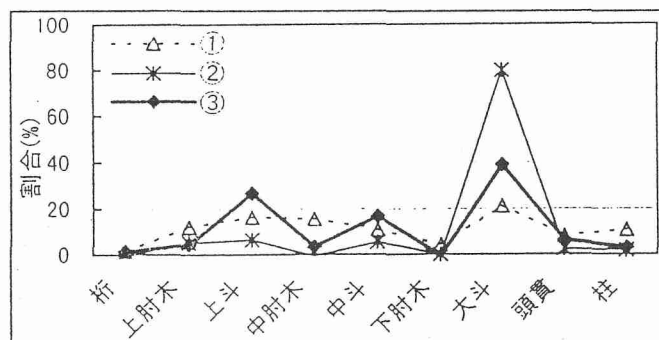


図-3 各部材の水平変位の増分/全体の水平変位の増分

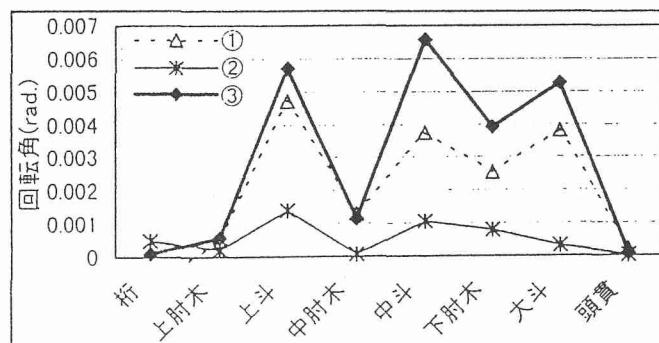


図-4 各部材の回転角の増分

参考文献

- 1) 坂本功 (他) : 伝統的木造建築の組物の振動台実験 (その1、その2)、日本建築学会関東支部研究報告集、1997年度
- 2) 坂本功 (他) : 伝統的木造建築の組物の振動台実験 (その3、その4)、1998年度日本建築学会大会学術講演梗概集

謝辞

文化庁文化財保護部建造物課の清水真一博士、(財)文化財建造物保存技術協会の安田一男氏、東京大学坂本研究室修士課程の亀山央樹氏には貴重なご意見、ご協力を頂きました。

伝統的土壁の耐震性能の評価に関する実験

1 序論

1.1 研究目的

本研究の目的は、土壁の材料特性と木部をも含む土壁全体架構の激震時の力学的挙動をオンライン実験により明らかにすることである。

実験に用いた土壁は国指定重要文化財旧岡田家住宅(伊丹市)の大壁をモデルとした。本建物は1995年の兵庫県南部地震で大きな被害を受けたため、国庫補助事業として1996-1998年度に修復補強工事が実施されている。

1.2 日本壁について

日本壁とは、我が国の伝説的な壁体の工法で、明治初年に西洋諸国の新しい建築技術が導入されるまでに一応完成していた各種の土壁をさす。日本壁は他の建築技術に見られるような工学的な研究が殆ど行われておらず、もっぱら左官職の経験の積み重ねによって現在の水準に達したものである。これは、仕事の性格上機械化が困難なこと、材料がほとんど天然産で代わるべき工業製品が近年まで見出せなかったためである。しかしそれだけに日本壁は画一的でなく仕上げはローカル色に富み種類はまさに千差万別であるといわれている。但し、下塗(荒壁・裏返し)から中塗までの材料は仕上げ技術の多様性と比べると、比較的技法は一定している。

今回の実験に用いた方法を以下に簡単にまとめた。

1 土づくり

新土(小牧産)と古土を混ぜ、水合せをする。→半年以上寝かせる。(水と荒スサを加えよく練り合わせる工程。足で何十回となく踏みしめ熟成させる荒壁施工に先立つ重な工程である。)

2 木舞下地

大壁の下地としてエツリ掛けを柱に設け、柱と柱の間に横に貫(杉)を通す。その貫及びエツリの中間に間渡竹を約30cmごとに通す。この間渡竹に木舞竹を縄で格子状に巻き付けていく。両端は全くのフリーにしておく。一般に子壁は、間渡竹・木舞竹とも真竹の割竹を用い、前者は4つ割にしたもの、後者はそれをさらに細かく割った8つ割ものを通常は用いるが今回は細い丸竹(しの竹)を使用した。

3 荒壁つけ 荒壁を片面つける。(横木舞側)→2,3週間寝かせる。

4 裏返し, 2度目塗り

反対側にも荒壁をつけ、前回塗った上にもまた荒壁を塗る。ここで下塗りは木舞竹の格子目を通じて表裏一体となっている。

5 中塗り

荒壁が完全に乾いてから(実験では一ヶ月後)更に中塗りを施す。

6 仕上げ

本来なら漆喰などで仕上げるが、耐力には関係ないものと思われるので今回は行わなかった。

以上のような構成で、塗壁材の施工中の重量(自重)はまず木舞竹にかかり、それが次に間渡竹に伝わりさらに貫に移って、その貫から躯体(柱など)に伝達される。木舞竹の両端をフリーにしていることによって壁と躯体の縁は構造的に切られていると従来みなされてきたが、実験では適度な剪断力の伝達が、特にチリを中心に行われていることが真壁の実験により明らかにされた。

2 実験概要

2.1 供試体

供試体の木枠は柱に150×130mmの米トガを用い、貫は30×120mmの杉を使用した。柱の成は1200mmであり、柱間隔は心々で990mm、内法840mmである。貫は通しで両面から楔を打ち込んでいる。小舞20×20mm角で長さは1140mmであり柱に釘打ちされている。その木枠に土壁(大壁)の仕様を施したものを使用した。

供試体は隅角部の処理を変えた下記の2種類である。

(1) 供試体X: 実験器具の支承材に土壁が密着しないように、供試体の上面と下面の土壁部部分約2~3cmと図.2.1.1の斜線部分を数mm削り落としたもの。

(2) 供試体Y: 供試体Xと同様の仕様のものであるが、上面だけを削り落としたもの。

各供試体形状を図.2.1.1~2.1.8に示す。

2.2 加力方法

2.2.1 載荷力

壁の外周柱の基部を固定しない状態で水平力Pをかけるとロッキングによる浮き上がりが生じる。この浮き上がりを防止するには、水平力載荷梁Gの上部より鉛直力Wをかける必要がある。

また、載荷梁の上に直接重りを載荷する代わりに、油圧ジャッキの下面に水平移動用のローラーを設置し、これにより鉛直力Wをかけることにした。尚、本実験では鉛直荷重W=0~7tonfで、ロッキングの効果を検討するためジャッキの軸力を無しにし、水平力載荷梁Gのみの荷重(約300kg)でのオンライン実験も行った。

また、水平力は供試体Tの上に載せた鉄骨の載荷梁Gよりあて板Qを通じて供試体Tに伝わる。

2.2.2 載荷装置 (実験のセットアップ)

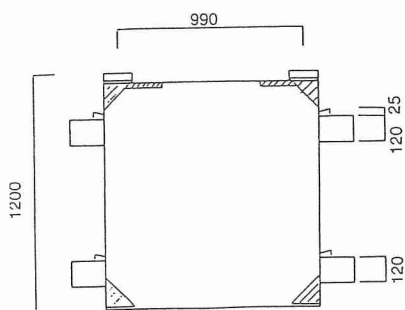
2.2.2.1 反力フレーム

セットアップを図.2.2.2, 2.2.3に示す。フレームの鉄骨断面は、土台(A)がH-400×400×13×21, 両側の柱(B1, B2)及び梁(C)がH-300×300×10×1である。

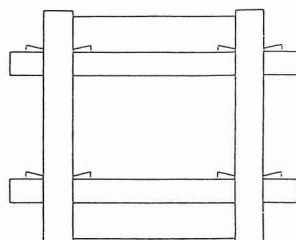
また、必要に応じてスチフナやベースプレートなどにPL-9~32を用いている。なお、このフレームはジャッキの端部から20tonfの水平力に対し弾性範囲内にあるように設計してある。

2.2.2.2 水平力の載荷方法

H-300×300×10×15のH形鋼水平力載荷用梁(D)にあて板(E)をボルトにより接合したものを供試体の上に載せた。



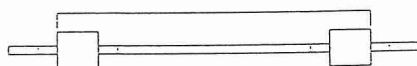
供試体X 土壁外面
図.2.1.1



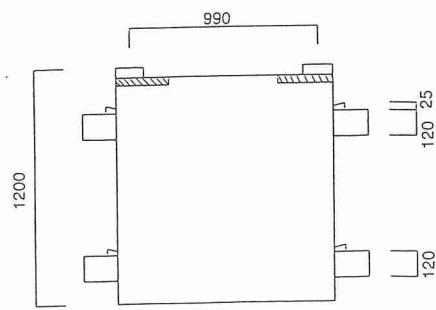
供試体X 土壁室内側
図.2.1.2



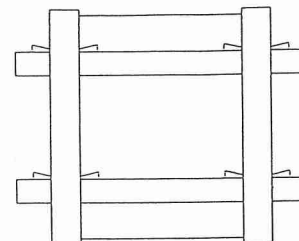
供試体X 土壁側面図
図.2.1.3



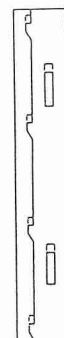
供試体X 土壁平面図
図.2.1.4



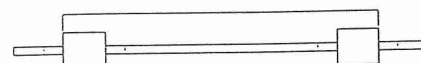
供試体Y 土壁外面
図.2.1.5



供試体Y 土壁室内側
図.2.1.6



供試体Y 土壁側面図
図.2.1.7



供試体Y 土壁平面図
図.2.1.8

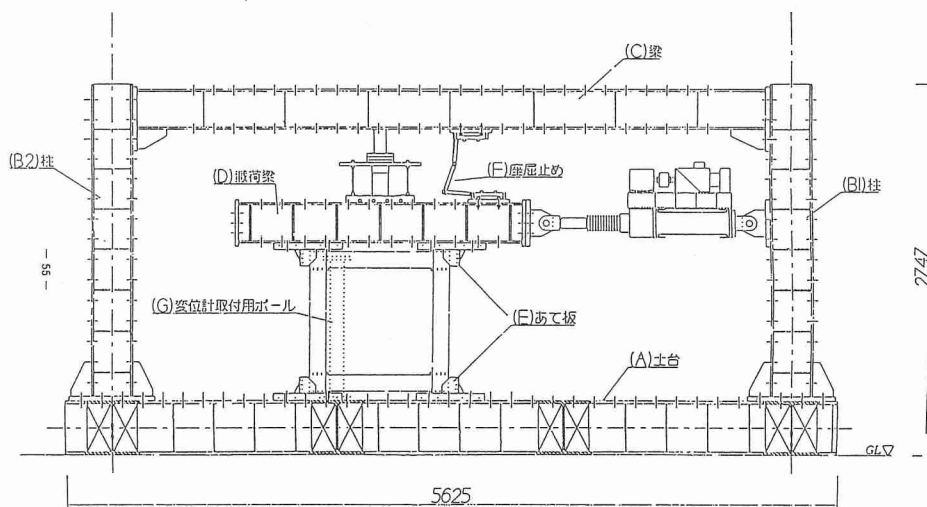


図.2.2.2 躯体載荷試験セットアップ図 (立面図)

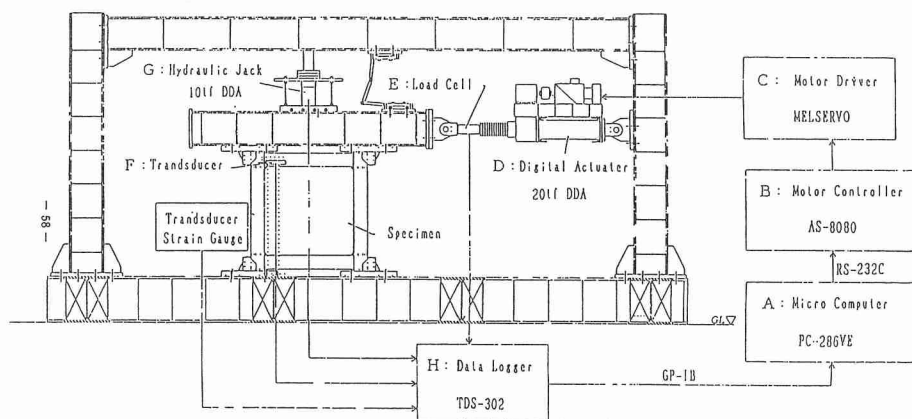


図.2.2.4 躯体載荷試験システムブロック図

あて板には加工を施してあり供試体を挟み込めるようになっている。供試体の足下も同じようなあて板を土台(A)にボルト止めた。

载荷にはこの载荷梁の一端に容量20tf・ストローク300mmのデジタルアクチュエーターを用いた。アクチュエーターの両端はピン接合の為、アクチュエーターにモーメントがかからない。水平力の値はデジタルアクチュエーターと载荷梁(D)の間に取付けたロードセルにより測定する。

また、供試体全体の面外変形を防ぐために载荷梁(D)と反力フレームの梁(C)を座屈止め(F)でつないだ。

2.2.2.3 鉛直荷重の载荷方法

鉛直加重は鉄骨フレーム枠で反力を取り、水平方向载荷梁の中心に载荷した。その際ベアリングを用いて、摩擦力を軽減する。鉛直荷重の制御はデータロガーのモニターを見ながら手動により行う。

2.2.3 水平方向载荷の制御システム

静的载荷実験、オンライン実験ともに、水平方向の加力は変位で制御するようになっている。制御システム図を図2.2.4に示す。

コンピューター(A)から目標とする変位が出力されると、モーターコントローラー(B)が回転数に変換してモータードライバー(C)に送られる。すると、デジタルアクチュエーター(D)が起動して、指定された値に伸縮する。その時の実際の変位量は、レーザー変位計(F)により測定され、データロガー(H)を介してコンピューター(A)に戻ってくる。ここで目標変位と実測変位の誤差を計算し、その誤差を修正するために、再びデジタルアクチュエーター(D)に変位を送る。このフィードバックを繰り返して、誤差が0.01mm以下になるように常に制御した。

なお、各ステップごとに、ロードセルや変位計の値はデータロガー(H)で読みとられ、その都度コンピューター(A)に保存される。特にオンライン実験においては、ロードセルにより測定された値が、次の目標変位を求めるための重要なパラメーターでもある。

2.3 測定方法

測定項目は(1)復元力、(2)柱頭変位の2項目である。架構全体の変形をみるために変位計を柱頭に1カ所設置した。前節述べたように、このレーザー変位計によってデジタルアクチュエーターの制御にフィードバックをかける。収束誤差は0.01mmとした。

また、使用したレーザー変位計は測定範囲±100mm、分解能50μm(キーエンス社LB-1000シリーズ)を用いた。

2.4 各実験の概要

実験は、供試体X、供試体Yの順に行った。各供試体について、静的载荷実験およびオンライン実験を行った。供試体X'とは供試体Xの楔を打ち直したものである。また、実験期間は供試体1体につきそれぞれ、1週間程度であった。実験の順番、内容及び実験名を表2.2に示し、以下に詳細を述べる。

供試体	鉛直荷重 (tonf)	载荷方法	実験名
X	7.0	±5cm静的载荷	S-X1
		オンライン実験 6回	X-1~6
		±5cm静的载荷	S-X2
		オンライン実験 3回	X'-7~9
Y	0.5	±1.5cm静的载荷	S-Y1
	1.0		S-Y2
	1.5		S-Y3
	0.0,0.5,1.0, 1.5のいずれか	オンライン実験 10回	Y-1~10

注) 実験Y-10は鉛直荷重7.0tonf

表2.2

2.4.1 静的载荷実験

各供試体において、1ループの静的単調载荷実験を行った。柱頭の変位増分は1.0mmずつとして、最大変位に至った後、逆方向に除荷した1ループとした。

(1) 供試体X: 頂部での水平変位は±5.0cmが最大にし、加える鉛直荷重は7.0tonfとした。

実験はオンライン実験をする前と6回のオンライン実験をした後の2回行い、基本的な耐力、挙動に加えてオンライン実験前後での耐力の低下具合も調べた。

(2) 供試体Y: 供試体にロッキングをおこさせるため、加える鉛直荷重を0.51tonf, 1.0tonf, 1.5tonfと小さくして静的载荷を行った。また、頂部での最大変位を±1.5cmとし、破壊しない程度で実験を行った。これによりロッキングによる耐力、挙動の基本的な特性を見る。そして、供試体Yについて引き続き鉛直荷重1.5tonf以下の条件下でオンライン実験を行った。

以降、本報告では、表2.2中に示した実験名で表示する。実験名の初めの英字は静的载荷であることを示し、次の英字は供試体X, Yの区別を表す。さらにその後に各供試体における実験の順番を示す番号を付けた。

2.4.2 オンライン実験

供試体形状X, Yについて、オンライン実験を行った。オンライン実験とは、供試体から復元力を得ながら地震応答解析を行うものであり、履歴特性のモデル化を必要とせず、応答を的確に再現できるという特徴がある。

供試体Xにおいては、鉛直荷重を一律7.0tonfとして応答を再現したが、供試体Yについては、鉛直荷重を1.5ton以下というロッキングするような条件下で実験を行い、地震応答や復元力の特性をみる。

2.4.2.1 中央差分法による応答解析

地動が作用したときの1層平面骨組みの振動方程式は(2.1)のように示される。

$$m\ddot{X} + c\dot{X} + F(X) = -m\ddot{Y} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

ここで時刻tにおける応答変位X, が区間[t-dt, t+dt]において、 $X_t = at^2 + bt + c$ の2次曲線をなすとする、時刻tにおける速度および加速度は以下の式で表される。

$$\dot{X}_t = \frac{X_{t+dt} - X_{t-dt}}{2dt} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

$$\ddot{X}_t = 2a = \frac{X_{t+dt} - 2X_t + X_{t-dt}}{dt^2} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

式(2.1), (2.2)および(2.3)より次式(2.4)が得られる。

$$X_{t+dt} = -(\ddot{mY}_t + F_t) dt^2 + 2mX_t - (m-dtc/2)X_{t-dt} \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$m+dtc/2$$

したがって式(2.4)より、時刻tにおける変位、復元力と1ステップ前の変位から次のステップの変位が求められる。オンライン実験では、この時刻tにおける復元力Ftを直接供試体より測定し代入することにより次の変位を得て順次応答を求めていけばよい。これにより復元力特性が分からない架構の応答も的確にシミュレーションできる。

2.4.2.2 各パラメータの設定

オンライン実験において、振動方程式を解くために仮想質量を想定する必要がある。各供試体とも固有周期が0.5～1.0sec程度となるように、次式より決定した。

$$m(\text{tonf} \cdot \text{sec}^2/\text{cm}) = (T/2\pi)^2 K$$

ここでT：固有周期(sec)

K：剛性(tonf/cm)

また、毎回オンライン実験直前に最大変位0.5cmの静的載荷実験を行い、それにより剛性Kをもとめた。想定質量の値は実際に载荷している鉛直荷重の総量とほぼ同程度であった。

その他のパラメータについては以下のように設定した。

粘性減衰定数 C=0

時間刻み Δt=0.01sec

入力地震波には、ELCENTRO(1960)NS成分の初期8秒間、およびKOBE(1995)NS成分(神戸海洋気象台の原級)の初期8秒間を採用した。入力地震波の加速度は、供試体の降伏加速度Ayを基準にして決めた。降伏加速度Ayは固有周期を1sec、降伏変位を1cmと仮定すれば、 $A_y = \omega^2 \delta_y$ より、 $A_y \div 40\text{gal}$ となる。

2.4.2.3 オンライン実験の名称表記

オンライン実験の名称については、

X-6

のような表記方法をとる。初めの英字は供試体X、X'、Yの区別を表し、ハイフンの後には各供試体における実験の順番を示す番号を付けた。その詳細は、後節述べることにする。

3 実験結果

3.1 静的載荷実験の結果

各実験における水平復元力-水平変位関係を図.3.1.1～3.1.4にグラフに示した。

また、実験SX-1とSX-2については変形負、耐力、エネルギー吸収量について表.3.1にまとめた。

実験時の状況は以下の通りである。

実験SX-1

- ・変位1.5cm:クラック音がし始めた。
- ・変位4.1cm:供試体の裏側の土壁のちり部分に剥落が見え始めた。
- ・供試体表面には本実験を通じて壁に亀裂はほとんど現れなかった。

実験名	変形角	1/300	1/200	1/120	1/50	1/30	1/20
SX-1	耐力 (tonf)	0.438	0.507	0.715	1.305	1.400	1.539
SX-2		0.191	0.251	0.303	0.507	0.841	1.266
SX-1	エネルギー 吸収量	0.036	0.110	0.287	1.514	3.558	6.852
SX-2		0.037	0.081	0.161	0.653	1.520	3.278

表.3.1 実験SX-1,2における耐力とエネルギー吸収量

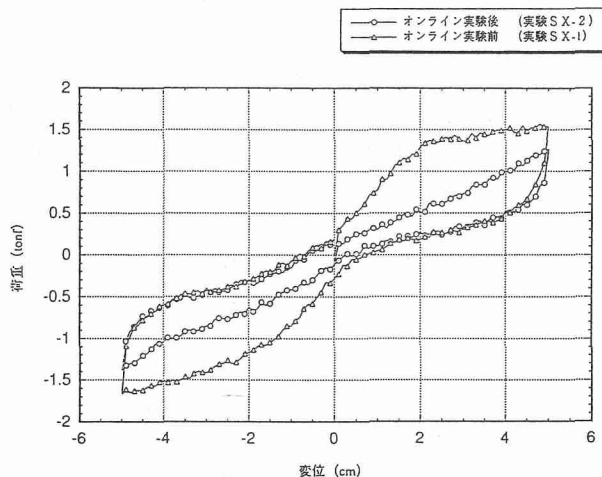


図.3.1.1 実験SX-1とSX-2の比較
(変位-荷重関係)

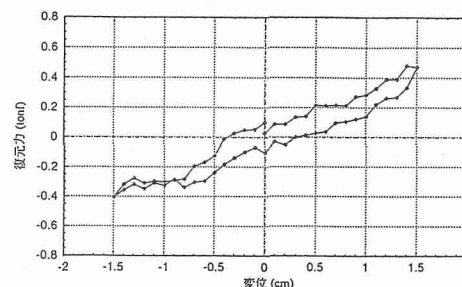


図.3.1.2 実験SX-1 (鉛直荷重0.5tonf)

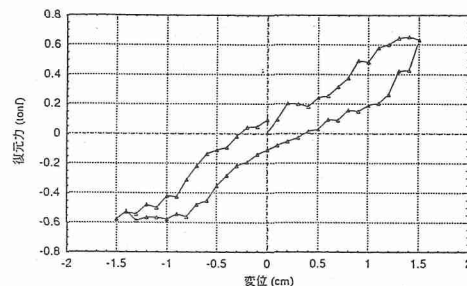


図.3.1.3 実験SX-2 (鉛直荷重1.0tonf)

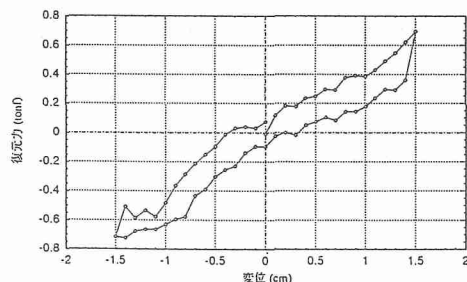


図.3.1.4 実験SX-3 (鉛直荷重1.5tonf)

・実験終了時には大壁部分は0.8cm～1.2cm程度、柱から離れていることが確認された。

実験 SX-2

・大壁部分がすでに0.8cm～1.2cm程離れている状態から実験を開始した。

・実験 SX-1 と同様に供試体表面に亀裂はほとんどみられなかった。

・大壁部分は、ほとんど変位せず、変位したのは木枠部分だけであった。

3.2 オンライン実験の結果

3.2.1 オンライン実験における諸量の一覧

オンライン実験において用いた入力波およびその他の諸量を表 3.2 に示した。

・供試体 X' は実験 X 7'-7 の前に供試体 X の楔を打ち直したものである。

・剛性は各実実験の直前に行った変位0.0mm～0.5cmの単調静的載荷から最小二乗法を用いて測定した。

・想定質量は、その剛性をもとに固有周期が入力した値になるように設定して実験を行った。

・入力加速度は、架構の降伏加速度が40galと仮定し、それを基準に決めた(2.4.2.2)。また、採用した地震波については以下の通り。

ELCENTRO(1960)NS ($A_{max}=342\text{cm/sec}^2$ $V_{max}=33\text{cm/sec}$)
 KOBE(1995)NS ($A_{max}=818.03\text{cm/sec}^2$ $V_{max}=62.84\text{cm/sec}$)

供試体	固有周期 sec	剛性 tonf/cm	想定質量 tonf*sec ² /cm	鉛直荷重 tonf	地震波	入力加速度 gal	実験名
X	1.0	0.429	0.01087	7.0	ELCENTRO	40	X-1
*	0.75	0.405	0.00578	*	*	*	X-2
*	0.5	0.353	0.00224	*	*	*	X-3
*	1.0	0.315	0.00798	*	*	80	X-4
*	0.75	0.401	0.00572	*	*	*	X-5
*	0.5	0.358	0.00227	*	*	*	X-6
X'	*	0.484	0.00306	*	*	*	X'-7
*	*	0.393	0.00249	*	KOBE	40	X'-8
*	*	0.475	0.00301	*	*	80	X'-9
Y	1.0	0.378	0.00958	1.0	ELCENTRO	40	Y-1
*	0.5	0.354	0.00224	*	*	*	Y-2
*	1.0	0.517	0.01311	1.5	*	*	Y-3
*	0.5	0.298	0.00189	*	*	*	Y-4
*	1.0	0.380	0.00964	0.5	*	*	Y-5
*	0.5	0.382	0.00242	*	*	*	Y-6
*	*	0.265	0.00168	*	*	80	Y-7
*	*	0.196	0.00124	0.0	*	40	Y-8
*	*	0.295	0.00187	*	*	80	Y-9
*	*	0.848	0.00538	7.0	*	120	Y-10

表 3.2 オンライン実験における入力諸量

3.2.2 オンライン実験における応答の時刻歴および復元力ー変位関係

3.2.1 節で述べた、各オンライン実験における結果を Appendix.1 にまとめて示した。それぞれのグラフは上から順に、入力加速度、応答加速度、応答速度、応答変位の各時刻歴および復元力ー水平変位関係を表してある。ここに載せた各実験の実験名は、3.2.1 節の表 3.2 を参照。応答時刻歴について詳しく見てみる。例えば実験 X-1 において5秒間に揺れの山の数を数えてみると、ELCENTRONS 波

入力の場合だいたい5個半であり実験 X-0 においてはだいたい10個である。どちらも揺れの周期と仮定した固有周期 1.0sec, 0.5sec に合っている。

3.2.3 実験の経過及び破壊の性状

実験 X-1, X1-9

・前に行った静的載荷実験 SX-1 によってすでに大壁部分が0.8cm～1.2cm程離れている状態から実験を開始した。

・実験中はミシッという音がしていたが他には何の音も聞こえなかった。

・実験を通じて供試体表面には亀裂は殆ど現れなかった。

・大壁部分は殆ど変位せず変位したのは木枠部分だった。

実験 Y-1 ～ 10

・実験 Y-9 において約2.4秒で供試体右側のロッキングが確認できた。

・実験 Y-10 において5.7秒付近で、供試体裏側の土壁上部がはがれ落ちた。その際、変位計に接触し、計測不可能になったので実験を中断した。

・他の実験においては供試体表面に目に見える亀裂は現れなかった。

・大壁部分はほとんど変位せず、変位したのは木枠部分だった。

3.2.4 入力に対する応答の評価

実験から得られた応答の絶対値の最大を表 3.3 にまとめた。応答値は最大応答加速度 A_{max} 応答速度 V_{max} 最大応答変位 D_{max} 及び振幅の最大値 H_{max} を取り上げた。

実験名	A_{max} (gal)	V_{max} (kine)	D_{max} (cm)	H_{max} (cm)
X-1	67.15	8.36	1.38	2.18
X-2	94.94	8.39	0.77	1.53
X-3	126.80	6.07	0.56	0.84
X-4	142.92	20.23	2.88	5.44
X-5	147.59	14.23	2.07	3.52
X-6	247.33	16.02	1.36	2.52
X'-7	243.82	16.90	1.53	2.67
X'-8	100.69	5.53	0.51	0.74
X'-9	171.09	12.93	1.23	2.36
Y-1	73.93	6.95	0.95	1.75
Y-2	117.19	5.66	0.46	0.85
Y-3	68.85	7.62	1.35	2.00
Y-4	130.75	5.69	0.41	0.74
Y-5	67.00	8.20	1.29	2.19
Y-6	129.02	6.99	0.56	1.09
Y-7	257.89	13.24	1.11	1.87
Y-8	117.07	3.81	0.37	0.38
Y-9	233.04	17.81	1.55	2.55
Y-10	312.06	26.59	2.38	4.31

表 3.3 各実験における応答の最大値

次に、上で得られた結果を最大入力加速度、固有周期の条件が同じものに分けて表 3.4 にまとめ、鉛直荷重ー最大変位関係、及び鉛直荷重ー最大振幅関係についてのグラフを図 3.2.1 ～ 3.2.2 に示した。ただし、入力した地震波は ELCENTRONS 波だけをとりあげた。さらに、固有周期 0.5sec で入力加速度 40gal の条件、固有周期 1.0sec で入力加速度 40gal の条件と固有周期 0.5sec で入力加速度 80gal の条件の3つについては鉛直荷重が変化したときの応答変位の時刻歴を図 3.2.3 ～ 3.2.5 に示した。

	鉛直荷重 (tonf)	Amax (gal)	Vmax (kine)	Dmax (cm)	Hmax (cm)	実験名
EL40gal	7.0	126.80	6.07	0.56	0.84	X-3
	1.5	130.75	5.69	0.41	0.74	Y-4
固有周期 0.5sec	1.0	117.19	5.66	0.46	0.85	Y-2
	0.5	129.02	6.99	0.56	1.09	Y-6
	0	117.07	3.81	0.37	0.38	Y-8
EL40gal	7.0	67.15	8.36	1.38	2.18	X-1
	1.5	68.85	7.62	1.35	2.00	Y-3
固有周期 1.0sec	1.0	73.93	6.95	0.95	1.75	Y-1
	0.5	67.00	8.20	1.29	2.19	Y-5
EL80gal	7.0	247.33	16.02	1.36	2.52	X-6
	*	243.82	16.90	1.53	2.67	X'-7
固有周期 0.5sec	0.5	257.89	13.24	1.11	1.87	Y-7
	0.0	233.04	17.81	1.55	2.55	Y-9

表.3.4 入力条件別での応答の最大値

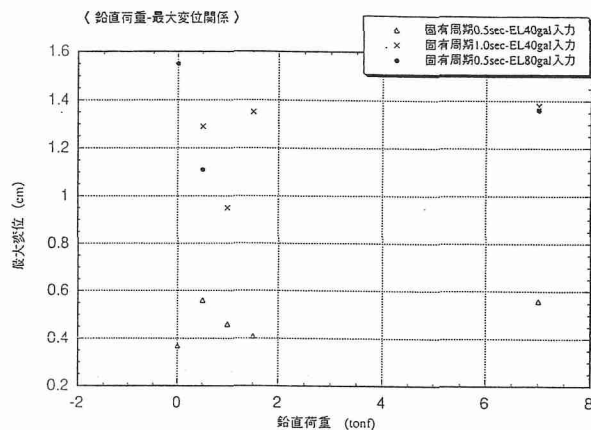


図.3.2.1

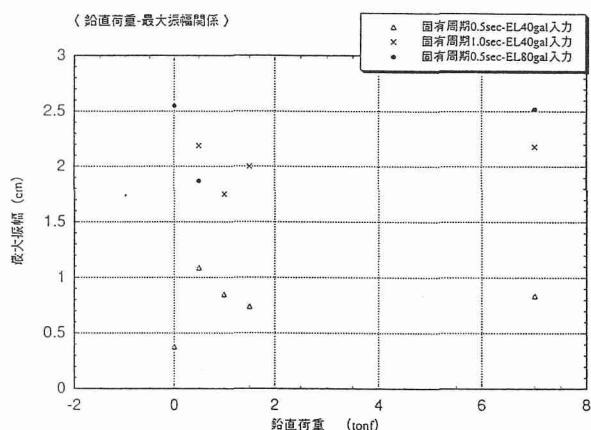


図.3.2.2

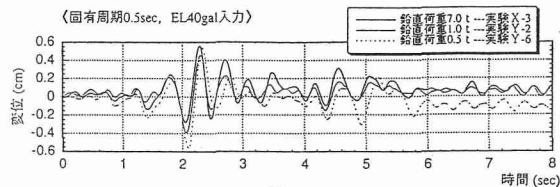


図.3.2.3

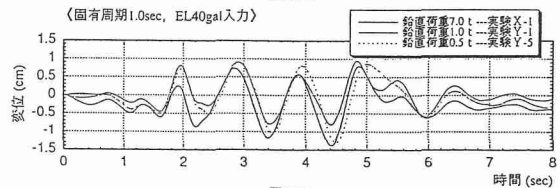


図.3.2.4

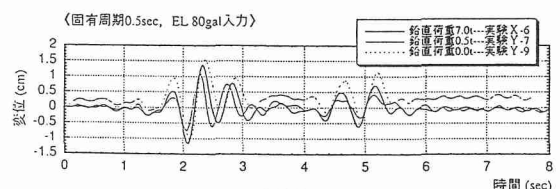


図.3.2.5

3.2.5 考察

・楔を打ち直す前の実験X-6で剛性は0.358ton/cmであったのに対し、打ち直した後の実験X-7では剛性0.484ton/cmに上がった。

・同じ地震波の場合、応答の形状は固有周期に大きく依存し、応答変位の最大値は固有周期と最大入力加速度によってほぼ決まる。固有周期1.0secで40gal入力と固有周期0.5secで80gal入力との応答の最大値はほぼ同じであり、それは固有周期0.5secで40gal入力時の約2倍であった。

・鉛直荷重だけを変化させた場合、応答に決まった動きはみられなかった。これは、ほとんどの実験において最大水平変位が2cm(変形角1/50)以下だったことによるものと思われる。

・鉛直荷重を0.0tonfとした実験Y-9においてロッキングが確認された。水平変位が1.5cmあたりを越えると、本実験ではロッキングの影響が及ぶものと思われる。変位が小さい場合、鉛直荷重の影響は少ないが、変位が大きくなるとロッキングが起り挙動は鉛直荷重の影響を大きく受ける。

4 地震力応答解析法

4.1 解析対象架構と振動モデル

解析の対象とする架構は、本実験で用いられた1層1スパン平面架構の供試体である。この架構において柱の軸方向変形は無視し梁剛性を無限大として、1自由度振動モデルとみなして解析を行う。尚、想定質量は実験で入力した値を用いる。また、解析方法としては実験と同様に中央差分法により応答を求めるものである。その詳細は2.4.2.1節で述べたとおりである。

4.2 復元力履歴特性のモデル化

架構の非定常履歴に対する復元力履歴特性をモデル化する。今回使用したモデルは、静的載荷試験で得られた架構の復元力-水平変位関係から非定常履歴の特性を読みとり、最小2乗法により復元力-変位関係の多項関数近似式を求め、その式をそのまま履歴曲線の式として用いるものである。このモデルを、復元力特性関数入力型モデル(Arbitrary Mathematical Modeling of Restoring Force Characteristics以降AMモデルと呼ぶ)と呼ぶことにする。

図.4.1に先の静的載荷実験SY-1で得られた復元力-水平変位関係を示す。この復元力-水平変位関係から近似関数を求め、これを解析に用いる。以下に復元力履歴特性のモデル化の方法を示す。

1. 単調静的載荷試験で得られた復元力-水平変位関係のループを無次元化する。
2. 無次元化されたループを最小2乗法で近似し、多項関数式を求める。ここでは3次関数として近似する。(この復元力-水平変位関係を正規化ループと呼ぶ。図.4.2)
3. 正規化ループの端点が原点(0,0)と(静的載荷試験の最大変位1.5cm, 最大変位における復元力値0.393tonf)にくるように正規化ループの式に倍率をかけ、平行移動する。(この復元力-水平変位関係をメインループと呼ぶ。図.4.3)

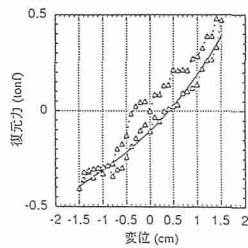


図4.1 実験SY-1 復元力-変位関係
(実験は3次関数に近似した回帰直線)

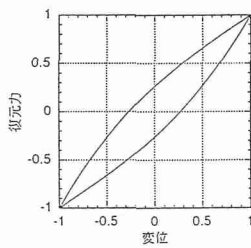


図4.2 正規化ループ

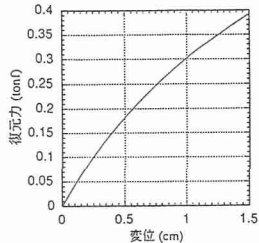


図4.3 解析に用いる変位-復元力関係
(メインループ)

・正規化ループの式

(+1 → -1)

$$y=0.26158+0.9043x-0.26158x^2+0.095697x^3$$

(-1 → +1)

$$y=-0.26158+0.9043x+0.26158x^2+0.095697x^3$$

・メインループの式

$$y=0.44952x-0.1918x^2+0.044604x^3$$

y: 復元力 x: 水平変位

AMモデルの特徴として、非定常履歴を3つの曲線で構成していくという履歴則がある。

オンライン実験より得られた復元力-水平変位関係のグラフをモデル化すると、1つのカーブと2種類のループに分類できる。初載荷曲線を含み、グラフのメインストリームを形成する曲線(メインカーブ)と、原点を中心として同心円状に並ぶループ(大ループ)と、ランダムな位置に存在するループ(小ループ)である。さらに、小ループは大ループに、大ループはメインカーブに戻る特性があることが読み取れる。したがって、履歴モデルのルールもこの特性に即したものとする。

これら3つの曲線に適宜、関数式を与えていくことによって復元力履歴モデルを構成する。

大ループ、小ループは反転点の変位・復元力値によって正規化ループの式に倍率をかけ、平行移動することによりループ形状を決定する。

4.3 地震応答解析プログラム

今回行った一層平面架構地震応答解析プログラム(AMモデル)をAppendix. 2に示した。

また、その入力値については以下の様になっている。

1510 行慣性質量: (各オンライン実験で入力した値)
1520 行入力地震波: ELCENTRONS 波もしくは KOBENS 波
1530 行入力地震波の最大加速度: (各オンライン実験で入力した値)
1540 行刻み時間: 0.01
1550 行分割数: 15
1560 行メインカーブの係数: 0, 0.44952, -0.1918, 0.044604
1570 行正規化ループの係数: 0.26158, 0.9043, -0.26158, 0.095697
1580 行メインカーブの移行点: 1.5

・刻み時間0.01秒の間に分割数15回中央差分法による計算を行いそれを0~8秒まで繰り返した。

・メインカーブの係数及び正規化ループの係数は、前節述べた関数により決定する値である。

・メインカーブの移行点とは関数を決める際に、基本となった静的載荷実験SX-1の最大変位の値である。

4.4 オンライン実験との比較

AMモデルを適用して実際に地震応答解析を行い、オンライン実験の結果と照らし合わせることで解析方法がどの程度の精度を持つかを検討する。

4.4.1 解析仮定

解析仮定を以下に示す。

1. 解析対象架構を1自由度振動モデルとする。
2. 地盤の変形は考慮しない。
3. 構の復元力特性は載荷速度に依存しない。
4. 地動継続時間は8秒とする。
5. 想定質量は各オンライン実験で入力した値を用いる。

4.4.2 解析名称

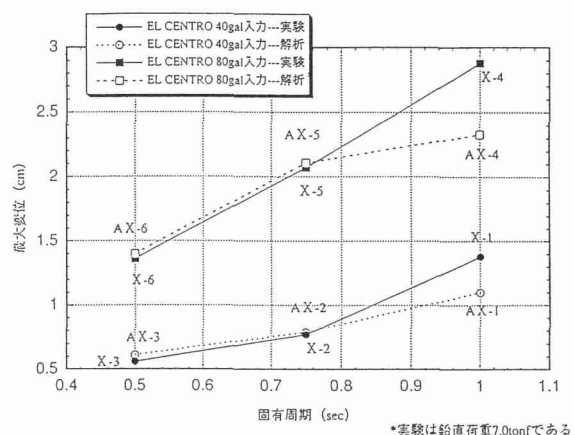
図4.4に各解析の表記方法を示した。

初めのアルファベットAが解析であることを示し、その後各オンライン実験名を続け、どの実験に対する解析であるかを表記した。

4.4.3 解析結果

解析とオンライン実験の結果をAppendix. 3に示す。

また、固有周期-最大変位の関係について実験と解析結果をもとに図4.5のグラフに表した。



*実験は鉛直荷重7.0tonfである

図4.5 実験と解析の比較 (固有周期-最大変位関係)

5 結論

伝統的土壁(大壁)を対象とする静的載荷実験及びオンライン実験を行った結果、次の結論を得た。

(1) 最大変形角約1/20までオンライン実験前後で静的載荷実験を行ったところ、実験後のエネルギー吸収量は実験前のそれに比べて約半分であった。

(2) 楔を打ち直すことによって剛性は、楔がゆるんだ時0.361tonf/cmに対し、打ち直した後は0.48tonf/cmとなり約33%の向上が認められた。

(3) 今回の実験において対象最大変形角1/50以下の範囲では、鉛直荷重と応答との間の明確な関係は確認できなかった。但し、変位1.5cm(変形角1/60)以上で鉛直荷重0.0tonfの場合、土壁にロッキングがおこった。

(4) オンライン実験とその解析の比較を行った結果、復元力特性関数入力型モデルによる解析法は取り扱った一層平面架構においては高い精度を持つことがわかった。また、静的載荷実験によって得られる復元力-変位関係における最大変位を越えた場合(今回は1.5cm)に多少のずれが生じる。

尚、実験上の課題として次の点があった。

①鉛直力の載荷方法の改善

手動で小さな荷重をかけることの困難さ

ロードセルの安定度の問題

②施工方法

荒壁と中塗りの剥離を防止し、壁面を一体化すること。

文化財建造物の重量計算について

はじめに

「重要文化財(建造物)耐震診断指針」(平成11年3月)に基づいて基礎診断を行う場合、建造物の固定荷重を把握する必要がある。今日まで多数の重要文化財(建造物)が根本修理を受けてきており、その中で部材や仕様に関する綿密な調査が行われ、修理工事報告書が刊行されたものも少なくない。しかし修理に当たって建物の総重量について言及したものは、管見の限り見あたらない。

本来であれば、診断対象となる建造物の個々について、詳細に重量を算出するのが理想である。しかし非常に手間暇がかかるため基礎診断という性格にそぐわない。そこで本稿は、できるだけ簡便に重量の概算値を算出できないかを検討するものである。対象としたのは仏堂および民家である。

個別重量算出方法

とにかく、仏堂と民家について具体的な重量計算例(サンプル)を集積する必要がある。

そこで、まず川崎市立日本民家園の所在の旧太田家住宅主屋(平成3年～4年に焼損復旧工事)について重量を計算し、必要な重量構成要素を把握し、積算方法の手がかりを見付けることにした。

礎石より上の重量構成要素は木部(軸組・小屋組、造作や板壁も軸組を含む)、屋根、土壁、建具、畳、竹簀子天

井であり、各要素別の計算方法は以下の通りである(表1参照)。

①木部の重量：構成部材調書をもとに材種別の総材積を求め、比重により重量を算出。

②屋根の重量：実施仕様をもとに茅、竹、杉皮、縄の必要総量を求め、比重または単位重量実測値により重量を算出。さらに1平方メートル当たり10kgの水分を加味した。

③土壁の重量：壁面積を算出し、実施仕様(真壁・荒壁仕舞)をもとに小舞と壁土の重量を算出。

④建具の重量：材種別の総材積を求め、比重により重量を算出。

⑤畳の重量：仕様から重量を算出。

⑥天井の重量：実施仕様をもとに竹、縄の必要総量を求め、重量を算出。

これらの重量比をみると、木部28.0%、屋根50.6%、土壁17.8%、建具1.3%、畳1.6%、簀子天井0.7%であり、重量のほとんどは木部・屋根・土壁からなることがわかる。すなわち、木部・屋根・土壁の重量積算によりほぼ総重量を算出する。ただし建具と畳も無視し得ず、仏堂の場合は建具の重量比がより大きくなると予想されるので、畳は建具の中に含んで考えることとし、原則として木部・屋根・土壁・建具の4項目について建物毎に重量を算出して検討すればよい。

材種	比重	備考
檜 (ひのき)	0.44	
杉 (すぎ)	0.39	
栗 (くり)	0.53	
樺 (けやき)	0.68	
松 (まつ)	0.51	アカマツの値を充当
梅 (つが)	0.52	
柿 (かき)	※	
楠 (くす)	0.61	
椎 (しい)	0.62	ブナの値を充当
桜 (さくら)	0.61	ヤマザクラの値を充当
榎 (かし)	0.96	アカガシの値を充当
楓 (まき)	0.44	ヒノキの値を充当
唐松 (からまつ)	0.57	
欅 (もみ)	0.44	
樺 (くぬぎ)	0.7	『広辞苑』(1993 新村出編)を参考に推測
桂 (かつら)	0.49	
樺 (さわら)	0.33	
塩地 (しをじ)	0.58	
檜 (なら)	0.71	コナラの値を充当
タブ (たぶ)	0.62	
桐 (きり)	0.31	
楓 (かえで)	0.67	
檜葉 (ひば)	0.45	
柳 (やなぎ)	※	
ネズコ (ねずこ)	0.38	
アカシア (あかしあ)	0.75	ニセアカシアの値を充当
胡桃 (くるみ)	0.68	樺の値を充当
トネリコ (とねりこ)	※	
棕 (むく)	※	
モロンボ (もろんぼ)	※	
ミズ目 (みずめ)	※	
調書に雑木とあるもの	※	

表2 木材比重表

特に注記がない限り『建築学便覧構造編 第2版』(1977 日本建築学会編)の数値を用いた。

※については数値不明につき上記の木材比重の平均値0.56を充当した。

次に、上記4項目について個別に重量を積算する場合に、単位面積当たりの重量が適用できないか考えてみる。

①木部の重量：構成部材調書をもとに材種別の総材積を求め、比重により重量を算出する方法が最も確実な方法である。板壁や木造天井、屋根下地の木造垂木・野地板などもすべてこの中に含む。比重は原則として『建築学便覧構造編 第2版』（1977日本建築学会編）に拠り、これに記載ない樹種は他の資料を参照のうえ類似種を充当し、表2のような比重表を作成して使用した。

②屋根の重量：太田家の場合、屋根面積当たり65.3kg/m²という単位面積当たり重量（葺厚軒桁位置で約50cm、使用茅4.5束）を得る。茅葺の場合は葺厚の問題があるので、実施仕様または図面で葺厚或使用茅数量を加味して上記の単位重量を加減することにより、茅葺全体に適用可能であろう。同様に本瓦葺・桧瓦葺・檜皮葺・こけら葺についても具体例から算出した単位面積当たり重量を適用することが可能であろう。これを一覧表に示すと表3のようになる。

③土壁の重量：太田家の例を見ると、壁重量に比して小舞重量はほとんど問題にならないため、壁重量は下地の仕様に關係なく単位面積当たりの重量を汎用できそうである。また、太田家の場合は荒壁であるが、中塗りが施されていても壁土の比重はほとんど変化しないので中塗りを含めて考えることも可能であろう。ただし、民家は壁厚差があるため、太田家壁厚を基準に壁厚比で加減する必要がある。さらに大壁、真壁の使い分けがある場合はそれぞれの塗面積を求めることが必要であるし、漆喰上塗りがある場合はその部分を加算しなければならない。したがって、民家の場合は仕様別に壁面積を算出の上、積み上げ方式で計算する方法が適切かもしれない。仏堂の場合は仕様にあまり大差ないので、単位面積当たりの重量を適用することが可能であろう（表4）。

④建具の重量：建具の場合は、種類毎に基準の大きさ（たとえば障子や雨戸ならば内法5.8尺～6尺・幅3尺のもの、桧唐戸や大戸であれば積み上げ計算したもの）をきめ、材積による積み上げ方式あるいは実測値をもとに重量を算出し、大きさの比率に応じて加減することが適当であろう（表5）。畳の場合は大きさと縁の有無により単位重量に差があるが、畳自体の重量比が小さいことがあるので、今回の積算では本間の縁付畳重量38.5kgを適用した（先に計算した太田家の場合を除く）。

いずれにしても建物個々の重量算出は、建物に関する詳細なデータが必要となるため、サンプルの対象となるのはすでに解体修理が行われた建物で、実績報告書または修理工事報告書により構成部材調書および実施仕様が明らかされているものに限られる。

仏堂の検討

基本的に建物が整形・左右対称であるから、総重量と建物規模との関係は導きやすいと期待される。サンプルの抽出に当たっては、以下の点を考慮した。

1) 規模は柱間規模よりも実長による把握が肝要であるが、この点は平面積を基準に考えることによって解決するので、抽出の便宜上三間堂・五間堂・七間堂を目安と

する。

2) 軒の出は一軒・二軒の別により大きく変化するため、双方を抽出する必要がある。また、軒面積による総重量の評価も必要である。

3) 屋根のボリュームは屋根の傾斜により、屋根の傾斜は葺材によりほぼ定まる。しかも屋根葺き材の違いは屋根重量を大きく左右する。したがって葺き材の違いと総重量の関係には注意する必要がある。

上記3点をもとに詳細資料の得られる建物を抽出すると、表6の15例が得られた。具体的な積算例は表7に旧燈明寺本堂の例を示し、15例の計算結果は表8に示した。

グラフ1は15例について総重量と平面積の関係を示したものである。これをみると、

a) 同規模（平面積）であれば、重量は本瓦葺、茅葺、こけら・檜皮葺の順に軽くなる。

b) 本瓦葺と茅葺の例は、平面積と総重量はそれぞれほぼ一定の勾配で変化する。こけら・檜皮も全体的には右上がり勾配で推移するが、ばらつきが大きい。

という傾向が窺える。そこで軒面積と総重量の関係をみてみると（グラフ2）、

c) こけら・檜皮葺のばらつきがかなり均整化する。

特に宝林寺仏殿は軒の出が短く（一軒）、金剛證寺本堂が軒の出が大きい（二軒）ことから、軒面積と比較することによりこうした特色を適切に評価し得たものと言える。それにしても宝林寺仏殿のような建物は特殊例として補正をかける必要がある。なお、

d) 性海寺本堂の場合、床を張った仏堂にもかかわらず極端に軽量である。土壁がないこと、あるいは近世建築であるため全体の木割が細いことが原因なのかもしれないが、なお検討が必要である。

e) 本瓦葺、茅葺、こけら・檜皮葺とも軒面積200m²以下の部分で面積と総重量の相関勾配が緩くなっている。

建物を面積で比較した場合、体積は面積比以上に変化するため木材の材積に影響し、結果として総重量の増減を左右する。軒面積はこの面積変化を正當に評価し得ているということであろう（もちろん面積が大きくなった場合の材積変化による補正も検討すべきであるが、グラフ2に示した軒面積の範囲であれば、むしろ面積の小さい部分の補正に注意すべきである）。

以上のように、仏堂の場合、総重量を算出するためには軒面積に一定の係数を乗し、これに小面積あるいは特殊例の場合の補正を行えば良いことがわかる。ただし、軒面積の算出は平面積の算出にくらべて容易でないため、やはり、平面積をもとに総重量を導く方が簡便である。したがって基本的な重量変化をグラフ1の折れ線のように捉え、平面積が小さい場合の補正とともに示すと次式のようになる。

$$Y = \alpha X + \beta$$

Y：総重量（t）、X：平面積（m²）

α ：係数 本瓦葺の場合 1.1

檜皮葺・こけら葺の場合 0.6

茅葺の場合 0.7

β ：定数 本瓦葺の場合 -100

檜皮葺・こけら葺の場合 -40

茅葺の場合 -7

ただし本瓦葺でX ≤ 75 m²の場合は $\alpha = 0.2$ 、 $\beta = +40$

（檜皮・こけら・茅葺の場合は平面積50 m²以下ではおよそ25t程度と見なす）

なお、一軒で床なし、あるいは土壁のない仏堂の場合は計算値より軽い可能性があり、二軒で軒の出が極端に大きい場合は計算値より重い可能性があるため、こうした例についてはサンプルとの比較により個別に補正を考える必要がある。

あるいは、補正が必要と思われる場合は、多少手間が掛かるが屋根面積や壁面積・建具や畳の員数などを把握して、表7に準拠して重量を算出する方がよいかもしれない。その場合、木部重量はグラフ3を参照して、類似する建物から単位面積当たりの木部重量を設定するのが妥当である。

民家の検討

民家は仏堂と違って左右非対称、建物平面も整形・非整形様々で、木割や屋根構造も千差万別である。そのため、おしなべて重量速算法を提示することは困難と予想される。とにかく詳細データの得られるものはすべて抽出することにし、全部で46例について重量を積算した。46例は、屋根に注目して瓦葺（本瓦・桧瓦）のものを町屋系、茅葺のものを農家系と大別し、板葺きの場合は適宜町屋系・農家系に振り分ける。さらに農家系の場合、平面に注目して整形である直屋とそれ以外の不整形は分けて考えることとし、全体として町屋系・農家系（直屋）・農家系（不整形）に3区分した。さらに、土壁について大壁・真壁の別を区分できるようにした。

グラフ3は、46例について平面積と総重量の関係を示したものである。全体的に右上がりの傾向を示すが、その分布範囲は非常に広い。強引に線引きすると、重い方からほぼ以下の4段階に分類可能といえる。

- (i) 町家系で瓦葺・大壁を有する場合
- (ii) 農家系で四方蓋形式（身舎は茅葺き・庇は瓦葺）の場合
- (iii) 農家系で大壁を有する場合
- (iv) 農家系で真壁主体の場合（真壁の茅葺・板葺民家全般）

町家系のうち瓦葺・真壁の場合は(iii)に近いが若干重めで、板葺の場合はほぼ(iv)と同様である。また、農家系板葺の場合は(iv)より若干軽い傾向を示す。すなわち(iv)は真壁の茅葺・板葺民家全般に対応しうるのである。また、仏堂の場合同様、面積が小さくなると重量が増す傾向が認められるので、平面積150～170㎡位を境に補正が必要といえる。

なお、重量を分析する際の基準面積として、仏堂は平面積よりも軒面積の方が適切であった。しかし民家の場合、一般的に軒の出に大きな差はなく、むしろ屋根葺材の違いで軒の扱いの違いが評価できると考えられるので、平面積を基準としても問題ない。そこで、上記の4段階について平面積から総重量を算出する方法を、補正も含めて示すと次式のようになる。

$$Y = \alpha X + \beta$$

Y：総重量（t）、X：平面積（㎡）

α：係数 0.44

β：定数 (i) 町家系（瓦葺・大壁） + 90

(ii) 農家系（四方蓋） + 40

(iii) 農家系（大壁） + 0

(iv) 真壁の茅葺・板葺民家全般 - 30

ただしX ≤ 175㎡の場合はα = 0.1、

β = +60 (iiiの場合)、+30 (ivの場合)

(i)、(ii)の場合は資料不足により不明

ところで(iv)の範囲に大壁を有する住宅が含まれる場合がある点は注目される。そこで木部・屋根・土壁・建具（畳）の各構成要素の重量比を算出した（グラフ5-1、2）。壁の重量比が大きいのは大壁を有する住宅に多いが、やはり大壁の範囲のばらつきのためか必ずしも一定の値を占めているわけでない。また、屋根については葺材による差というよりも、壁重量の割合に影響されて比重が変化しているようである。むしろ最も安定する傾向を示すのは木部であって、およそ平面積の小さいものから大きいものに向かって20%弱～35%程度に変化している。

そこで、木部重量の割合を算出して、全体重量を逆算する方法を示したのが次式である。

$$Y = \alpha X - 7, \quad Y = y (100 / \beta)$$

Y：総重量（t）、y：木部重量（t）、X：平面積（㎡）

α：係数 0.15

β：木部重量割合（%）、この値は20～35からグラフ5をもとに決定

なお、民家の場合もより正確な重量を得ようとする場合には、仏堂と同様に、屋根面積や壁面積・建具や畳の員数などを把握して、表7に準拠して重量を算出すべきである。その場合、木部重量はグラフ6を参照して、類似する建物から単位面積当たりの木部重量を設定するのが妥当である。

おわりに

仏堂と民家について、平面積をもとに簡便に重量を算出する方法を検討し、仏堂の場合は平面積から総重量を速算する方法、民家の場合は平面積から総重量を速算する方法と木部重量から総重量を逆算する方法を提案した。仏堂の場合はサンプル数の限界、民家の場合は形式の多様性により、汎用性の高い方法を示し得たとは言えないが、重量概算法としては有効であろう。より正確度を求める場合には、補正を考慮するよりも、むしろ木部・屋根・土壁・建具の部位別に積算することが望ましい。この場合、木部の単位重量をどの値に設定するかは、サンプルの中から対象建物に類似するものを選択し得るかということであり、計算者に重要文化財（建造物）に対する理解が必要となる。また、今後の根本修理の機会には、是非詳細に重量計算が行われ、正確な数値が蓄積されることを切望する。

謝辞 今回の個別重量計算にあたり、その基礎資料となる構成部材調書等の入手に関して、修理工事報告書掲載以外の情報はすべて（財）文化財建造物保存技術協会から提供していただいた。また、重量計算実施および結果の整理・グラフ作成等は、主に横浜国立大学工学部大学院生（平成9年度・10年度当時）花吉朝陽氏によるものである。記して謝意を表する。

表6 仏堂重量計算対象建物

屋根葺材	規模	三間堂	五間堂	七間堂以上
こけら葺	一軒	竹林寺本堂（広島）	宝林寺仏殿（床ナシ）	〔適当例ナシ〕
	二軒	唐蔵寺本堂	〔適当例ナシ〕	清水寺本堂（島根）
檜皮葺	一軒	〔適当例ナシ〕	〔適当例ナシ〕	〔適当例ナシ〕
	二軒	性海寺本堂	桑実寺本堂	金剛証寺本堂
本瓦葺	一軒	地蔵庵寺本堂	〔適当例ナシ〕	〔適当例ナシ〕
	二軒	常徳寺円通殿（床ナシ）	旧燈明寺本堂	観心寺金堂
茅 葺	一軒	泉福寺薬師堂（床ナシ）	〔適当例ナシ〕	〔適当例ナシ〕
	二軒	天授院	青蓮寺阿弥陀堂	〔適当例ナシ〕

表1 旧太田家住宅主屋の重量積算

総重量 (t) 21.4906

①木部

平面積76.27㎡

材種	材積	気乾比重	重量 (kg)	備考
スギ	2.4936	0.39	973	建築学便覧構造編
マツ	8.0076	0.51	4084	同上
クリ	0.5675	0.53	301	同上
クルミ(ケヤキ充当)	0.8299	0.68	564	同上、ケヤキを充当
ヒノキ	0.1311	0.44	58	建築学便覧構造編
ケヤキ	0.0514	0.68	35	同上
合計(kg)			6014	
平面積当たり重量(kg)			78.9	
総重量に対する重量比 (%)			28.0%	

②屋根

屋根面積166.71㎡

材種	員数	単位重量	重量 (kg)	備考
山茅(@4.5束)	750	11.25	8,438	山茅重量実測値
下地(屋中竹)	135	0.989	134	単位長さ当たり重量
下地(垂木竹)	814	0.356	290	単位長さ当たり重量
下地(押銚竹)	658	0.247	163	単位長さ当たり重量
下地(小舞竹)	400	0.062	25	単位長さ当たり重量
棟簀子竹	138	0.215	30	
縄	30	4	120	1玉4kg
杉皮	9.9	1.99	20	重量実測値
水分	166.71	10	1,667	㎡当たり10kg想定
合計(kg)			10,885	
屋根面積当たり重量			65.3	
総重量に対する重量比 (%)			50.6%	

③土壁

荒壁仕舞
壁面積50㎡

部位	面積	単位重量	重量 kg	備考
小舞	50	3.38	169	径3cm真竹4ツ割で計算
荒壁土	材積2.25(注)	1625	3656	わらササ25kg
合計(kg)			3,825	
壁面積当たり重量			76.5	ただし壁厚により変化するので注意
総重量に対する重量比 (%)			17.8%	

(注) 小舞分を除いた壁厚は約4.5cmであるから壁土の材積は50×0.045=2.25

④建具

種類	員数	単位重量kg	重量 kg	備考
板戸	14	11.0	154.0	構成部材材積から積算
板戸(大)	2	13.5	27.0	同上
板戸(小)	1	8.6	8.6	同上
板戸(窓・大)	2	8.2	16.4	同上
板戸(窓・小)	2	8.2	16.4	同上
板戸(戸棚)	4	5.0	20.0	同上
明かり障子	3	5.9	17.7	同上
同上(窓・大)	1	4.1	4.1	同上
同上(窓・小)	2	3.5	7.0	同上
合計(kg)			271.2	
総重量に対する重量比 (%)			1.3%	

⑤畳

6.1尺×3.05尺、縁なし、畳床特級33.0kg、畳表(青表)2kg、合計35.0kg

種類	員数	単位重量kg	重量 kg	備考
縁なし畳(三六間)	10	35.0	350.0	仕様から積算(注)
合計(kg)			350.0	
総重量に対する重量比 (%)			1.6%	

(注) 6.1尺×3.05尺、縁なし、畳床特級33.0kg、畳表(青表)2kg、合計35.0kg

⑥竹簀子天井

天井面積19.64㎡

材種	員数	単位重量	重量 (kg)	備考
根太竹	25	0.556	13.9	単位長さ当たり重量
簀子竹	500	0.247	123.5	同上
縄	2	4	8.0	1玉4kg
合計(kg)			145.4	
総重量に対する重量比 (%)			0.7%	

表3 単位面積当たりの屋根重量（屋根面積1㎡当たりの重量を単位重量とする）

屋根種別	単位重量(kg/㎡)	積算根拠	備考
茅葺	65.3	旧太田家の場合の積算値	軒桁位置での厚50cm基準として厚さで調整する、棟共
本瓦葺	250	本願寺阿弥陀堂の場合	棟共と考える
桧瓦葺	120	旧井岡家の積算値108kgと河合直人氏の実大模型実測値により(注)	垂木は含まないものとする
檜皮葺		善光寺本堂の場合	
こけら葺	18.6	宝林寺仏殿の場合の積算値	平葺：スギ、厚3mm、長36cm、葺足3cm、軒付厚24cm
大棟（瓦棟）	215.8kg/m	宝林寺仏殿の場合の積算値	鬼瓦、雁振、熨斗、輪違、菊丸、肌熨斗
鉄板葺	28.8	島崎家の場合の積算値	
石置き板葺	20.3	旧茂木家の場合の積算値（石ナシ）	クリ、厚6mm、長45cm、葺足7.5cm、押さえ竹とも
石置き板葺	113.0	旧茂木家の場合の積算値（石含む）	石1個平均35kg、計442個
石置き板葺	9.9	旧三澤家の場合の積算値（石ナシ）	サワラ、厚4.5mm、長60cm、葺足10cm、棟板、押さえ木とも
石置き板葺	41.6	旧三澤家の場合の積算値（石含む）	石1個平均15kg、計510個

(注) 河合直人「伝統的木造建築物水平構面とせん断加力実験速報」1998

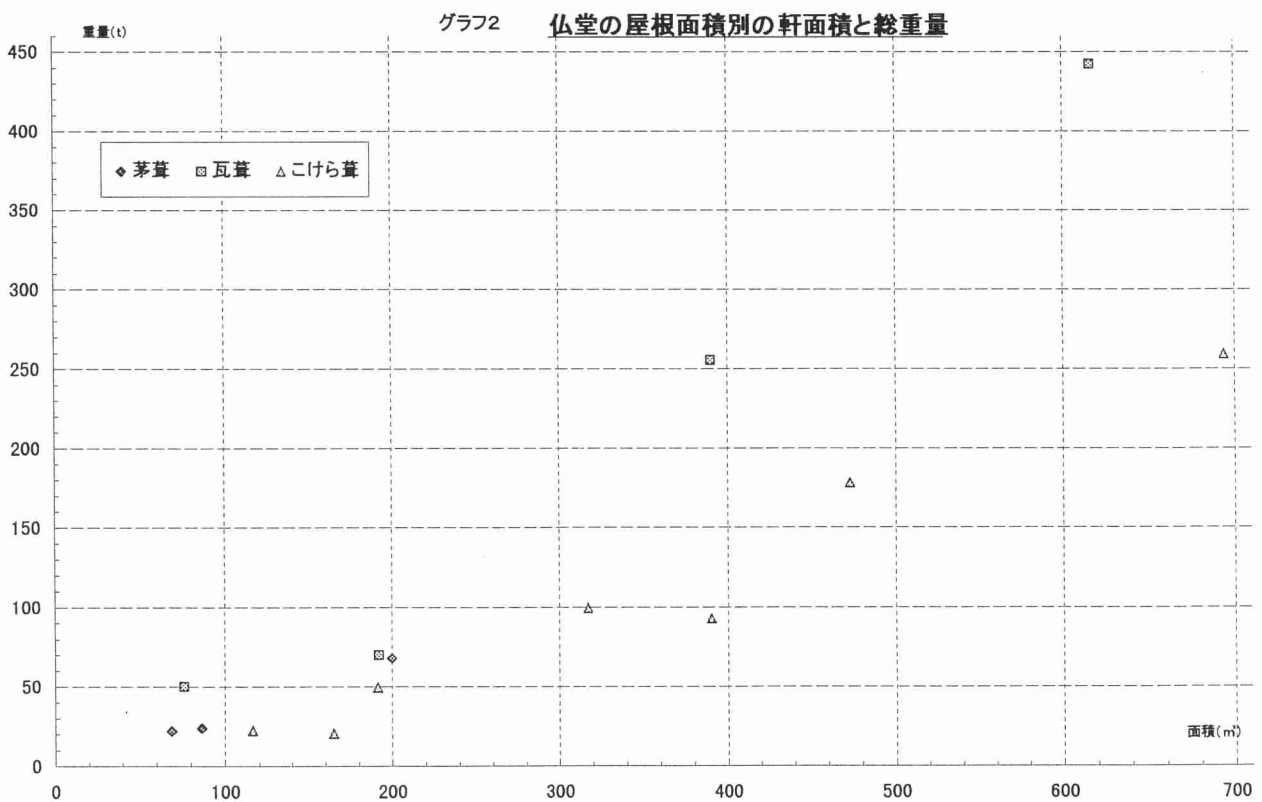
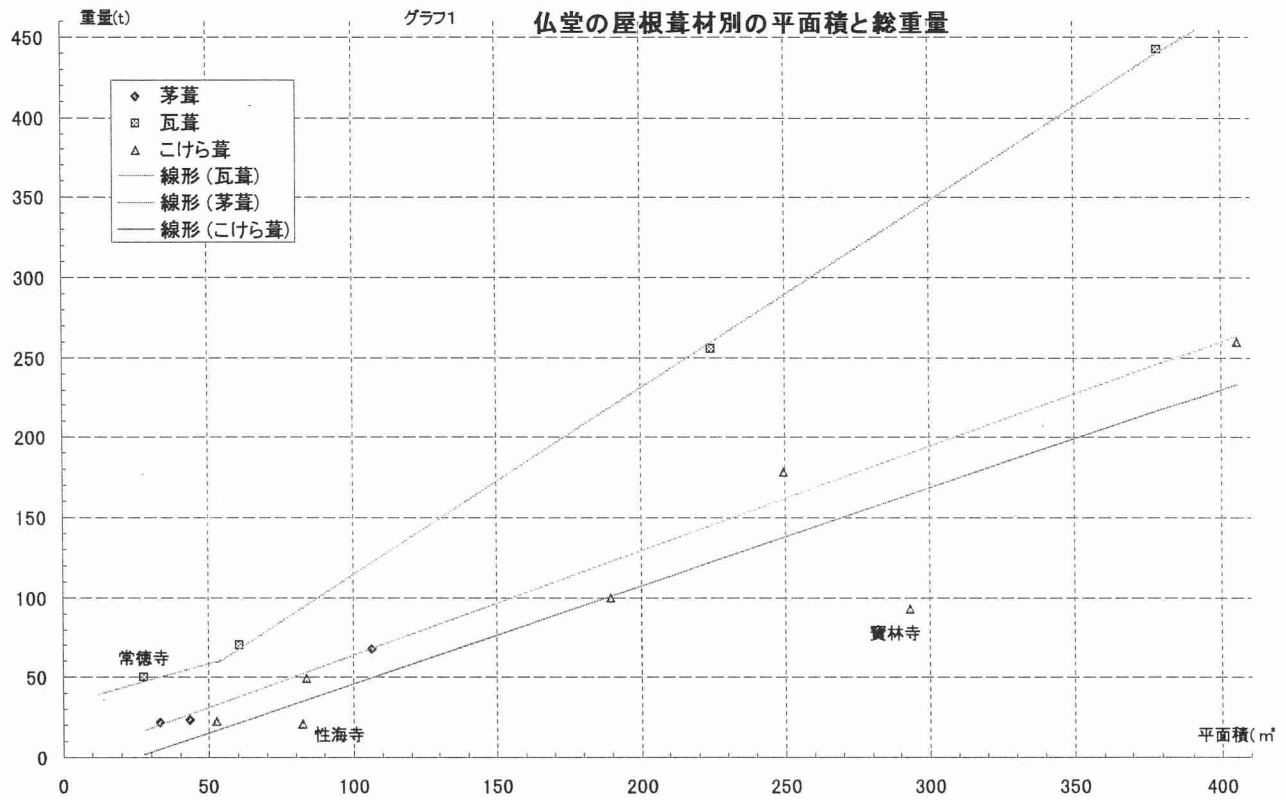
表4 単位面積当たりの土壁重量（壁面積1㎡当たりの重量を単位重量とする）

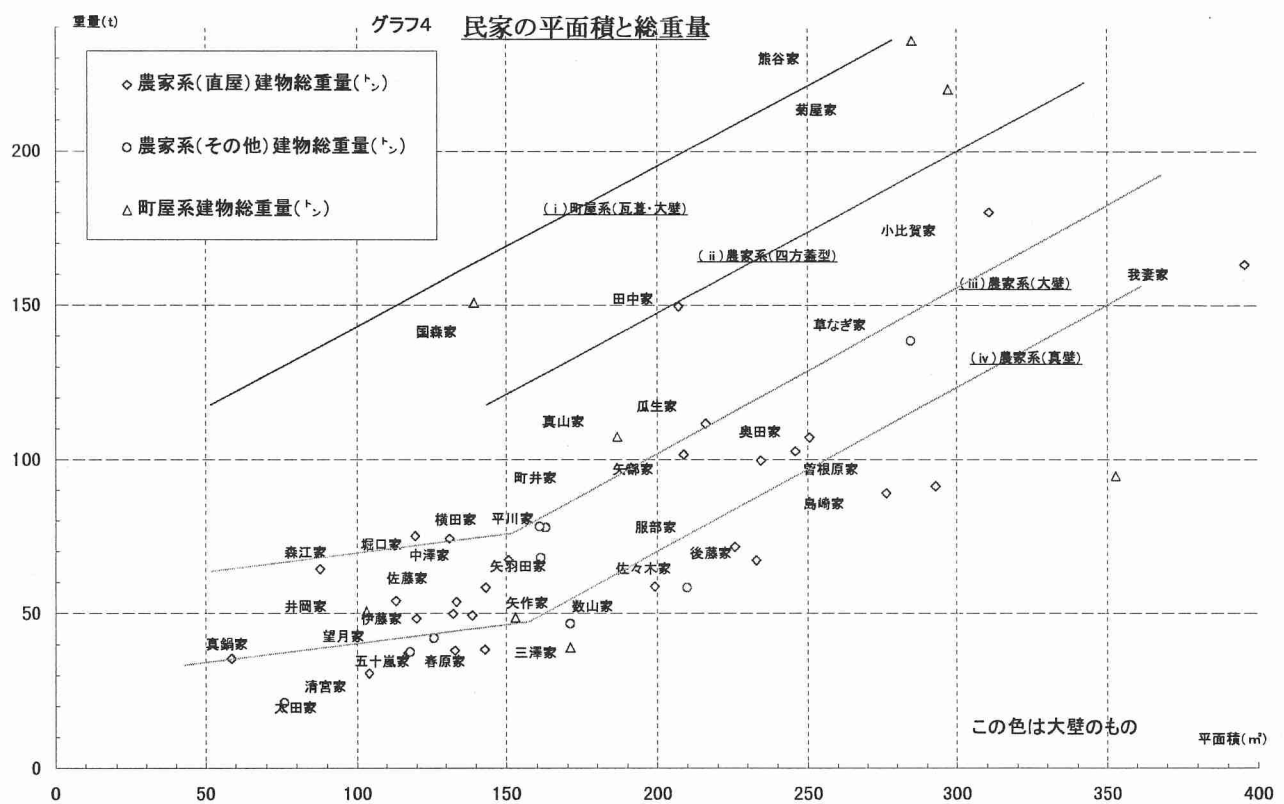
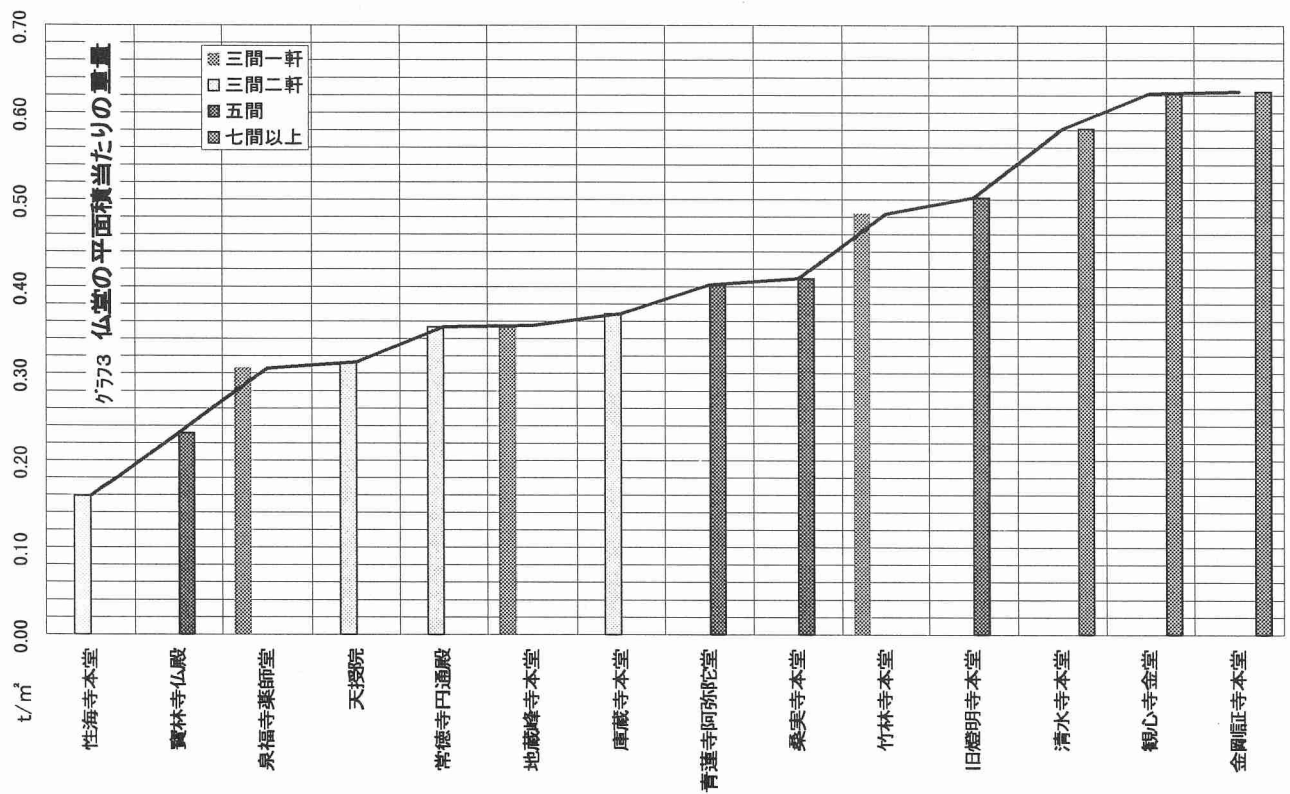
土壁種別	単位重量(kg/㎡)	積算根拠	備考
小舞のみ	3.38	旧太田家の場合の積算値	割り竹
荒壁土のみ	立米単位重量1625	壁土1600kg、藁ササ25kg	
中塗土のみ	立米単位重量1625	荒壁土と同様と見なす	
漆喰のみ		旧井岡家の場合の積算	塗厚
仏堂漆喰壁1	115.5	宝林寺仏殿の場合の積算、下地共	荒壁・中塗合計厚6.6cm、漆喰下付け上付けとも片面厚0.6cm
仏堂漆喰壁2	135.0	燈明寺本堂の場合の積算値、下地共	荒壁・中塗合計厚8.2cm、漆喰下付け上付けとも片面厚0.6cm
仏堂漆喰小壁	106.2	燈明寺本堂の場合の積算値、下地共	荒壁・中塗合計厚6.4cm、漆喰下付け上付けとも片面厚0.6cm

表5 建具標準重量（建具面積1㎡当たりの重量を単位重量とする）

民家建具は原則として基準寸法1枚当たりに重量で算出

建具種別	単位重量(kg/㎡)	積算根拠	備考
仏堂板戸	6.41	燈明寺本堂の場合の積算値	
仏堂棧唐戸	20.58	燈明寺本堂の場合の積算値	
仏堂格子戸	6.58	燈明寺本堂の場合の積算値	
仏堂板扉	21.48	桑実寺本堂の場合の積算値	
仏堂菱格子欄間	2.34	観心寺金堂の場合の積算値	
仏堂障子	3.96	観心寺金堂の場合の積算値	
仏堂連子窓	15.25	観心寺金堂の場合の積算値	
民家大戸	6.2	木村家住宅の場合の積算値	
民家大戸腰高障子	24.9kg/枚	木村家住宅の場合の積算値	基準寸法：幅0.97m、高1.76m
民家板戸	7.3kg/枚	望月家の場合の積算値	基準寸法：幅0.87m、高1.76m
民家板戸	6.6kg/枚	数山家の場合の積算値	基準寸法：幅0.85m、高1.74m
民家障子	3.2kg/枚	望月家の場合の積算値	基準寸法：幅0.87m、高1.52m
民家障子	3.2kg/枚	数山家の場合の積算値	基準寸法：幅0.92m、高1.73m
民家障子	4.1kg/枚	木村家住宅の場合の積算値	基準寸法：幅0.95m、高1.77m
民家腰高障子	5.5kg/枚	木村家住宅の場合の積算値	基準寸法：幅0.96m、高1.74m
民家豎舞良戸	11.8kg/枚	数山家の場合の積算値	基準寸法：幅0.91m、高1.73m
民家襖	4.15kg/枚	旧原家の実測値	基準寸法：幅0.85m、高1.76m
民家帯戸	21.0kg/枚	洞口家の場合の積算値	基準寸法：幅0.85m、高1.77m
民家雨戸	8.8kg/枚	木村家住宅の場合の積算値	基準寸法：幅0.94m、高1.80m
民家腰付ガラス戸	6.65kg/枚	旧原家の実測値	基準寸法：幅0.89m、高1.77m

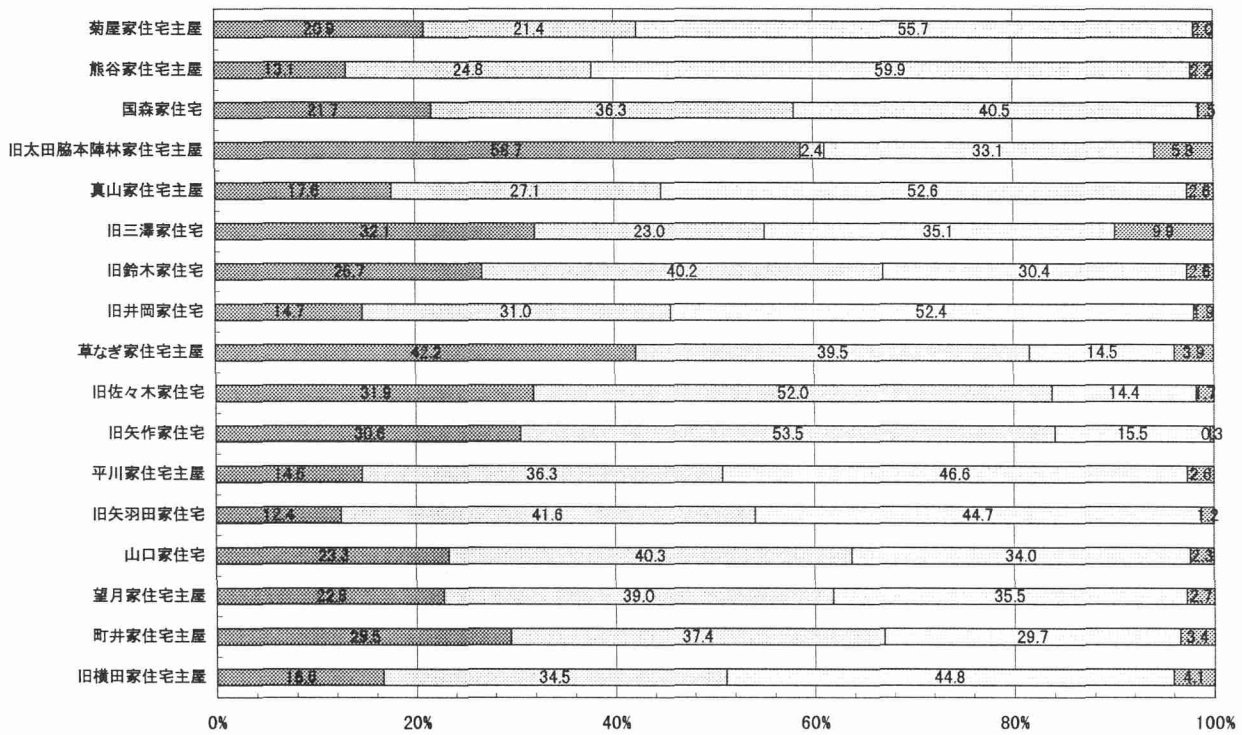




グラフ5-1

町屋系民家及び
農家系民家(その他)重量構成

■ 木部百分率(%) □ 屋根百分率(%) □ 壁百分率(%) ■ 建具百分率(%)



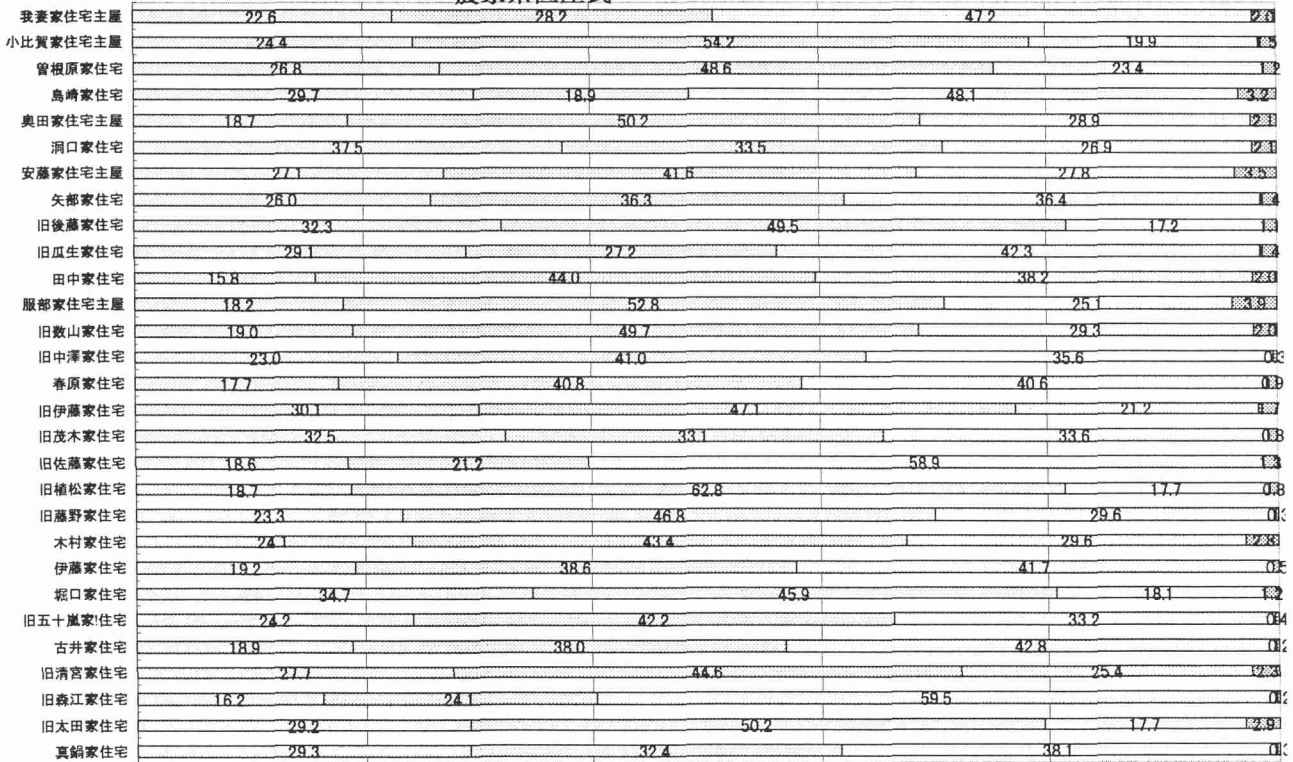
木部(%)

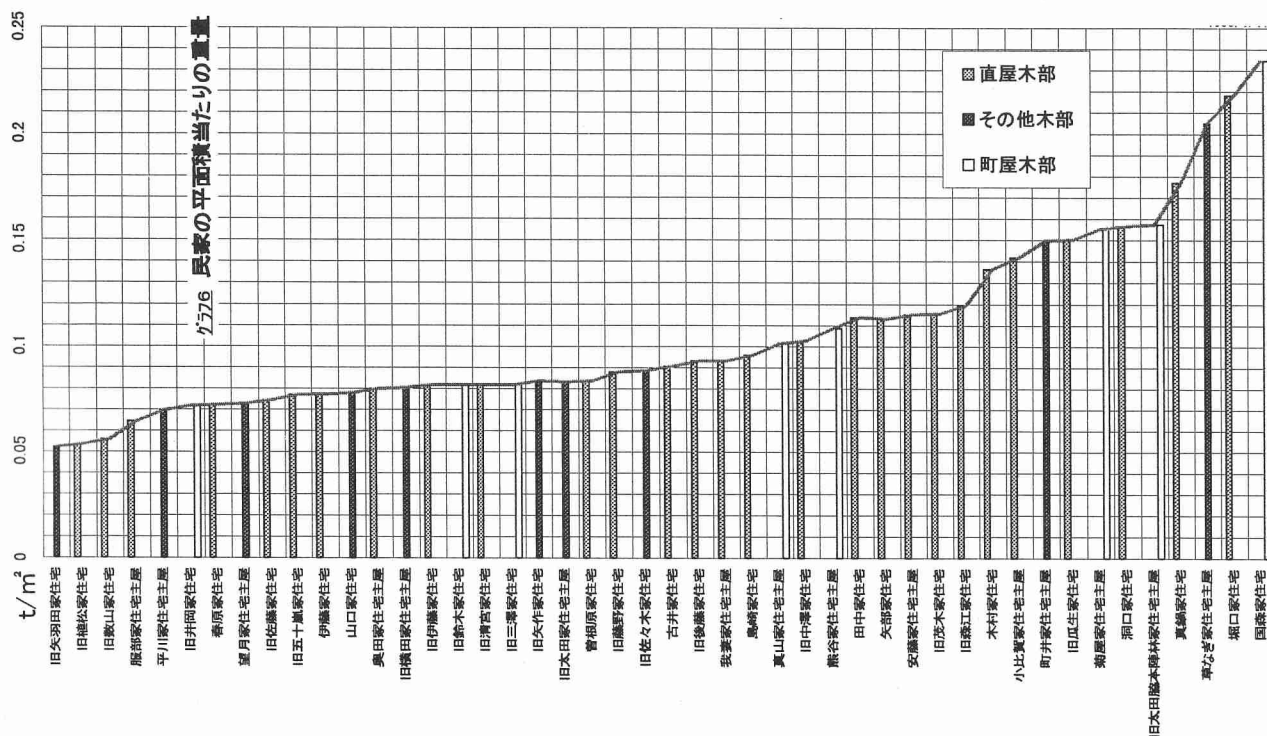
グラフ5-2 農家系直屋民

屋根部(%)

土壁部(%)

建具その他(%)





建築名称		旧燈明寺本堂			
所在地	神奈川県	横浜市中央区本牧三ノ谷二九三番地			
建築年代	室町前期	西暦			
形式	5×6入母屋造	二軒 向拝×1			
屋根葺材	本瓦葺				
平面積	224.420	m^2	向拝	m^2	
軒面積	390.220	m^2	向拝	左に含む	m^2
軒面積/平面積	1.739				
屋根面積	518.840	m^2	向拝	左に含む	m^2
屋根面積/平面積	2.312				
各部重量割合	全体重量中				
	木部	44.071 %	平面積当重量	0.5020 t/m^2	0.2887 t/m^2
	屋根部	50.738 %		0.5780 t/m^2	0.3324 t/m^2
	壁部	4.833 %		0.0551 t/m^2	0.0317 t/m^2
	建具部	0.358 %		0.0041 t/m^2	0.0023 t/m^2
	総重量	100 %		1.1392 t/m^2	0.6551 t/m^2
木部重量	軸部	材種	比重	材積	重量
		檜	0.44	85.8217 m^3	37.7615 t
		樺	0.68	36.8037 m^3	25.0265 t
		松	0.51	41.3790 m^3	21.1033 t
		桐	0.52	0.4759 m^3	0.2475 t
		桧	0.96	0.0335 m^3	0.0322 t
		塩地	0.58	6.6016 m^3	3.8289 t
		計		171.1154 m^3	87.9999 t
	小屋根	材種	比重	材積	重量
		檜	0.44	28.0166 m^3	12.3273 t
		杉	0.39	18.5029 m^3	7.2161 t
		樺	0.68	0.1332 m^3	0.0906 t
		松	0.51	7.2972 m^3	3.7216 t
		桐	0.52	2.3516 m^3	1.2228 t
		桧	0.96	0.0932 m^3	0.0895 t
		計		56.3947 m^3	24.6679 t
	総計	総計		227.5101 m^3	112.6678 t
壁重量			比重	壁面積	重量
	側廻り		134.962	54.448 m^2	7.348 t
	小壁		106.162	47.171 m^2	5.008 t
	計			101.619 m^2	12.356 t
屋根重量	葺き材	単位重量	屋根面積		重量
	本瓦葺	250.000	518.840 m^2		129.710 t
	計		計		129.710 t
建具重量	建具種類	員数	延べ面積	単位重量	重量
	棧唐戸	12	31.53 m^2	20.581 kg/m^2	0.6490 t
	格子戸	14	25.23 m^2	6.578 kg/m^2	0.1660 t
	進子窓	2	4.37 m^2	15.246 kg/m^2	0.0666 t
	菱格子欄間	5	13.97 m^2	2.336 kg/m^2	0.0326 t
総重量		255.6482 t		計	

茅葺の単位重量は旧太田家住宅の単位重量に葺き厚を考慮して求める

表7 積み上げ方式による重量積算例(旧燈明寺本堂)

※○は旧所在地

表8-1 重量計算表1

	名称	県別	建設年代	平面形式	屋根	小屋組/軒形式	壁	平面積 (㎡)	延べ床面積 (㎡)	軒面積 (㎡)	軒面積/平面積	屋根面積 (㎡)	屋根面積/平面積
仙臺	地藏峰寺本堂	和歌山	室町(永正10以前)	3×3寄棟造	本瓦葺	一軒		60.504		141.218	2.3340	192.000	3.1733
	竹林寺本堂	広島	室町(永正8)	3×3寄棟造	こけら葺	一軒		83.686		191.324	2.2862	274.100	3.2753
	泉福寺薬師堂	千葉	室町後期	3×3寄棟造	茅葺	一軒		33.387		68.829	2.0616	137.170	4.1085
	常德寺門通殿	香川	室町(応永8)	3×3入母屋造	本瓦葺	二軒		28.040		76.161	2.7162	151.130	5.3898
	性海寺本堂	愛知	江戸(慶安)	3×3入母屋造	こけら葺	二軒 向拝×1		82.480		165.000	2.0005	230.000	2.7886
	庫蔵寺本堂	三重	室町(永禄4)	4×3寄棟造	こけら葺	二軒 向拝×1		52.387		116.192	2.2180	158.353	3.0228
	天授院	神奈川	江戸(慶安4)	4×3寄棟造	茅葺	二軒		43.260		86.310	1.9951	140.000	3.2362
	旧燈明寺本堂	(京都)	室町前期	5×6入母屋造	本瓦葺	二軒 向拝×1		224.420		390.220	1.7388	518.840	2.3119
	寶林寺仏殿	静岡	江戸(寛文7)	5×6入母屋造	こけら葺	一軒		293.120		412.308	1.4066	570.000	1.9446
	桑実寺本堂	滋賀	室町前期	5×6入母屋造	檜皮葺	一軒		189.889		317.141	1.6701	472.000	2.4857
他	青蓮寺阿弥陀堂	熊本	室町(天文11)	5×5寄棟造	茅葺	二軒 向拝×1		106.478		199.732	1.8758	372.179	0.0000
	観心寺金堂	大阪	室町(正平)	7×7入母屋造	本瓦葺	二軒 向拝×3		379.065		616.414	1.6261	789.939	2.0839
	清水寺本堂	鳥根	室町(明德)	7×7入母屋造	こけら葺	二軒		405.397		693.696	1.7112	913.972	2.2545
	金剛証寺本堂	三重	桃山(慶長15)	7×6寄棟造	檜皮葺	二軒 向拝×3		249.492		473.050	1.8961	661.283	2.6505
	旧横田家住宅主屋	長野	寛政6	武家	茅葺	授首+真束(貫)	真壁	160.958	160.96	231.620	1.4390	295.100	1.8334
	町井家住宅主屋	三重	延享01	武家	棧瓦葺	和小屋	真壁	191.100	191.10	231.000	1.2088	302.800	1.5845
	望月家住宅主屋	愛知	18世紀後半	分棟	茅葺	授首	真壁	117.873	117.87	231.000	1.9597	249.310	2.1151
	山口家住宅	佐賀	19世紀	口平面	茅葺	授首+真束	真壁	126.026	126.03	151.38	1.2012	259.896	2.0622
	旧矢羽田家住宅	大分	18世紀後半	口平面	茅葺	授首+貫	真壁	161.456	161.46	198.49	1.2294	361.571	2.2394
	平川家住宅主屋	福岡	文政03以前	口平面	茅葺	授首+貫	真壁	162.879	162.88	210.42	1.2919	345.620	2.1219
農家系	旧矢作家住宅	山形	江戸後期	曲屋	茅葺	授首	真壁	171.036	171.04	193.00	1.1284	348.233	2.0360
	旧佐々木家住宅	岩手	19世紀後半頃	曲屋	茅葺	授首+貫	真壁	209.980	209.98	230.93	1.0998	356.860	1.6995
	草なぎ家住宅主屋	秋田	天保頃	曲屋	茅葺き	授首+束+貫	真壁	284.708	284.71	#REF!	#REF!	597.984	2.1003
	旧鈴木家住宅	(福島)	19世紀前期	宿場	茅葺+板葺	授首+真束(貫)	真壁	153.000	153.00	213.00	1.3922	328.000	2.1438
	真山家住宅主屋	長野	#N/A	宿場 一部2F	棧瓦葺	和小屋	真壁	186.709	237.39	230.55	1.2348	242.407	1.2983
	旧太田脇本陣林家住宅	岐阜	安永02	宿場	銅板葺	和小屋	大壁+真壁	352.894	561.03	#REF!	#REF!	484.106	1.3718
	旧井岡家住宅	(奈良)	17世紀後期	町屋	棧瓦葺	和小屋	大壁+真壁	103.000	103.00	123.00	1.1942	144.000	1.3981
	旧三澤家住宅	(長野)	19世紀前期	町屋	板葺石置	和小屋	真壁	171.000	171.00	223.00	1.3041	242.000	1.4152
	国森家住宅	山口	18世紀後半	町屋 2F	本瓦葺	和小屋	大壁+真壁	139.490	234.80	172.02	1.2332	219.048	1.5703
	熊谷家住宅主屋	山口	明和05頃	町屋	棧瓦葺	和小屋	真壁+大壁	285.100	342.94	335.20	1.1757	486.400	1.7061
町屋系	菊屋家住宅主屋	山口	17世紀中頃	町屋	棧瓦葺	和小屋	大壁+真壁	297.200	297.20	335.40	1.1285	391.800	1.3183
	真鍋家住宅	愛媛	17世紀末	直屋	茅葺	授首+真束	大壁+真壁	58.590	58.59	94.07	1.6056	146.500	2.5004
	旧太田家住宅	(茨城)	17世紀後期	分棟	茅葺	授首	真壁	76.000	76.00	90.00	1.1842	166.710	2.1936
	旧森江家住宅	岡山	17世紀末	直屋	茅葺	授首	大壁+真壁	87.766	87.77	153.17	1.7452	215.800	2.4588
	旧清官家住宅	神奈川	17世紀中期	直屋	茅葺	授首+真束(貫)	真壁	104.000	104.00	136.00	1.3077	210.000	2.0192
	古井家住宅	兵庫	室町後期	直屋	茅葺	授首+垂木	大壁	113.000	113.00	163.00	1.4425	279.900	2.4770
	旧五十嵐家住宅	福島	享保14	直屋	茅葺	授首	真壁	117.190	117.19	141.46	1.2071	241.713	2.0626
	堀口家住宅	福井	18世紀初	直屋	茅葺	授首+貫	真壁	119.580	119.58	154.01	1.2879	303.780	2.5404
	伊藤家住宅	岩手	江戸後期	直屋	茅葺	授首	大壁	120.000	120.00	169.00	1.4083	272.400	2.2700
	木村家住宅	徳島	元禄12	直屋	茅葺	授首+真束(貫)	大壁+真壁	131.330	131.33	150.14	1.1432	291.200	2.2173
農家系直屋	旧藤野家住宅	岩手	19世紀前半	直屋	茅葺	授首	真壁+大壁	132.397	132.40	160.25	1.2104	293.236	2.2148
	旧植松家住宅	静岡	宝永07-延享01	直屋	茅葺	授首	真壁	133.123	133.12	164.71	1.2372	281.450	2.1142
	旧佐藤家住宅	宮城	江戸後期	直屋	茅葺	授首	大壁+真壁	133.664	133.66	158.10	1.1828	218.587	1.6353
	旧茂木家住宅	群馬	江戸中期	直屋	板葺石置	授首+真束(貫)	真壁	138.770	138.77	#REF!	#REF!	218.930	1.5776
	旧伊藤家住宅	神奈川	18世紀初期	直屋	茅葺	授首	真壁	143.000	143.00	218.00	1.5245	280.000	1.9580
	春原家住宅	長野	17世紀末	直屋	茅葺	授首+真束(貫)	真壁	143.318	143.32	164.66	1.1489	294.333	2.0537
	旧中澤家住宅	宮城	江戸後期	直屋	茅葺	授首+真束	真壁+大壁	150.830	150.83	171.72	1.1385	311.240	2.0635
	旧数山家住宅	福岡	天保13	直屋	茅葺	授首	真壁	199.205	199.21	241.21	1.2109	399.150	2.0037
	服部家住宅主屋	愛知	承応02	直屋	茅葺+棧瓦葺	授首	真壁	201.320	201.32	225.88	1.1220	341.570	1.6967
	田中家住宅	徳島	17世紀後期	直屋	茅葺+瓦葺	授首	真壁	207.183	207.18	254.02	1.2260	370.520	1.7884
農家系直屋	旧瓜生家住宅	福井	元禄12	直屋	茅葺+こけら葺	授首+貫	真壁+大壁	216.000	216.00	255.00	1.1806	370.000	1.7130
	旧後藤家住宅	岩手	江戸中期	直屋	茅葺	授首	大壁+真壁	232.900	232.90	290.66	1.2480	423.960	1.8204
	矢部家住宅	鳥取	17世紀中頃	直屋	茅葺+棧瓦葺+杉皮葺	授首+真束(貫)	真壁	233.580	233.58	270.95	1.1600	470.377	2.0138
	安藤家住宅主屋	山梨	宝永05	直屋	茅葺	和小屋	真壁	234.457	234.46	339.59	1.4484	507.894	2.1663
	洞口家住宅	宮城	宝暦頃	直屋	茅葺	授首+束+貫	大壁+真壁	245.913	245.91	286.35	1.1644	482.460	1.9619
	奥田家住宅主屋	大阪	江戸中期	直屋	茅葺	授首	大壁+真壁	250.531	250.53	410.55	1.6387	533.225	2.1284
	島崎家住宅	長野	享保	直屋 一部2F	鉄板葺=亜鉛引	和小屋	真壁	276.330	308.22	341.25	1.2349	394.825	1.4288
	曾根原家住宅	長野	17世紀中頃	直屋	板葺石置	和小屋	真壁	292.871	292.87	379.47	1.2957	392.460	1.3400
	小比賀家住宅主屋	香川	17世紀前半	直屋	茅葺+瓦葺	授首+真束(貫)	真壁+大壁	310.763	310.76	364.28	1.1722	541.000	1.7409
	我妻家住宅主屋	宮城	宝暦03	直屋	茅葺	授首+束+貫	大壁+真壁	395.700	431.15	432.08	1.0919	704.900	1.7814

☆()は旧所在地

表8-2 重量計算表2

名称	県別	木部重量 (t)	木部体積 (m^3)	面積当たり木 部体積(m^3)	木部重量 割合(%)	屋根重量 (t)	屋根重量割 合(%)	土壁面積 (m^2)	壁重量(t)	壁重量割 合(%)	延長重量 (t)	延物総重量 (t)
地藏峰寺本堂	和歌山	21.4804	46.729	0.7723	30.66	48.0000	68.52				0.5734	70.0538
竹林寺本堂	広島	40.4346	80.334	0.9599	81.58	5.0955	10.28		3.7954	7.6576	0.2382	49.5636
泉福寺薬師堂	千葉	10.2024	21.675	0.6492	46.23	11.6265	52.69				0.2382	22.0671
常德寺門通殿	香川	9.9104	20.128	0.7178	19.81	37.7825	75.53		2.0012	4.0004	0.3304	50.0244
性海寺本堂	愛知	13.0805	29.888	0.3624	63.52	7.5128	36.48				0.0000	20.5933
庫蔵寺本堂	三重	19.3219	40.862	0.7800	86.18	2.9438	13.13				0.1553	22.4209
天授院	神奈川	13.5330	29.822	0.6894	56.74	10.0408	42.10				0.2770	23.8508
旧燈明寺本堂	(京都)	112.6678	227.510	1.0138	44.07	129.7100	50.74		12.3562	4.8333	0.9142	255.6482
寶林寺仏殿	静岡	67.8761	145.458	0.4962	72.99	13.7039	14.74		9.9075	10.6547	1.5000	92.9876
桑実寺本堂	滋賀	77.6679	173.436	0.9134	78.12	18.2439	18.35		2.4333	2.4473	1.0811	99.4262
青蓮寺阿弥陀堂	熊本	42.8000			62.93	24.8743	36.57				0.3414	68.0156
観心寺金堂	大阪	235.7821	481.741	1.2709	53.29	197.4848	44.64		8.8849	2.0082	0.2713	442.4230
清水寺本堂	島根	235.7821	481.741	1.1883	90.91	23.0900	8.90				0.4721	259.3442
金剛証寺本堂	三重	155.6575	315.814	1.2658	87.38	21.6901	12.18				0.7846	178.1322
旧横田家住宅主屋	長野	12.9613	27.733	0.1723	16.59	26.9780	34.53	278.00	35.0016	44.8046	3.1797	78.1206
町井家住宅主屋	三重	28.6473	55.974	0.2929	29.50	36.3360	37.42	233.30	28.8126	29.6714	3.3097	97.1056
望月家住宅主屋	愛知	8.5542	18.574	0.1576	22.77	14.6519	39.01	96.56	13.3374	35.5088	1.0172	37.5607
山口家住宅	佐賀	9.8196	23.438	0.1860	23.34	16.9712	40.34	176.00	14.3000	33.9868	0.9843	42.0752
旧矢羽田家住宅	大分	8.4535	16.674	0.1033	12.42	28.3327	41.63	234.00	30.4200	44.7019	0.8446	68.0508
平川家住宅主屋	福岡	11.3273	25.511	0.1566	14.56	28.2112	36.26	264.00	36.2388	46.5773	2.0263	77.8036
旧矢作家住宅	山形	14.2959	29.818	0.1743	30.59	25.0136	53.53	67.70	7.2608	15.5370	0.1621	46.7324
旧佐々木家住宅	岩手	18.5783	36.023	0.1716	31.86	30.2938	51.95	85.50	8.4196	14.4392	1.0189	58.3107
草なぎ家住宅主屋	秋田	58.3708	143.288	0.5033	42.17	54.6677	39.49	189.30	20.0524	14.4853	5.3417	138.4326
鈴木家住宅主屋	(福島)	12.5000			26.75	18.7859	40.20	187.50	14.2130	30.4108	1.2378	46.7367
真山家住宅主屋	長野	18.9211	43.426	0.1829	17.62	29.0888	27.09	466.00	56.5271	52.6481	2.8307	107.3677
旧太田脇本陣林家住宅主屋	岐阜	55.5296	121.326	0.2163	58.74	2.2321	2.36	#REF!	31.2871	33.0933	5.4932	94.5421
井岡家住宅主屋	(奈良)	7.4020	14.614	0.1419	14.67	15.6550	31.02	168.65	26.4390	52.3859	0.9737	50.4697
三澤家住宅主屋	(長野)	13.9920			32.05	10.0440	23.01	140.00	15.3080	35.0678	4.3086	43.6526
国森家住宅	山口	32.7141	64.560	0.2750	21.70	54.7620	36.33	242.00	61.0513	40.5043	2.2004	150.7277
熊谷家住宅主屋	山口	30.9023	62.694	0.1828	13.11	58.3680	24.75	468.40	141.2760	59.9139	5.2521	235.7985
菊屋家住宅主屋	山口	46.1082	85.879	0.2890	20.95	47.0160	21.36	177.43	122.7112	55.7444	4.2966	220.1320
真鍋家住宅	愛媛	10.3754	20.598	0.3516	29.25	11.4797	32.36	87.00	13.5157	38.1048	0.0989	35.4698
旧太田住宅主屋	(茨城)	6.3063	12.081	0.1590	29.19	10.8550	50.24	50.00	3.8253	17.7054	0.6184	21.6049
旧森江家住宅	岡山	10.4681	19.789	0.2255	16.25	15.5009	24.06	103.00	38.3103	59.4654	0.1452	64.4245
清宮家住宅主屋	神奈川	8.4970			27.65	13.7130	44.63	103.00	7.8070	25.4058	0.7122	30.7292
古井家住宅主屋	兵庫	10.2354	20.415	0.1807	18.93	20.5450	38.00	0.00	23.1530	42.8252	0.1306	54.0640
旧五十嵐家住宅	福島	9.0228	18.576	0.1585	24.19	15.7597	42.25	348.40	12.3752	33.1728	0.1476	37.3052
堀口家住宅	福井	26.1128	42.734	0.3574	34.75	34.5100	45.92	110.49	13.6012	18.0999	0.0758	0.9212
伊藤家住宅主屋	岩手	9.2743	17.995	0.1500	19.18	18.6840	38.63	107.90	20.1750	41.7139	0.2319	48.3652
木村家住宅	徳島	17.9120	37.975	0.2892	24.12	32.2501	43.43	233.30	22.0143	29.6452	2.0828	74.2591
旧藤野家住宅	岩手	11.6330	22.618	0.1708	23.30	23.3609	46.79	127.70	14.8008	29.6435	0.1346	49.9293
旧植松家住宅	静岡	7.1274	13.634	0.1024	18.73	23.8923	62.78	68.50	6.7455	17.7255	0.2903	38.0555
旧佐藤家住宅	宮城	9.9745	21.013	0.1572	18.55	11.4190	21.24	178.50	31.6825	58.9304	0.6865	53.7625
旧茂木家住宅	群馬	16.0434	30.055	0.2166	32.49	16.3458	33.10	168.54	16.5967	33.6097	0.3948	49.3806
旧伊藤住宅主屋	神奈川	11.6830			30.07	18.2840	47.07	108.60	8.2320	21.1905	0.6486	38.8476
春原家住宅	長野	10.3299	19.261	0.1344	17.67	23.8327	40.77	193.00	23.7571	40.6417	0.5353	58.4550
旧中澤家住宅	宮城	15.4952	31.411	0.2083	23.00	27.6406	41.02	201.00	24.0191	35.6488	0.2222	67.3771
旧数山家住宅	福岡	11.1621	21.739	0.1091	19.00	29.1922	49.69	175.00	17.2331	29.3324	1.1636	58.7511
服部家住宅主屋	愛知	13.0078	26.760	0.1329	18.18	37.7920	52.83	152.00	17.9682	25.1184	2.7659	71.5340
田中家住宅	徳島	23.5745	46.987	0.2268	15.76	65.7443	43.96	159.27	57.1992	38.2454	3.0402	149.5583
旧瓜生家住宅	福井	32.4557	63.462	0.2938	29.08	30.3847	27.23	282.40	47.2513	42.3404	1.5070	111.5988
旧後藤家住宅	岩手	21.6614	41.190	0.1769	32.25	33.2215	49.46	278.43	11.5747	17.2337	0.7056	67.1632
矢部家住宅	鳥取	26.4354	53.255	0.2280	26.01	36.8587	36.26	250.00	36.9688	36.3701	1.3831	101.6460
安藤家住宅主屋	山梨	26.9692	56.741	0.2420	27.06	41.4568	41.59	187.63	27.7155	27.8061	3.5327	99.6742
洞口家住宅	宮城	38.4970	79.027	0.3214	37.50	34.3401	33.45	262.00	59.2150	26.9098	2.1957	102.6578
奥田家住宅主屋	大阪	20.0094	40.913	0.1633	18.68	53.7932	50.22	221.71	31.0036	28.9464	2.3008	107.1070
島崎家住宅	長野	26.4831	54.954	0.1783	29.74	16.8392	18.91	293.40	42.8594	48.1356	2.8572	89.0390
曾根原家住宅	長野	24.4735	52.199	0.1782	26.81	44.3444	48.57	241.30	21.3858	23.4254	1.0897	91.2934
小比賀家住宅主屋	香川	44.0776	88.671	0.2853	24.45	97.6643	54.17	231.95	35.8272	19.8700	2.7391	180.3082
我妻家住宅主屋	宮城	36.8933	73.710	0.1710	22.61	46.0300	28.20	367.00	77.0631	47.2204	3.2124	163.1988

※()は旧所在地

表8-3 重量計算表3

名称	県別	①木部			②屋根部			③壁部			④建具			総重量		
		平面積当り重量 (t/㎡)	軒面積当り重量 (t/㎡)	屋根面積当り重量 (t/㎡)	平面積当り重量 (t/㎡)	軒面積当り重量 (t/㎡)	屋根面積当り重量 (t/㎡)	平面積当り重量 (t/㎡)	軒面積当り重量 (t/㎡)	屋根面積当り重量 (t/㎡)	平面積当り重量 (t/㎡)	軒面積当り重量 (t/㎡)	屋根面積当り重量 (t/㎡)	平面積当り重量 (t/㎡)	軒面積当り重量 (t/㎡)	屋根面積当り重量 (t/㎡)
地蔵峰寺本堂	和歌山	0.3550	0.1521	0.1119	0.7933	0.3399	0.2500				0.0095	0.0041	0.0030	1.1578	0.4961	0.3649
竹林寺本堂	広島	0.4832	0.2113	0.1475	0.0609	0.0266	0.0186	0.0454	0.0198	0.0138	0.0028	0.0012	0.0009	0.5923	0.2591	0.1808
泉福寺薬師堂	千葉	0.3056	0.1482	0.0744	0.3482	0.1689	0.0848				0.0071	0.0035	0.0017	0.6609	0.3206	0.1609
常德寺円通殿	香川	0.3534	0.1301	0.0656	1.3475	0.4961	0.2500	0.0714	0.0263	0.0132	0.0118	0.0043	0.0022	1.7840	0.6568	0.3310
性海寺本堂	愛知	0.1586	0.0793	0.0569	0.0911	0.0455	0.0327				0.0000	0.0000	0.0000	0.2497	0.1248	0.0895
庫蔵寺本堂	三重	0.3688	0.1663	0.1220	0.0562	0.0253	0.0186				0.0030	0.0013	0.0010	0.4280	0.1930	0.1416
天授院	神奈川	0.3128	0.1568	0.0967	0.2321	0.1163	0.0717				0.0064	0.0032	0.0020	0.5513	0.2763	0.1704
旧燈明寺本堂	(京都)	0.5020	0.2887	0.2172	0.5780	0.3324	0.2500	0.0551	0.0317	0.0238	0.0041	0.0023	0.0018	1.1392	0.6551	0.4927
寶林寺仏殿	静岡	0.2316	0.1646	0.1191	0.0468	0.0332	0.0240	0.0338	0.0240	0.0174	0.0051	0.0036	0.0026	0.3172	0.2255	0.1631
桑実寺本堂	滋賀	0.4090	0.2449	0.1646	0.0961	0.0575	0.0387	0.0128	0.0077	0.0052	0.0057	0.0034	0.0023	0.5236	0.3135	0.2106
青蓮寺阿弥陀堂	熊本	0.4020	0.2143	0.1150	0.2336	0.1245	0.0668				0.0032	0.0017	0.0009	0.6388	0.3405	0.1827
観心寺金堂	大阪	0.6220	0.3825	0.2985	0.5210	0.3204	0.2500	0.0234	0.0144	0.0112	0.0007	0.0004	0.0003	1.1671	0.7177	0.5601
清水寺本堂	島根	0.5816	0.3399	0.2580	0.0570	0.0333	0.0253				0.0012	0.0007	0.0005	0.6397	0.3739	0.2838
金剛証寺本堂	三重	0.6239	0.3291	0.2354	0.0869	0.0459	0.0328				0.0031	0.0017	0.0012	0.7140	0.3766	0.2694
旧横田家住宅主屋	長野	0.0805	0.0560	0.0439	0.1676	0.1165	0.0914	0.2175	0.1511	0.1186	0.0198	0.0137	0.0108	0.4853	0.3373	0.2647
町井家住宅主屋	三重	0.1499	0.1240	0.0946	0.1901	0.1573	0.1200	0.1508	0.1247	0.0952	0.0173	0.0143	0.0109	0.5081	0.4204	0.3207
望月家住宅主屋	愛知	0.0726	0.0721	0.0343	0.1243	0.1235	0.0588	0.1132	0.1124	0.0535	0.0086	0.0086	0.0041	0.3187	0.3166	0.1507
山口家住宅	佐賀	0.0779	0.0378	0.0649	0.1347	0.0653	0.1121	0.1135	0.0550	0.0945	0.0078	0.0038	0.0065	0.3339	0.1619	0.2779
旧矢羽田家住宅	大分	0.0524	0.0426	0.0234	0.1755	0.1427	0.0784	0.1884	0.1533	0.0841	0.0052	0.0043	0.0023	0.4215	0.3428	0.1882
平川家住宅主屋	福岡	0.0695	0.0538	0.0328	0.1732	0.1341	0.0816	0.2225	0.1722	0.1049	0.0124	0.0096	0.0059	0.4777	0.3698	0.2251
旧矢作家住宅	山形	0.0836	0.0741	0.0411	0.1462	0.1296	0.0718	0.0425	0.0376	0.0209	0.0009	0.0008	0.0005	0.2732	0.2421	0.1342
旧佐々木家住宅	岩手	0.0885	0.0804	0.0521	0.1443	0.1312	0.0849	0.0401	0.0365	0.0236	0.0049	0.0044	0.0029	0.2777	0.2525	0.1634
草なぎ家住宅主屋	秋田	0.2050	0.1739	0.0976	0.1920	0.1629	0.0914	0.0704	0.0598	0.0335	0.0188	0.0159	0.0089	0.4862	0.4125	0.2315
鈴木家住宅主屋	(福島)	0.0817	0.0587	0.0381	0.1228	0.0882	0.0573	0.0929	0.0667	0.0433	0.0081	0.0058	0.0038	0.3055	0.2194	0.1425
真山家住宅主屋	長野	0.1013	0.0821	0.0781	0.1558	0.1262	0.1200	0.3028	0.2452	0.2332	0.0152	0.0123	0.0117	0.5751	0.4657	0.4429
旧太田脇本陣林家住宅主屋	岐阜	0.1574	0.1346	0.1147	0.0063	0.0054	0.0046	0.0887	0.0758	0.0646	0.0156	0.0133	0.0113	0.2679	0.2291	0.1953
井岡家住宅主屋	(奈良)	0.0719	0.0602	0.0514	0.1520	0.1273	0.1087	0.2567	0.2150	0.1836	0.0095	0.0079	0.0068	0.4900	0.4103	0.3505
三澤家住宅主屋	(長野)	0.0818	0.0627	0.0578	0.0587	0.0450	0.0415	0.0895	0.0686	0.0633	0.0252	0.0193	0.0178	0.2553	0.1958	0.1804
国森家住宅	山口	0.2345	0.1902	0.1493	0.3926	0.3183	0.2500	0.4377	0.3549	0.2787	0.0158	0.0128	0.0100	1.0806	0.8762	0.6881
熊谷家住宅主屋	山口	0.1084	0.0922	0.0635	0.2047	0.1741	0.1200	0.4955	0.4215	0.2905	0.0184	0.0157	0.0108	0.8271	0.7035	0.4848
菊屋家住宅主屋	山口	0.1551	0.1375	0.1177	0.1582	0.1402	0.1200	0.4129	0.3659	0.3132	0.0145	0.0128	0.0110	0.7407	0.6563	0.5618
真鍋家住宅	愛媛	0.1771	0.1103	0.0708	0.1959	0.1220	0.0784	0.2307	0.1437	0.0923	0.0017	0.0011	0.0007	0.6054	0.3771	0.2421
旧太田住宅主屋	(茨城)	0.0830	0.0701	0.0378	0.1428	0.1206	0.0651	0.0503	0.0425	0.0229	0.0081	0.0069	0.0037	0.2843	0.2401	0.1296
旧森江家住宅	岡山	0.1193	0.0683	0.0485	0.1766	0.1012	0.0718	0.4365	0.2501	0.1775	0.0017	0.0009	0.0007	0.7340	0.4206	0.2985
清宮家住宅主屋	神奈川	0.0817	0.0625	0.0405	0.1319	0.1008	0.0653	0.0751	0.0574	0.0372	0.0068	0.0052	0.0034	0.2955	0.2260	0.1463
古井家住宅主屋	兵庫	0.0906	0.0628	0.0366	0.1818	0.1260	0.0734	0.2049	0.1420	0.0827	0.0012	0.0008	0.0005	0.4784	0.3317	0.1932
旧五十嵐家住宅	福島	0.0770	0.0638	0.0373	0.1345	0.1114	0.0652	0.1056	0.0875	0.0512	0.0013	0.0010	0.0006	0.3183	0.2637	0.1543
堀口家住宅	福井	0.2184	0.1696	0.0860	0.2886	0.2241	0.1136	0.1137	0.0883	0.0448	0.0077	0.0060	0.0030	0.6284	0.4879	0.2474
伊藤家住宅主屋	岩手	0.0773	0.0549	0.0340	0.1557	0.1106	0.0686	0.1681	0.1194	0.0741	0.0019	0.0014	0.0009	0.4030	0.2862	0.1776
木村家住宅	徳島	0.1364	0.1193	0.0615	0.2456	0.2148	0.1107	0.1676	0.1466	0.0756	0.0159	0.0139	0.0072	0.5654	0.4946	0.2550
旧藤野家住宅	岩手	0.0879	0.0726	0.0397	0.1764	0.1458	0.0797	0.1118	0.0924	0.0505	0.0010	0.0008	0.0005	0.3771	0.3116	0.1703
旧植松家住宅	静岡	0.0535	0.0433	0.0253	0.1795	0.1451	0.0849	0.0507	0.0410	0.0240	0.0022	0.0018	0.0010	0.2859	0.2311	0.1352
旧佐藤家住宅	宮城	0.0746	0.0631	0.0456	0.0854	0.0722	0.0522	0.2370	0.2004	0.1449	0.0051	0.0043	0.0031	0.4022	0.3401	0.2460
旧茂木家住宅	群馬	0.1156	0.0800	0.0733	0.1196	0.0828	0.0758	0.1156	0.0800	0.0733	0.0010	0.0007	0.0007	0.3558	0.2464	0.2256
旧伊藤住宅主屋	神奈川	0.0817	0.0536	0.0417	0.1279	0.0839	0.0653	0.0576	0.0378	0.0294	0.0045	0.0030	0.0023	0.2717	0.1782	0.1387
春原家住宅	長野	0.0721	0.0627	0.0351	0.1663	0.1447	0.0810	0.1658	0.1443	0.0807	0.0037	0.0033	0.0018	0.4079	0.3550	0.1986
旧中澤家住宅	宮城	0.1027	0.0902	0.0498	0.1833	0.1610	0.0888	0.1592	0.1399	0.0772	0.0015	0.0013	0.0007	0.4467	0.3924	0.2165
旧数山家住宅	福岡	0.0560	0.0463	0.0280	0.1465	0.1210	0.0731	0.0865	0.0714	0.0432	0.0058	0.0048	0.0029	0.2949	0.2436	0.1472
服部家住宅主屋	愛知	0.0646	0.0576	0.0381	0.1877	0.1673	0.1106	0.0893	0.0795	0.0526	0.0137	0.0122	0.0081	0.3553	0.3167	0.2094
田中家住宅	徳島	0.1138	0.0928	0.0636	0.3173	0.2588	0.1774	0.2761	0.2252	0.1544	0.0147	0.0120	0.0082	0.7219	0.5888	0.4036
旧瓜生家住宅	福井	0.1503	0.1273	0.0877	0.1407	0.1192	0.0821	0.2188	0.1853	0.1277	0.0070	0.0059	0.0041	0.5167	0.4376	0.3016
旧後藤家住宅	岩手	0.0930	0.0745	0.0511	0.1426	0.1143	0.0784	0.0497	0.0398	0.0273	0.0030	0.0024	0.0017	0.2884	0.2311	0.1584
矢部家住宅	鳥取	0.1132	0.0976	0.0562	0.1578	0.1360	0.0784	0.1583	0.1364	0.0786	0.0059	0.0051	0.0029	0.4352	0.3751	0.2161
安藤家住宅主屋	山梨	0.1150	0.0794	0.0531	0.1768	0.1221	0.0816	0.1182	0.0816	0.0546	0.0151	0.0104	0.0070	0.4251	0.2935	0.1963
洞口家住宅	宮城	0.1565	0.1344	0.0798	0.1396	0.1199	0.0712	0.1123	0.0965	0.0573	0.0089	0.0077	0.0046	0.4175	0.3585	0.2128
奥田家住宅主屋	大阪	0.0799	0.0487	0.0375	0.2147	0.1310	0.1009	0.1238	0.0755	0.0581	0.0092	0.0056	0.0043	0.4275	0.2609	0.2009
島崎家住宅	長野	0.0958	0.0776	0.0671	0.0609	0.0493	0.0426	0.1551	0.1256	0.1086	0.0103	0.0084	0.0072	0.3222	0.2609	0.2255
曾根原家住宅	長野	0.0836	0.0645	0.0624	0.1514	0.1169	0.1130	0.0730	0.0564	0.0545	0.0037	0.0029	0.0028	0.3117	0.2406	0.2326
小比賀家住宅主屋	香川	0.1418	0.1210	0.0815	0.3143	0.2681	0.1805	0.1153	0.0984	0.0662	0.0088	0.0075	0.0051	0.5802	0.4950	0.3333
我妻家住宅主屋	宮城	0.0932	0.0854	0.0523	0.1163	0.1065	0.0653	0.1948	0.1784	0.1093	0.0081	0.0074	0.0046	0.4124	0.3777	0.2315

表 1 構成材料・接合部の部材試験試験結果

棹縁天井

棹縁	曲げヤング率(kgf/cm ²)	E	75,672
	曲げ強度(kgf/cm ²)	σ	608
天井板	せん断剛性(kgf/cm ²)	G	7,653
釘接合部 N32 1本当たり	せん断耐力(kgf)	Py	21.2
	せん断剛性(kgf/cm)	K	280
稲子接合部			
稲子1本当たり	最大荷重(kgf)		52.1

茅葺屋根

叉首	曲げヤング率(kgf/cm ²) E	107,014
垂木竹		146,990
屋中竹		130,305

格天井

格縁	曲げヤング率(kgf/cm ²)	E	102,250
	曲げ強度(kgf/cm ²)	σ	904
めり込み5%変形時			
荷重(kgf)			622
強度(kgf/cm ²)			99.5

瓦葺屋根

垂木	曲げヤング率(kgf/cm ²)	E	81,687
	曲げ強度(kgf/cm ²)	σ	588
小舞板	せん断剛性(kgf/cm ²)	G	9392
釘接合部 N38 1本当たり	せん断耐力(kgf)	Py	35.1
	せん断剛性(kgf/cm)	K	390

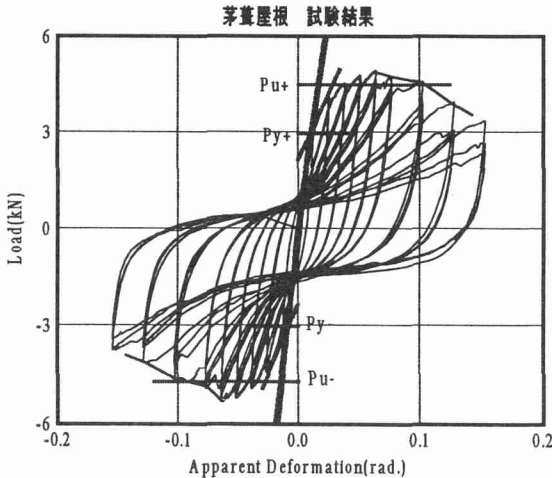
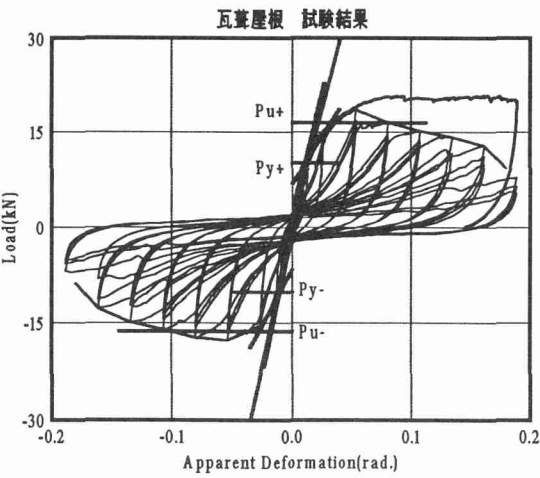
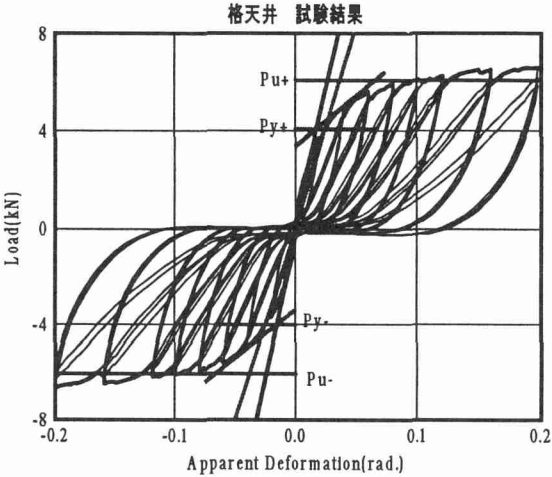
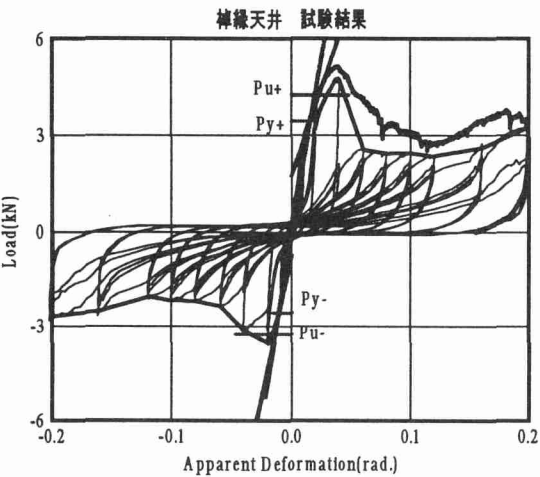


図 2 正負繰り返し交番加力 試験結果（荷重－変形角）

表2 天井構面・屋根構面せん断試験 試験結果一覧

		荷重(kN)										
		$P^{1/120}$			Py 降伏耐力			Pu 終局耐力			Pmax	Pmin
		+	-	平均	+	-	平均	+	-	平均		
棹縁天井	一方向	2.52		2.52	2.94		2.94	4.62		4.62	5.22	
	繰り返し	1.91	-2.10	2.01	3.46	-2.61	3.04	4.30	-3.30	3.80	4.85	-3.63
格天井	繰り返し	2.31	-2.27	2.29	4.07	-4.00	4.04	6.06	-6.09	6.08	6.62	-6.65
瓦屋根構面	一方向	8.95		8.95	11.55		11.55	19.80		19.80	20.90	
	繰り返し	7.71	-8.32	8.02	10.08	-10.1	10.09	16.55	-16.26	16.41	18.77	-17.64
茅葺屋根構面	繰り返し	2.36	-2.76	2.56	2.98	-3.07	3.03	4.55	-4.78	4.67	5.02	-5.42

4. まとめ

本試験で得た結果をまとめると以下のようになる。

(1) 棹縁天井

せん断変形角 $1/120$ (rad.)での耐力は一方向加力時 2.52kN 、繰り返し加力時 2.01kN となった。壁倍率換算(壁倍率 $=3/4 \cdot P \cdot 1/120/130$)で約 0.75 (平均値)である。天井板を止め付けている稲子は一方向加力では跳ねるが、繰り返し加力では抜け出して落ちる。繰り返し加力では、天井板を棹縁に止め付ける釘が疲労破壊を起こした。これにより、天井板を固定している稲子と釘のせん断耐力が全体の耐力を決定する大きな要因と考えられる。

(2) 格天井

せん断変形角 $1/120$ (rad.)での耐力は 2.29kN 、壁倍率換算で約 0.76 となった。蟻仕口などでの損傷はあるが、主として格縁相欠仕口のめり込みで抵抗するため、 $1/5$ の変形まで耐力低下がみられない。

(3) 瓦葺屋根

せん断変形角 $1/120$ (rad.)での耐力は、一方向加力時 8.95kN 、繰り返し加力時 8.02kN となった。壁倍率換算で約 1.90 (平均値、傾斜屋根面の面内変形角で算出)である。軒に近い下半分の変形は小さく、上半分の変形が大きい。繰り返し加力時の瓦のズレが大きい。小舞板、柿板の竹釘打ちの部分が一体化して高いせん断剛性を有すると考えられる。

(4) 茅葺屋根

せん断変形角 $1/120$ (rad.)での耐力は 2.56kN 、壁倍率換算で約 0.56 (平均値、傾斜屋根面の面内変形角で算出)となった。叉首、屋中竹、垂木竹の歪みゲージの結果をみると、これらの部材が縄がらみによる半剛接節点により、曲げ材として抵抗している。変形角が大きくなると茅葺屋根全体も回転し、次第に下にズレ落ちる。

実大茶室の振動実験

京都府大山崎町にある国宝妙喜庵茶室（待庵）を参考にした実大モデルを用いた振動台実験

1. はじめに

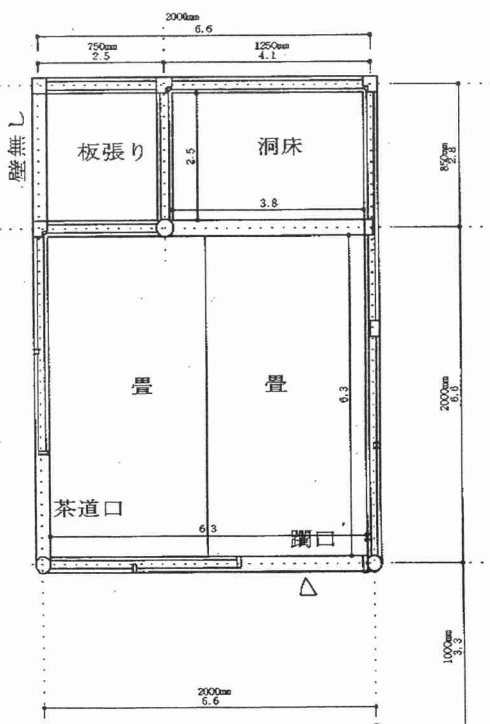
伝統的の茶室は日本古来の大工技術や左官技術の粋を集めて造られた建物である。数ある木造建築の中でもとりわけ小庵茶室は壁も薄く、木柄も細いので一見地震力の影響を受けやすいように感じられる。しかし実際のところその柔軟性と面積に対する壁・柱そして壁貫の多さから耐震性能は極めて高いと思われる。

しかしこれまで土壁などの伝統的な工法を用いた日本建築の耐震性能についてはあまり語られることがなかった。土壁の耐震性能は過小評価され、地震には弱いとさえされてきた。しかし実際土壁は変形初期には高い剛性を示し、変形が進むに連れて徐々にそのカーブが緩やかになるなど、剛にして柔という地震のエネルギーを吸収するには理想的な特性を持つことがわかってきた。

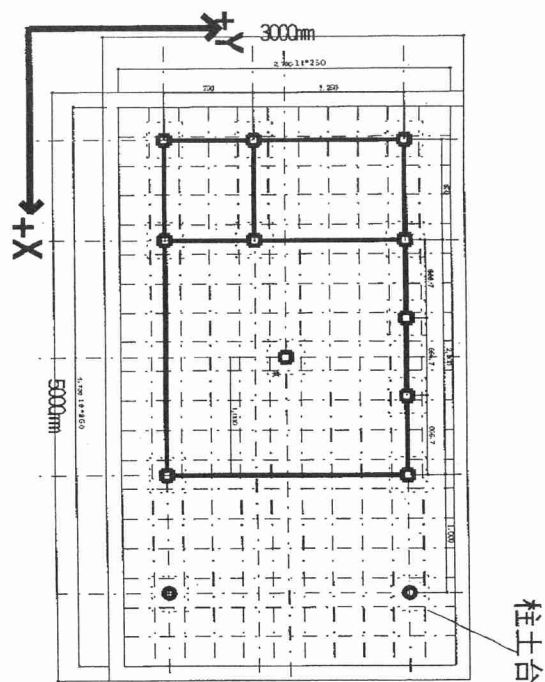
また、実際の建物に目を移したときに、現在の木造建築は原則として土台の上に柱を立て、柱と土台・土台と基礎をそれぞれ金物やアンカーボルトで固定している。これは柱が基礎から引き抜かれたりして建物が崩壊するのを防ぐためのものと思われるが、この形だと入力される地震力全てに耐え得るような剛な設計が必要不可欠となってくる。しかし、従来の伝統的の日本建築は基本的に礎石の上に柱を立て、特に動かないように固定するようなことはなかった。そしてそれらは地震の際、礎石からずれて移動することもあるが、移動はしたものの建物に何ら損傷はないというものもあったという。基礎が固定されていないことによって建物に入力されるべき地震力がカットされて、ある種の免震装置となり、建物の損傷を押さえたということは考えられないだろうか。本研究は、京都府大山崎町にある国宝妙喜庵茶室（待庵）を参考にした実物大の2畳床付きの茶室を制作し、それを振動台で加振することによってその振動特性および茶室の耐震性能を明らかにすることを目的とするものである。

2. 試験体（茶室）について

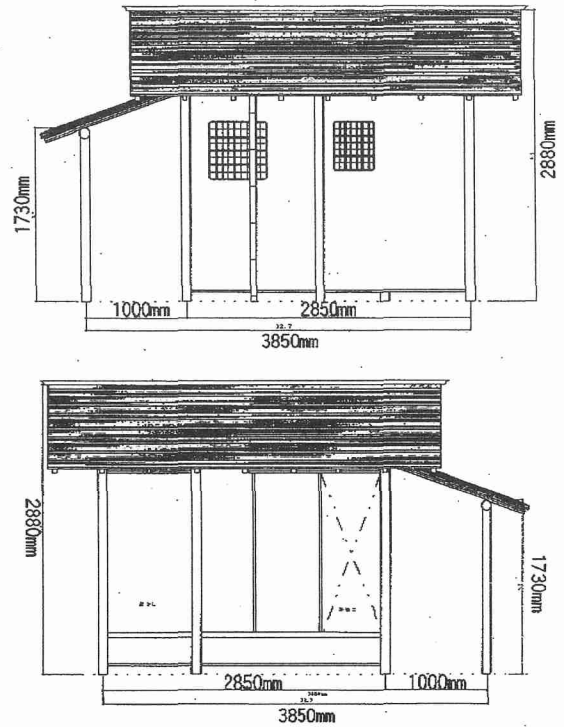
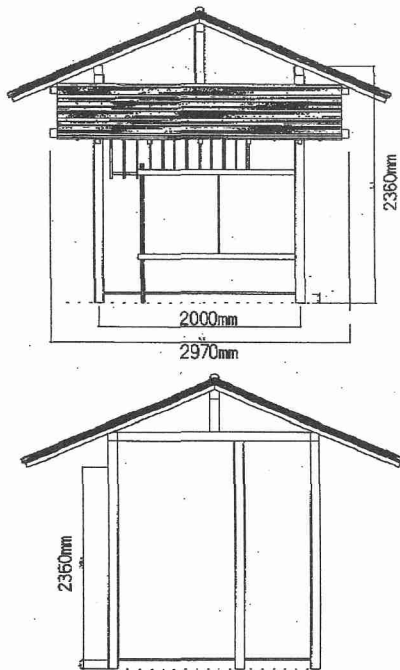
本研究で用いる試験体は、国宝妙喜庵茶室（待庵）をモデルに、その一部屋部分を切り出すような形で設計・製作した。なお、茶室の制作については京都国際木造建築カレッジおよび日本壁研究会に依頼した。



平面図



セッアップ図

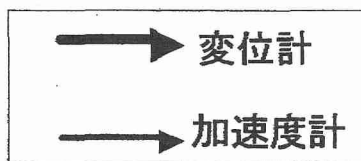
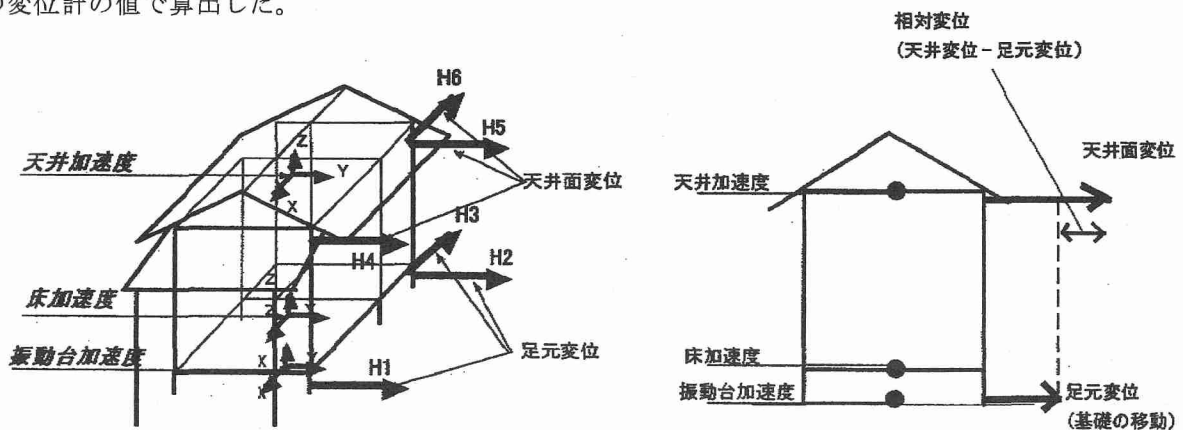


3. 実験方法

本実験は京都府宇治市にある京都大学防災研究所の振動台を使用した。振動台の寸法は長軸X方向5 m、短軸Y方向3 mで、振動台はXY方向と垂直方向Z方向について加速度及び変位制御が可能である。

試験体となる茶室は、各柱ごとに礎石の代わりとしてコンクリートで作られた基礎治具の上に置かれ、コンクリートの基礎治具と柱とは上に置かれているだけで特に連結はしない。よってこの試験体に大きな地震波を加振した場合には、茶室は基礎の上で滑ってずれるような形となる。なお、基礎の上で茶室が動く場合と基礎と茶室とが連結している場合とを比較するために基礎自由の実験を行った後、柱周りを木材で固めることによって茶室と基礎とを連結し、実験測定を行った。

測定は、加速度を振動台上・茶室床面・天井面のそれぞれの高さにXYZ各方向に取り付けられた加速度計によって測定し、振動台からの変位を茶室足元と天井面の二つの高さでXY方向測定した。これにより基礎上の茶室のスライド移動は足元の高さにつけた変位計より、茶室の傾きは天井面の変位計の値－足元の変位計の値で算出した。



測定系取り付け位置

加速度計 記号

	東西方向 (X)	南北方向 (Y)	上下方向 (Z)
振動台上	s1	s2	s3
床下	s4	s5	s6
天井	s7	s8	s9

変位計 記号

	Y1	Y2	Y3
天井面	h1	h2	h3
足元	h4	h5	h6

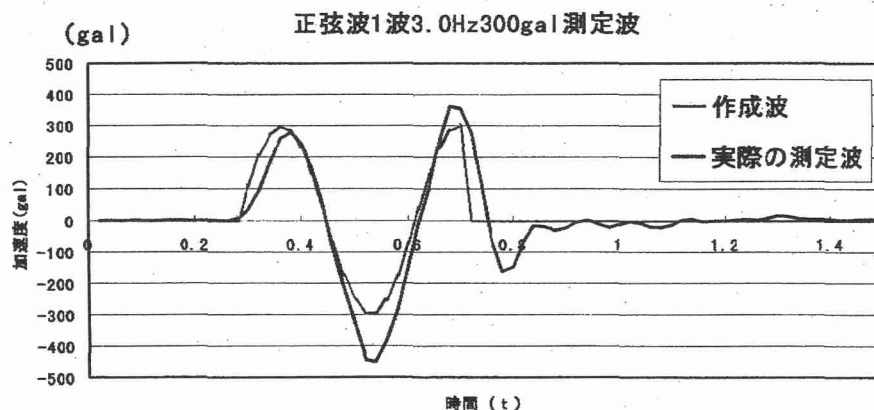
4. 加振地震波

本実験で加振に用いた波形は次の通りである。

加振波

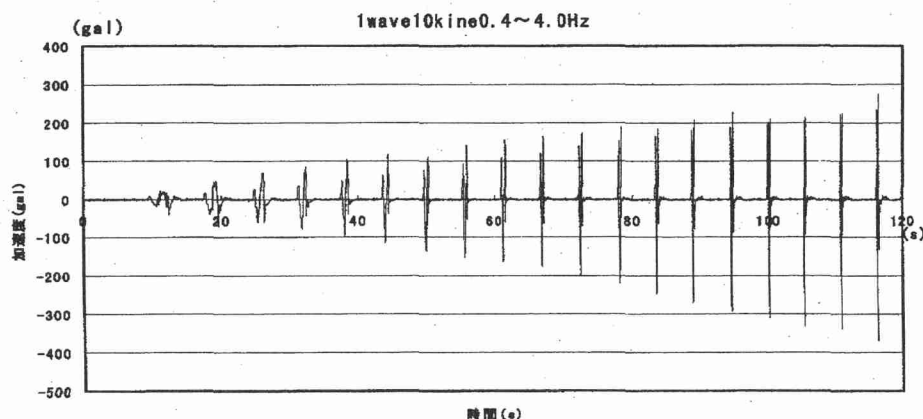
正弦波一波

周波数 3.0Hz 一定で加速度を変化させた正弦波を 5/4 周期与える。



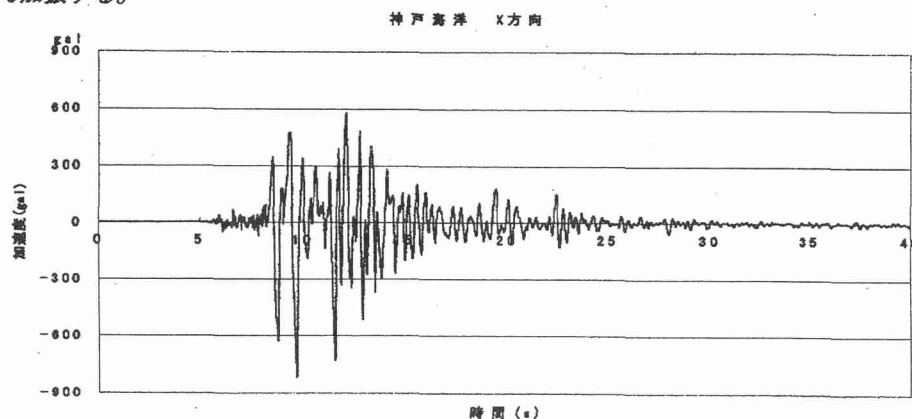
速度一定正弦波掃引

最大速度を一定 (5kine・10kine) として周波数を 0.4Hz～4.0Hz まで 0.2Hz 刻みで変化させていった正弦波一波を 5 秒おきに順に加振する。



神戸海洋

神戸海洋気象台で観測された地震波を X 方向 (桁行方向) に NS 成分 (最大 818gal)、Y 方向 (梁間方向) に EW 成分 (最大 617gal)、Z 方向 (上下方向) に UD 成分 (最大 332gal) で加振する。



・ 正弦波一波

ごく短期の衝撃的な力を想定し、周波数 3.0Hz 一定の正弦波を 5/4 周期与える。ただし、振動台の性能上作成した波と実際に出力される波形はやや異なる。加速度を様々変化させて加振する。

・ 速度一定正弦波掃引

正弦波一波の波を 5 秒おきに 0.4Hz～4.0Hz まで 0.2Hz 刻みで変化させていった正弦波一波を 5 秒おきに順に加振する。条件は速度一定 (5kine・10kine など) であり、周波数を変化させることによって最大加速度の値は線形的に増加する。

・ 神戸海洋 (原波)

兵庫県南部地震の時に神戸海洋気象台で観測された地震波を X 方向 (桁行方向) に NS 成分 (最大 818gal)、Y 方向 (梁間方向) に EW 成分 (最大 617gal)、Z 方向 (上下方向) に UD 成分 (最大 332gal) で加振する。

5. 実験比較条件

実験は、基礎を自由にした場合と固定した場合の応答の違い、また初期の段階と神戸海洋波など大変形を伴う加振など多数回加振後の劣化した状況の違いを測定し、それぞれの場合の比較を行った。

6. 基礎の移動について

実験の結果、まず基礎の移動と茶室の地震に対する応答の様子に様々な関連性が見られた。

6-1 入力加速度と応答加速度との関係

同じ特性の波形を入力した場合、普通の一自由度系のモデルでは入力した加速度に対する応答加速度の比は入力加速度が大きくても小さくても同じである。しかし本実験では入力加速度が一定加速度を越えると茶室が基礎上ですべる現象が見られたため、入力加速度に対する応答加速度がある程度のところで頭打ちとなる結果が得られた。

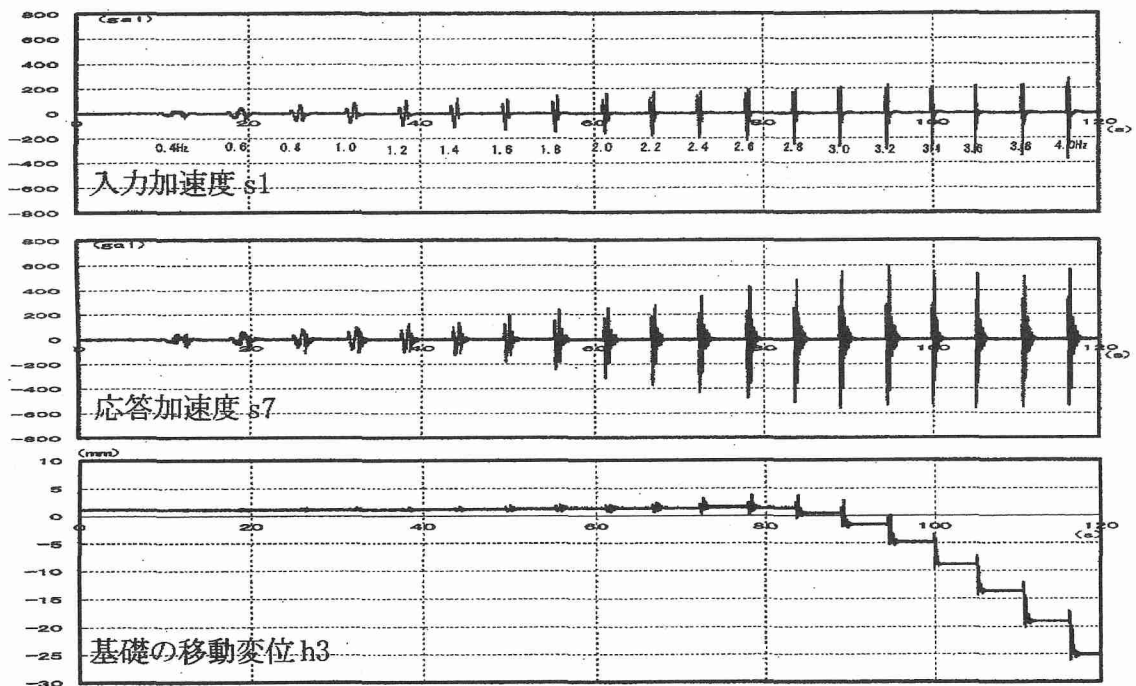
グラフは基礎自由時に正弦波一波を最大加速度を変化させて加えていったときの入力加速度の最大値と床面・天井面の応答加速度の最大値の関係である。

おおよそ入力加速度で300galあたりまでは線形に応答加速度が増えていくのに対し、それを越えると応答加速度は余り増加しなくなり、一定レベルを保つ。

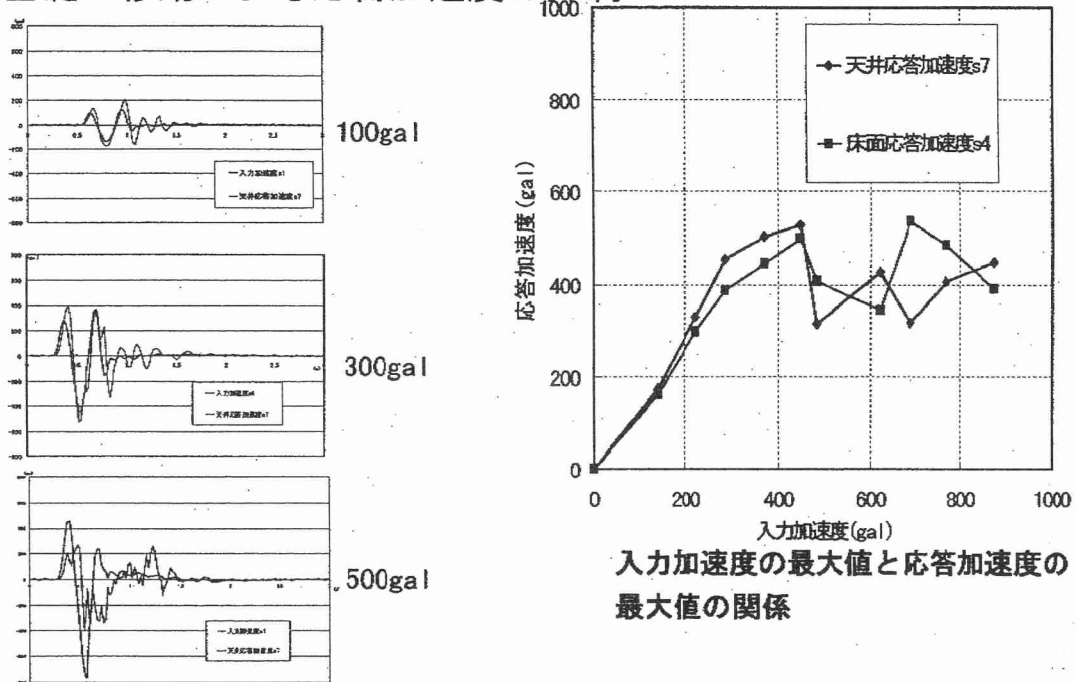
なお、基礎の移動が始まるのは、床面の加速度すなわち茶室全体の加速度が200gal（重力加速度のおよそ1/5）を越えたあたりからである。

基礎の移動について

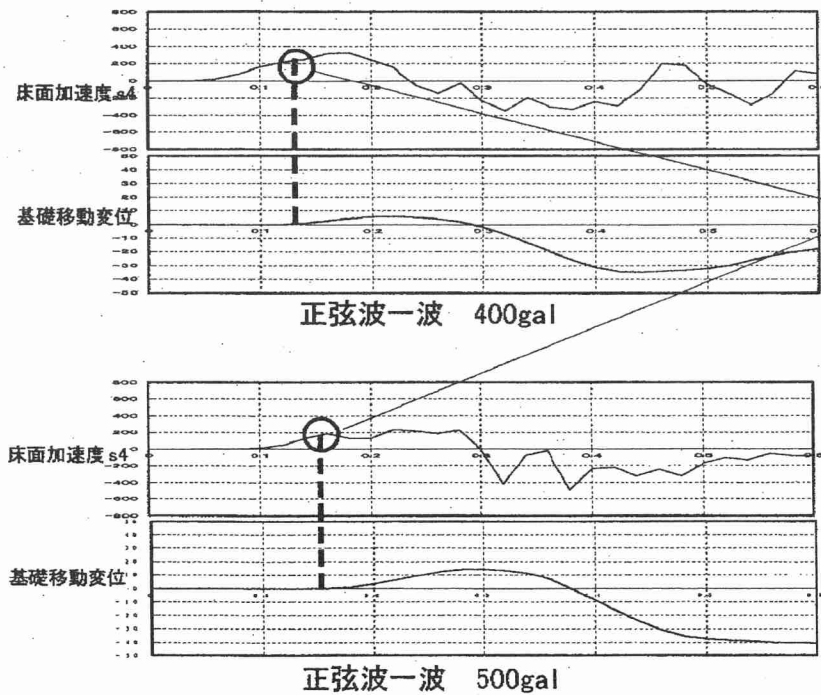
速度一定正弦波一波掃引試験より 5kine 0.4～4.0Hz まで



基礎の移動による応答加速度の抑制



摩擦による基礎の移動



床面加速度が200galに達したところから基礎の移動が始まる。

6-2 基礎自由時と固定時の応答の比較

試験体・加振波は同条件で、基礎を固定した場合と自由にした場合を比較する実験を行った。結果、基礎を動かさないように固定した場合の方が変位も大きく、応答加速度も大きい事が確認された。

7. 入力エネルギーの評価

加振により試験体茶室に入力される単位質量当たりの総入力エネルギーは次式で表すことができる。

加振波が自由・固定ともに正弦波一波3.0Hz300galである場合に上式によって総入力エネルギーを基礎固定時と基礎自由時それぞれの場合によって計算すると、やはり基礎固定の場合の方が総入力エネルギーも大きい値を示した。

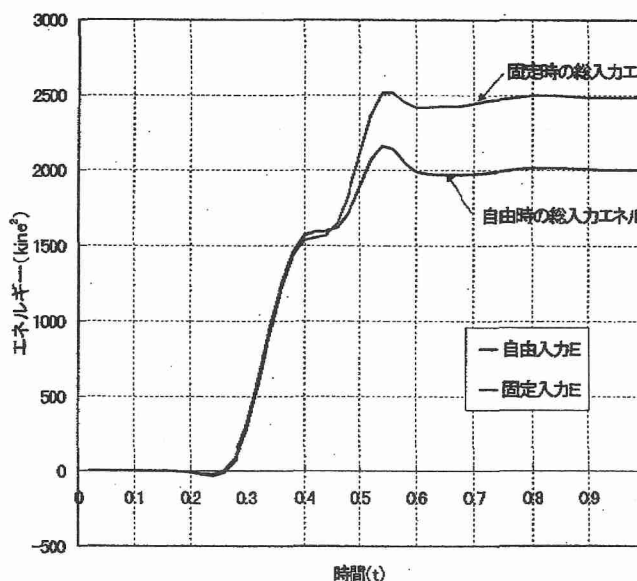
入力波形の形は二つともほぼ同じであり、総入力エネルギーも途中までは同じ形で増加して行くが、基礎が滑り出すあたりを境に、基礎を固定した場合の総入力エネルギーが基礎を自由にしたままの時の総入力エネルギーを上回る。

8. 瞬間的なエネルギー消費に関する考察

加振に対する茶室の瞬間的なエネルギー消費を考察するため、正弦波一波500galを加振したときの、とくに多くのエネルギーが入力された区間ABについてエネルギーの状況を求めた。総入力エネルギーと変形によって消費される歪エネルギーを比較した場合、基礎が滑り出したことにより、歪エネルギーは一度減少し、再び増加するといった挙動を示す。

では総入力エネルギーのうち、一部は歪エネルギーで消費されたことがわかったが、残りのエネルギーはどうなったのか。その残りのエネルギーは茶室全体の運動エネルギーによって消費されたと考えることができる。総入力エネルギーと歪エネルギーとの差と、基礎移動速度から求めた運動エネルギーを比較すると、よく似た曲線を描く。このことより基礎の移動によって起こるエネルギーの推移は、歪エネルギーから基礎が滑り出すことによって一度運動エネルギーへと変換され、移動がおさまるにつれてその運動エネルギーが再び歪エネルギーへと推移していくことがいえるだろう。

基礎自由時と固定時の総入力エネルギー



総入力エネルギー W_t

$$W_t = \int -\ddot{y} \cdot \dot{x} dt$$

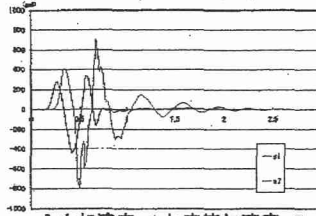
\ddot{y} = 入力加速度 s^2

\dot{x} = 応答速度 v (s を積分して算出)

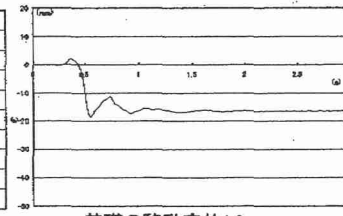
基礎移動時と基礎固定時の比較

(正弦波一波 300gal による比較)

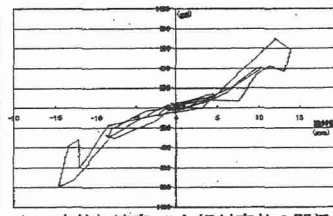
基礎自由時



入力加速度 s_1 と応答加速度 s_7

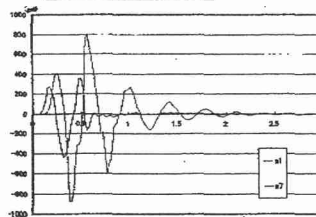


基礎の移動変位 h_3

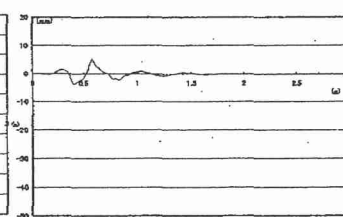


応答加速度 s_7 と相対変位の関係

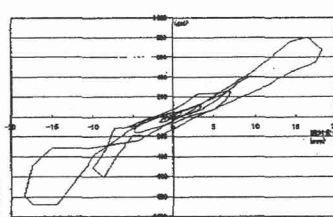
基礎固定時



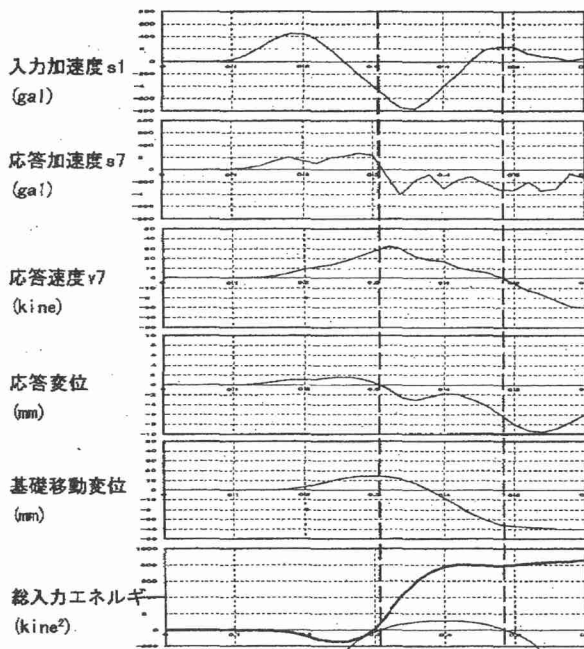
入力加速度 s_1 と応答加速度 s_7



基礎の移動変位 h_3

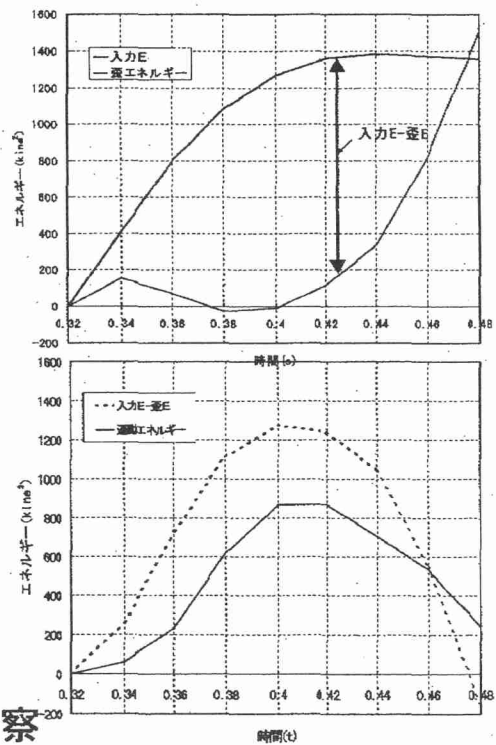


応答加速度 s_7 と相対変位の関係



瞬間的なエネルギー消費に関する考察

正弦波1波 3.0Hz500gal 加振時



9. 多数回加振による劣化

木造建築の倒壊の原因として、建物がそれまで幾度も地震に遭ってきたことなどによる劣化などが原因として上げられることも多い。本実験でも神戸地震など大きな加振を含む多数回の加振を行ったことにより、茶室の耐震性状にかなりの変化が見られた。

9-1 固有振動数

固有振動数については、X方向で5.8Hzから2.4Hzへ、Y方向で3.4Hzから2.0Hzへそれぞれ固有周期が長くなる傾向が見られた。

9-2 入力に対する加速度応答

初期は入力加速度のおよそ1.5倍の応答加速度が得られていたのが2.5倍とかなり大きい応答となった。

9-3 初期剛性

加振していない初期の剛性が3045gal/cmであったのに対し、多数回加振後は333.6gal/cmとなった。

9-4 入力エネルギー

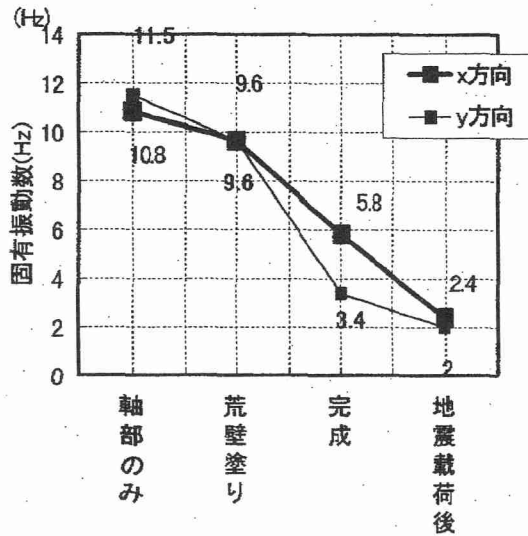
固有振動数や初期剛性が低下して変形しやすくなったことにより、入力エネルギーも大きな差が見られた。

10. 結論

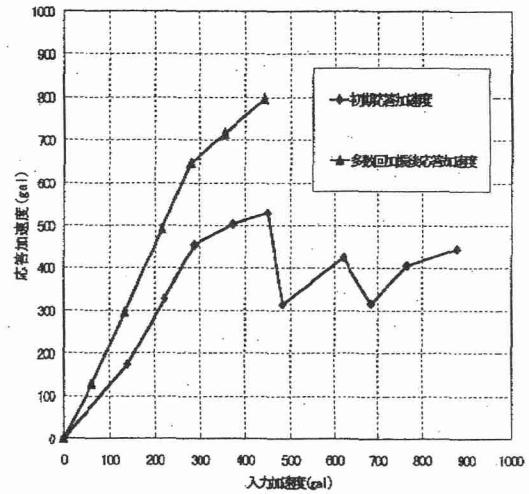
以上の考察から、以下の結論を得ることができた。

- ・建物の基礎を固定しない場合、ある加速度以上になると建物の柱が基礎上で滑りはじめ、それにより入力加速度に対する応答加速度がある一定のレベルで押さえられる。それにより建物に入力される総入力エネルギーも軽減され、変形によって消費される歪エネルギーも軽減される。
- ・瞬間的なエネルギーの授受を考えた場合、建物に入力されたエネルギーは基礎の移動が始まると、変形による歪エネルギーから運動エネルギーへと移行し、移動がおさまるに連れて運動エネルギーは減少、再び歪エネルギーが増大する。
- ・繰り返し加振により建物は劣化し、固有周期は増大、初期剛性は減少する。それに伴って応答加速度・総入力エネルギーは増大し、同じ波を加振した場合でもその変形量は増大する。

加振による劣化について



固有振動数の変化

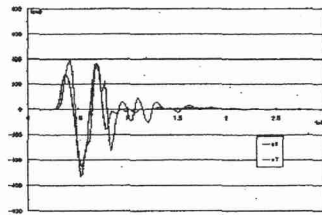


入力加速度の最大値と応答加速度の最大値の関係

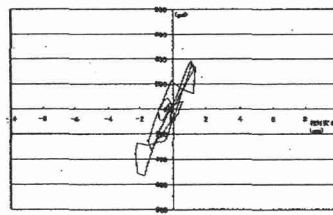
加振による劣化について

正弦波一波 3.0Hz 300galによる測定

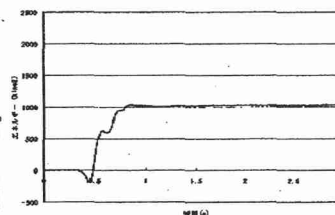
・初期



入力加速度 s1 と応答加速度 s7



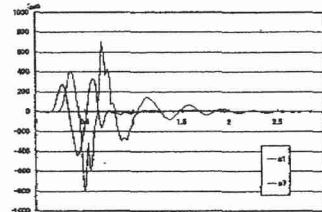
応答加速度 s7 と相対変位の関係



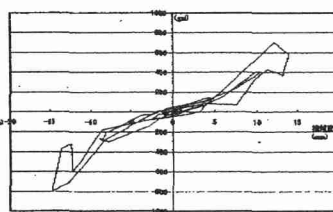
総入力エネルギー

初期剛性
3045gal/cm

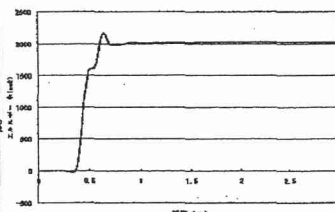
・多数回加振後



入力加速度 s1 と応答加速度 s7



応答加速度 s7 と相対変位の関係



総入力エネルギー

初期剛性
333.6gal/cm

文化財建造物構造補強データベース案

データベースの主旨

「重要文化財（建造物）耐震診断指針」を示すにあたり、既往の構造補強事例の情報を共有化するためにデータベース化を試みた。データベースの名称を「耐震」ではなく「構造補強」としたのは、現状では耐震性を対象としたものが多いと思われるが、本データベースは風荷重及び、長期鉛直荷重に対する検討及び補強も視野に入れているためである。

作業としては、建造物修理の担当者とは関係なく、修理報告書から読みとれる範囲でデータベース化を行った。

データベースの作成方法

データは、阪神淡路大震災後の補強事例の中から、平成11年度までに修理報告書の刊行されている8例を選び、報告書の中の情報に限りデータベース化を試みた。なお作業には東京大学清家研究室及び東京都立大学助手藤田香織が協力した。

事例として取り上げた建造物8件は以下の通りである。

民家：五十嵐家、彦部家

寺院：慈眼寺庫裏、本興寺方丈、天徳寺山門・総門、財賀寺仁王門

学校：旧札幌農学校武道場

また作業メンバーは以下の通り

東京大学大学院新領域創成科学研究科環境学専攻・助教授 清家剛

東京都立大学工学系研究科建築学専攻・助手 藤田香織

東京大学大学院新領域創成科学研究科環境学専攻 修士課程 角陸順香、宮坂雅子

データベースの構成

データベースはA4用紙4ページにまとめることを想定した。基本的な構成は、1ページ目には建造物基本データと建造物概要図、2-3ページ目は構造補強データ、4ページ目は構造補強を説明する図とした。

まず1ページ目の基本データは、名称、分類、時代、所在地、構造形式など文化財建造物の基本的なデータ項目に加えて、総事業費、工事の内容と経過、過去の修理歴、構造設計などを加えたものである。1ページ目の図は建物の概要が分かるように、対象となる建造物の写真・図版と基本図面をレイアウトした。

2-3ページ目の構造補強データでは、構造補強に必要な与条件、設定条件などと、構造補強の検討、構造補強の最終案を項目としている。与条件では、固定荷重や固有周期など基本的なデータを求めている。これらは現状修理報告書に明示されているとは限らないものが含まれるが、今後こうした荷重条件を整理し記録する必要があると考えて項目に加えた。保有耐震性能、必要耐震性能とは、それぞれ、当該文化財の建造物及び地盤の保有する耐震性能、文化財的な価値の保存と活用時の安全性確保のために必要な耐震性能を示す（「重要文化財（建造物）耐震診断指針」）。また構造補強の最終案に至るまでの検討過程を掲載するようにしているのは、最終案だけでは明確でない部分を示すこと、検討過程の考え方にも参考になるアイデアや技術がある可能性があること、現状の技術では不可能だが後世では可能なことも発生することなどを考慮している。

4ページ目の図は、解析のモデル、補強の概要を示す図、ディテール図など、構造補強の様子がある程度わかる図をA4にレイアウトした。

今後のデータベース化に向けての課題

阪神・淡路大震災以降、木造の文化財建造物に対して積極的に耐震補強する例が数多く見られるようになった。しかし未だ実例が少なく、また設計方法やその記録方法もそれぞれ独自に行われている。今後の修理において、こうした新しい動きである耐震補強の考え方をデータベース化して共有することにより、今後の修理に役立つ情報提供ができると同時に、後世への修理記録としての考え方を整理する上でも重要と思われる。

そこで今回は8例についてデータベース化を行ったが、データ項目についてはさらに実例を増やして、様々な構造補強の実例に対応できるよう検討する余地があると思われる。また今回の作業では現状の修理報告書から読みとれる範囲で作業を行ったが、こうしたデータベース化を念頭においた修理報告書の記述を行うことも今後必要であろう。

都道府県 福島県
分類 農家
指定年月日 昭和46(1971)年3月11日

名称 旧五十嵐家住宅

構造形式 木造、寄棟造、茅葺、桁行16.3m、梁間8.0m

所有者 会津坂下町

所在地 現在地 福島県河沼郡会津坂下町大字塔寺字松原2908

移築地 福島県河沼郡会津坂下町大字塔寺字大門1466

時代 享保14(1729)年

事業期間 平成6年9月1日～9年3月31日(31ヶ月)

総事業費 112,415,000円(内構造補強分8,629,213円)

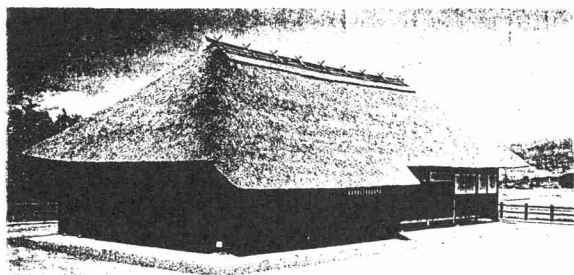
構造補強分費用内訳: 構造補強工事費5,004,213円/構造補強設計委託料3,625,000円

工事の内容と経過 移築のため解体移築工事(構造補強をあわせて実施)

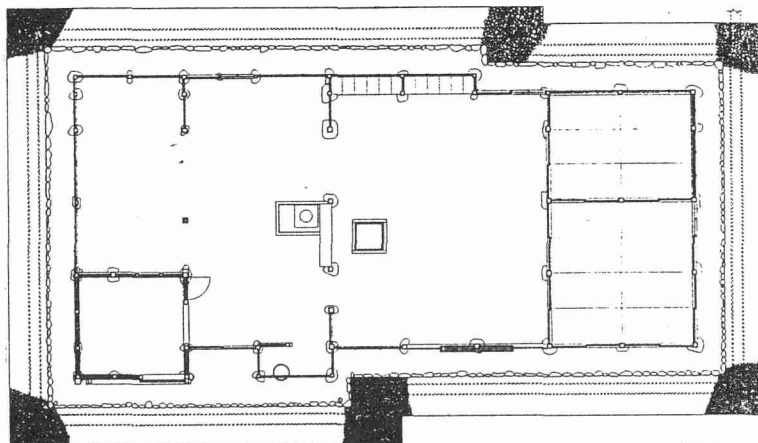
過去の修理歴 昭和44(1969)年、当主から会津坂下町への寄贈に伴い同町中開津より同町字塔寺の心清水八幡神社境内に移築・復原工事を実施し資料館として公開。

構造設計 (株)ホンマ・アーキライフ

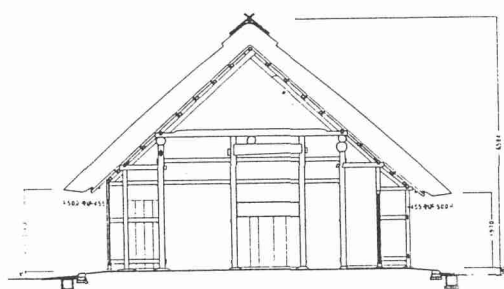
備考 代々本百姓との口伝があるほかは不明。昭和30(1955)年頃までは住宅として居住、その後物置として使用。



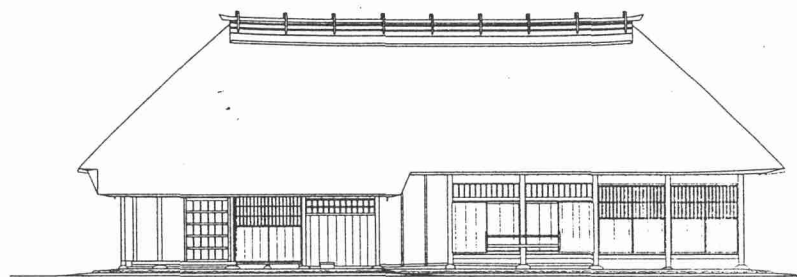
外観



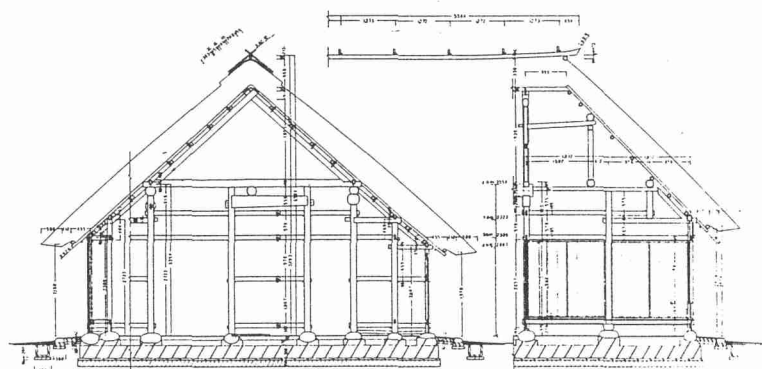
平面図



梁間断面図



正面図



矩計詳細図

建物名:

修理完了: No.

基礎資料

1階床面積 117.2 m²

2階床面積 m²

固有周期

試験方法

桁行 s

梁間 s

固定荷重

屋根 tonf

軸部 tonf

荷重・備考

地形と地盤

以前は畑地であった緩やかな傾斜地、今回のため盛り土・伐り土で造成、N値は10程度で旧五十嵐邸には十分な地耐力を持つ

その他

地震力

仮定とモデル化・使用ソフト

マルチフレームにて検討。土壁も含めてモデル化した骨組みに地震力を加えて各部の変位量を計算し、その最大の変形量が全体として破壊に至るレベルになれば補強が必要であると判断する。土壁の強度を375kg/mと仮定し、杉材のブレース置換とした。冬期の積雪は50cmとして考えた。

必要耐震性能（設定地震力・変形角）

水平震度0.2 変形角1/60rad.

保有耐震性能

桁の位置（礎石上端より220cmの位置）での最大変位量は9.28cmとなり、ほぼ1/24の層間変形角となった。

風圧力

仮定とモデル化・使用ソフト

未検討

必要な耐風性能（風力係数・風圧力）

保有している耐風性能

常時鉛直荷重・検討内容と結果

未検討

実験・参考研究

〈参考研究〉両面中塗りの土壁の強度・剛性に関する過去の実験結果を東大木質系の研究者より戴いて分析した。

最終更新日：2000.1.11

補強の必要性の有無とその根拠

必要性有/解析の結果、目安とした層間変形角 $1/60$ をはるかに超えた値 ($1/24$) が出て、現状のままでは安全であるとは言い難かった為。

最終案に至る経過

〈検討案〉

- ①外部にバットレスを設置する方法(内部の意匠重視)
- ②内部にブレースを設置する方法(外部の意匠重視)
- ③土壁を合板に置換する方法(内外部の意匠重視)

以上の3案を検討。

最終的に、古民家としての外観の保持と室内の利用を制限しないよう見隠れで行う為、小舞下地の土壁の部分を構造用合板を用いた耐力壁に置換した。なお冬期の積雪期間は非公開なので、積雪により不足する強度は仮設ブレースにより補う。

最終決定案

〈前提〉

水平震度0.2の地震力が加わった場合、軸部の最大変形角を $1/60\text{rad.}$ 以内とする。

〈土壁部分の補強〉

土壁部分を構造用合板(厚 12mm)を利用した耐力壁にする方法。補強を行う部分は既存の土壁部分の内、開口上部の欄間部分で当初の仕様を残すため復原する部分を除き、全て構造用合板を入れて補強する。また多量のボルトの取付による材の損傷を防ぐため、合板の壁の両端に鋼材(平鋼)を配して、構造的に今回新しく設置した鉄筋コンクリートの基礎より独立した形式として、建物は寄り掛かる形式にした。

〈冬期間の仮設ブレース設置〉

冬期の積雪を考慮し、内部に仮設のブレース(一般公開時はブレースを撤去しほとんど見えないようにしている)を設け、閉鎖することを前提とした。

補強後の構造解析

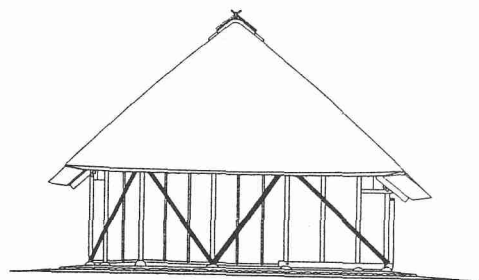
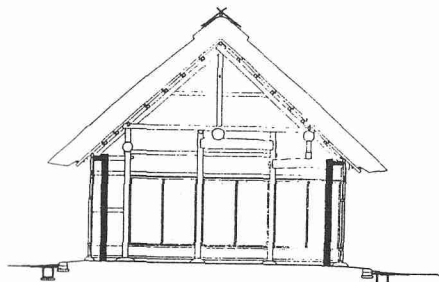
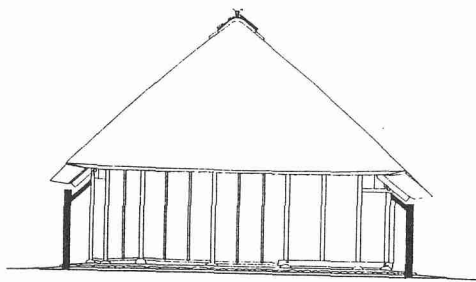
仮定とモデル化・検討内容と結果

〈仮定とモデル化〉

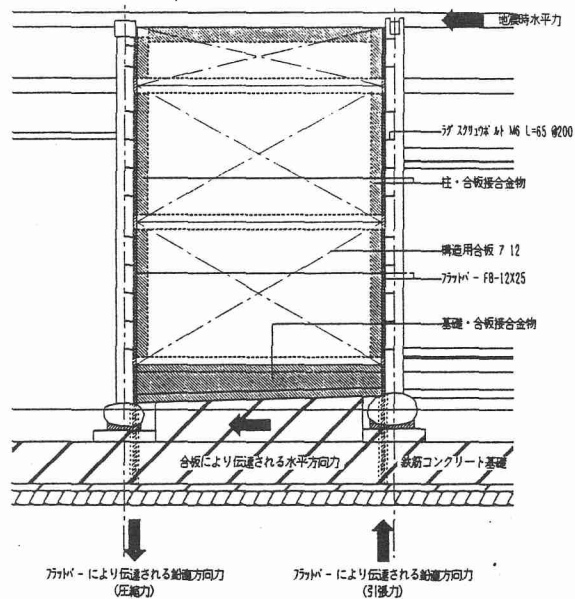
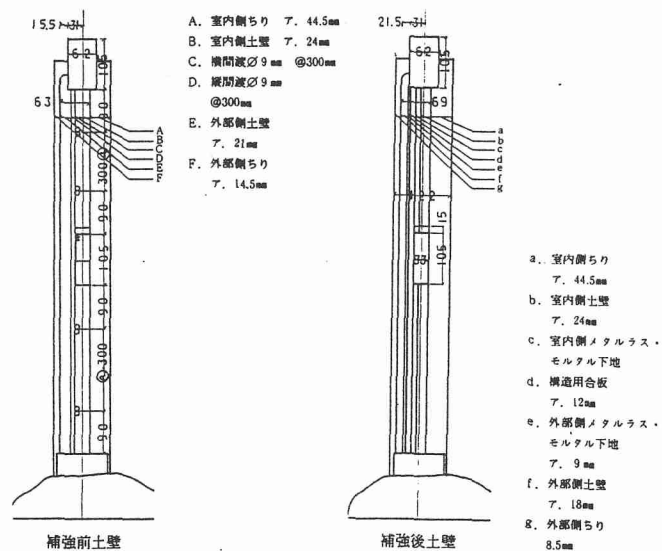
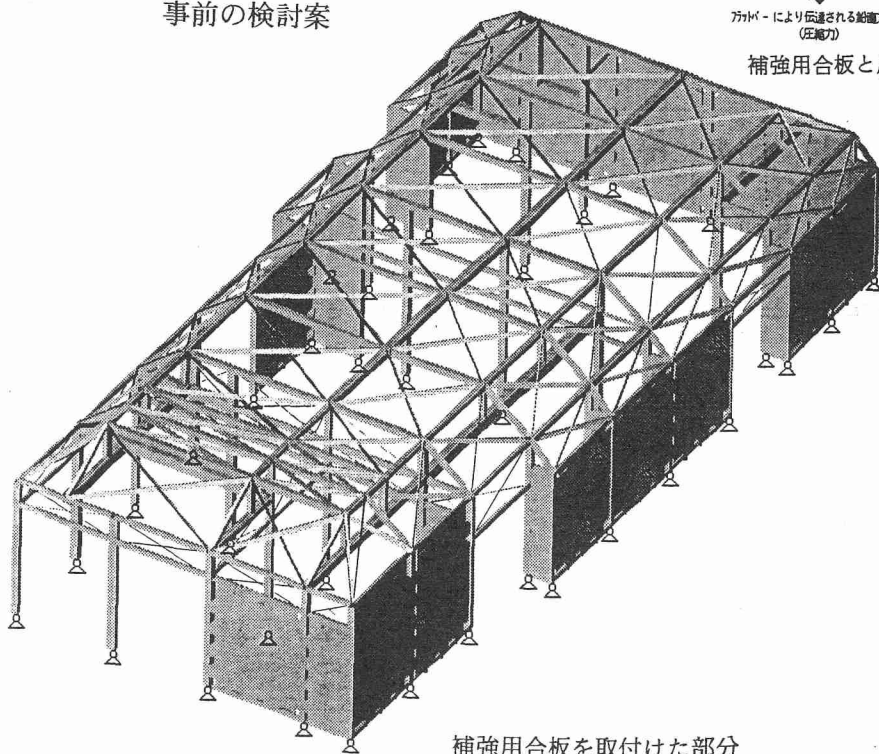
水平震度0.2、三次元解析にのせるため合板補強部分を格子状にして置換。垂直方向の力は両端部に設けた鋼材により直接基礎に伝えることとしたが、水平方向の力については壁の真下に鉄筋コンクリートの壁を造り、そこを介して基礎に伝え処理する。三次元解析に載せるために各柱脚はピンとして解析するが、実際には固定しない。基礎への固定は補強を行った壁の部分で行う。

〈結果〉

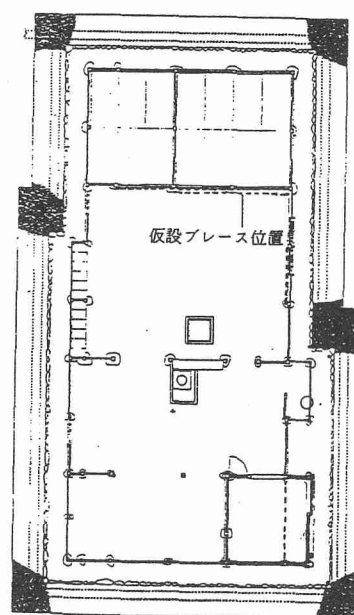
桁(基礎上 220cm)の高さで最も変形の大きかった部分は 0.39cm 。これを層間変形角でみると $1/560$ となり、目安とした $1/60$ を大きく下回り十分効果があると判断された。仮設ブレース時の詳細はないが、十分に強いと判断している。



事前の検討案



決定した壁周辺



都道府県 群馬県
分類 住宅(主屋)
指定年月日 平成4年8月10日

名称 彦部家住宅主屋

構造形式 木造入母屋造茅葺 平面積379.30㎡ 桁行(間口)19.2m 梁間(奥行)13.1m 突出部桁行15m 突出部梁間8.5m 棟高9.089m

所有者 彦部敏郎

所在地 群馬県桐生市広沢町6丁目877

時代 17世紀前半(江戸時代初期) 突出部は明治期

事業期間 平成7年10月～平成10年6月

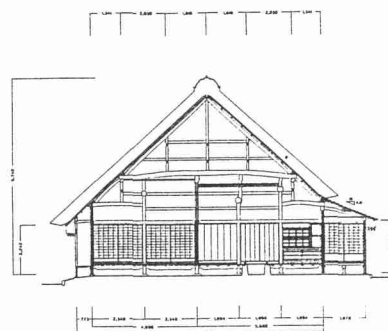
総事業費 232,636,396円

工事の内容と経過 軸部傾斜は内法間で最大15cm東側に傾斜し、また沈下も居室土間境より極端に下がり、東側柱筋では30cm以上実測された。これらの影響により柱の曲がり、折損、腐朽が見られ放置できない状態だった。屋根も雨水の浸入が見られた。

過去の修理歴 安永以前、安永7年頃、文化4年、明治初期、明治41年

構造設計 (有)安芸構造計画事務所

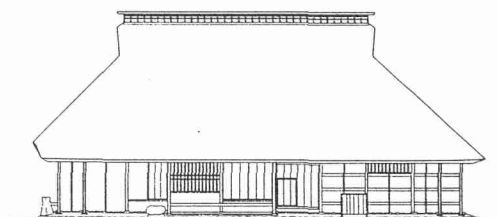
備考 彦部家先祖信勝は1560年に桐生に定着した。武家であったが、帰農し定住した。江戸時代は名主などもつとめている。織物関連の仕事にも関わる。



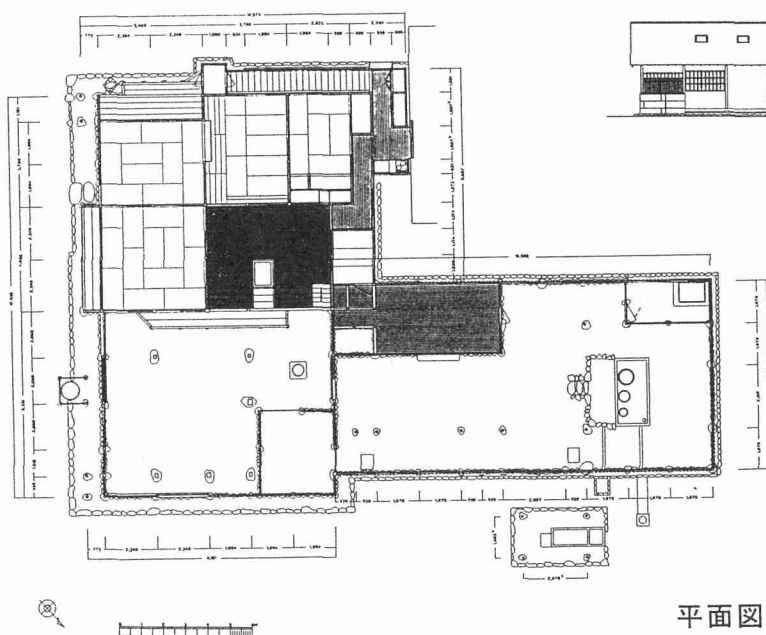
断面図



西立面図



南立面図



平面図

建物名: 彦部家住宅 主屋

修理完了: 1998/06/30 No.

基礎資料

1階床面積 379.3 m²

2階床面積 - m²

固有周期

試験方法 記載なし

桁行 s

梁間 s

固定荷重

屋根 tonf

軸部 tonf

荷重・備考

主屋の建物重量は約135tonf
附属建て家の建物重量は約35tonf
主屋は0.54ton/m²

地形と地盤

渡良瀬川の右岸(南西)に位置し、小丘陵と渡良瀬川に挟まれた河岸段丘に立地する。

その他

地震力

仮定とモデル化・使用ソフト

架構モデルの立体架構解析

必要耐震性能

剪断力係数 0.2
層間変位が概ね1/120以下

保有耐震性能

変位角が1/100を大きく上まわり、水平剛性が不足。
梁間方向の柱の応力が大きい。
大半の水平力は土壁によって負担されているが、土壁の水平耐力は小さいため、過負担となっている。
壁量による診断と、立体架構解析の結果より、この建物の耐震性能は現行法規で想定している性能を満足できない。

風圧力

仮定とモデル化・使用ソフト

現行の建築基準法施行令の木造の壁量にてらしあわせて検討する。

必要な耐風性能(風力係数・風圧力)

現行の建築基準法施行令の木造の風に対する壁量

保有している耐風性能

梁間方向の見付け面積での検討で壁量が不足している。
必要壁量42.46mに対して、独立柱無視での壁量は19.13mという現状であった。

常時鉛直荷重・検討内容と結果

記載なし

実験・参考研究

記載なし

補強の必要性の有無と その根拠

現状建物の壁量による診断結果や立体架構解析の結果より、この建物の耐震性能は現行法規で想定している性能を満足できるものではない。現行法規を準用するならば明らかに補強が必要である。
すなわち、壁量の多い桁行き方向の変形に比べ、壁量の少ない梁間方向の変位が大きい、いずれの方向とも変形が天井高さの1/100を大きく上まわっている。明らかに水平剛性の不足である。

最終案に至る経過

基本方針

- ・一般公開を前提としているので、補強は見えない部分に施す。土壁はできるだけ従来の工法を残す。
 - ・文化財の価値を残しながら、補強方法の研究が進み新しい補強方法が考案されたら、その時新たな補強が可能のようにここでは必要以上に手を加えずに撤去可能な工法の採用を原則として検討を進める。
 - ・耐震補強後構造的な安全性の性能の目標は、木材の短期許容応力度が材料強度に対して十分な安全率(曲げで2倍以上、せん断で3倍以上)を有していることや、建物の重量の算定でもかなり大きい値(茅屋根、瓦屋根の実荷重60kg/m²、100kg/m²程度)を採用していることから、現行法規の弾性の解析結果(Co=0.2)に対して部材性能としては許容応力度以下であること、層間変位が概ね1/120以下であることとする。この点は、補強要素を組み込んだ立体架構解析と部材断面の検定により、以上のことを確認するものとする。
- 以上の方針に沿うように検討した。

最終決定案

耐震補強の方法

- ①地盤と建物の関係は、変えない。
- ②屋根面小屋組に対する補強は行わない。
- ③土壁の補強には構造用合板を使用するが在来工法の土壁をできる限り残す。
- ④非公開部分の独立柱の補強には鉄骨を採用する。
- ⑤公開部分の土間と居室の境界部分の補強には、木造構造を両側から支持するバットレス形式の鉄骨フレームを採用する。

上記を細かく述べると次の内容である。

- ③地震に対する木質系の抵抗要素として、剛性・耐力・変形性能ともに大きく性能が明らかな構造用合板による補強を、土壁の下地として採用する。構造的には土壁はすべて同一形式で補強することが望ましいが、在来の土壁を保存することも必要なことから、補強する壁の強度を増しバランスよく配置する。特に復原された座敷部分の壁は在来の土壁として残すものとする。
- ④木造の柱や鴨居・貫の見え隠れの部分に、鉄骨型鋼と鉄板を張り付けた鉄骨フレームと木造の混合構造を採用し必要な剛性と耐力を確保する。
- ⑤負担面積からすると最も補強が必要な構面であるが、文化財として最も大事な空間であることから、当初は柱の居室側の面に鉄骨フレームを取り付ける計画で進めていたものを、最終的に木造構面を外側に設けた片持ち柱を有するフレームで柱頭を支持するように変更する。床下に設けた基礎が浮き上がらないように、隣接の柱を緊結させうえに、さらに内側の柱まで梁を架けた直交フレームと接合する方法を採用する。

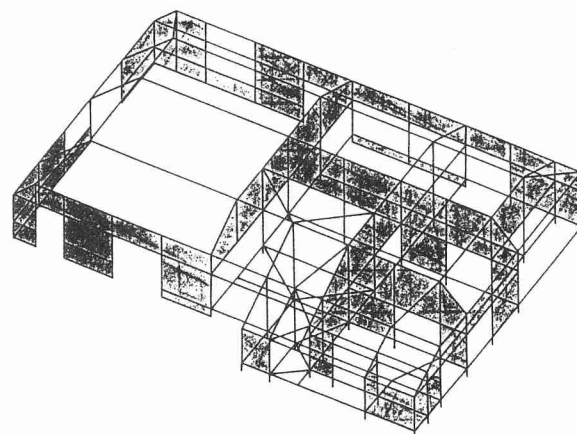
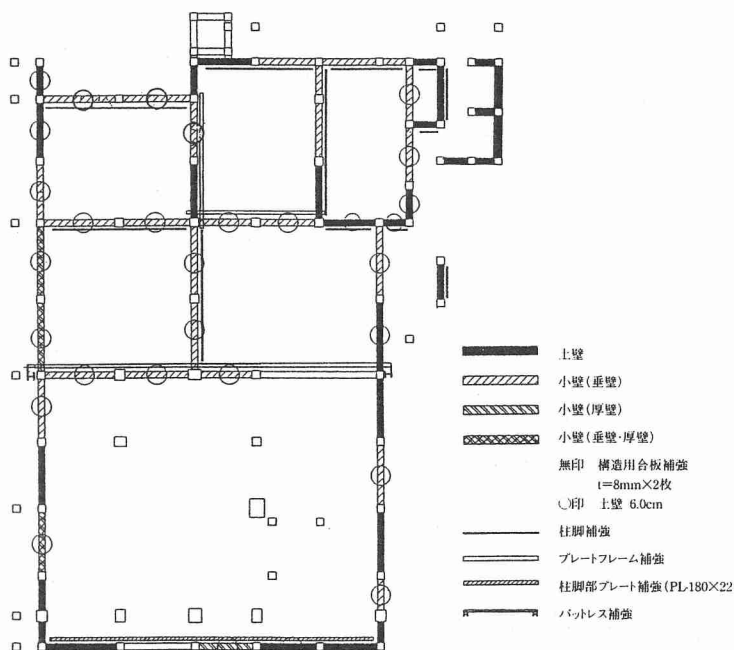
補強後の構造解析

仮定とモデル化・検討内容と結果

架構モデルの立体架構解析により耐震性能を検証。

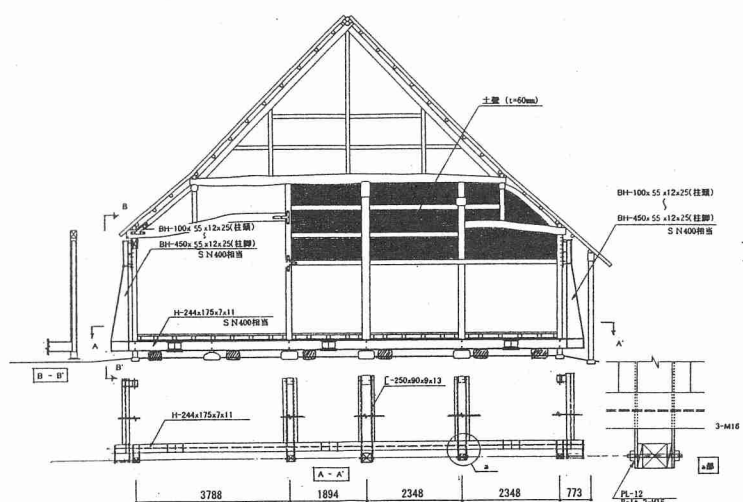
補強された立体架構の解析結果より、現行法規に示される弾性設計はほぼ満足するような耐震性能が確認できたものと判断される。

- ①天井面の変形が最大値でも大きく減少し、補強効果が確認できた。
桁行方向: 89mm → 34mm
梁間方向: 141mm → 31mm
また、天井面内での変化の差も著しく小さくなり剛性のバランスも改善される。
- ②1階床と天井面の層間変形角が1/120をこえるフレームはない。
- ③木造の柱については、その負担せん断力が小さいこともあり、許容応力度をこえる部材は存在しない。
- ④解析結果の負担せん断力と負担幅によるせん断力の比をみると、バランスのとれた剛性と耐力の配置が確保される。
- ⑤補強された壁と鉄骨フレームによるせん断力の割合が桁行方向、梁間方向とも、80%をこえていることから補強効果が高いことが確認された。

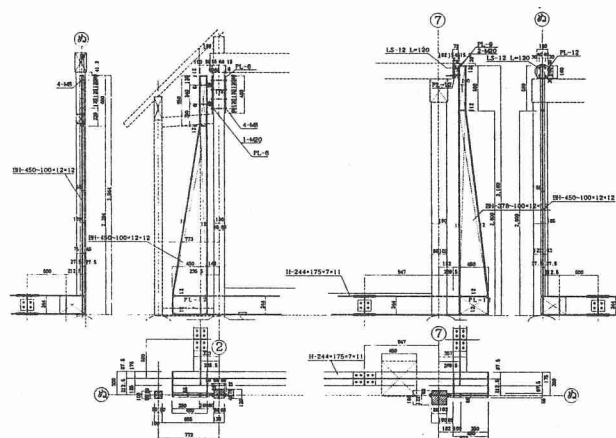


補強解析モデル

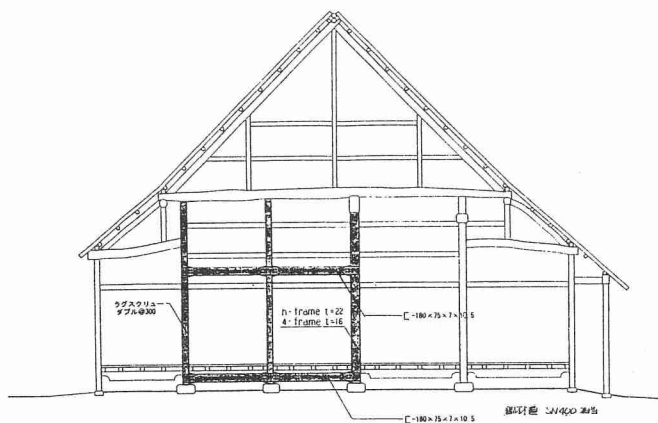
構造補強概要図 5種類の補強を組み合わせて配置した



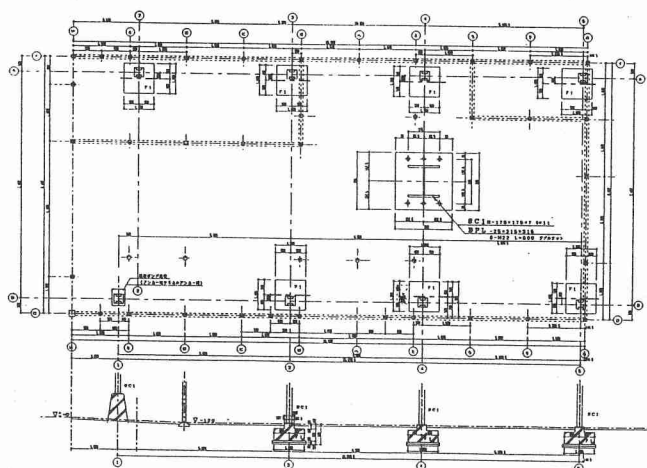
鋼板フレーム補強概要



座敷・土間境鉄骨立面図



バットレス補強の概要



突出部鉄骨基礎伏図

都道府県 山梨県
分類 庫裏
指定年月日 昭和61年1月22日

名称 慈眼寺庫裏

構造形式 木造平屋建一部2階茅葺 間口(梁間)11.014m(6間) 奥行き(桁行)14.642m(8間) 棟高10.09m

所有者 天徳寺

所在地 山梨県 東八代郡一宮町末木336番地

時代 江戸時代初期(17世紀中頃)

事業期間 平成6年10月～平成8年12月(27ヶ月)

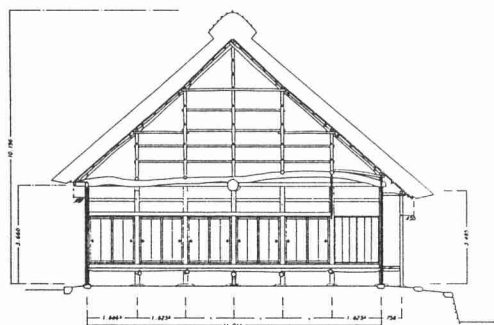
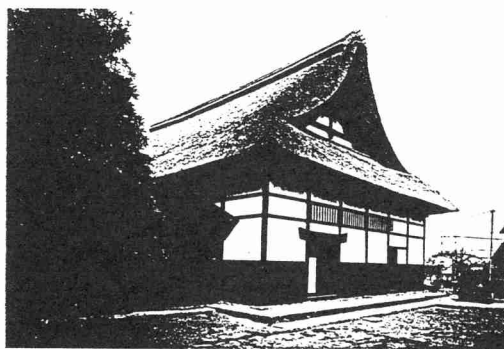
総事業費 185,912,000円

工事の内容と経過 経年による破損があり、屋根の麦藁葺きを波板鉄板で覆い、外壁の破損部を波板鉄板でふさぐなど応急的な修理がなされていたが、基礎の不同沈下や軸部の傾斜・床面の不陸など建物の変形が顕著になり本格的な修理の必要に迫られていた。水平力に対しては「壁量の不足」があった。

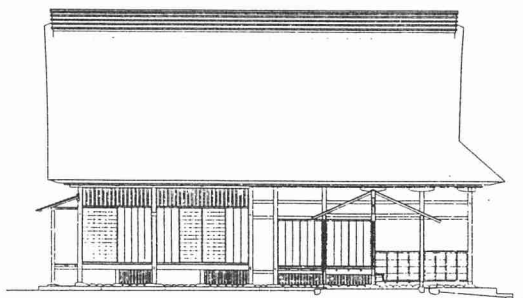
過去の修理歴 さまざまな改変が行われてきたが修理年代は不明

構造設計 (株)ホンマ・アーキライフ

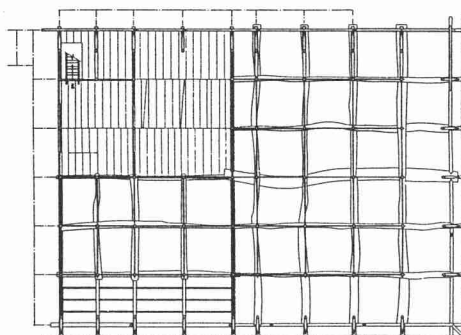
備考 慈眼寺は縁起によると建久5年(1194)甲斐武田氏の祖武田信義によって再興されたと伝えられる。過去帳には文明2年(1470)入寂の宥日上人が中興開山したと記されている。



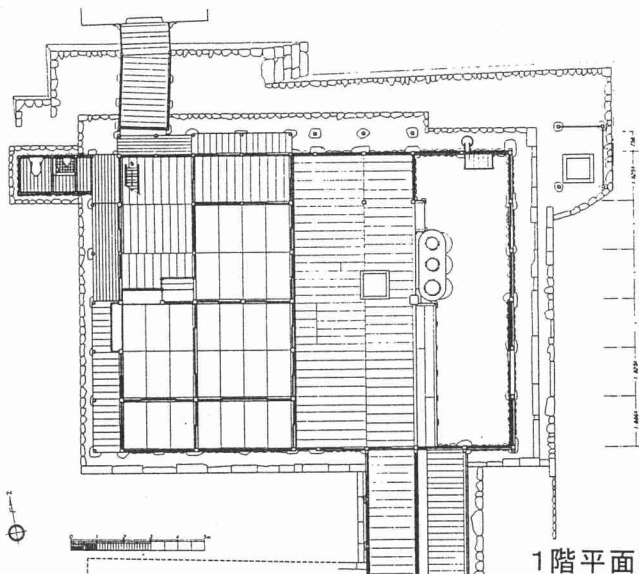
断面図



南立面図



2階



1階平面図



東立面図(正面)

建物名: 慈眼寺 庫裏

修理完了: 1996/12/31 No.

基礎資料

1階床面積 180.8 m²

固有周期

2階床面積 35.2 m²

試験方法 記載なし

桁行 s

梁間 s

固定荷重

屋根 約32 tonf

軸部 約22 tonf

荷重・備考

固定荷重 茅葺き 125kg/m² 母屋等下地 10kg/m²
土壁 100kg/m² 八通り小屋組荷重 10kg/m²
2階床固定荷重 50kg/m²
積載荷重60kg/m²

地形と地盤

金川と日川の大扇状地に挟まれた京戸川・大石川・御手洗川によって形成された複合扇状地で、北西に穏やかに傾斜しており、砂礫層が堆積した水はけの良い安定した地盤。寺域も地形に沿って北西へ傾斜しているが、境内地は水平地盤を造成したものと思われ、現在は庫裏の北側に東西にわたって石積みがなされ高低差を処理している。

その他

地下調査により前身と思われる遺構が確認された。

地震力

仮定とモデル化・使用ソフト

- ・積雪などの積載荷重は考慮しない。
- ・土壁: 杉材のブレースに置換(剛性は文献の実験結果より)。
- ・接合部: 接合タイプを入力。
- ・地震水平力は水平面に設定したブレースの接点に集中とする。
- ・フレームによる三次元構造解析(Multiframe3D)
土壁の入っている軸部の最大変形角が1/50を超えたため、補強の鉄骨フレームを加え解析を再度行った。→変形量が許容値を下回った。
また、軸部浮き上がりの検討をした。浮き上がりは自重により防止可と判断された。
鉄骨フレームの部材の確認と、軸部への取付ラグスクリューボルトの検討を行った。

必要耐震性能

水平震度を0.2とする。軸部の変形許容値は1/50程度の層間変形とし補強効果を判断する。

保有耐震性能

壁量が少ない。
水平震度0.2に対して、最大変形角は1/32となった。

風圧力

仮定とモデル化・使用ソフト

記載なし

必要な耐風性能(風力係数・風圧力)

記載なし

保有している耐風性能

記載なし

常時鉛直荷重・検討内容と結果

記載なし

実験・参考研究

補強の必要性の有無と その根拠

基礎の不同沈下や軸部の傾斜・床面の不陸など建物の変形が顕著になり本格的な修理の必要に迫られていた。水平力に対しては「壁量の不足」が指摘できる。

最終案に至る経過

第一段階 次の三案を検討

- ① 外部支柱による補強 (内部の意匠重視)
- ② 土壁を合板に置き換える補強 (内部の意匠重視)
- ③ 内部に補強材を組む補強 (外部の意匠重視)

基本方針としては、

補強材の取付は最小にし露出とする。合板の壁内挿入など在来工法を損なうものとはしない。地盤の補強および柱と基礎の固定は行わない。

補強案は

外部支柱を立てて軸部を繋ぐか、間仕切りの開口部にワイヤーブレースを取付ける。構造計算の結果によりこの二案を併用する。

第二段階

略算の結果、桁行・梁間ともに変形量が大きく角パイプを間仕切りに取付ける補強案が検討された。

補強案の検討結果

補強の鉄骨フレームの取付位置は公開しない「ネドコ・ナンド」廻りに限定し、とくに「ロジ」廻りは建物の価値を高めるため現状変更を行って、後世の間仕切りを撤去した箇所であり、この部分への補強は極力避けることとした。

第三段階として最終決定案が出された。

再計算をした。軸部の内法間に鉄骨フレームを取り付ける補強案が作成された。材料が角パイプから高強度のH型鋼に変更となった。取付スクリューボルト本数が多すぎ直交するので、柱足下を繋ぐ補強材の採用が決まった。

最終決定案

・軸部の内法間に鉄骨フレームを取り付ける。材料はH型鋼(100×100×6×8)。柱への取付は、1本につき2か所、PL-6mm加工品の金物を介して柱へスクリューボルトで取付ける。

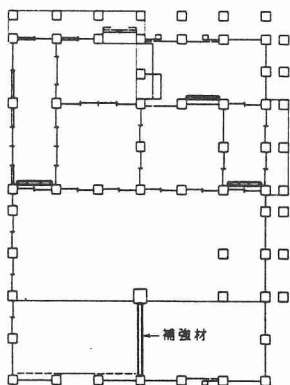
鉄骨フレームは既存柱の と-六 ち-六 り-六 と-五 と-四 の箇所に、平面でL字形で入れることとした。

・柱礎石の一部および床束石が沈下または移動していたため、不足分を補足してコンクリート地業の上で据直した。

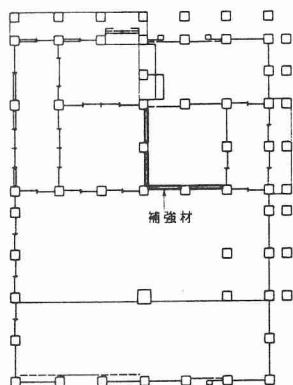
補強後の構造解析

仮定とモデル化・検討内容と結果

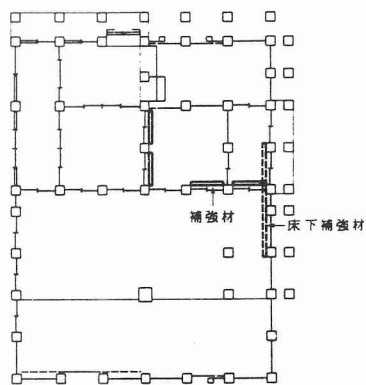
- ・鉄骨フレームを取り付けると、水平震度0.2に対して、最大変形角は1/52になった。
- ・施工前後に常時微動測定を行い補強の効果を測定した。結果は解析中。



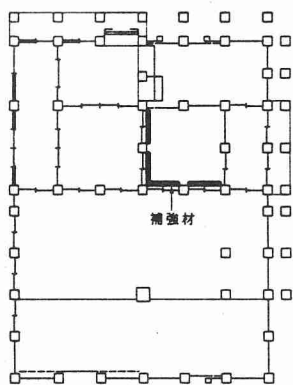
第2段階(第1案)補強位置



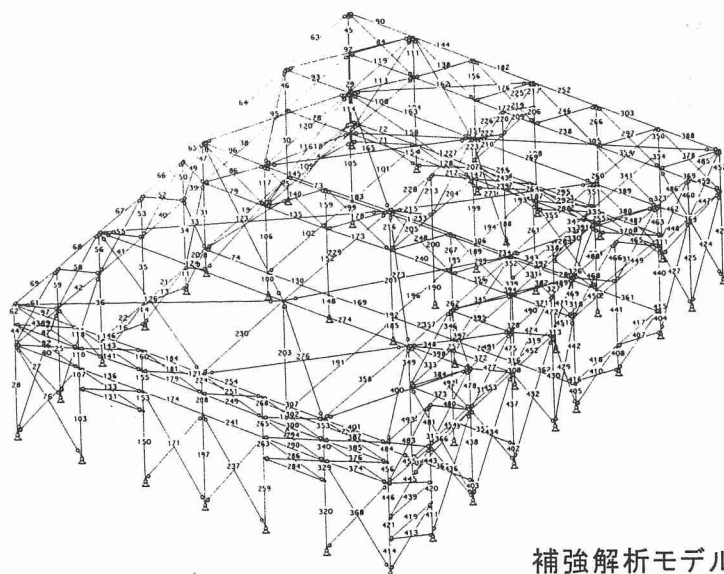
第3段階(第2案)補強位置



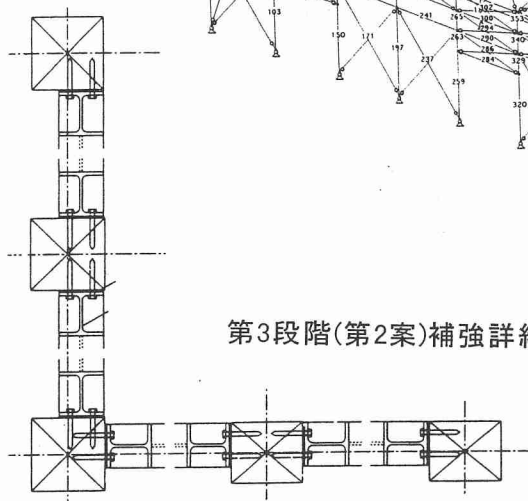
第3段階(第3案)補強位置



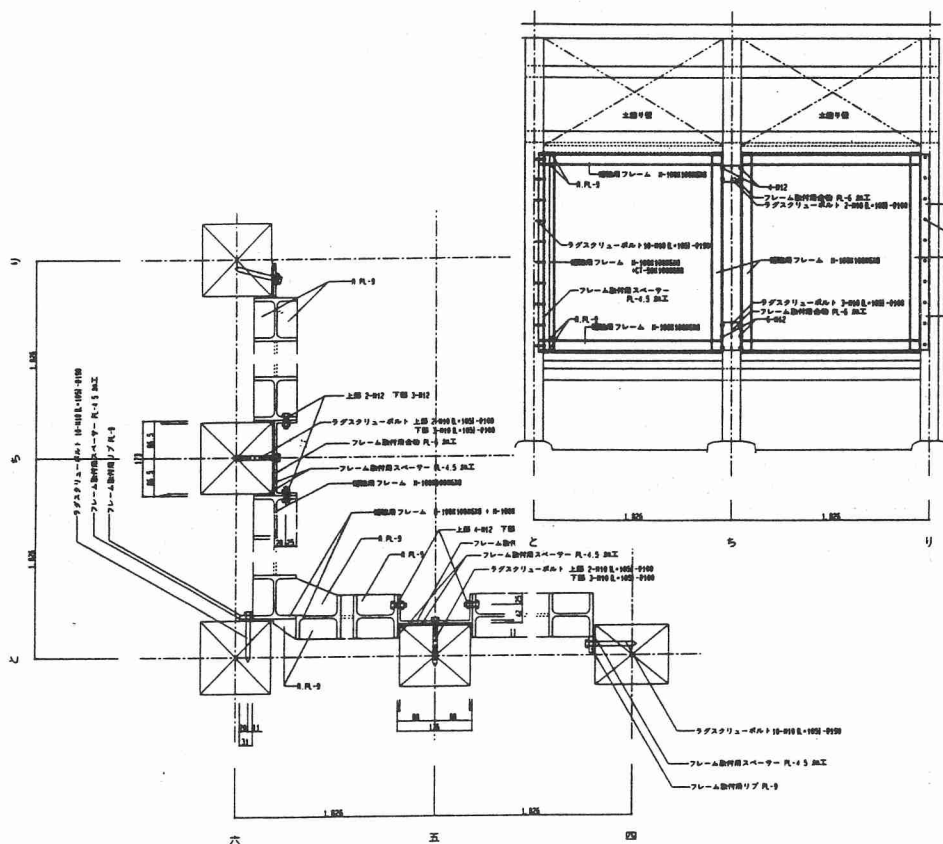
第3段階(実施案)補強位置



補強解析モデル

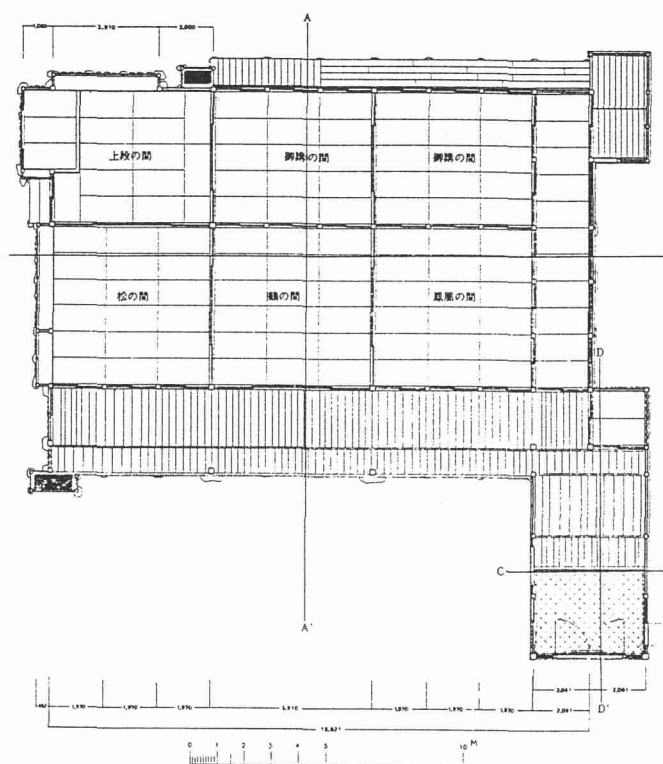


第3段階(第2案)補強詳細図

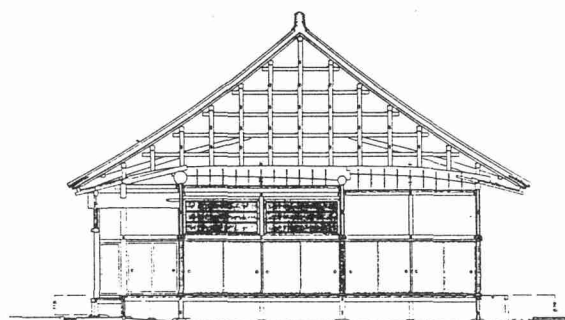


第3段階(実施案)補強詳細図
既存構造体への取り付け方法に配慮した

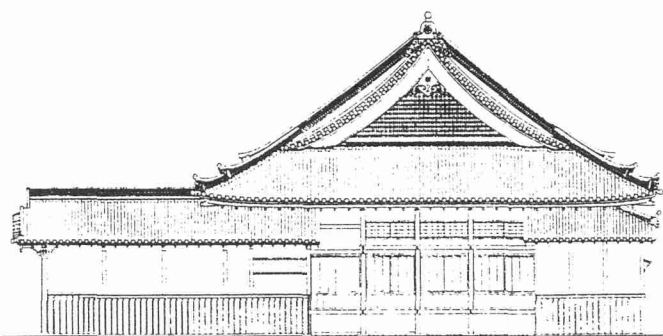
都道府県 兵庫県
 分類 方丈
 指定年月日 昭和49年5月21日
名称 本興寺方丈
 構造形式 木造、入母屋造、本瓦葺、桁行19.8m、梁間14.0m、棟高11.2m
 所有者 本興寺
 所在地 兵庫県尼崎市開明町3-13
 時代 元和3(1617)年
 事業期間 平成7年10月1日～10年3月31日(30ヶ月)
 総事業費 307,430,575円(開山堂との共通工事費・その他経費除く、構造補強設計・実験委託料10,996,575円含む)
 工事の内容と経過 経年による老朽化に加え平成7年1月17日の兵庫県南部地震により軸部の傾斜・弛緩や壁の亀裂等の被害を受けたため半解体修理(構造補強をあわせて実施)
 過去の修理歴 昭和55年老朽化のため半解体修理
 構造設計 安芸構造計画事務所
 備考 本興寺は法華宗(本門流)の大本山である。



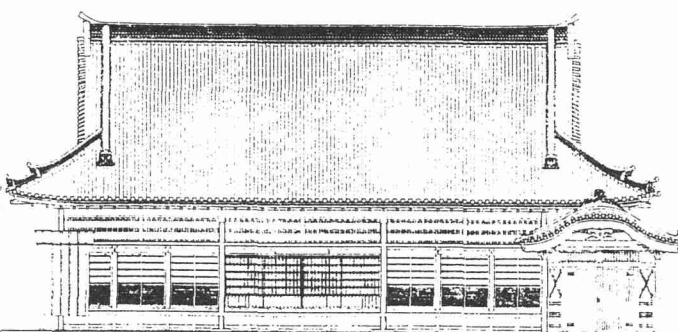
平面図



梁間断面図



立面図(南面)



立面図(東面)

建物名: 本興寺 方丈

修理完了: 1998/03/31 No.

基礎資料

1 階床面積 313 m²

固有周期

2 階床面積 m²

試験方法

桁行 s

梁間 s

固定荷重

地形と地盤

屋根 tonf

軸部 tonf

荷重・備考

その他

地震力

仮定とモデル化・使用ソフト

垂れ壁の拘束効果を考慮した独立柱を壁量換算して壁量を算定。水平耐力200kg/mとすると壁量は50%である。また建物本体（玄関等を除く）43本の柱で立体解析。現状モデル、床下X型ブレース入り標準モデル、欄間にブレース挿入の補強モデルの3つで検討。

仮定①柱・梁・壁の劣化や柱の根継ぎの欠点は無視②材料は現在の基準法の許容応力度・弾性係数を採用③柱は実断面を1cm単位に集約した断面とし、礎石から天井まで同一断面とし、端部は全てピン接合とする。④土壁はXブレース置換、床下の補強ブレースは圧縮材とし、実断面の1/2のX型とする。⑤仕口部分の緩みや局部的な断面欠損は無視⑥引抜力が発生する外端の柱の支点は解除する。

必要耐震性能（設定地震力・変形角）

水平震度0.2 変形角1/120

保有耐震性能

モデル化した骨組に地震時水平力0.2を加えたところ最大が南側広縁側柱位置での水平変位量20cm

風圧力

仮定とモデル化・使用ソフト

未検討

必要な耐風性能（風力係数・風圧力）

保有している耐風性能

常時鉛直荷重・検討内容と結果

瓦屋根（現状）290kg/m²（軽量化を実施）270kg/m²

実験・参考研究

〈実験〉①炭素繊維による仕口部分の補強効果の確認実験〔鴻池組伝法試験所〕

②旧材・新材の木材の強度試験（木材の曲げと剪断）〔（財）日本建築総合試験場〕

〈参考研究〉土壁の性能について「土塗り壁設計」河合直人著（建築技術 1995. 11）を参考

最終更新日：2000. 1. 11

補強の必要性の有無とその根拠

必要性有/この建物の壁は玄関や納戸・床の間部分にあるだけで極端に壁量が少なく、また増設も難しい上に筋違もない。換算壁量に基づき建物の偏心率を算定すると、東西方向で 0.18、南北方向で0.25とさほど大きな値ではないが、南北方向の偏心が著しい。また解析の結果、玄関部分が東西方向に大きく変形（22.4cm）して崩壊状態にあり、本体との接合部分は複雑な変形をしている。また南側広縁側柱位置で最大 20cmの傾斜があり、南北方向でも中央部と西側が14.0cm変形している。また代表的なフレームの応力状態をみても、ほとんどの柱の壁は許容応力状態を超えている。

最終案に至る経過

〈補強方針〉 各部の破損調査を行いながら建物を解体し耐震対策委員会が現地で行われ破損の状況を確認の後、修理方針を決定し実施計画をたてた。文化財の形を損なわないで、耐震性を高める。床下の剛性を高め、建物全体にわたる小壁の配置と強度のバランスを調節することで耐震性能を向上させる。そのため裏側の部屋列の内、小壁を設けない部分にブレースを入れる。

〈柱に対する構造補強案〉

- ①破損柱は全て取替【工期が短縮されるが柱の取替率が大きい18/54本 33%】
- ②柱は再用（A案）柱を割き鉄骨を挿入（100～125mm、接着剤を併用）【構造計算上強くなるが結露が生じて木部の腐敗につながり、次の修理時には取替が必要となる上、柱が剛になりすぎる】
- ③柱は再用（B案）破損部を30mm削り取り外角にアングルを入れた後剝木を施工【構造計算上強くなる】
- ④柱は再用（C案）《採用案》破損部を削り取り、周囲に炭素繊維を接着剤（エポキシ）で取付後剝木を施工【構造上強くなるが耐久性が接着剤により決まる】
このうち9本は新規作成して取替、残りの9本は炭素繊維（トレカ）により補強の上剝木

最終決定案

- ①床下のXブレース（□—90×90）および補強鉄骨枠の配置
- ②床下柱根継の補強
- ③垂れ壁の補強（12mm厚の構造用合板2枚の間に6mmの合板を入れ周囲60×6のアングルを廻す/合板上に30 mm×9mm木摺を9mm開きに打つ）および欄間部分の補強（背面御講の間の竹の節欄間に鉄筋X型ブレースを入れる。尚、この間の内法貫は略鎌継釘で納まるため、貫状の添板を両面から釘打ち補強する）
- ④玄関入口部分と玄関および本体との接続部分の補強（正面小脇壁部を構造用合板12mm厚を入れ木摺を打つ/欄間脇のビワ板部に構造用合板12mm厚を入れさらに化粧板15mm厚を打つ/西側柱筋の桁高で本体と繁材を挿入、柱には突付とし上端L型金具で柱と緊結）
- ⑤柱材の取替、柱頭・柱脚部の炭素繊維板による補強（9本は新規作成、残り9本は炭素繊維により補強）
- ⑥天井面にはブレースは挿入せず梁どうしに木継を釘打、隅部火打を入れる
- ⑦建物の荷重軽減化のため本瓦葺の土葺を空葺とする

補強後の構造解析

仮定とモデル化・検討内容と結果

天井面の変形：20mm程度の変形で剛性の改善が行われた。

1階の柱・壁の負担剪断力：柱が層剪断力の85%以上を負担しており、当初の計画通り建物全体が柱の曲げによって水平力を負担する機構ができた。

柱に生じている長期の軸力と地震時の軸力、曲げモーメントに対して現行法規に規定されているひのきの許容応力度によって断面検定を行った結果、いずれの柱も許容応力度以内に納まっていることが確認された。許容剪断応力度を越える柱が1箇所存在するが、土壁に接続していることから応力の伝達上問題は ないものと判断される。

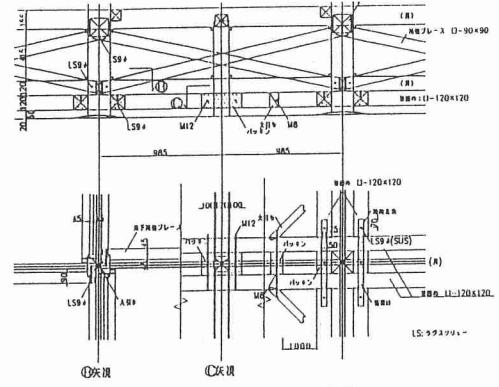
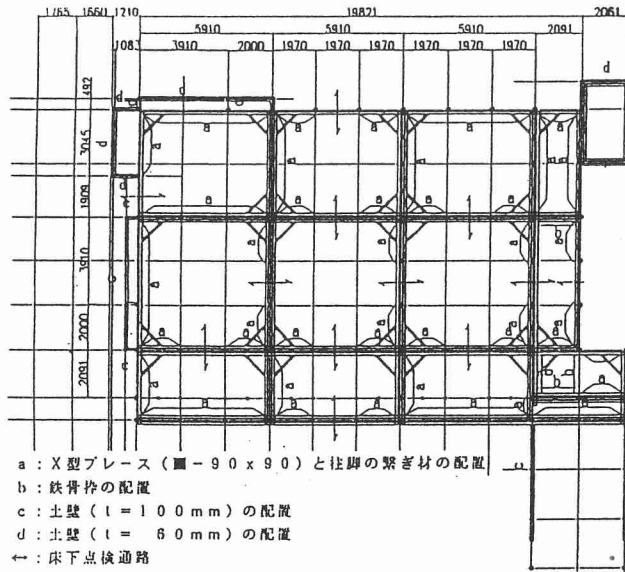
土壁の負担剪断応力はいずれも許容応力度500kg/m以下である。玄関入口部分の壁は構造用合板による補強壁であり、大断面の柱に接続していることから、柱の浮き上がりを防止するように配慮した。

1階の柱軸力と負担剪断力の状況を見ると、南北方向の中央のフレームの欄間を改善することにより、自重に対して50%程度の負担性能を有する結果となっている。

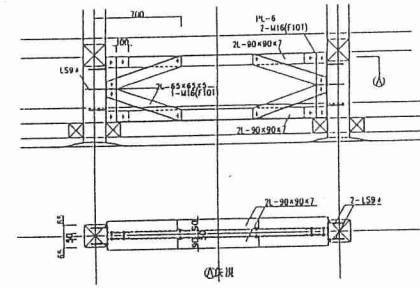
以上の結果から判断すれば、概ね必要な耐力を確保できるものと思われる。

最終更新日：2000.1.11

床下のXブレースおよび補強鉄骨枠の配置

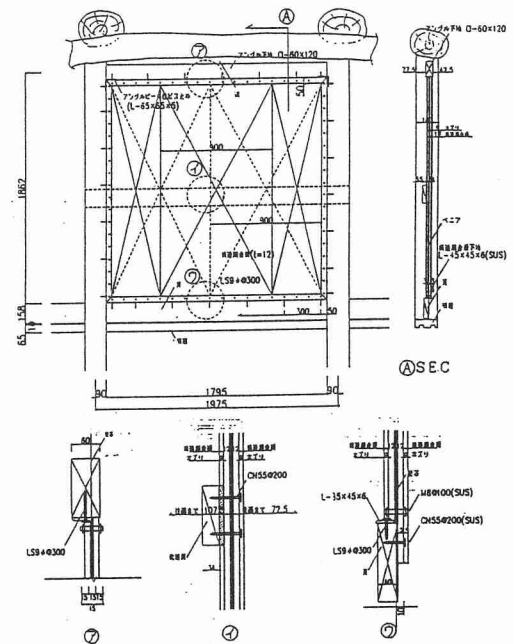
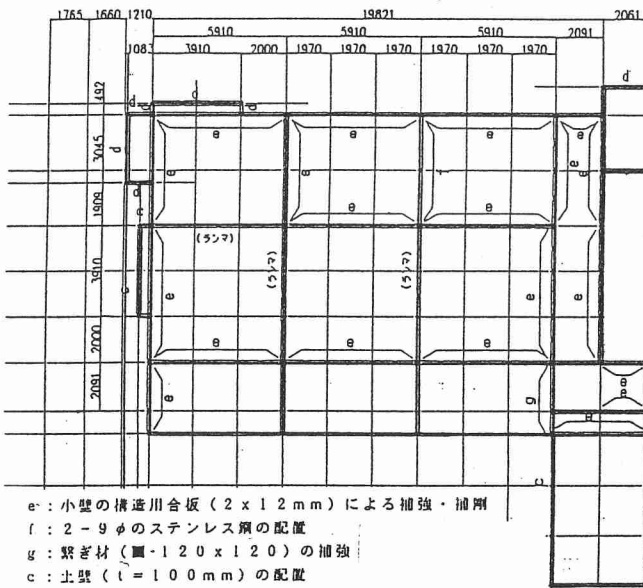


床下壁材X型ブレースによる補強要領



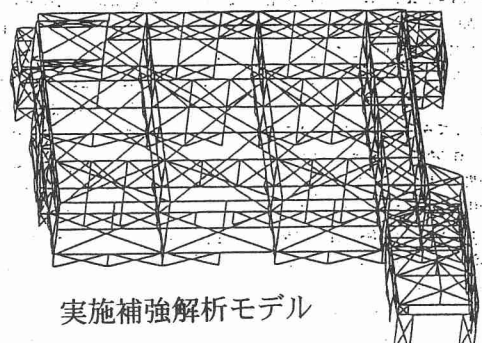
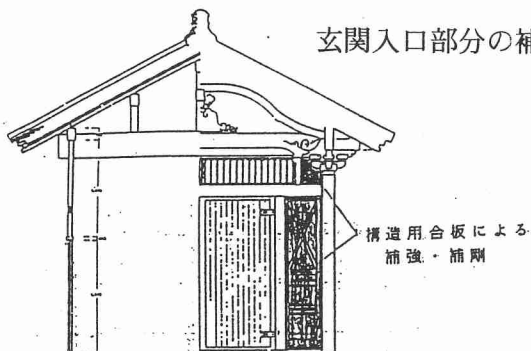
鉄骨フレームの補強要領

垂れ壁の補強・補剛および欄間部分の補強



構造用合板による縦壁の補強要領

玄関入口部分の補強



都道府県 秋田県

分類 山門

指定年月日 平成2年3月19日

名称 天徳寺山門

構造形式 木造、三間一戸楼門、入母屋造、こけら葺、桁行10.370m、梁間5.721m、棟高12.666m

所有者 天徳寺

所在地 秋田県秋田市泉三嶽根10-1

時代 宝永6(1709)年

事業期間 平成7年10月1日～10年12月31日(39ヶ月)

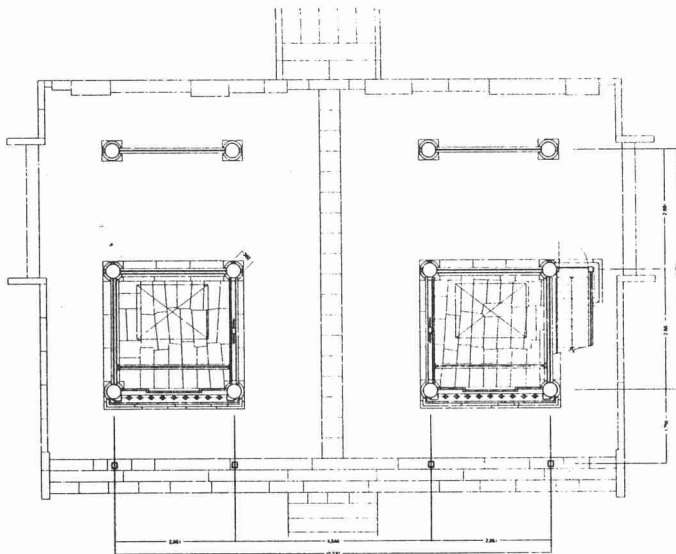
総事業費 190,392,630円

工事の内容と経過 経年による弛緩と傾斜及び腐朽・破損、基礎石の沈下に加え平成3年9月台風19号により折れたように傾き倒壊寸前で、応急処置としてワイヤーロープで固定していたため全解体修理

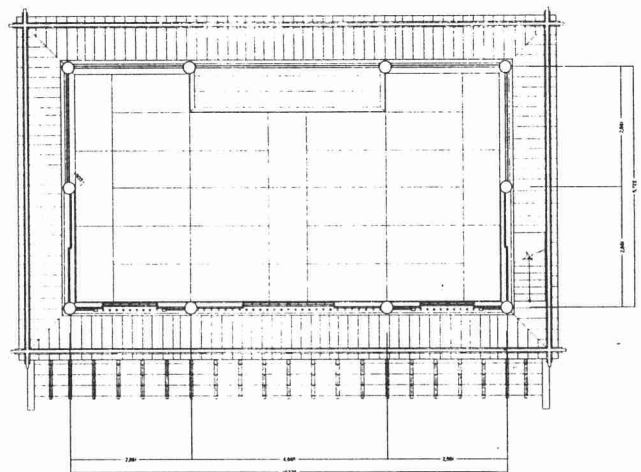
過去の修理歴 記録によれば山門は約100年周期で修理工事が施され、最近では明治25(1892)年7月に修復が行われており、既に100年を経過していたことになる。

構造設計 (株)ホンマ・アーキライフ

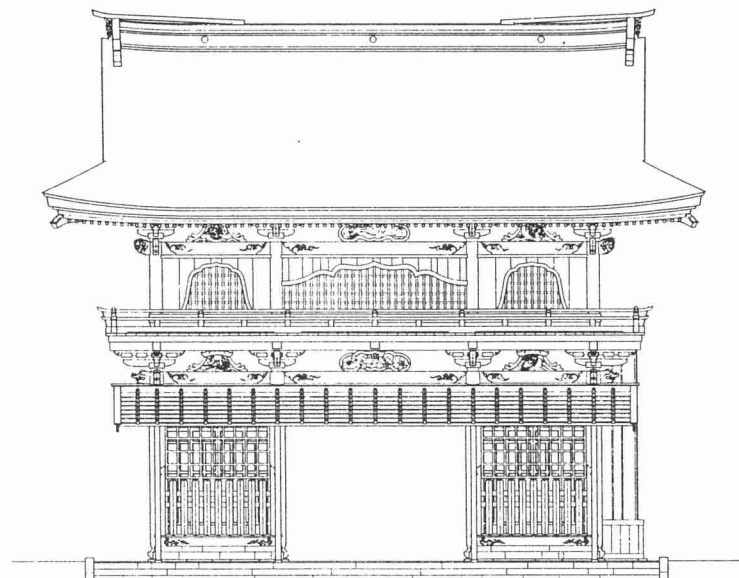
備考 天徳寺は曹洞宗の寺院で、秋田藩主佐竹氏の菩提寺。



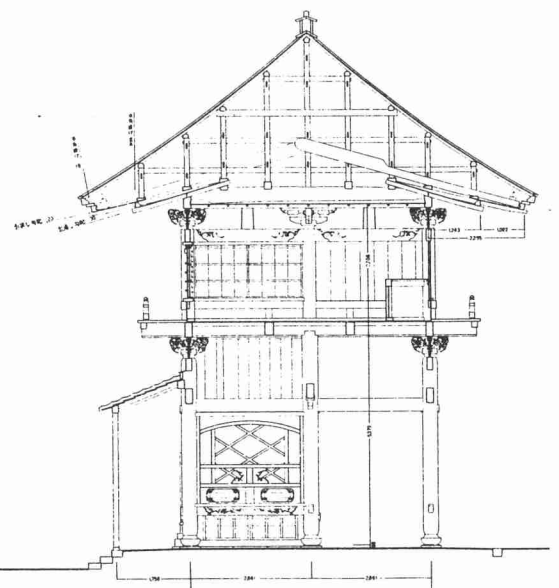
一階平面図



二階平面図



正面図



梁行断面図

建物名: 天徳寺 山門

修理完了: 1998/12/31 No.

基礎資料

1 階床面積 77.56 m²

2 階床面積 59.32 m²

固有周期

試験方法

記載なし

桁行 s

梁間 s

固定荷重

屋根 57.32 tonf

軸部 tonf

荷重・備考

①固定荷重	屋根面積重量	70 kg/m ²
	小屋組	100 kg/m ²
②積載荷重	二階床面積重量	100 kg/m ²
	壁重量(柱共)	100 kg/m ²
③設計用荷重	積雪荷重	105 kg/m ²
	二階積載荷	130 kg/m ²
④各階重量	屋根面	275 kg/m ²
	二階床	230 kg/m ²
④各階重量	屋根部分	57.32 t
	二階床部分	30.40 t
	総計	87.72 t

地形と地盤

耕作田もしくは沼地を埋め立てた跡地。軟弱な粘土上に盛土が分布。深度5.55mまで軟弱層、支持層は深度7.85~10.50mの層だが粗粒砂で構成され地震時の液状化が懸念される。

その他

地震力

仮定とモデル化・使用ソフト

マルチフレームにて変形量の三次元解析を行なった。屋根の上への積雪荷重を105 kg/m²、また二階床面の積載荷重を130kg/m²とした。

〈モデル化〉

- ①柱脚はピン支持とした
- ②柱・貫の接合部は端部をピン接合とし、貫き通しの部分を剛接合とした
- ③板壁はブレース置換とし、過去の研究を参考に変形角1/60で考えた
- ④屋根面は水平ブレースで置換した

必要耐震性能(設定地震力・変形角)

水平震度0.2・震度5レベル/変形角1/50rad.

保有耐震性能

1/59rad.

モデル化した骨組に地震時水平力0.2を加えて各部の変形量を求め、1/50を越えるかどうかで耐震性を診断。最大層間変形角となる二階での層間変形角が1/59であった。

風圧力

仮定とモデル化・使用ソフト

未検討

必要な耐風性能(風力係数・風圧力)

保有している耐風性能

常時鉛直荷重・検討内容と結果

積雪荷重105 kg/m²、二階床面の積載荷重130kg/m²

実験・参考研究

〈参考研究〉

「伝統的木造建築の耐震性における土塗壁の効果に関する研究」研究代表者東京大学教授坂本功

最終更新日: 2000.1.11

補強の必要性の有無とその根拠

〈判定方法の検討〉

1. 壁量による判定方法
水平力に抵抗する有効な壁が少なく、柱と貫と少しの板壁で構成され水平力に抵抗している。これら柱貫を特別に壁量に換算し検討することも考えられたが、構造補強の必要性が考えられている状況の中で現実的な検討につながらないと判断し採用されなかった。
2. 各構成部材の応力度と許容応力度との比較による判定方法
一部の部材の応力度が許容応力度を越えた結果になっても、全体として倒壊するかどうかは判断できないので採用しなかった。
3. 変形量による判定方法
本建造物は比較的変形能力が高く、仮に一部の部材が許容応力度を越えて塑性に入っても全体的に耐震性に充分余力があると判断され、当然予想される補強方法の検討にも対応しやすいため採用された。

最終案に至る経過

〈補強方針〉

- ①水平震度0.2のとき目標耐震性能1/100
- ②外観重視
- ③補強材は部材の置換をせずに設ける
- ④将来補強材を撤去する場合、全解体を行わずに撤去できるようにしておく
- ⑤補強材の取付は部材を極力傷めないようにする

〈検討案〉

- ①鉄骨骨組を仁王像設置部分に組む方法
層間変形量2.46cm、変形角1/122で効果有りだが溶接等火気の問題が有る
- ②既存の板壁に構造用合板を貼り重ねる方法
厚15mmの合板、層間変形量3.9cm、変形角1/77、基礎石に乗っているのので柱への浮き上がり力（最大4.53 t）に対し無抵抗、合板と柱の接合部の処理が困難である（ボルトで割裂の可能性）

最終決定案

〈地盤改良による補強〉

現盛土荷重に対しての沈下は終了しバランスの取れた状況となっているが、今後の施工により盛土荷重が大きくなり沈下する可能性が高い。軟弱地盤上に建ち、柱の最大柱軸方向力28.72 tである。強固な支持地盤が必要だが支持層は極めて深い位置にあるため、地盤改良をして基礎との一体化を図った。地中に円柱状のセメント柱を形成し、その上に鉄筋コンクリートのべた基礎を施工。

〈鉄骨骨組みによる補強〉

本建造物の補強に最も問題が少ないと判断された鉄骨骨組の案について更に検討を加え、材種・骨組の形状を変更して実施補強案とした。鉄骨骨組の柱材は角型鋼管とし、角面取りの丸みから得られる視覚的效果も考慮し、なるべく小径と見えるようにした。またブレースは視覚的に威圧感の少ない形となるように、X字となるたすき形とせずトラス形とし、仁王像の前面には骨組材が入らない形とした。また二階部分では利用の不便なるべく少なくなるように平面的にL字形となるようにして周囲壁面にそって設置するように考えた。

正面両脇の仁王像周りに鉄骨の骨組を立ち上げ、二階床部分・軒桁部分で緊結し水平方向の耐力向上を図った。既存建物の復元がある程度進んだ段階で内部に組み立てる形となるため、近接部分を養生し充分注意して施工。後世の取り外しを考えて継手を多用した。

補強後の構造解析

仮定とモデル化・検討内容と結果

〔基礎スラブの検討〕

- ・最大軸方向力：常時 $N=28.72 \text{ t}$ / 地震時 $N=38.72 \text{ t}$ / 常時 $\times 1.5=43.03$ は地震時より大
- ・スラブ地反力 $W=8.86 \text{ t/m}^2$ ・柱部分でのスラブ端部の曲げモーメント $M=2.41 \text{ t}\cdot\text{m}$

〔補強鉄骨骨材〕

柱：角型鋼管 梁：H型鋼 ブレース材：重量溝型鋼

〔水平変位量の検討〕

最大層間変形角は二階での層間変形量が2.87cm（二階背面隅位置）となり、層間変形角が1/105となったことから充分な補強効果が得られると判断された。

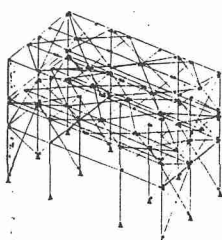
〔部材許容応力度検討〕

鉄骨骨組の構成材については個々の部材にかかる応力が算出された。特に数値が大きく応力の働く部材を選出し検討したが全て許容応力度範囲内に納まった。

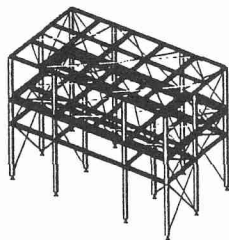
〈今後の課題〉

斗組は水平方向の力が加わった場合に復元力を持ち耐震上有効であるが、研究データが整理されていない。今後このような構造解析に必要なデータが研究され公開されることを期待したい。

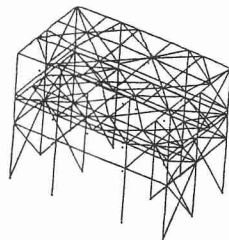
最終更新日：2000.1.11



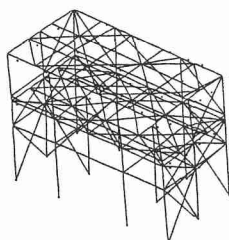
山門骨組モデル形状 (補強骨組)



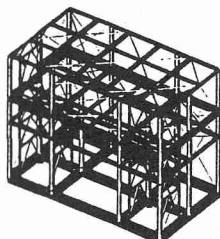
山門骨組モデル形状



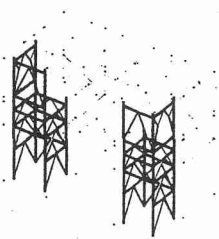
地震時水平力加力時変形 (梁方向)



地震時水平力加力時変形 (桁方向)

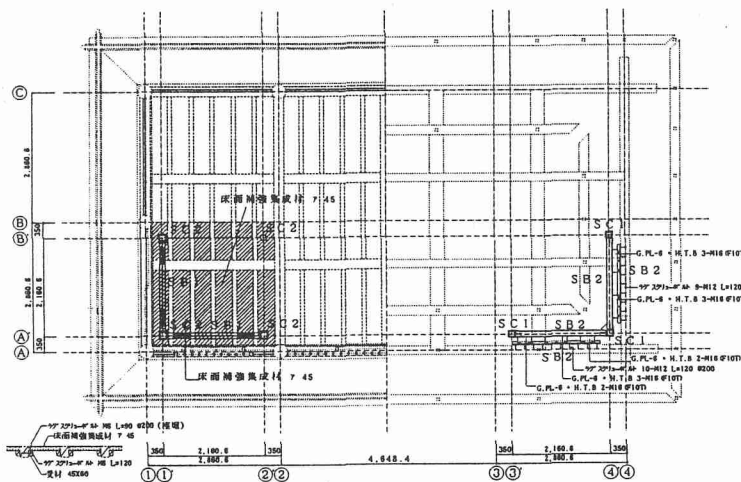


補強後骨組モデル (全体)

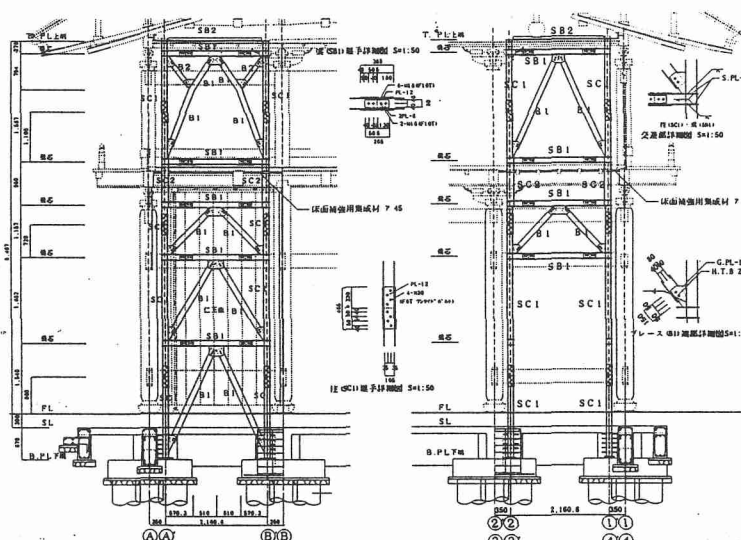


補強後骨組モデル

解析結果



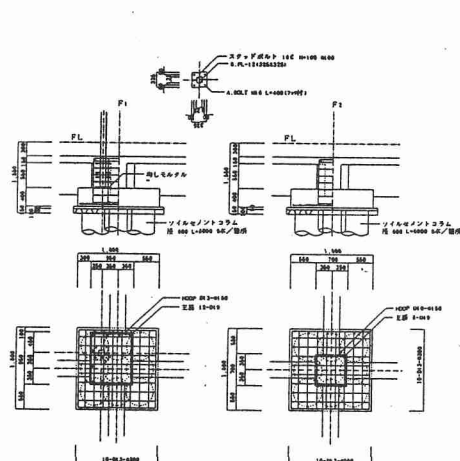
山門構造補強 2F 伏図、小屋伏図 1/100



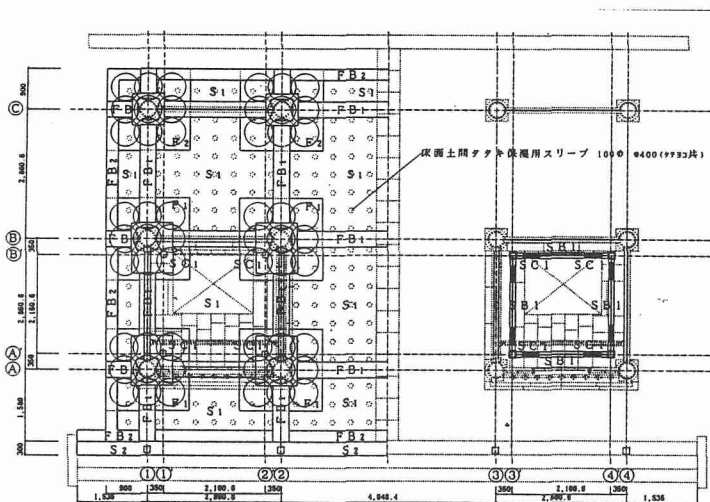
1.4 通り輪組図 S=1:100

A 通り輪組図 S=1:100

鉄骨骨組みによる補強



基礎リスト S=1:100



山門構造補強 基礎伏図、1F 伏図 1/100

地盤改良による補強

都道府県 秋田県
 分類 総門
 指定年月日 平成2年3月19日

名称 天徳寺総門

構造形式 木造、四脚門、切妻造、こけら葺、桁行5.157m、梁間3.640m、棟高6.515m

所有者 天徳寺

所在地 秋田県秋田市泉三嶽根10-1

時代 慶長年間

事業期間 平成7年10月1日～10年12月31日(39ヶ月)

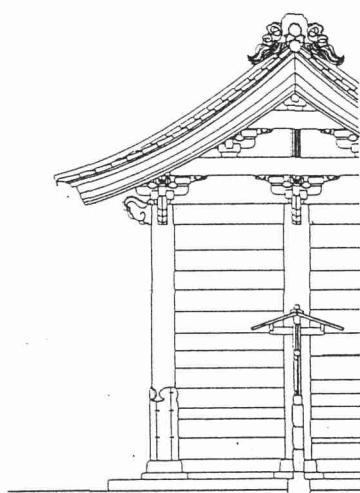
総事業費 61,055,830円(内構造補強分不明)

工事の内容と経過 経年による弛緩と傾斜及び腐朽・破損、基礎石の沈下に加え平成3年9月台風19号により甚大な被害を受けたため全解体修理(現状変更・構造補強)

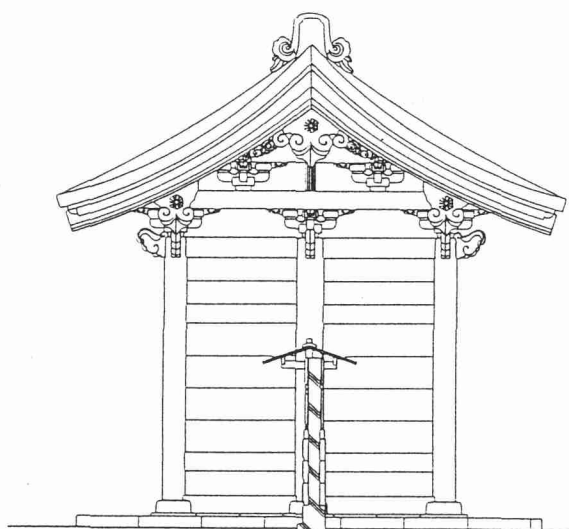
過去の修理歴 昭和39年の新潟地震で地盤に不陸を生じたことから建物を一旦持ち上げ埋まっていた礎石を掘り出すなど基礎廻りの修理を行なっている。

構造設計 (株)ホンマ・アーキライフ

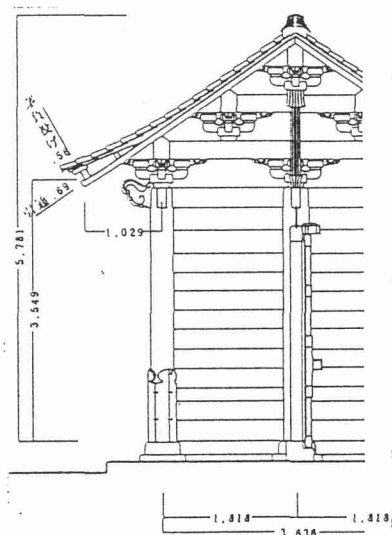
備考 天徳寺は曹洞宗の寺院で、秋田藩主佐竹氏の菩提寺。



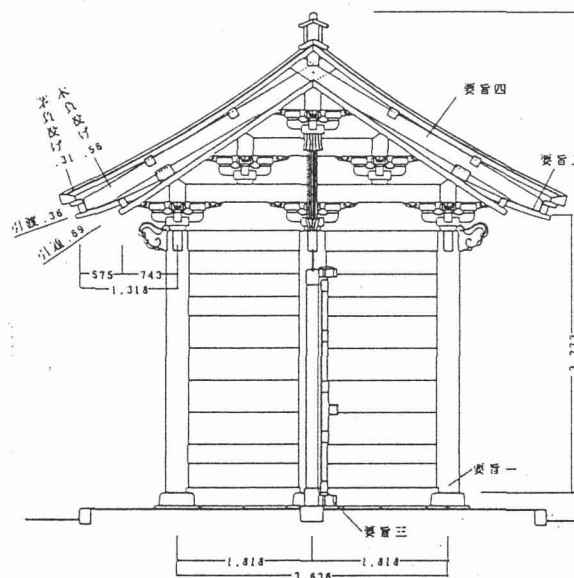
現状側面図



変更側面図



現状梁間断面図



変更梁間断面図



建物名: 天徳寺 総門

修理完了: 1998/12/31 No.

基礎資料

1階床面積 18.77 m²

2階床面積 1.21 m²

固定荷重

屋根 tonf

軸部 tonf

荷重・備考

構成部材総重量 9.09t
積雪荷重 7.02t

固有周期

試験方法

桁行 s

梁間 s

地形と地盤

耕作田もしくは沼地を埋め立てた跡地。軟弱な粘土上に盛土が分布。深度5.55mまで軟弱層、支持層は深度7.85～10.50mの層だが粗粒砂で構成され地震時の液化化が懸念される。

その他

地震力

仮定とモデル化・使用ソフト

マルチフレームにて変形量の三次元解析を行った。屋根の上への積雪荷重を105 kg/m²とした。

モデル化: ①柱脚はピン支持とした②柱・貫の接合部は端部をピン接合とし、貫き通しの部分を剛接合とした③板壁はブレース置換とし、過去の研究を参考に変形角1/60で考えた④屋根面は水平ブレースで置換した

必要耐震性能 (設定地震力・変形角)

水平震度0.2・震度5レベル

変形角 少なくとも1/50rad. 以上、目標1/100rad.

保有耐震性能

モデル化した骨組に地震時水平力0.2を加えたところ桁方向での水平変位量2.35m

風圧力

仮定とモデル化・使用ソフト

未検討

必要な耐風性能 (風力係数・風圧力)

保有している耐風性能

常時鉛直荷重・検討内容と結果

積雪荷重105 kg/m²

実験・参考研究

〈参考研究〉

「伝統的木造建築の耐震性における土塗壁の効果に関する研究」研究代表者東京大学教授坂本功

「文化財の保存を目的とした歴史的住宅建築の構造力学的研究—接合部の強度について」杉山英男・安藤直人

最終更新日: 2000. 1. 11

補強の必要性の有無とその根拠

必要性有/設定した地震時水平力での変形量は、特に桁行方向で2.35mに達し、構造上きわめて不安定と判断された。しかし実際には今回の診断では無視した柱・梁の仕口・柄により発生する剛性や、柱断面径が比較的大きいことから考えられる復元力もあり、多少は水平変位量も小さくなることが予想される。しかし算出された水平変位量はあまりにも大きく前出の点を考慮しても補強は必要と判断された。

最終案に至る経過

〈補強方針〉 ①水平震度0.2のとき目標耐震性能1/100②外観重視③補強材は部材の置換をせずに設ける④将来補強材を撤去する場合、全解体を行わずにいいようにしておく⑤補強材の取付は部材を極力傷めないようにする

〈補強案〉 両側の袖塀部分が後補のもので新しいことが調査よりわかっているため、これを補強に利用する方向で検討した。①鉄骨独立柱を総門両側に設置する方法②扉両側の板壁に合板を貼って補強する方法③鉄筋コンクリートの補強壁を総門両側に設置する方法

〈補強案の検討〉

①案：解析の結果、補強を必要とする桁方向の頭貫の位置で最大水平変位量3.72cm、層間変形角1/92と補強効果は確認されたが、既存の本体柱と鉄骨柱との接合部に大きな力がかかり、特に引張力が働くときに既存木造柱が損傷する恐れがある。

②案：解析の結果、桁方向の頭貫の位置で最大水平変位量3.57cm、層間変形角1/96で補強効果は得られると判断されたが、補強壁端部の柱の浮き上がり力は5.43tと大きく基礎との緊結が必要かつ剪断力伝達の為ボルト多用による部材破損の恐れがある。

③案：解析の結果、頭貫の位置で最大水平変位量3.15cm、層間変形角1/109で補強効果は得られ、さらにこの方法では鉄筋コンクリート壁が高強度のため片側のみでの補強も可能。これより一方向によりかかる形式での補強が可能で、既存木造柱とは接しているだけで緊結は必要無く、最も既存材に影響の少ない案であると判断された。

最終決定案

三案とも補強効果は得られると判断されたが ③案（鉄筋コンクリートの補強壁を総門両側に設置する方法）が最も既存材に損傷を与えず外観への影響も少ないので採用された。

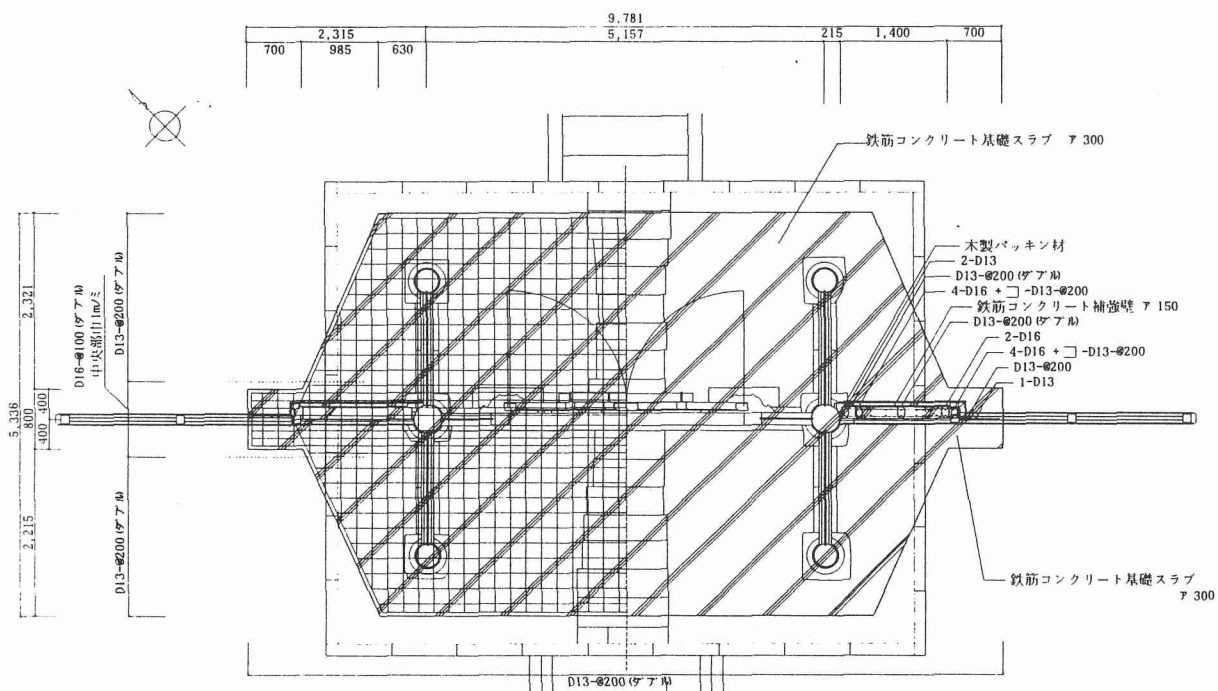
総門は山門同様軟弱地盤上に建設され、過去に礎石が沈下してきた経緯が調査によりわかっているため、仮にわずかに沈下しても不同沈下とならないように鉄筋コンクリートのベタ基礎を採用。ただし山門と違い小規模で平屋であり柱軸方向力も小さいので地盤には手を加えなかった。この補強基礎上に鉄筋コンクリートの補強壁（高さ2.55m 見付巾1.40m 壁厚15cm）を立ち上げ一体化し補強壁の受ける水平力を処理して桁方向の変形を防ぐ構造とした。左右の袖塀は総門の解体にともない一旦解体するので、このふところを利用し構造補強を行い工事完了後に復旧した。袖塀と柱との取り合いは飼木をし直接柱にコンクリート壁をつけないようにした。

補強後の構造解析

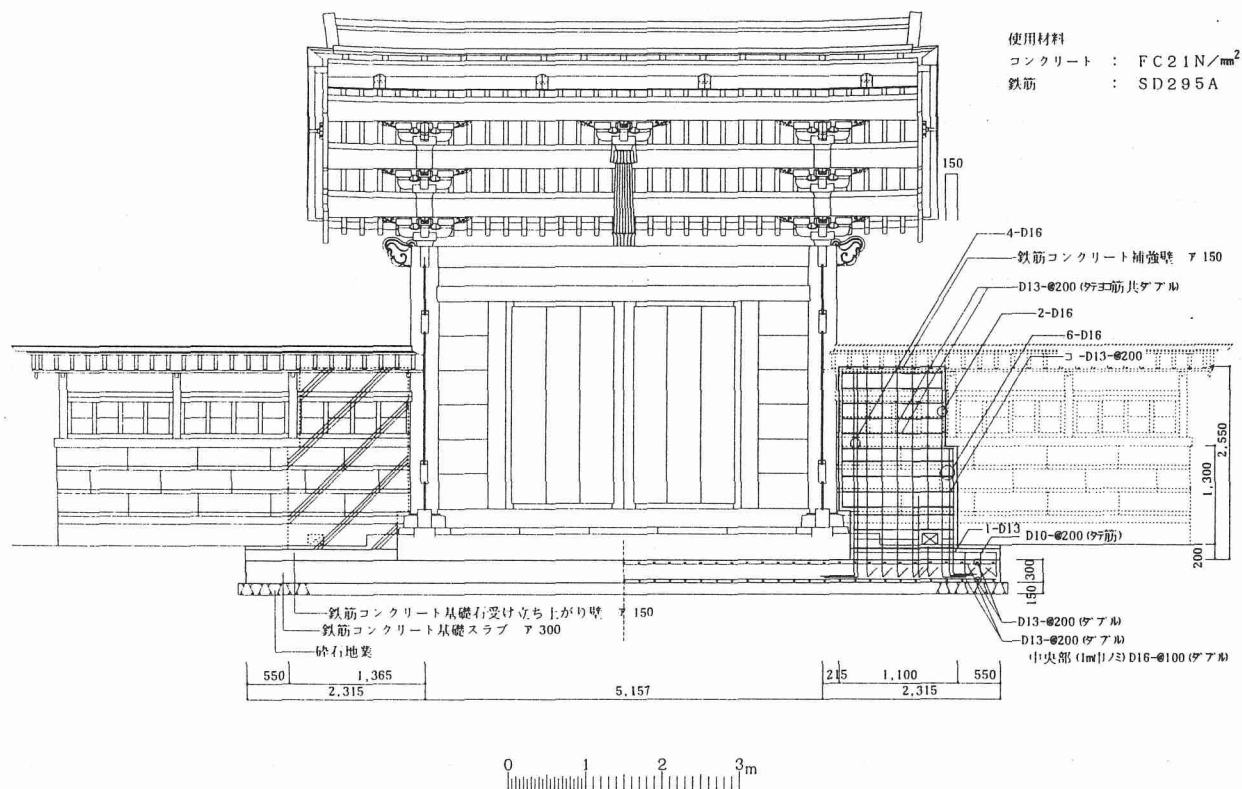
仮定とモデル化・検討内容と結果

--

最終更新日：2000.1.11



基礎地業・構造補強平面図 1/100



総門構造補強

基礎地業・構造補強断面図 1/100

都道府県 愛知県
分類 寺院／門
指定年月日 平成2年3月19日

名称 財賀寺仁王門

構造形式 木造 屋根: 寄棟造柿葺 平面積47.796㎡ 桁行9.104m 梁間5.250m 棟高8.846m

所有者 財賀寺

所在地 愛知県豊川町財賀町観音山3番地

時代 15世紀末期 (文明、明応年間)

事業期間 平成8年10月10日～平成10年9月24日(1996.4～1998.9) 24ヶ月

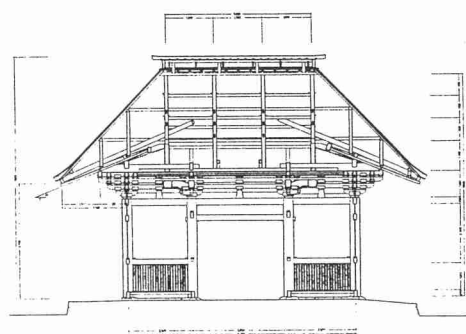
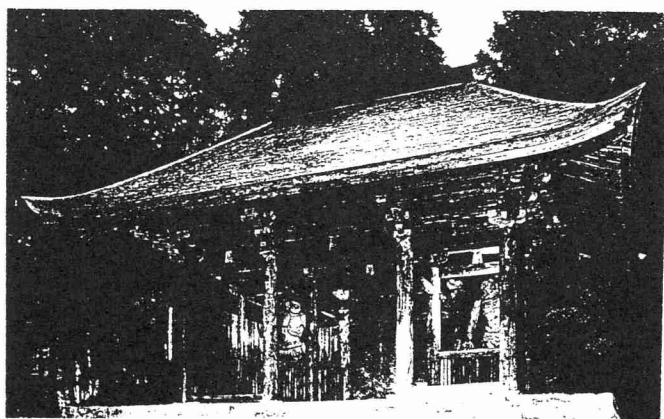
総事業費 235,414,444円

工事の内容と経過 経年により建物全体に破損が広がり、礎石の不同沈下や軸部の緩みによる変形や、雨漏りによる各部の腐朽、欠損が随所に見られた。特に組物と軒の垂下が激しく、崩壊する危険があった。構造の検討からは頭貫の耐力に問題のあることが判明した。

過去の修理歴 7世紀中期に解体修理、八脚門として整備される。18世紀初期に小屋組改修。

構造設計 日本診断設計株式会社(名古屋)

備考 聖武天皇の勅願により僧行基が創立し、弘法大師が中興したと伝えられる。古義真言宗に属し高野山を本山とする。



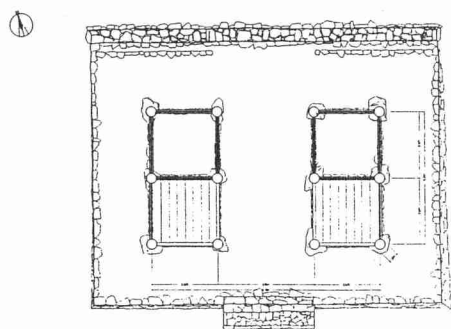
断面図



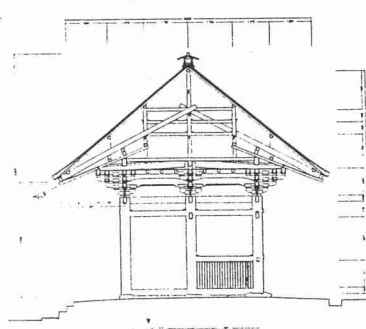
南立面図



東立面図



平面図



断面図

建物名: 財賀寺 仁王門

修理完了: 1998/09/30

No.

基礎資料

1階床面積 47.8 m²

2階床面積 - m²

固有周期

試験方法 応答解析

桁行 0.74 s

梁間 0.59 s

固定荷重

屋根 13 tonf

軸部 27.2 tonf

荷重・備考

負担荷重 0.65t/m²

地形と地盤

周囲3ヶ所でボーリング調査■強風化帯-No.1孔でGL-0.4~-1.3m No.3孔でGL-0.6~-2.1mではN=2 不安定な土性で、長年にわたる圧縮作用が働き本層の沈下が発生したものと考えられる。■長期許容支持耐力度7.0t/m² 短期許容支持耐力度8.0t/m²

その他

地震力

仮定とモデル化・使用ソフト

各貫の回転剛性を考慮したラーメン架構として立体フレームを考え応力解析する。
構造計算プログラムは
構造システム FAP3, DAP2.

必要耐震性能

設定地震力 0.2

保有耐震性能

水平震度0.2に対して頭貫の耐力に問題のあることが判明した。従って、補強する必要がある。

風圧力

仮定とモデル化・使用ソフト

未検討

必要な耐風性能(風力係数・風圧力)

未検討

保有している耐風性能

未検討

常時鉛直荷重・検討内容と結果

未検討

実験・参考研究

- ・参考:「めり込み抵抗接合の設計」 建築技術 1995.11
- ・実験: 頭貫のアンカー埋込長さ決定試験を実施。アンカーボルトを大斗の上から頭貫の下まで柱内を貫通・定着するアンカーの種類、ボルト径および埋め込み長さを試験によって求めている。比較したのは3タイプ。①叩き込みタイプ ②一般ケミカルアンカー(不飽和ポリエステル) ③一般ケミカルアンカー(エポキシ樹脂)。実験の結果③が採用された。

補強の必要性の有無と その根拠

- ・経年により建物全体に破損が広がり、礎石の不同沈下や軸部の緩みによる変形や、雨漏りによる各部の腐朽、欠損が随所に見られた。特に組物と軒の垂下が激しく、崩壊する危険があった。
- ・耐震性の検討からは、頭貫の耐力に問題があり補強する必要がある。
根拠 頭貫と柱の接合部については、ピンと仮定したところ以外については、中央部について $RM=0.21tm$ を越えている。(xy方向とも)端部についても B列1.4端 C列1.4端 (貫剛性を1.0とした時)で $RM=0.54tm$ を越えている。頭貫と柱の接合部をピンと仮定すると、A列架構が土台の剛性によっては、成立しなくなる場合も想定される。

最終案に至る経過

- ・頭貫の耐力に問題があるので補強する必要がある。
方法としては次の項目などが考えられる。
 - (1)架構全体を鉄骨構造とし、木造構造に極力損傷を与えずに補強する方法(外観内観は犠牲)
 - (2)木造架構の板張りの部分に耐力壁を設置し、頭貫の負担をなるべく少なくし併せて耐力を向上させる方法
 - (3)頭貫の部分のみを補強する方法
 - ・壁は既存の板壁の設置してある面すべてを合板耐力壁とした場合について試算検討することとする。
→耐力壁を設置しても、A列2柱3柱に取り付く頭貫については耐力が不足していると思われる。
 - ・補強方法の提案とその比較
 - a)鉄骨による補強 b)合板耐力壁による補強
 - c)頭貫の補強 が計9種類提案されている。
 - ・実施設計に用いると仮定された方法の検討
 - b)「合板による補強」の効果を計算している。
補強の効果はあるとしている。
 - c)「頭貫の補強」はアンカーボルトで柱、大斗間を締め、曲げに抵抗させるものとし、計算、確認している。
- よって、b) c)が決定された。

最終決定案

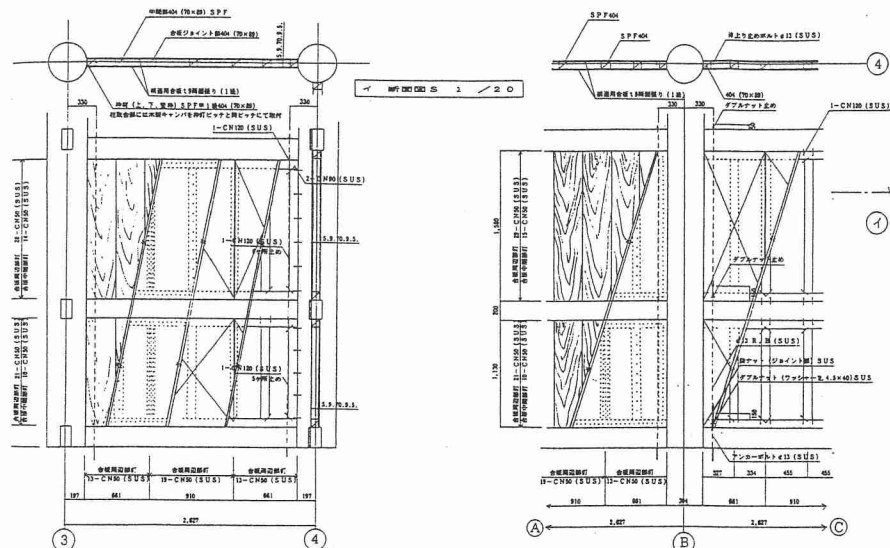
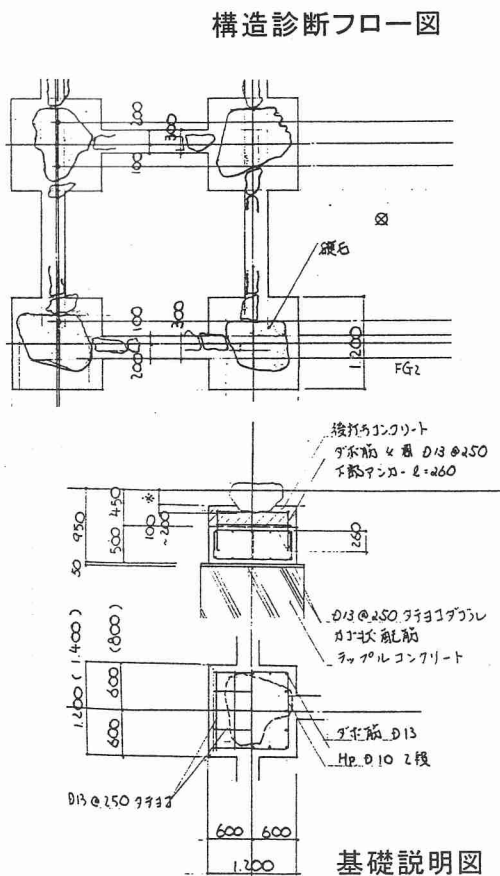
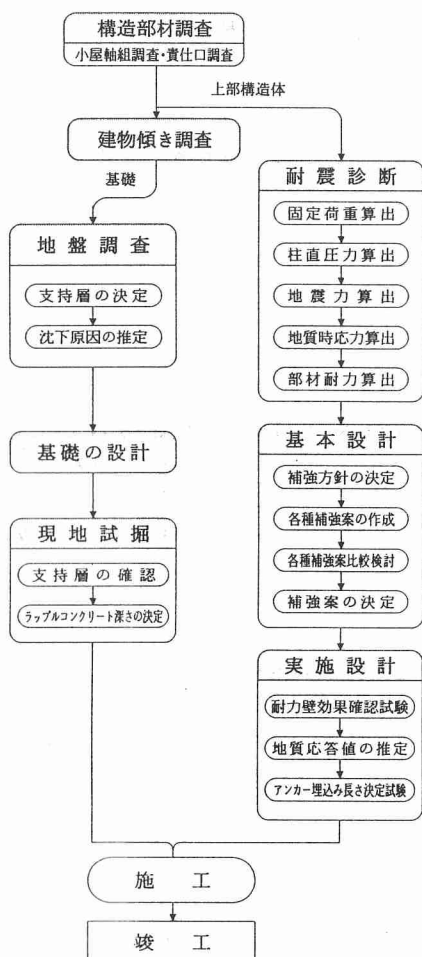
- ・既存の板壁の部分に合板による補強を行う。
- ・頭貫の補強を行う。ステンレスアンカーボルトで柱、大斗間を締め、曲げに抵抗させる。頭貫のアンカーはケミカルアンカーのエポキシ樹脂 M12。
- ・基礎まわりでは、礎石下に鉄筋コンクリート基礎を設置。基礎と礎石はアンカーボルトで緊結。基礎は支持層まで掘削し、基礎下にラップルコンクリートを打設して基礎の荷重を直接支持層まで伝達させる。

補強後の構造解析

仮定とモデル化・検討内容と結果

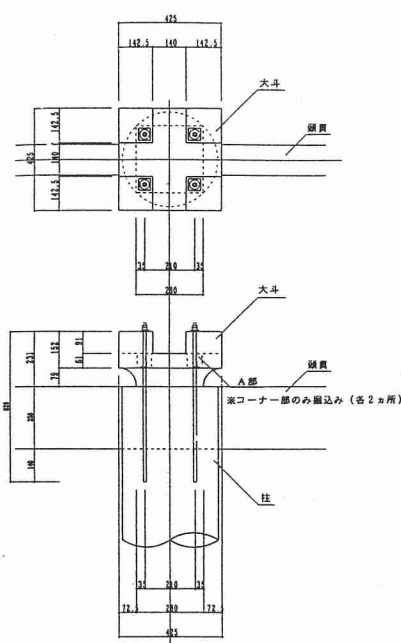
立体架構モデル
各地の主要地震波による応答解析を実施。
満足する結果を得た。

固有周期: 桁行方向0.45秒[補強前0.74] 梁間方向0.35秒[補強前0.59]

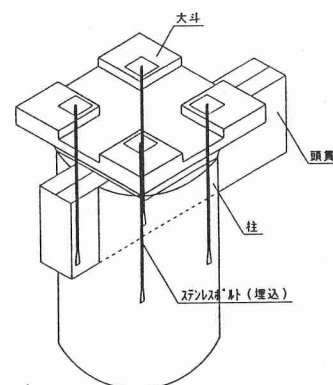


北東側補強詳細図

構造用合板t=9mm両面張(一級)の上に堅板張り
浮上り止めボルトφ13(SUS)を柱心より330mmに配置
釘はステンレス

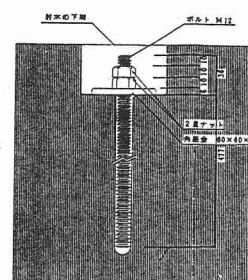


東側補強詳細図

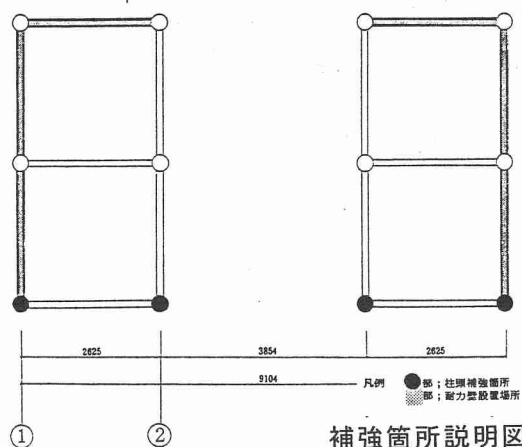


頭貫の補強

A列の大斗から柱内部へ
ステンレスアンカーを施し
頭貫と柱の接合部の剛性
を高める



A部詳細図



補強箇所説明図

都道府県 北海道

分類 学校

指定年月日 昭和45年6月17日

名称 旧札幌農学校演武場(時計台)

構造形式 木造2階建て 桁行25.452m 梁間12.120m 翼屋8.484m 棟高13.280m

所有者 札幌市

所在地 北海道札幌市北一条西二丁目一番の一

時代 明治11年(1878)10月16日

事業期間 平成7年1月～平成10年5月

総事業費 380,230,000円

工事の内容と経過 鉄板葺きが雨漏りを生じ、軒廻りの破損が顕著になったため。平成4年から準備に入ったが、移転か現地保存かで市民議論の上、平成7年から保存修理工事を開始。

過去の修理歴

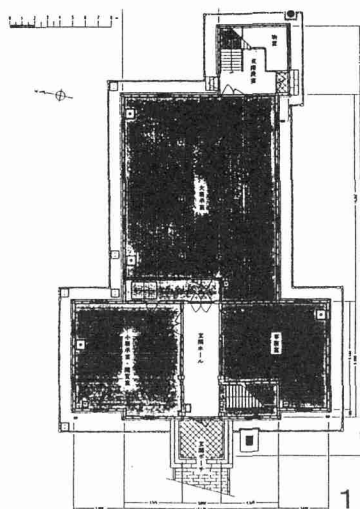
明治39年 現在の場所に曳屋／明治末年頃 屋根を葺きから鉄板葺きに変更／大正13年 背面(東側)の階段の増築と二階の天井設置／昭和8年 天井鉄板の葺替など／昭和24年 札幌市立図書館として使用するための改修／昭和42年 当初形式への復原工事／昭和51年 屋根鉄板の葺替及塗装・部分修理

構造設計

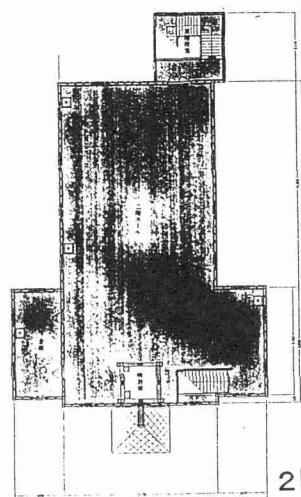
清水建設株式会社設計本部構造設計2部

備考

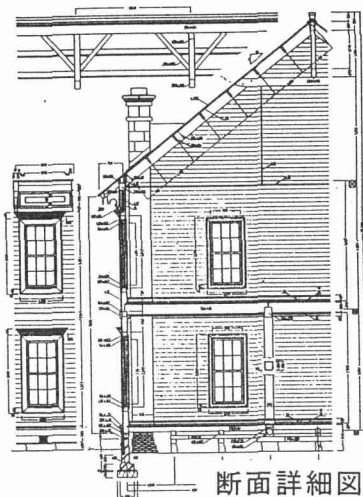
明治10年9月20日に札幌農学校教師としてアメリカ合衆国より招かれていたW. ホイラーが略平面図と建築仕様の概説を明治11年1月2日の日付で開拓しに提出。竣工当時は時計はなく切り妻屋根の搭屋(鐘楼)がのっていた。明治14年に搭屋を廃して時計塔を立ち上げた。明治34年に札幌市が購入し現在の位置に約100m曳屋。



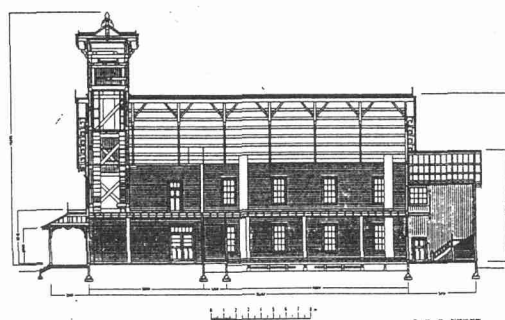
1階平面図



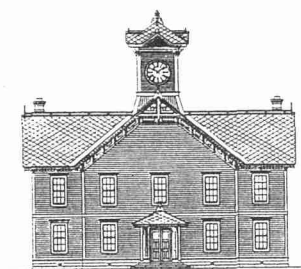
2階平面図



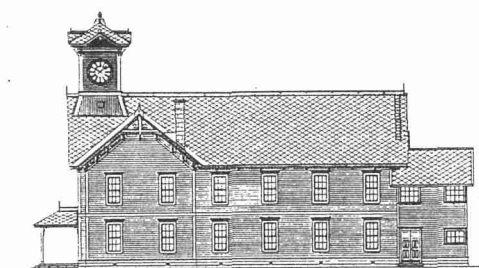
断面詳細図



断面図



西立面図(正面)



南立面図

建物名: 札幌農学校 旧演武場(時計台)

修理完了: 1998/05/31

No.

基礎資料

1階床面積 384.5 m²

固有周期

2階床面積 167.7 m²

試験方法 記載なし

桁行 s

梁間 s

固定荷重

屋根 17.3 tonf

軸部 167.7 tonf

荷重・備考

積載荷重は展示物・入館者の重量として210kg/m²
時計・鐘の重量 680kgと設定。
積雪荷重は8/10の屋根勾配より滑落するので重量は見込まない。

地形と地盤

その他

地震力

仮定とモデル化・使用ソフト

検討用の地震力は新耐震設計法に拠ることとした。

必要耐震性能

地震層剪断力係数 0.2

保有耐震性能

2階桁行方向で、設定外力は13.4t に対して保有耐力は4.4t 水平耐力は外力-地震力-の約33%
2階梁間方向で、設定外力は19.2t に対して保有耐力は3.6t 水平耐力は外力-地震力-の約19%
1階桁行方向で、設定外力は33.4t に対して保有耐力は9.1t 水平耐力は外力-地震力-の約27%
1階梁間方向で、設定外力は33.4t に対して保有耐力は10.3t 水平耐力は外力-地震力-の約31%

風圧力

仮定とモデル化・使用ソフト

風圧力の検討に当たっては「建築物荷重指針」に拠った。
風圧力を1階と2階、桁行と梁間に区分し、地域特性を考慮して算定。

必要な耐風性能(風力係数・風圧力)

2階梁間方向で設定外力は19.2t

保有している耐風性能

2階梁間方向で、設定外力は19.2t に対して保有耐力は3.6t 2階桁行方向の水平耐力は外力-風圧力

常時鉛直荷重・検討内容と結果

記載なし

実験・参考研究

現状調査を行った・コンクリート基礎のシュミットハンマー試験の結果、本体基礎の強度は230~250 kg/cm²、煙突基礎の強度は110~140kg/cm² ・本体基礎は表面から20~25mmが中性化、煙突基礎は表面から15~25mmが中性化していた。 ・配筋調査 プロフォメーターにより配筋状況を確認した。鉄筋は確認できなかった。 ・亀裂調査 幅 0.1-2mm、長さ100~700mmの亀裂が10か所ほど発見された。配管などの貫通部周辺で基礎の破損が見られた。

補強の必要性の有無と その根拠

時計台は設計の入力 0.2 に対しては 20～30% の耐震(一部耐風)性能しか有していない建物ということになった。その理由としては、耐震要素である筋違の量が不足していること、基礎コンクリートが無筋で比較的軽微なため浮き上がりに対する抵抗が少ないことがあげられる。
また、土台と基礎の緊結、筋違と柱などの結合不十分、2階・屋根面の水平剛性を確保できにくい構造であることも要因である。

最終案に至る経過

基本方針

- ・2次設計用の地震力においても人命の保護が図れる補強とする。
- ・今回の修理事業(屋根葺き替え、塗装・部分修理)の範囲で行える補強とする。
- ・文化財としての価値を損なわない範囲での補強とする。

考案した補強方法

- ①合板を壁面・屋根面に全面的に取り付ける補強案。
- ②筋違・柱・土台等の接合部を補強し、既存基礎の周囲を鉄筋コンクリートで包み、屋根面には合板ないし筋違(丸棒・鉄板)を取り付けて剛性を確保する補強案。
- ③建物周囲にコンクリート基礎を増設し、建物をケーブルで引っ張るか、鉄骨造のバットレスを取り付ける補強案。

なお、②③とも軒桁付近に鉄骨による鉢巻状の補強材を取り付けて屋根面の剛性を確保する必要がある。

補強方法の検討: ①案では既存の構造部材に手を加えず、補強材を隠蔽できるが、②では既存材の損傷が懸念され③では外観を大きく損なう欠点が見いだせた。以上のいずれにおいても時計塔、煙突については補強が必要であり、2階床も剛床とするための補強(改修)が必要である。

最終決定案

文化庁などと検討を重ねた結果、①案による補強方法を採択し実施案の検討(決定した補強方法で使用する合板の厚さや止釘の長さ・間隔などを決定する計算や設計)の上補強案とした。

詳しくは

- ・外壁: 外壁面に構造用合板 $t=12\text{mm}$ (特類・1級、JAS認定品)を外壁面に張った上で仕上の下見板張とした。土台・柱・胴差に直接構造用合板を取付け、そのようにできない箇所は受け材($3\text{cm} \times 5\text{cm}$)を取付け合板を取り付けた。結露対策として必要箇所に径25mmの穴を300mm間隔で開けた。
- ・内壁の小間壁部分、軒桁上にも外壁と同種の構造用合板を取り付けた。
- ・屋根面: 構造用パネル(「O.S.D.」野地面補強材 $t=12.5\text{mm}$ 3等級、JAS認定同等品)の上に仕上を行った。
- ・2階床: 根太の脇に打たれた床の不陸調整する添え木に釘の増し打ちをして補強した。
- ・煙突: 煙道に鉄筋を挿入してモルタルを充填する補強を行った。

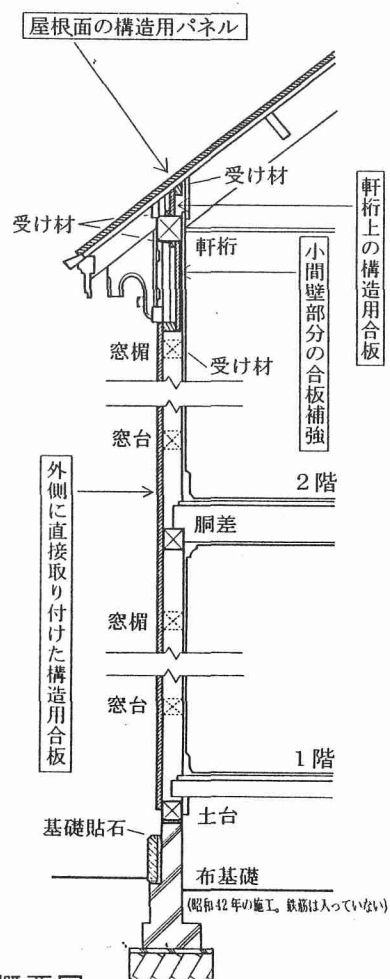
補強後の構造解析

仮定とモデル化・検討内容と結果

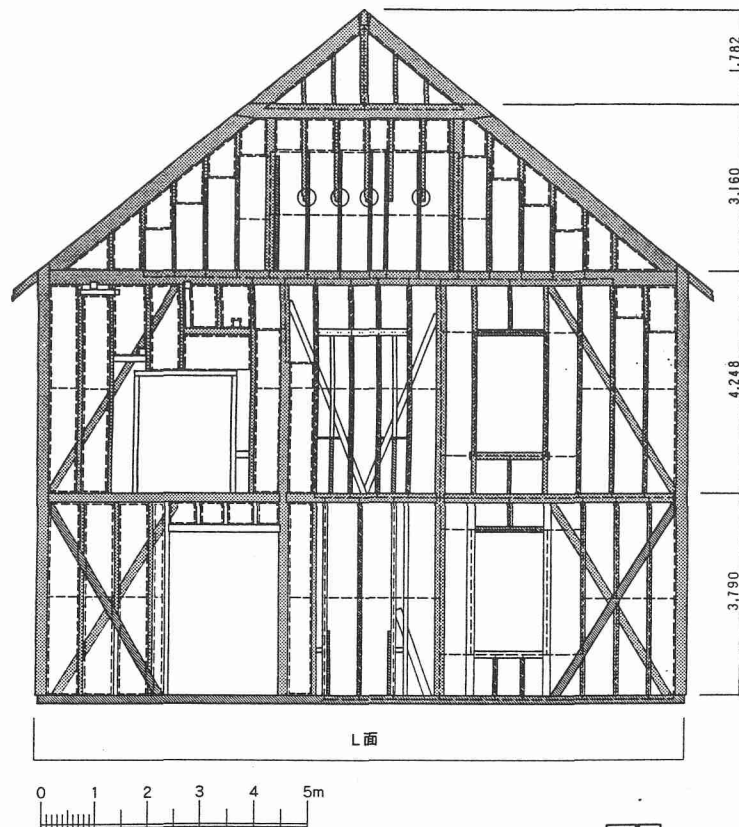
水平力抵抗の考え方①水平力は壁面に取り付けた合板が受け持つものとし、既存の筋違には一切期待しない。②浮き上がりに対しては、直交する補強した壁の効果で押さえ込まれる。③時計塔・煙突は屋根面からの突出部分は片持ち形式で自立できるよう補強を行う。

検討の内容…次の内容である

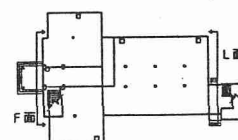
- 1.外力・地震力の再設定…合板取付けによる重量増加を加味して計算を行い地震力を再計算。
- 2.許容応力度などの設定…構造用合板 $t=12\text{mm}$ の許容応力度、釘の許容耐力を示す。
- 3.各階の壁せん断力の設定…各階、梁間方向と桁行方向の壁総長から壁せん断力を算定。
- 4.壁面の設計…壁面の検討(面材のせん断力の検討、釘打ち設計) 開口部まわりの検討
- 5.屋根面の設計…外力・地震力・風圧力の詳細な検討と値の設定。煙突まわりの検討。
- 6.2次設計用地震力に対する検討…構造用合板で水平力を負担する形式の木造構造物に関する保有水平耐力の算定法、解析手法など資料不足のため、過去に実施された実物大建物加力実験結果から安全性を判断した。
- 7.時計塔の補強検討
- 8.煙突の補強検討



補強概要図

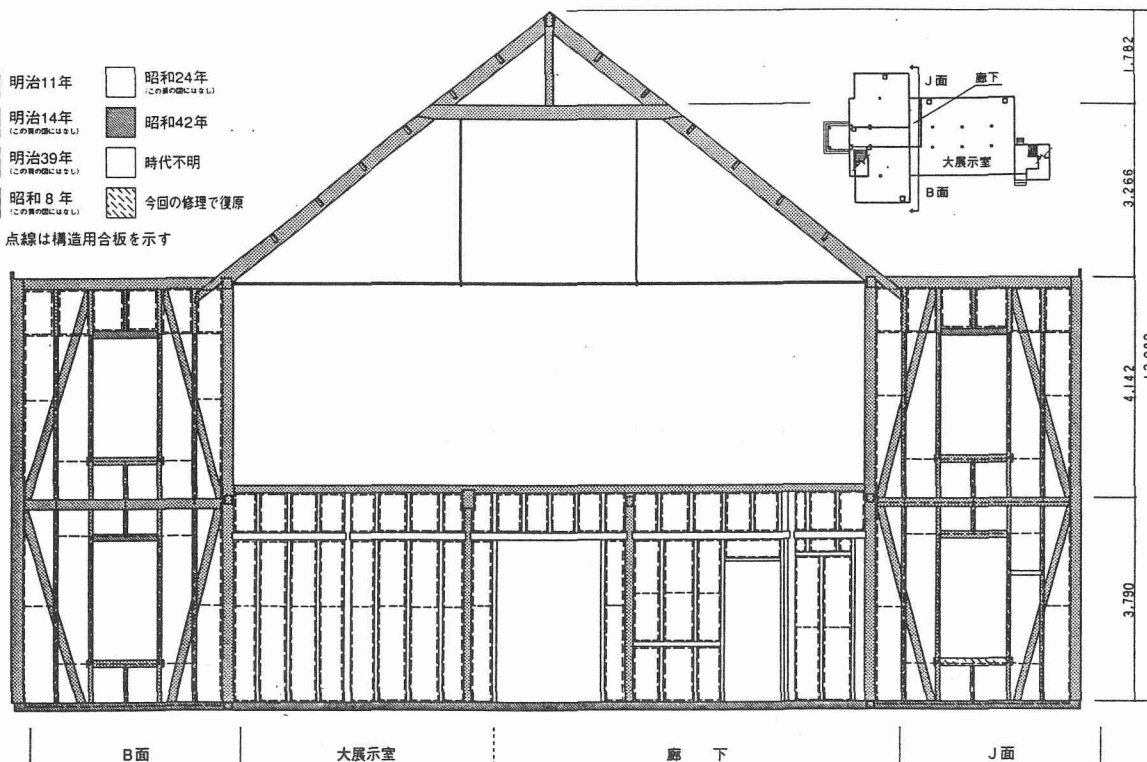


本屋東面(背面)軸組図



- 凡例
- | | |
|-------|----------|
| 明治11年 | 昭和24年 |
| 明治14年 | 昭和42年 |
| 明治39年 | 時代不明 |
| 昭和8年 | 今回の修理で復原 |

点線は構造用合板を示す



翼屋東面(大展示室・事務所境、廊下・使用展示室境)軸組図

発行 文化庁文化財保護部建造物課
東京都千代田区霞が関3-2-2