

3. 実験検証部会

3.1 実験検証部会の活動の概略

実験検証部会では、提案される設計法の妥当性を検証するための実験データを得ることと、設計法に適用される各構造要素の力学特性を明らかにすると共にその特性を計算によって求められる評価式を提案することを大きな目的として、本年度の主目的を以下に記す。

- ・実大震動台加振実験の実施と設計法検証用データの取得
- ・各構造要素の構造性能評価式の提案と検証用追加実験の実施
- ・各種実験データをデータライブラリに格納
- ・設計用データベースの構築と公開

これらの活動を円滑に行うための 24 年度の体制および運営方針を以下に示す。

実験検証部会の中に実大震動台実験検討 WG、振動台実験検証 WG、要素実験 WG、土壁 WG、データライブラリ WG の 5 つの WG を設ける。各 WG の中に数人の作業グループを設け、評価式の素案造り、実験実施の段取りや実験データの確認などの作業を実施し、その結果を電子メールなどで各 WG メンバーに伝達して検討する。

以降の各項で各 WG 並びに各グループの活動と成果を報告する。

3.2 実大震動台実験検討WG

伝統的構法木造建築物の実大震動台実験

3.2.1 実験の目的

(1) 背景と目的

検討委員会では、平成 22 年度に実大震動台加振実験を実施した。平成 22 年度の概要を以下に示す。

伝統的構法木造建築物に適した耐震設計法を構築するために、平成 22 年度は、・地震動レベルに応じた建築物の変形や各部の損傷を規定する設計のクライテリアを検証する。・石場建ての柱脚の滑りを検証する。ことを目的として 4 タイプの試験体を対象に実験を実施し、以下の知見を得た。

- ・柱脚の移動を検証
- ・中地震動では、滑りは発生しないことを確認した。
- ・大地震動では、最大で 10cm 以下で柱径の範囲内であることを確認した。
- ・巨大地震動(JMA 神戸波(3 方向))では、最大 20cm と大きく移動することを確認した。
- ・中地震動、大地震動では、設計クライテリアを満足していることを確認した。
- ・巨大地震動では、設計クライテリアを満足するが、土台のほぞ等が損傷することを確認した。
- ・大地震動(極めて希な地震動)では、柱脚の滑りが発生するが層間変形角 1/20rad 程度に収まり、大破には至っていない(補修可能)ことを確認した。
- ・巨大地震動(JMA 神戸波(3 方向))では、1 階部分の補強により、1 階と 2 階の耐力バランスを考慮したこと、偏心を小さくしたことにより、最大応答層間変形角が比較的小さくなり、顕著な損傷は認められなかったことを確認した。

以上の知見が得られるとともに、設計法を確立するための以下の課題も明らかになった。

◆柱脚の滑りを考慮した石場建ての設計

- ・柱脚の安全性を確保するための条件(柱脚の滑り量等)の検討
- ・上部構造への影響と安全性確保の検討

◆振れ振動を考慮した設計

- ・偏心がある場合には振れが増大するので、ねじれ変形を検討
- ・平面的な耐力バランスと水平構面の変形を検討

◆1・2 階の耐力・剛性バランスを考慮した設計

- ・1 階の変形を少なくし損傷を低減するための手法の検討
- ・通し柱の変形を抑制する効果を検証

◆近似応答計算など解析法の精度向上

- ・設計法の基本となっている近似応答計算や時刻歴応答解析の信頼度向上のための検討

上記の課題を解決するために、平成 24 年度は以下の目的に震動台加振実験を実施した。

伝統的構法木造建物の設計法作成における課題、主として、要素実験だけでは解明できない建物全体として解明しなければならない課題を明らかにして、解析法・設計法に反映することを目的とする。平成 24 年度の実験では主として、以下の課題を解明する。

- ・石場建ての性能評価と設計：伝統的構法の特徴である石場建てをどう生かすか
- ・捩れ振動を考慮した設計：水平構面の変形や偏心による捩れ振動の影響を評価
- ・上下階の剛性・耐力バランスと通し柱を考慮した設計：1・2 階の耐力・剛性バランスを良くし、1 階の変形を低減及び通し柱の変形抑制効果の評価と折損などの損傷防止
- ・入力地震動レベルを考慮した設計：巨大地震動をも考慮し、倒壊・崩壊を防ぐ設計

(2) 実験実施体制

実験実施体制を図 3.2.1-1 に示す。この体制は、震動台占有期間の 9 月 11 日から 9 月 23 日までの計測制御室および実験棟内で適応した。

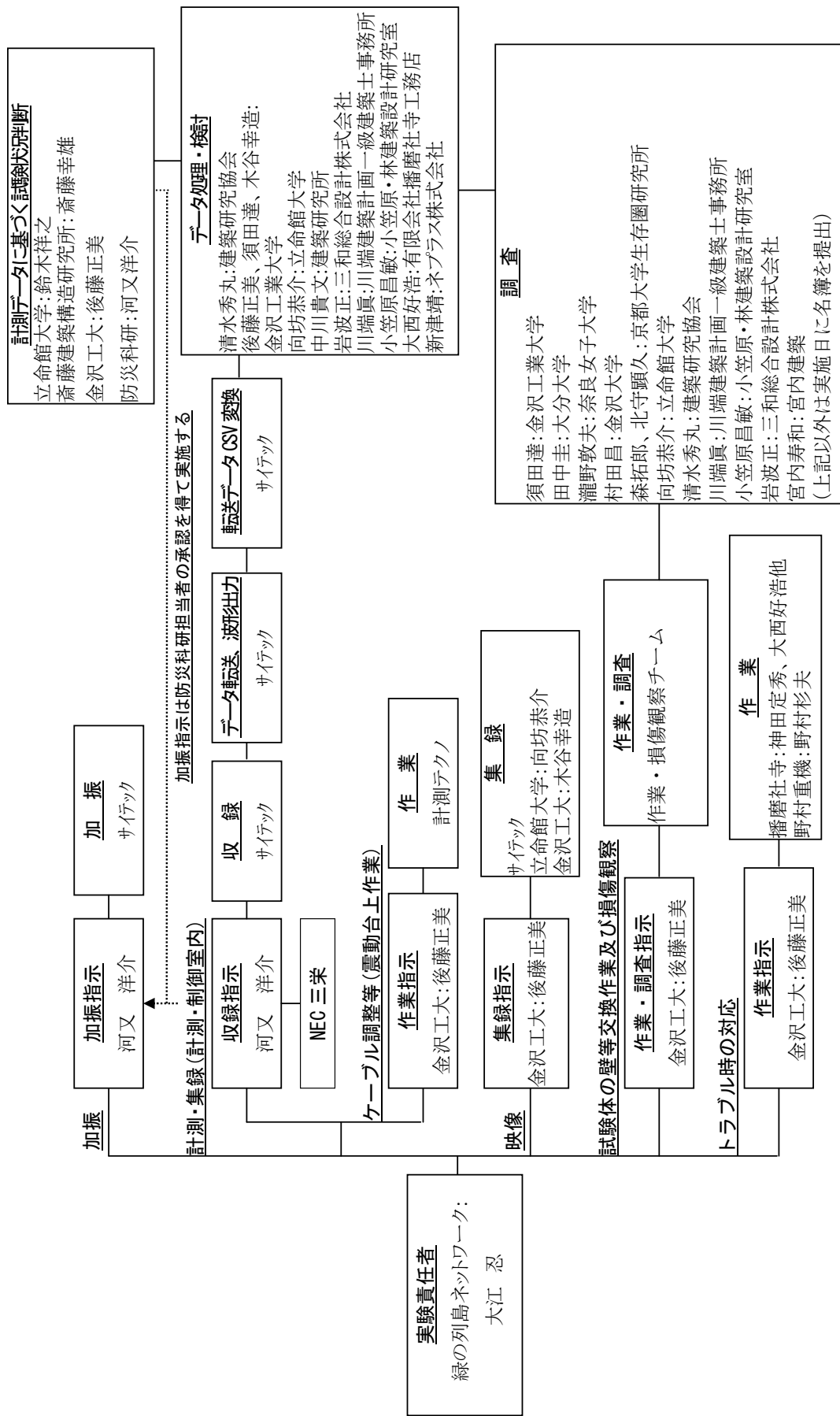


図 3.2.1-1 実験実施体制

3.2.2 試験体概要

(1) 試験体 No. 5 および No. 6 基本図面

1) 試験体の特徴

試験体は伝統的構法の実大木造部分 2 階建て 2 体(以下、試験体 No.5、試験体 No.6)を、(独)防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター敷地内の実験準備棟室内にて新築した。試験体の写真を写真 3.2.2-1 に示す。

試験体 No.5 とは所謂、『石場建て』と称される 1 階柱脚が平らな礎石の上に直接設置された状態である。試験体 No.6 とは、No.5 の 1 階柱脚に『地長押』を設置することで柱脚間を接合した状態である。試験体 No.5 と試験体 No.6 の違いは地長押のみであり、軸組・壁等は同じ仕様である。各試験体の立面を図 3.2.2-1～3.2.2-2 に、試験体 No.5、試験体 No.6 の柱脚写真を写真 3.2.2-2 に示す。

試験体の基本モジュールを 910mm とし、平面寸法は 1 階 11.83×7.28m、2 階 7.28×6.37m の最高高さ 7.76m、階高は 1 階 3.62m、2 階は 2.40m である。図 3.2.2-3 に示す 1 階「1-2 間」および「い-ろ間」は、下屋と称される箇所である。主要な耐震要素は土壁と柱梁接合部のほぞ、および貫のめり込み抵抗であり、筋かいと接合金物は用いていない。礎石は 6 枚びしょん仕上げの高さ 70mm とし、平面寸法は 700×700mm とした。屋根は 4 寸 5 分勾配の切り妻屋根とし、軒の出、けらばの出ともに 900mm である。瓦は葺き土無しのガイドライン工法で施工した。

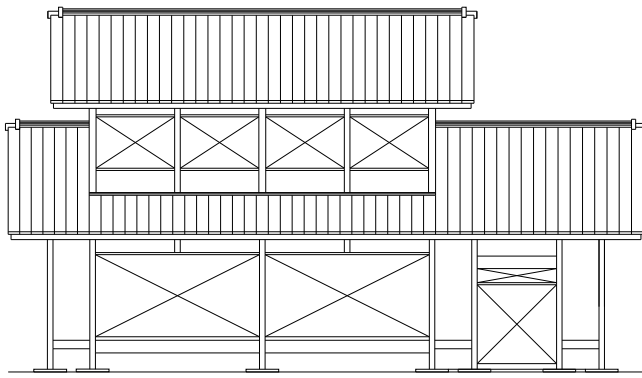


a) 試験体 No.6

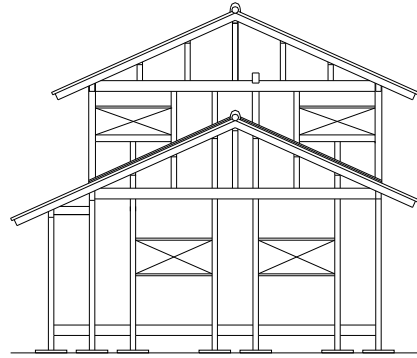


b) 試験体 No.5

写真 3.2.2-1 実験準備棟にて建設途中の試験体

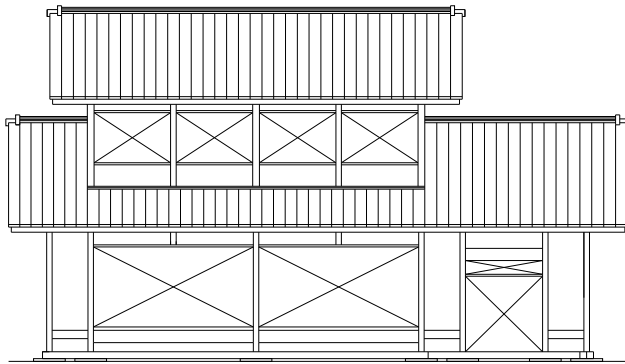


a) けた行(長手)方向

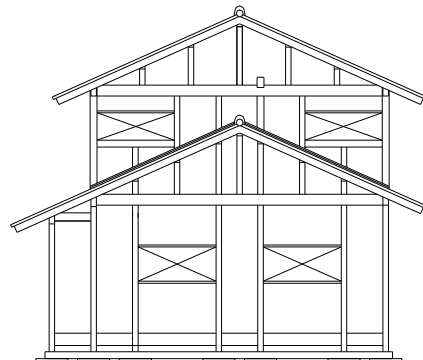


b) 張り間(短手)方向

図 3.2.2-1 試験体 No.5(石場建て仕様) 立面



a) けた行(長手)方向

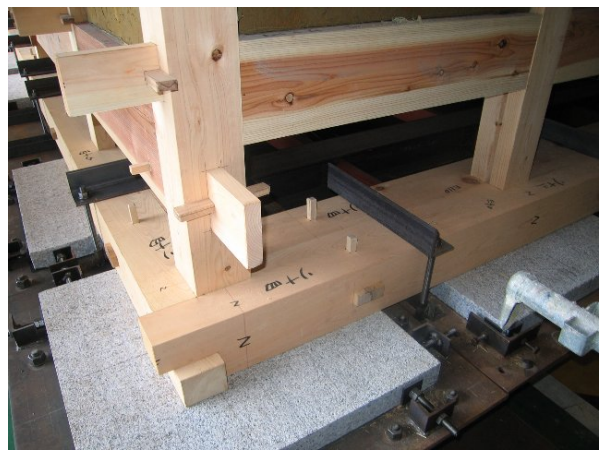


b) 張り間(短手)方向

図 3.2.2-2 試験体 No.6(地長押仕様) 立面



a) 試験体 No.5 柱脚(石場建て)



b) 試験体 No.6 柱脚(石場建て地長押)

写真 3.2.2-2 試験体 No.5 および試験体 No.6 の柱脚状況

(試験体 No.6 では、加振によって柱脚固定から柱脚非固定に変更)

試験体各階の構造平面を図 3.2.2-3 に示す。試験体の構造計算は、限界耐力計算において最大層間変形角を確認しており、偏心率も各階で概ね 0.20 以下である。

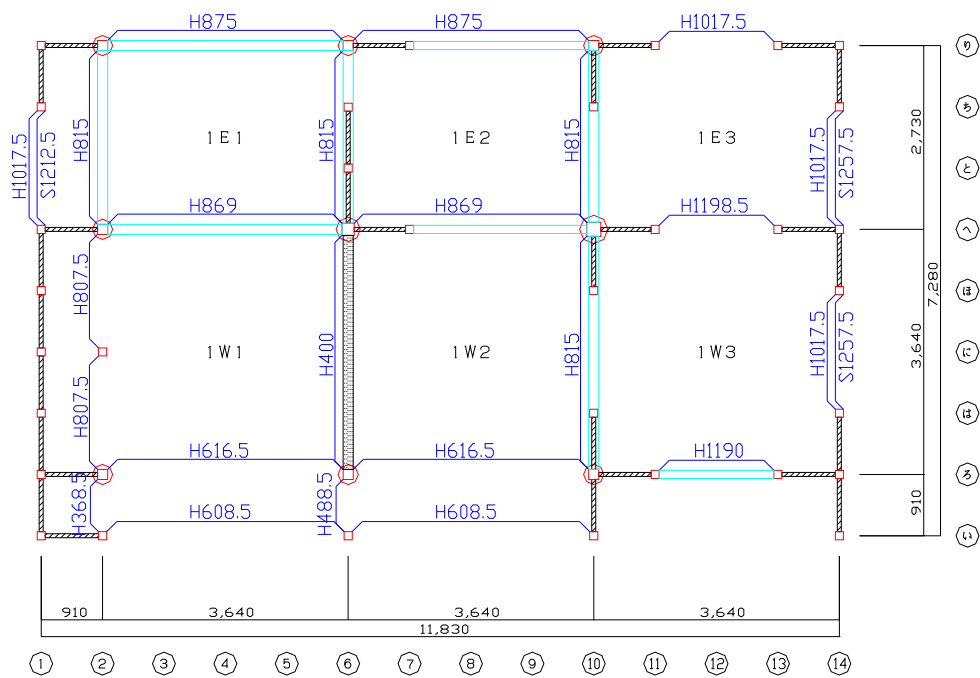
参考値として、壁量計算を行った場合の充足率を表 3.2.2-1 に示す。土塗り全面壁の壁倍率を 1.0、板壁の壁倍率を 0.6、必要壁量を「重い建物」の 0.33m^2 とした。試験体は、各階、各方向ともに壁量計算を満足しない建物である。同様に、参考文献 1) から評点を保有耐力診断法(精密診断法 1) で求めた。土塗り全面壁の基準耐力を 2.2kN/m 、板壁の基準耐力を 1.6kN/m として、垂れ壁・腰壁も耐震要素とした。結果を表 3.2.2-2 に示す。評点は概ね 0.70 以下となり、「倒壊する可能性が高い」という結果である。

表 3.2.2-1 壁量計算結果

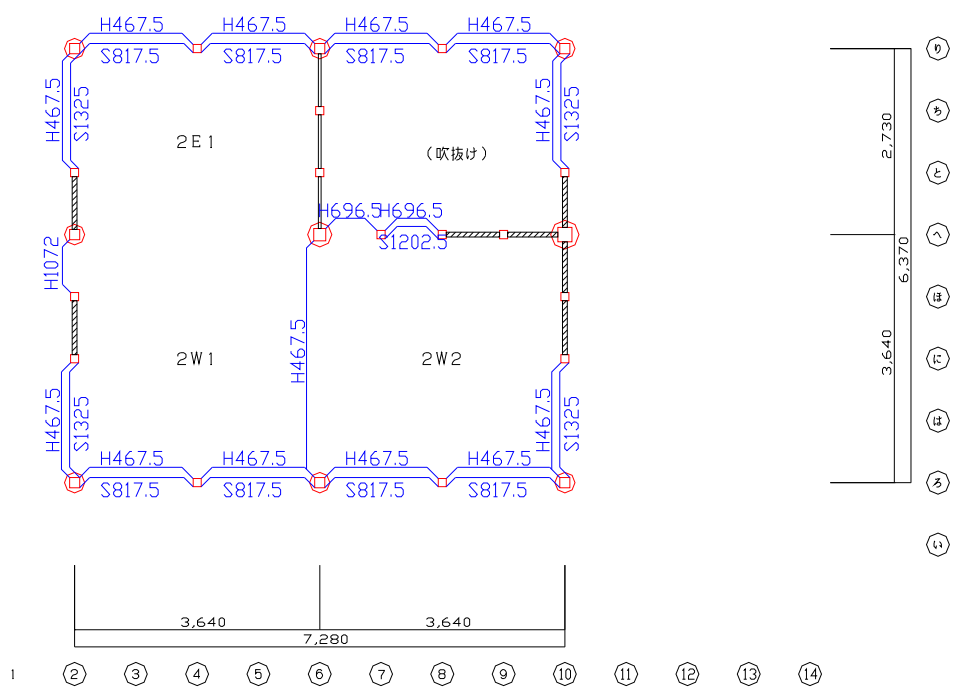
充足率	L方向	S方向
2階	0.24	0.81
1階	0.40	0.53

表 3.2.2-2 保有耐力診断法(精密診断法 1) 結果

		必要耐力 Qr (kN)	保有する耐力 Qd (kN)	充足率 Qd/Qr (kN)	評点	判定
2階	L方向 (桁行)	15.49	10.37	0.67	0.67	倒壊する可能性が高い
1階		42.85	22.28	0.52	0.52	倒壊する可能性が高い
2階	S方向 (梁間)	15.49	14.55	0.94	0.94	倒壊する可能性がある
1階		42.85	27.19	0.63	0.63	倒壊する可能性が高い



a) 1 階



b) 2 階



図 3.2.2-3 試試験体 No.5、試験体 6 共通構造平面

試験体軸組の材種は、ほぼ天然乾燥のヒノキ・スギを用い、製材工場にて縦振動法によるヤング計測を行った。主要軸組の材種と断面寸法を表 3.2.2-3 に示す。柱はヒノキ背割り有りの 120-210mm 角までと比較的太いサイズである。通し柱は計 9 本、図 3.2.2-3 の「へ-10」柱は 210mm 角、「へ-6」柱は 180mm 角、その他は標準断面寸法 150mm 角とした。管柱の標準断面寸法は 120mm 角である。接合部は長ほぞ込み栓打ちとし、柱ほぞ長さは共通で 120mm、ほぞ断面は 120mm 角柱で 30×90mm、150mm 角柱で 33×105mm、180mm 角柱と 210mm 角柱で 36×120mm である。込み栓は 15mm 角のヒノキを用いた。地長押は、柱脚をヒノキの 150mm 角 2 本で挟み込む形状とし、地長押間は雇いほぞに込み栓を用いて接合した。石場建て仕様とした No.5 では、1 階柱脚が割裂しないよう、FRP 製のタガを嵌める。

横架材は主にスギとした。差鴨居は 1 階に 9 本を設置し、断面寸法は、270mm のせいを持ち、端部は雇いほぞとした。また、差鴨居のせいを 120mm とした薄鴨居も 1 階に 6 本設置した。なお、1 階 6 通りろへ間の薄鴨居は、断面寸法 120mm 角の角長押 2 本を引独鉋で両側より挟むよう、接合した。水平構面の床板は、各階とも杉板の厚み 30mm、幅 180mm の本実とし、N90 釘を 3 本脳天釘打ちで各階梁に根太を介して留めつける仕様とした。

表 3.2.2-3 実大試験体主要木材(2 棟共通)

部材	材種	断面寸法
管柱	ヒノキ	120mm角
通柱	ヒノキ	150mm角、180mm角、210mm角
差鴨居	スギ	120×270mm
薄鴨居	スギ	120×45mm
角長押	スギ	120×120mm
地長押	ヒノキ	150×150mm
壁貫	スギ	105×18mm
小屋貫	スギ	105×27mm
床板	スギ	180×30mm
足固め	スギ	120×270mm
2F胴差	スギ	120×300mm
小屋桁	スギ	120×240mm
小屋地棟	スギ	φ 270mm(タイコ挽)
雇いほぞ	カシ	90×30mm、105×30mm、120×30mm
込栓	ヒノキ	15mm角

土塗り壁は関西土(京都深草)を使用し、壁下の貫は 18×105mm を各階とも 3 段とした。塗り厚は、荒土 36 mm、中塗り土 24 mm の計 60 mm を基本とし、小壁・腰壁は中塗り 14mm の計 50mm、仕上げは白漆喰塗りとする。下地は、真渡し竹、小舞竹ともに割竹を使用し、竹間隔は内法寸法で 45mm 程度、真渡し竹タテは、縄をらせん編み、真渡し竹ヨコは縄をチドリ編みとした。

2) 図面

次頁以降に試験体 No.5 及び No.6 の図面を図 3.2.2-4～図 3.2.2-49 に示す。なお、図面は紙面に最大に表示するため縮尺は設定していない。

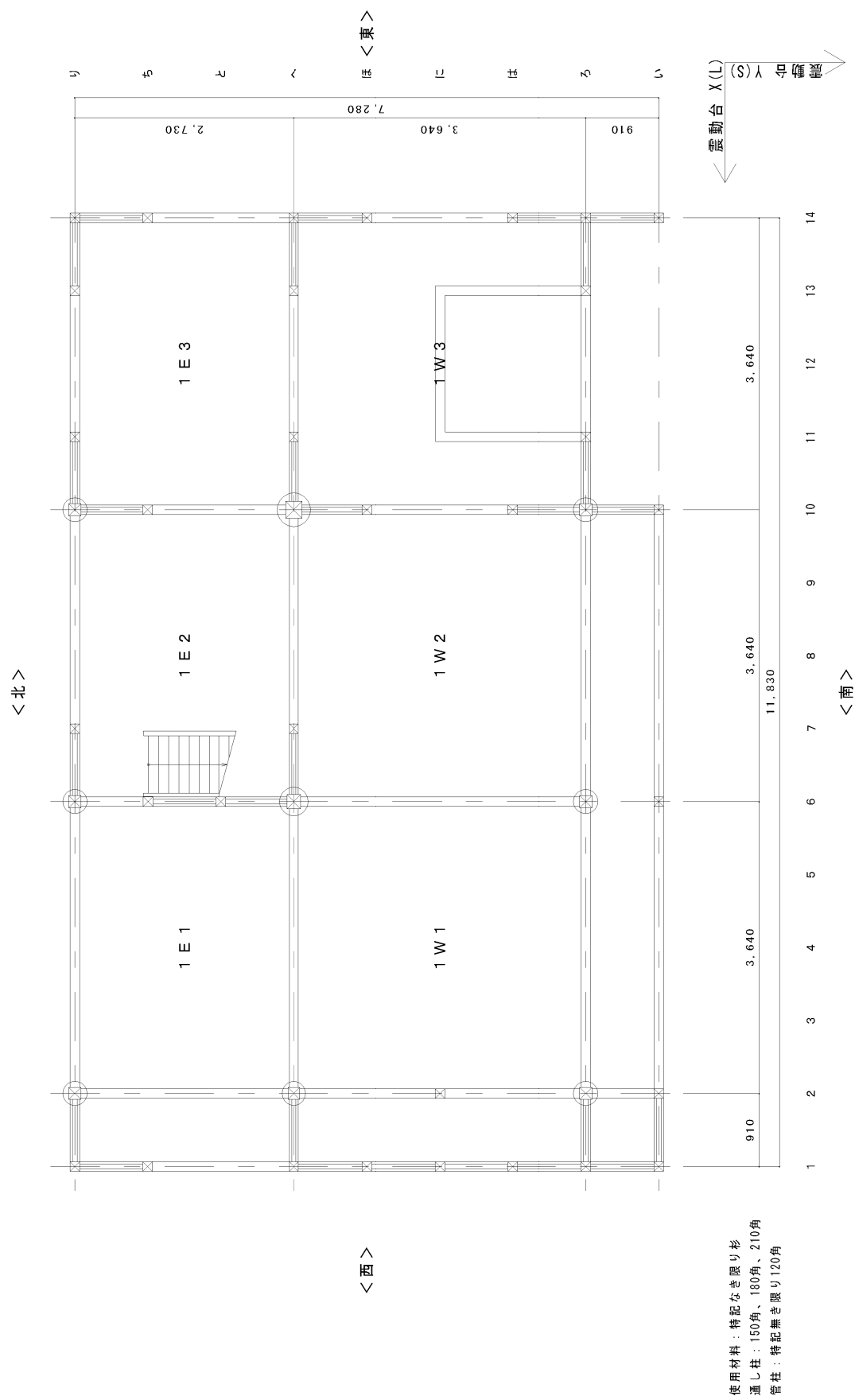


図 3.2.2-4 1 階平面図 (試験体 No.5、No.6 共通)

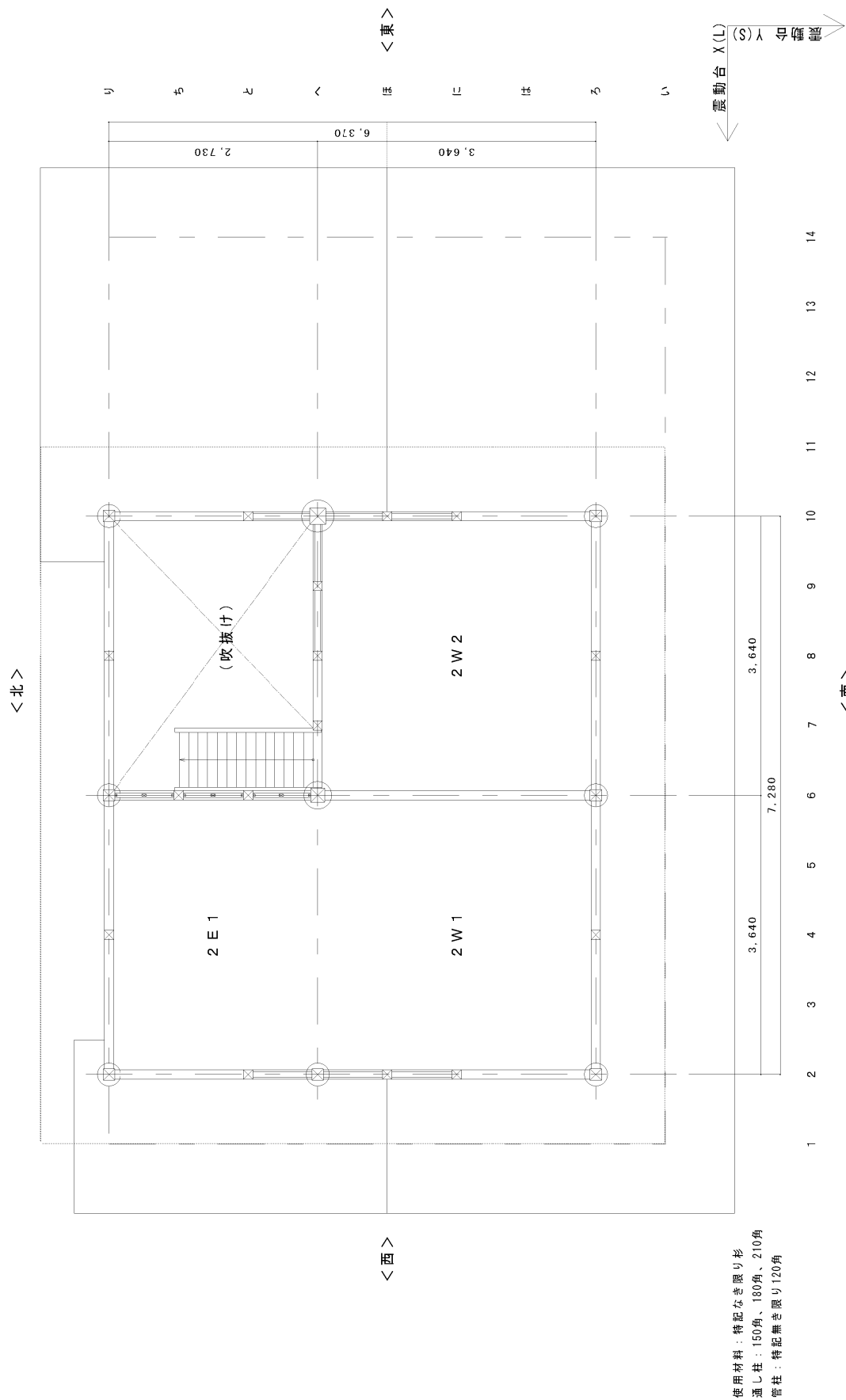
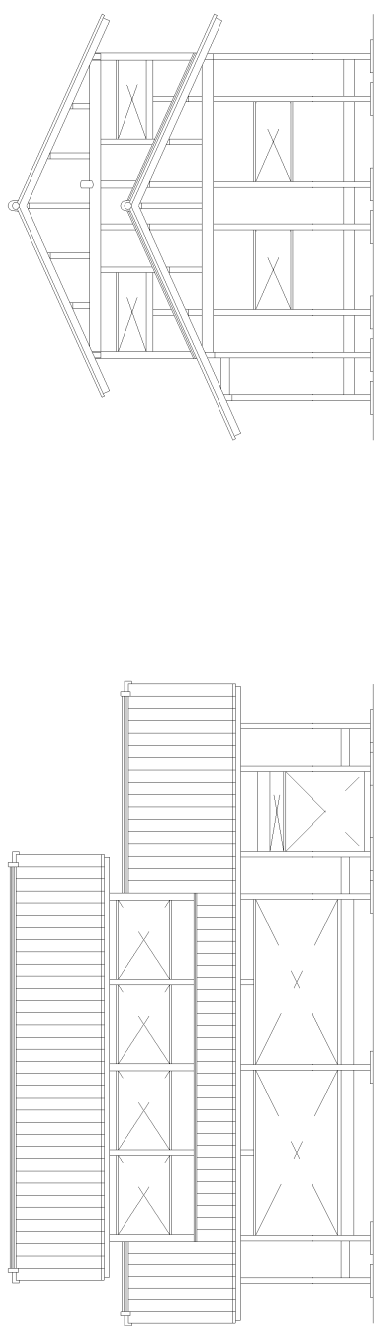
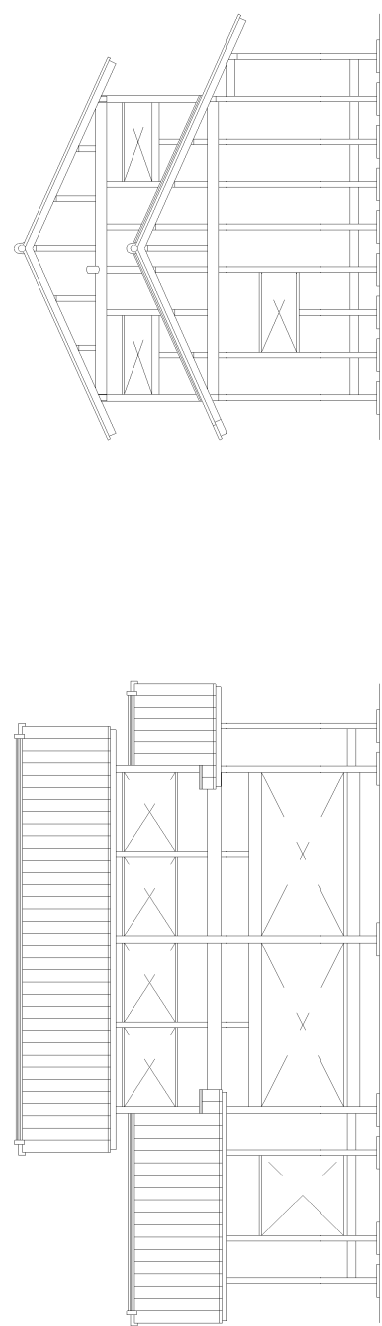


図 3.2.2-5 2 階平面図 (試験体 No.5、No.6 共通)



い通り側立面図

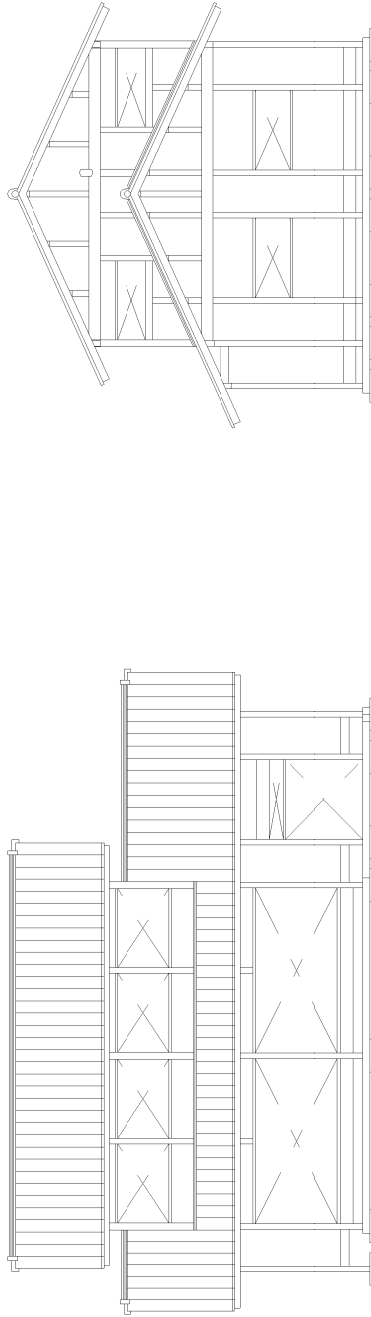
14通り側立面図



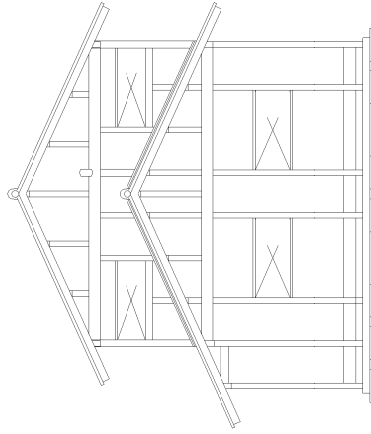
り通り側立面図

1通り側立面図

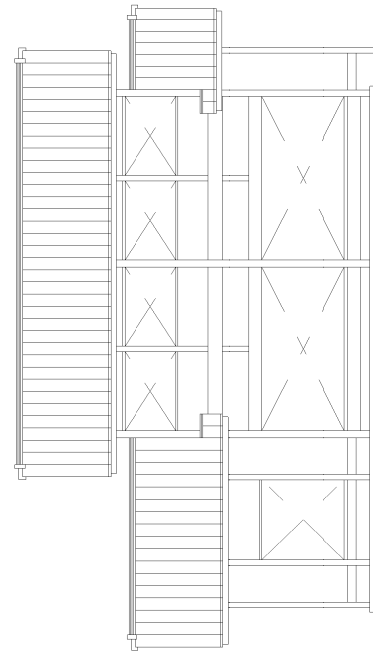
図 3.2.2-6 立面図 (試験体 No.5)



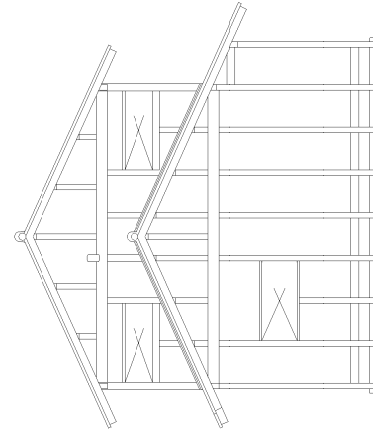
い通り側立面図



14通り側立面図

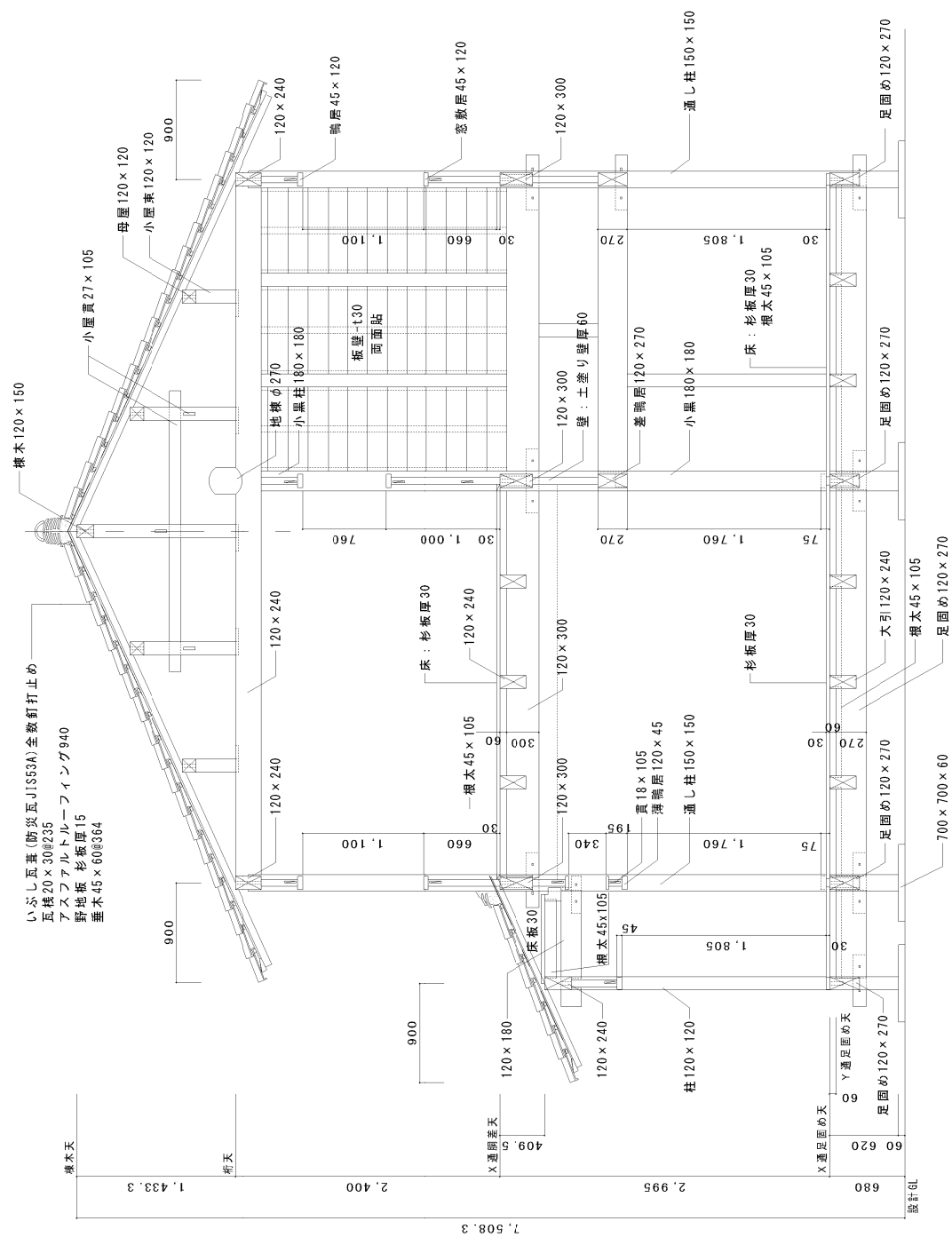


り通り側立面図



1通り側立面図

図 3.2.2-7 立面図 (試験体 No.6)



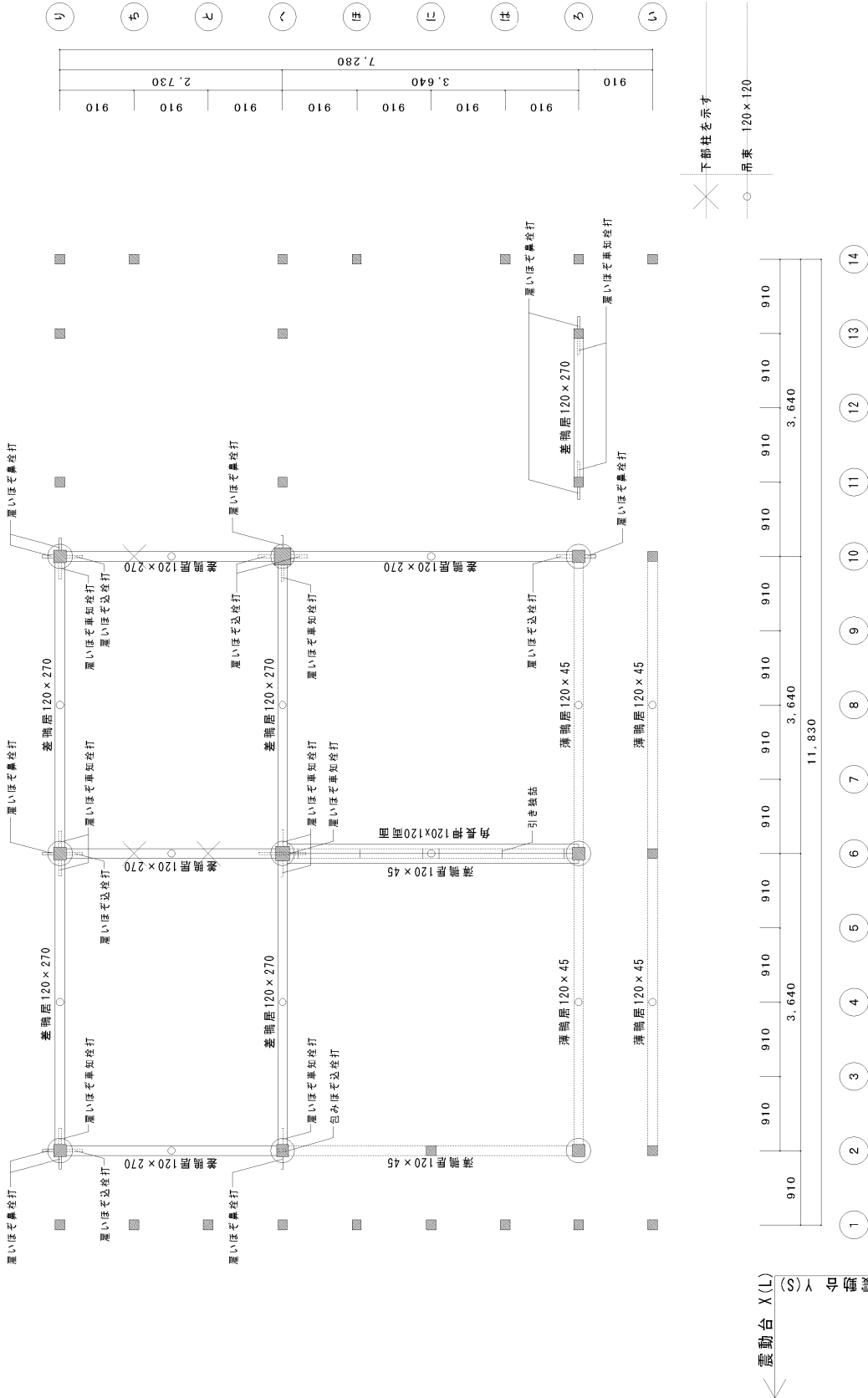
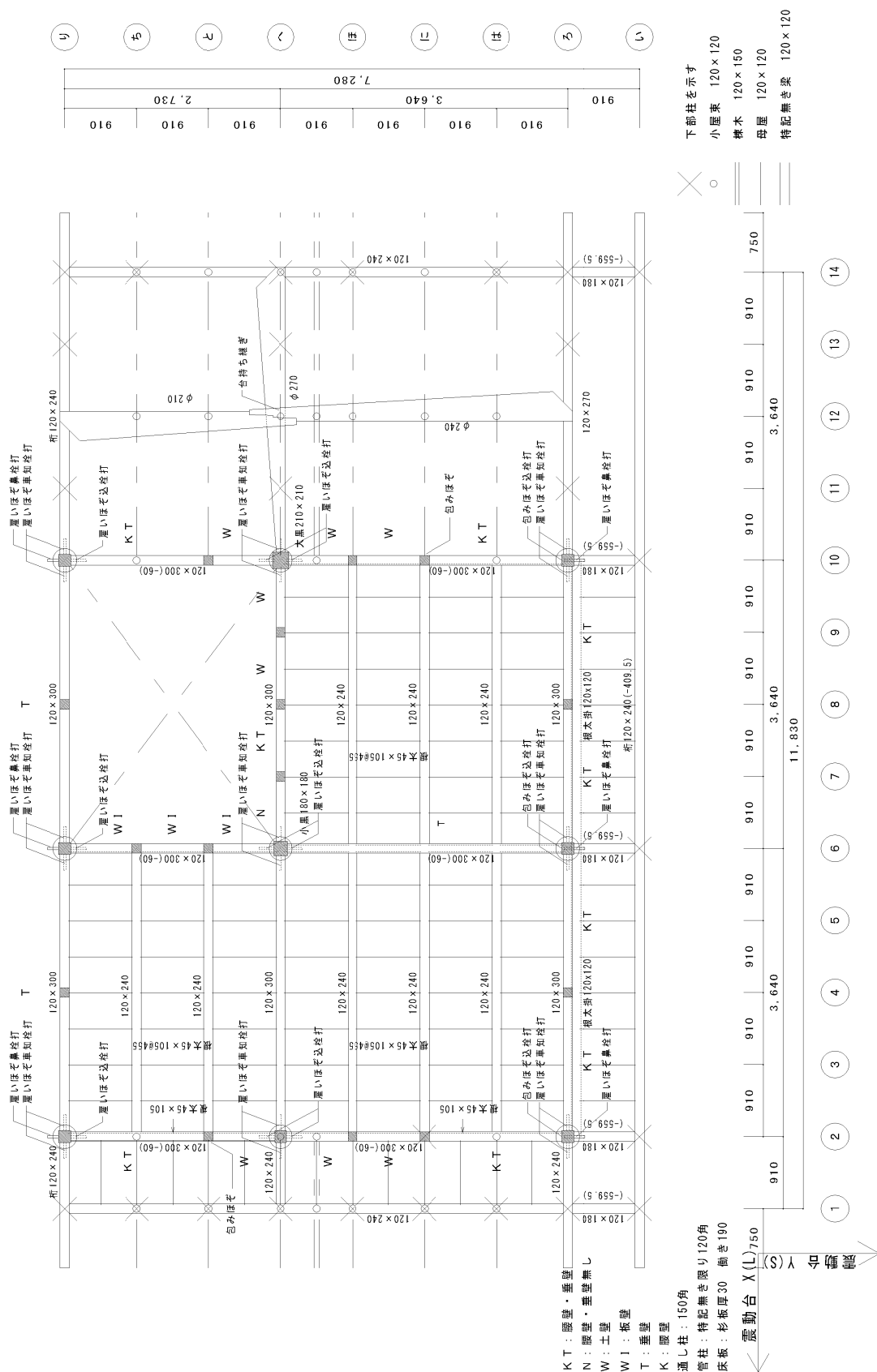


図 3.2.2-11 1 階差鴨居伏図 (試験体 No.5、No.6 共通)



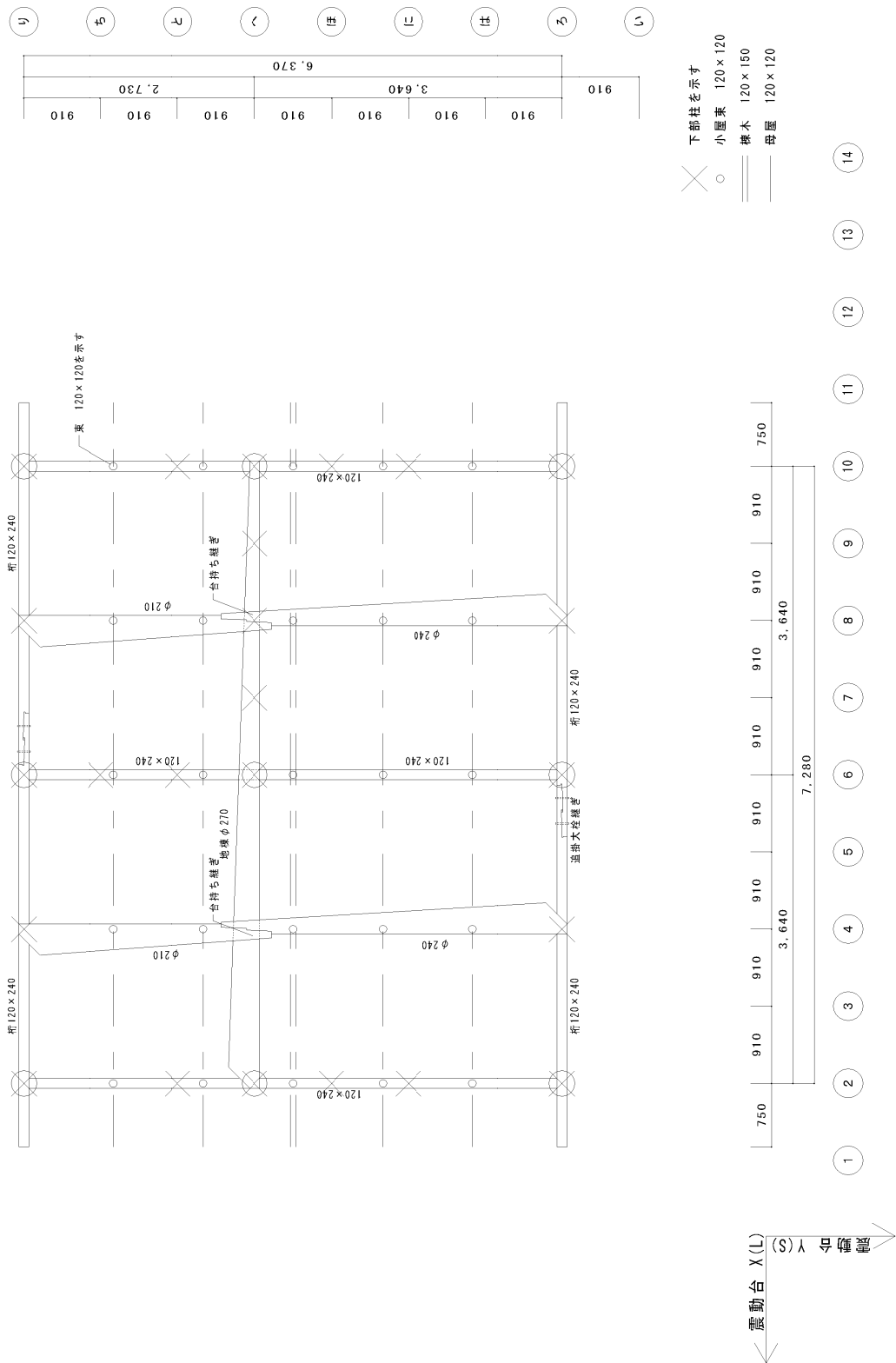
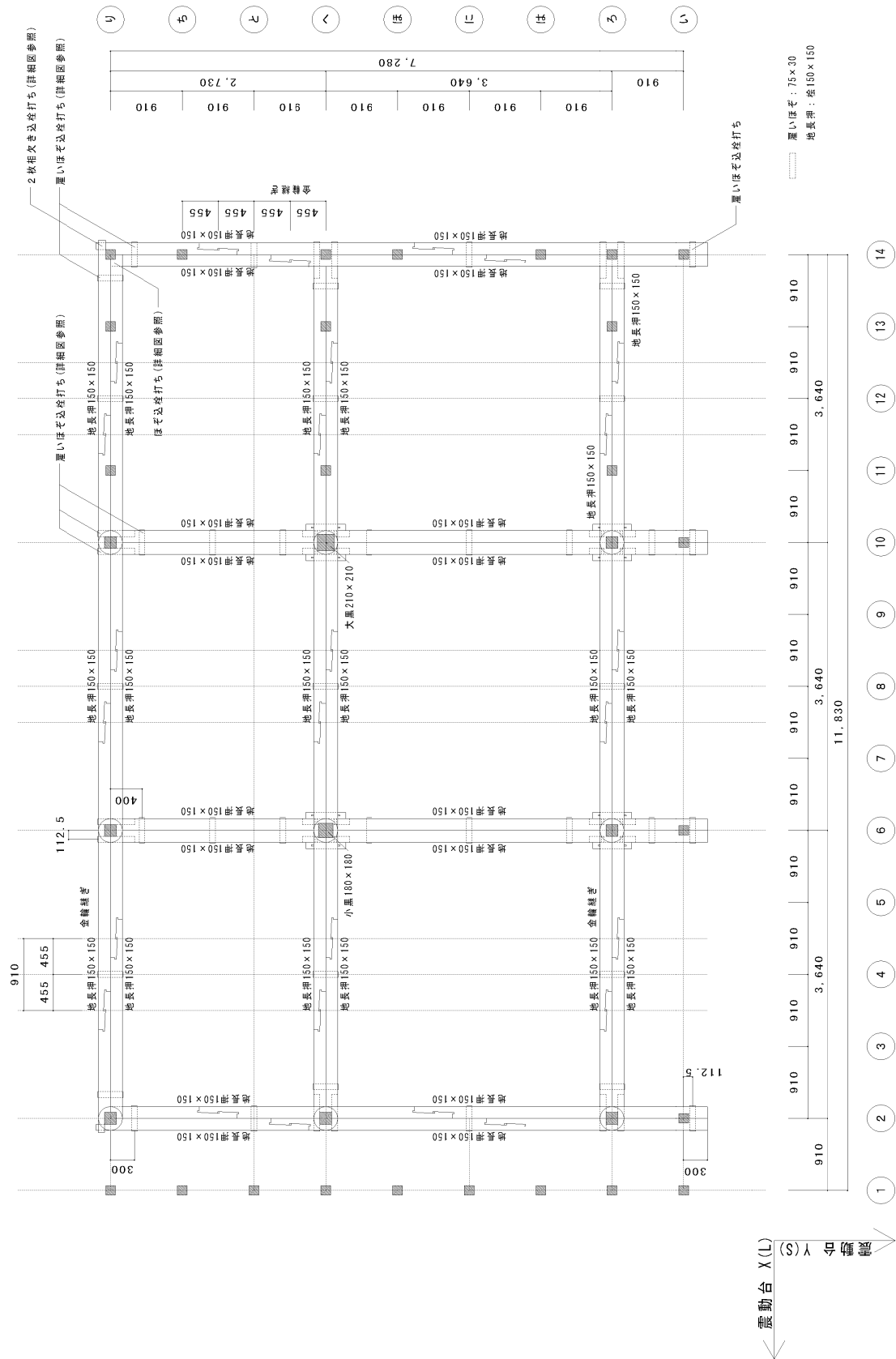


図 3.2.2-13 小屋梁伏図(試験体 No.5、No.6 共通)



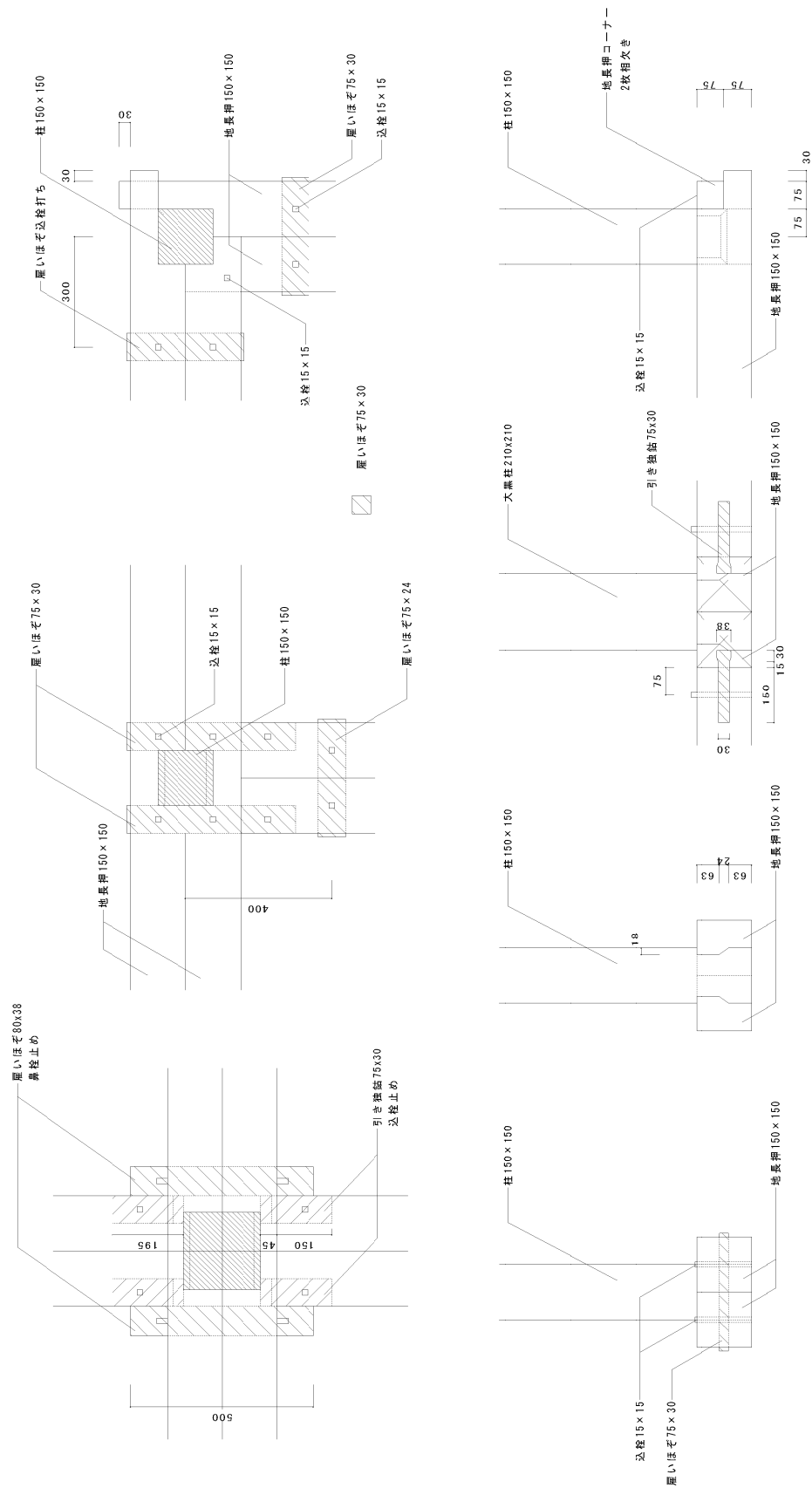


図 3.2.2-15 地長押詳細図 (試験体 No.6)

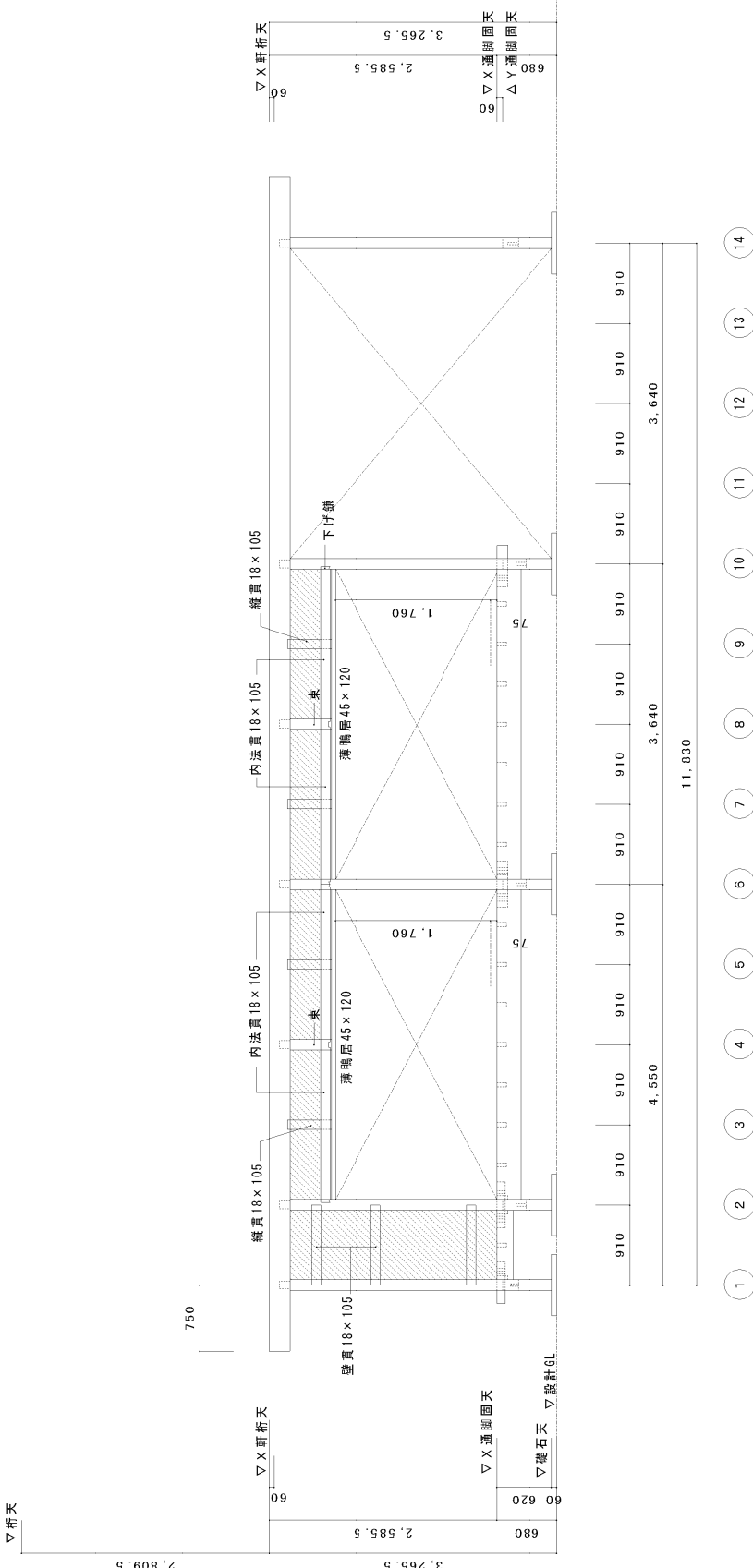


図 3.2.2-16 い通り軸組図 (試験体 No.6)

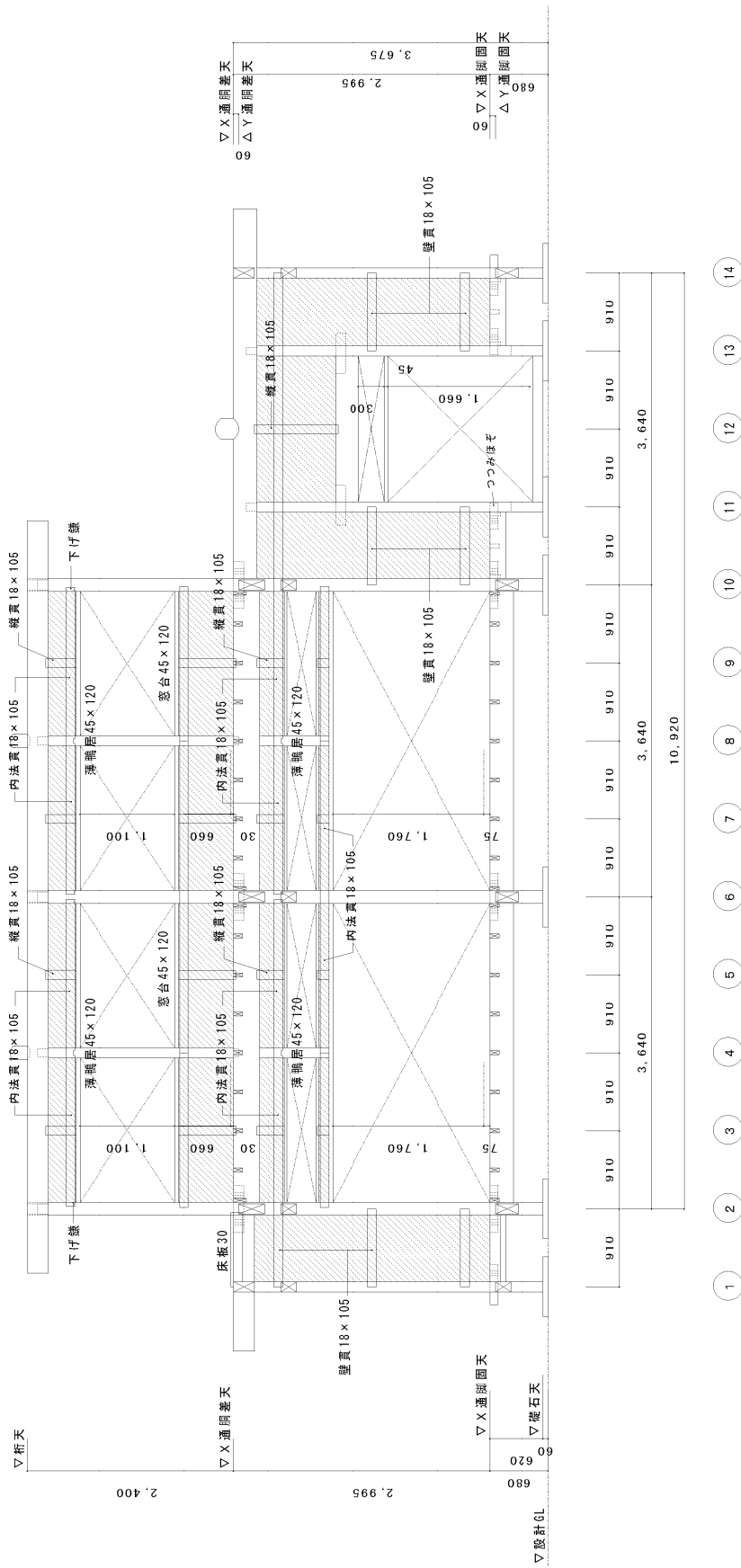


図3.2.2-17 ろ通り軸組図(試験体 No.5)

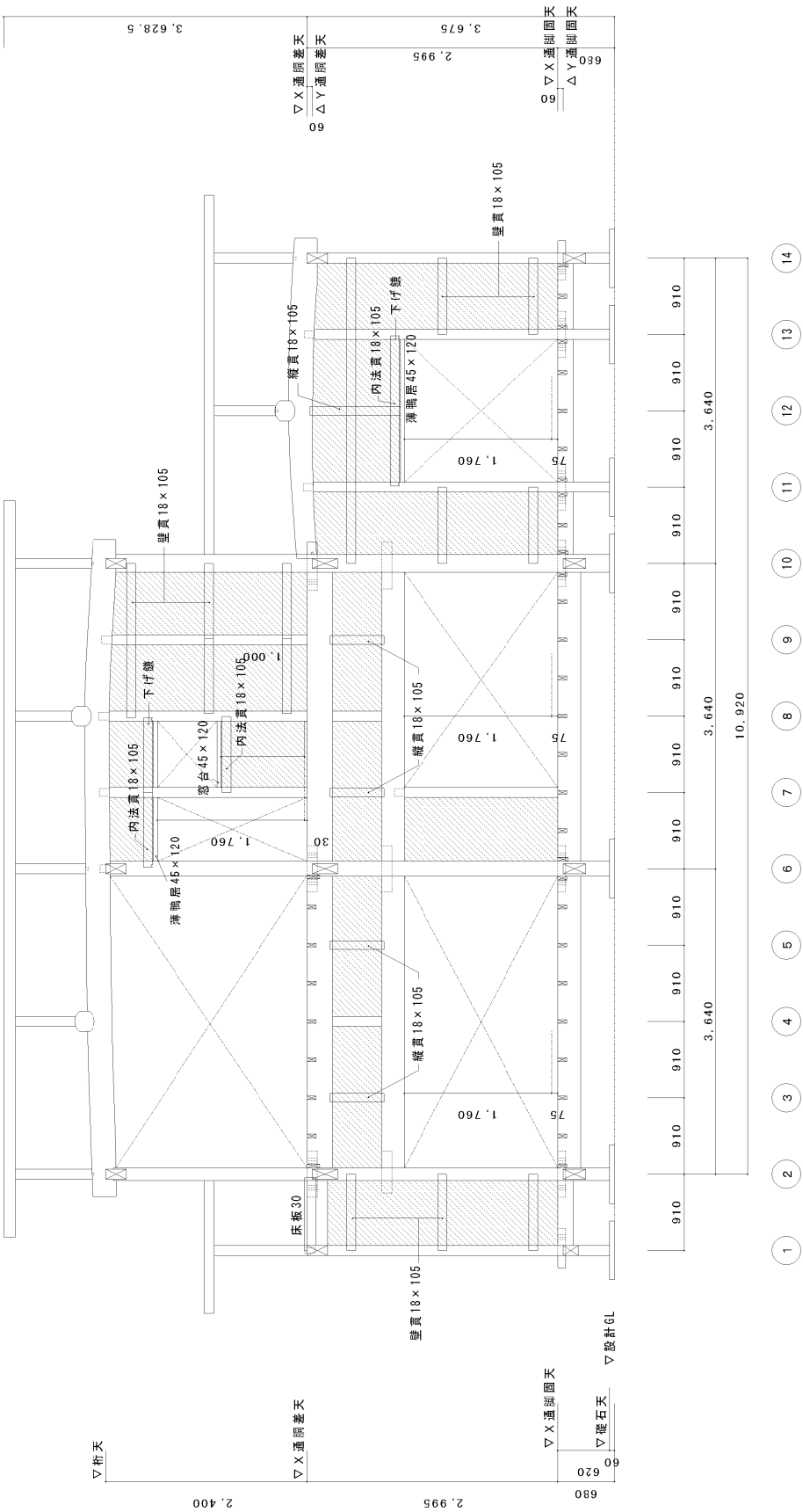


図 3.2.2-18 へ通り 軸組図 (試験体 No.5)

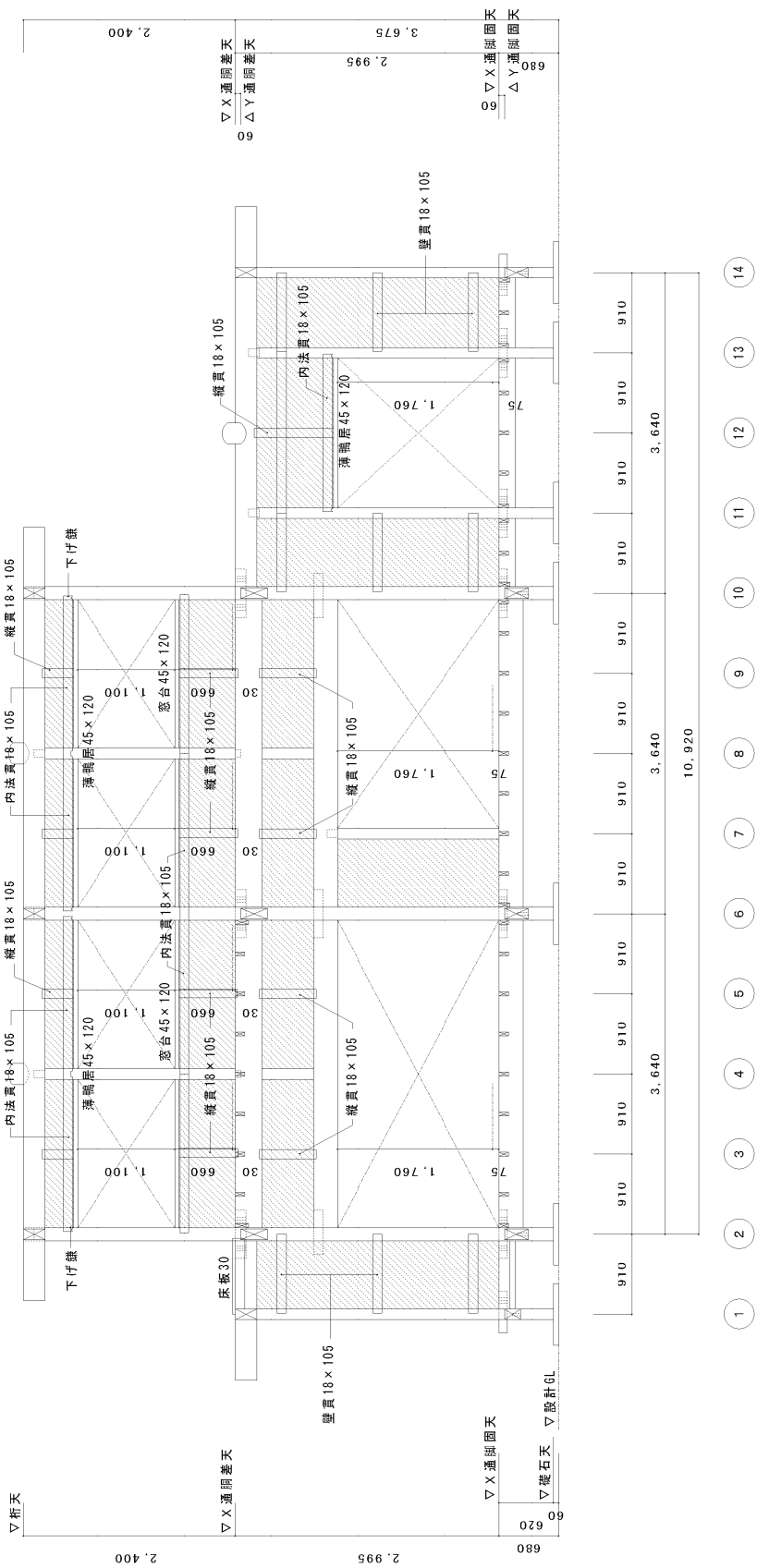


図 3.2.2-19 り通り軸組図 (試験体 No.5)

図 3.2.2-21 1 通り軸組図(試験体 No.5)



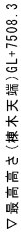


図 3.2.2-22 4 通り軸組図(試験体 No.5)

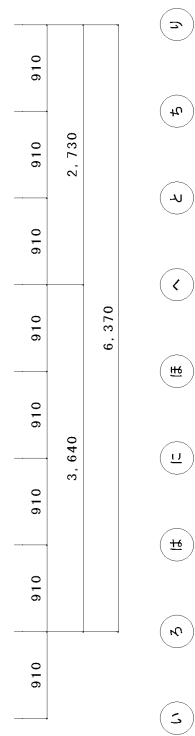
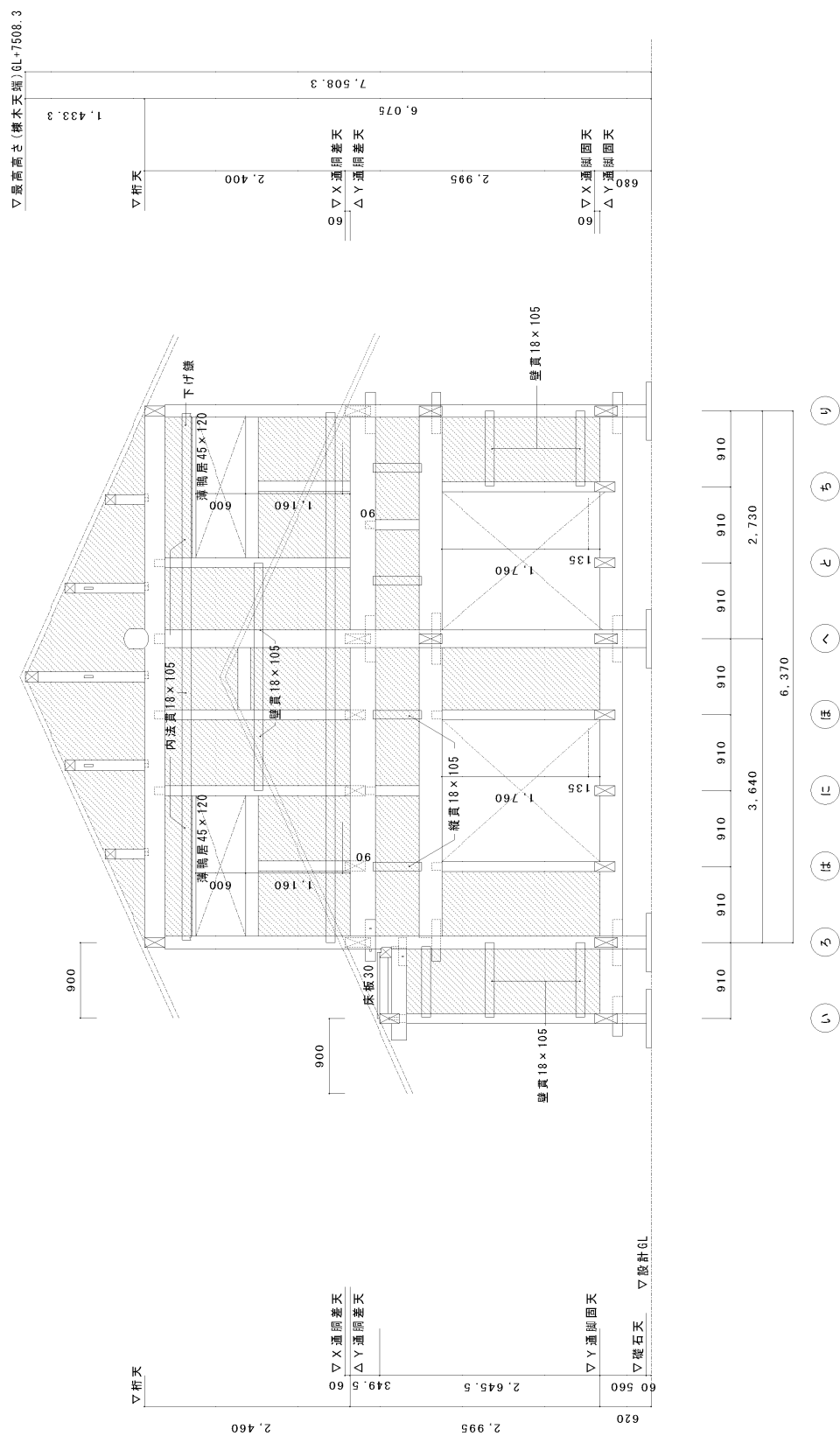


図 3.2.2-24 8 通り軸組図 (試験体 No.5)





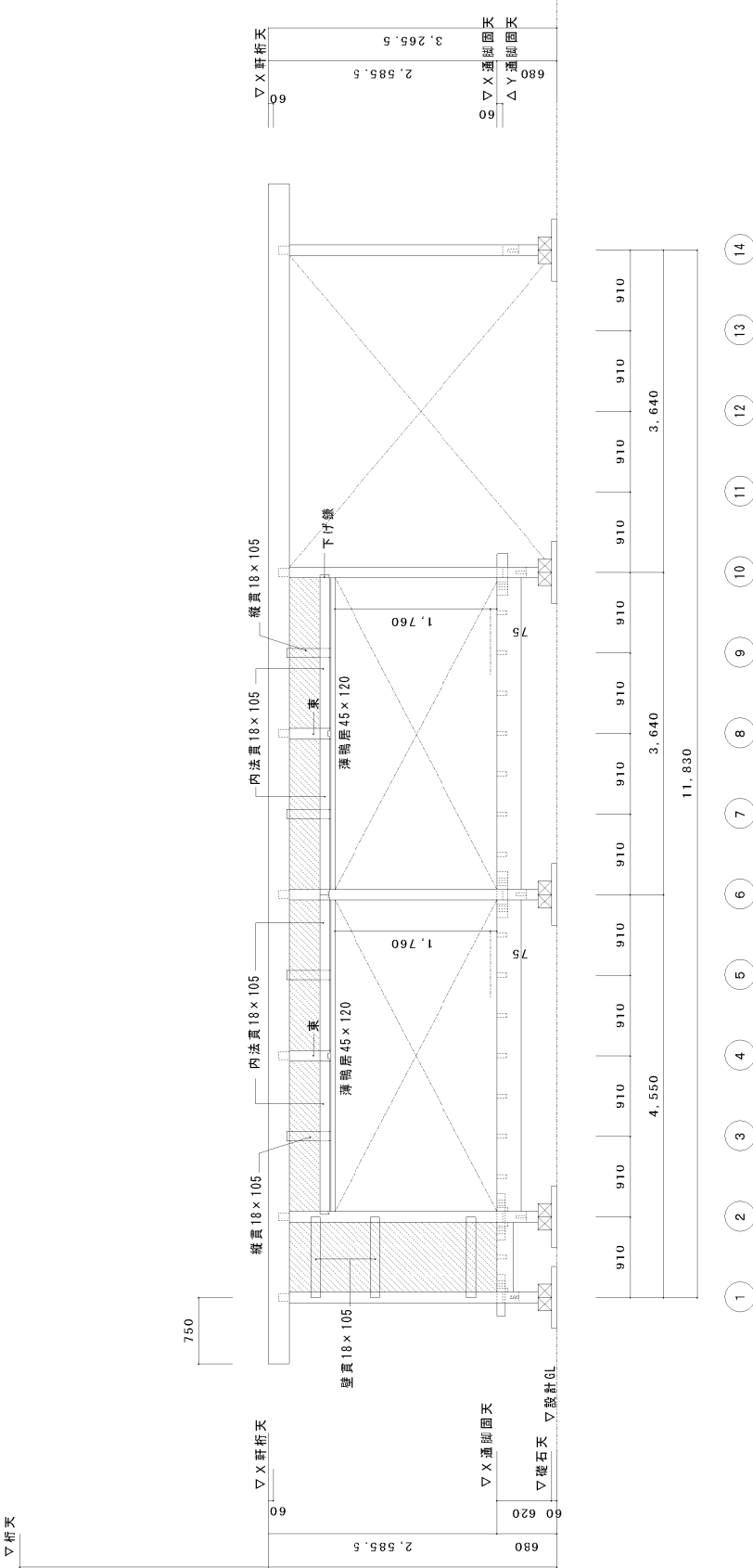


図 3.2.2-28 い通り軸組図(試験体 No.6)

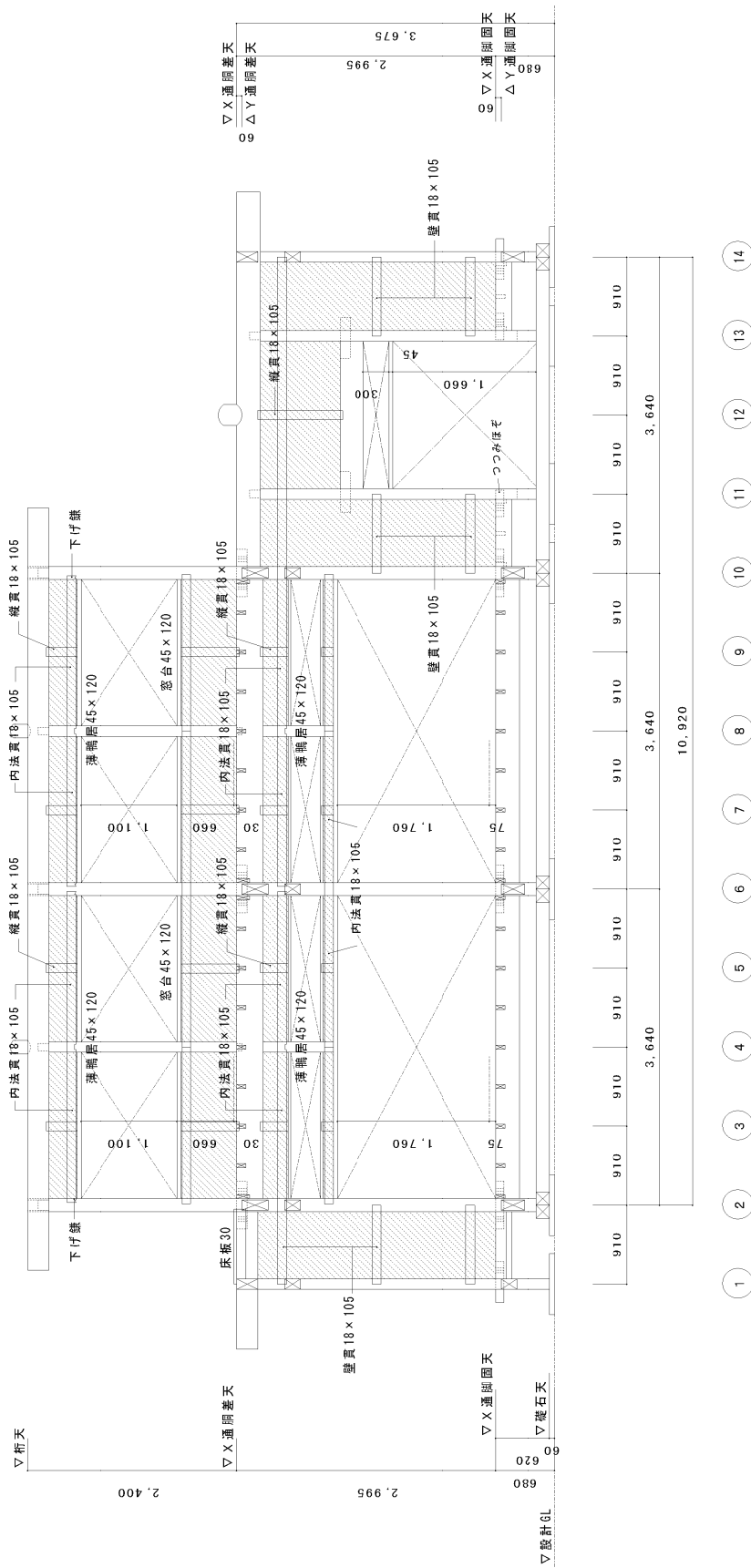


図 3.2.2-29 ろ通り軸組図(試験体 No.6)

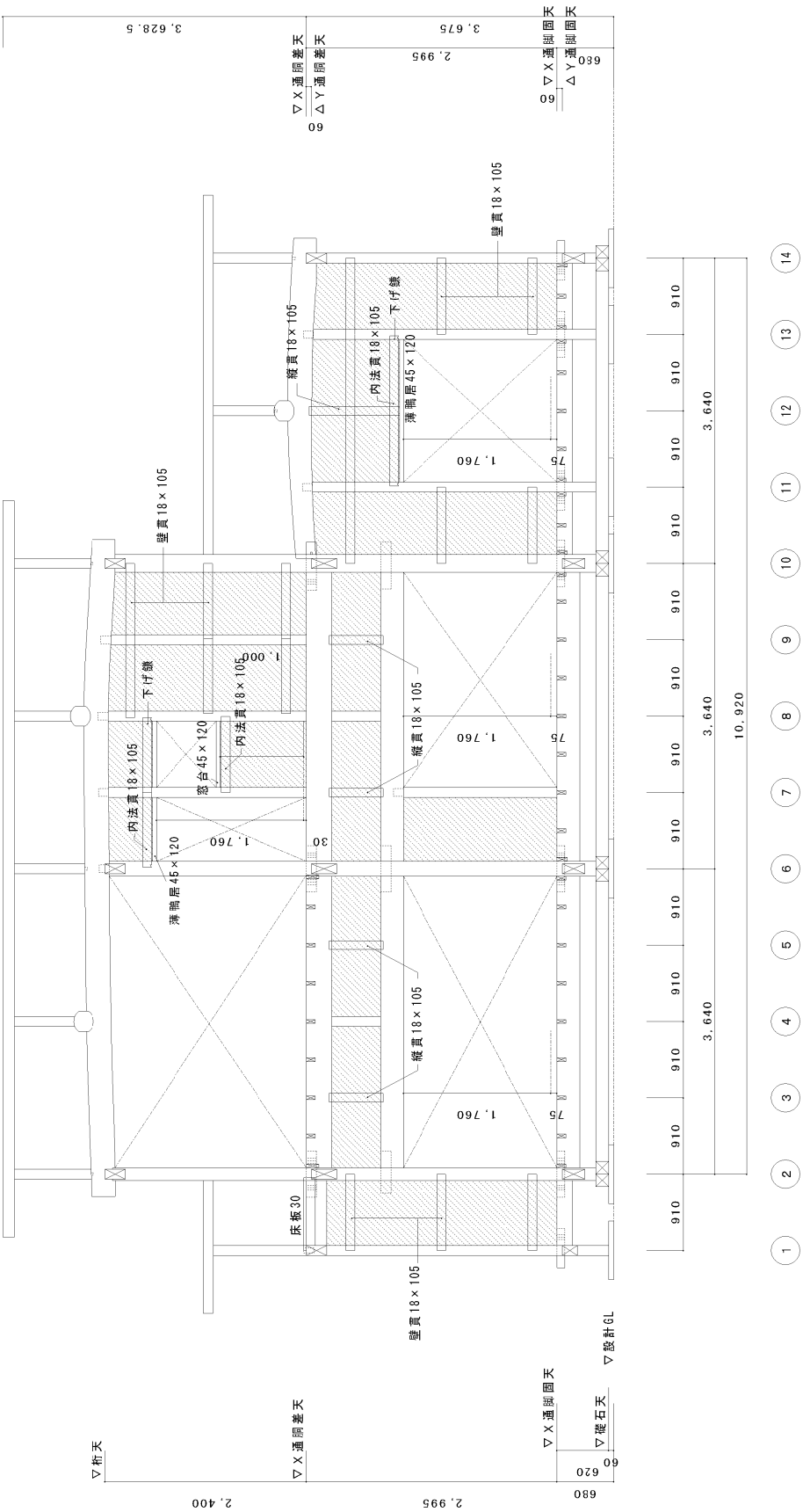


図 3.2.2-30 へ通り軸組図 (試験体 No.6)

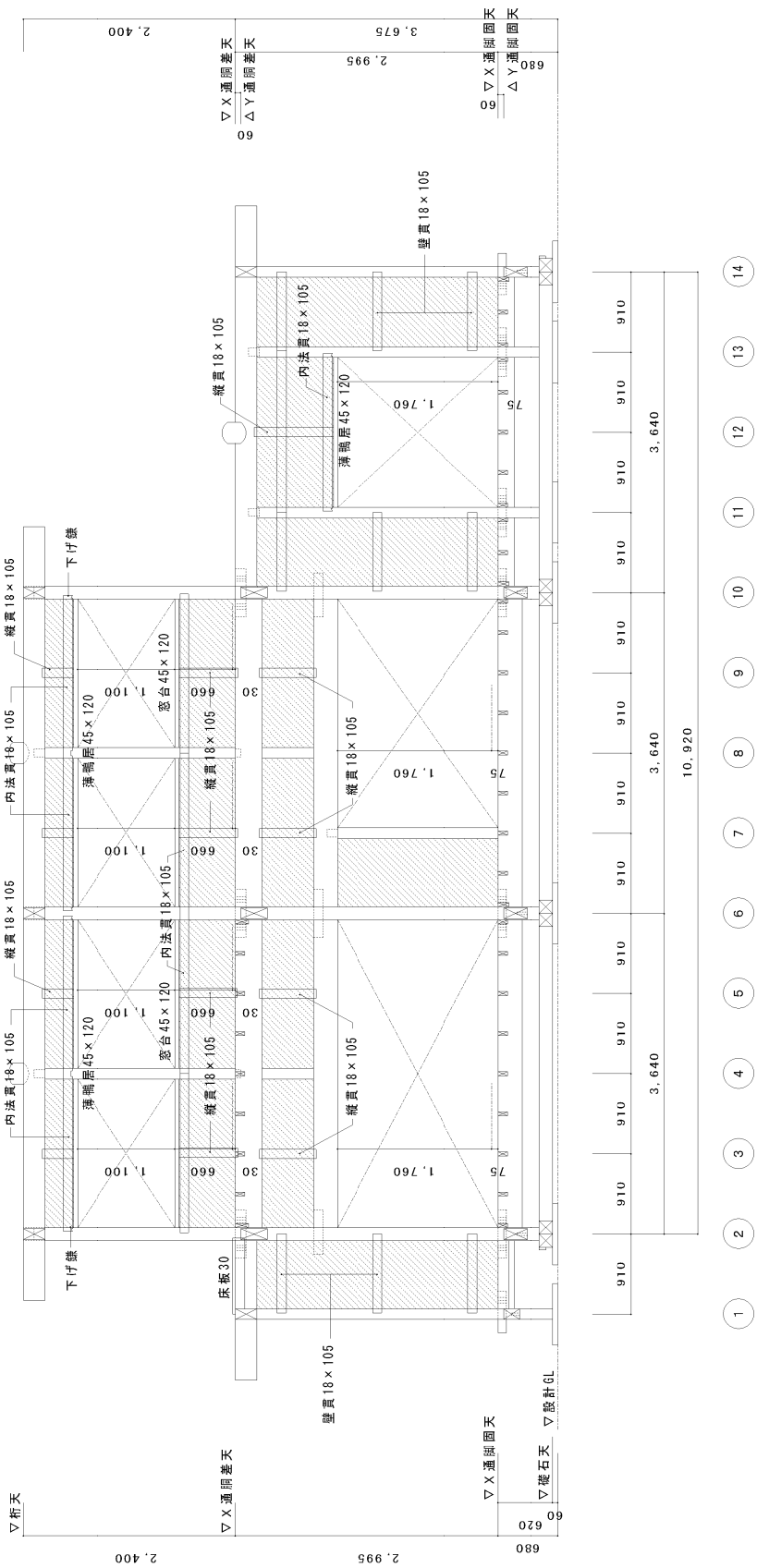


図 3.2.2-31 り通り軸組図 (試験体 No.6)

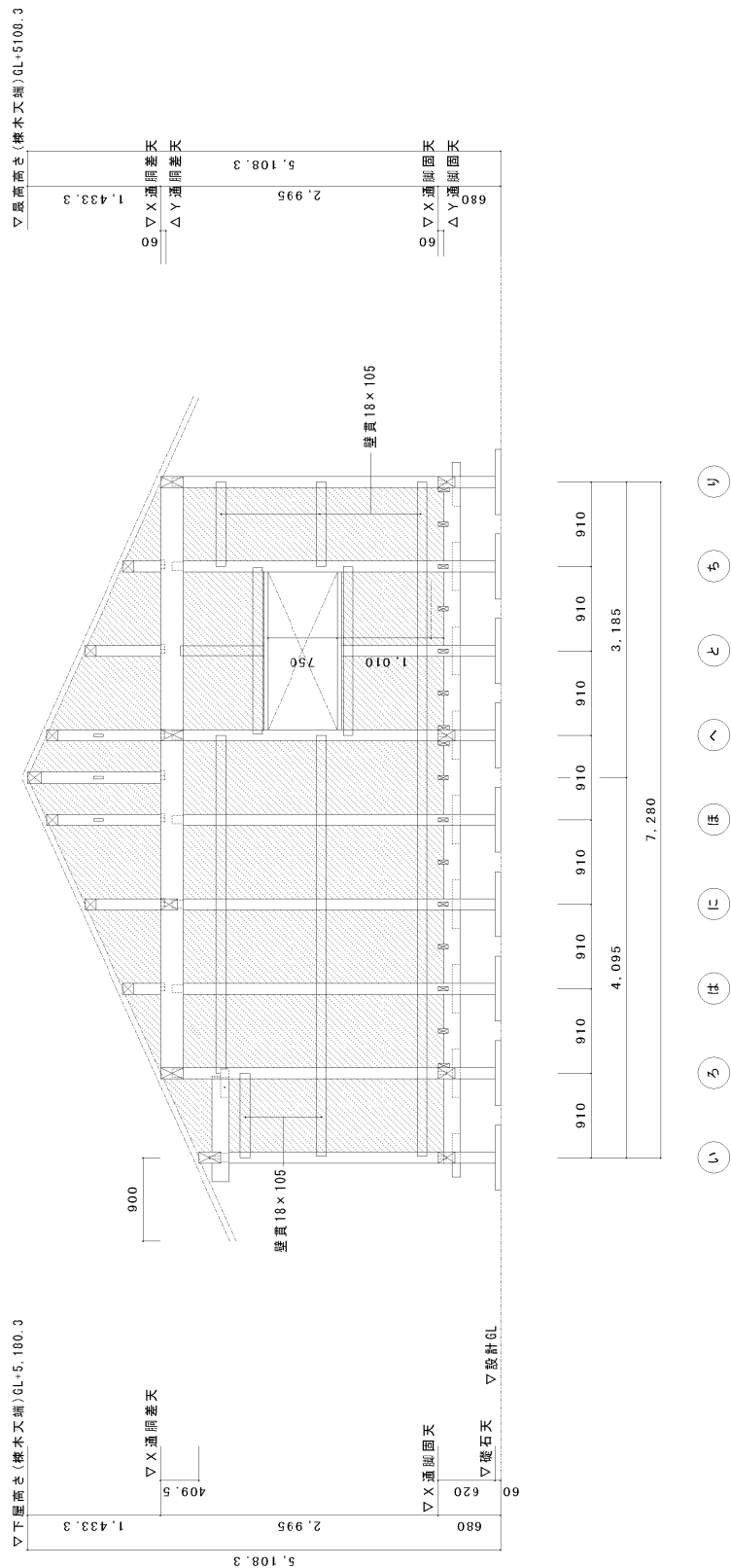
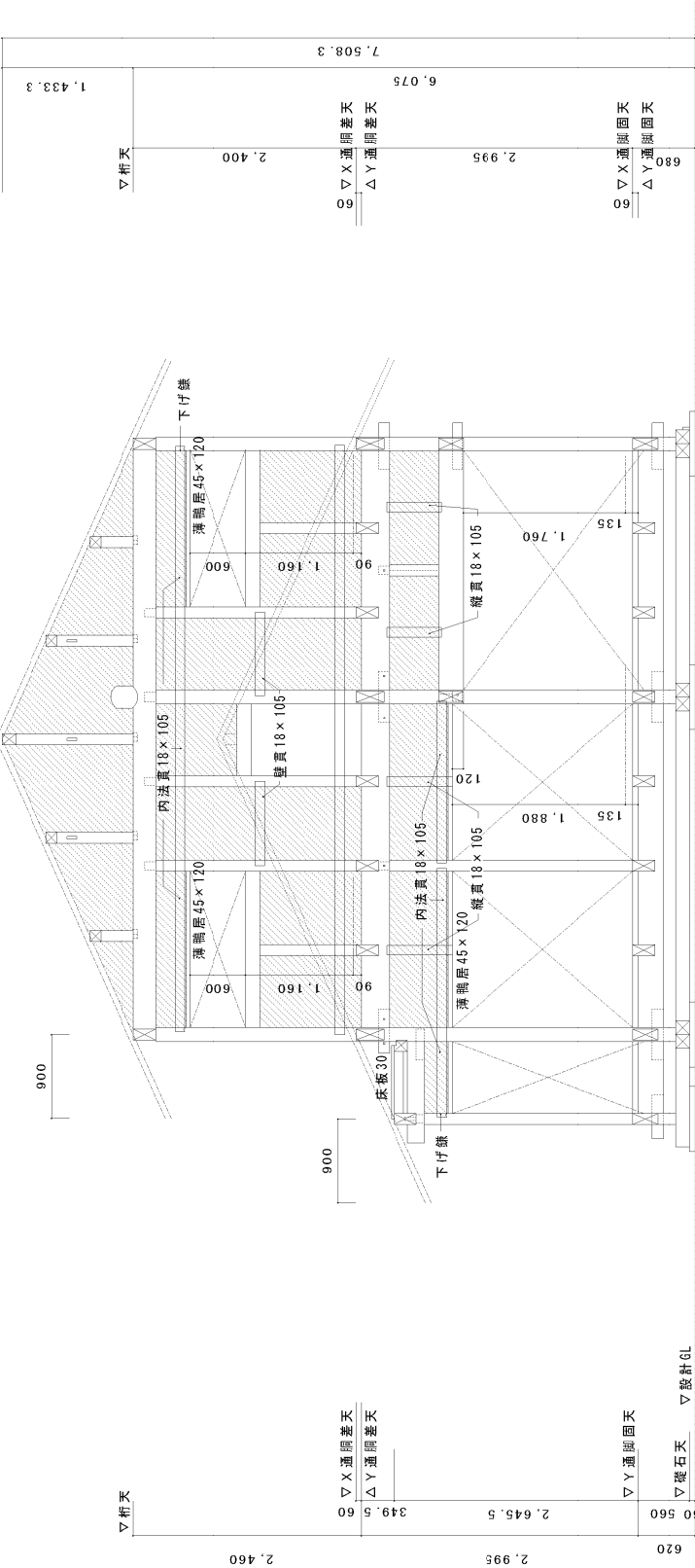


図 3.2.2-3.2.2 通り軸組図 (試験体 No.6)

▽最高高さ(棟木天端)6L+7508.3



910	910	910	910	910	910	910	910	910	910
3.640									2.730
6.370									

- い
- ろ
- は
- に
- ほ
- へ
- と
- ち
- り

図 3.2.2-33 2 通り軸組図(試験体 No.6)

▽ 最高高さ (橋木天端) GL+7508.3

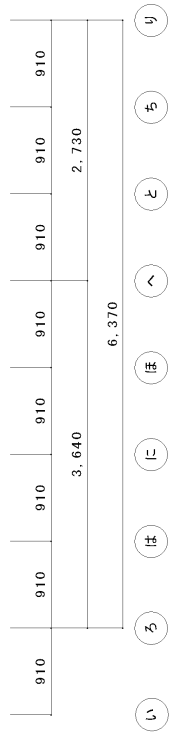
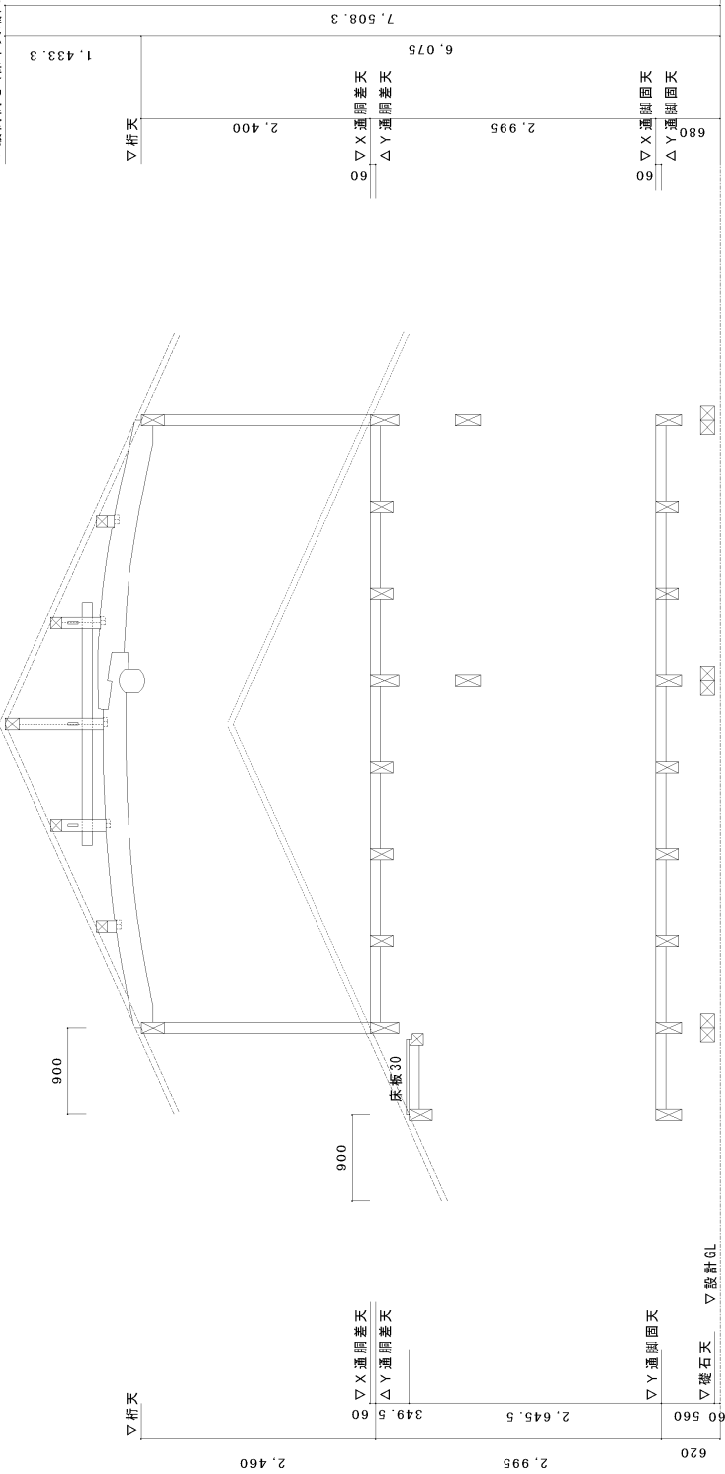
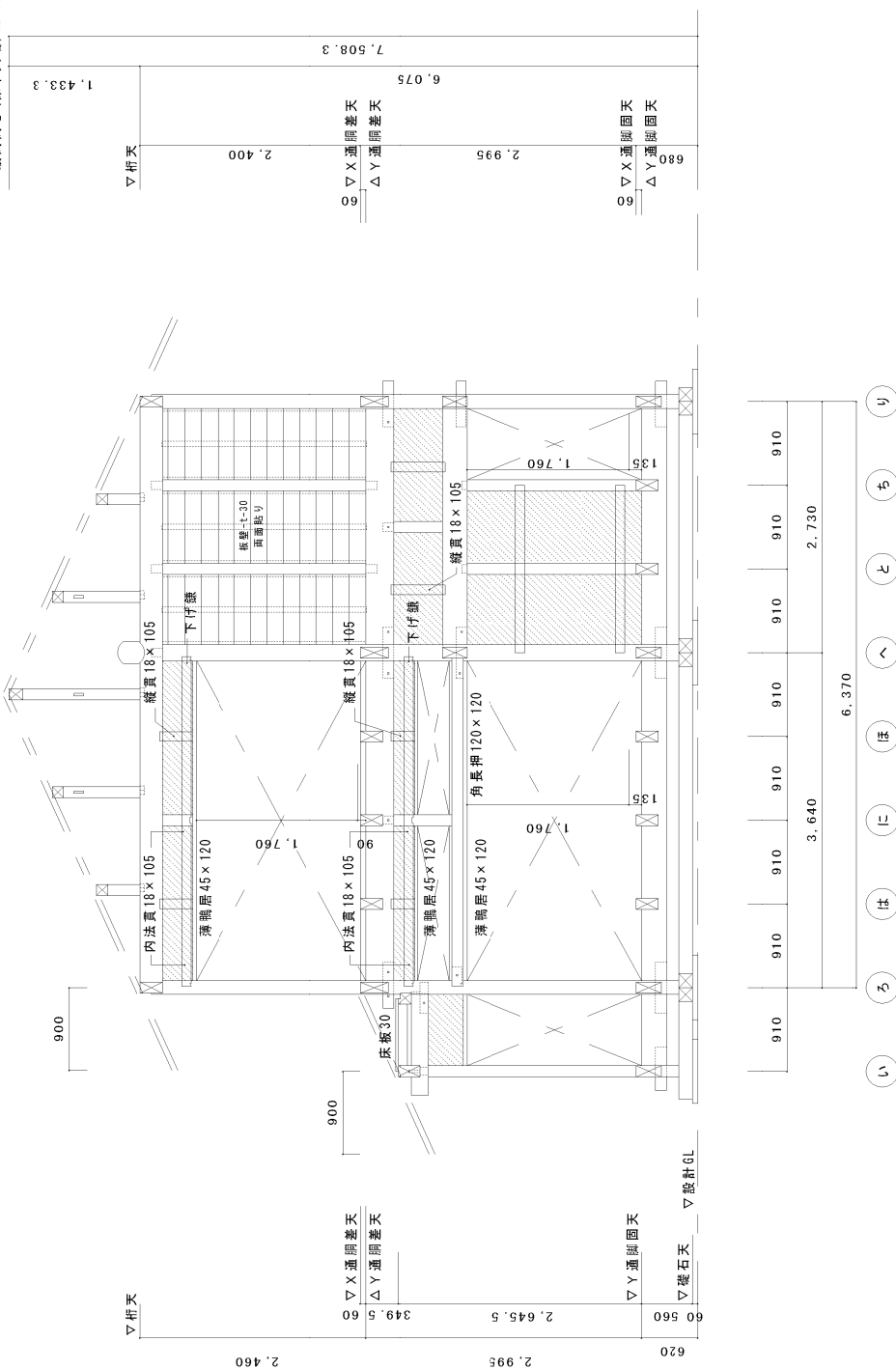


図 3.2.2-34 4 通り 軸組図 (試験体 No.6)



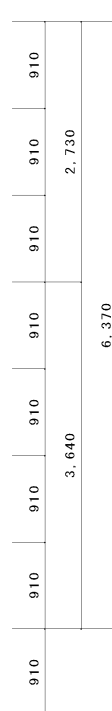
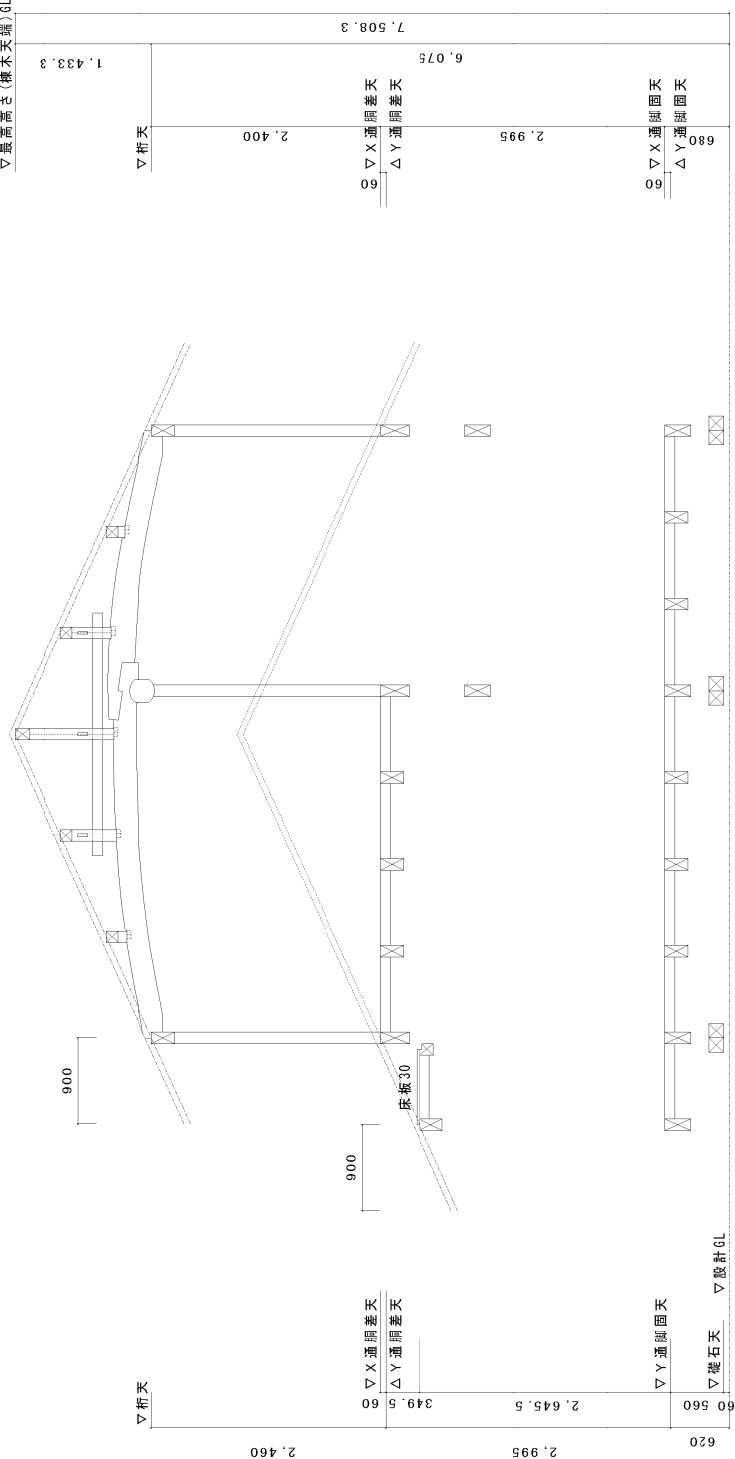
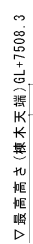
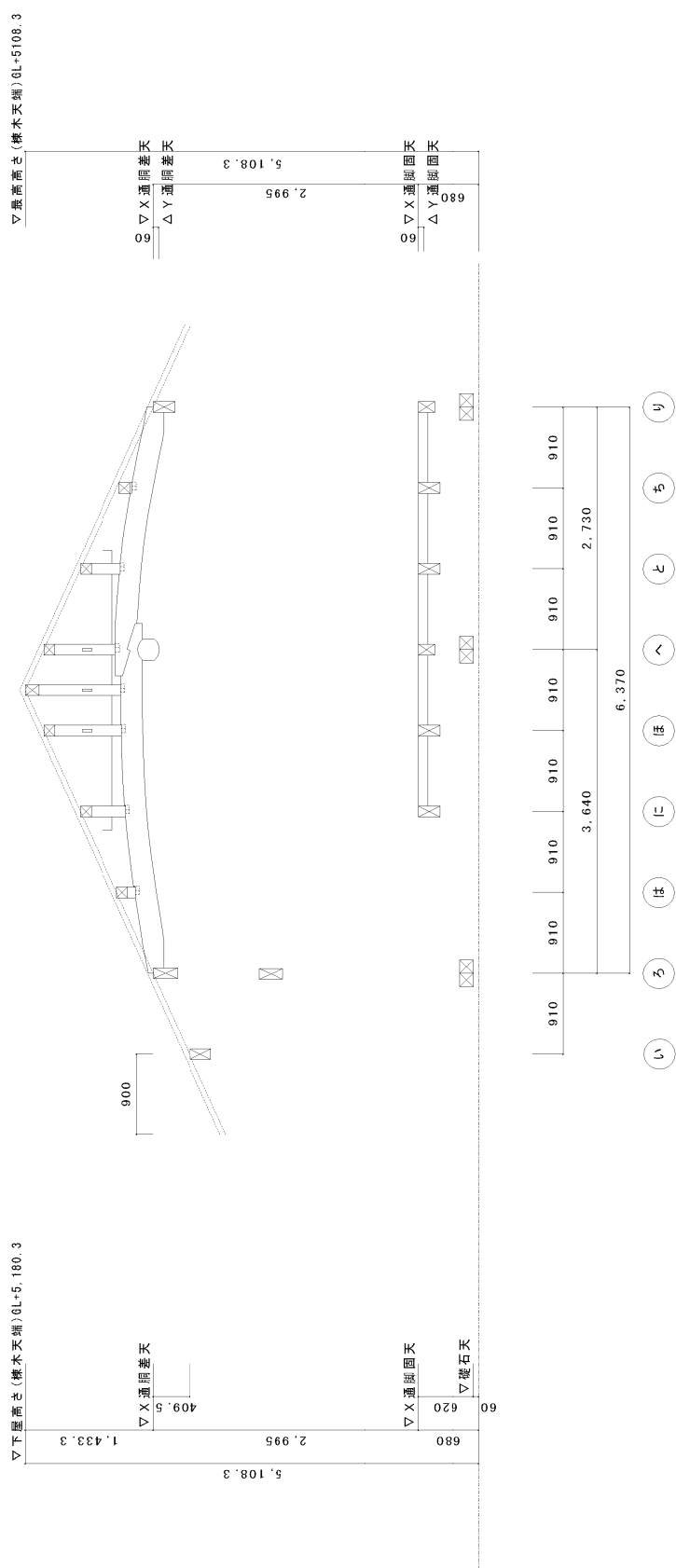


図 3.2.2-36 8 通り軸組図 (試験体 No.6)



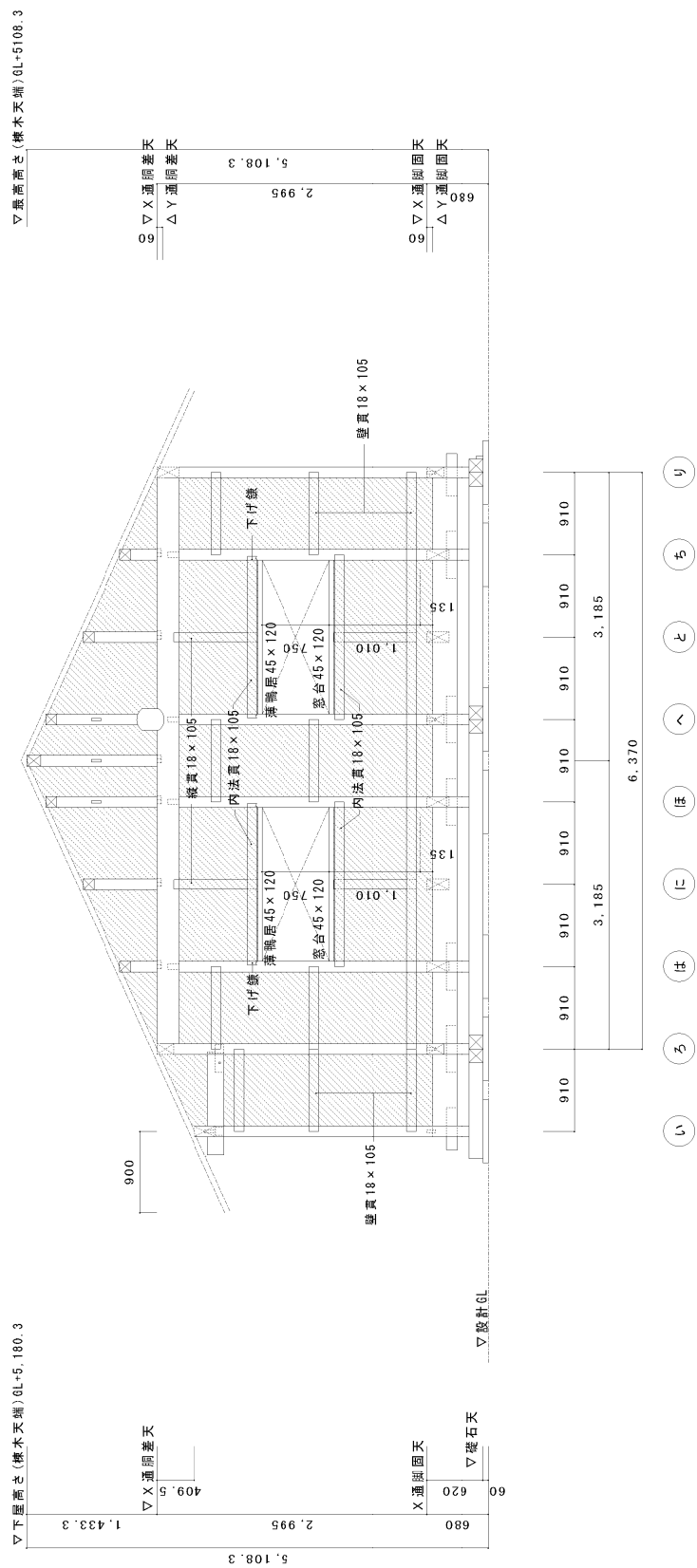
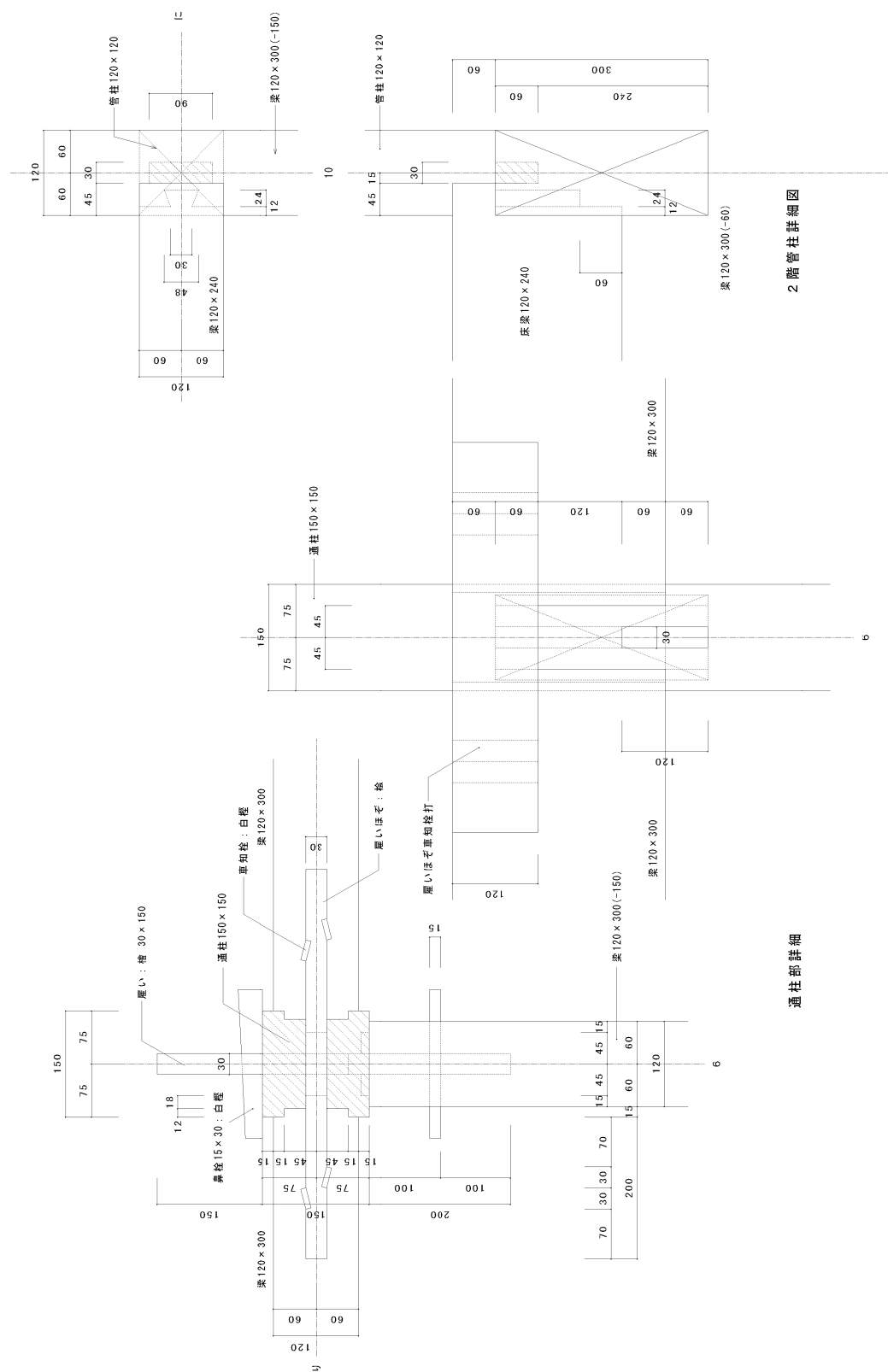
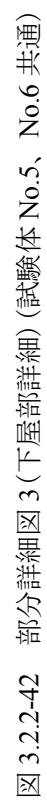
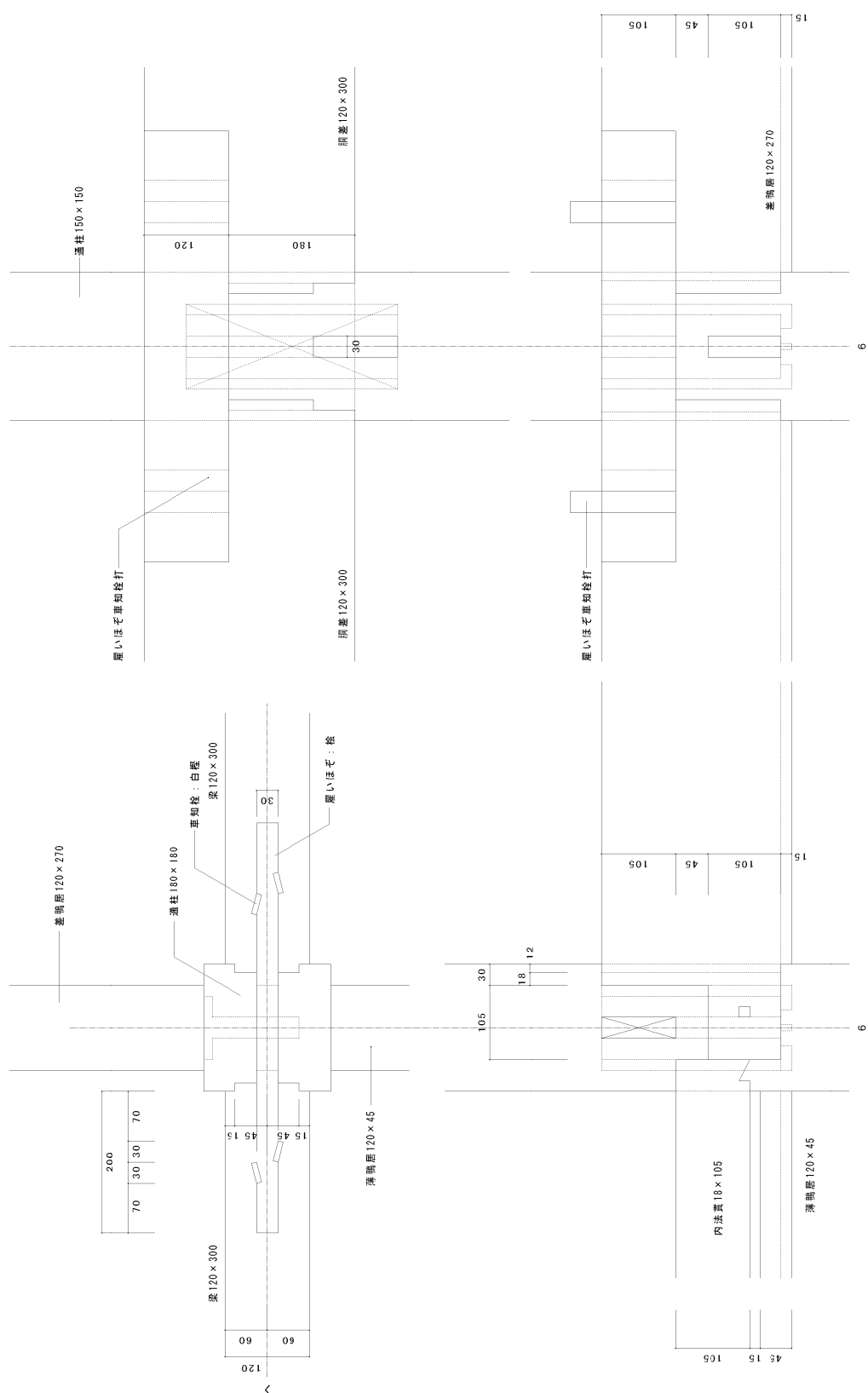


図 3.2.2-39 14 通り軸組図 (試験体 No.6)







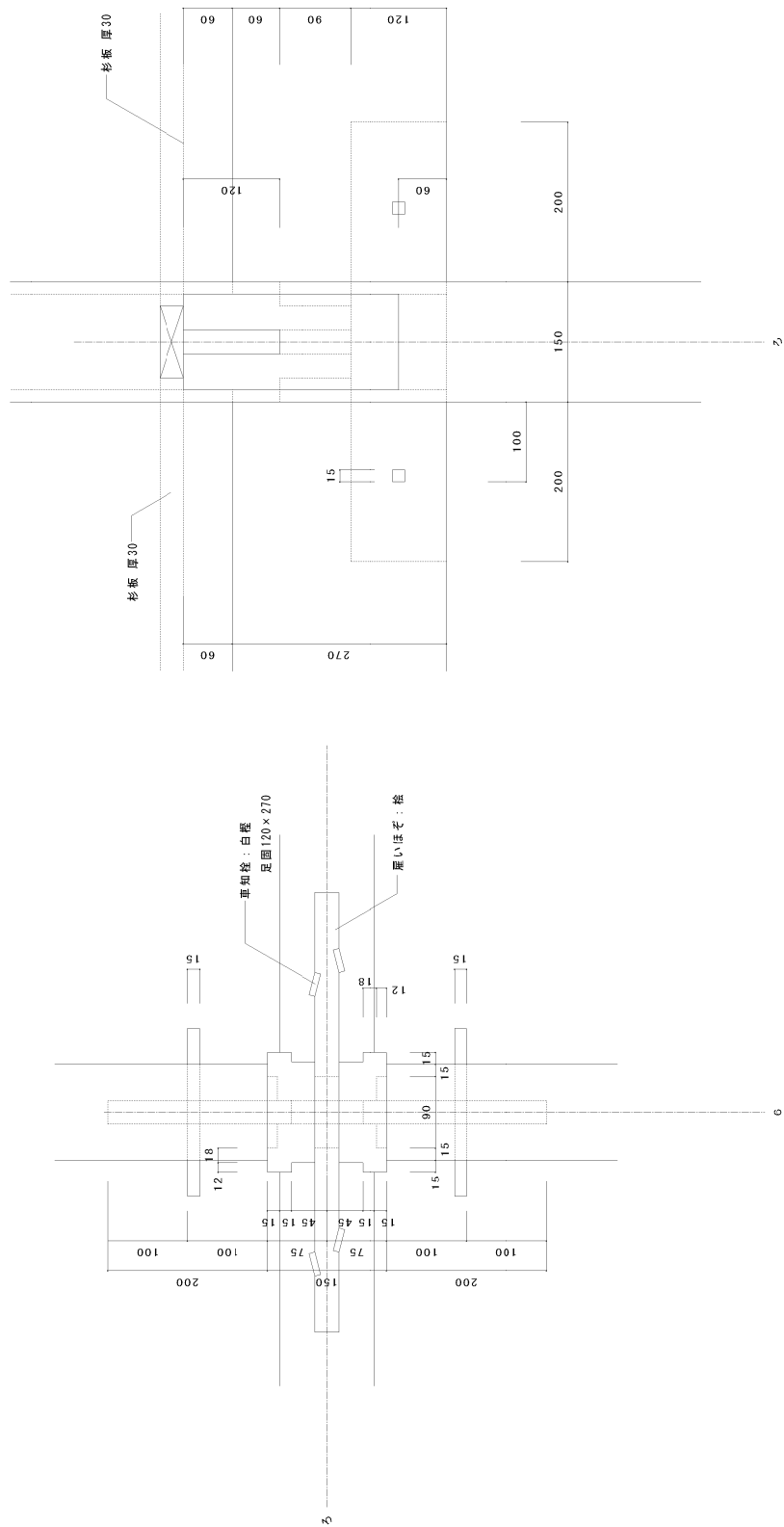


図 3.2.2-45 部分詳細図 6 (足固部詳細) (試験体 No.5、No.6 共通)

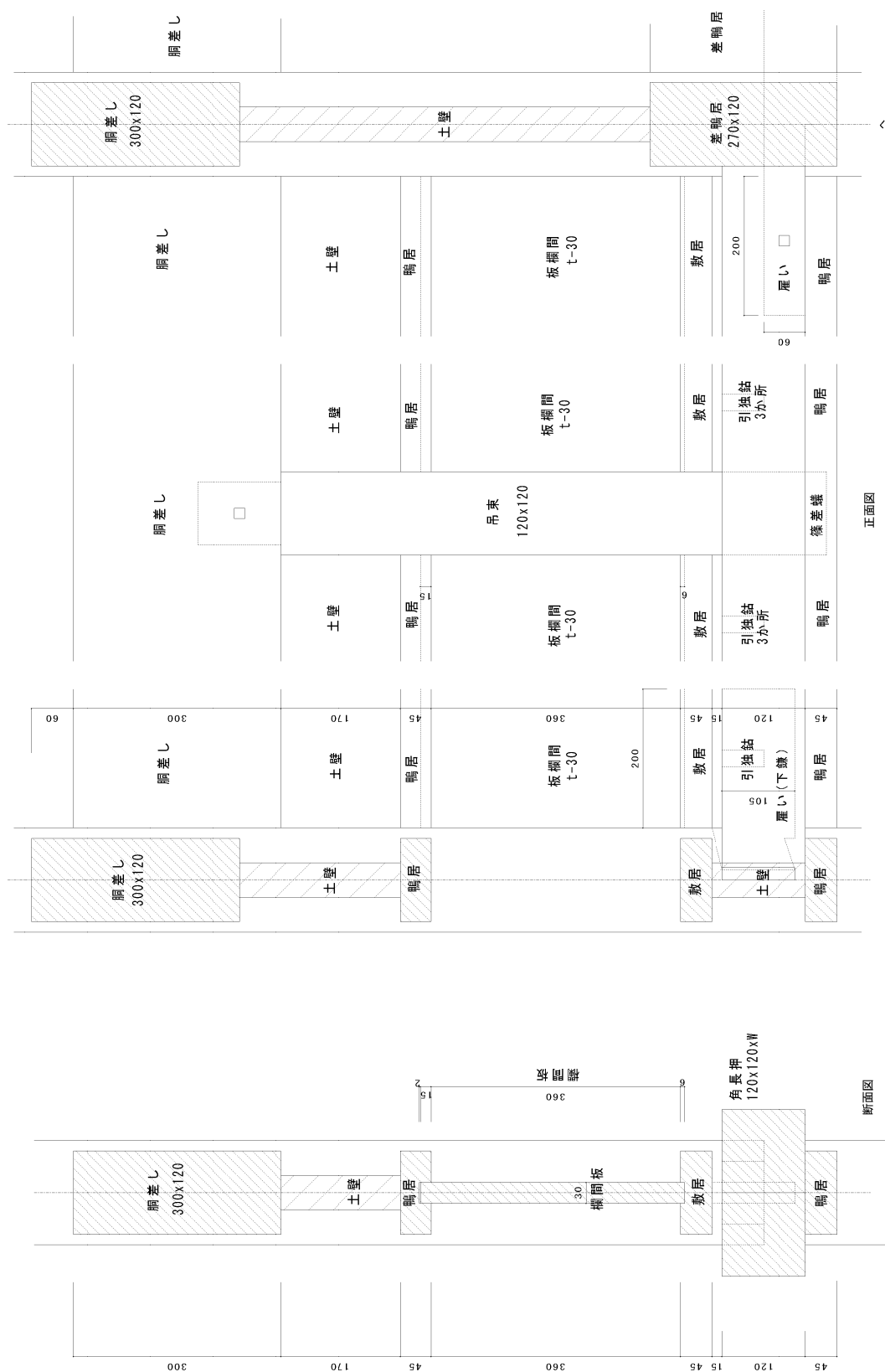
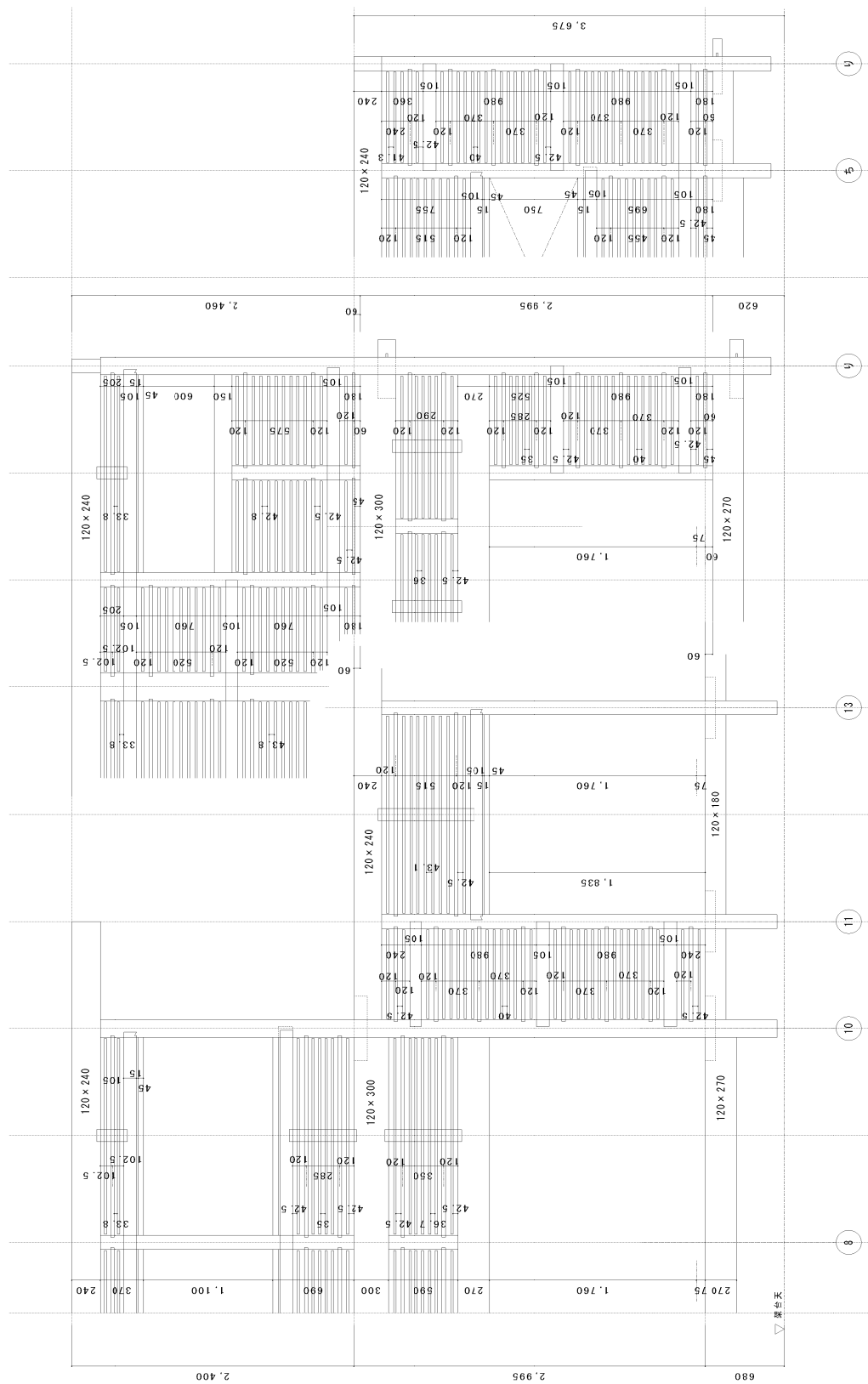


図 3.2.2-46 部分詳細図 7 (1 階 6 通り角長押及び板欄間図) (試験体 No.5、No.6 共通)



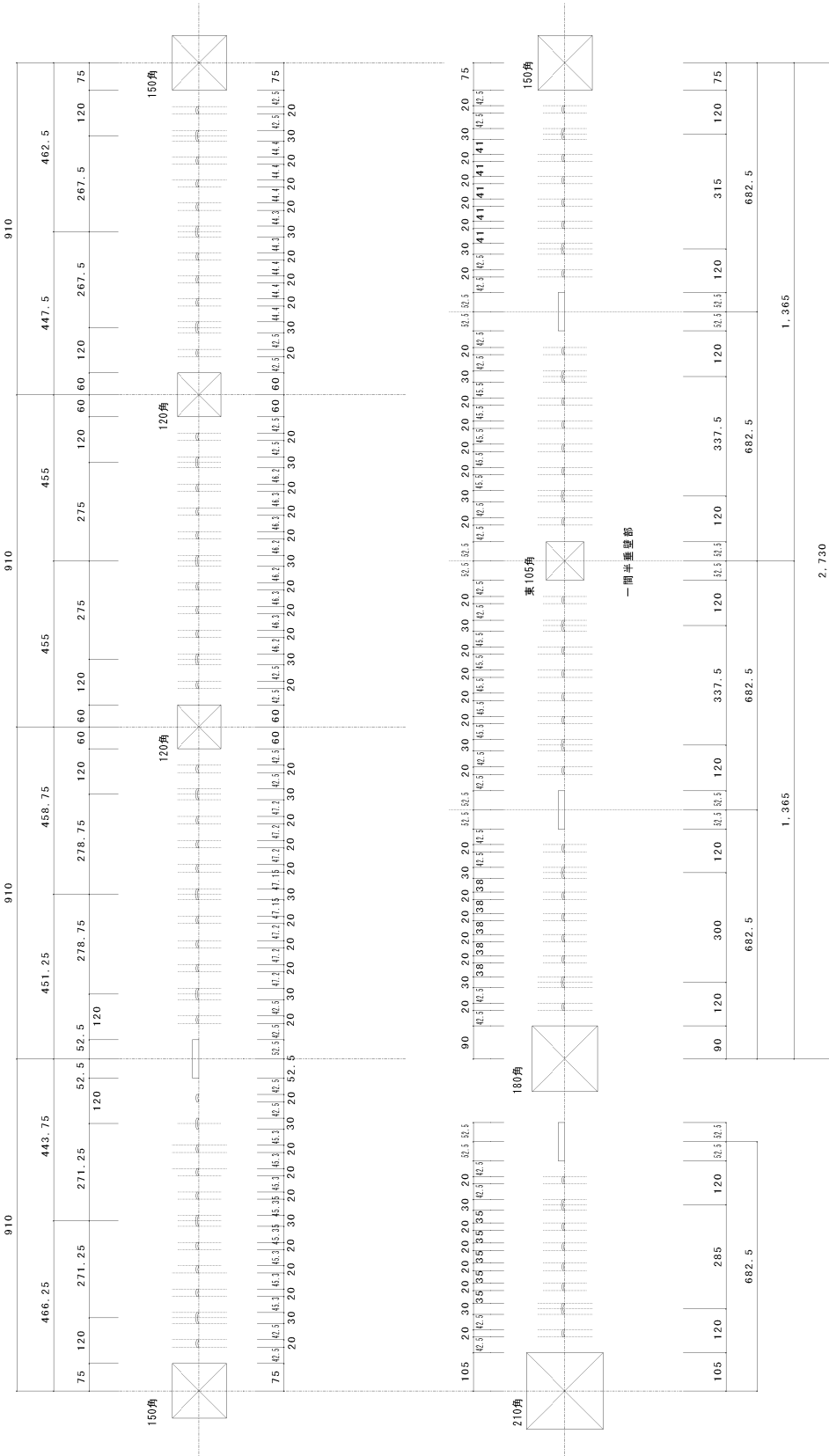


図 3.2.2-48 部分詳細図 9 (小舞割付け図) (試験体 No.5、No.6 共通)

図 3.2.2-49 部分詳細図 10(2 階 6 通り板壁詳細) (試験体 No.5、No.6 共通)

資料3.2.2-1 平成24年度伝統的木造建築物の耐震性能検証に関する実験（試験体N o.5、N o.6製作スケジュール）

作業	期間	5月										6月										7月									
		3	6	9	12	15	18	21	24	27	31	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30	3	6	9	12	15	18	21	24	27	31
震動台占有（9月11日～23日）																															
A. 試験体関係																															
①仮設工事																															
②鉄骨架台製作、倒壊防止処理																															
③木軸部組立、錘鉄板設置																															
④土壁工事																															
⑤屋根瓦葺工事																															
⑥試験体運搬設置工事																															
⑦震動台上防護架台設置、撤去																															
B. 試験体計測及び損傷観察																															
①計測準備																															
②3D画像計測準備																															
③損傷観察記録																															

写真 3.2.2-3～写真 3.2.2-66 に試験棟の施工状況を示す。



写真 3.2.2-3 材木搬入



写真 3.2.2-4 ヤング係数



写真 3.2.2-5 礎石準備



写真 3.2.2-6 材木墨付



写真 3.2.2-7 材木刻み



写真 3.2.2-8 材木刻み



写真 3.2.2-9 材木刻み



写真 3.2.2-10 差し合せ



写真 3.2.2-11 雇い準備



写真 3.2.2-12 栓類準備



写真 3.2.2-13 下屋根組



写真 3.2.2-14 大屋根仮組



写真 3.2.2-15 鉄骨架台



写真 3.2.2-16 NO.6 建方



写真 3.2.2-17 NO.6 建方



写真 3.2.2-18 地長押



写真 3.2.2-19 NO.6 固定



写真 3.2.2-20 NO.6 建方完了



写真 3.2.2-21 NO.5 建方



写真 3.2.2-22 NO.5 建方



写真 3.2.2-23 NO.5 建方完了



写真 3.2.2-24 試験体内観



写真 3.2.2-25 えつり,小舞



写真 3.2.2-26 小舞揺き



写真 3.2.2-27 小舞搔き完了



写真 3.2.2-28 スサ混入



写真 3.2.2-29 荒壁土



写真 3.2.2-30 サンプル採取



写真 3.2.2-31 荒壁塗り



写真 3.2.2-32 裏返し



写真 3.2.2-33 地瓦葺き



写真 3.2.2-34 棟熨斗



写真 3.2.2-35 土壁養生



写真 3.2.2-36 中塗一回目



写真 3.2.2-37 貫伏せ



写真 3.2.2-38 中塗二回目



写真 3.2.2-39 中塗押え



写真 3.2.2-40 仕上塗り



写真 3.2.2-41 歪ゲージ貼



写真 3.2.2-42 計測機器



写真 3.2.2-43 倒壊防止ワイ-



写真 3.2.2-44 足場解体



写真 3.2.2-45 各試験体



写真 3.2.2-46 曳家



写真 3.2.2-47 実験棟仮置



写真 3.2.2-48 錘鉄板設置



写真 3.2.2-49 計測準備

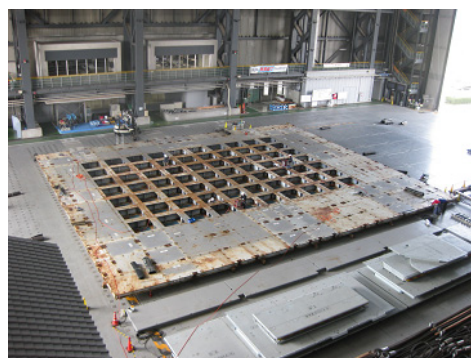


写真 3.2.2-50 防護架台設置

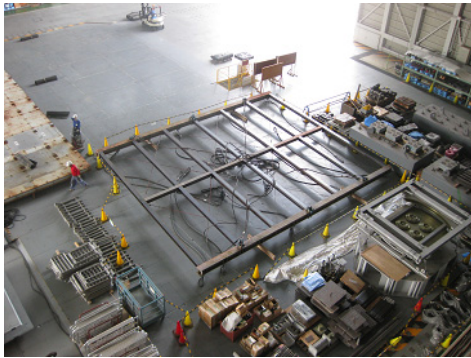


写真 3.2.2-51 吊ハグ-準備



写真 3.2.2-52 試験体吊上げ



写真 3.2.2-53 試験体設置



写真 3.2.2-54 加振準備



写真 3.2.2-55 撤去仮置き



写真 3.2.2-56 解体足場



写真 3.2.2-57 土壁解体



写真 3.2.2-58 小舞竹解体



写真 3.2.2-59 屋根瓦解体



写真 3.2.2-60 軸部解体



写真 3.2.2-61 軸部解体



写真 3.2.2-62 軸部解体



写真 3.2.2-63 軸部解体



写真 3.2.2-64 軸部解体完了



写真 3.2.2-65 架台解体



写真 3.2.2-66 架台解体完了

3.2.3 計測計画

(1) 計測計画

1) 計測項目

試験体各部の応答加速度、変位、ひずみなどを計測した。ここでは、三次元画像計測および映像収録以外の計測項目について述べる。表 3.2.3-1 に計測項目と使用計測器の一覧を示す。各計測器は、計測目的に応じて写真 3.2.3-1～3.2.3-6 に示すように設置した。

表 3.2.3-1 計測項目と使用計測器の一覧

計測項目	使用計測器
加速度	ASW-5AM36（共和電業）
ひずみ	PFL-10-11（東京測器研究所）
層間変位、水平構面の変形	DP-1000C, DP-1000DS, DP-2000D, SDP-200D（東京測器研究所）
相対変位（接合部回転角、垂れ壁の変位など）	CDP-50, CDP-100, CDP-100M, SDP-50C, SDP-50CS, SDP-100C, SDP-100CS, SDP-100CT, SDP-200D（東京測器研究所）
柱脚の滑り	LK-500（KEYENCE）
柱脚の浮き上がり	CDP-50M（東京測器研究所）



写真 3.2.3-1 加速度計・ひずみゲージ



写真 3.2.3-2 層間変形角用変位計



写真 3.2.3-3 相対変位用変位計

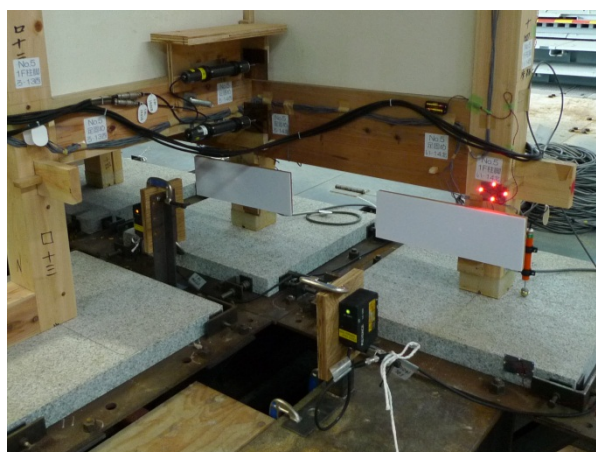


写真 3.2.3-4 柱脚の滑り用レーザー変位計

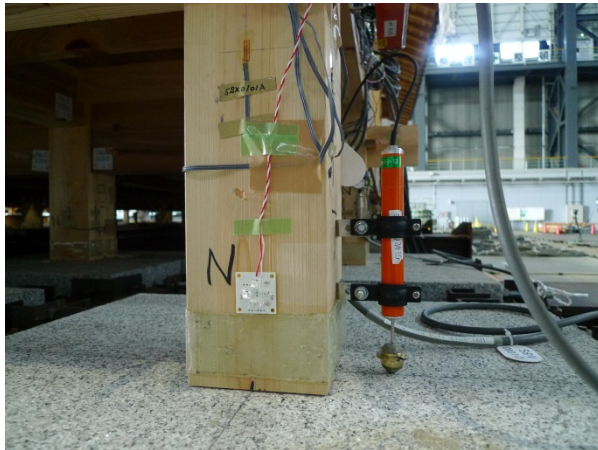


写真 3.2.3-5 柱脚の浮上り用変位計 (No.5)



写真 3.2.3-6 柱脚の浮上り用変位計 (No.6)

2) 計測点の名称

各計測点には、試験体、計測量、計測方向、計測位置がおおよそ判るような固有の名称を与えた(表 3.2.3-2)。

表 3.2.3-2 計測点名称の命名規約

例	5	D	S	0104	0
意味	試験体	計測量	計測方向	計測位置 (通り)	計測位置 (高さなど)
記号	5 6	A : 加速度 D : 変位 H : 水平構面 V : 浮上り S : ひずみ	L S	前半二桁 : 1~14 通り 後半二桁 : い~り通り	0, 1, 2 A, B, C, D, E, F

3) 計測器の配置

図 3.2.3-1~3.2.3-29 に試験体 No.6 の計測点の配置を計測項目ごとに示す。なお、試験体 No.5 も同一の計測点配置となっている。

鉄骨架台裏面(加速度)

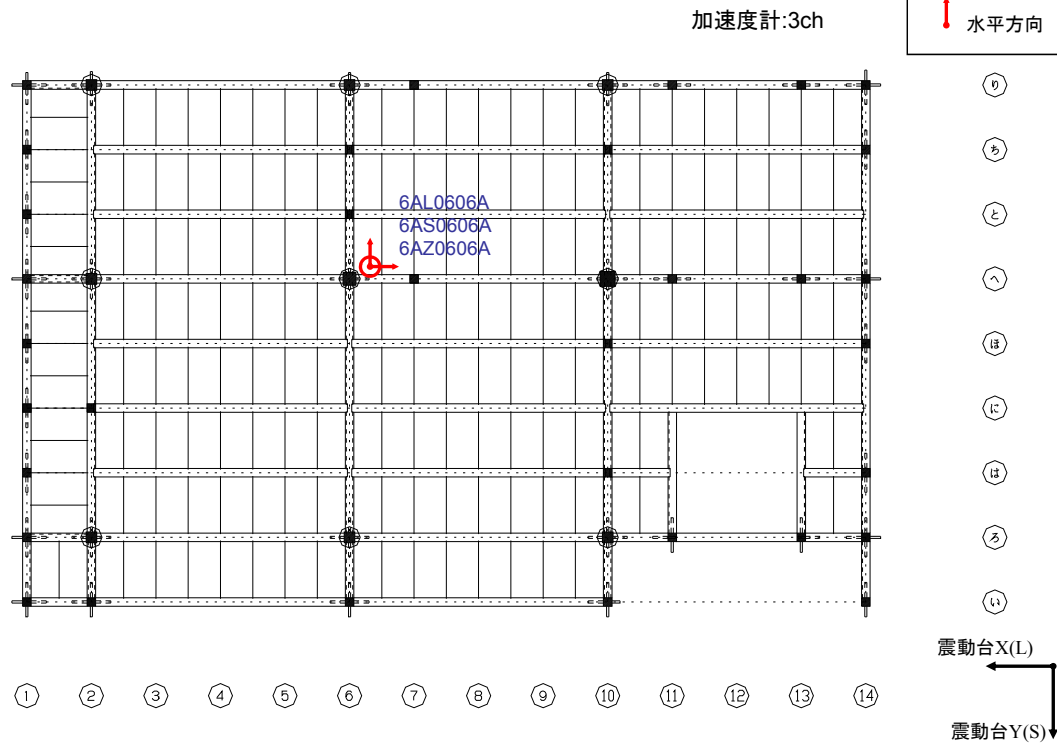


図 3.2.3-1 計測器配置・架台レベル加速度

1階床高平面図(加速度)

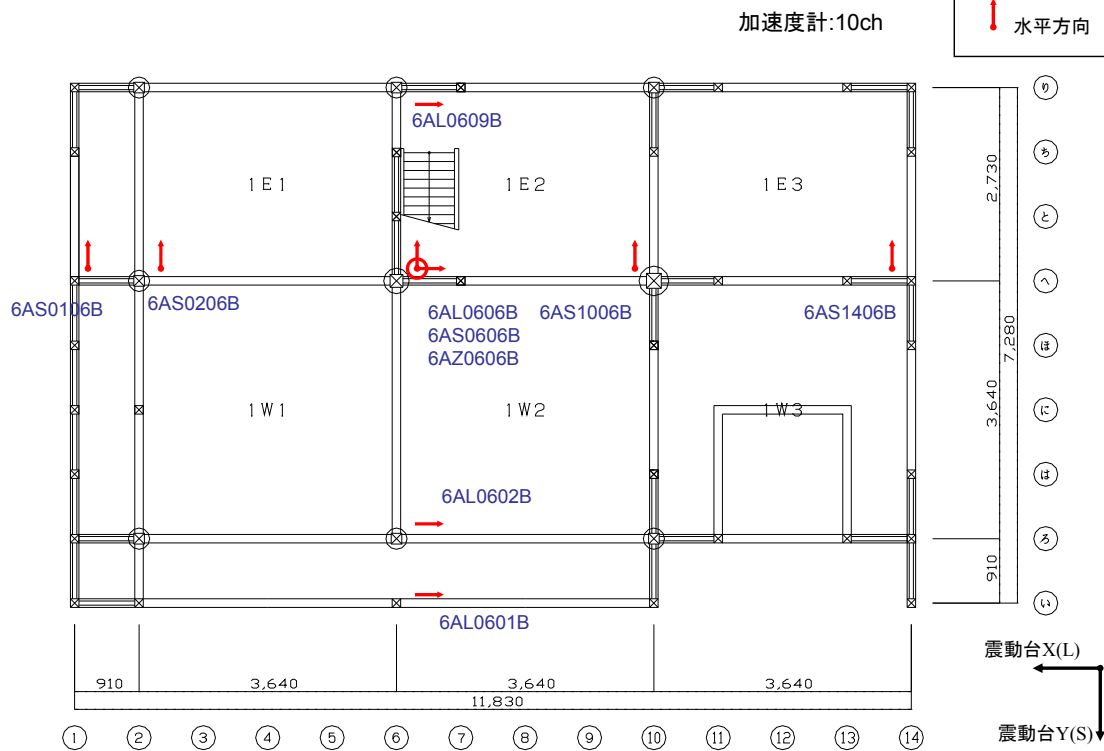


図 3.2.3-2 計測器配置・1階床レベル加速度

1階桁高平面図(加速度)

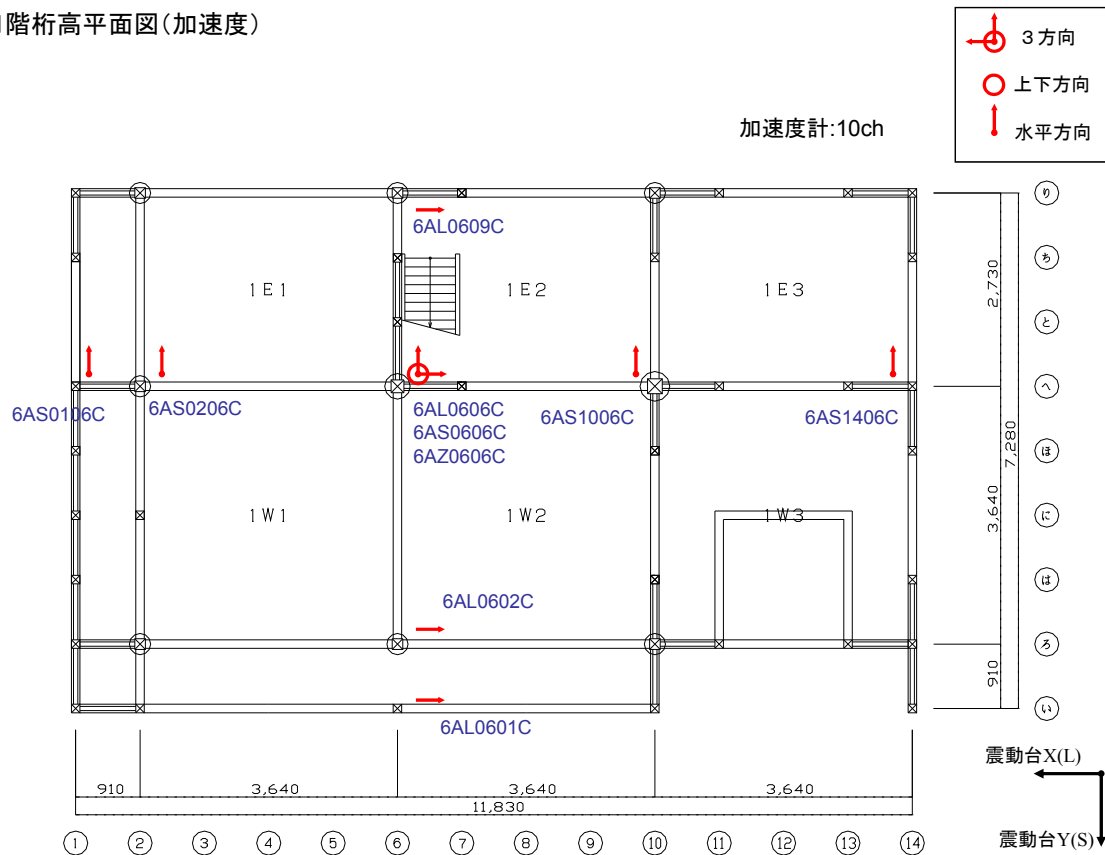


図 3.2.3-3 計測器配置・1階桁レベル加速度

2階桁高平面図(加速度)

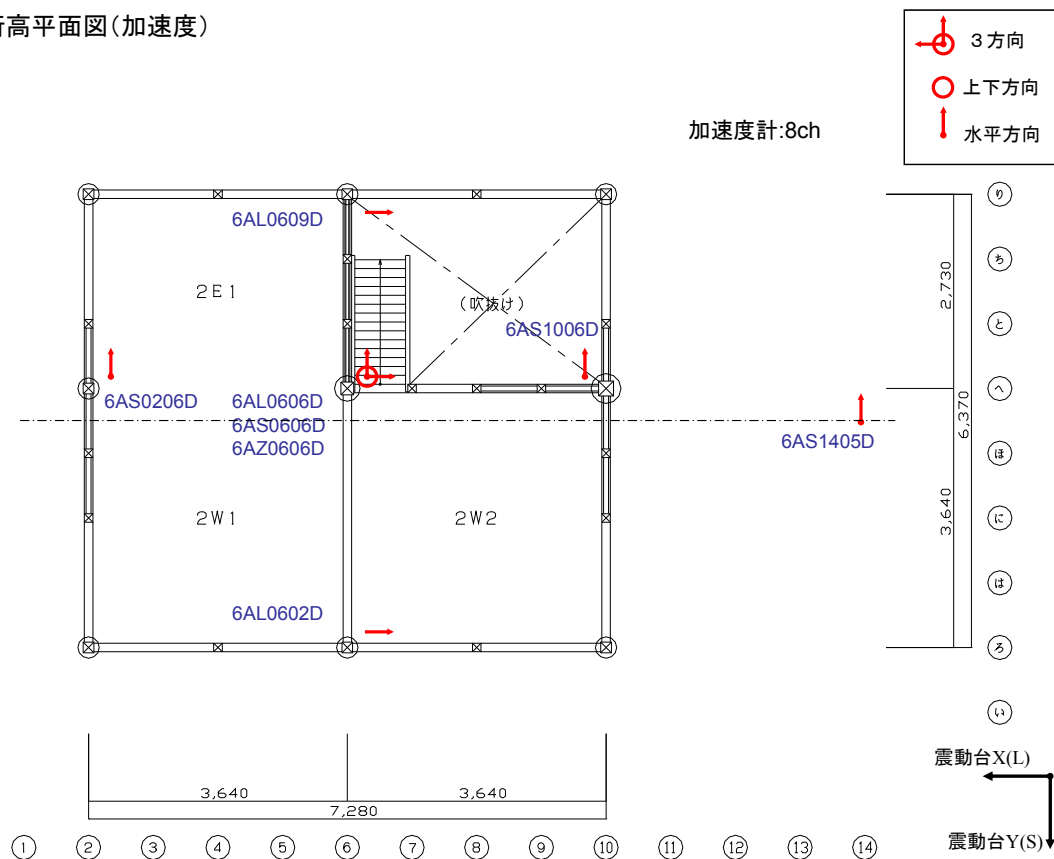


図 3.2.3-4 計測器配置・2階桁レベル加速度

R階最上高平面図(加速度)

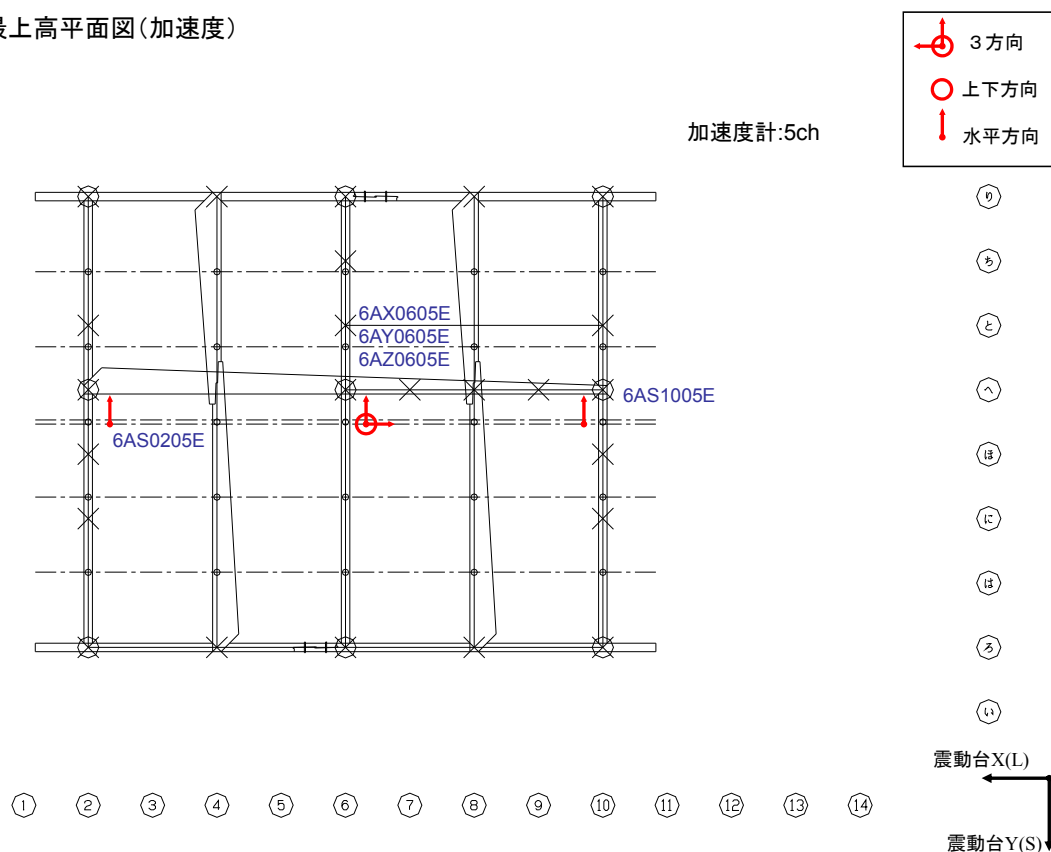


図 3.2.3-5 計測器配置・棟木レベル加速度

1階床高平面図(層間変位)

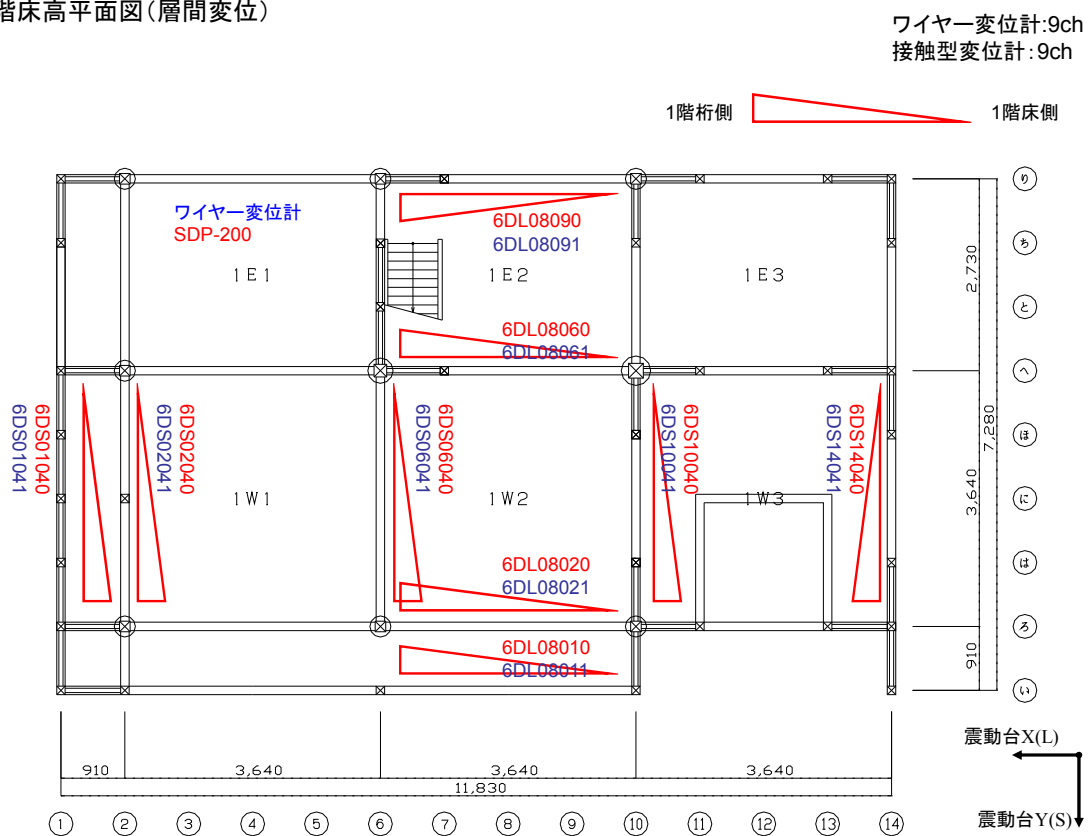


図 3.2.3-6 計測器配置・1階層間変形角

2階桁高平面図(層間変位)

ワイヤー変位計:6ch

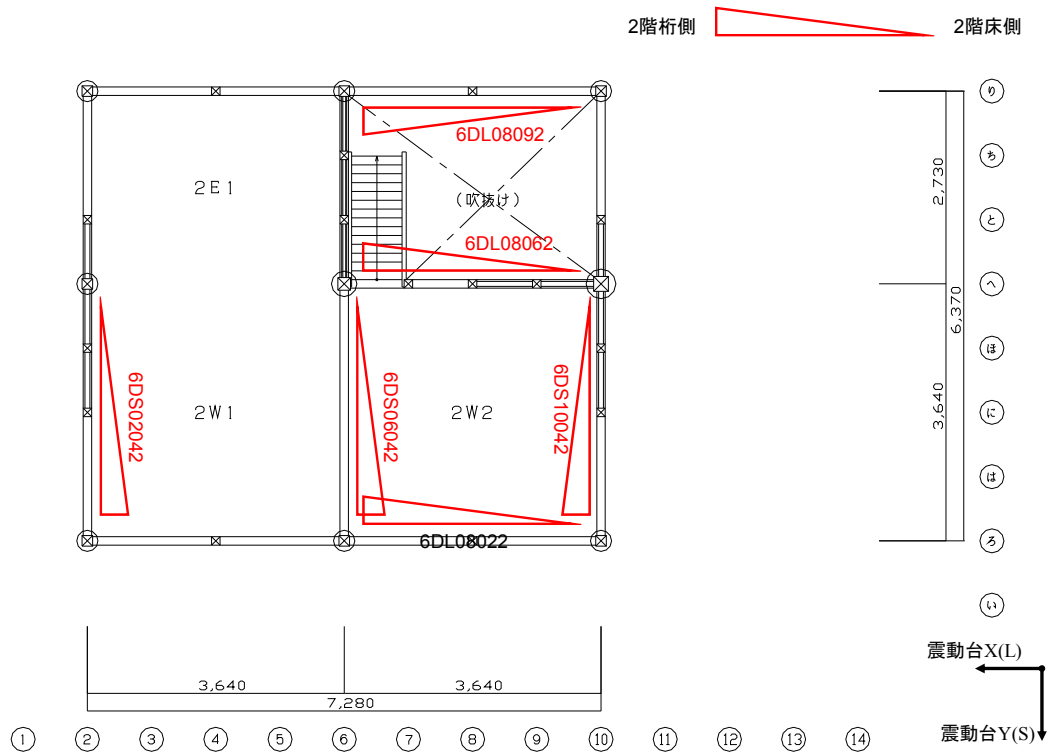


図 3.2.3-7 計測器配置・2階層間変形角

1階床高平面図(水平構面の変形)

ワイヤー変位計:6ch

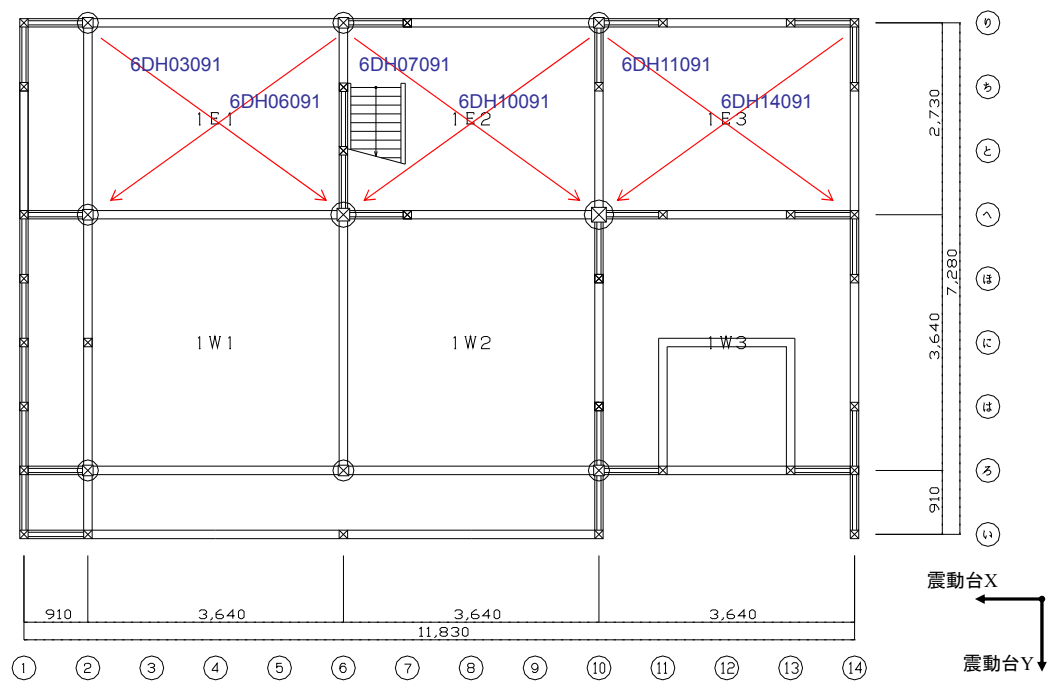


図 3.2.3-8 計測器配置・1階床レベル水平構面のせん断変形

2階床高平面図(水平構面の変形)

ワイヤー変位計:6ch

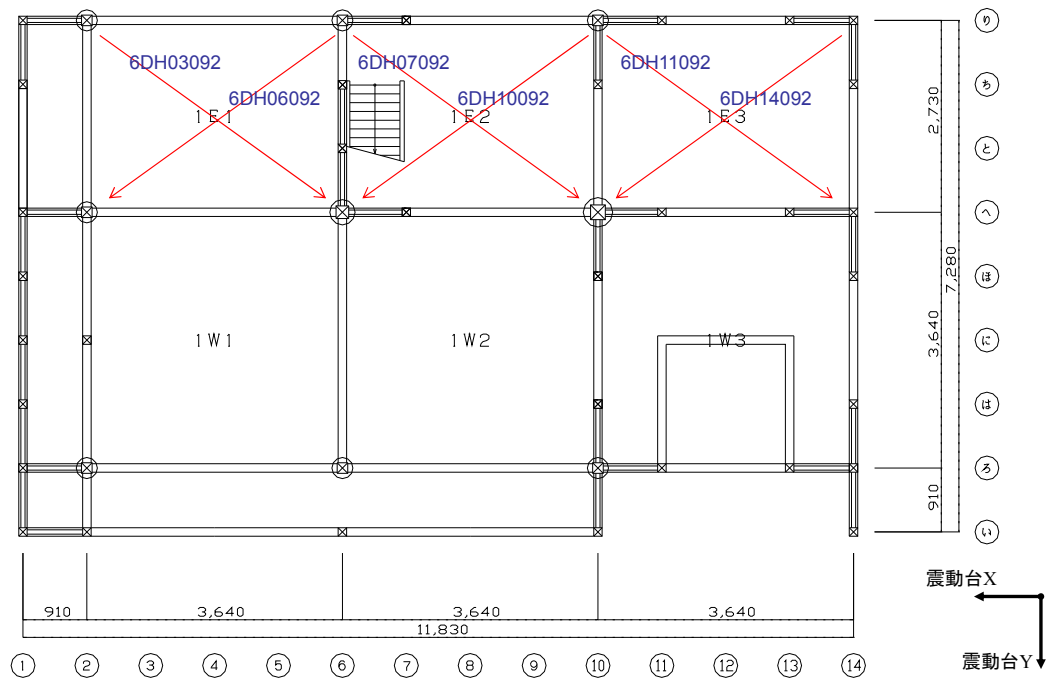


図 3.2.3-9 計測器配置・2 階床レベル水平構面のせん断変形

1階柱脚高平面図(滑り)

レーザー変位計:9ch

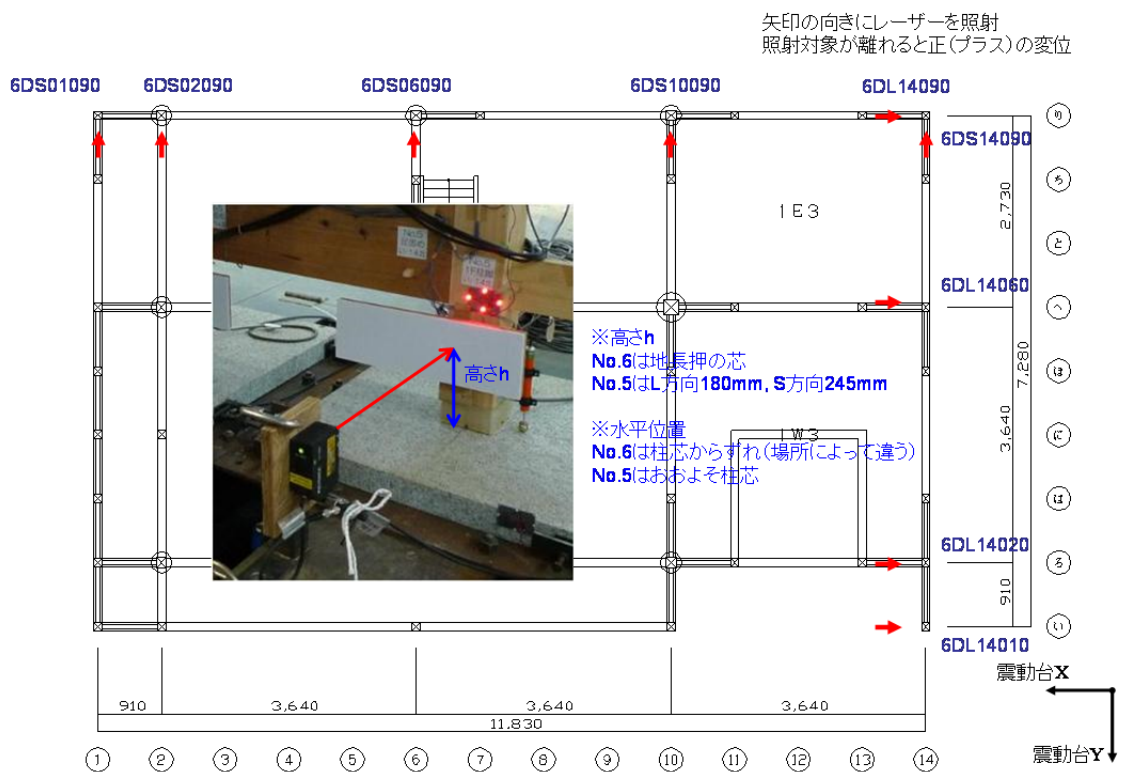


図 3.2.3-10 計測器配置・柱脚レベル水平変位

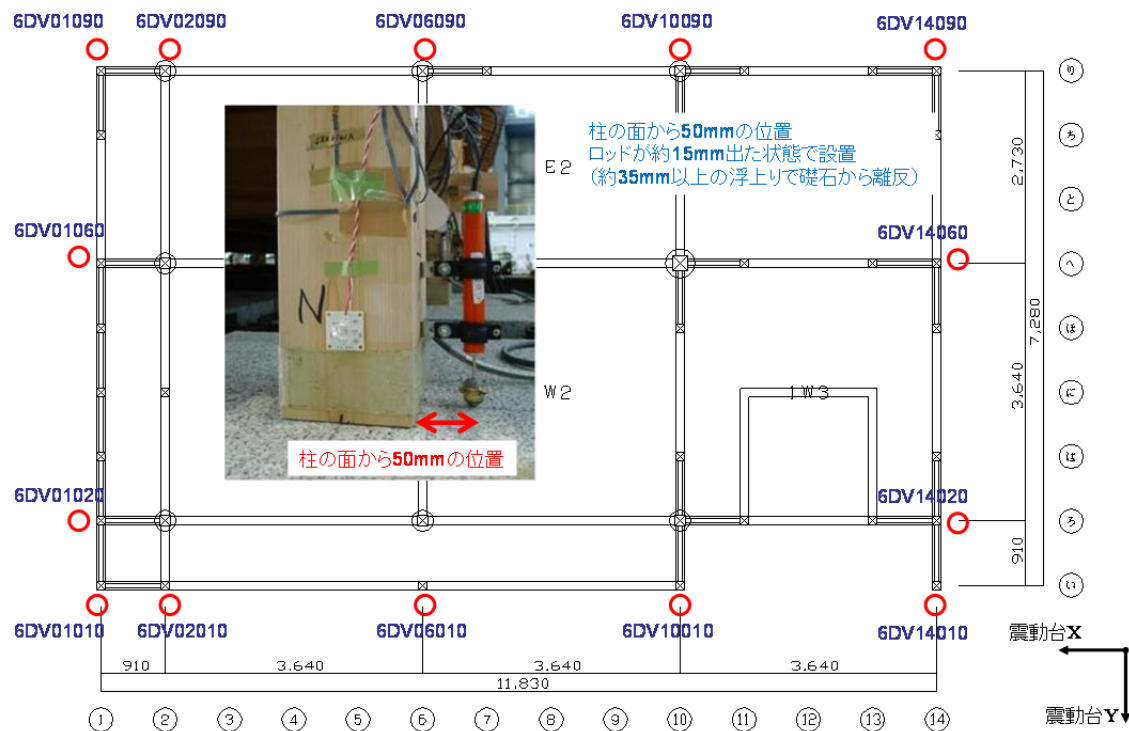


図 3.2.3-11 計測器配置・柱脚レベル浮上り変位

い通り軸組図(相対変位)

震動台X(L)
変位計:9ch

横架材の内寸法

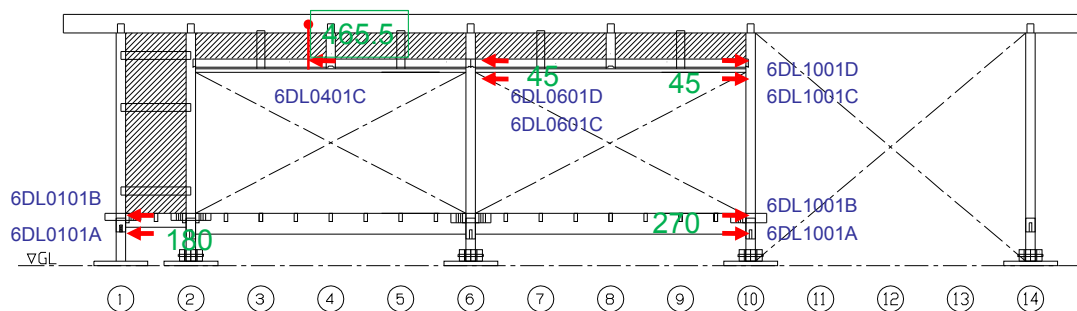


図 3.2.3-12 計測器配置・い通り相対変位 (枠付き数値は横架材の内寸法、枠無しは材せい)

ろ通り軸組図(相対変位)

震動台X(L)

変位計:16ch

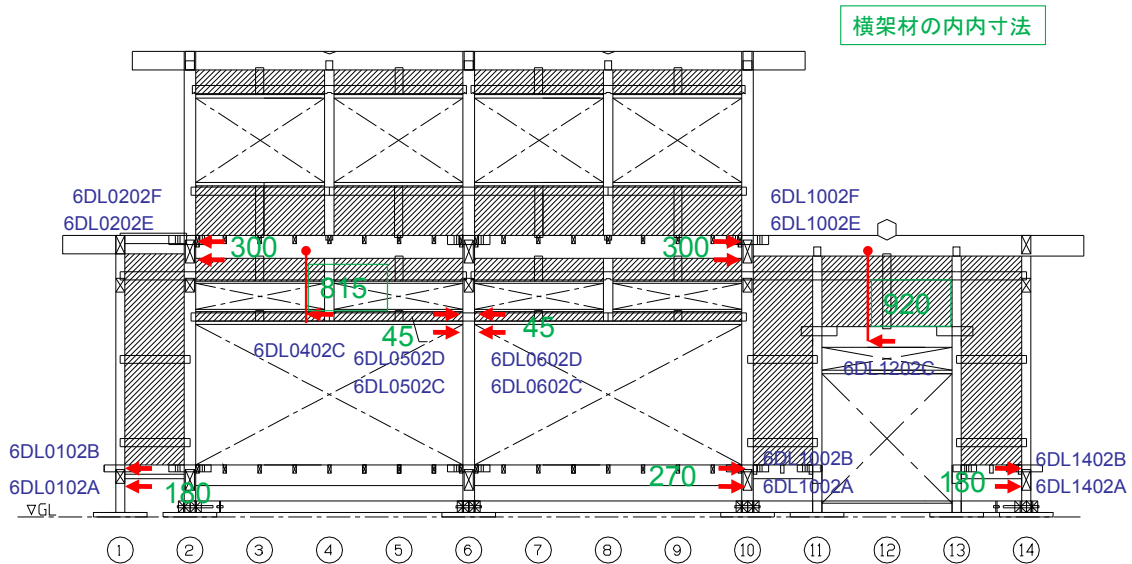


図 3.2.3-13 計測器配置・ろ通り相対変位 (枠付き数値は横架材の内寸法、枠無しは材せい)

へ通り軸組図(相対変位)

震動台X(L)

変位計:18ch

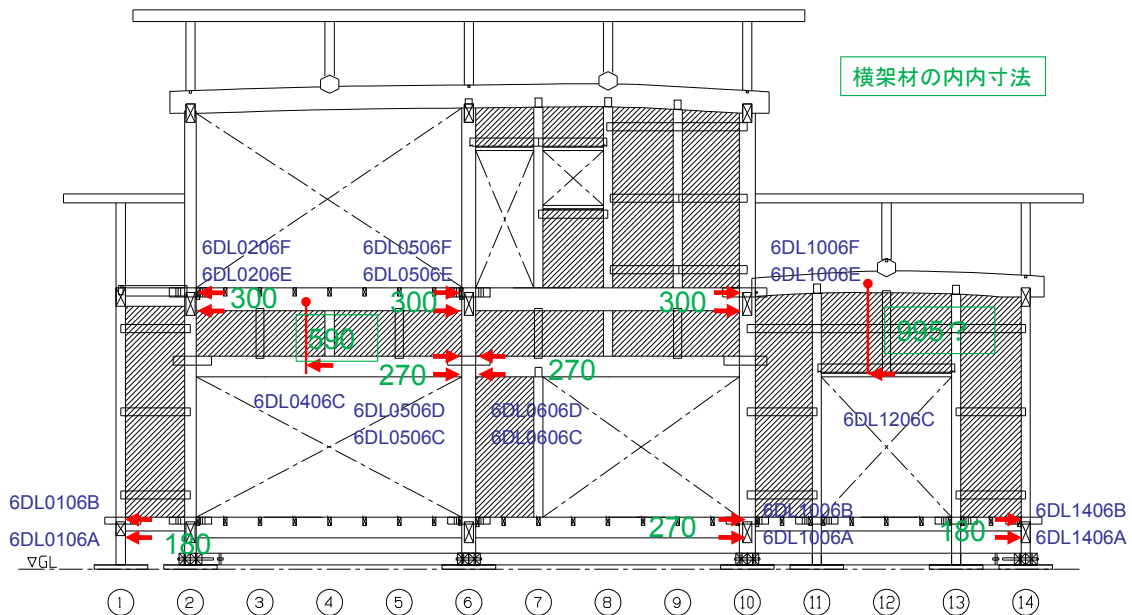


図 3.2.3-14 計測器配置・へ通り相対変位 (枠付き数値は横架材の内寸法、枠無しは材せい)

り通り軸組図(相対変位)

震動台X(L)

変位計:18ch

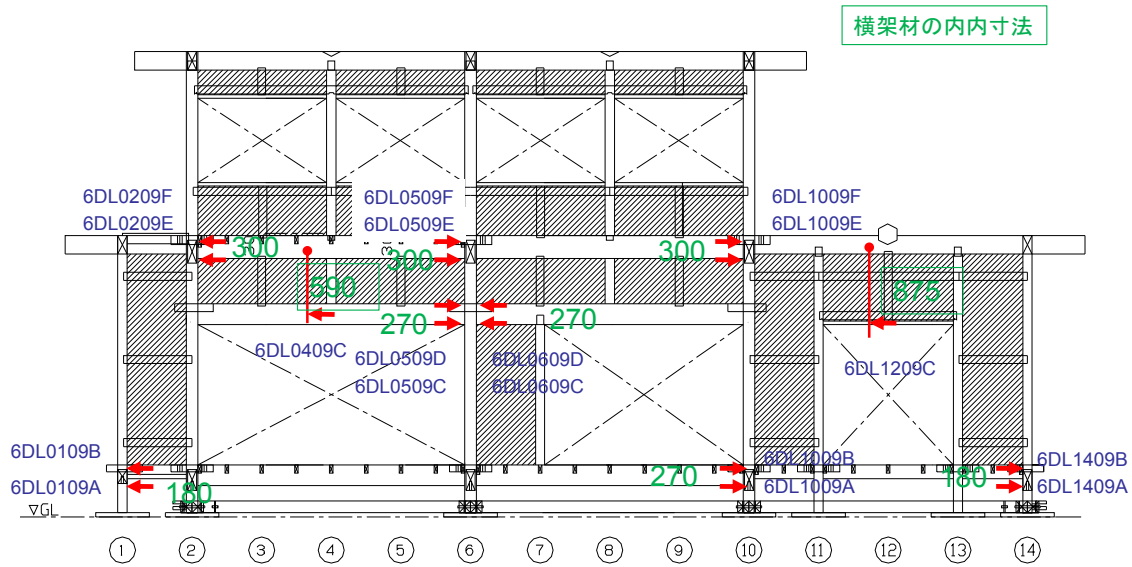


図 3.2.3-15 計測器配置・り通り相対変位 (枠付き数値は横架材の内寸法、枠無しは材せい)

1通り軸組図(相対変位)

震動台Y(S)

変位計:6ch

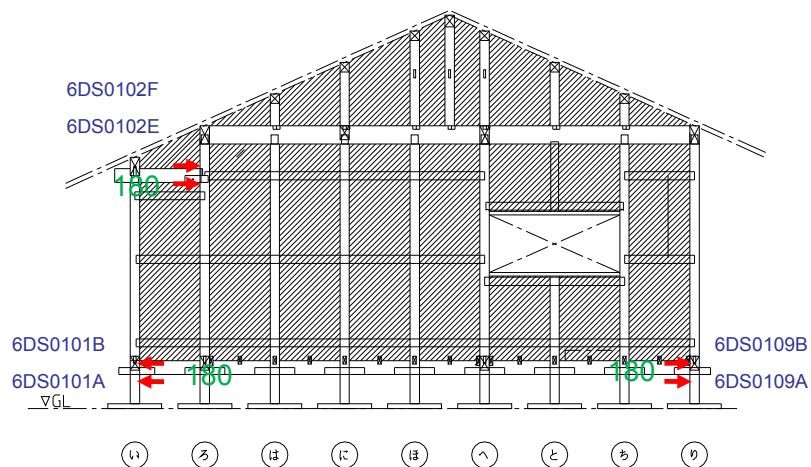


図 3.2.3-16 計測器配置・1通り相対変位 (枠付き数値は横架材の内寸法、枠無しは材せい)

2通り軸組図(相対変位)

震動台Y(S)



変位計:15ch

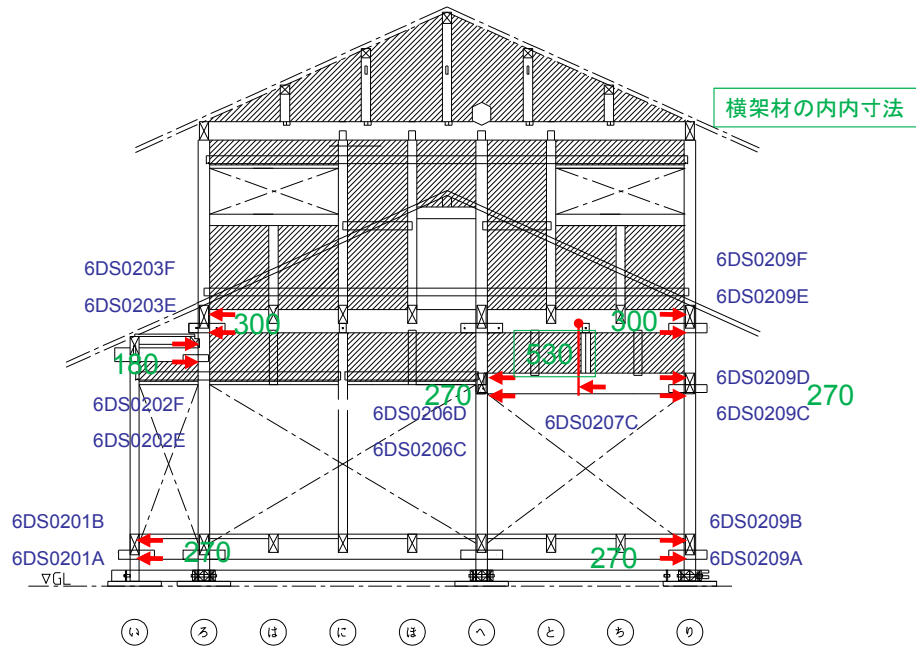


図 3.2.3-17 計測器配置・2通り相対変位 (枠付き数値は横架材の内寸法、枠無しは材せい)

6通り軸組図(相対変位)

震動台Y(S)



変位計:15ch

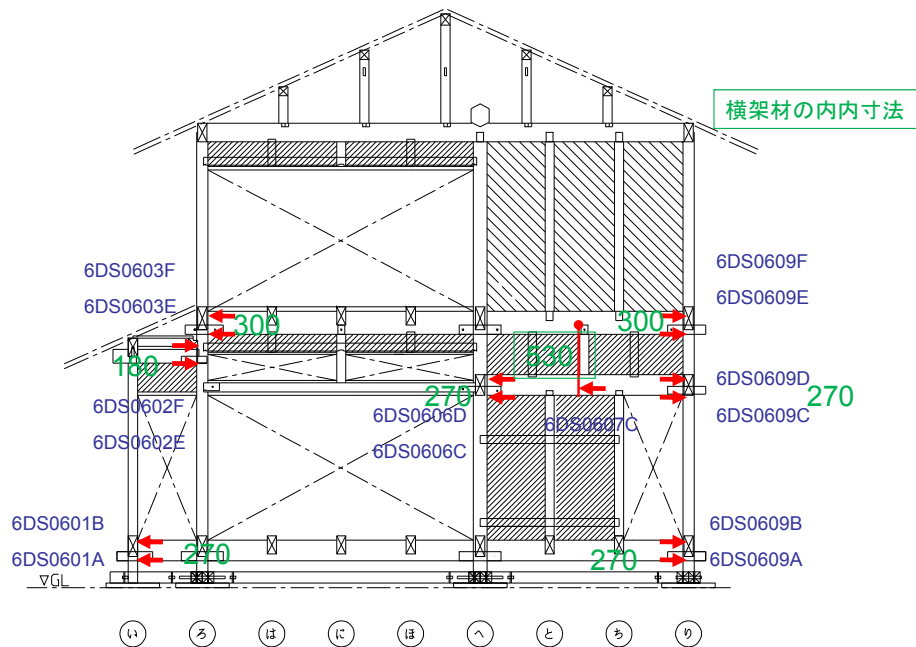


図 3.2.3-18 計測器配置・6通り相対変位 (枠付き数値は横架材の内寸法、枠無しは材せい)

10通り軸組図(相対変位)

震動台Y(S)

変位計:15ch

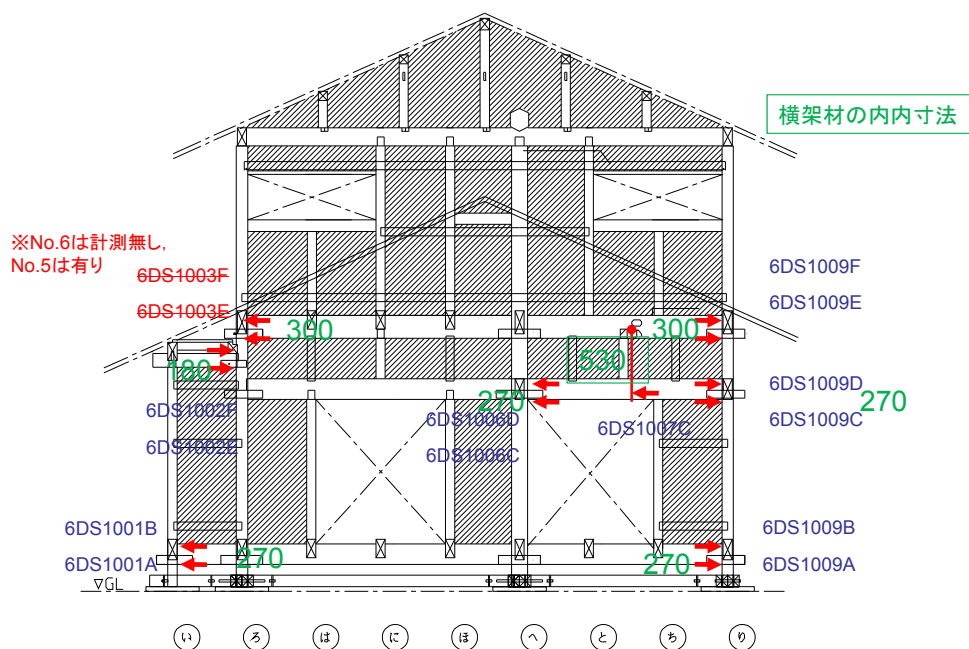


図 3.2.3-19 計測器配置・10 通り相対変位 (枠付き数値は横架材の内内寸法、枠無しは材せい)

14通り軸組図(相対変位)

震動台Y(S)

変位計:6ch

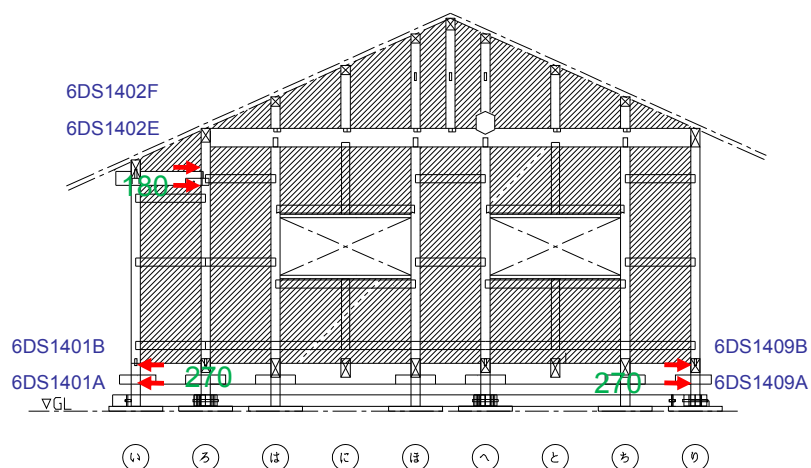


図 3.2.3-20 計測器配置・14 通り相対変位 (枠付き数値は横架材の内内寸法、枠無しは材せい)

い通り軸組図(ひずみ)

震動台X(L)



ひずみゲージ:20ch

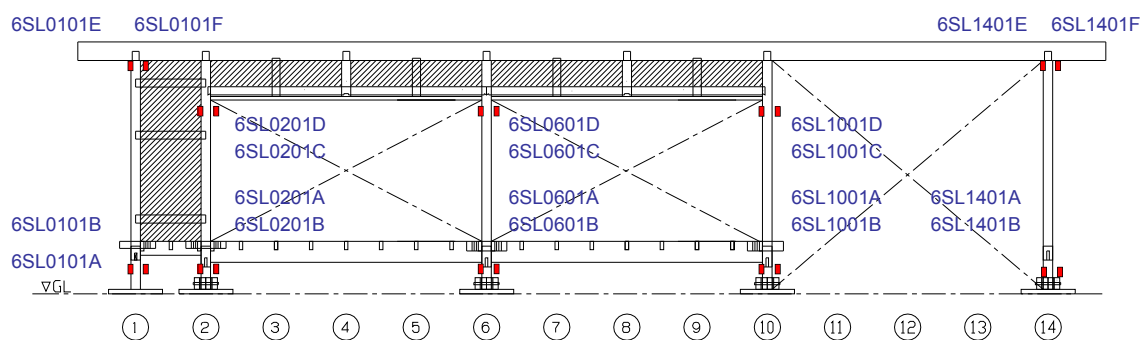


図 3.2.3-21 計測器配置・い通りひずみ

ろ通り軸組図(ひずみ)

震動台X(L)



ひずみゲージ:32ch

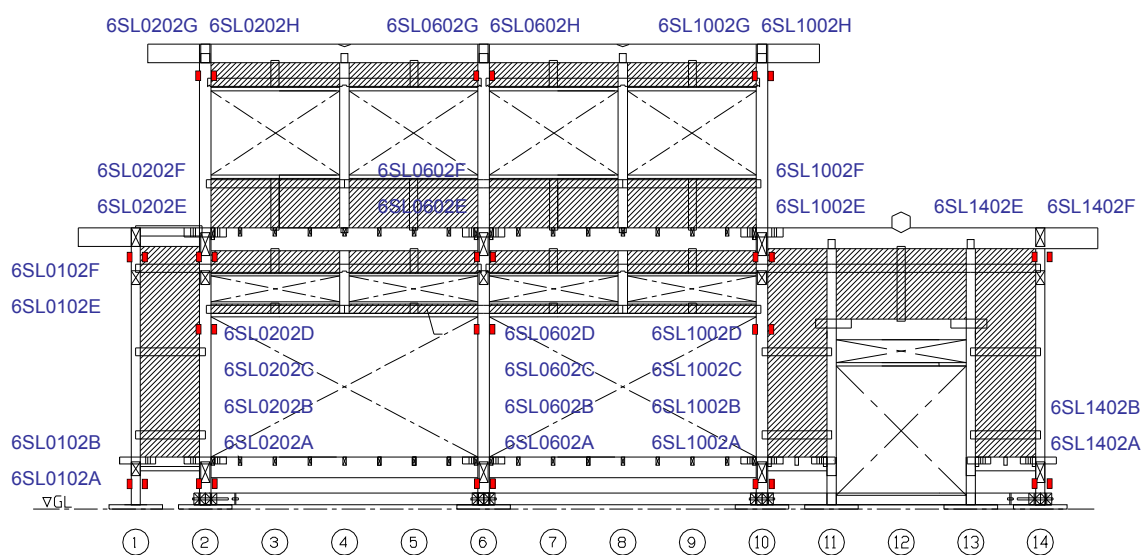


図 3.2.3-22 計測器配置・ろ通りひずみ

へ通り軸組図(ひずみ)

震動台X(L)

ひずみゲージ:32ch

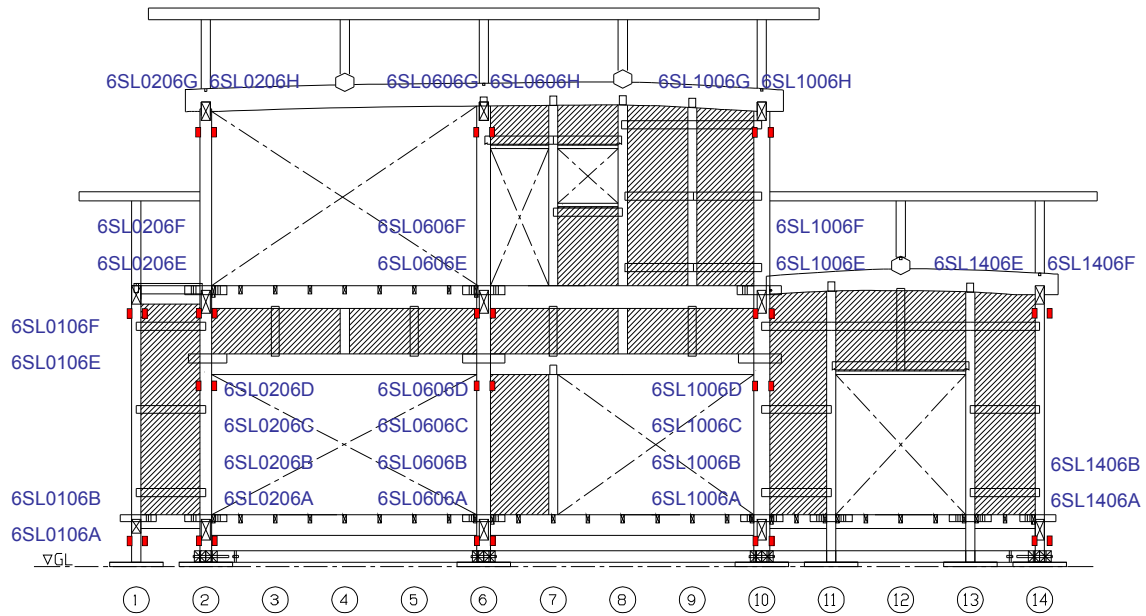


図 3.2.3-23 計測器配置・へ通りひずみ

り通り軸組図(ひずみ)

震動台X(L)

ひずみゲージ:32ch

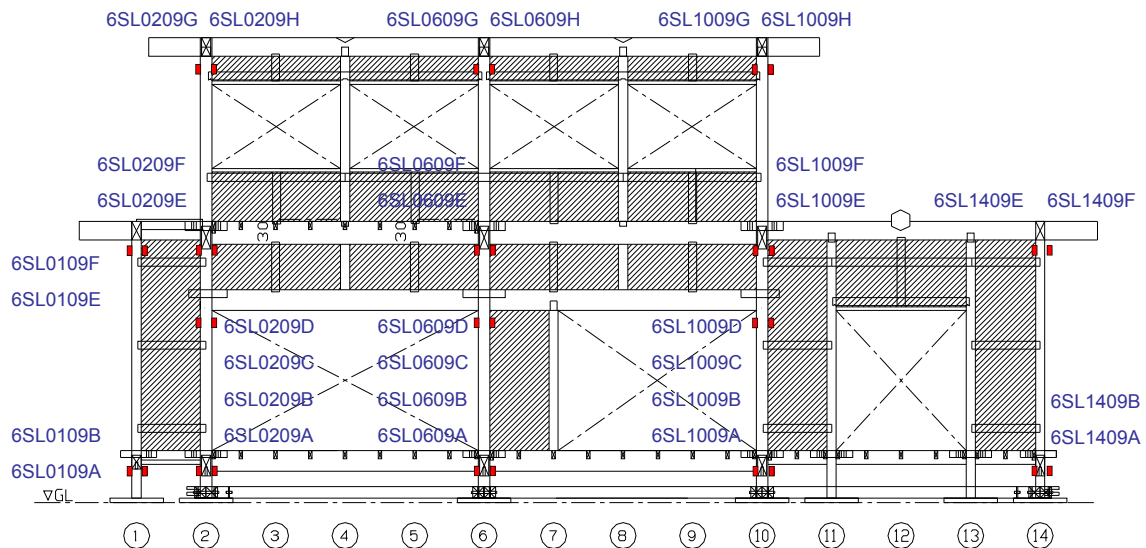


図 3.2.3-24 計測器配置・り通りひずみ

1通り軸組図(ひずみ)

震動台Y(S)



ひずみゲージ:8ch

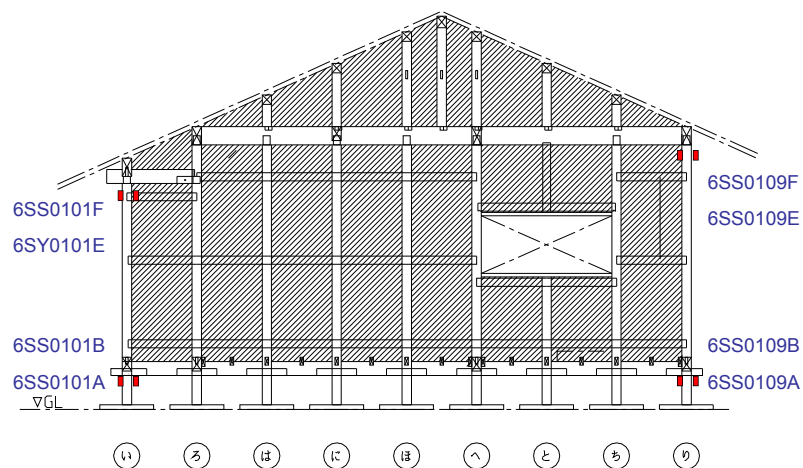


図 3.2.3-25 計測器配置・1 通りひずみ

2通り軸組図(ひずみ)

震動台Y(S)



ひずみゲージ:30ch

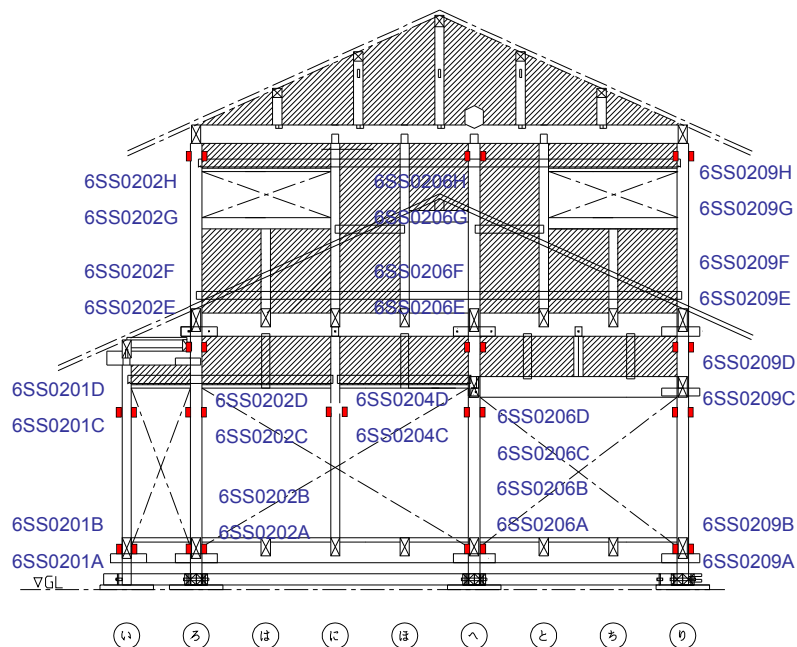


図 3.2.3-26 計測器配置・2 通りひずみ

6通り軸組図(ひずみ)

震動台Y(S)

ひずみゲージ:28ch

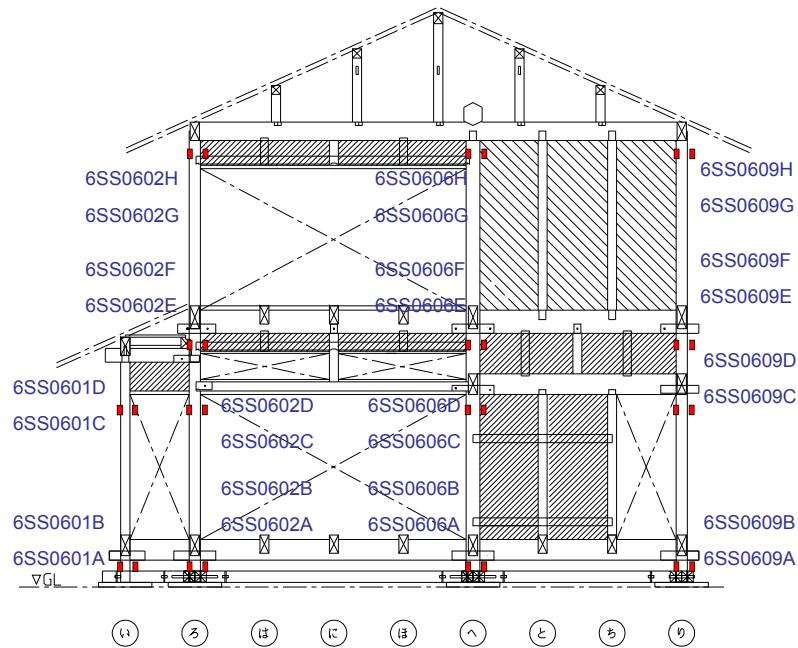


図 3.2.3-27 計測器配置・6 通りひずみ

10通り軸組図(ひずみ)

震動台Y(S)

ひずみゲージ:28ch

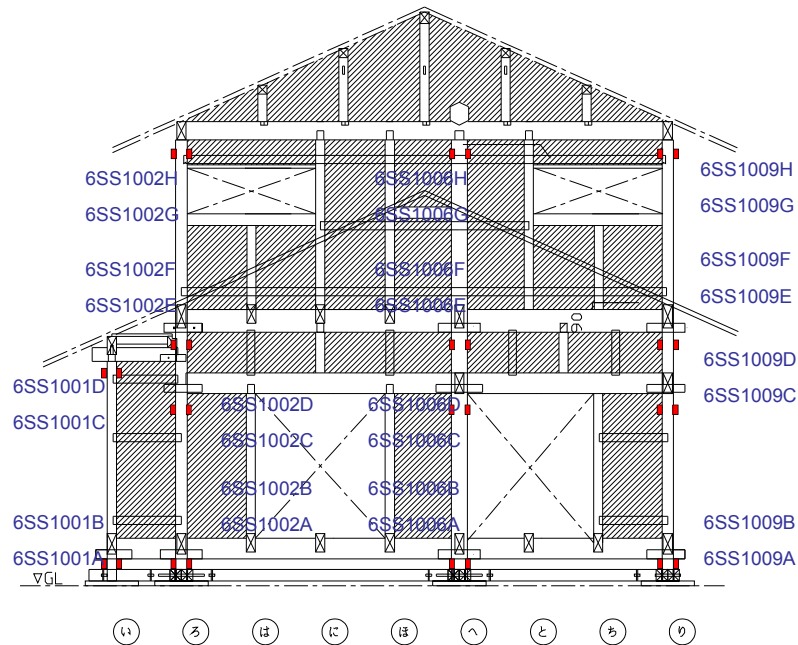


図 3.2.3-28 計測器配置・10 通りひずみ

14通り軸組図(ひずみ)

震動台Y(S)



ひずみゲージ:8ch

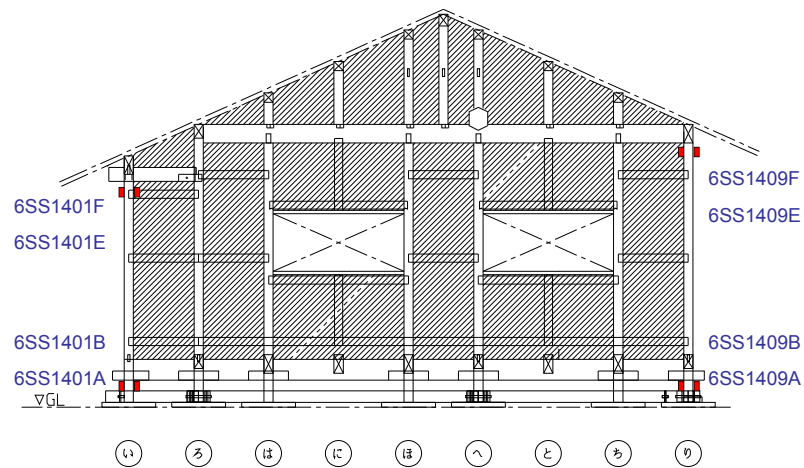


図 3.2.3-29 計測器配置・14 通りひずみ

4) 計測チャンネルリスト

表 3.2.3-3～3.2.3-10 に計測チャンネルリストを示す。なお表 3.2.3-10 の JB15 震動台情報において“fbk”がセンサタグに付されているものが実験時に震動台内蔵の計測器で計測された値である。JB15 を除く計測点数は、試験体 No.5 が 431 点、試験体 No.6 が 429 点であった。

表 3.2.3-3 計測チャンネルリスト (JB01、JB02)

#	JB-CH	センサタケ	センサ型番 or BB番号	#	JB-CH	センサタケ	センサ型番 or BB番号
1	01-01	6AL0606A	ASW-5AM36	65	02-01	6AS0206D	ASW-5AM36
2	01-02	6AS0606A	ASW-5AM36	66	02-02	6AS1405D	ASW-5AM36
3	01-03	6AZ0606A	ASW-5AM36	67	02-03	6AL0606D	ASW-5AM36
4	01-04	6AL0606B	ASW-5AM36	68	02-04	6AS0606D	ASW-5AM36
5	01-05	6AS0606B	ASW-5AM36	69	02-05	6AZ0606D	ASW-5AM36
6	01-06	6AZ0606B	ASW-5AM36	70	02-06	6AS1006D	ASW-5AM36
7	01-07	6AS0106C	ASW-5AM36	71	02-07	6DS14090	LK-500
8	01-08	6AS0106B	ASW-5AM36	72	02-08	6AL0602D	ASW-5AM36
9	01-09	6AS0206C	ASW-5AM36	73	02-09	6DL14010	LK-500
10	01-10	6AS0206B	ASW-5AM36	74	02-10	6DL14020	LK-500
11	01-11	0		75	02-11	6AL0609D	ASW-5AM36
12	01-12	6AS0606C	ASW-5AM36	76	02-12	6AS0205E	ASW-5AM36
13	01-13	6AZ0606C	ASW-5AM36	77	02-13	6AS1005E	ASW-5AM36
14	01-14	6AS1006B	ASW-5AM36	78	02-14	6AL0605E	ASW-5AM36
15	01-15	6AS1006C	ASW-5AM36	79	02-15	6AS0605E	ASW-5AM36
16	01-16	6AS1406C	ASW-5AM36	80	02-16	6AZ0605E	ASW-5AM36
17	01-17	6AS1406B	ASW-5AM36	81	02-17	6DL08011	DP2000D
18	01-18	6AL0601C	ASW-5AM36	82	02-18	6DL08021	DP2000D
19	01-19	6AL0601B	ASW-5AM36	83	02-19	6DL08061	DP2000D
20	01-20	6AL0602B	ASW-5AM36	84	02-20	6DL08091	DP2000D
21	01-21	6AL0602C	ASW-5AM36	85	02-21	6DS01041	DP2000D
22	01-22	6AL0609B	ASW-5AM36	86	02-22	6DS02041	DP2000D
23	01-23	6DS01040	SDP-200D	87	02-23	6DS06041	DP2000D
24	01-24	6DS02040	SDP-200D	88	02-24	6DS10041	DP2000D
25	01-25	6DS06040	SDP-200D	89	02-25	6DS14041	DP2000D
26	01-26	6DS10040	SDP-200D	90	02-26	6DL08022	DP1000DS
27	01-27	6AL0609C	ASW-5AM36	91	02-27	6DL08062	DP1000DS
28	01-28	6DS14040	SDP-200D	92	02-28	6DL08092	DP1000DS
29	01-29	6DL08010	SDP-200D	93	02-29	6DS02042	DP1000DS
30	01-30	6SL0101A	共和BB601-01	94	02-30	6DS06042	DP1000DS
31	01-31	6SL0101B	共和BB601-02	95	02-31	6DS10042	DP1000DS
32	01-32	6SL0101E	共和BB601-03	96	02-32	6SL0102A	共和BB602-01
33	01-33	6SL0101F	共和BB601-04	97	02-33	6SL0102B	共和BB602-02
34	01-34	6SL0201A	共和BB601-05	98	02-34	6SL0102E	共和BB602-03
35	01-35	6SL0201B	共和BB601-06	99	02-35	6SL0102F	共和BB602-04
36	01-36	6SL0201C	共和BB603-01	100	02-36	6SL0202A	共和BB602-09
37	01-37	6SL0201D	共和BB603-02	101	02-37	6SL0202B	共和BB602-10
38	01-38	6SL0601A	共和BB603-03	102	02-38	6SL0202C	共和BB605-07
39	01-39	6SL0601B	共和BB603-04	103	02-39	6SL0202D	共和BB605-08
40	01-40	6SL0601C	共和BB608-01	104	02-40	6SL0202E	共和BB605-09
41	01-41	6SL0601D	共和BB608-02	105	02-41	6SL0202F	共和BB605-10
42	01-42	6SL1001A	共和BB613-01	106	02-42	6SL0202G	共和BB621-03
43	01-43	6SL1001B	共和BB613-02	107	02-43	6SL0202H	共和BB621-04
44	01-44	6SL1001C	共和BB613-03	108	02-44	6SL0602A	共和BB608-09
45	01-45	6SL1001D	共和BB613-04	109	02-45	6SL0602B	共和BB608-10
46	01-46	6SL1401A	共和BB617-01	110	02-46	6SL0602C	共和BB609-01
47	01-47	6SL1401B	共和BB617-02	111	02-47	6SL0602D	共和BB609-02
48	01-48	6SL1401E	共和BB617-03	112	02-48	6SL0602E	共和BB609-03
49	01-49	6SL1401F	共和BB617-04	113	02-49	6SL0602F	共和BB609-04
50	01-50	6SS1401A	共和BB617-05	114	02-50	6SL0602G	共和BB622-05
51	01-51	6SS1401B	共和BB617-06	115	02-51	6SL0602H	共和BB622-06
52	01-52	6SS1401E	共和BB617-07	116	02-52	6SL1002A	共和BB613-09
53	01-53	6SS1401F	共和BB617-08	117	02-53	6SL1002B	共和BB613-10
54	01-54	6SS1409A	共和BB619-05	118	02-54	6SL1002C	共和BB614-01
55	01-55	6SS1409B	共和BB619-06	119	02-55	6SL1002D	共和BB614-02
56	01-56	6SS1409E	共和BB619-07	120	02-56	6SL1002E	共和BB614-03
57	01-57	6SS1409F	共和BB619-08	121	02-57	6SL1002F	共和BB614-04
58	01-58	6DL08020	SDP-200D	122	02-58	6SL1002G	共和BB623-01
59	01-59	6DL08060	SDP-200D	123	02-59	6SL1002H	共和BB623-02
60	01-60	6DL08090	SDP-200D	124	02-60	6SL1402A	共和BB617-09
61	01-61	6DS01090	LK-500	125	02-61	6SL1402B	共和BB617-10
62	01-62	6DS02090	LK-500	126	02-62	6SL1402E	共和BB618-01
63	01-63	6DS06090	LK-500	127	02-63	6SL1402F	共和BB618-02
64	01-64	6DS10090	LK-500	128	02-64	6DL14060	LK-500

表 3.2.3-4 計測チャンネルリスト (JB03、JB04)

#	JB-CH	センサタケ	センサ型番 or BB番号	#	JB-CH	センサタケ	センサ型番 or BB番号
129	03-01	6DL0101A	CDP-100	193	04-01	6DS0101A	SDP-200D
130	03-02	6DL0101B	CDP-100	194	04-02	6DS0101B	SDP-200D
131	03-03	6DL0401C	CDP-100M	195	04-03	6DS0102E	CDP-50
132	03-04	6DL0601C	CDP-100	196	04-04	6DS0102F	CDP-50
133	03-05	6DL0601D	CDP-100	197	04-05	6DS0109A	SDP-200D
134	03-06	6DL1001A	CDP-100	198	04-06	6DS0109B	SDP-200D
135	03-07	6DL1001B	CDP-100	199	04-07	6DS0201A	SDP-50C
136	03-08	6DL1001C	SDP-100CS	200	04-08	6DS0201B	SDP-50C
137	03-09	6DL1001D	SDP-100CS	201	04-09	6DS0202E	SDP-50CT
138	03-10	6DL0102A	SDP-100C	202	04-10	6DS0202F	SDP-50CT
139	03-11	6DL0102B	SDP-100C	203	04-11	6DS0203E	CDP-50M
140	03-12	6DL0202E	SDP-50C	204	04-12	6DS0203F	CDP-50M
141	03-13	6DL0202F	SDP-50C	205	04-13	6DS0206C	SDP-200D
142	03-14	6DL0402C	SDP-100C	206	04-14	6DS0206D	SDP-200D
143	03-15	6DL0502C	SDP-100C	207	04-15	6DS0207C	SDP-200D
144	03-16	6DL0502D	SDP-100C	208	04-16	6DS0209A	CDP-50M
145	03-17	6DL0602C	CDP-100M	209	04-17	6DS0209B	CDP-50M
146	03-18	6DL0602D	CDP-100M	210	04-18	6DS0209C	SDP-200D
147	03-19	6DL1002A	SDP-100C	211	04-19	6DS0209D	SDP-200D
148	03-20	6DL1002B	SDP-100C	212	04-20	6DS0209E	CDP-50
149	03-21	6DL1002E	CDP-100	213	04-21	6DS0209F	CDP-50
150	03-22	6DL1002F	CDP-100	214	04-22	6DS0601A	CDP-50M
151	03-23	6DL1202C	CDP-100	215	04-23	6DS0601B	CDP-50M
152	03-24	6DL1402A	CDP-100	216	04-24	6DS0602E	SDP-200D
153	03-25	6DL1402B	CDP-100	217	04-25	6DS0602F	SDP-200D
154	03-26	6DL0106A	SDP-50C	218	04-26	6DS0603E	CDP-50
155	03-27	6DL0106B	SDP-50C	219	04-27	6DS0603F	CDP-50
156	03-28	6DL0206E	SDP-50C	220	04-28	6DS0606C	SDP-200D
157	03-29	6DL0206F	SDP-50C	221	04-29	6DS0606D	SDP-200D
158	03-30	6DL0406C	CDP-100M	222	04-30	6DS0607C	SDP-200D
159	03-31	6DL0506C	SDP-100CT	223	04-31	6DS0609A	CDP-50
160	03-32	6DL0506D	SDP-100CT	224	04-32	6DS0609B	CDP-50
161	03-33	6DL0506E	SDP-50C	225	04-33	6DS0609C	CDP-100
162	03-34	6DL0506F	SDP-50C	226	04-34	6DS0609D	CDP-100
163	03-35	6DL1006A	SDP-50C	227	04-35	6DS0609E	CDP-50M
164	03-36	6DL1006B	SDP-50C	228	04-36	6DS0609F	CDP-50M
165	03-37	6DL1006E	SDP-50C	229	04-37	6DS1001A	SDP-100C
166	03-38	6DL1006F	SDP-50C	230	04-38	6DS1001B	SDP-100C
167	03-39	6DL1406A	SDP-50C	231	04-39	6DS1002E	CDP-50M
168	03-40	6DL1406B	SDP-50C	232	04-40	6DS1002F	CDP-50M
169	03-41	6DL0109A	CDP-100	233	04-41	5DL0409C	SDP-100CT
170	03-42	6DL0109B	CDP-100	234	04-42	0	
171	03-43	6DL0209E	SDP-50C	235	04-43	6DS1006C	CDP-100
172	03-44	6DL0209F	SDP-50C	236	04-44	6DS1006D	CDP-100
173	03-45	6DL0409C	SDP-100CT	237	04-45	6DS1007C	CDP-100
174	03-46	6DL0509C	SDP-100CT	238	04-46	6DS1009A	CDP-50M
175	03-47	6DL0509D	SDP-100CT	239	04-47	6DS1009B	CDP-50M
176	03-48	6DL0509E	SDP-50C	240	04-48	6DS1009C	SDP-100C
177	03-49	6DL0509F	SDP-50C	241	04-49	6DS1009D	SDP-100C
178	03-50	6DL0609C	SDP-100CT	242	04-50	6DS1009E	CDP-50M
179	03-51	6DL0609D	SDP-100CT	243	04-51	6DS1009F	CDP-50M
180	03-52	6DL1009A	CDP-100	244	04-52	6DS1401A	SDP-200D
181	03-53	6DL1009B	CDP-100	245	04-53	6DS1401B	SDP-200D
182	03-54	6DL1009E	SDP-50C	246	04-54	6DS1402E	SDP-50CS
183	03-55	6DL1009F	SDP-50C	247	04-55	6DS1402F	SDP-50CS
184	03-56	6DL1209C	SDP-100CT	248	04-56	6DS1409A	SDP-200D
185	03-57	6DL1409A	CDP-100	249	04-57	6DS1409B	SDP-200D
186	03-58	6DL1409B	CDP-100	250	04-58	6DL14090	LK-500
187	03-59	6DH03091	DP-1000DS	251	04-59	6DH03092	DP-1000DS
188	03-60	6DH06091	DP-1000DS	252	04-60	6DH06092	DP-1000DS
189	03-61	6DH07091	DP-1000DS	253	04-61	6DH07092	DP-1000DS
190	03-62	6DH10091	DP-1000DS	254	04-62	6DH10092	DP-1000DS
191	03-63	6DH11091	DP-1000DS	255	04-63	6DH11092	DP-1000DS
192	03-64	6DH14091	DP-1000DS	256	04-64	6DH14092	DP-1000DS

表 3.2.3-5 計測チャンネルリスト(JB05、JB06)

#	JB-CH	センサタケ	センサ型番 or BB番号
257	05-01	6SL0106A	共和BB604-01
258	05-02	6SL0106B	共和BB604-02
259	05-03	6SL0106E	共和BB604-03
260	05-04	6SL0106F	共和BB604-04
261	05-05	6SL0206A	共和BB604-05
262	05-06	6SL0206B	共和BB604-06
263	05-07	6SL0206C	共和BB604-07
264	05-08	6SL0206D	共和BB604-08
265	05-09	6SL0206E	共和BB604-09
266	05-10	6SL0206F	共和BB604-10
267	05-11	6SL0206G	共和BB622-01
268	05-12	6SL0206H	共和BB622-02
269	05-13	6SL0606A	共和BB610-01
270	05-14	6SL0606B	共和BB610-02
271	05-15	6SL0606C	共和BB610-03
272	05-16	6SL0606D	共和BB610-04
273	05-17	6SL0606E	共和BB610-05
274	05-18	6SL0606F	共和BB610-06
275	05-19	6SL0606G	共和BB622-09
276	05-20	6SL0606H	共和BB622-10
277	05-21	6SL1006A	共和BB615-01
278	05-22	6SL1006B	共和BB615-02
279	05-23	6SL1006C	共和BB615-03
280	05-24	6SL1006D	共和BB615-04
281	05-25	6SL1006E	共和BB615-05
282	05-26	6SL1006F	共和BB615-06
283	05-27	6SL1006G	共和BB623-05
284	05-28	6SL1006H	共和BB623-06
285	05-29	6SL1406A	共和BB618-03
286	05-30	6SL1406B	共和BB618-04
287	05-31	6SL1406E	共和BB618-05
288	05-32	6SL1406F	共和BB618-06
289	05-33	6SL0109A	共和BB606-01
290	05-34	6SL0109B	共和BB606-02
291	05-35	6SL0109E	共和BB606-03
292	05-36	6SL0109F	共和BB606-04
293	05-37	6SL0209A	共和BB606-05
294	05-38	6SL0209B	共和BB606-06
295	05-39	6SL0209C	共和BB607-01
296	05-40	6SL0209D	共和BB607-02
297	05-41	6SL0209E	共和BB607-03
298	05-42	6SL0209F	共和BB607-04
299	05-43	6SL0209G	共和BB621-09
300	05-44	6SL0209H	共和BB621-10
301	05-45	6SL0609A	共和BB611-01
302	05-46	6SL0609B	共和BB611-02
303	05-47	6SL0609C	共和BB611-03
304	05-48	6SL0609D	共和BB611-04
305	05-49	6SL0609E	共和BB611-05
306	05-50	6SL0609F	共和BB611-06
307	05-51	6SL0609G	共和BB623-09
308	05-52	6SL0609H	共和BB623-10
309	05-53	6SL1009A	共和BB616-01
310	05-54	6SL1009B	共和BB616-02
311	05-55	6SL1009C	共和BB616-03
312	05-56	6SL1009D	共和BB616-04
313	05-57	6SL1009E	共和BB616-05
314	05-58	6SL1009F	共和BB616-06
315	05-59	6SL1009G	共和BB624-03
316	05-60	6SL1009H	共和BB624-04
317	05-61	6SL1409A	共和BB619-01
318	05-62	6SL1409B	共和BB619-02
319	05-63	6SL1409E	共和BB619-03
320	05-64	6SL1409F	共和BB619-04

#	JB-CH	センサタケ	センサ型番 or BB番号
321	06-01	5SL0106A	共和BB504-01
322	06-02	5SL0106B	共和BB504-02
323	06-03	5SL0106E	共和BB504-03
324	06-04	5SL0106F	共和BB504-04
325	06-05	5SL0206A	共和BB504-05
326	06-06	5SL0206B	共和BB504-06
327	06-07	5SL0206C	共和BB504-07
328	06-08	5SL0206D	共和BB504-08
329	06-09	5SL0206E	共和BB504-09
330	06-10	5SL0206F	共和BB504-10
331	06-11	5SL0206G	共和BB522-01
332	06-12	5SL0206H	共和BB522-02
333	06-13	5SL0606A	共和BB510-01
334	06-14	5SL0606B	共和BB510-02
335	06-15	5SL0606C	共和BB510-03
336	06-16	5SL0606D	共和BB510-04
337	06-17	5SL0606E	共和BB510-05
338	06-18	5SL0606F	共和BB510-06
339	06-19	5SL0606G	共和BB522-09
340	06-20	5SL0606H	共和BB522-10
341	06-21	5SL1006A	共和BB515-01
342	06-22	5SL1006B	共和BB515-02
343	06-23	5SL1006C	共和BB515-03
344	06-24	5SL1006D	共和BB515-04
345	06-25	5SL1006E	共和BB515-05
346	06-26	5SL1006F	共和BB515-06
347	06-27	5SL1006G	共和BB523-05
348	06-28	5SL1006H	共和BB523-06
349	06-29	5SL1406A	共和BB518-03
350	06-30	5SL1406B	共和BB518-04
351	06-31	5SL1406E	共和BB518-05
352	06-32	5SL1406F	共和BB518-06
353	06-33	5SL0109A	共和BB506-01
354	06-34	5SL0109B	共和BB506-02
355	06-35	5SL0109E	共和BB506-03
356	06-36	5SL0109F	共和BB506-04
357	06-37	5SL0209A	共和BB506-05
358	06-38	5SL0209B	共和BB506-06
359	06-39	5SL0209C	共和BB507-01
360	06-40	5SL0209D	共和BB507-02
361	06-41	5SL0209E	共和BB507-03
362	06-42	5SL0209F	共和BB507-04
363	06-43	5SL0209G	共和BB521-09
364	06-44	5SL0209H	共和BB521-10
365	06-45	5SL0609A	共和BB511-01
366	06-46	5SL0609B	共和BB511-02
367	06-47	5SL0609C	共和BB511-03
368	06-48	5SL0609D	共和BB511-04
369	06-49	5SL0609E	共和BB511-05
370	06-50	5SL0609F	共和BB511-06
371	06-51	5SL0609G	共和BB523-09
372	06-52	5SL0609H	共和BB523-10
373	06-53	5SL1009A	共和BB516-01
374	06-54	5SL1009B	共和BB516-02
375	06-55	5SL1009C	共和BB516-03
376	06-56	5SL1009D	共和BB516-04
377	06-57	5SL1009E	共和BB516-05
378	06-58	5SL1009F	共和BB516-06
379	06-59	5SL1009G	共和BB524-03
380	06-60	5SL1009H	共和BB524-04
381	06-61	5SL1409A	共和BB519-01
382	06-62	5SL1409B	共和BB519-02
383	06-63	5SL1409E	共和BB519-03
384	06-64	5SL1409F	共和BB519-04

表 3.2.3-6 計測チャンネルリスト (JB07、JB08)

#	JB-CH	センサタケ	センサ型番 or BB番号	#	JB-CH	センサタケ	センサ型番 or BB番号
385	07-01	5DS0101A	SDP-200D	449	08-01	5DL0101A	SDP-100C
386	07-02	5DS0101B	SDP-200D	450	08-02	5DL0101B	SDP-100C
387	07-03	5DS0102E	SDP-50C	451	08-03	5DL0401C	SDP-100CT
388	07-04	5DS0102F	SDP-50C	452	08-04	5DL0601C	SDP-100CT
389	07-05	5DS0109A	SDP-200D	453	08-05	5DL0601D	SDP-100CT
390	07-06	5DS0109B	SDP-200D	454	08-06	5DL1001A	SDP-100C
391	07-07	5DS0201A	CDP-50M	455	08-07	5DL1001B	SDP-100C
392	07-08	5DS0201B	CDP-50M	456	08-08	5DL1001C	SDP-100CS
393	07-09	5DS0202E	CDP-100	457	08-09	5DL1001D	SDP-100CS
394	07-10	5DS0202F	CDP-100	458	08-10	5DL0102A	CDP-50
395	07-11	5DS0203E	CDP-100	459	08-11	5DL0102B	CDP-50
396	07-12	5DS0203F	CDP-100	460	08-12	5DL0202E	CDP-50
397	07-13	5DS0206C	SDP-200D	461	08-13	5DL0202F	CDP-50
398	07-14	5DS0206D	SDP-201D	462	08-14	5DL0402C	SDP-100C
399	07-15	5DS0207C	SDP-202D	463	08-15	5DL0502C	SDP-100C
400	07-16	5DS0209A	SDP-50C	464	08-16	5DL0502D	SDP-100C
401	07-17	5DS0209B	SDP-50C	465	08-17	5DL0602C	SDP-100C
402	07-18	5DS0209C	SDP-200R	466	08-18	5DL0602D	SDP-100C
403	07-19	5DS0209D	SDP-200R	467	08-19	5DL1002A	CDP-50
404	07-20	5DS0209E	SDP-200D	468	08-20	5DL1002B	CDP-50
405	07-21	5DS0209F	SDP-200D	469	08-21	5DL1002E	CDP-50M
406	07-22	5DS0601A	CDP-50	470	08-22	5DL1002F	CDP-50M
407	07-23	5DS0601B	CDP-50	471	08-23	5DL1202C	CDP-100
408	07-24	5DS0602E	SDP-200D	472	08-24	5DL1402A	CDP-100
409	07-25	5DS0602F	SDP-200D	473	08-25	5DL1402B	CDP-100
410	07-26	5DS0603E	CDP-50M	474	08-26	5DL0106A	CDP-50
411	07-27	5DS0603F	CDP-50M	475	08-27	5DL0106B	CDP-50
412	07-28	5DS0606C	SDP-100C	476	08-28	5DL0206E	SDP-50CS
413	07-29	5DS0606D	SDP-100C	477	08-29	5DL0206F	SDP-50CS
414	07-30	5DS0607C	CDP-100	478	08-30	5DL0406C	CDP-100
415	07-31	5DS0609A	CDP-50	479	08-31	5DL0506C	CDP-100
416	07-32	5DS0609B	CDP-50	480	08-32	5DL0506D	CDP-100
417	07-33	5DS0609C	SDP-100C	481	08-33	5DL0506E	SDP-50CS
418	07-34	5DS0609D	SDP-100C	482	08-34	5DL0506F	SDP-50CS
419	07-35	5DS0609E	CDP-50	483	08-35	5DL1006A	SDP-50CS
420	07-36	5DS0609F	CDP-50	484	08-36	5DL1006B	SDP-50CS
421	07-37	5DS1001A	CDP-100	485	08-37	5DL1006E	SDP-50CS
422	07-38	5DS1001B	CDP-100	486	08-38	5DL1006F	SDP-50CS
423	07-39	5DS1002E	SDP-200D	487	08-39	5DL1406A	SDP-50CS
424	07-40	5DS1002F	SDP-200D	488	08-40	5DL1406B	SDP-50CT
425	07-41	5DS1003E	SDP-50C	489	08-41	5DL0109A	SDP-100C
426	07-42	5DS1003F	SDP-50C	490	08-42	5DL0109B	SDP-100C
427	07-43	5DS1006C	CDP-100	491	08-43	5DL0209E	CDP-50
428	07-44	5DS1006D	CDP-100	492	08-44	5DL0209F	CDP-50
429	07-45	5DS1007C	CDP-100	493	08-45	0	
430	07-46	5DS1009A	CDP-50	494	08-46	5DL0509C	SDP-100C
431	07-47	5DS1009B	CDP-50	495	08-47	5DL0509D	SDP-100C
432	07-48	5DS1009C	CDP-100	496	08-48	5DL0509E	CDP-50
433	07-49	5DS1009D	CDP-100	497	08-49	5DL0509F	CDP-50
434	07-50	5DS1009E	SDP-50C	498	08-50	5DL0609C	SDP-100C
435	07-51	5DS1009F	SDP-50C	499	08-51	5DL0609D	SDP-100C
436	07-52	5DS1401A	SDP-200D	500	08-52	5DL1009A	SDP-100C
437	07-53	5DS1401B	SDP-200D	501	08-53	5DL1009B	SDP-100C
438	07-54	5DS1402E	SDP-50C	502	08-54	5DL1009E	CDP-50
439	07-55	5DS1402F	SDP-50C	503	08-55	5DL1009F	CDP-50
440	07-56	5DS1409A	SDP-200D	504	08-56	5DL1209C	CDP-100
441	07-57	5DS1409B	SDP-200D	505	08-57	5DL1409A	SDP-100C
442	07-58	5DL14090	LK-500	506	08-58	5DL1409B	SDP-100C
443	07-59	5DH03092	DP-1000C	507	08-59	5DH03091	DP-1000DS
444	07-60	5DH06092	DP-1000C	508	08-60	5DH06091	DP-1000DS
445	07-61	5DH07092	DP-1000C	509	08-61	5DH07091	DP-1000DS
446	07-62	5DH10092	DP-1000C	510	08-62	5DH10091	DP-1000DS
447	07-63	5DH11092	DP-1000C	511	08-63	5DH11091	DP-1000DS
448	07-64	5DH14092	DP-1000C	512	08-64	5DH14091	DP-1000DS

表 3.2.3-7 計測チャンネルリスト(JB09、JB10)

#	JB-CH	センサタテ	センサ型番orBB番号	#	JB-CH	センサタテ	センサ型番orBB番号
513	09-01	5SS0101A	共和BB501-07	577	10-01	5AL0606A	ASW-5AM36
514	09-02	5SS0101B	共和BB501-08	578	10-02	5AS0606A	ASW-5AM36
515	09-03	5SS0101E	共和BB501-09	579	10-03	5AZ0606A	ASW-5AM36
516	09-04	5SS0101F	共和BB501-10	580	10-04	5AL0606B	ASW-5AM36
517	09-05	5SS0109A	共和BB506-07	581	10-05	5AS0606B	ASW-5AM36
518	09-06	5SS0109B	共和BB506-08	582	10-06	5AZ0606B	ASW-5AM36
519	09-07	5SS0109E	共和BB506-09	583	10-07	5AS0106C	ASW-5AM36
520	09-08	5SS0109F	共和BB506-10	584	10-08	5AS0106B	ASW-5AM36
521	09-09	5SS0201A	共和BB503-05	585	10-09	5AS0206C	ASW-5AM36
522	09-10	5SS0201B	共和BB503-06	586	10-10	5AS0206B	ASW-5AM36
523	09-11	5SS0201C	共和BB503-07	587	10-11	5AL0606C	ASW-5AM36
524	09-12	5SS0201D	共和BB503-08	588	10-12	5AS0606C	ASW-5AM36
525	09-13	5SS0202A	共和BB503-09	589	10-13	5AZ0606C	ASW-5AM36
526	09-14	5SS0202B	共和BB503-10	590	10-14	5AS1006C	ASW-5AM36
527	09-15	5SS0202C	共和BB502-05	591	10-15	5AS1006B	ASW-5AM36
528	09-16	5SS0202D	共和BB502-06	592	10-16	5AS1406C	ASW-5AM36
529	09-17	5SS0202E	共和BB502-07	593	10-17	5AS1406B	ASW-5AM36
530	09-18	5SS0202F	共和BB502-08	594	10-18	5AL0601C	ASW-5AM36
531	09-19	5SS0202G	共和BB521-01	595	10-19	5AL0601B	ASW-5AM36
532	09-20	5SS0202H	共和BB521-02	596	10-20	5AL0602B	ASW-5AM36
533	09-21	5SS0206A	共和BB505-01	597	10-21	5AL0602C	ASW-5AM36
534	09-22	5SS0206B	共和BB505-02	598	10-22	5AL0609B	ASW-5AM36
535	09-23	5SS0206C	共和BB505-03	599	10-23	5DS01040	SDP-200D
536	09-24	5SS0206D	共和BB505-04	600	10-24	5DS02040	SDP-200D
537	09-25	5SS0206E	共和BB505-05	601	10-25	5DS06040	SDP-200D
538	09-26	5SS0206F	共和BB505-06	602	10-26	5DS10040	SDP-200D
539	09-27	5SS0206G	共和BB521-05	603	10-27	5AL0609C	ASW-5AM36
540	09-28	5SS0206H	共和BB521-06	604	10-28	5DS14040	SDP-200D
541	09-29	5SS0209A	共和BB507-05	605	10-29	5DL08010	SDP-200D
542	09-30	5SS0209B	共和BB507-06	606	10-30	5SL0101A	共和BB501-01
543	09-31	5SS0209C	共和BB507-07	607	10-31	5SL0101B	共和BB501-02
544	09-32	5SS0209D	共和BB507-08	608	10-32	5SL0101E	共和BB501-03
545	09-33	5SS0209E	共和BB507-09	609	10-33	5SL0101F	共和BB501-04
546	09-34	5SS0209F	共和BB507-10	610	10-34	5SL0201A	共和BB501-05
547	09-35	5SS0209G	共和BB521-07	611	10-35	5SL0201B	共和BB501-06
548	09-36	5SS0209H	共和BB521-08	612	10-36	5SL0201C	共和BB503-01
549	09-37	5SS0601A	共和BB509-05	613	10-37	5SL0201D	共和BB503-02
550	09-38	5SS0601B	共和BB509-06	614	10-38	5SS0204C	共和BB503-03
551	09-39	5SS0601C	共和BB509-07	615	10-39	5SS0204D	共和BB503-04
552	09-40	5SS0601D	共和BB509-08	616	10-40	5SL0601C	共和BB508-01
553	09-41	5SS0602A	共和BB508-03	617	10-41	5SL0601D	共和BB508-02
554	09-42	5SS0602B	共和BB508-04	618	10-42	5SL1001A	共和BB513-01
555	09-43	5SS0602C	共和BB508-05	619	10-43	5SL1001B	共和BB513-02
556	09-44	5SS0602D	共和BB508-06	620	10-44	5SL1001C	共和BB513-03
557	09-45	5SS0602E	共和BB508-07	621	10-45	5SL1001D	共和BB513-04
558	09-46	5SS0602F	共和BB508-08	622	10-46	6DL1206C	金沢工大・SDP-100C
559	09-47	5SS0602G	共和BB522-03	623	10-47	0	
560	09-48	5SS0602H	共和BB522-04	624	10-48	5SL1401E	共和BB517-03
561	09-49	5SS0606A	共和BB510-07	625	10-49	5SL1401F	共和BB517-04
562	09-50	5SS0606B	共和BB510-08	626	10-50	5SS1401A	共和BB517-05
563	09-51	5SS0606C	共和BB510-09	627	10-51	5SS1401B	共和BB517-06
564	09-52	5SS0606D	共和BB510-10	628	10-52	5SS1401E	共和BB517-07
565	09-53	5SS0606E	共和BB512-01	629	10-53	5SS1401F	共和BB517-08
566	09-54	5SS0606F	共和BB512-02	630	10-54	5SS1409A	共和BB519-05
567	09-55	5SS0606G	共和BB522-07	631	10-55	5SS1409B	共和BB519-06
568	09-56	5SS0606H	共和BB522-08	632	10-56	5SS1409E	共和BB519-07
569	09-57	5SS0609A	共和BB511-07	633	10-57	5SS1409F	共和BB519-08
570	09-58	5SS0609B	共和BB511-08	634	10-58	5DL08020	SDP-200D
571	09-59	5SS0609C	共和BB511-09	635	10-59	5DL08060	SDP-200D
572	09-60	5SS0609D	共和BB511-10	636	10-60	5DL08090	SDP-200D
573	09-61	5SS0609E	共和BB512-03	637	10-61	5DS01090	LK-500
574	09-62	5SS0609F	共和BB512-04	638	10-62	5DS02090	LK-500
575	09-63	5SS0609G	共和BB524-01	639	10-63	5DS06090	LK-500
576	09-64	5SS0609H	共和BB524-02	640	10-64	5DS10090	LK-500

表 3.2.3-8 計測チャンネルリスト(JB11、JB12)

#	JB-CH	センサタケ	センサ型番 or BB番号	#	JB-CH	センサタケ	センサ型番 or BB番号
641	11-01	5AS0206D	ASW-5AM36	705	12-01	5SS1001A	共和BB513-05
642	11-02	5AS1405D	ASW-5AM36	706	12-02	5SS1001B	共和BB513-06
643	11-03	5AL0606D	ASW-5AM36	707	12-03	5SS1001C	共和BB513-07
644	11-04	5AS0606D	ASW-5AM36	708	12-04	5SS1001D	共和BB513-08
645	11-05	5AZ0606D	ASW-5AM36	709	12-05	5SS1002A	共和BB514-05
646	11-06	5AS1006D	ASW-5AM36	710	12-06	5SS1002B	共和BB514-06
647	11-07	5DS14090	LK-500	711	12-07	5SS1002C	共和BB514-07
648	11-08	5AL0602D	ASW-5AM36	712	12-08	5SS1002D	共和BB514-08
649	11-09	5DL14010	LK-500	713	12-09	5SS1002E	共和BB514-09
650	11-10	5DL14020	LK-500	714	12-10	5SS1002F	共和BB514-10
651	11-11	5AL0609D	ASW-5AM36	715	12-11	5SS1002G	共和BB523-03
652	11-12	5AS0205E	ASW-5AM36	716	12-12	5SS1002H	共和BB523-04
653	11-13	5AS1005E	ASW-5AM36	717	12-13	5SS1006A	共和BB515-07
654	11-14	5AL0605E	ASW-5AM36	718	12-14	5SS1006B	共和BB515-08
655	11-15	5AS0605E	ASW-5AM36	719	12-15	5SS1006C	共和BB515-09
656	11-16	5AZ0605E	ASW-5AM36	720	12-16	5SS1006D	共和BB515-10
657	11-17	5DL08011	DP-2000 D	721	12-17	5SS1006E	共和BB512-05
658	11-18	5DL08021	DP-2000 D	722	12-18	5SS1006F	共和BB512-06
659	11-19	5DL08061	DP-2000 D	723	12-19	5SS1006G	共和BB523-07
660	11-20	5DL08091	DP-2000 D	724	12-20	5SS1006H	共和BB523-08
661	11-21	5DS01041	DP-2000 D	725	12-21	5SS1009A	共和BB516-07
662	11-22	5DS02041	DP-2000 D	726	12-22	5SS1009B	共和BB516-08
663	11-23	5DS06041	DP-2000 D	727	12-23	5SS1009C	共和BB516-09
664	11-24	5DS10041	DP-2000 D	728	12-24	5SS1009D	共和BB516-10
665	11-25	5DS14041	DP-2000 D	729	12-25	5SS1009E	共和BB512-07
666	11-26	5DL08022	DP-1000DS	730	12-26	5SS1009F	共和BB512-08
667	11-27	5DL08062	DP-1000DS	731	12-27	5SS1009G	共和BB524-05
668	11-28	5DL08092	DP-1000DS	732	12-28	5SS1009H	共和BB524-06
669	11-29	5DS02042	DP-1000DS	733	12-29	5SL0601A	共和BB509-09
670	11-30	5DS06042	DP-1000DS	734	12-30	5SL0601B	共和BB509-10
671	11-31	5DS10042	DP-1000DS	735	12-31	6DV01010	CDP-50M
672	11-32	5SL0102A	共和BB502-01	736	12-32	6DV02010	CDP-50M
673	11-33	5SL0102B	共和BB502-02	737	12-33	6DV06010	CDP-50M
674	11-34	5SL0102E	共和BB502-03	738	12-34	6DV10010	CDP-50M
675	11-35	5SL0102F	共和BB502-04	739	12-35	6DV14010	CDP-50M
676	11-36	5SL0202A	共和BB502-09	740	12-36	6DV01020	CDP-50M
677	11-37	5SL0202B	共和BB502-10	741	12-37	6DV14020	CDP-50M
678	11-38	5SL0202C	共和BB505-07	742	12-38	6DV01060	CDP-50M
679	11-39	5SL0202D	共和BB505-08	743	12-39	6DV14060	CDP-50M
680	11-40	5SL0202E	共和BB505-09	744	12-40	6DV01090	CDP-50M
681	11-41	5SL0202F	共和BB505-10	745	12-41	6DV02090	CDP-50M
682	11-42	5SL0202G	共和BB521-03	746	12-42	6DV06090	CDP-50M
683	11-43	5SL0202H	共和BB521-04	747	12-43	6DV10090	CDP-50M
684	11-44	5SL0602A	共和BB508-09	748	12-44	6DV14090	CDP-50M
685	11-45	5SL0602B	共和BB508-10	749	12-45	5DV01010	CDP-50M
686	11-46	5SL0602C	共和BB509-01	750	12-46	5DV02010	CDP-50M
687	11-47	5SL0602D	共和BB509-02	751	12-47	5DV06010	CDP-50M
688	11-48	5SL0602E	共和BB509-03	752	12-48	5DV10010	CDP-50M
689	11-49	5SL0602F	共和BB509-04	753	12-49	5DV14010	CDP-50M
690	11-50	5SL0602G	共和BB522-05	754	12-50	5DV01020	CDP-50M
691	11-51	5SL0602H	共和BB522-06	755	12-51	5DV14020	CDP-50M
692	11-52	5SL1002A	共和BB513-09	756	12-52	5DV01060	CDP-50M
693	11-53	5SL1002B	共和BB513-10	757	12-53	5DV14060	CDP-50M
694	11-54	5SL1002C	共和BB514-01	758	12-54	5DV01090	CDP-50M
695	11-55	5SL1002D	共和BB514-02	759	12-55	5DV02090	CDP-50M
696	11-56	5SL1002E	共和BB514-03	760	12-56	5DV06090	CDP-50M
697	11-57	5SL1002F	共和BB514-04	761	12-57	5DV10090	CDP-50M
698	11-58	5SL1002G	共和BB523-01	762	12-58	5DV14090	CDP-50M
699	11-59	5SL1002H	共和BB523-02	763	12-59	5DL0606C	CDP-100
700	11-60	5SL1402A	共和BB517-09	764	12-60	5DL0606D	CDP-100
701	11-61	5SL1402B	共和BB517-10	765	12-61	5DL1206C	CDP-100
702	11-62	5SL1402E	共和BB518-01	766	12-62	6AL0606C	ASW-5AM36
703	11-63	5SL1402F	共和BB518-02	767	12-63	5SL1401A	共和BB517-01
704	11-64	5DL14060	LK-500	768	12-64	5SL1401B	共和BB517-02

表 3.2.3-9 計測チャンネルリスト(JB13、JB14)

#	JB-CH	センサタケ	センサ型番orBB番号	#	JB-CH	センサタケ	センサ型番orBB番号
769	13-01	6SS0101A	共和BB601-07	833	14-01	6SS1001A	共和BB613-05
770	13-02	6SS0101B	共和BB601-08	834	14-02	6SS1001B	共和BB613-06
771	13-03	6SS0101E	共和BB601-09	835	14-03	6SS1001C	共和BB613-07
772	13-04	6SS0101F	共和BB601-10	836	14-04	6SS1001D	共和BB613-08
773	13-05	6SS0109A	共和BB606-07	837	14-05	6SS1002A	共和BB614-05
774	13-06	6SS0109B	共和BB606-08	838	14-06	6SS1002B	共和BB614-06
775	13-07	6SS0109E	共和BB606-09	839	14-07	6SS1002C	共和BB614-07
776	13-08	6SS0109F	共和BB606-10	840	14-08	6SS1002D	共和BB614-08
777	13-09	6SS0201A	共和BB603-05	841	14-09	6SS1002E	共和BB614-09
778	13-10	6SS0201B	共和BB603-06	842	14-10	6SS1002F	共和BB614-10
779	13-11	6SS0201C	共和BB603-07	843	14-11	6SS1002G	共和BB623-03
780	13-12	6SS0201D	共和BB603-08	844	14-12	6SS1002H	共和BB623-04
781	13-13	6SS0202A	共和BB603-09	845	14-13	6SS1006A	共和BB615-07
782	13-14	6SS0202B	共和BB603-10	846	14-14	6SS1006B	共和BB615-08
783	13-15	6SS0202C	共和BB602-05	847	14-15	6SS1006C	共和BB615-09
784	13-16	6SS0202D	共和BB602-06	848	14-16	6SS1006D	共和BB615-10
785	13-17	6SS0202E	共和BB602-07	849	14-17	6SS1006E	共和BB612-05
786	13-18	6SS0202F	共和BB602-08	850	14-18	6SS1006F	共和BB612-06
787	13-19	6SS0202G	共和BB621-01	851	14-19	6SS1006G	共和BB623-07
788	13-20	6SS0202H	共和BB621-02	852	14-20	6SS1006H	共和BB623-08
789	13-21	6SS0206A	共和BB605-01	853	14-21	6SS1009A	共和BB616-07
790	13-22	6SS0206B	共和BB605-02	854	14-22	6SS1009B	共和BB616-08
791	13-23	6SS0206C	共和BB605-03	855	14-23	6SS1009C	共和BB616-09
792	13-24	6SS0206D	共和BB605-04	856	14-24	6SS1009D	共和BB616-10
793	13-25	6SS0206E	共和BB605-05	857	14-25	6SS1009E	共和BB612-07
794	13-26	6SS0206F	共和BB605-06	858	14-26	6SS1009F	共和BB612-08
795	13-27	6SS0206G	共和BB621-05	859	14-27	6SS1009G	共和BB624-05
796	13-28	6SS0206H	共和BB621-06	860	14-28	6SS1009H	共和BB624-06
797	13-29	6SS0209A	共和BB607-05	861	14-29	6SS0204C	共和BB609-09
798	13-30	6SS0209B	共和BB607-06	862	14-30	6SS0204D	共和BB609-10
799	13-31	6SS0209C	共和BB607-07	863	14-31	6DL0606C	金沢工大・SDP-100C
800	13-32	6SS0209D	共和BB607-08	864	14-32	6DL0606D	金沢工大・SDP-100C
801	13-33	6SS0209E	共和BB607-09				
802	13-34	6SS0209F	共和BB607-10				
803	13-35	6SS0209G	共和BB621-07				
804	13-36	6SS0209H	共和BB621-08				
805	13-37	6SS0601A	共和BB609-05				
806	13-38	6SS0601B	共和BB609-06				
807	13-39	6SS0601C	共和BB609-07				
808	13-40	6SS0601D	共和BB609-08				
809	13-41	6SS0602A	共和BB608-03				
810	13-42	6SS0602B	共和BB608-04				
811	13-43	6SS0602C	共和BB608-05				
812	13-44	6SS0602D	共和BB608-06				
813	13-45	6SS0602E	共和BB608-07				
814	13-46	6SS0602F	共和BB608-08				
815	13-47	6SS0602G	共和BB622-03				
816	13-48	6SS0602H	共和BB622-04				
817	13-49	6SS0606A	共和BB610-07				
818	13-50	6SS0606B	共和BB610-08				
819	13-51	6SS0606C	共和BB610-09				
820	13-52	6SS0606D	共和BB610-10				
821	13-53	6SS0606E	共和BB612-01				
822	13-54	6SS0606F	共和BB612-02				
823	13-55	6SS0606G	共和BB622-07				
824	13-56	6SS0606H	共和BB622-08				
825	13-57	6SS0609A	共和BB611-07				
826	13-58	6SS0609B	共和BB611-08				
827	13-59	6SS0609C	共和BB611-09				
828	13-60	6SS0609D	共和BB611-10				
829	13-61	6SS0609E	共和BB612-03				
830	13-62	6SS0609F	共和BB612-04				
831	13-63	6SS0609G	共和BB624-01				
832	13-64	6SS0609H	共和BB624-02				

表 3.2.3-10 計測チャンネルリスト (JB15 震動台情報)

#	JB-CH	センサ名
897	15-01	TargetX
898	15-02	TargetY
899	15-03	TargetZ
900	15-04	TargetRoll
901	15-05	TargetPitch
902	15-06	TargetYaw
903	15-07	DisrefX
904	15-08	DisrefY
905	15-09	DisrefZ
906	15-10	DisrefRoll
907	15-11	DisrefPitch
908	15-12	DisrefYaw
909	15-13	errorX
910	15-14	errorY
911	15-15	errorZ
912	15-16	errorRoll
913	15-17	errorPitch
914	15-18	errorYaw
915	15-19	VelrefX
916	15-20	VelrefY
917	15-21	VelrefZ
918	15-22	VelrefRoll
919	15-23	VelrefPitch
920	15-24	VelrefYaw
921	15-25	AccrefX
922	15-26	AccrefY
923	15-27	AccrefZ
924	15-28	AccrefRoll
925	15-29	AccrefPitch
926	15-30	AccrefYaw
927	15-31	DisfbkX
928	15-32	DisfbkY
929	15-33	DisfbkZ
930	15-34	DisfbkRoll
931	15-35	DisfbkPitch
932	15-36	DisfbkYaw
933	15-37	VelfbkX
934	15-38	VelfbkY
935	15-39	VelfbkZ
936	15-40	VelfbkRoll
937	15-41	VelfbkPitch
938	15-42	VelfbkYaw
939	15-43	AccfbkX
940	15-44	AccfbkY
941	15-45	AccfbkZ
942	15-46	AccfbkRoll
943	15-47	AccfbkPitch
944	15-48	AccfbkYaw
945	15-49	ForcefbkX
946	15-50	ForcefbkY
947	15-51	ForcefbkZ
948	15-52	ForcefbkRoll
949	15-53	ForcefbkPitch
950	15-54	ForcefbkYaw
951	15-55	0
952	15-56	0
953	15-57	0
954	15-58	0
955	15-59	0
956	15-60	1-X
957	15-61	1-Y
958	15-62	2-X
959	15-63	2-Y
960	15-64	PALUSU

5) 計測に関する詳細情報

実験時、特にレベル 2 加振以降では、試験体の応答が大きくなるため、層間変形角用の SDP-200 はレベル 1 加振終了時点で撤去した。また、一部の計測器では故障等が生じた。表 3.2.3-11 に計測器の撤去情報・故障の一覧を示す。

表 3.2.3-11 計測器の撤去情報・故障の一覧

日付	内容
B-3B1L 後	層間変形角用の SDP-200 は撤去、計測オフ
C-2B2S	・ JB12-45 5DV01010 CDP-50M ロッドが曲がった ・ JB12-46 5DV02010 CDP-50M ロッドが曲がった ・ JB12-53 5DV01090 CDP-50M 先端の冶具が曲がった、先端冶具が曲がったものは複数あった模様
C-2B2S 後	・ ロッドが曲がった CDP-50M 2 個を交換
D-2B2L	・ JB12-40 6DV01090 CDP-50M ロッドが曲がった ・ JB12-52 5DV01060 CDP-50M ロッドが曲がった ・ 先端冶具が曲がったものは複数あった模様 ・ 接触型変位計 SDP-200D 6DS0101A 当て板が外れていた
9/18 夜	・ 壁取り替え、軸組補修により、複数のひずみゲージが断線、可能なものは復旧した
9/19 実験前	・ ロッドが曲がった CDP-50M 2 個を CDP-50 へ交換
E-2B2S	・ 柱脚の浮上り変位計、先端冶具またはロッドの曲がり複数あり
E-2B2S 後	・ 柱脚の浮上り変位計を多数撤去 (JB12-45～54,12-58) →計測オフ

層間変形角および水平構面の変形は、矩形構面の対角距離を計測することでせん断変形を算出した。設置時の寸法を表 3.2.3-12～3.2.3-16 に示す。また、接合部回転角用の変位計は原則的に横架材の上下端が測線となるよう設置したが、収まり等で上下端からずれたもののみ、変位計間距離を表 3.2.3-17 に示す。

表 3.2.3-12 1F 層間変形角用変位計 (SDP-200) の設置寸法一覧

No.5			No.6		
測点	鉛直方向 [mm]	水平方向 [mm]	測点	鉛直方向 [mm]	水平方向 [mm]
5DS01040	2700	3180	6DS01040	2580	3150
5DS02040	2660	3240	6DS02040	2630	3220
5DS06040	2690	3100	6DS06040	2700	3180
5DS10040	2820	3200	6DS10040	2760	3180
5DS14040	2730	3220	6DS14040	2700	3210
5DL08010	2130	3200	6DL08010	2170	3200
5DL08020	2490	3210	6DL08020	2590	3100
5DL08060	2440	2600	6DL08060	2480	2740
5DL08090	2550	3170	6DL08090	2530	3220

表 3.2.3-13 1F 層間変形角用変位計 (DP-2000) の設置寸法一覧

No.5			No.6		
測点	鉛直方向 [mm]	水平方向 [mm]	測点	鉛直方向 [mm]	水平方向 [mm]
5DS01041	2480	2940	6DS01041	2420	2950
5DS02041	2400	2950	6DS02041	2470	3000
5DS06041	2450	2860	6DS06041	2420	2880
5DS10041	2630	2960	6DS10041	2580	2940
5DS14041	2560	2960	6DS14041	2530	2970
5DL08011	1950	2940	6DL08011	1990	2960
5DL08021	2330	2910	6DL08021	2430	2820
5DL08061	2350	2920	6DL08061	2350	2930
5DL08091	2370	2950	6DL08091	2530	2990

表 3.2.3-14 2F 層間変形角用変位計 (DP-1000) の設置寸法一覧

No.5			No.6		
測点	鉛直方向 [mm]	水平方向 [mm]	測点	鉛直方向 [mm]	水平方向 [mm]
5DS02042	2060	3325	6DS02042	2130	3320
5DS06042	2060	3280	6DS06042	2100	3290
5DS10042	2050	3300	6DS10042	2110	3280
5DL08022	2040	3300	6DL08022	2070	3230
5DL08062	2380	3310	6DL08062	2460	3300
5DL08092	2270	3330	6DL08092	2320	3320

表 3.2.3-15 1F 床レベル水平構面の変位計の設置寸法一覧

No.5			No.6		
測点	L 方向[mm]	S 方向[mm]	測点	L 方向[mm]	S 方向[mm]
5DH03091	3240	3355	6DH03091	3235	3350
5DH06091	3180	3370	6DH06091	3125	3420
5DH07091	3230	3355	6DH07091	3045	3395
5DH10091	3195	3385	6DH10091	3055	3405
5DH11091	3185	3365	6DH11091	2865	3360
5DH14091	3195	3380	6DH14091	2980	3395

表 3.2.3-16 2F 床レベル水平構面の変位計の設置寸法一覧

No.5			No.6		
測点	L 方向[mm]	S 方向[mm]	測点	L 方向[mm]	S 方向[mm]
5DH03092	2180	2480	6DH03092	2230	2460
5DH06092	2315	2510	6DH06092	2175	2500
5DH07092	2520	2460	6DH07092	2560	2470
5DH10092	2375	2490	6DH10092	2465	2480
5DH11092	2410	2460	6DH11092	2530	2455
5DH14092	2445	2500	6DH14092	2585	2480

表 3.2.3-17 接合部回転角用変位計の設置寸法一覧(材せいと異なるもののみ)

No.5			No.6		
変位計 1	変位計 2	距離[mm]	変位計 1	変位計 2	距離[mm]
5DL0102A	5DL0102B	70	6DL0102A	6DL0102B	60
5DL0202E	5DL0202F	230	6DL0202E	6DL0202F	150
5DL1002A	5DL1002B	175	6DL1002A	6DL1002B	125
5DL1002E	5DL1002F	140	6DL1002E	6DL1002F	115
5DL0106A	5DL0106B	70	6DL1402A	6DL1402B	65
5DL0206E	5DL0206F	170	6DL0106A	6DL0106B	165
5DL0506E	5DL0506F	175	6DL0206E	6DL0206F	140
5DL1006A	5DL1006B	200	6DL0506E	6DL0506F	150
5DL1406A	5DL1406B	135	6DL1006A	6DL1006B	135
5DS0201A	5DS0201B	190	6DS0201A	6DS0201B	185
5DS0203E	5DS0203F	230	6DS0203E	6DS0203F	230
5DS0209A	5DS0209B	175	6DS0209A	6DS0209B	170
5DS0209E	5DS0209F	230	6DS0209E	6DS0209F	225
5DS0601A	5DS0601B	200	6DS0601A	6DS0601B	185
5DS0602E	5DS0602F	160	6DS0602E	6DS0602F	135
5DS0603E	5DS0603F	225	6DS0603E	6DS0603F	200
5DS0609A	5DS0609B	175	6DS0609A	6DS0609B	170
5DS0609E	5DS0609F	220	6DS0609E	6DS0609F	190
5DS1009A	5DS1009B	160	6DS1009A	6DS1009B	160

(2) 三次元画像計測

三次元画像計測は、複数台の高速カメラ画像を解析して、試験体に設置した発光マーカーの三次元座標を追跡するものである。以下に計測の仕様を示す。図 3.2.3-30 に設置した 8 台のカメラ位置を天井から見た図で示す。カメラ 1、2、3、4 側が制御室である。カメラ 2、4、5、7 が主に第 5 棟を計測しており、カメラ 1、3、6、8 が主に第 6 棟を計測している。図 3.2.3-31 は静止状態での各カメラの映像を示している。

使用機材 : 高速度高解像度カメラ 8 台、コンピュータ 5 台使用
 計測時間 : 毎秒 100 枚、84.55 秒間
 測定分解能 : 画像(1024×992)、処理により視野範囲の約 10,000 分の 1
 本計測では $\pm 0.5\text{mm} \sim \pm 1\text{mm}$
 測定点数 : 69 点(試験体 67 点、試験体下部(振動台)2 点 : 発光マーカー使用)

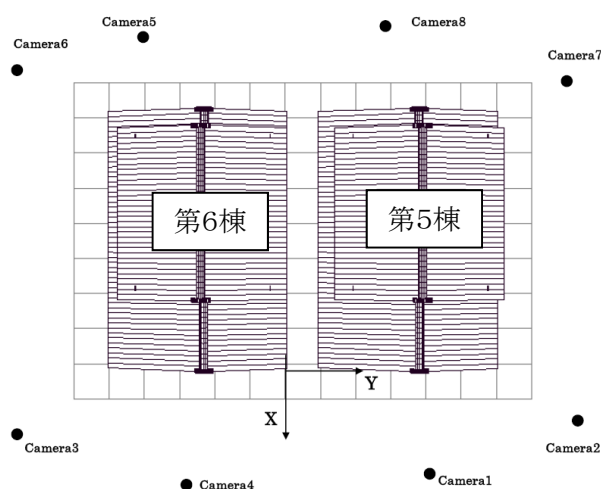


図 3.2.3-30 8 台のカメラ位置と座標系

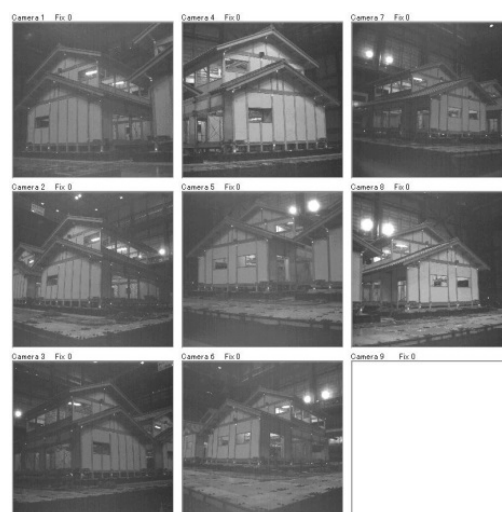


図 3.2.3-31 各カメラの映像

1) 測定位置

測定用マーカーには、小型の発光マーカーを使用した。小型の発光マーカーは、大きさが $28\text{mm} \times 28\text{mm}$ で4個の赤色高輝度LEDを搭載している。図 3.2.3-32～図 3.2.3-34 にマーカー設置位置を示す。測定可能な点でかつ構造物の動きを捉えることができる点を各棟について34箇所選びマーカーを設置した。マーカー番号は、上から順に反時計回りに割り振っている。第5棟は1～34番で振動台中心付近の見えにくい部分が34番、第5棟の基礎部分(振動台)が35番である。第6棟は36～69番を割り振っている。同様に振動台中心付近の見えにくい部分が68番、第6棟の基礎部分(振動台)が69番である。

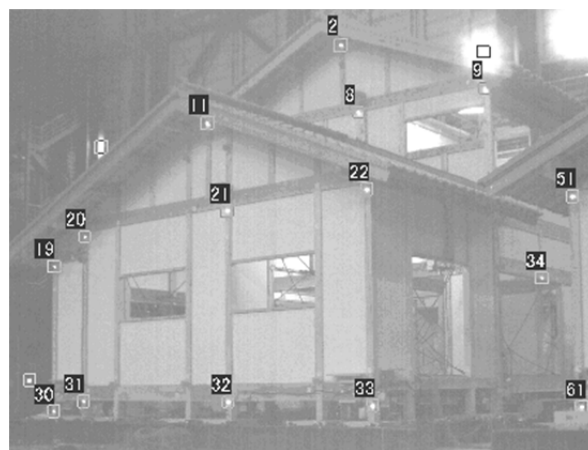
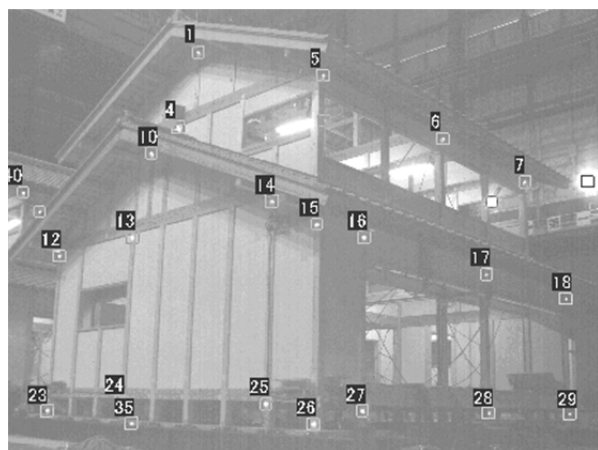


図 3.2.3-32 第5棟のマーカー番号とその設置位置の関係

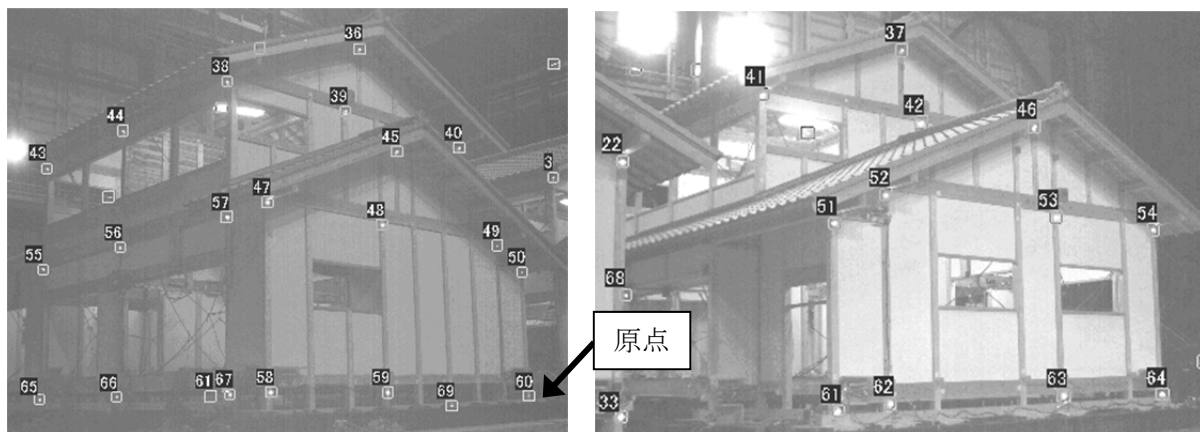


図 3.2.3-33 第 6 棟のマーカ番号とその設置位置の関係

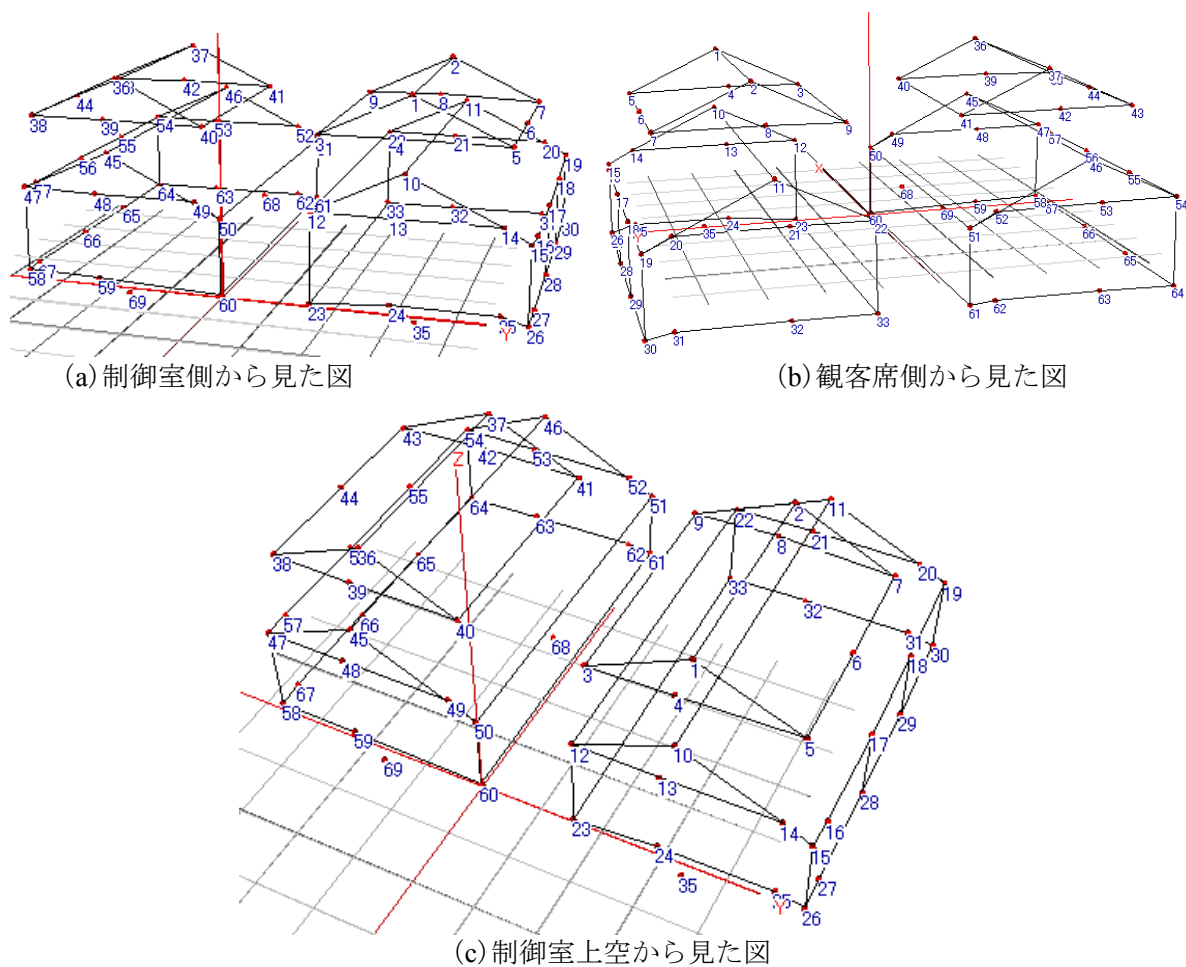


図 3.2.3-34 測定位置であるマーカ設置位置(CG による表示)

座標系は、第 6 棟の 60 番マーカを付けた柱の足元を原点とし、長手方向を X 方向としている。制御室方向が正である。Y 方向は短手方向で制御室から見て右方向が正である。Z 方向は天井方向である。

2) 計測手順

計測は次の (a) から (f) の手順に沿って行った。3 次元データの計算処理は取得した画像データを用いて実験終了後に行った。

(a) マーカの設置： 高い場所のマーカは足場があるときにあらかじめ設置した。

- (b) マーカー座標計測：3次元測器を用いてマーカーの初期位置を測定した。
(c) カメラ設置および同期ケーブル配線：カメラの設置、レンズの選択、装置の接続を行った。
(d) 撮影および画像データ保存(実験回数分)：同期した8台のカメラ映像を取得し保存した。
(e) マーカー追跡処理および3次元データ取得：画像からマーカーの3次元座標を計算した。
(f) データ処理：計算した3次元座標データから振動台からの相対変位、加速度などを求めた。
画像データと、ひずみ計測等の他の計測データとの同期は、画像計測のスタートトリガー信号を、他の計測システムの1チャンネル分(A系統5番入力チャンネル)に入力して行った。

3) 解析結果

すべての実験の3次元変位計測の結果は、エクセルファイル(CSV ファイル)として出力した。データは1~69番までのマーカーの3次元座標が左側からあり、その右の70番から80番までのデータは-1となっている。なお、x、y、zの数値が-1.0の場合は、測定できなかったことを意味している。振動台上に設置したマーカーは、35番と69番のマーカーである。35番マーカーを振動台変位として相対変位を求めている。解析データはファイル名で分類できるようにしている。以下の5種類のデータが各実験について生成されている。

- | | |
|-----------------------------|------------------------------|
| (a) 絶対座標データ(静止座標系からの3次元座標) | →「日時_実験名.csv」 |
| (b) 変位データ(初期座標からの移動量) | →「日時_実験名_0start.csv」 |
| (c) 振動台相対座標(35番マーカーの変位をゼロ) | →「日時_実験名_M35fixed.csv」 |
| (d) 相対変位データ(35番マーカーからの相対変位) | →「日時_実験名_M35ixed_0start.csv」 |
| (e) 加速度データ(参考データ：単位 GAL) | →「日時_実験名_Acc.csv」 |

図 3.2.3-35 は CSV ファイルを Excel で開いた図である。行がフレーム数(100 分の 1 秒単位)を意味し、列は 1~80 までのマーカーの(X、Y、Z)座標を意味する。1 列目の「1X」は 1 番マーカーの X 座標を意味する。数値は mm 単位である。(a)~(d)のデータはローパスフィルタなどの処理は施していない。(e)の加速度については、2 近傍の移動平均後に差分幅 $\Delta t=0.04$ 秒の 2 階差分を施すことで計算されている。下記の計算式が加速度 $a_{(x,y,z)}[t]$ を求めている式である。 $f_{(x,y,z)}[t]$ はマーカーの絶対座標である。

$$a_{(x,y,z)}[t] = \frac{f_{(x,y,z)}[t + \Delta t] - 2 \cdot f_{(x,y,z)}[t] + f_{(x,y,z)}[t - \Delta t]}{\Delta t^2}$$

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
	Marker	1X	1Y	1Z	2X	2Y	2Z	3X	3Y	3Z	4X
1	1	-883.4	6286.96	7201.17	-8311.92	6297.46	7198.76	-845.71	3110.4	5678.01	-857.93
2	2	-883.41	6286.93	7201.16	-8311.94	6297.51	7198.66	-845.7	3110.41	5678	-857.93
3	3	-883.44	6286.99	7201.19	-8311.98	6297.56	7198.61	-845.69	3110.47	5677.98	-858
4	4	-883.42	6286.98	7201.18	-8311.96	6297.54	7198.64	-845.71	3110.41	5678.02	-858.02
5	5	-883.43	6287	7201.18	-8311.97	6297.53	7198.69	-845.71	3110.43	5678	-858.07
6	6	-883.39	6286.95	7201.16	-8311.97	6297.5	7198.77	-845.72	3110.43	5678.02	-857.92
7	7	-883.41	6287.06	7201.21	-8312.02	6297.52	7198.82	-845.74	3110.46	5678	-857.91
8	8	-883.41	6287.03	7201.18	-8312.04	6297.56	7198.73	-845.67	3110.43	5678	-857.9
9	9	-883.44	6287.03	7201.18	-8312.02	6297.56	7198.68	-845.71	3110.45	5678.02	-858.05
10	10	-883.39	6287.09	7201.15	-8312.04	6297.59	7198.64	-845.65	3110.46	5677.98	-858.1
11	11	-883.38	6287.11	7201.16	-8312.03	6297.61	7198.59	-845.66	3110.47	5678.01	-858.01
12	12	-883.38	6287.1	7201.16	-8312.03	6297.6	7198.63	-845.68	3110.48	5678.04	-857.85
13	13	-883.33	6287.14	7201.18	-8312.04	6297.59	7198.67	-845.6	3110.5	5678.05	-857.85

図 3.2.3-35 Excel データのフォーマット

三次元画像計測は他の計測と独立して行われている。そのため、他の計測結果と時間差がある。その時間差は画像計測のスタートトリガを計測することで求められている。表 3.2.3-18 は主な実験の時間差を示している。表に示した実験以外にもホワイトノイズ XY 加振実験の計測がある。表のデータの意味は、たとえば第 1 回目の「BCJ-L1 X」の画像計測の先頭のデータが、ひずみ等の計測システムのスタート時間から 2.74 秒後のデータであることを意味している。

図 3.2.3-36～図 3.2.3-38 に一部の実験の代表的測定点の三次元変位を示す。縦軸が変位、横軸が時間を示している。グラフ中の線は座標方向で色分けされている。各色のデータは

- 赤色 : 長手方向(X 方向変位)制御室方向が正
- 青色 : 短手方向(Y 方向変位)制御室から見て右方向が正
- 緑色 : 天井方向(Z 方向変位)

を示している。図 3.2.3-36 と図 3.2.3-37 はそれぞれ人口地震波 L1 Y と JMA 神戸 XYZ 加振実験の各棟の屋根最上部の変位を示している。図 3.2.3-38 は人口地震波 Level2 Y 方向 100%加振実験の各棟の四隅の脚部に付けたマーカーの変位を示している。

表 3.2.3-18 主要実験の画像計測スタート時間(ひずみ・加速度・変位等の計測開始時間から)

実 験	日付	時間	収録時間 (枚数)	画像計測スタート時間 (秒)
BCJ-L1 Y	9/18	11h20m	84.56 (8456)	2.74
BCJ-L1 X	9/18	11h35m	84.56 (8456)	2.78
BCJ-L1 Y	9/18	13h00m	84.56 (8456)	2.78
BCJ-L1 X	9/18	13h20m	84.56 (8456)	2.57
BCJ-L2 Y	9/18	14h55m	84.56 (8456)	2.61
BCJ-L2 X	9/18	18h30m	84.56 (8456)	2.62
BCJ-L2 Y	9/19	13h45m	84.56 (8456)	2.87
JMA 神戸 XYZ	9/19	16h50m	84.56 (8456)	2.20

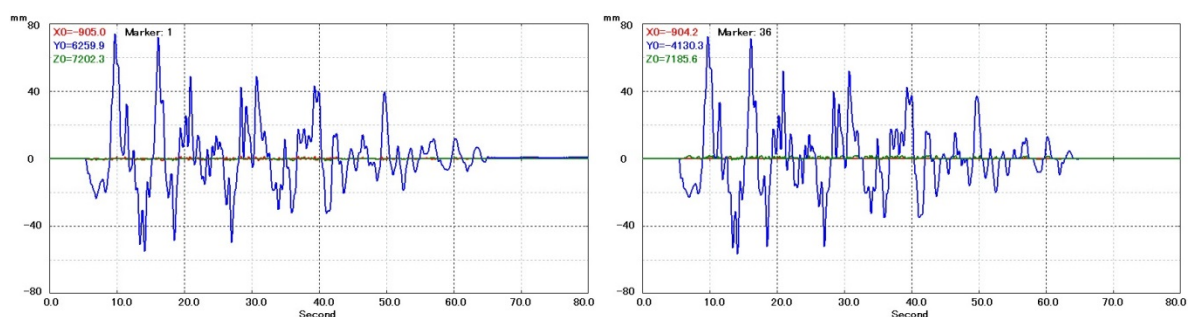


図 3.2.3-36 9 月 18 日 11h20m 人口地震波 L1 Y 方向 100%加振実験の振動台および代表点の変位
(左図：1 番(5 棟最上部)、右図：37 番(6 棟最上部))

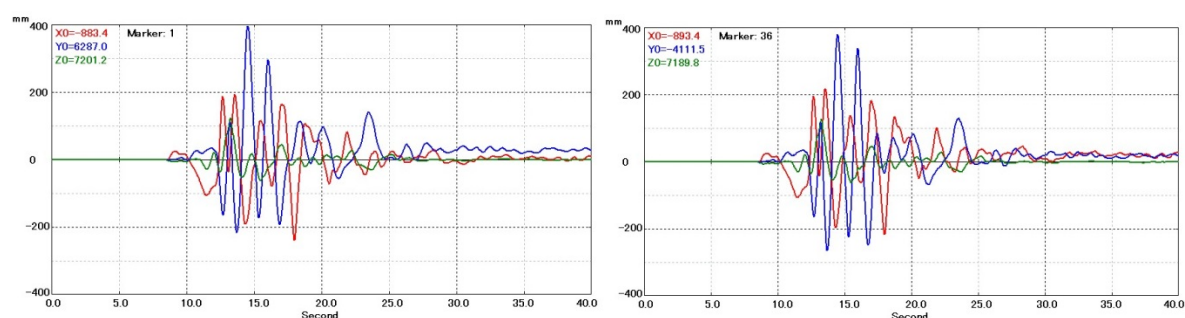
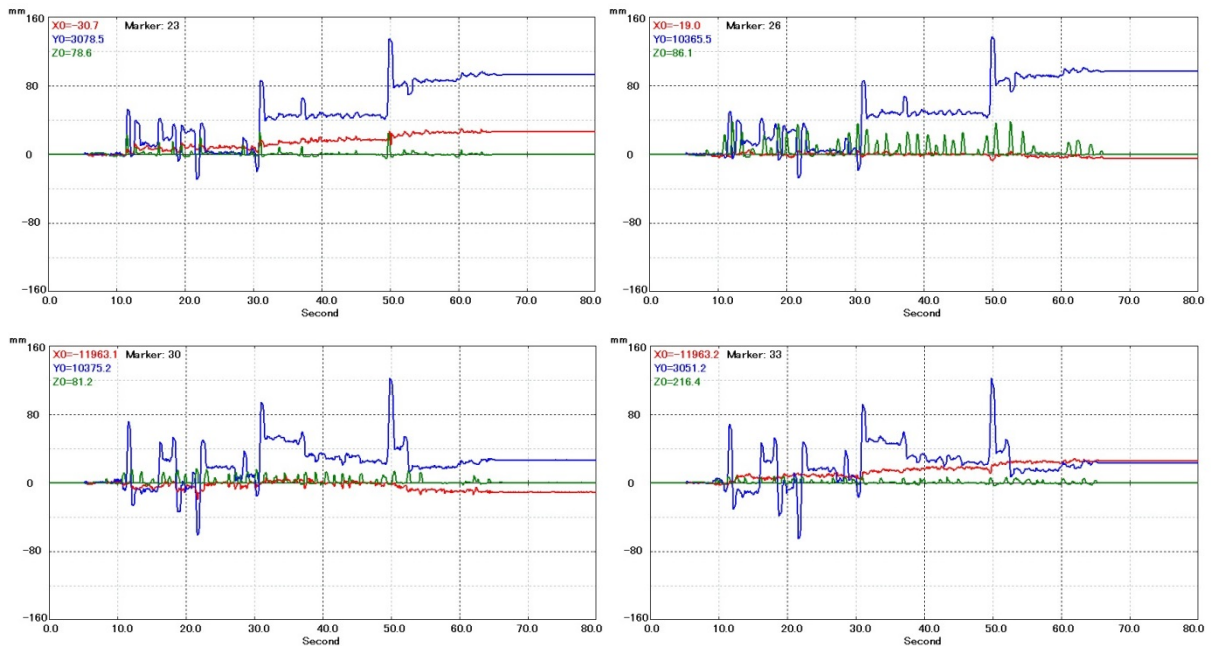
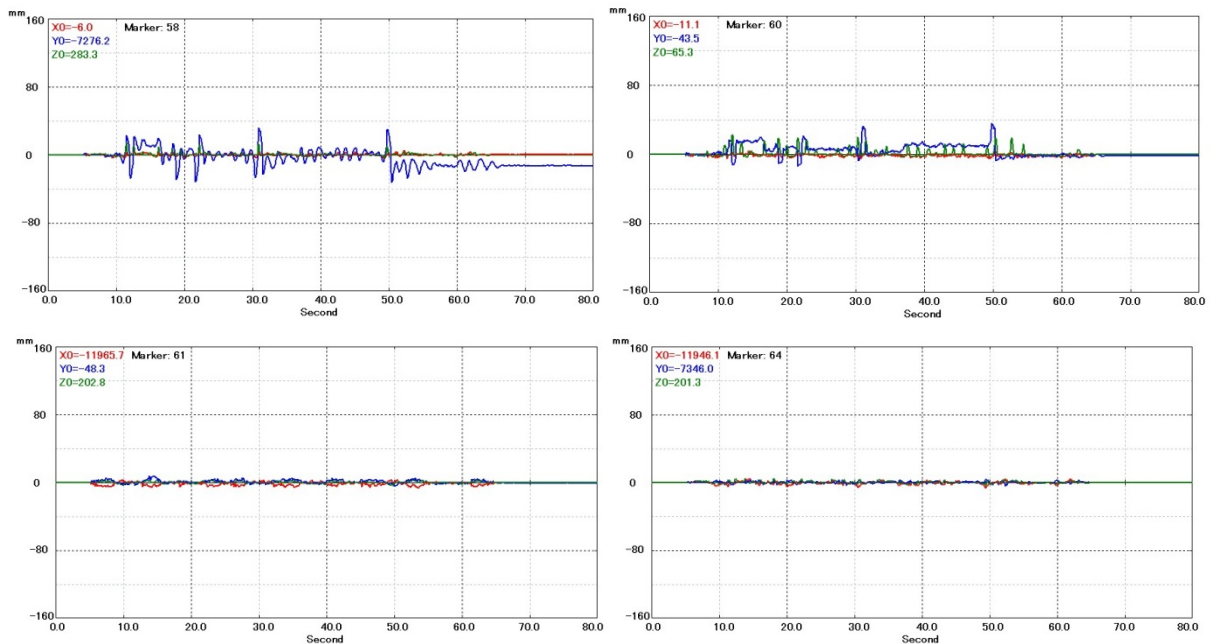


図 3.2.3-37 9 月 19 日 16h50m JMA 神戸 XYZ 方向加振実験の振動台および代表点の変位
(左図：1 番(5 棟最上部)、右図：36 番(6 棟最上部))

三次元変位の計測は他の計測システムが対応していないため精度や信頼性の評価が難しい。ここでは、三次元変位が唯一計測できている振動台情報(振動台制御のフィードバック信号)と比較する。図 3.2.3-39 は、人口地震波 Level1 X 試験の比較結果である。Y、Z 方向の変位が画像計測では出ているが $\pm 1\text{mm}$ 以内であり、制御系と計測系の XYZ 座標が異なることから、この程度の誤差は発生しうる。図 3.2.3-40 は、人口地震波 Level2 Y 試験の比較結果である。加振レベルが高いため振動台フィードバック信号にも X および Z 方向変位が発生している。画像計測の方が若干大きく出ているが、X、Z 方向のわずかな変位を計測できていることがわかる。なお、振動台フィードバック信号は振動台テーブルの下側位置で計測していると思われる。一方、画像計測は振動台テーブル上部を計測している。この位置の差が、計測結果の差の要因とも考えられる。



(a) 第 5 棟四隅の脚柱の変位



(b) 第 6 棟四隅の脚柱の変位

図 3.2.3-38 9 月 19 日 13h25m 人口地震波 Level2 Y 方向 100%加振実験の脚部の 3 軸方向変位
(左上図：制御室側左、右上図：制御室側右、左下図：観客席側右、右下図：観客席側左)

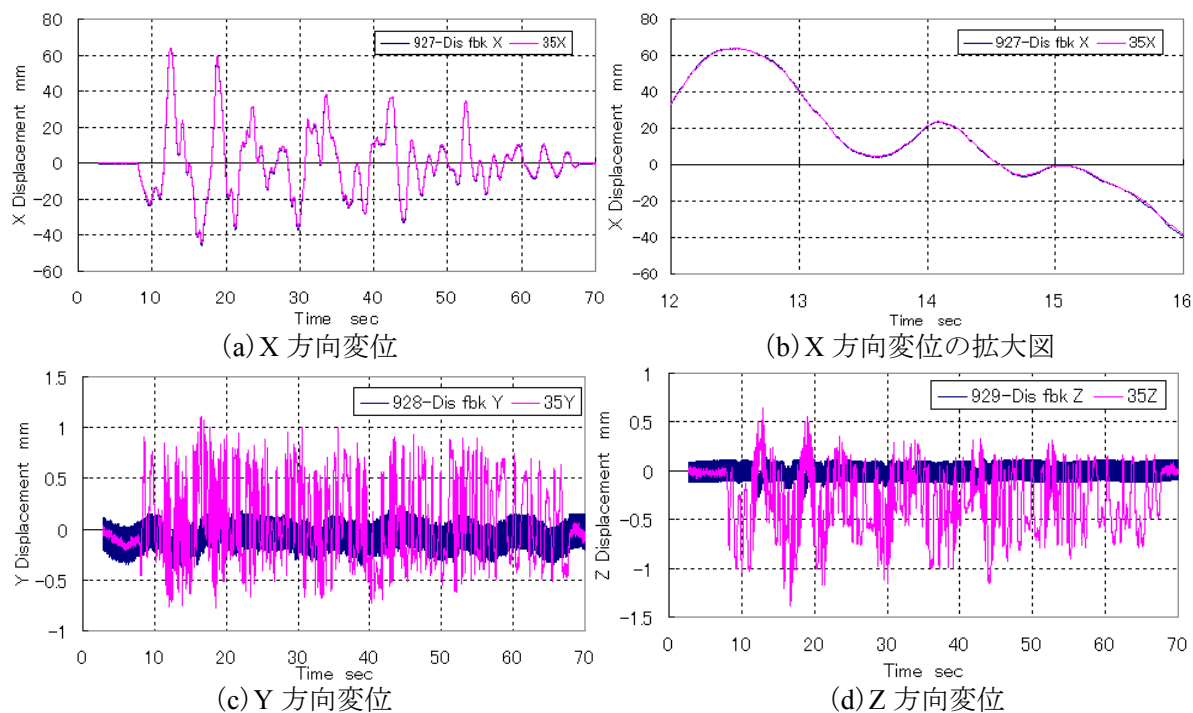


図 3.2.3-39 人口地震波 Level1 X 試験(18 日 11 時 35 分)の比較

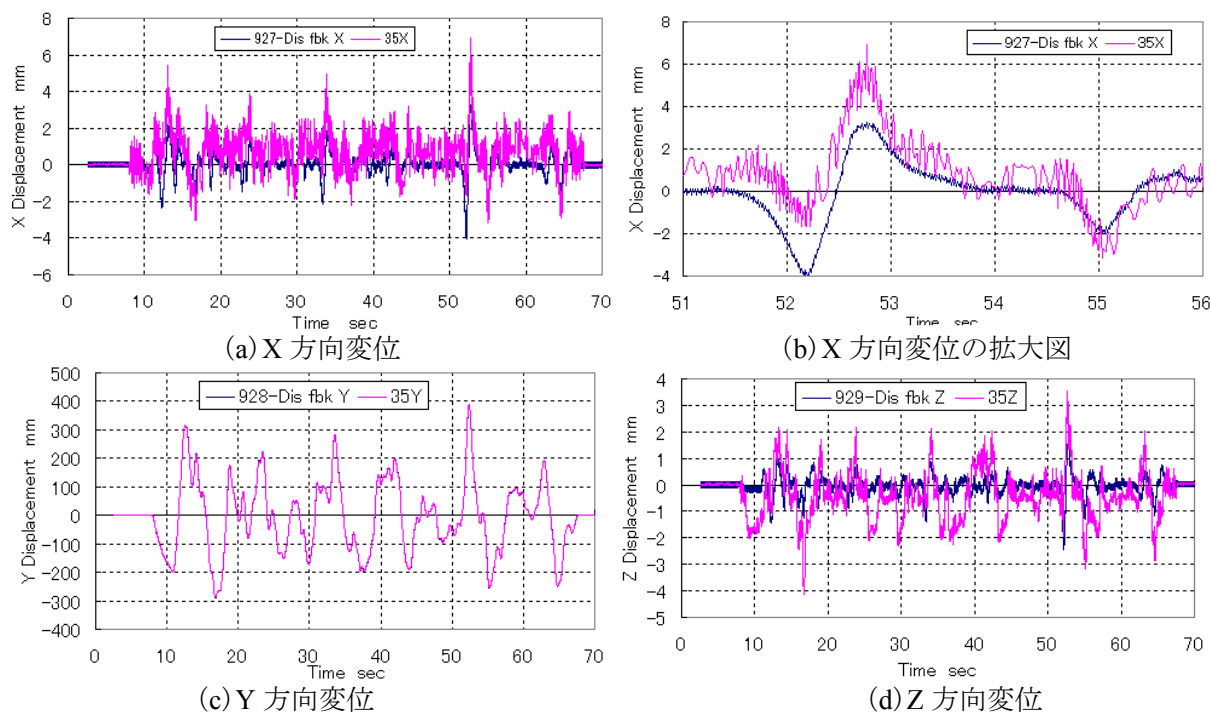


図 3.2.3-40 人口地震波 Level 2 Y 試験(18 日 14 時 55 分)の比較

4) 画像計測(振動台上)

各棟の脚部の二次元変位を振動台上に設置した小型の高速度カメラでリアルタイム計測した。三次元計測ではないが、同じ画像計測であるので、ここでその内容を説明する。装置を 2 台用意し、十字型マーカーを面内 2 次元変位計測(精度 0.05~0.1pixel)を使用した。複数の十字型マーカーを同時に計測でき、リアルタイムで 2 チャンネルのアナログ出力(16 ビット分解能)ができる。実際には 1.03 秒の遅れでリアルタイムに変位が電圧として出力される。これらの電圧出力は、ひずみ等の計測システムの A/D 変換器に入力されている。図 3.2.3-41 にマーカーの設置位置を示し

ている。第5棟の脚部に2個、第6棟の脚部には3個のマーカを設置した。図3.2.3-42は設置した十字型マーカの写真である。70×45mmの小型のものを使用した。DA変換器(16ビット)の出力ゲインは「100mm/V」(変位)である。表3.2.3-19に、画像変位計測の出力チャンネル、入力端子およびゲイン設定を示す。

図3.2.3-43は第6棟のJMA神戸試験(16h50m)の変位計測結果を示している。横軸が時間(100分の1秒単位)、縦軸が変位量を示している。3つのマーカの結果をそれぞれ青・赤・緑の色分けで表している。ここでのY軸は二次元計測なので三次元のZ軸方向に相当する。ただし、符号は上向きがマイナス方向である。すなわち、図のY方向変位はマイナス値が浮き上がりの変位量を意味している。1番マーカは途中で隠れて計測できていないが、2番マーカがほぼ同じ動きをしているはずである。3番マーカは土台の基石に取り付けたマーカであり、本来はカメラと同じ動きをしているはずである。このため変位はゼロであるはずであるが、Y方向変位に若干の出力が見られる。

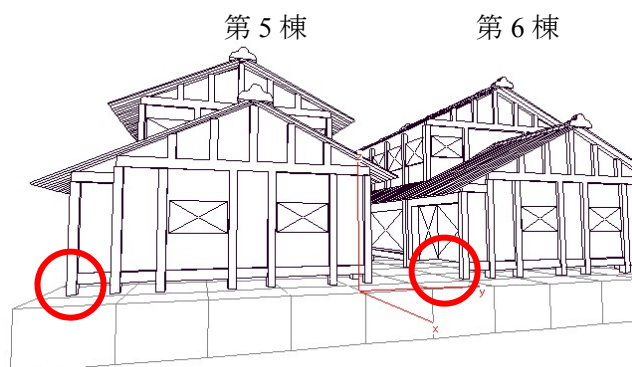
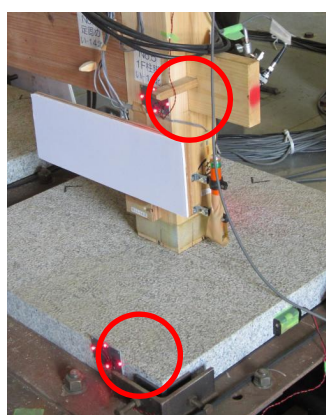
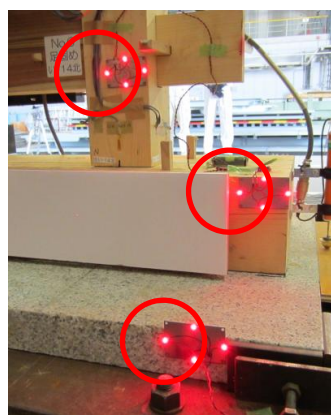


図3.2.3-41 二次元変位計設置位置(観客席側から見た図)



第5棟：2個

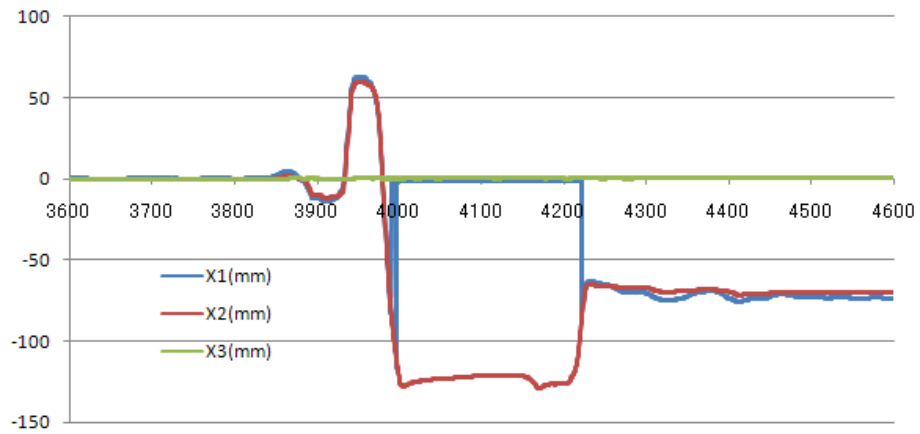


第6棟：3個

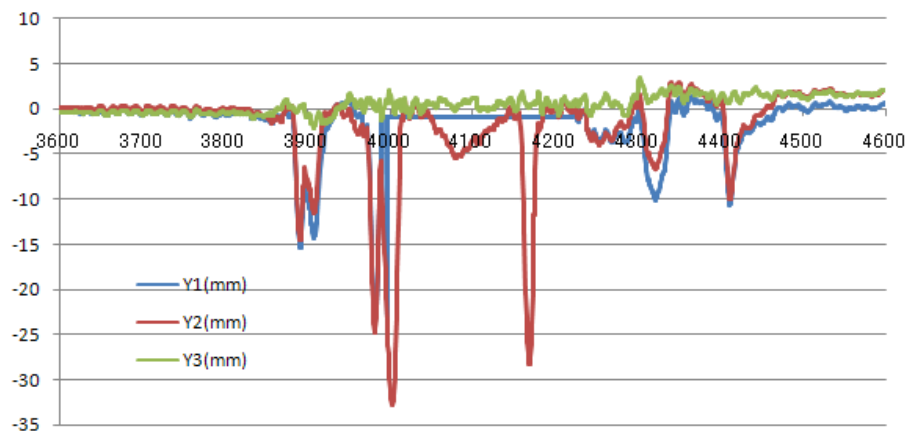
図3.2.3-42 十字型マーカの設置状態

表3.2.3-19 二次元画像変位計測出力チャンネル、入力端子、ゲイン設定

出力チャンネル	入力端子 (E-Defense A/D)	ゲイン
第5棟 X 変位 (1ch)	A1 (A 系統 1 番)	100mm / V
第5棟 Y 変位 (2ch)	A2	100mm / V
第6棟 X 変位 (1ch)	A3	100mm / V
第6棟 Y 変位 (2ch)	A4	100mm / V
三次元画像計測スタートスイッチ	A5	5V → 0V Switch ON



(a) X 方向変位



(b) Y 方向変位

図 3.2.3-43 第 6 棟の JMA 神戸試験(16h50m) の変位計測結果
(X1、Y1 : 1 番マーカー、X2、Y2 : 2 番マーカー、X3、Y3 : 3 番マーカー)

(3) 映像収録

(3)-1 収録カメラ配置と映像

振動実験において、試験体の挙動、損傷プロセスを視覚的に観察する必要がある。そこで試験体内外にカメラを配置し収録を行った。特に試験体全体の揺れ方を詳細に観察するため7箇所のカメラについてはハイビジョン記録で収録した。試験体周辺のカメラ配置を図 3.2.3-44 に、そのカメラアングルを写真 3.2.3-7 に示す。

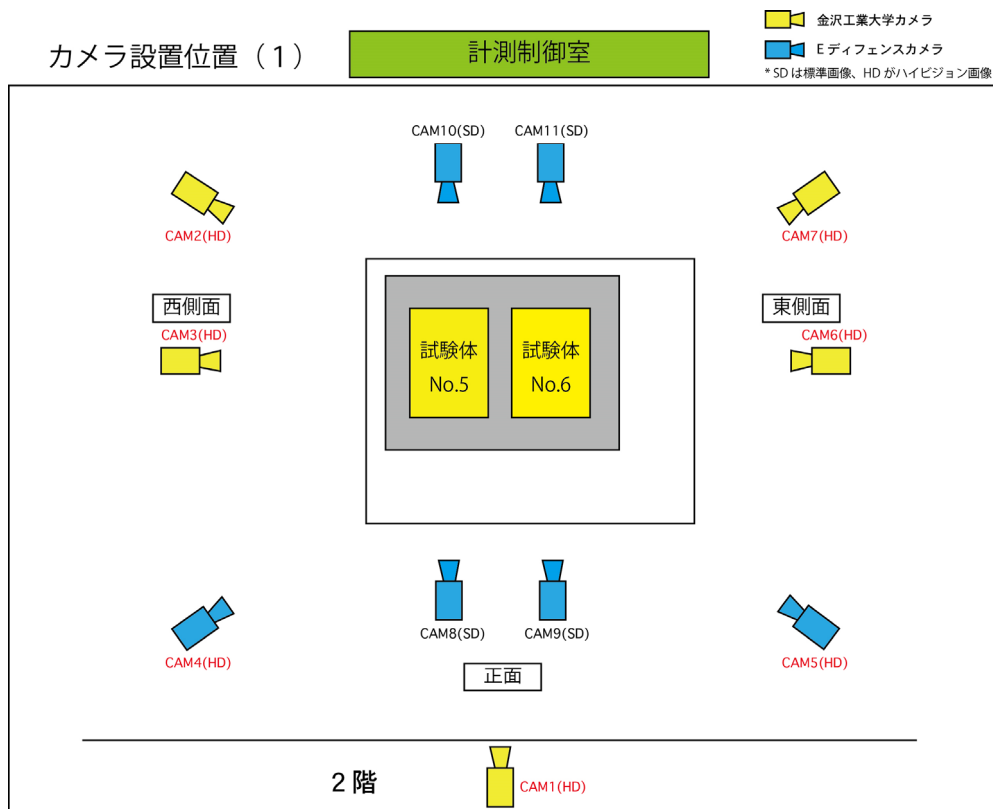


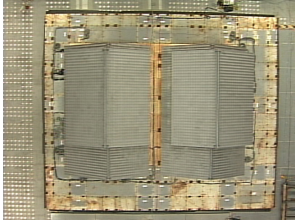
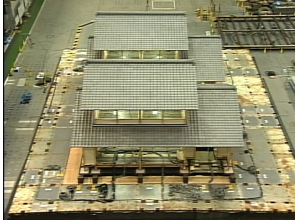
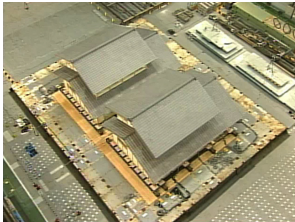
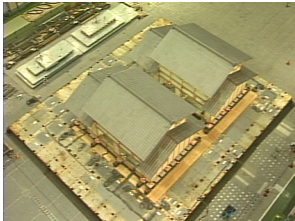
図 3.2.3-44 カメラ配置位置(試験体周辺)



写真 3.2.3-7 カメラアングル(試験体周辺)

また、試験体のひずみ、瓦屋根の状況を観察するため、E-ディフェンス施設内高部の固定カメラ(SD画質)で収録した。表 3.2.3-20

表 3.2.3-20 カメラアングル(高部固定カメラ)

ターゲット	カメラアングル	ターゲット	カメラアングル
屋根		上部西側面	
上部北西斜め		上部東側面	
上部北東斜め		上部背面	
上部南西斜め		上部正面	
上部南東斜め			

また、試験体内部には損傷が激しいと思われる箇所をターゲットにカメラを設置した。試験体内部に設置したカメラ位置を図 3.2.3-45、図 3.2.3-46 に示す。カメラは試験体 No.5、No.6 とともに同じ位置に取り付けた。

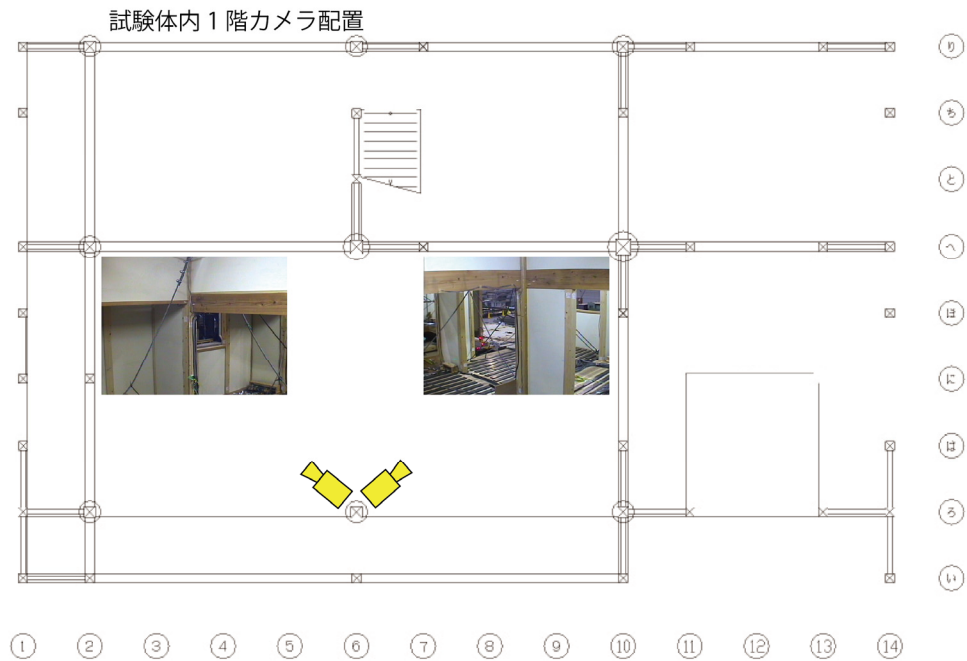


図 3.2.3-45 振動実験試験体内 1 階カメラ配置図

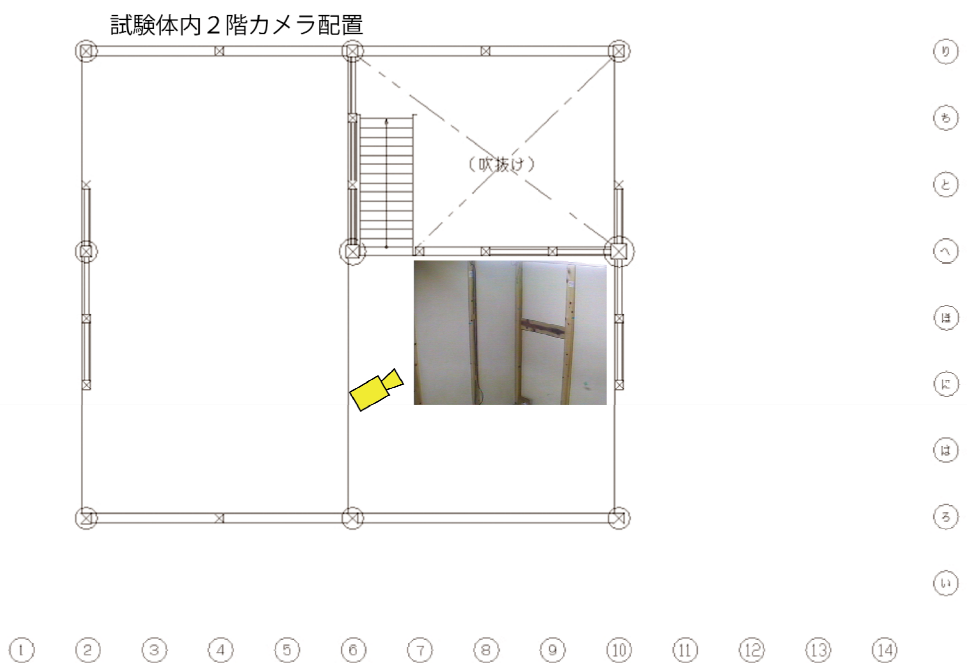


図 3.2.3-46 振動実験試験体内 2 階カメラ配置図

柱脚部分については、地長押の固定、フリーなど、柱脚のすべり方を観察するために各試験体の4すみにカメラを設置した。カメラは試験体 No.5、No.6 とともに同じ場所に取り付けた。図 3.2.3-47

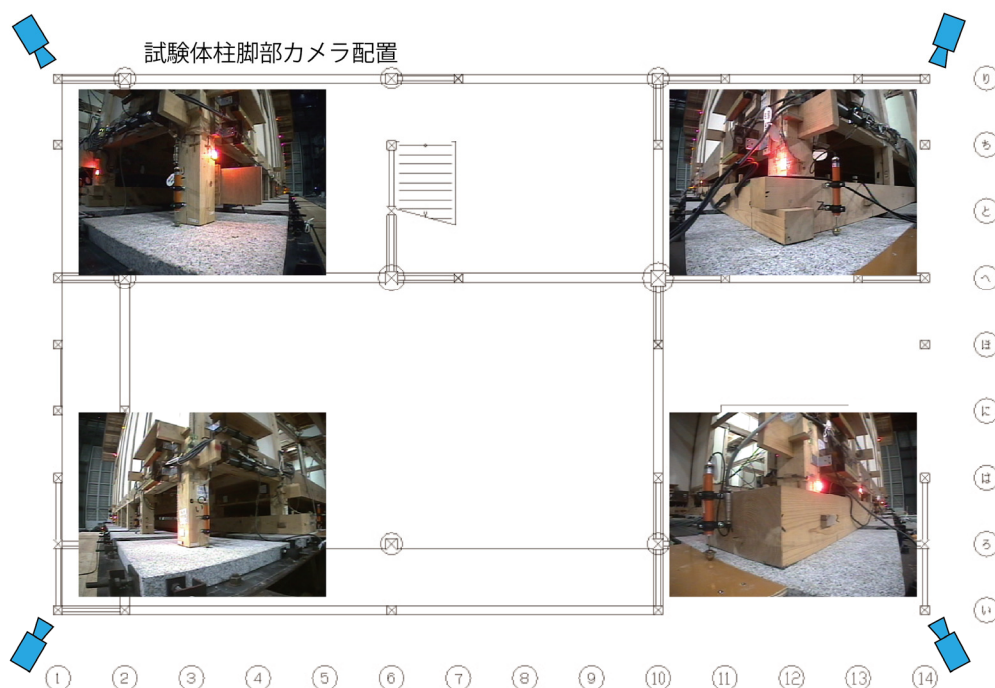


図 3.2.3-47 振動実験試験体柱脚部カメラ配置図

(3)-2 記録フォーマットと仕上げ

記録フォーマットは、SD 画像は DVCAM フォーマット、HD は H264/AVC とした。最終的に収録した映像はプレゼンテーションにも使用できるように、H264/AVC 仕様とした。特に柱脚の挙動検証用として、時間軸を合わせ1画面に納めた。写真 3.2.3-8

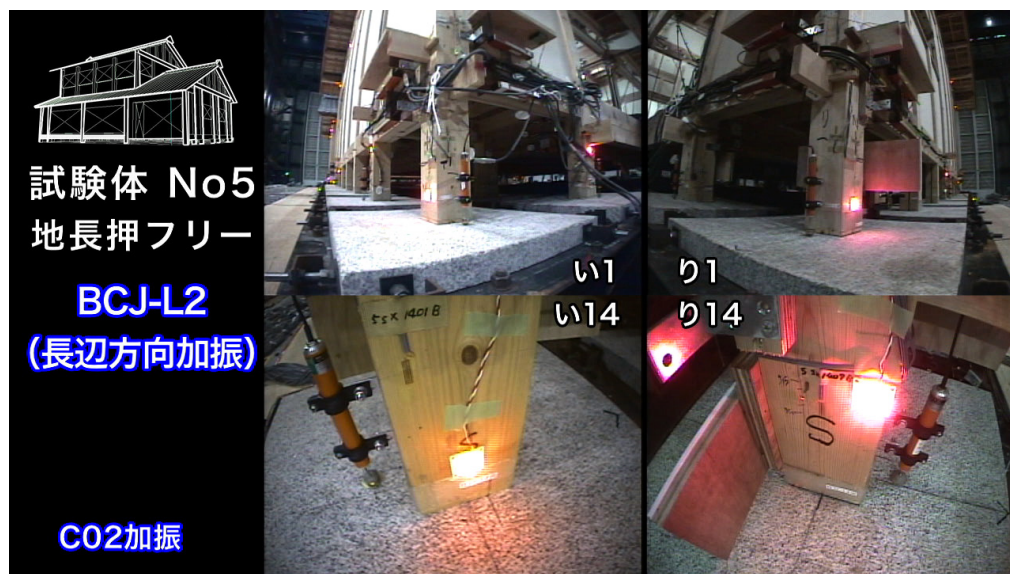


写真 3.2.3-8 柱脚部挙動検証用動画像(例)

3.2.4 実験結果

(1) 入力地震動と実験日程

実大震動台実験は、平成 24 年(2012)9 月 18 日、19 日の 2 日間実施した。試験体は、写真 3.2.4-1 に示すように 2 体を震動台上に並列設置した。これは、2 体の試験体に同じ入力地震動を与えるためであり、これによって主に柱脚固定・非固定の試験体性状の違いによる応答変化を計測データ以外にも目視で確認することが可能となる。震動台の変位名称および極性を図 3.2.4-1 に、入力地震動の名称・順番および各試験体の柱脚固定条件を表 3.2.4-1 に示す。

実験に用いた入力地震動は 4 種類とし、ホワイトノイズ波、BCJ-L1 波、BCJ-L2 波、そして JMA 神戸波である。ホワイトノイズ波は、試験体の卓越振動数など振動特性を把握するため用いた 90 秒の波形である。先ず、試験体 L 方向に 40 秒加振を行い、次に約 5 秒の間隔を空けたあと、試験体 S 方向に同じく 40 秒の加振を行った。BCJ-L1 波は、平成 12 年建設省告示第 1461 号で定める「希に発生する地震」を想定した工学的基盤上の加速度応答スペクトルを基本とし、第 2 種地盤によって表層地盤の増幅特性を考慮した 60 秒の波形である。BCJ-L2 波は、告示で定める「極めて希に発生する地震」を想定した 60 秒の波形であり、増幅特性などは BCJ-L1 と同じとした。JMA 神戸波は、1995 年兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された強震記録である。

JMA 神戸波は 3 方向入力、それ以外は 1 方向毎に入力を行った。入力は、変位波形を用いて震動台を制御する変位制御方式である。震動台上で観測された、ホワイトノイズ波以外の加速度応答スペクトルおよび目標スペクトルを図 3.2.4-2～図 3.2.4-4 に、Sa-Sd 曲線を図 3.2.4-5 示す。BCJ-L1、BCJ-L2 波形は、目標スペクトルに対して若干小さめの値となった。JMA 神戸加振については、目標値として、平成 22 年(2010)年度に本委員会が実施した試験体 No.4 の震動台記録(加速度制御)を用いた。平成 22 年度の JMA 神戸加振を目標値とした、平成 24 年度の JMA 神戸加振の Sa-Sd 曲線を図 3.2.4-6 に示す。こちらも、図 3.2.4-2～図 3.2.4-3 と同様に、目標値に対して若干小さめの値となっている。これは、震動台の特性として震動台制御に変位を用いた場合、加速度制御と比較して小さめの応答値となることが主な原因と考えられる。

ホワイトノイズ波以外、震動台上で計測された加速度・速度・変位時刻歴波形を図 3.2.4-7～図 3.2.4-11 に示す。



写真 3.2.4-1 震動台上の試験体
(左側：試験体 No.6、右側：試験体 No.5)

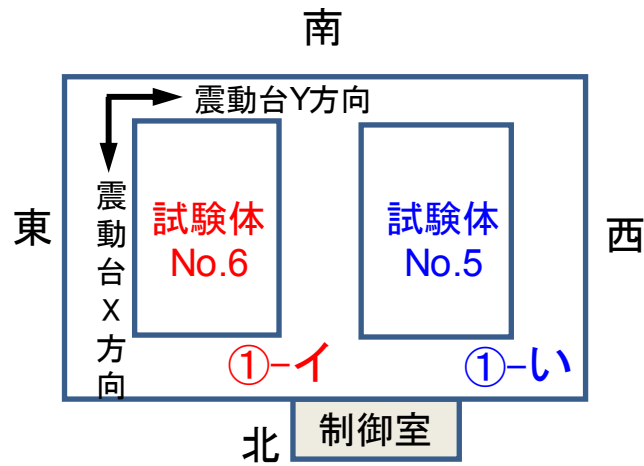


図 3.2.4-1 震動台上の試験体配置と震動台の変位名称および極性
(震動台変位は矢印の方向を正とする)

表 3.2.4-1 入力地震動一覧・加振コードおよび試験体柱脚固定条件

日付	NO.	入力地震動	加振コード	試験体No.5	試験体No.6
18日 (火)	1	A-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	A-1WN2	柱脚非固定	柱脚固定
	2	A-2 BCJ-L1 S方向	A-2B1S		
	3	A-3 BCJ-L1 L方向	A-3B1L		
	4	B-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	B-1WN2		柱脚非固定
	5	B-2 BCJ-L1 S方向	B-2B1S		
	6	B-3 BCJ-L1 L方向	B-3B1L		
	7	C-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	C-1WN2		
	8	C-2 BCJ-L2 S方向	C-2B2S		
	9	D-1 ホワイトノイズ波 2方向連続	D-1WN2		
	10	D-2 BCJ-L2 L方向	D-2B2L		
19日 (水)	11	E-1 ホワイトノイズ波 2方向	E-1WN2	柱脚非固定	柱脚固定
	12	E-2 BCJ-L2 S方向	E-2B2S		柱脚非固定
	13	F-1 ホワイトノイズ波 2方向	F-1WN2		
	14	F-2 巨大地震(神戸波) 3方向加振 (S方向:NS成分)	F-2KB3		

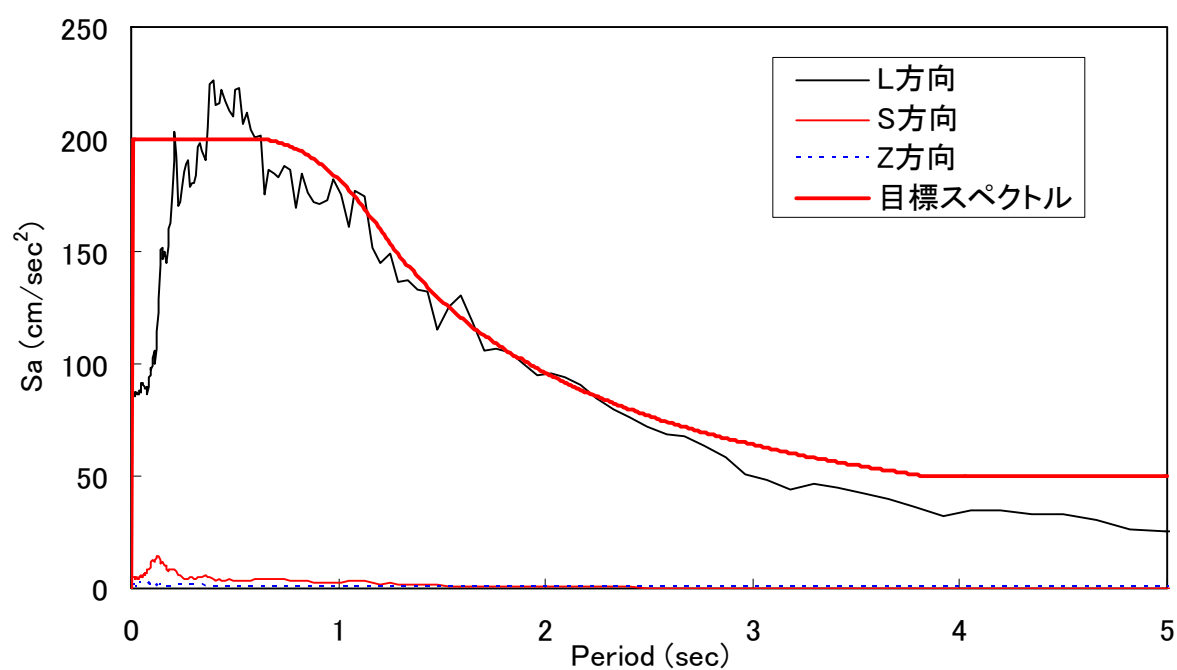


図 3.2.4-2 震動台上で観測された BCJ-L1 波の
加速度応答スペクトルおよび目標スペクトル

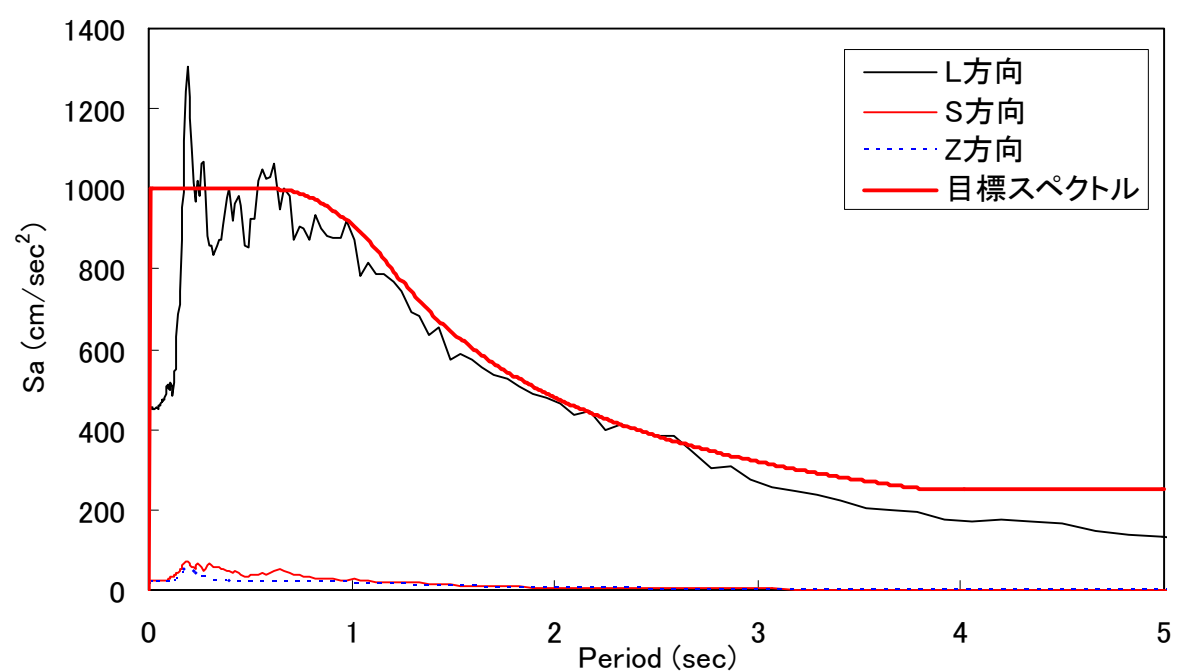


図 3.2.4-3 震動台上で観測された BCJ-L2 波の
加速度応答スペクトルおよび目標スペクトル

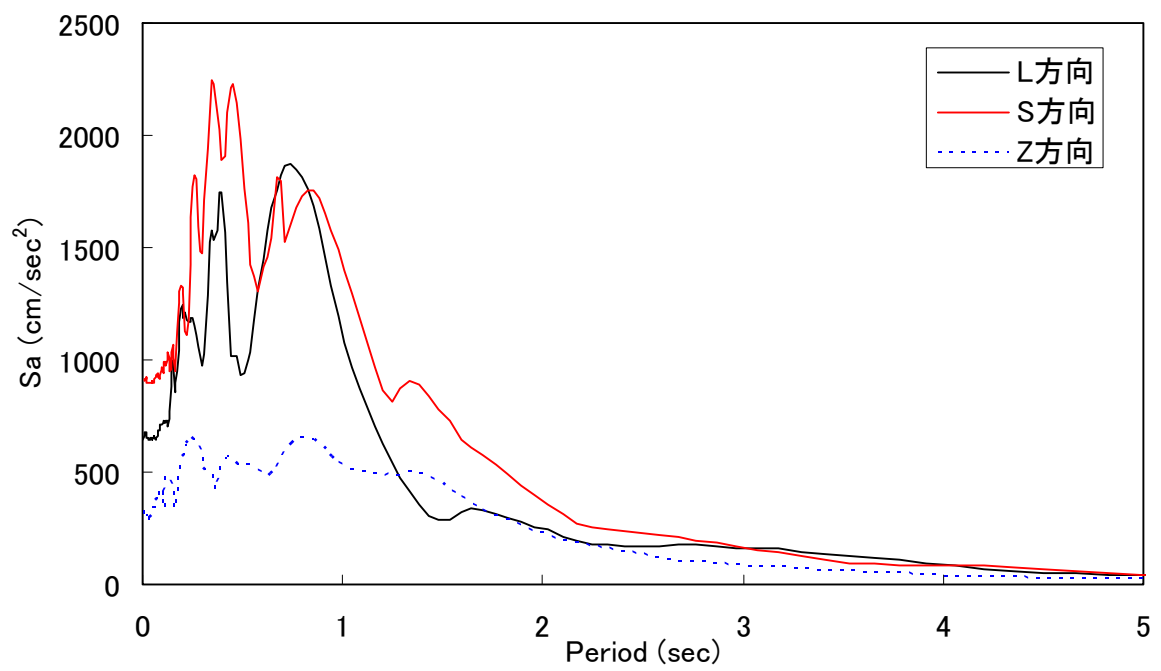


図 3.2.4-4 震動台上で観測された JMA 神戸波の加速度応答スペクトル

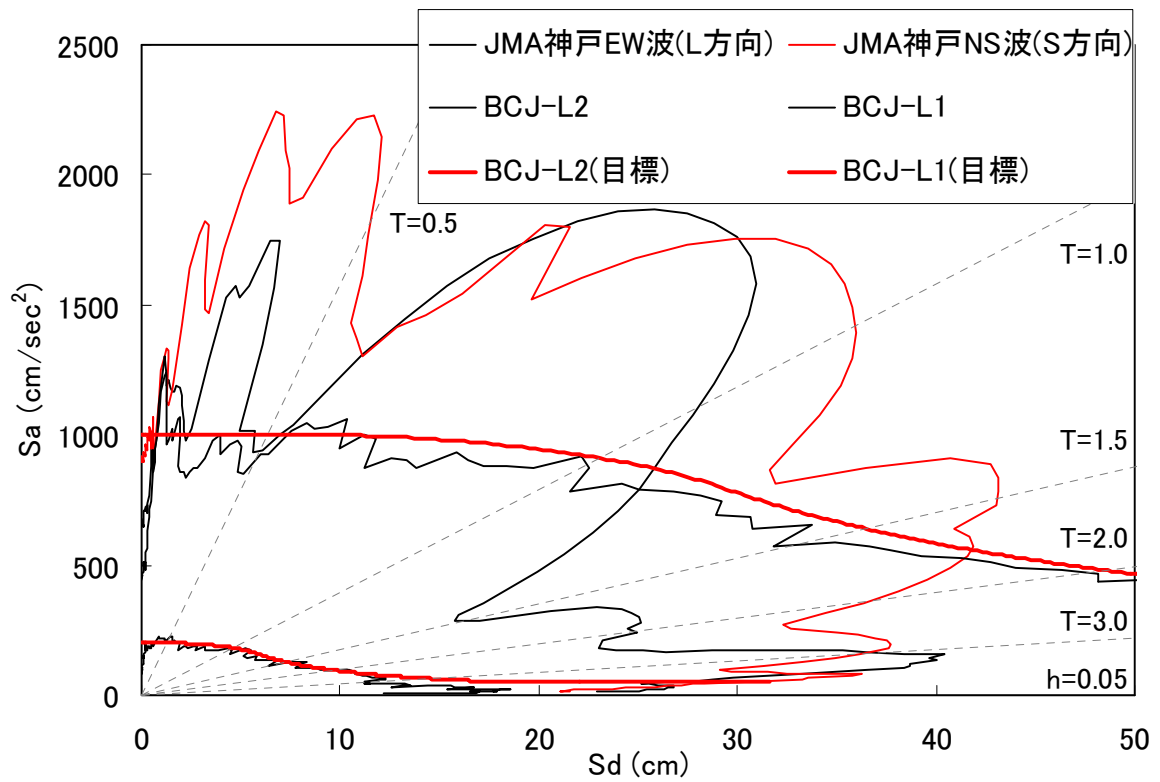


図 3.2.4-5 震動台上で観測された入力波形の
Sa-Sd 曲線および目標 Sa-Sd 曲線

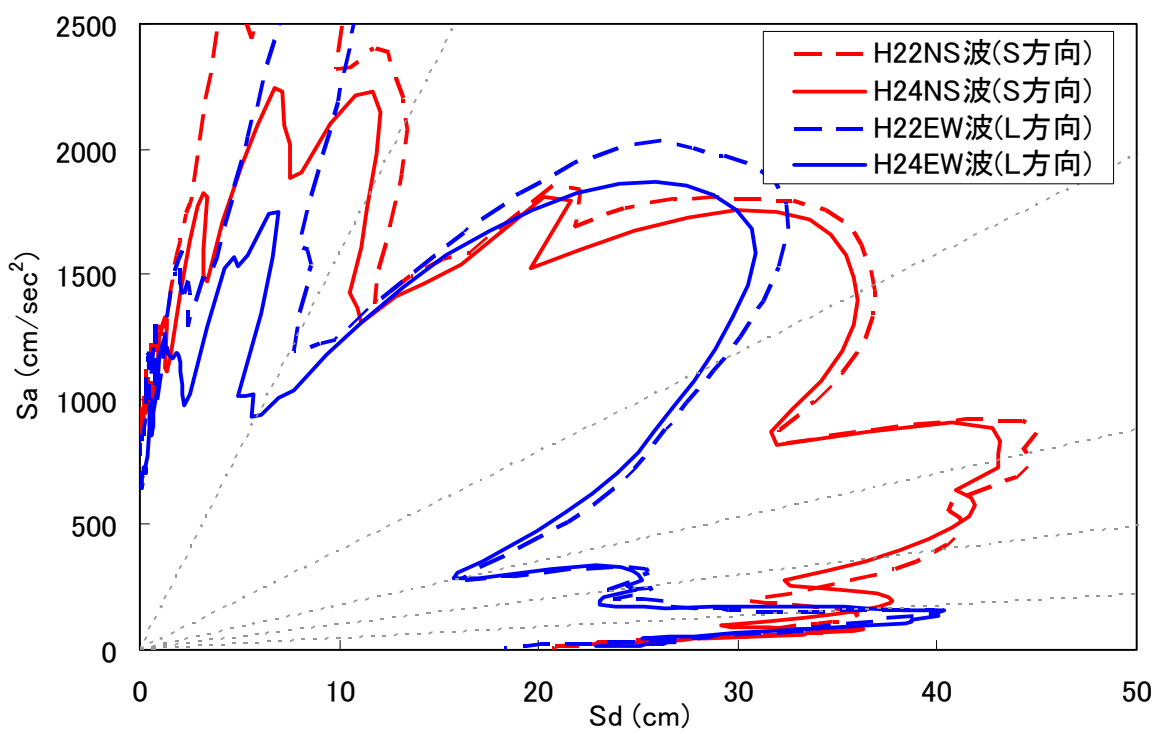
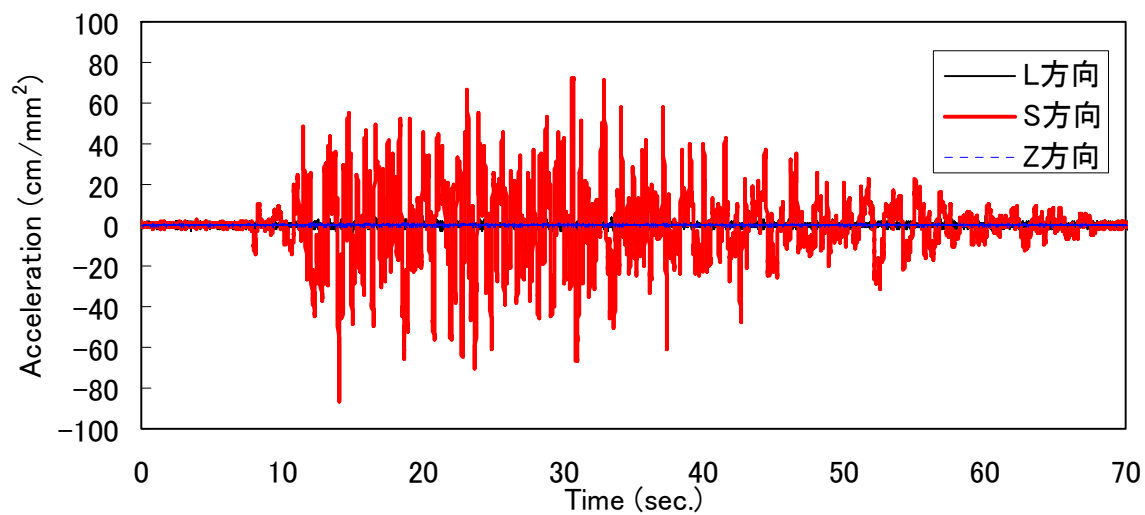
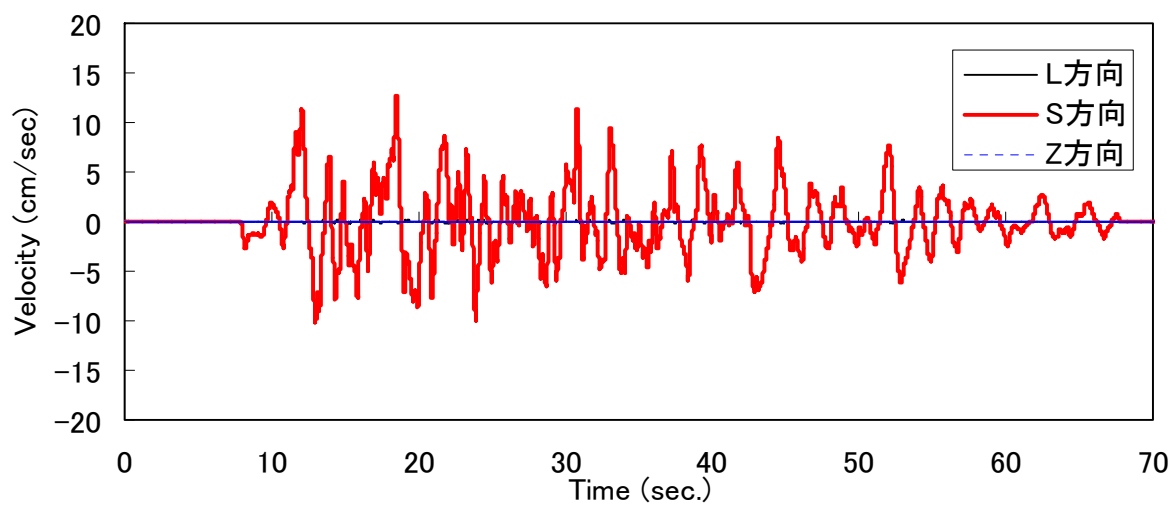


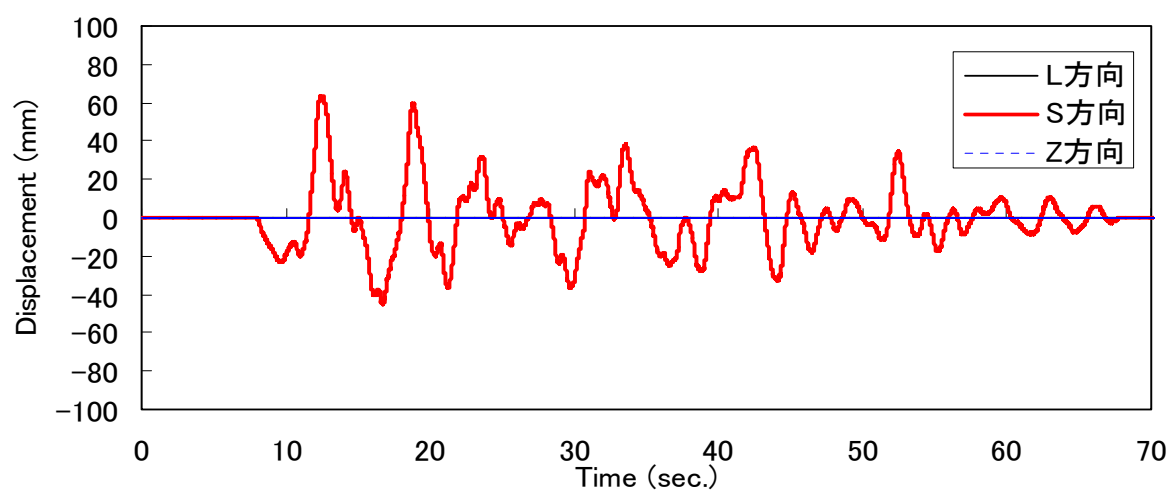
図 3.2.4-6 震動台上で観測された JMA 神戸波の比較



a) 加速度

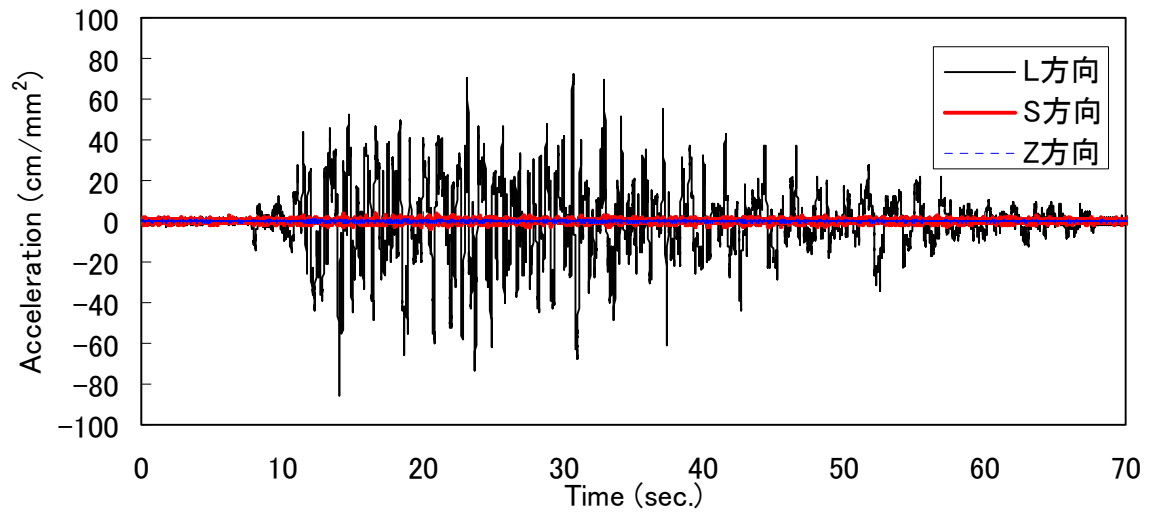


b) 速度

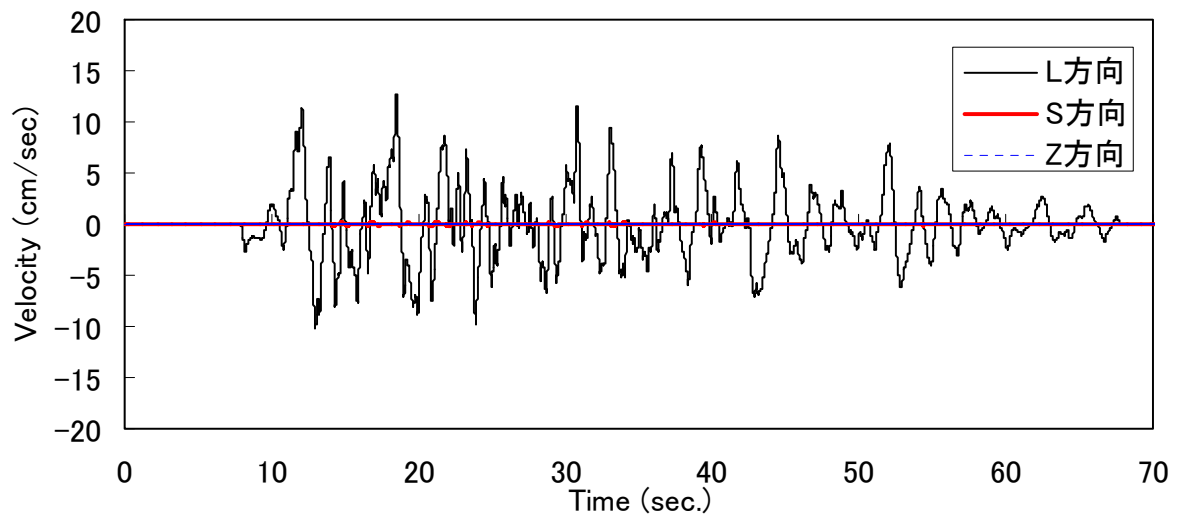


c) 変位

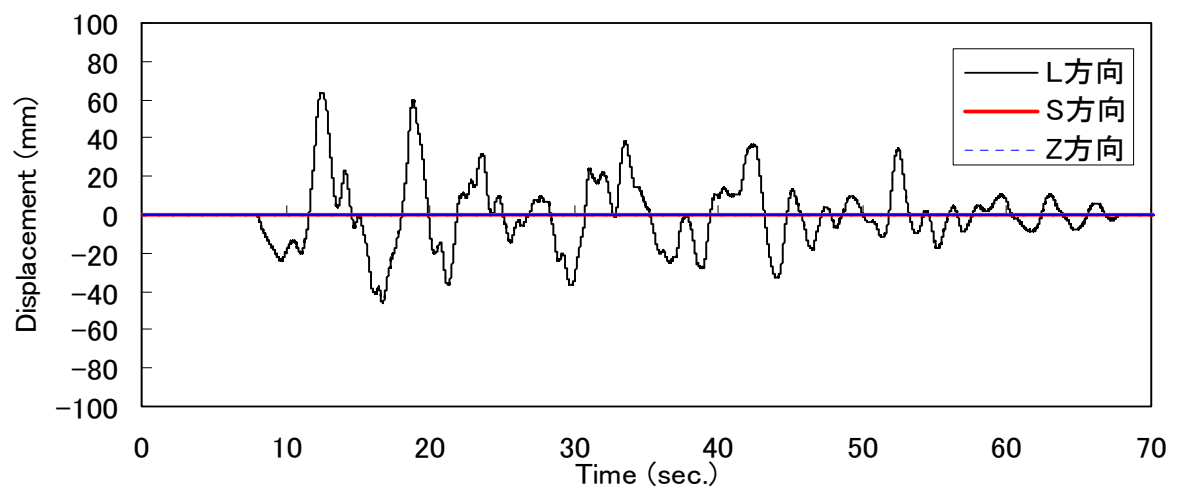
図 3.2.4-7 BCJ-L1 波(S 方向)震動台上で観測された時刻歴波形



a) 加速度

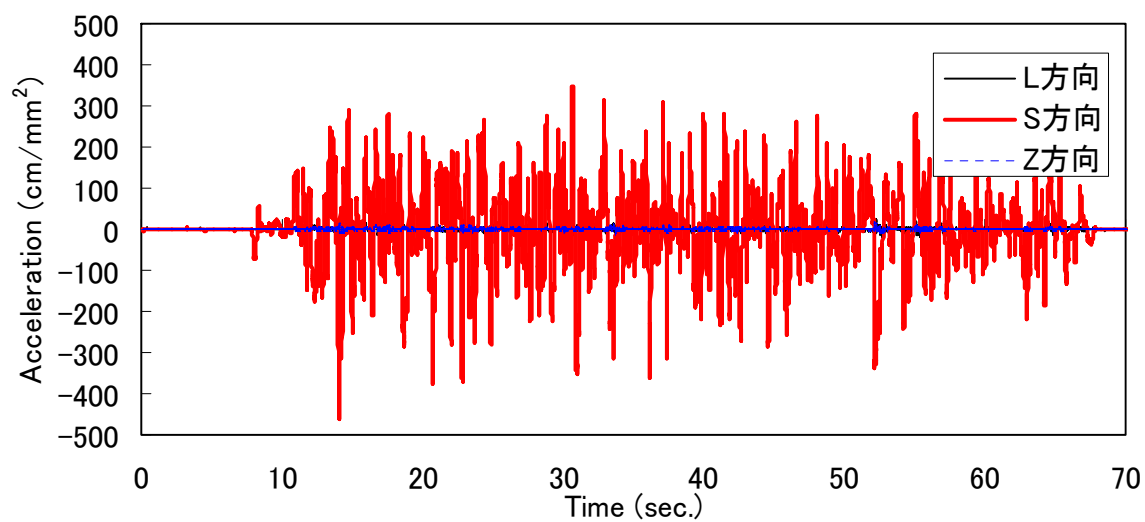


b) 速度

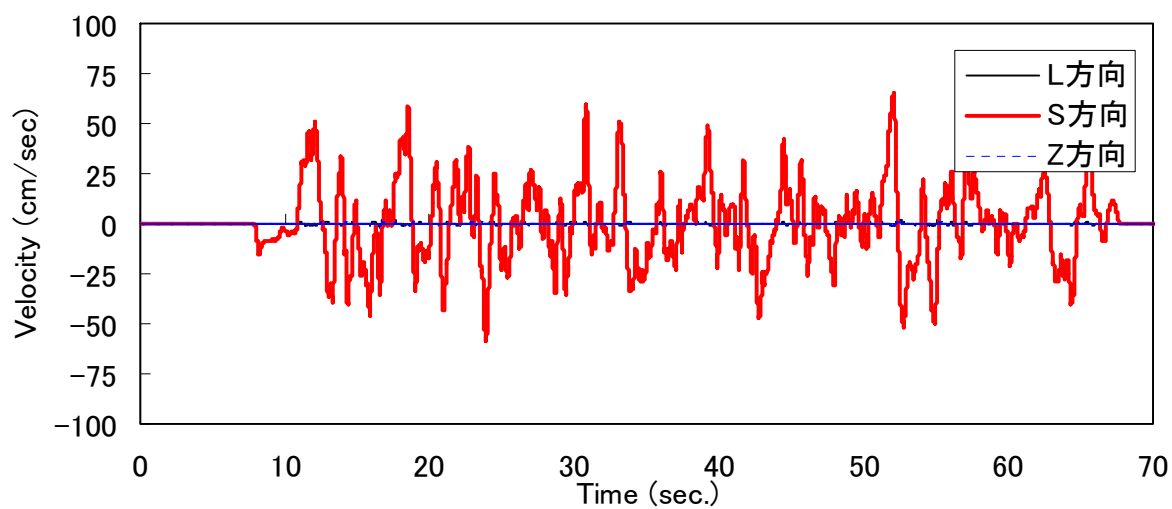


c) 変位

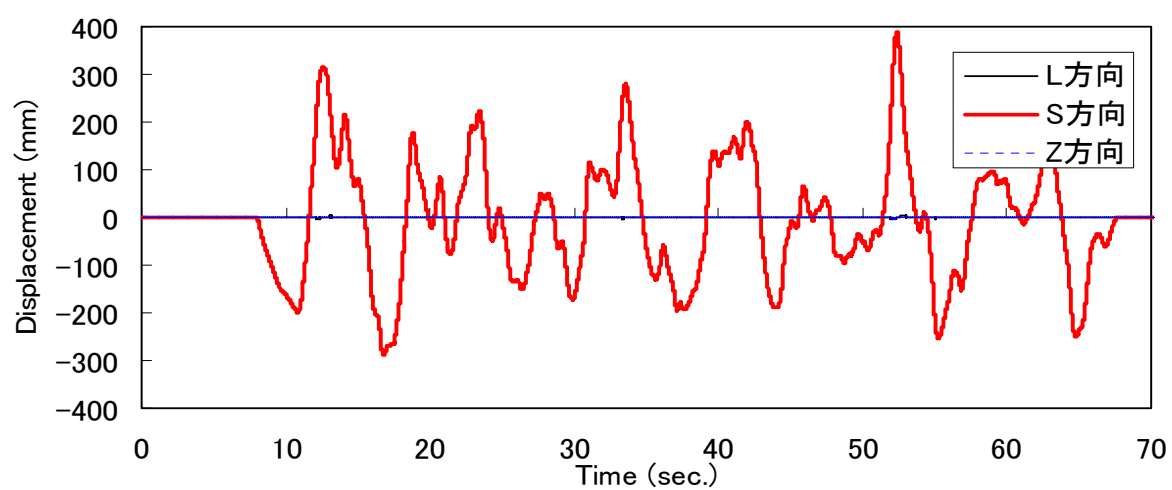
図 3.2.4-8 BCJ-L1 波 (L 方向) 震動台上で観測された時刻歴波形



a) 加速度

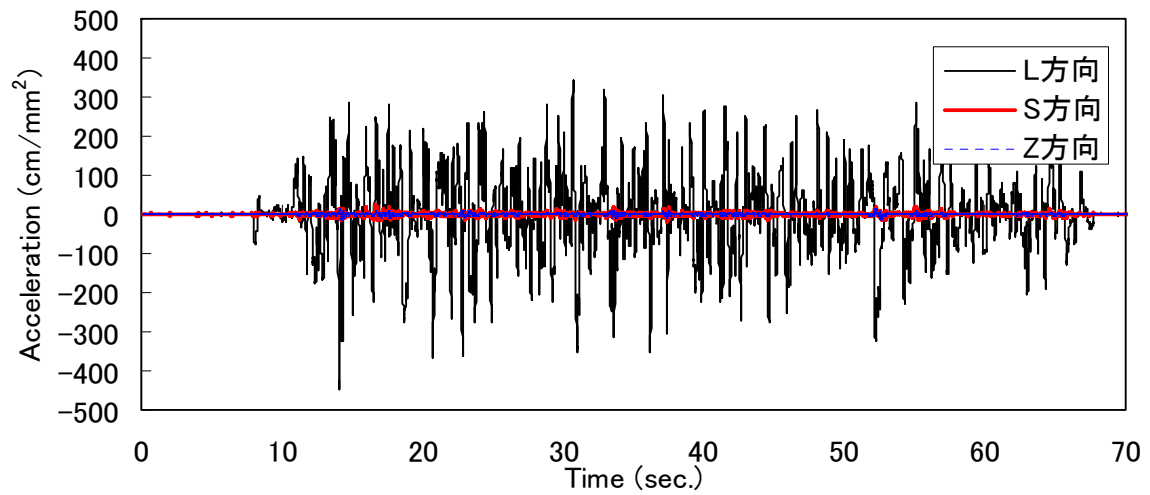


b) 速度

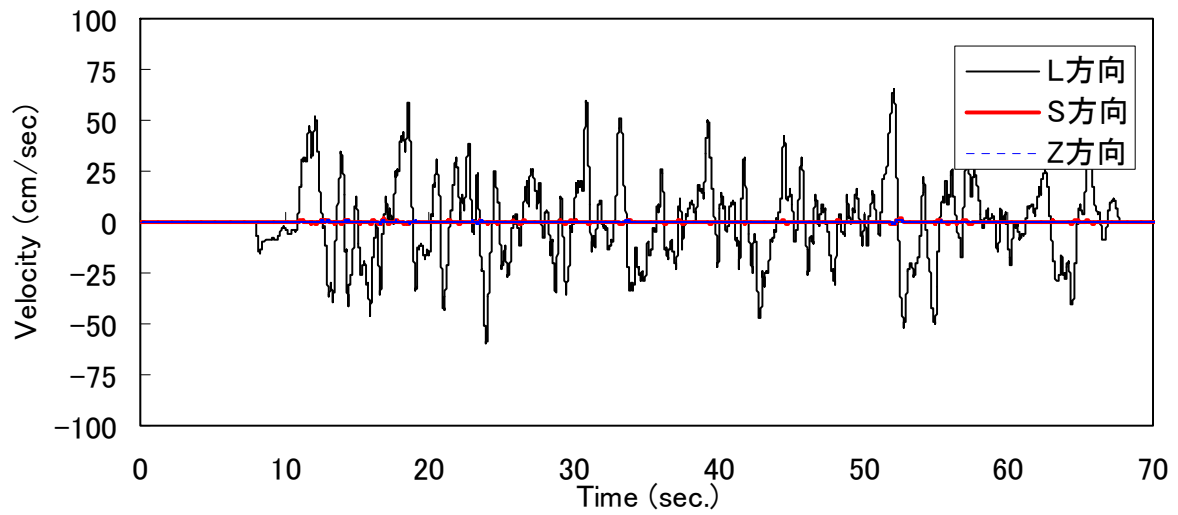


c) 変位

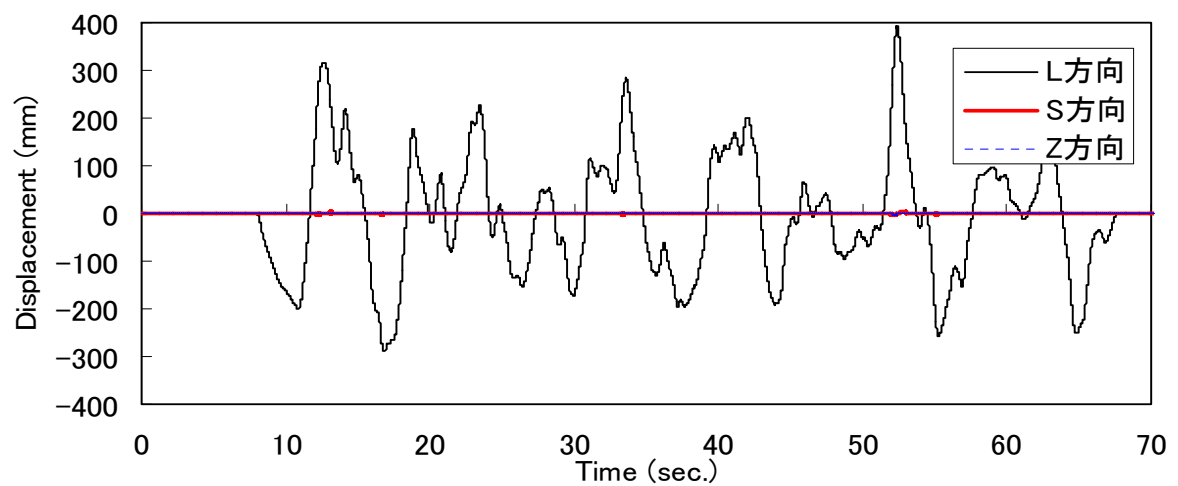
図 3.2.4-9 BCJ-L2 波(S 方向)震動台上で観測された時刻歴波形



a) 加速度

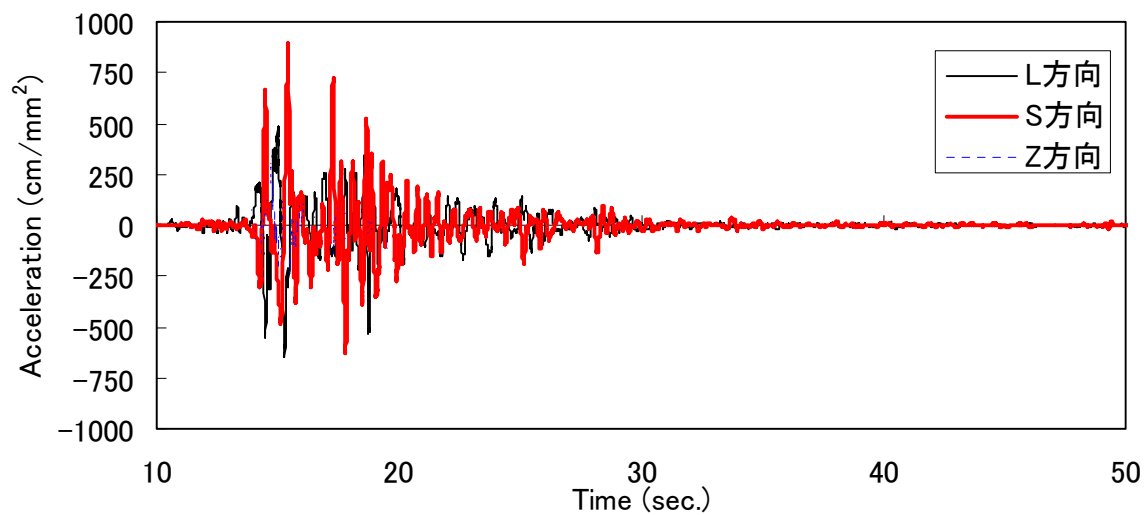


b) 速度

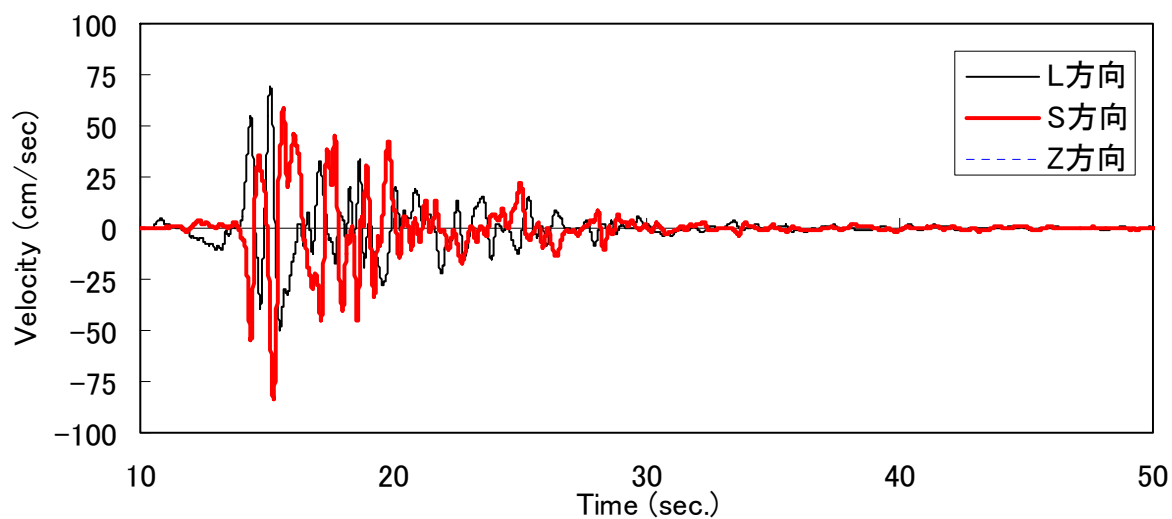


c) 変位

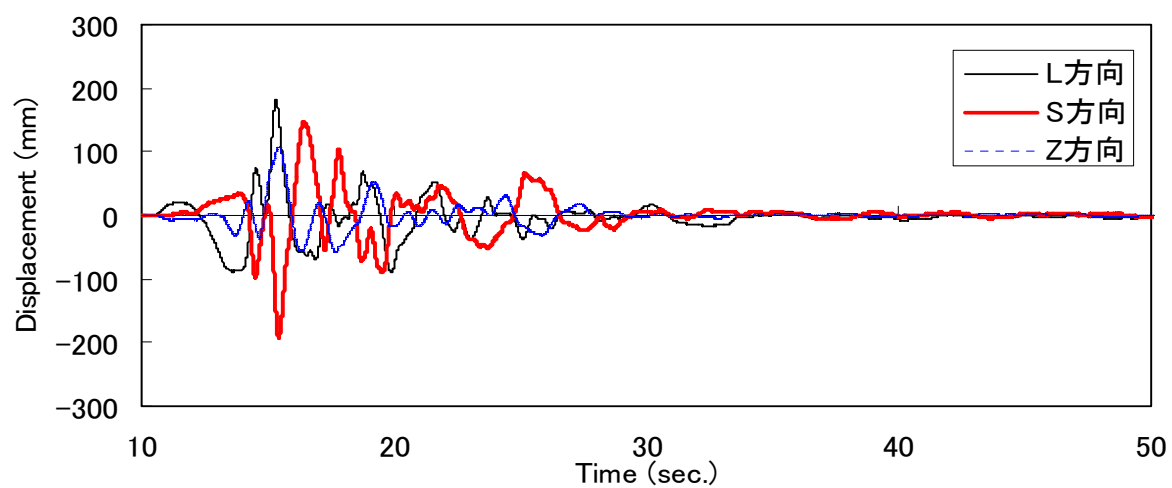
図 3.2.4-10 BCJ-L2 波 (L 方向) 震動台上で観測された時刻歴波形



a) 加速度



b) 速度



c) 変位

図 3.2.4-11 JMA 神戸波 (3 方向) 震動台上で観測された時刻歴波形

実験中、試験体 No.6 の柱脚固定状態を 2 度変更した。また、両試験体ともに、多くの加振を実施し、土壁などにひび割れの被害が発生したため加振 1 日目(9 月 18 日)の実験後に試験体の補修を実施した。

試験体 No.6 の柱脚固定状態は、表 3.2.4-1 に示すように、柱脚固定と柱脚非固定の 2 つとした。それぞれの柱脚固定状態を写真 3.2.4-2～写真 3.2.4-3 に示す。柱脚固定とは、溝型鋼およびボルトにて、試験体 No.6 の地長押を鉄骨架台に固定した状態である。柱脚非固定とは、柱脚固定において使用した溝型鋼およびボルトを撤去し、地長押を鉄骨架台の上に置いているだけの状態としたものである。

試験体の補修とは、加振 1 日目(9 月 18 日)の BCJ-L2 加振などにおいて生じた損傷を軽減し、加振 2 日目(9 月 19 日)の試験体を加振 1 日目の状態と近づけることを目的としている。主な補修は 2 点であり、試験体 1 階の土壁 4 箇所を乾式土壁パネルに変更、軸組の損傷が発生した 1 階足固め下に持ち送り等の木材を入れたことである。補修後の写真を写真 3.2.4-4～写真 3.2.4-5 に示す。乾式土壁パネルは片面の横貼りとした。補修は、両試験体とも同じ箇所を実施することで、試験体の状態に違いが生じないようにした。



写真 3.2.4-2 柱脚固定状態
(溝型鋼およびボルトにて鉄骨架台に固定)

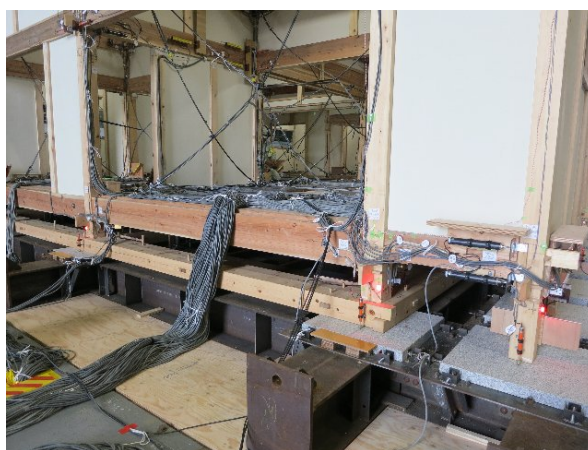


写真 3.2.4-3 柱脚非固定状態

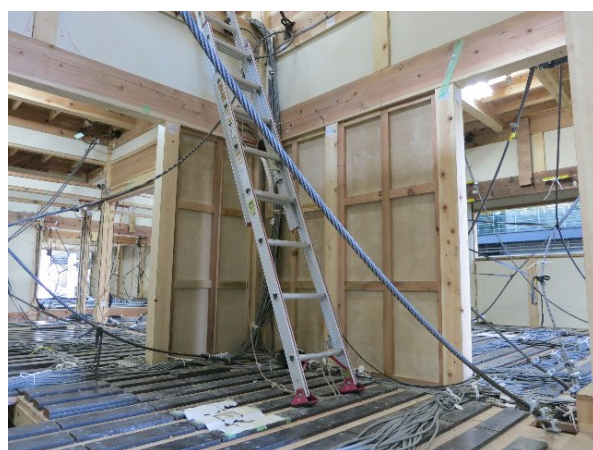


写真 3.2.4-4 乾式土壁パネルによる 1 階の補修



写真 3.2.4-5 持ち送りによる足固め下の補修

(2) 計測データのフィルター処理

以降で示す実験結果では、計測ノイズの除去のため、加速度およびひずみデータに図 3.2.4-12 に示すようなハイカットフィルタ ($f_1=15\text{Hz}$ 、 $f_2=20\text{Hz}$) を施している。このフィルター処理の影響の一例を図 3.2.4-13 に示す。

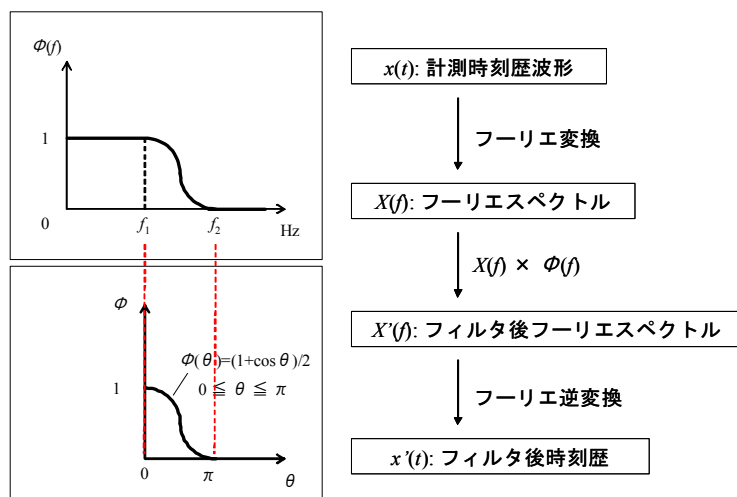
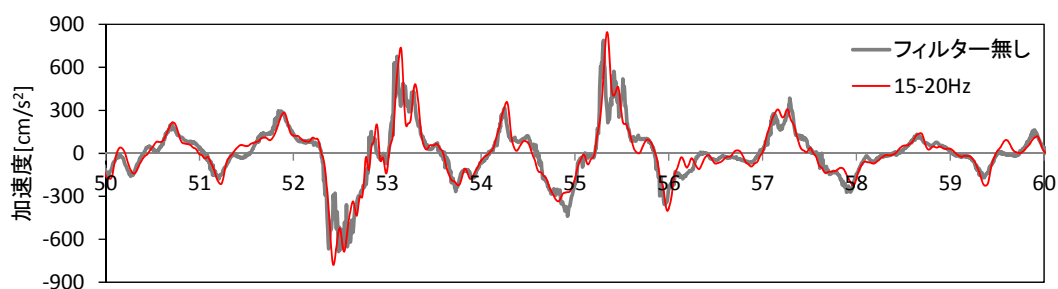
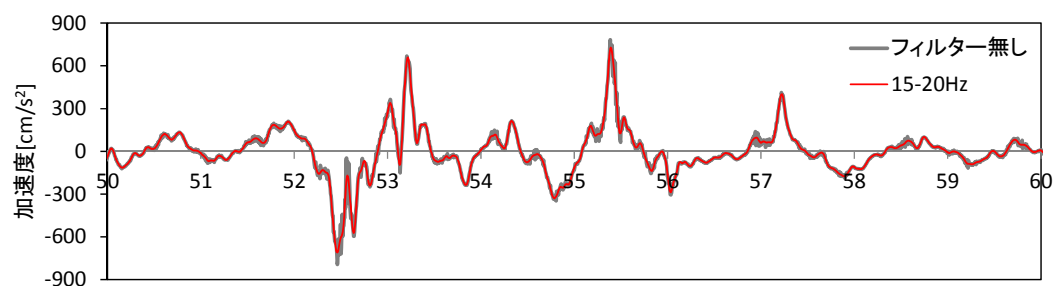


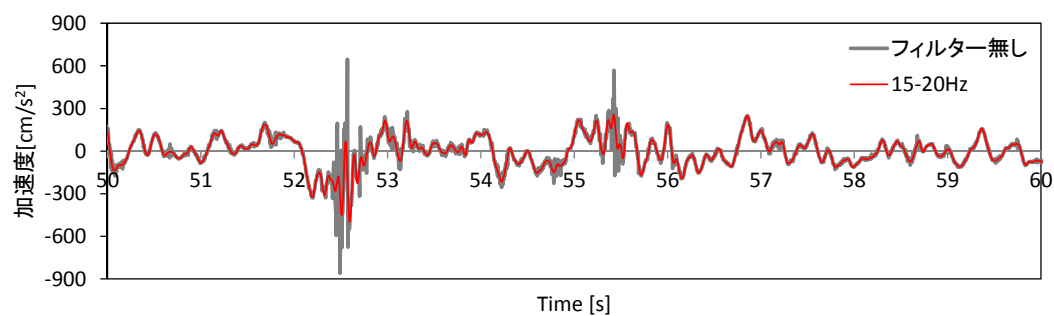
図 3.2.4-12 ハイカットフィルタの特性



(a) 2 階桁レベル水平加速度



(b) 1 階桁レベル水平加速度



(c) 1 階床レベル水平加速度

図 3.2.4-13 フィルター処理の影響・C-2B2S 加振時の試験体 No.5 応答加速度の例

(3) 卓越振動数

地震波加振の前に実施したホワイトノイズ波加振の結果から微小振動時の振動モードを明らかにする。各部の応答加速度データから、基礎に対するフーリエスペクトル比を算出した(図 3.2.4-14)。その際、ウィンドウ幅 0.2Hz の Parzen ウィンドウを用いて平滑化した。算出したフーリエスペクトル比から読み取った 1 次卓越振動数の一覧を表 3.2.4-2 に示す。また、1 次卓越振動数の推移を図 3.2.4-15 に示す。

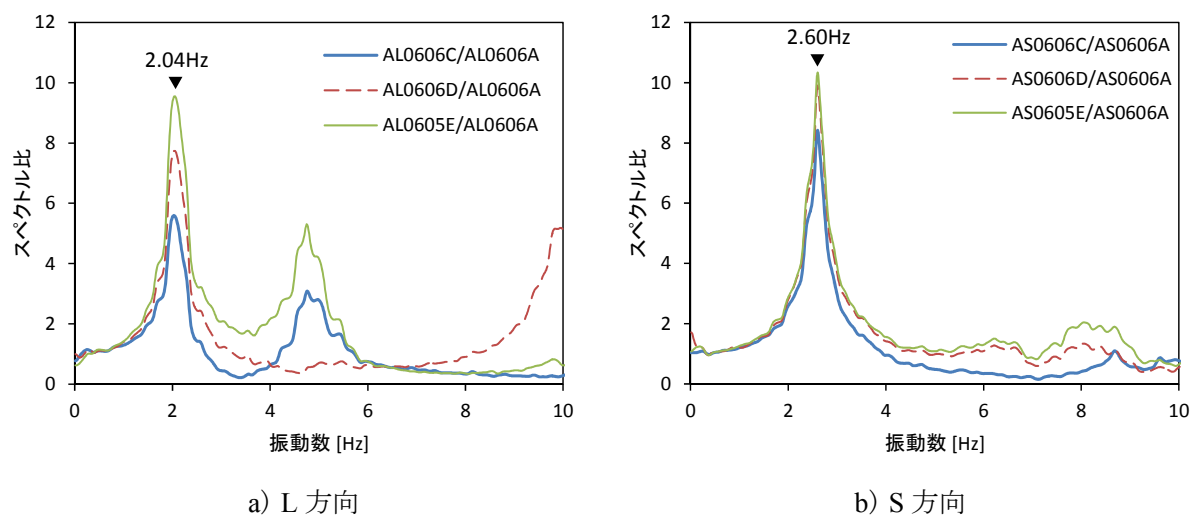


図 3.2.4-14 A-1WN2 における試験体 No. 5「へー6」のフーリエスペクトル比

表 3.2.4-2 基礎に対するフーリエスペクトル比から読み取った 1 次卓越振動数[Hz]

加振コード	状況	No. 5 L	No. 6 L	No. 5 S	No. 6 S
A-1WN2	実験前	2.04	2.19	2.60	2.34
C-1WN2	L1 経験後	1.73	1.97	2.16	2.03
D-1WN2	L2 S 方向経験後	1.75	1.73	1.61	1.61
E-1WN2	2 日目実験前	1.62	1.57	1.90	1.86
F-1WN2	JMA 神戸波前	1.50	1.48	1.52	1.48

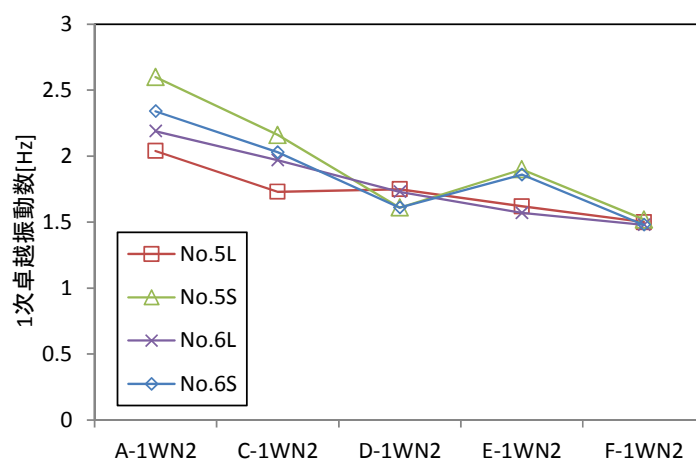


図 3.2.4-15 1 次卓越振動数の推移

1次卓越振動数に対応する、各高さレベル・構面ごとのスペクトル比から描いた立面、平面の振動モードを No.5、No.6 の順に図 3.2.4-16～3.2.4-23 に示す。ここでは、A-1WN2 および E-1WN2 の結果のみ示す。

L 方向では、高さ方向に一直線になるようなモード形状を示した。一方、S 方向では、1 階の振幅が卓越する形状となった、また、平面的に見ると 1 通り、2 通りの振幅が大きく、14 通りへ向かって順に振幅が小さくなる傾向が見られた。No.5 と No.6 の振動モード形状はほぼ同じであったが、スペクトル比の絶対値は No.6 の方が小さかった。したがって、No.6 の方が減衰が大きかった可能性がある。

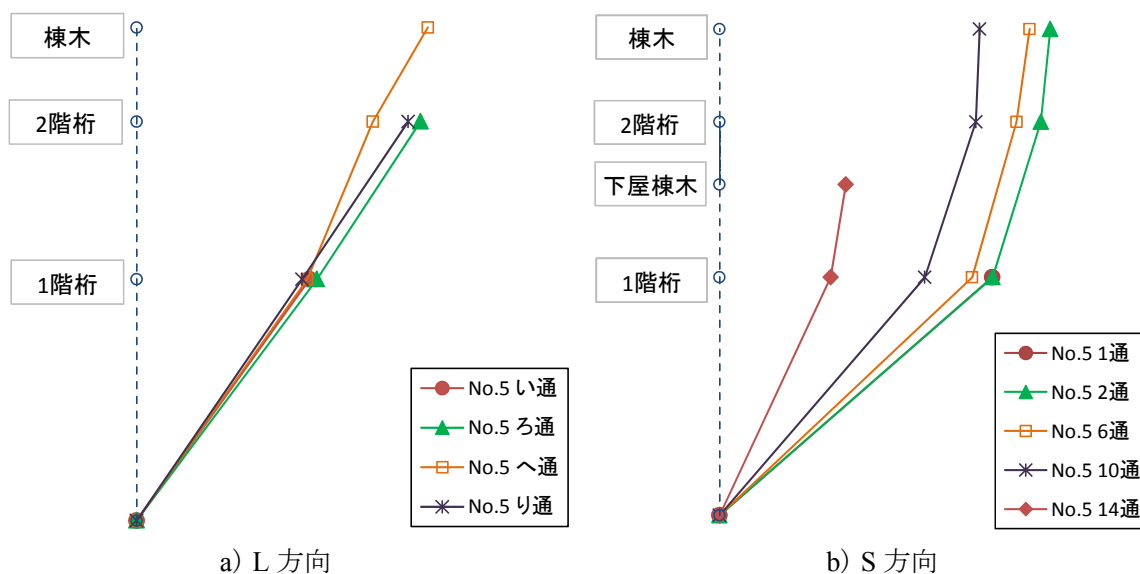


図 3.2.4-16 A-1WN2 におけるスペクトル比から求めた試験体 No. 5 の 1 次立面振動モード

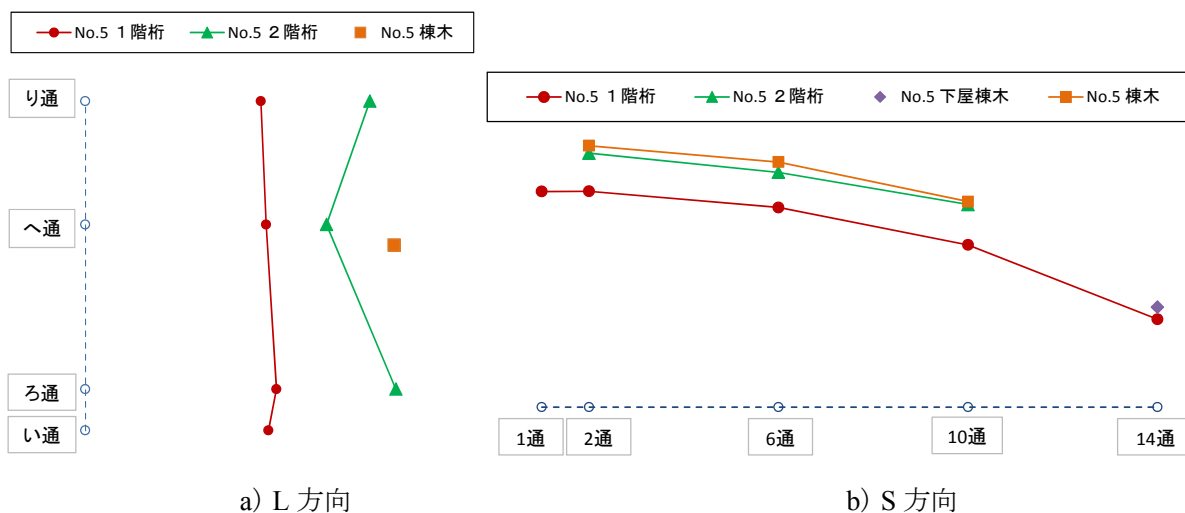


図 3.2.4-17 A-1WN2 におけるスペクトル比から求めた試験体 No. 5 の 1 次平面振動モード

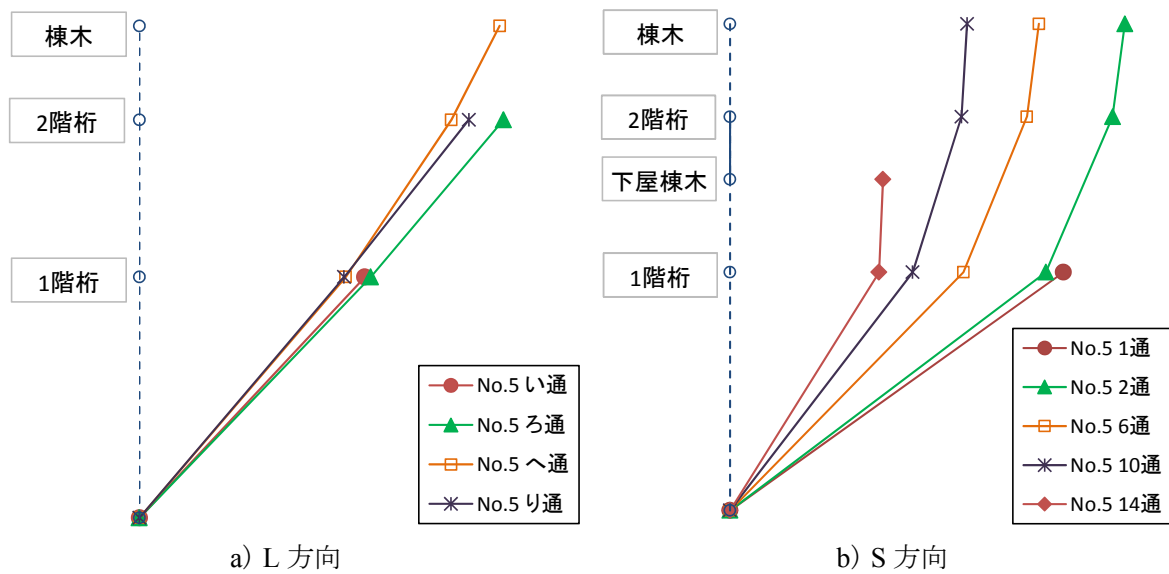


図 3.2.4-18 E-1WN2 におけるスペクトル比から求めた試験体 No. 5 の 1 次立面振動モード

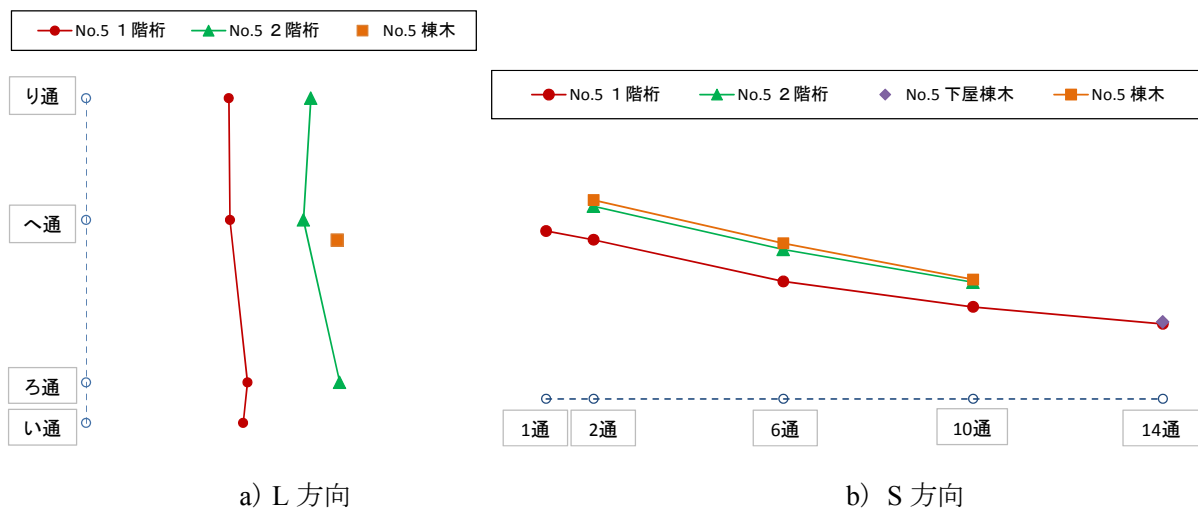


図 3.2.4-19 E-1WN2 におけるスペクトル比から求めた試験体 No. 5 の 1 次平面振動モード

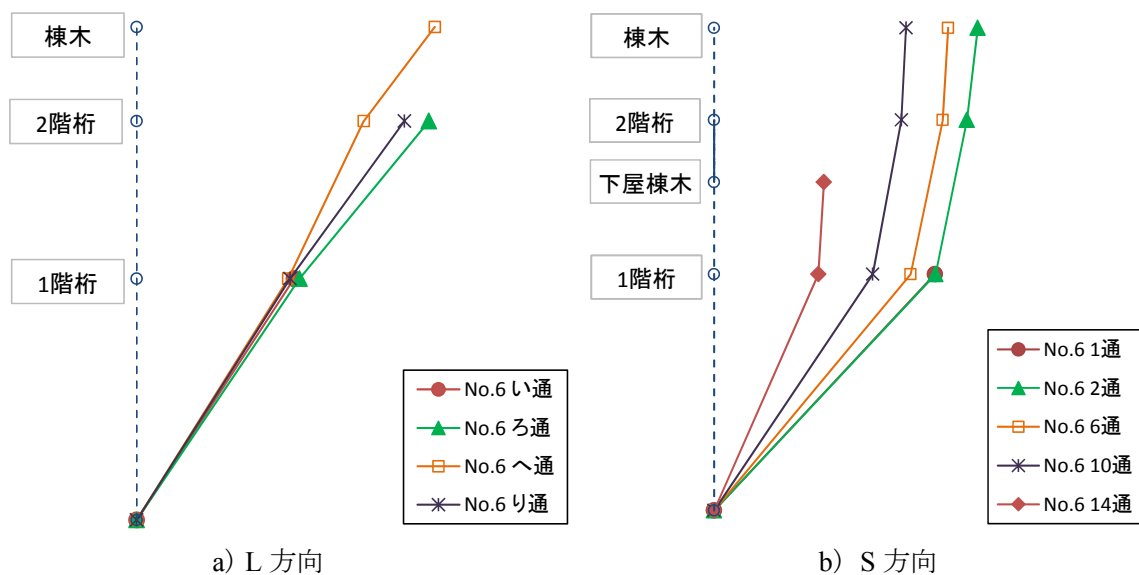


図 3.2.4-20 A-1WN2 におけるスペクトル比から求めた試験体 No. 6 の 1 次立面振動モード

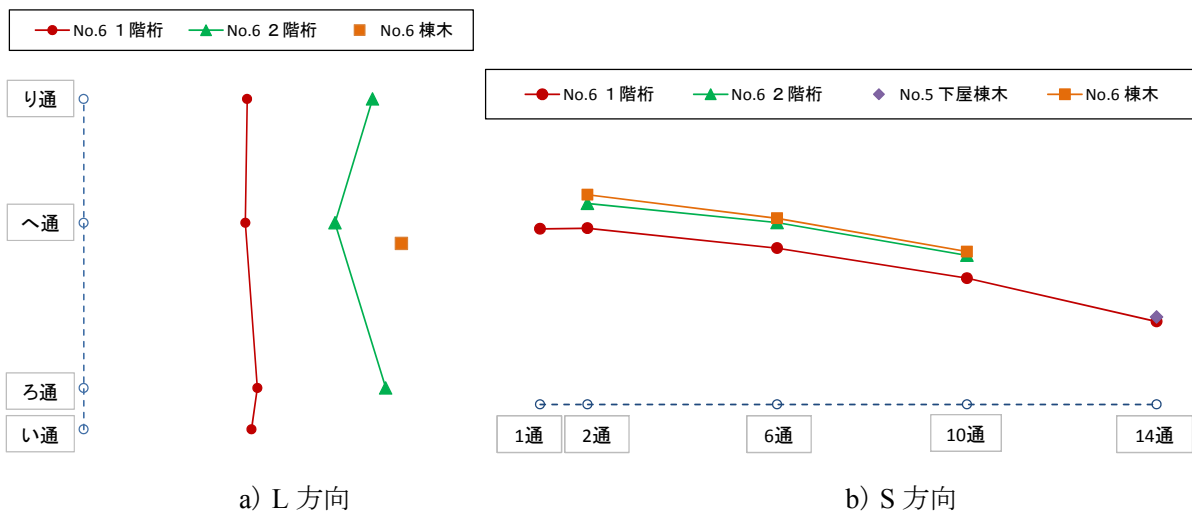


図 3.2.4-21 A-1WN2 におけるスペクトル比から求めた試験体 No. 6 の 1 次平面振動モード

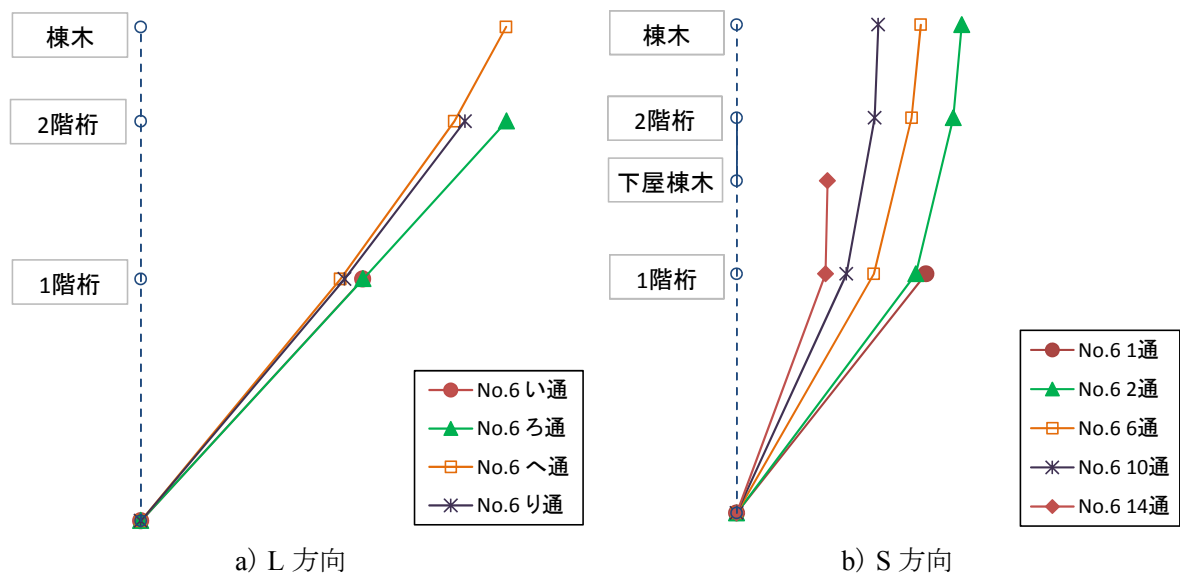


図 3.2.4-22 E-1WN2 におけるスペクトル比から求めた試験体 No. 6 の 1 次立面振動モード

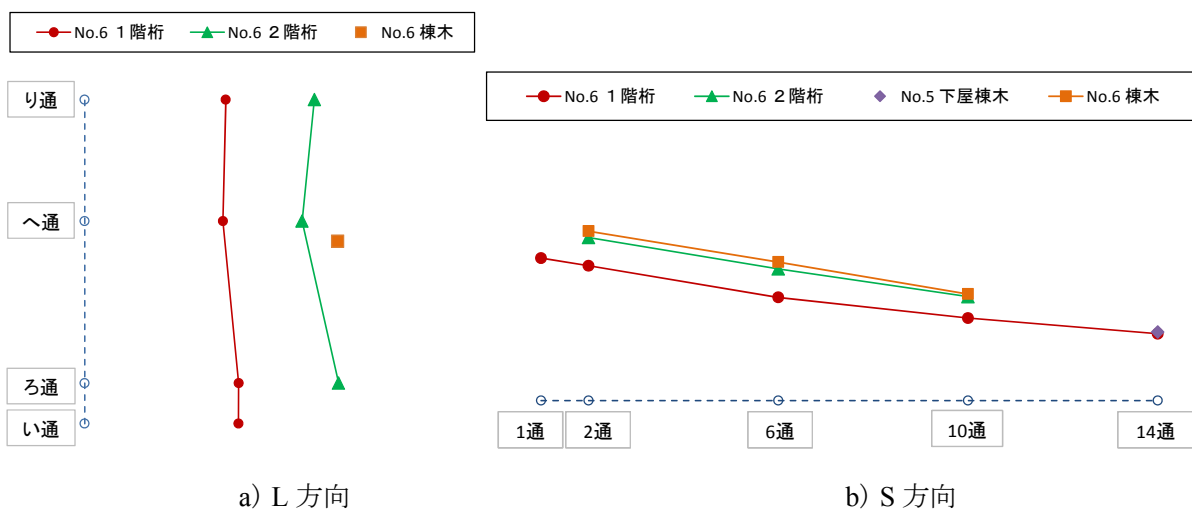


図 3.2.4-23 E-1WN2 におけるスペクトル比から求めた試験体 No. 6 の 1 次平面振動モード

(4) 試験体損傷

1) 損傷観察の概要

調査メンバーは、大学研究者、建築設計士、瓦職人、大工、工務店などの協力のもと調査班を構成した。以下に損傷観察メンバーを示す。

実施メンバー：須田達(金沢工業大学)、田中圭(大分大学)、瀧野敦夫(奈良女子大学)、村田晶(金沢大学)、森拓郎・北守顕久(京都大学)、松本慎也(近畿大学)、中尾方人(横浜国立大学)、大岡優(立命館大学)、小笠原昌敏・林琇春(小笠原・林建築設計研究室)、岩波正(三和総合設計)、川端眞・石黒恵之(川端建築計画)、宮内寿和・関岡舞美(宮内建築)、木内修(木内修建築設計事務所)、上野英二(オークビレッジ)、力石敦夫(力石一級建築設計事務所)、中村典孝(中村典孝建築設計事務所)、榊原紘一(榊原建築事務所)、藤田裕喜(藤田建築事務所)、堤勇治(汎建築設計測量事務所)、阿部ゑり(Abe-eri 建築設計室)、古川亮(すまい塾古川設計室)、寺門宏之(京都市)、福塚正浩(金沢市)、保木建二(高山市)、光本大助・中西彦助・高田和代・渡邊剛宣・村田良智・岳本卓・道家啓至(京都府瓦工事共同組合)、伊藤和正(イトウ工務店)、各務博紀(各務工務店)、小松匠(松匠建築)、増田拓史(増田建築)

損傷観察は、試験体を震動台に設置する前と震動台に設置して実験直前に実施した事前観察、実験時における各加振後の損傷観察、実験が終了して解体後の部材損傷観察を実施した。表 3.2.4-3 に損傷観察のスケジュールを示す。

表 3.2.4-3 損傷観察スケジュール

日程	観察種類	試験体の状況
2012年9月11日	事前観察1	震動台設置前
2012年9月17日	事前観察2	震動台設置後・実験前日
2012年9月18日～19日	実験時損傷観察	実験時
2012年11月4日	解体後部材損傷観察	解体後

損傷観察の方法として、観察班は、観察者の役割を損傷の実測および野帳(平面図や軸組図を観察用に編集した図面)に記録と目視観察および写真撮影として2人1組の構成とした。試験体の観察箇所は、外部に面した壁と軸組、1階内部の壁と軸組、2階内部の壁と軸組、柱の傾斜、柱脚の移動、瓦として、それぞれの観察班は、各箇所の観察を専任で行った(図 3.2.4-24、表 3.2.4-4)。

損傷の記録は、壁と軸組については当該構面の全体的な写真を撮影して、損傷がある場合は損傷箇所の詳細な写真を撮影し、野帳に損傷状況を記すとともに実際の損傷箇所をマジックでマーキングした(図 3.2.4-25)。柱の傾斜は傾斜計を用いて柱全数の残留傾斜を計測して野帳に記録した。柱脚の移動はあらかじめマーキングした柱位置とのズレを差し金等を用いて全数を計測して、損傷とともに野帳に記録した。瓦は周辺から見える限りにおいて写真を撮影して野帳に記録した。

各損傷観察の後に、記録写真に加振コードによって写真番号を割り振り、撮影箇所・損傷状況の記録をデータシートとしてまとめた。

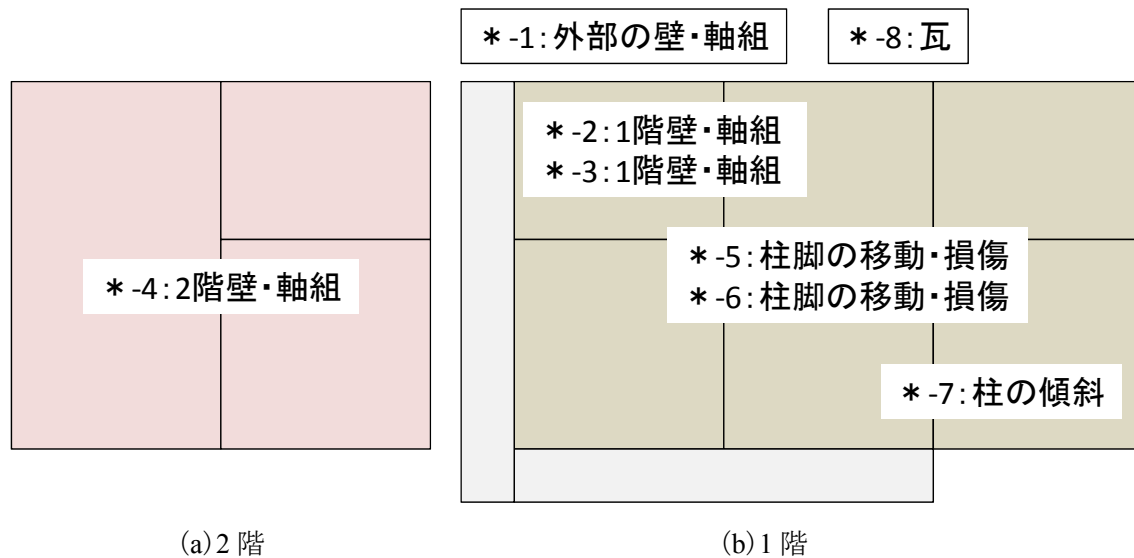
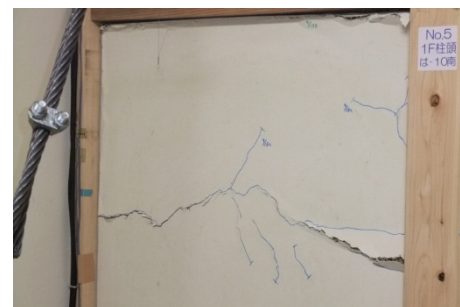
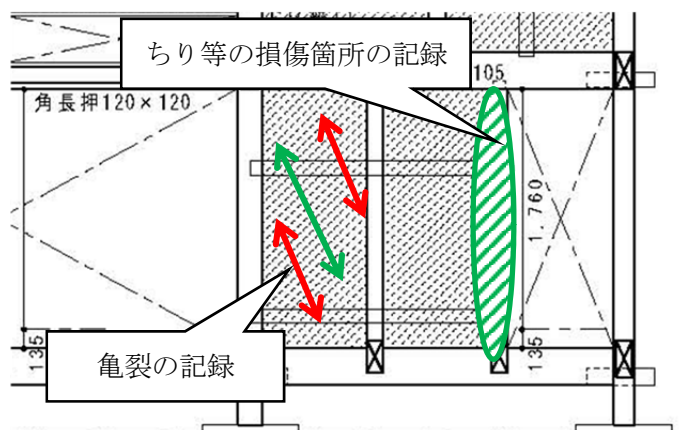


図 3.2.4-24 調査箇所(* : 試験体 No)

表 3.2.4-4 調査体制と調査班の構成(* : 試験体 No)

	班番号	調査箇所	調査員	
No*	*-1	外部の軸組、壁の損傷	A	B
	2	1階居室の軸組、壁の損傷	A	B
	3	1階居室の軸組、壁の損傷	B	B
	4	2階居室の軸組、壁の損傷	B	B
	5	柱脚の移動・損傷	A	B
	6	柱脚の移動・損傷	A	B
	7	柱の傾斜	B	B
	8	瓦の損傷	C	-



(a) 野帳の記録

(b) 損傷箇所のマーキング

図 3.2.4-25 野帳の記録方法と損傷箇所のマーキング例

2) 外部観察に基づく損傷過程

No.5 試験体について、加振 C 後の損傷観察では、加振方向である 1 通り、14 通り構面の 1 階のすべての壁体上下の隅部に土の圧壊が見られた。また、各壁上部、梁下 400~500mm の範囲に連続した亀裂が生じた。また一部の壁については、足固めから上 400~500mm の範囲に横方向の亀裂が生じた。木材同士の接合部分については、損傷は確認されなかった。また、L 方向 (い通り、り通り) については、加振 B の損傷からほとんど変化は見られなかった。2 階部分の外壁については、

外からの観察では、損傷は確認できなかった。加振 C 後の各部の観察状況を写真 3.2.4-6 に示す。



(a)

(b)

(c)

写真 3.2.4-6 加振 C 後の損傷

加振 D 後の損傷観察では、加振方向である、い通り、り通りの土壁上下の圧壊が進展し、一部で剥落も生じた。また、入り隅となっている玄関周辺は損傷が大きく、玄関上部の垂壁は中央部分が大きく剥落した。い通りの開口上部の垂壁の周囲も土の圧壊が発生し、柱との間に隙間が生じた。木材の損傷では、り 1 の柱脚が L 方向に折損し、一部の柱脚(へ 1、り 14、ろ 10 など)では、接合部の断面欠損部から亀裂が発生した。また接合部では、柱一足固め接合部で、柱側に大きなめり込みが生じ、1 通りの鼻栓接合部分では、端抜けや鼻栓の曲げ破壊が生じた。2 階の外壁では、ろ通り、り通りの垂壁、腰壁の隅部の土に圧壊が発生し、柱との間に隙間が生じた。なお、2 通り、10 通りの外壁には損傷は確認されなかった。加振 D 後の各部の観察状況を写真 3.2.4-7 に示す。



(a)

(b)

(c)



(d)

(e)

(f)



(g)

(h)

(i)

写真 3.2.4-7 加振 D 後の損傷

加振 F 後の損傷観察では、り通り、い通りのすべての壁体で隅部の圧壊が進展し、大きく面外に波打つところや剥落するところも見られた。玄関上部の垂壁では、補修した部分に再度亀裂が発生し、浮き上がった。1 通りと 14 通りでは、亀裂・隅部の圧壊の進展は見られたが、L 方向に比べるとわずかであった。1 通りでは、壁体中間部に後ろから押しだされたような膨らみが生じた部分を確認された。補修した柱り 1 の柱脚は S 方向に大きく傾斜した。多くの接合部で栓の曲げ変形が進行し、それに伴って接合部の開きが発生した。2 階外壁では、L 方向では新たな損傷は見られず、S 方向では、瓦との境界付近の土壁に亀裂と隙間が発生した。加振 F 後の各部の観察状況を写真 3.2.4-8 に示す。

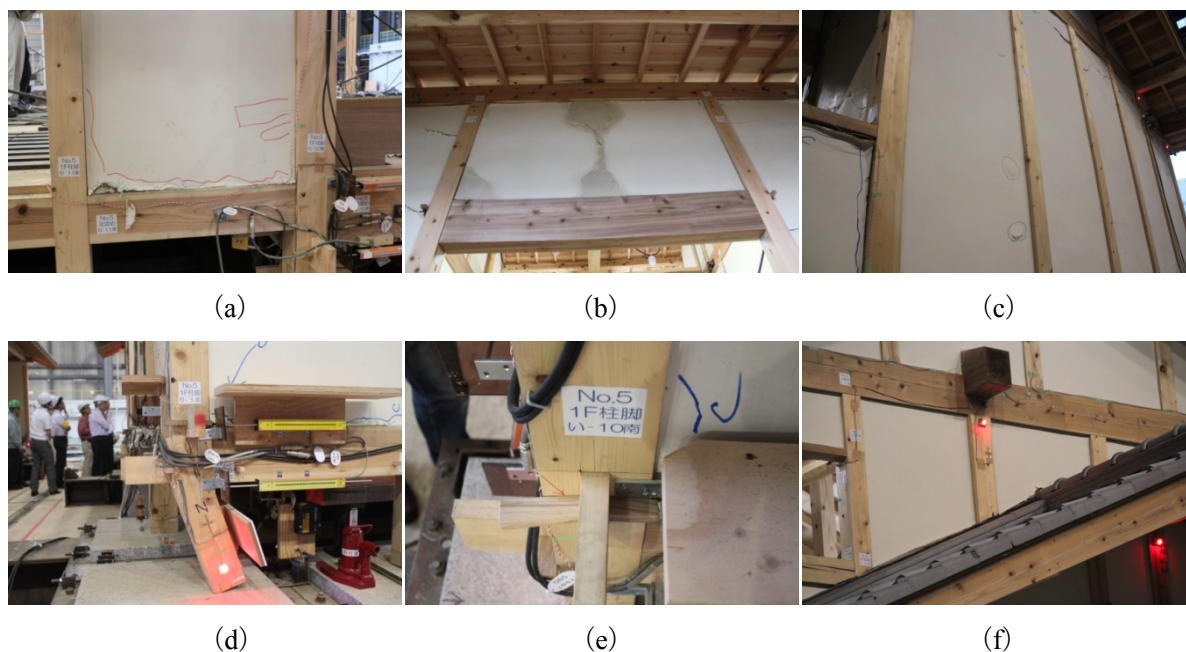
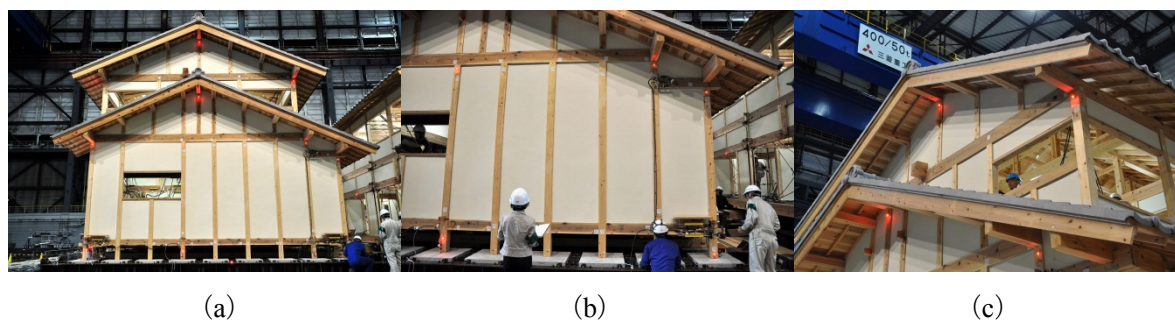


写真 3.2.4-8 加振 E および F 後の損傷

No.6 の試験体について、加振 A、B 後は土壁の壁ちり周辺の数箇所では仕上げ材の浮きを確認されたが、各階外壁には亀裂などの損傷は確認されていない。また軸組は乾燥割れが伸展する梁や柱があるものの損傷は無い。加振 B 後の各面の代表的な観察状況・損傷箇所を写真 3.2.4-9 に示す。



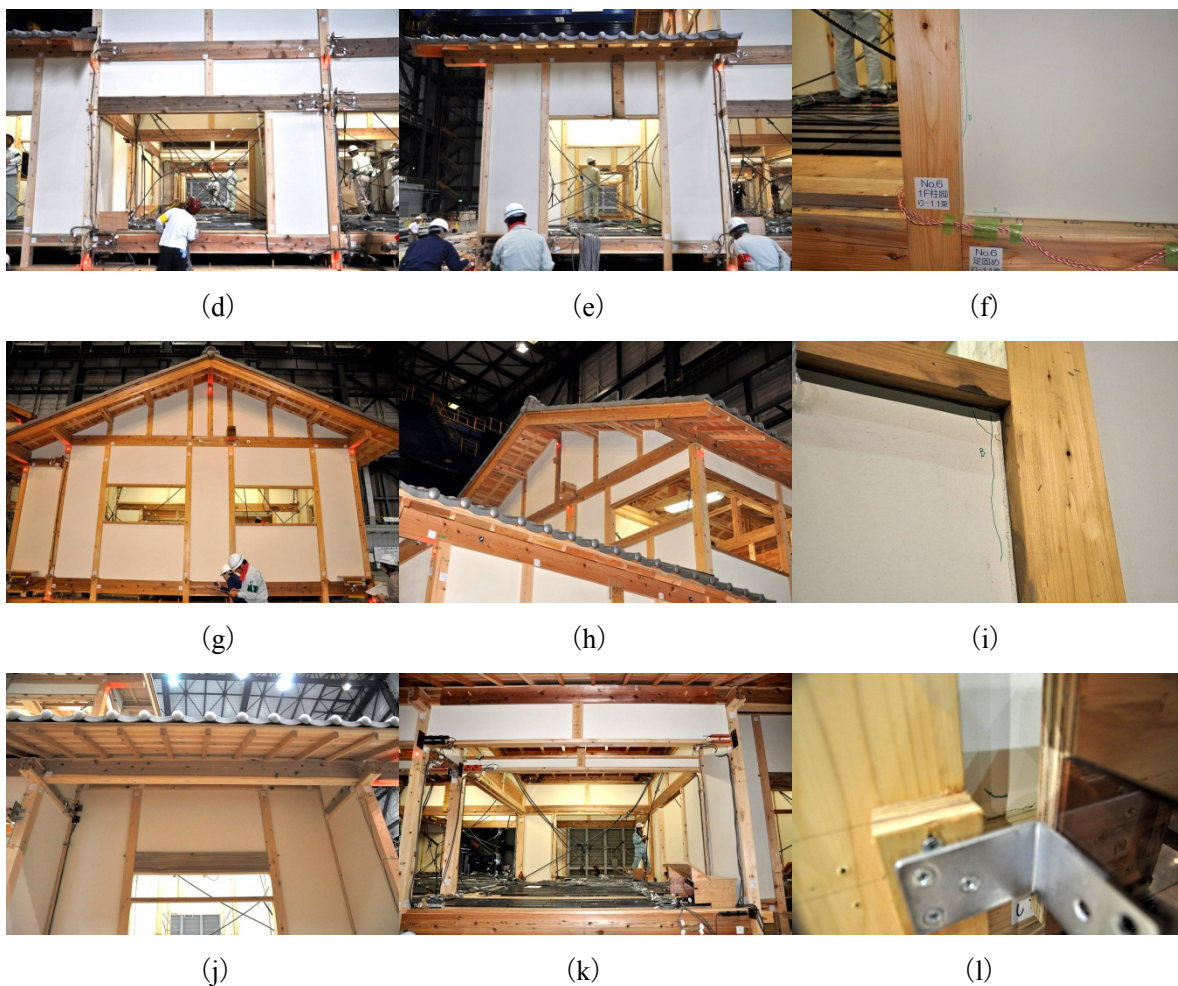
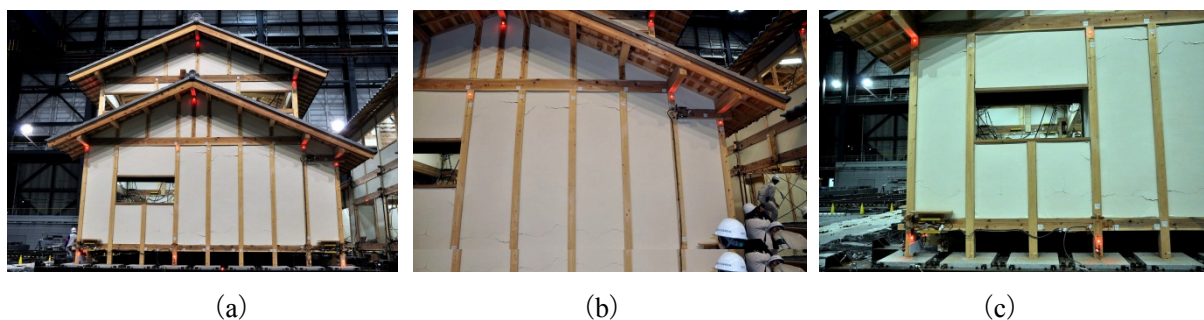


写真 3.2.4-9 加振 B 後の損傷

加振 C 後の損傷観察では、北面 1 通り妻壁に角柱間の足固め上、妻梁下の各所で亀裂が生じた。柱と梁・足固めの隅角部で壁の浮きが生じた。北面 2 通り 2 階の壁はほとんど損傷はない。東面り通り及び西面り通りの壁・軸組は損傷はない。玄関脇袖壁南面 10 通りい-ろ間の壁は足固め上、妻梁下で亀裂、足固め上の壁浮きが生じた。南面 14 通りは柱・足固め際の壁浮きが生じた。2 階 10 通りはほとんど損傷はない。加振 C 後の各部の観察・損傷状況を写真 3.2.4-10 に示す。



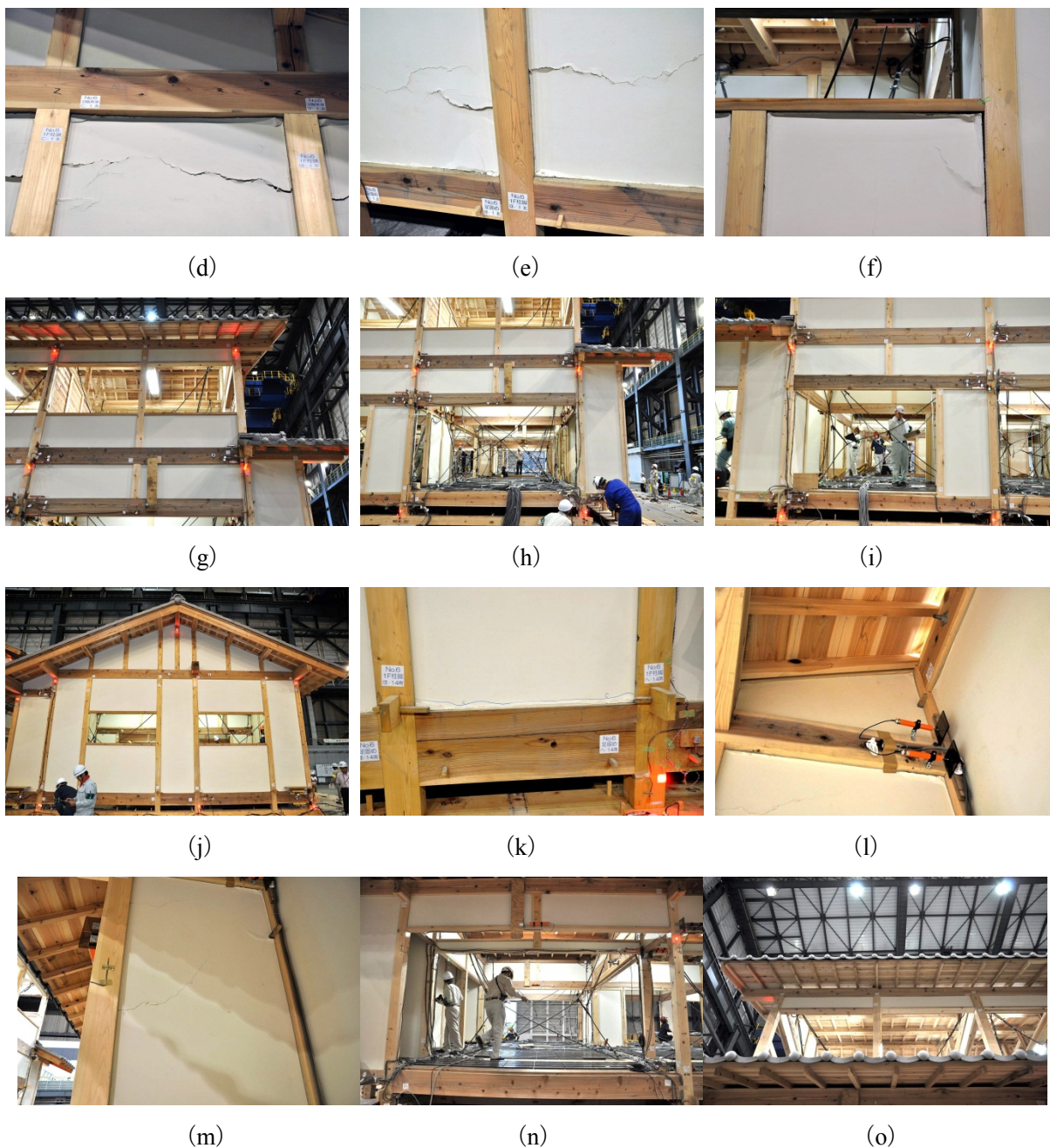


写真 3.2.4-10 加振 C 後の損傷

加振 D 後の損傷観察では、北面 1 通り妻壁に加振 C 後から損傷に大きな変化はない。北面 2 通り 2 階の壁はほとんど損傷はない。妻壁小屋束母屋隅部に壁の浮きが生じた。東面り通り柱間の足固め上、妻梁下で亀裂が生じた。吊り束で壁の浮きが生じた。2 階の柱に接する壁で浮きが発生した。り-1 足固め雇いほぞが破断した。玄関脇袖壁南面 10 通りい-ろ間の壁は足固め上、妻梁下で亀裂、足固め上の壁浮きが生じた。南面 14 通り妻壁に加振 C 後から損傷に大きな変化はない。14 通りは、ほ、へ-ち間の窓まぐさ上部の垂れ壁に柱に沿って浮きが生じた。2 階 10 通りはほとんど損傷はない。玄関脇袖壁南面 10 通りい-ろ間の壁は加振 C 後から損傷に大きな変化はない。西面い通り柱間の足固め上、妻梁下で亀裂が生じた。吊り束で壁の浮きが生じた。2 階の柱に接する壁で浮きが発生した。加振 D 後の各部の観察・損傷状況を写真 3.2.4-11 に示す。



(a)



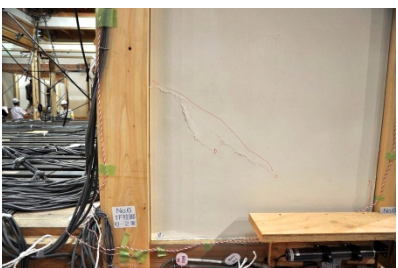
(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



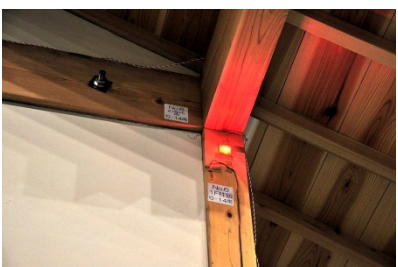
(h)



(i)



(j)



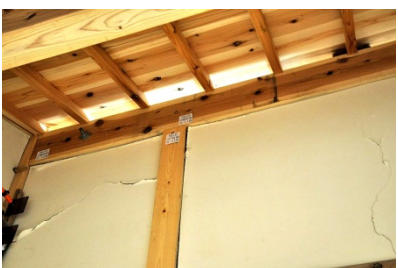
(k)



(l)



(m)



(n)



(o)



(p)

(q)

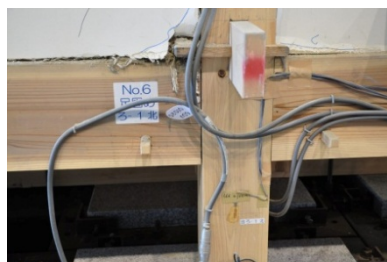
(r)

写真 3.2.4-11 加振 D 後の損傷

加振 E および F 後の損傷観察では、北面 1 通り妻壁に、加振 E では加振 C で生じた壁の亀裂と軸組で囲まれた壁全面が大きく浮いた。また、加振 F では柱・足固め隅角部で壁の剥落が生じた。開口部のあるちへ間で腰壁・垂れ壁共に軸組と壁との隙間が拡大した。北面 2 通り 2 階の壁は加振 D 以降損傷の進展はほとんどない。東面は、加振 E で 1・2 階とも加振 D 以降損傷の進展はほとんどないが、り通り 6、2 柱の直交方向差し鴨居の鼻栓が緩んだ。加振 F では、り通り 6-7 間の壁、11-13 間の垂壁で軸組と壁の隙間が拡大した。玄関脇袖壁南面 10 通りいへ間の壁は加振 E で亀裂が拡大した。南面は加振 E で 14 通り妻壁に開口部のあるちへ間、ほへ間で腰壁・垂れ壁共に軸組と壁との隙間が拡大した。加振 F では、全壁に柱間の足固め上、妻梁下の各所で亀裂が生じた。2 階 10 通りはほとんど損傷はない。西面は加振 E でい通り 11-13 間の垂れ壁で亀裂が生じ、柱との隙間が拡大した。2 階部分は加振 D 後の損傷の進展はみられない。加振 E、F 後の各部の観察・損傷状況を写真 3.2.4-12 に示す。



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



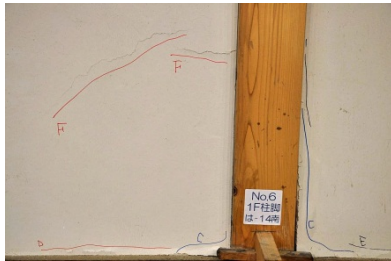
(h)



(i)



(j)



(k)



(l)



(m)



(n)



(o)



(p)



(q)

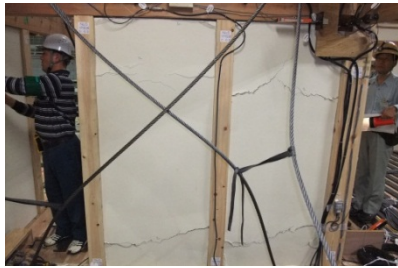


(r)

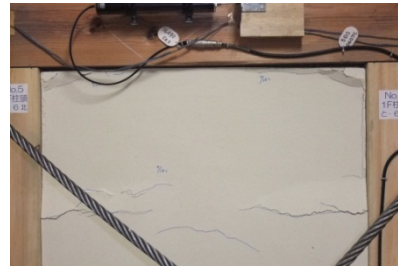
写真 3.2.4-12 加振 E および F 後の損傷

3) 内部観察に基づく損傷過程

試験体 No.5 の 1 階について、加振 C による損傷は、主として S 方向の全面壁に写真 3.2.4-13(a)、(b)に示すような貫に沿った水平の亀裂と隅角部の圧壊が見られた。また、同写真(c)、(d)に示すように隅角部の圧壊が進み、軸組部との間に隙間を生じていた。



(a)



(b)



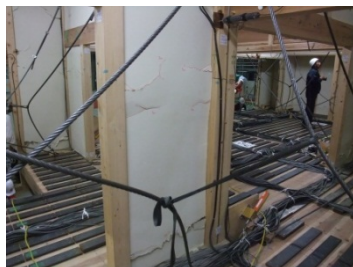
(c)



(d)

写真 3.2.4-13 加振 C 後の損傷

加振 D 後の損傷は、主として L 方向の全面壁に写真 3.2.4-14 に示すような貫に沿った水平の亀裂と隅角部の圧壊が見られた。



(a)



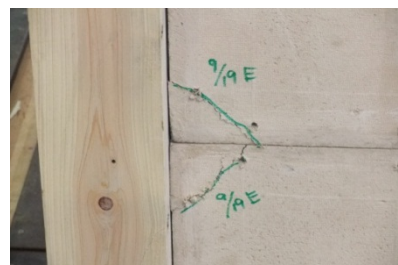
(b)

写真 3.2.4-14 加振 D 後の損傷

加振 E の前には、内部の損傷した全面壁を撤去して乾式土壁パネルに交換する作業が行われた。加振 E 後の観察では、写真 3.2.4-15 に示すように、S 方向に設置された乾式土壁パネルのコーナー部に割れが観察されたものの、乾式土壁パネル中央部付近には顕著な亀裂は確認されなかった。



(a)



(b)

写真 3.2.4-15 加振 E 後の損傷

加振 F によって、試験体の各部の損傷は進行し、No.5 試験体の 1 階の損傷としては、写真 3.2.4-16(a)に示すように、乾式土壁パネル部の下部における亀裂の発生が確認された。同写真(b)、(c)に示すように、垂れ壁隅角部の圧壊や亀裂が進行したが、軸組部に大きな損傷は確認されなかった。

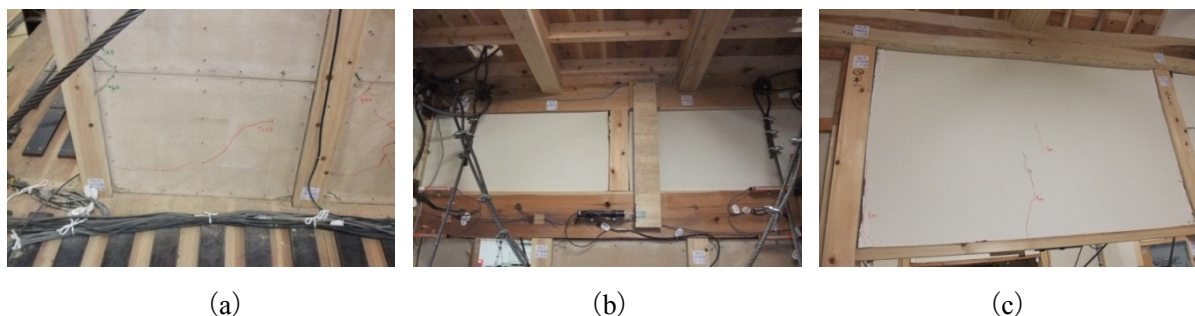


写真 3.2.4-16 加振 F 後の損傷

試験体 No.5 の 2 階について、加振 C 後の損傷観察では、1 階の土壁に比べて損傷は少ないものの加振方向である S 方向での各隅部などに亀裂が見られ、いくつか貫に沿った亀裂も見られた。軸組の損傷はほとんど無く、接合部に若干の隙間が生じた程度である。加振 C 後の各部の観察状況を写真 3.2.4-17 に示す。

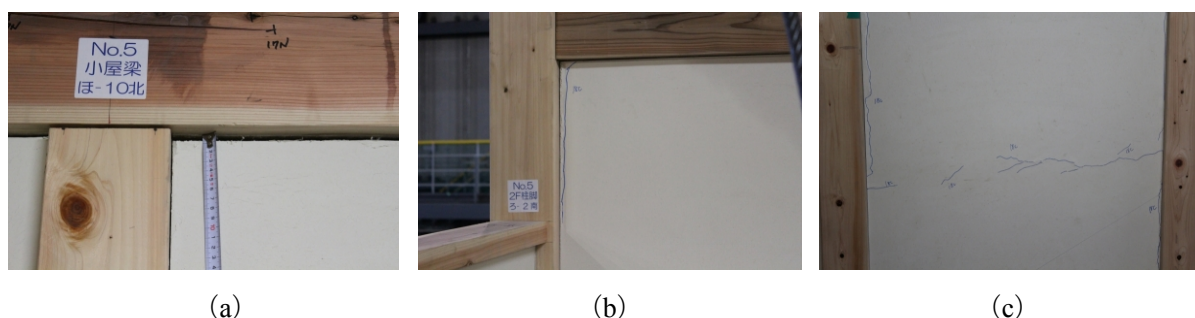


写真 3.2.4-17 加振 C 後の損傷

加振 D 後の損傷観察では、1 階の土壁に比べて損傷は少ないものの加振方向である L 方向での各隅部などに亀裂が見られ、貫に沿った亀裂なども見られ、損傷程度は大きくなった。軸組の損傷はほとんど無く、接合部に若干の隙間が生じた程度である。加振 D 後の各部の観察状況を写真 3.2.4-18 に示す。

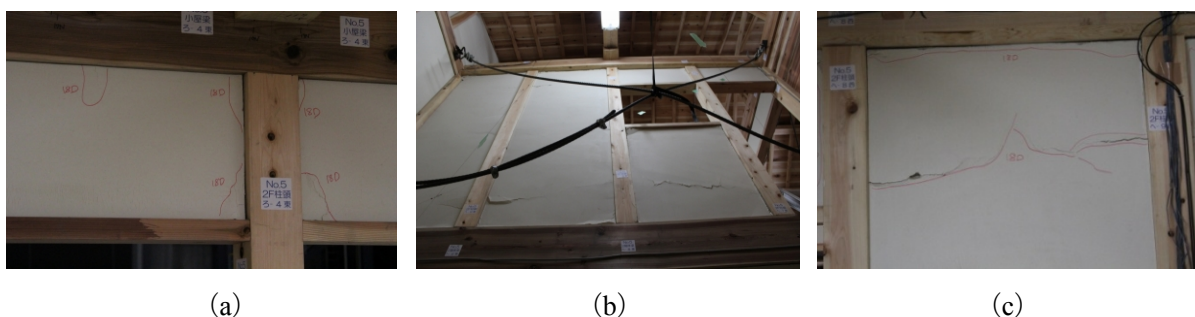


写真 3.2.4-18 加振 D 後の損傷

加振 F 後の損傷観察では、1 階の土壁に比べて損傷は少ないものの各隅部などに亀裂が見られ、貫に沿った亀裂なども見られ、損傷程度はさらに大きく進展した。軸組の損傷はほとんど無く、接合

部に若干の隙間が生じたり、床板にずれが確認された程度である。加振 F 後の各部の観察状況を写真 3.2.4-19 に示す。

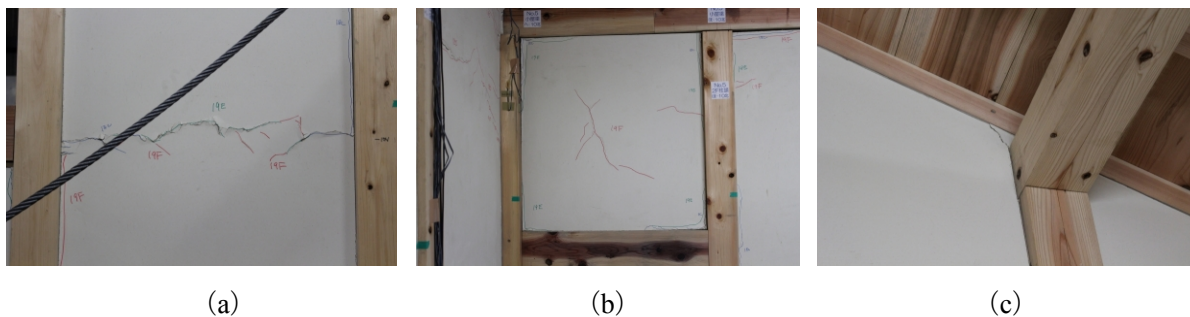


写真 3.2.4-19 加振 F 後の損傷

試験体 No.6 の 1 階について、加振 A 後の観察では、垂れ壁の隅角部で軽微な圧壊がみられた程度で、その他顕著な損傷は見られなかった。

加振 B 後の観察では、写真 3.2.4-20 (a) のように垂れ壁や腰壁の隅角部での圧壊のほか、同写真 (b) のように全壁の隅角部での圧壊も見られたが、いずれも軽微なものであった。



写真 3.2.4-20 加振 B 後の損傷

加振 C 後の観察では、主として S 方向の全壁に写真 3.2.4-21 (a) のような顕著な損傷がみられた。同写真 (c)、(d) のように隅角部の圧壊が進み、面外への浮き上がりが生じていた。また、貫上の壁土が面外へ浮き上がり、壁の表面に水平の亀裂が生じていた。小壁の隅角部の圧壊も大きくなった。下屋部分の 14 通りの全壁および小壁の損傷は比較的少なかった。





(c)



(b)

写真 3.2.4-21 加振 C 後の損傷

加振 D 後の観察では、主として L 方向の全壁に写真 3.2.4-22 のような顕著な損傷がみられた。加振 C の後と同様に、貫上の壁土が面外へ浮き上がり、壁の表面に水平の亀裂が生じていた。小壁の隅角部の圧壊も大きくなった。



(a)



(b)



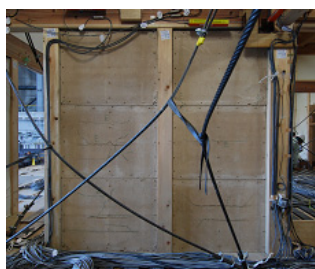
(c)



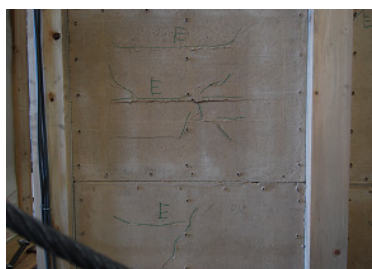
(d)

写真 3.2.4-22 加振 D 後の損傷

加振 E 前には、内部の損傷した全壁を撤去して乾式土壁パネルに交換する作業が行われた。加振後の観察では、主として、写真 3.2.4-23 のように、S 方向に設置された乾式土壁パネルの損傷が顕著であった。乾式土壁パネルの木小舞にそった亀裂が多数生じていた。また、これまでの加振で比較的損傷が少なかった既存の土壁への損傷も拡大した。



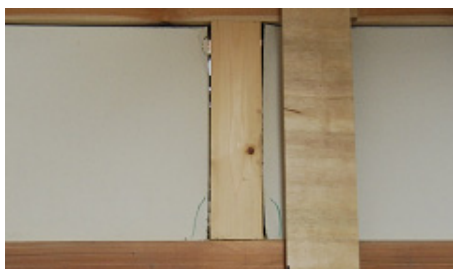
(a)



(b)



(c)



(d)

写真 3.2.4-23 加振 E 後の損傷

写真 3.2.4-24 は加振 F 後の内部の様子である。土壁や乾式土壁パネルの損傷はさらに進行し、また、これまで損傷の少なかった部分にも顕著な損傷が生じた。多くの土壁では面外への浮き上がりが見られた。さらに鴨居端部の引き抜けが生じ、差し鴨居の端部では、柱との間にすき間が 5mm 前後生じていた。



(a)



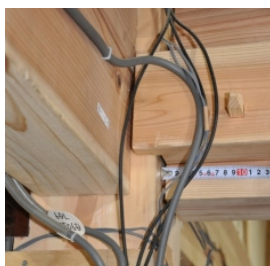
(b)



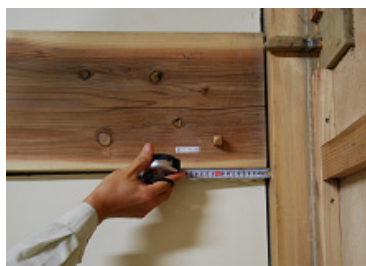
(c)



(d)



(e)



(f)

写真 3.2.4-24 加振 F 後の損傷

試験体 No.6 の 2 階について、加振 C 後の観察では、土壁に加振方向である S 方向の各隅部などに亀裂が見られ、微小ではあるが一部内部に貫がある部分に亀裂も見られた。同じ S 方向であるが、10 通りより 2 通りのほうが損傷は若干大きかった。軸組の損傷はほとんど無く、板壁の損傷もなかった。加振 C 後の各部の観察状況を写真 3.2.4-25 に示す。

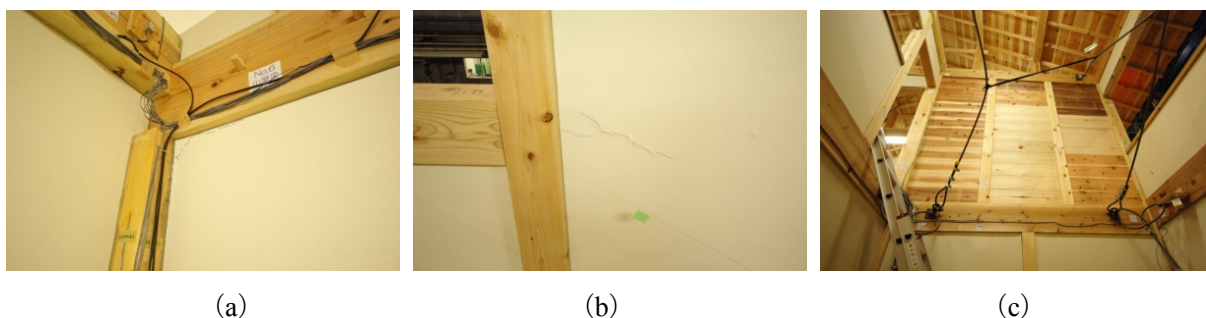


写真 3.2.4-25 加振 C 後の損傷

加振 D 後の観察では、加振方向である L 方向のへ通りの土壁に亀裂が見られた。また、小壁は各隅部などに亀裂が見られた。軸組の損傷はほとんど無い。加振 D 後の各部の観察状況を写真 3.2.4-26 に示す。

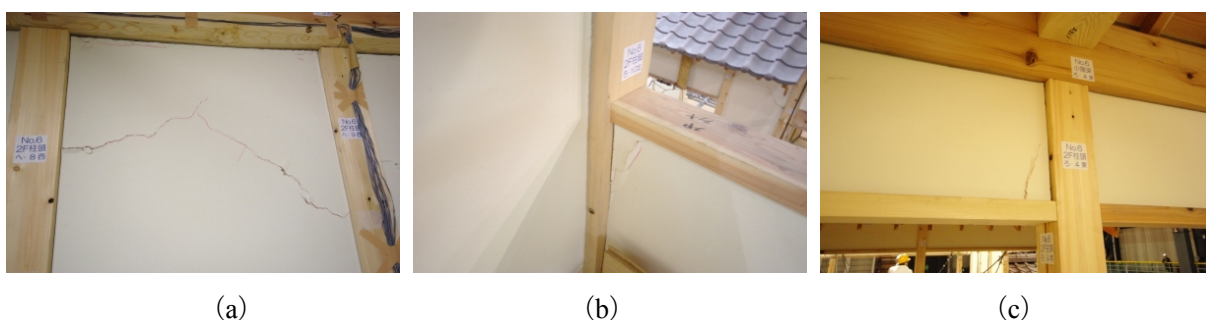


写真 3.2.4-26 加振 D 後の損傷

加振 F 後の観察では、新たに土壁などに亀裂が増加し、以前から存在した亀裂も進行した。小壁の隅部に新たな亀裂も発生し、この加振で垂れ壁の縦貫部分に初めて亀裂が確認された。軸組の損傷はほとんどなく、板壁の損傷もなかった。加振 F 後の各部の観察状況を写真 3.2.4-27 に示す。

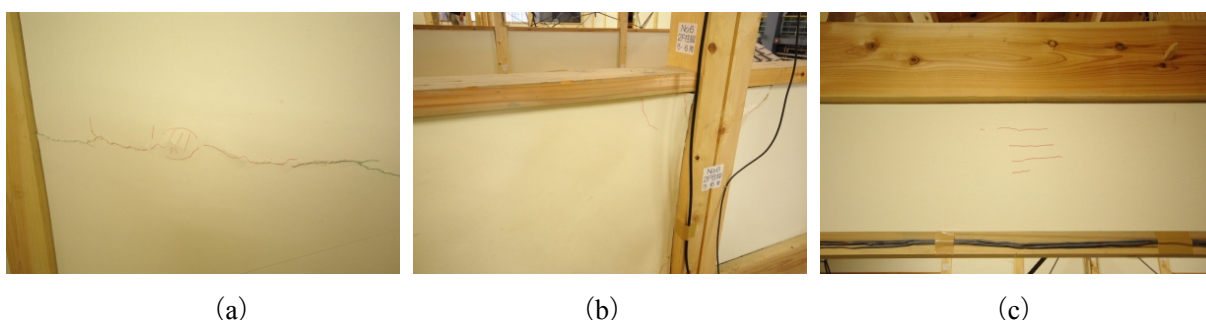
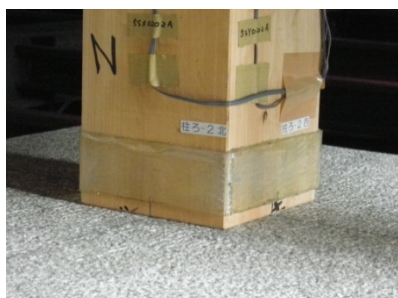


写真 3.2.4-27 加振 F 後の損傷

4) 柱脚部の損傷 (No.5:瀧野、No.6:大岡)

試験体 No.5 について、加振 A および B 後の観察では、柱脚部の移動や損傷は確認されていない。写真 3.2.4-28 に加振 B 後の柱脚の状況を示す。加振 C 後の観察では、概ね 2mm～20mm 程度の柱脚部の移動を確認した(写真 3.2.4-29)。足固めや雇いが柱へめり込んだ様子が全体的に確認できたが、軽微なものであった。加振 D 後の観察では、概ね 20mm～200mm 程度の移動を確認した。り-1 柱脚部では、写真 3.2.4-30 に示すように柱の折損が生じ、加振後に傾いたままの状態となった。また、へ-1 柱脚部では、雇いが鼻栓からせん断破壊した。加振 F 後の観察では、全体的に加振 D 後の移動よりも少なく、足固め試験体において概ね 2mm～70mm 程度の移動を確認した(写真 3.2.4-31)。

り-1 柱脚部では、柱の折損が生じ、加振後に大きく傾いたままの状態となった。また、加振 D 後に設置した補強部材において、面外方向への曲げ変形によるラグスクリーンの引抜き破壊が生じた。加振 A から F 後の柱脚部の観察状況を写真 3.2.4-28～写真 3.2.4-31 に示す。



(a)

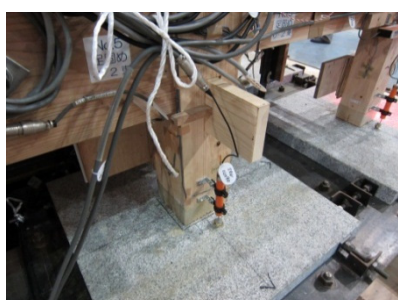


(b)



(c)

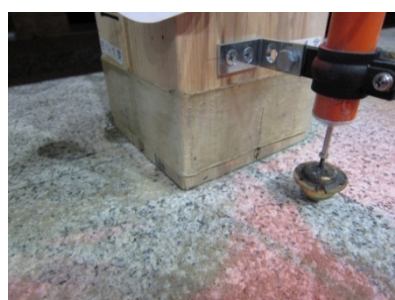
写真 3.2.4-28 加振 A、B 後の柱脚部の状況



(a)



(b)



(c)

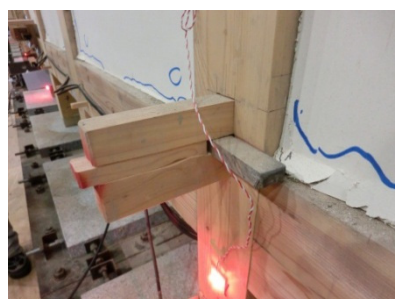
写真 3.2.4-29 加振 C 後の柱脚部の状況



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

写真 3.2.4-30 加振 D 後の柱脚部の状況



(a)



(b)



(c)

写真 3.2.4-31 加振 F 後の柱脚部の状況

試験体 No.6 において、加振 A および B 後の観察では、柱脚部の移動や損傷は確認されていない(写真 3.2.4-32)。加振 C 後の観察では、概ね 2mm～20mm 程度の柱脚部の移動を確認した。また、一部の柱-横架材接合部で 1～2mm 程度の隙間を確認した(写真 3.2.4-33)。部材の損傷においては、地長押に小さな亀裂が一部みられたが、特に大きな損傷などはなかった。加振 D 後の観察では、概ね 20mm～100mm 程度の柱脚部の移動を確認した。また柱-足固め接合部で柱やほぞに割裂が生じた(写真 3.2.4-34)。加振 F 後の観察では、全体的に加振 D 後の移動よりも少なく、概ね 20mm～70mm 程度の柱脚部の移動を確認した(写真 3.2.4-35)。また、地長押において、継手接合部を発端とした亀裂をいくつか確認した。加振 A から F 後の柱脚部の観察状況を写真 3.2.4-32～写真 3.2.4-35 に示す。



(a)



(b)



(c)

写真 3.2.4-32 加振 A、B 後の柱脚部の状況



(a)



(b)



(c)

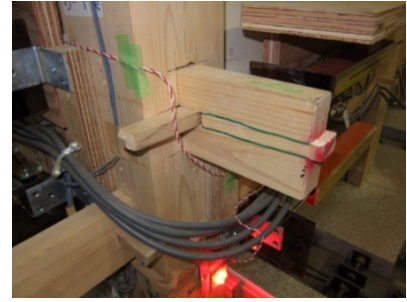
写真 3.2.4-33 加振 C 後の柱脚部の状況



(a)



(b)



(c)

写真 3.2.4-34 加振 D 後の柱脚部の状況



(a)



(b)



(c)

写真 3.2.4-35 加振 F 後の柱脚部の状況

5) 柱の傾斜(須田)

実験前および各加振後にデジタル傾斜計を用いて、柱全数の傾斜角度の計測を行った。計測は、直角する二面の傾斜を計測し、それぞれ北側と東側への傾斜を(+)、南側と西側への傾斜を(-)として計測データを整理した。図 3.2.4-26 に計測方向の正負を示す。また、計測される柱の傾斜角度は、加振前の傾斜状況の影響を受けるため、図 3.2.4-27 に示すように、計測データは加振後の残留角度とし、当該加振による傾斜は傾斜角度として区別して表示する。なお、傾斜角度は一つ前の計測データから差し引いて算出した。計測した結果から、柱全数の平均値、標準偏差、(+)、(-)側ごとの最大値を算出し、試験体ごとに表 3.2.4-5 に示す。

試験体 No.5 について、傾斜角度、残留角度ともに、加振レベルに関わらず、平均値はほぼ 0 であった。各角度の最大値は 0.6° であるが、標準偏差は 0.2° 程度以下であり、全体的に柱の傾斜はほとんど無いと言える。同様に試験体 No.6 についても、加振レベルに関わらず、平均値はほぼ 0、各角度の最大値は約 0.6° 、標準偏差は 0.2° 以下であり、全体的に柱の傾斜はほとんど無い。

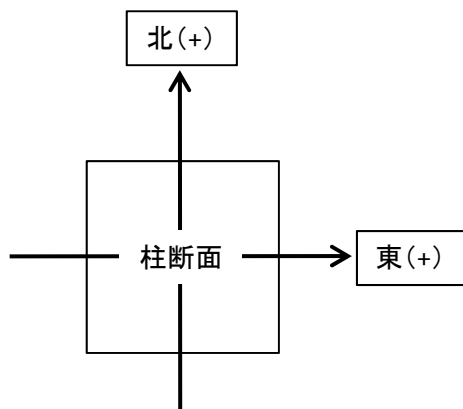


図 3.2.4-26 計測方向

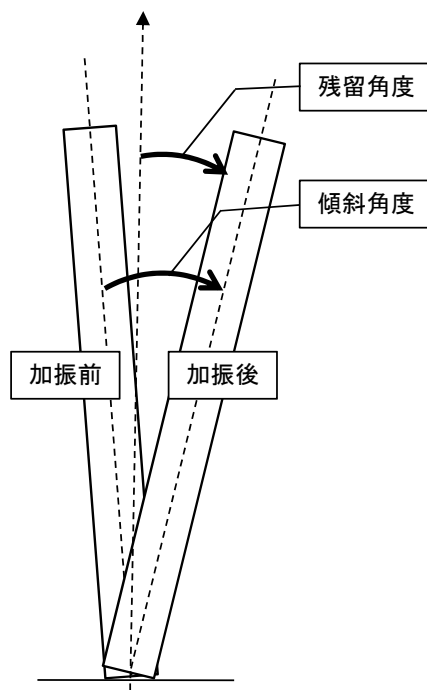


図 3.2.4-27 傾斜角度と残留角度

表 3.2.4-5 柱傾斜の統計的結果

No.5	傾斜角度(°)			残留角度(°)		
	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後
平均値	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	0.02	0.00
標準偏差	0.19	0.14	0.15	0.18	0.20	0.21
最大値(+側)	0.50	0.55	0.50	0.30	0.60	0.50
最大値(-側)	-0.60	-0.40	-0.40	-0.50	-0.40	-0.50

No.6	傾斜角度(°)			残留角度(°)		
	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後	A、B加振後	C、D、E加振後	F加振後
平均値	-0.01	-0.01	-0.01	0.02	0.00	-0.02
標準偏差	0.08	0.12	0.14	0.08	0.15	0.18
最大値(+側)	0.30	0.60	0.40	0.20	0.60	0.40
最大値(-側)	-0.30	-0.50	-0.35	-0.20	-0.50	-0.50

6) 解体調査に基づく軸組接合部の損傷(須田)

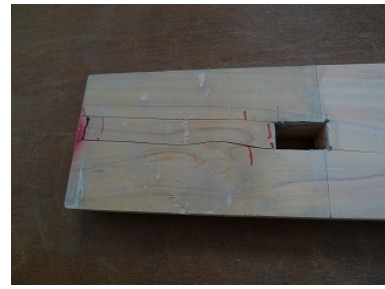
実験時には観察できない接合部等の損傷状況について、試験体を解体して調査を行った。調査は、解体された部材のうち、主要な構造部材である柱、梁、差鴨居、足固めについて実施した。調査日程は、2012年11月4日、調査場所は播磨社寺工務店・作業場である。損傷状況を写真3.2.4-36に示す。試験体No.5では、柱脚底面の割れが通し柱の1本で観察された(写真a)。足固めは、およそ50本中10本に、エリ部分にめり込み跡が観察され(写真b)、4本に、ほぞの栓穴部分からの割れが観察された(写真c)。試験体No.6では、柱脚底面の割れが、数本の柱で観察され(写真d、e)、2階の1本の柱ほぞで割れが観察された(写真f)。地長押では、1箇所割れが確認された(写真g)。込み栓、車知栓、鼻栓等については、両試験体ともに、約1~2割が大きく変形や割れが生じており(写真h、i)、約3~4割が若干のめり込み跡はあるものの、ほぼ損傷無しであった(写真j、k)。



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)



(g)



(h)



(i)



(j)



(k)



(l)

写真 3.2.4-36 解体時の損傷観察における各部の損傷

(5) 復元力特性

各加振における各階各方向の復元力特性を求め、建物の耐震性能を確認した。復元力特性の算出方法は、各層各主要な通り(1 通り、2 通り、6 通り、10 通り、14 通り、い通り、ろ通り、へ通り、り通り)の個別復元力特性を求め、それらを建物が総 2 階部分となる通り(2 通り、6 通り、10 通り、ろ通り、へ通り、り通り)で平均したものを層の復元力特性とした。なお、荷重は各通りに設置した加速度の平均値に、図 3.2.4-28 に示す質点系荷重を乗じることで算出したため、各通りの荷重は同じとなった。層間変形角は、各通りで計測された変位を各変位計の計測高さで除した値である。試験体共通の質点系荷重と代表的な層高さを図 3.2.4-28 に示す。

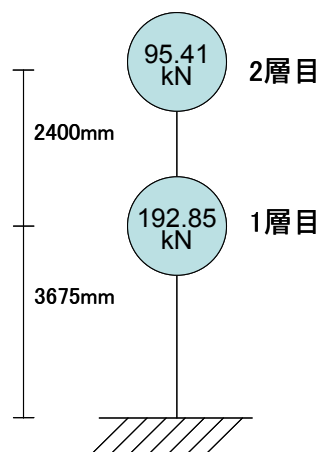


図 3.2.4-28 2 質点系荷重と代表層高さ

各試験体の復元力特性の最大値を表 3.2.4-6～表 3.2.4-7 に示す。これらは、最大値が得られた時間は同じではない。荷重は、その質点より上部にある重量の和で除することで層せん断力係数とした。この数値は、2 質点系に縮約した値であるため、建物重心位置の復元力特性をする。表 3.2.4-6～表 3.2.4-7 を図化したものを図 3.2.4-29 に、加振毎の復元力特性を図 3.2.4-30～図 3.2.4-31 示す。

試験体 No.5 では、1 階の最大変形角が S 方向 $1/16.7\text{rad}$ 、L 方向 $1/18.5\text{rad}$ であった。最大層せん断力係数は、S 方向 0.60、L 方向 0.52 である。試験体 No.6 では、1 階の最大変形角が S 方向 $1/21.1\text{rad}$ 、L 方向 $1/16.8\text{rad}$ であった。最大層せん断力係数は、S 方向 0.59、L 方向 0.73 である。図 3.2.4-29 より、両試験体とも、 $1/25\text{rad}$ を超えても復元力は最大値近くの値を安定的に保っており、試験体の大きな変形性能と高い耐震性能が確認できる。また、試験体 No.5 および試験体 No.6 の復元力特性はほぼ同じであることが見てとれる。これは、試験体の柱脚仕様以外、ほぼ同じとしたことが主要因と考えられるが、S 方向 1 階および 2 階の復元力については、違いも見られるため、詳細な分析が必要である。

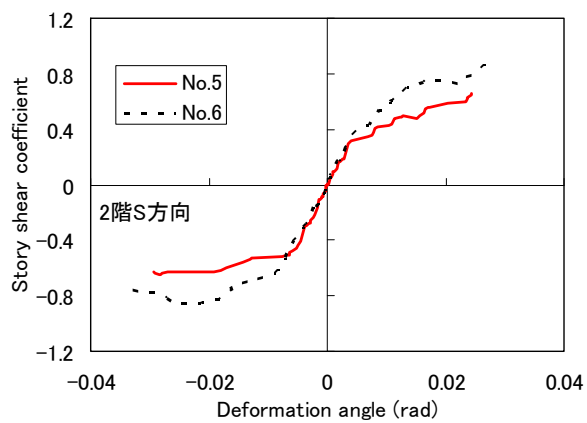
主要な各通りの最大変形角を表 3.2.4-8～表 3.2.4-11 に、各通りの復元力特性を図 3.2.4-32～図 3.2.4-47 に示す。両試験体とも、S 方向では 14 通りの変形がその他の通りより小さいことが確認できる。L 方向では、い通りの変形が最も大きい。最大変形角は試験体 No.5 1 階 S 方向 $1/15.1\text{rad}$ (2 通り)、L 方向 $1/13.6\text{rad}$ (い通り)、試験体 No.6 1 階 S 方向 $1/14.4\text{rad}$ (1 通り)、L 方向 $1/16.8\text{rad}$ (い通り)であった。

表 3.2.4-6 復元力特性最大値(試験体 No.5)

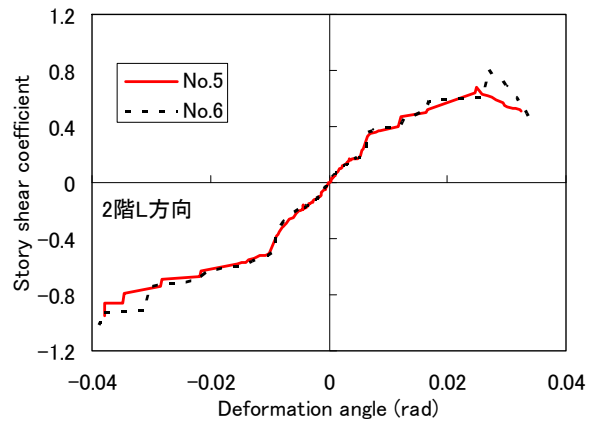
No.	入力地震動	2階S方向		2階L方向		1階S方向		1階L方向	
		最大層間 変形角 (rad)	最大層 せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 せん断力 係数
14	JMA神戸	1/32.5	0.67	1/30.2	0.64	1/16.7	0.54	1/25.5	0.34
12	BCJ-L2 S方向	1/38.7	0.58	1/436.5	0.05	1/19.1	0.54	1/148.8	0.03
10	BCJ-L2 L方向	1/523.5	0.07	1/26.4	0.95	1/308.6	0.03	1/18.5	0.52
8	BCJ-L2 S方向	1/47.2	0.58	1/657.4	0.06	1/21.3	0.60	1/172.5	0.04
6	BCJ-L1 L方向	1/3598.4	0.01	1/215.5	0.20	1/3852.7	0.00	1/162.3	0.16
5	BCJ-L1 S方向	1/459.9	0.15	1/2866.7	0.01	1/195.1	0.15	1/4044.3	0.01
3	BCJ-L1 L方向	1/3764.8	0.01	1/230.5	0.19	1/4564.7	0.00	1/169.6	0.15
2	BCJ-L1 S方向	1/457.8	0.17	1/3198	0.01	1/191.1	0.16	1/7847.1	0.01

表 3.2.4-7 復元力特性最大値(試験体 No.6)

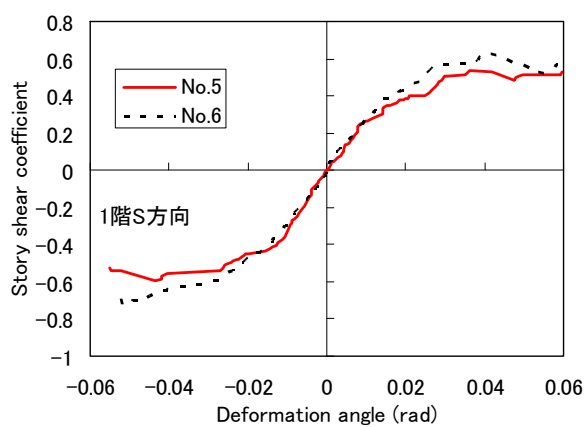
No.	入力地震動	2階S方向		2階L方向		1階S方向		1階L方向	
		最大層間 変形角 (rad)	最大層 せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 せん断力 係数
14	JMA神戸	1/28.4	0.77	1/29.4	0.93	1/26.3	0.38	1/16.8	0.64
12	BCJ-L2 S方向	1/368	0.07	1/45.2	0.86	1/286.2	0.05	1/19.1	0.73
10	BCJ-L2 L方向	1/23.9	1.09	1/442.9	0.04	1/21.1	0.59	1/461.9	0.02
8	BCJ-L2 S方向	1/443.8	0.09	1/43.8	0.76	1/443.7	0.04	1/23	0.65
6	BCJ-L1 L方向	1/218.4	0.20	1/3306.9	0.00	1/166	0.17	1/3764.9	0.00
5	BCJ-L1 S方向	1/2576	0.01	1/419.5	0.19	1/3277.4	0.01	1/191.3	0.15
3	BCJ-L1 L方向	1/225.4	0.20	1/2989.2	0.00	1/171.9	0.16	1/5042.9	0.00
2	BCJ-L1 S方向	1/3500.6	0.01	1/420.4	0.20	1/10955.4	0.01	1/187.7	0.16



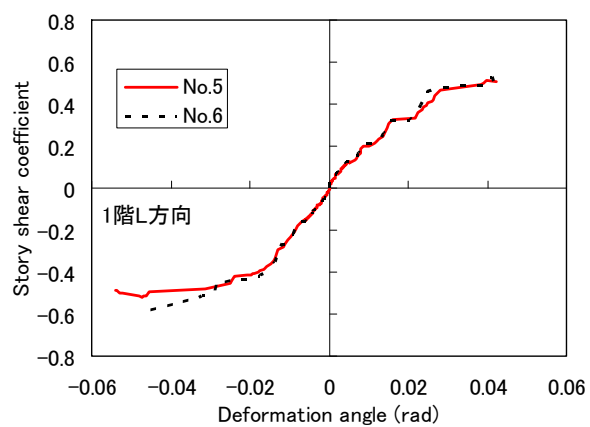
a) 2 階 S 方向



b) 2 階 L 方向



c) 1 階 S 方向



d) 1 階 L 方向

図 3.2.4-29 試験体 No.5 および試験体 No.6 の復元力特性

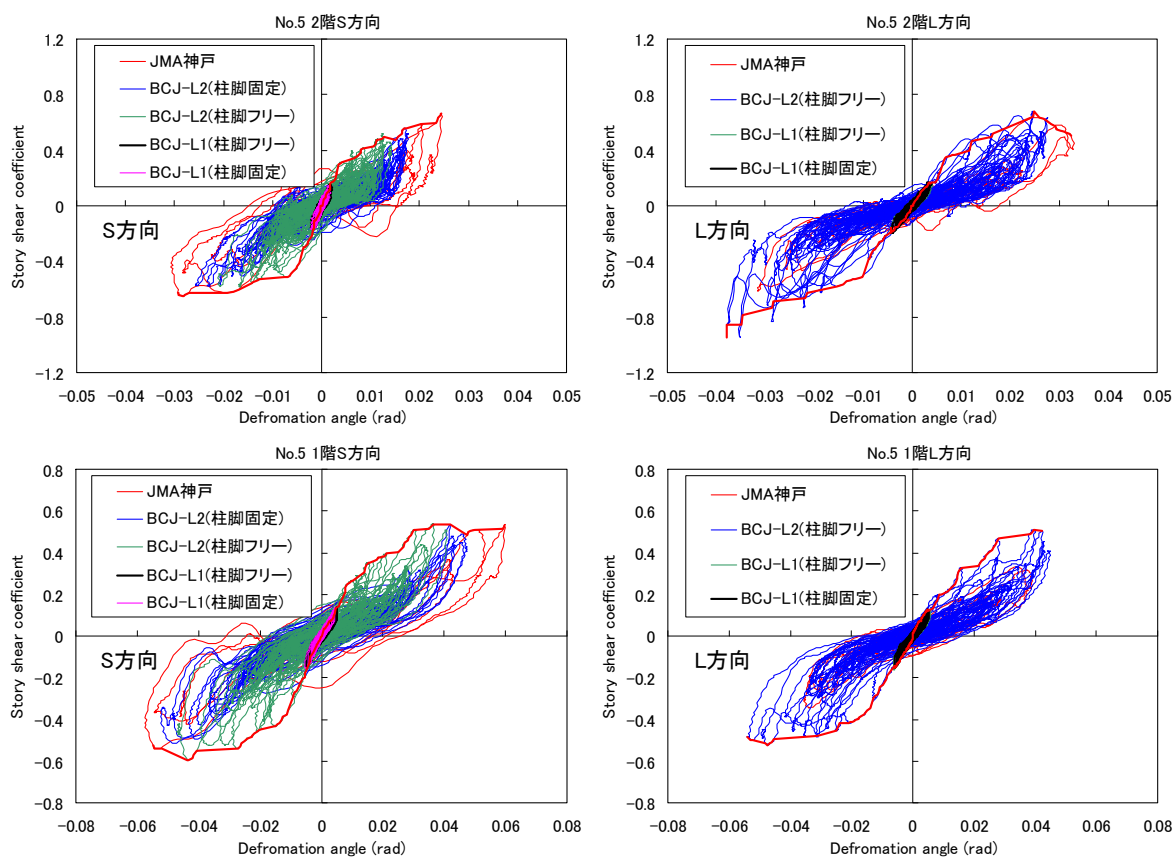


図 3.2.4-30 加振毎の復元力特性(試験体 No.5)

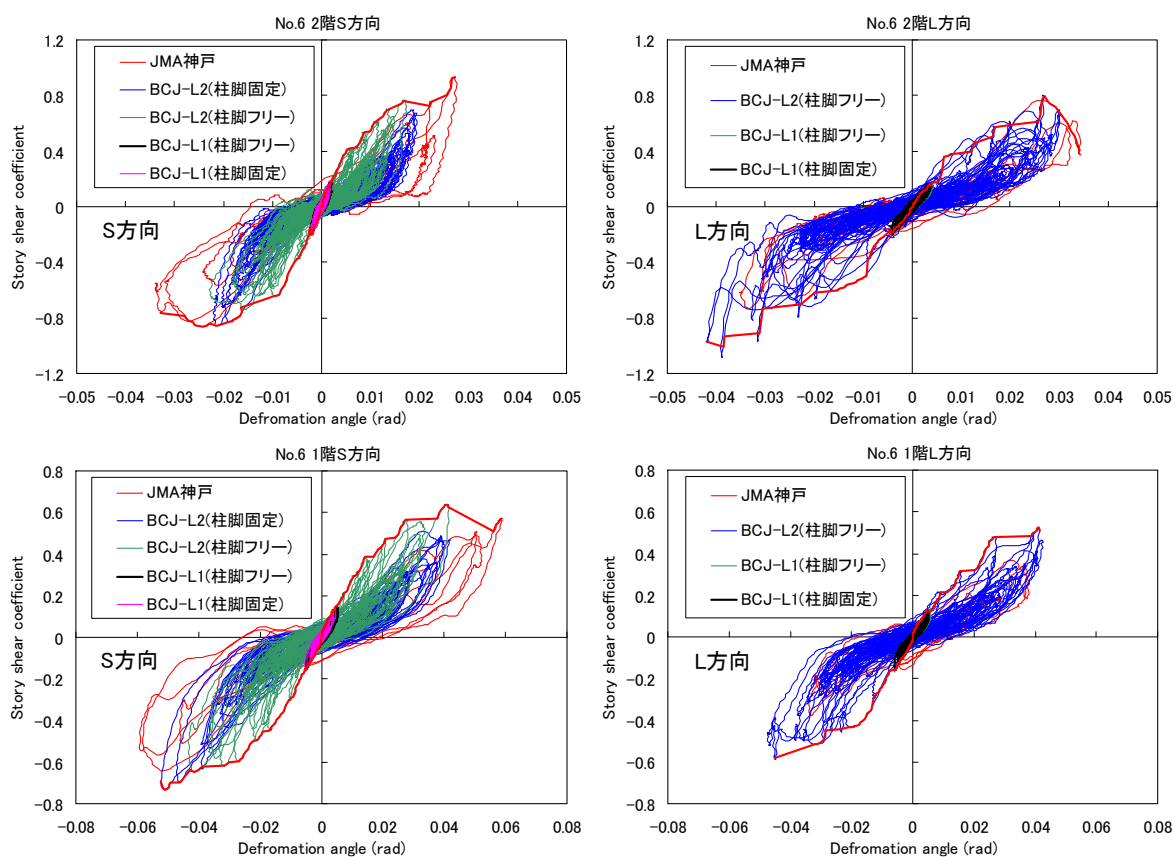


図 3.2.4-31 加振毎の復元力特性(試験体 No.6)

表 3.2.4-8 1 階各通りの復元力特性最大値(試験体 No.5)

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	1/16.7	1/15.1	1/16.3	1/17.8	1/46	1/19.3	1/23.4	1/23.7	1/28.7
12	BCJ-L2 S方向	1/22.8	1/18.9	1/17.6	1/21.2	1/57.7	1/87.8	1/42.9	1/323.8	1/123.8
10	BCJ-L2 L方向	1/93.8	1/111	1/348.4	1/209.2	1/101.1	1/13.6	1/16.2	1/17.1	1/23.2
8	BCJ-L2 S方向	1/28.4	1/22.4	1/19.1	1/22.4	1/58.5	1/124.2	1/56	1/406.7	1/213.1
6	BCJ-L1 L方向	1/2036.5	1/5026.2	1/3067.5	1/2421.4	1/1993.1	1/135.2	1/153.3	1/164.8	1/166.6
5	BCJ-L1 S方向	1/213.6	1/188	1/179.8	1/218	1/304.9	1/1586.8	1/3661.2	1/6682.3	1/1827.8
3	BCJ-L1 L方向	1/2177.8	1/2889.8	1/5781.8	1/3486	1/1593.2	1/148.1	1/162.2	1/173.5	1/173.4
2	BCJ-L1 S方向	1/221.9	1/181.9	1/184.7	1/208.5	1/329.5	1/2081.1	1/4204.4	1/38505.3	1/2496.5

表 3.2.4-9 2 階各通りの復元力特性最大値(試験体 No.5)

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	-	1/34.3	1/25.7	1/39.6	-	-	1/21.9	1/33.6	1/33.5
12	BCJ-L2 S方向	-	1/43.7	1/31.4	1/43.9	-	-	1/183.8	1/253.4	1/174.6
10	BCJ-L2 L方向	-	1/266.2	1/353.1	1/154.2	-	-	1/19.9	1/31.7	1/31.5
8	BCJ-L2 S方向	-	1/54.7	1/38.6	1/51.4	-	-	1/322.3	1/272	1/267.5
6	BCJ-L1 L方向	-	1/3111.4	1/3993.3	1/2847.2	-	-	1/178.8	1/282.5	1/207.4
5	BCJ-L1 S方向	-	1/502.1	1/388.6	1/486.6	-	-	1/2196.3	1/3993.6	1/1646.3
3	BCJ-L1 L方向	-	1/3133.7	1/3390.2	1/3049.1	-	-	1/192.4	1/301.9	1/221.9
2	BCJ-L1 S方向	-	1/513.3	1/378.3	1/509.3	-	-	1/2042.9	1/2715.3	1/1782.6

表 3.2.4-10 1 階各通りの復元力特性最大値(試験体 No.6)

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	1/14.4	1/14.6	1/16.5	1/19.4	1/35.2	1/17.5	1/22.3	1/23.6	1/27.1
12	BCJ-L2 S方向	1/16.6	1/15.3	1/18.9	1/25.1	1/48	1/53.5	1/78	1/99.9	1/67.3
10	BCJ-L2 L方向	1/93	1/165.7	1/494.1	1/252.4	1/101.5	1/16.8	1/19.7	1/20.2	1/23.4
8	BCJ-L2 S方向	1/23.6	1/20.2	1/21.4	1/26.9	1/53.1	1/87	1/133.5	1/223.1	1/135.4
6	BCJ-L1 L方向	1/3552.5	1/4832.1	1/3545.6	1/3133.6	1/4616.7	1/133.6	1/157.4	1/165.2	1/174.1
5	BCJ-L1 S方向	1/198.4	1/178.5	1/177.9	1/222.8	1/300	1/689.9	1/1069.4	1/7507.7	1/1414.2
3	BCJ-L1 L方向	1/2205	1/3591.6	1/5075.4	1/7652.2	1/2454.1	1/148.2	1/164.9	1/171.7	1/179.5
2	BCJ-L1 S方向	1/188.6	1/177	1/177.8	1/212	1/334.5	1/1398.8	1/2448.6	1/80051.3	1/1885.9

表 3.2.4-11 2 階各通りの復元力特性最大値(試験体 No.6)

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	-	1/30.8	1/23.6	1/36.1	-	-	1/21.2	1/32.7	1/28.5
12	BCJ-L2 S方向	-	1/52.4	1/36	1/49.4	-	-	1/113.5	1/322.5	1/106.2
10	BCJ-L2 L方向	-	1/305.4	1/422.9	1/170.3	-	-	1/18.4	1/29.4	1/26.8
8	BCJ-L2 S方向	-	1/47.8	1/35.5	1/50.6	-	-	1/196.5	1/397.7	1/194.1
6	BCJ-L1 L方向	-	1/3281	1/2700.1	1/1911.9	-	-	1/197.7	1/257.7	1/208.4
5	BCJ-L1 S方向	-	1/514.4	1/345.1	1/399.3	-	-	1/1526.5	1/2076	1/1364.1
3	BCJ-L1 L方向	-	1/3537.4	1/3177.8	1/2148.6	-	-	1/202	1/272.6	1/213.1
2	BCJ-L1 S方向	-	1/533.3	1/336.4	1/429.9	-	-	1/1771.4	1/3518	1/1738.3

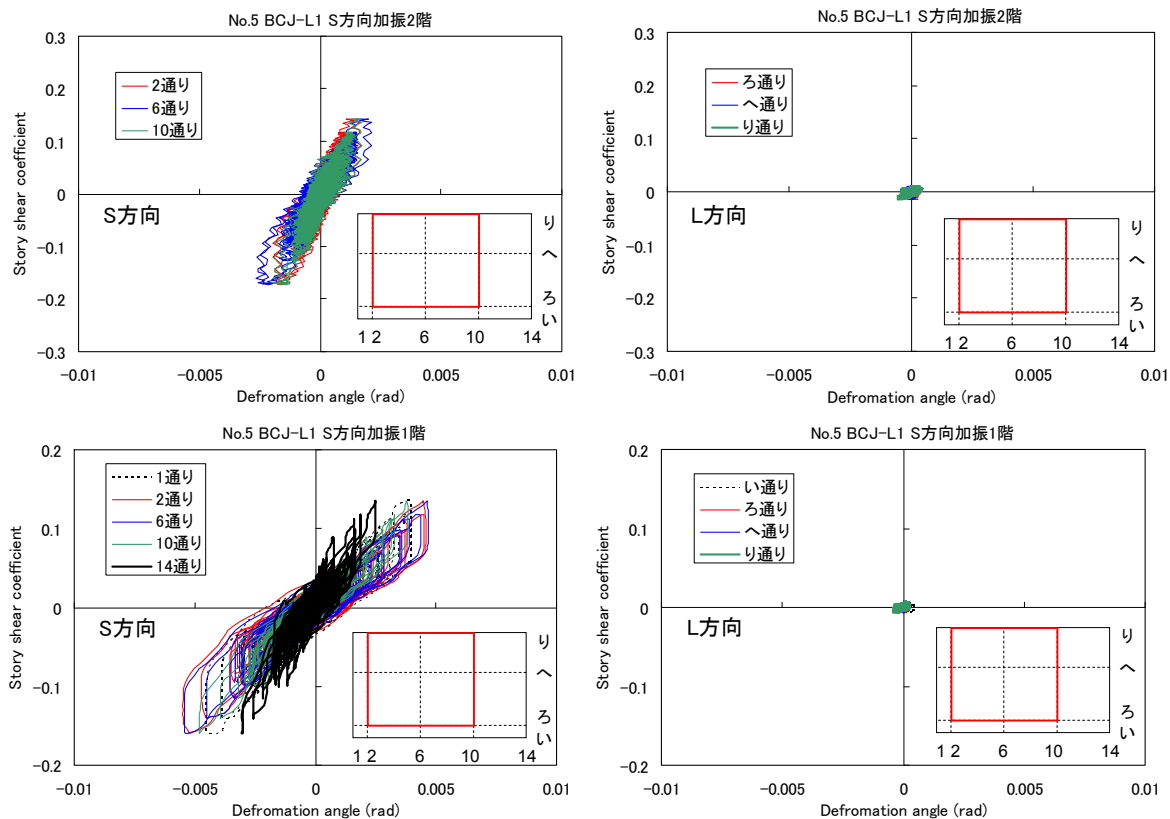


図 3.2.4-32 BCJ-L1 S 方向加振の復元力特性(試験体 No.5)

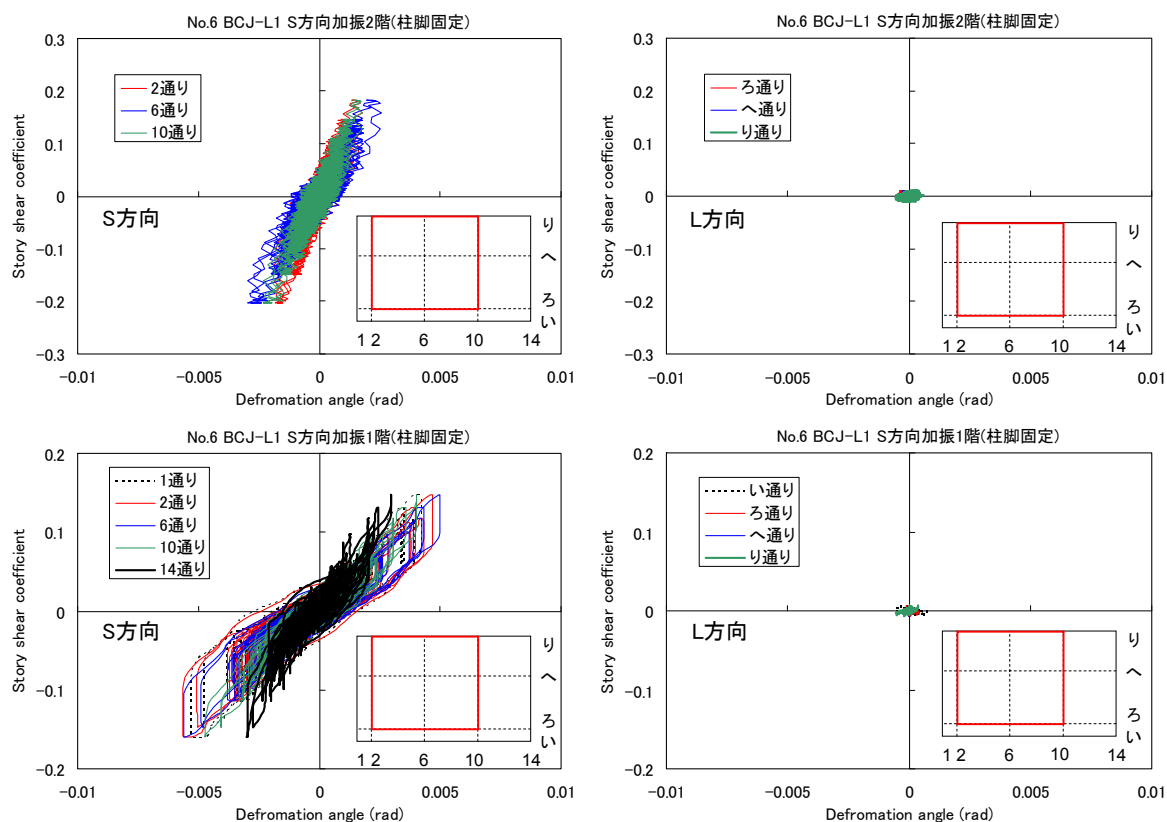


図 3.2.4-33 BCJ-L1 S 方向加振の復元力特性(試験体 No.6)

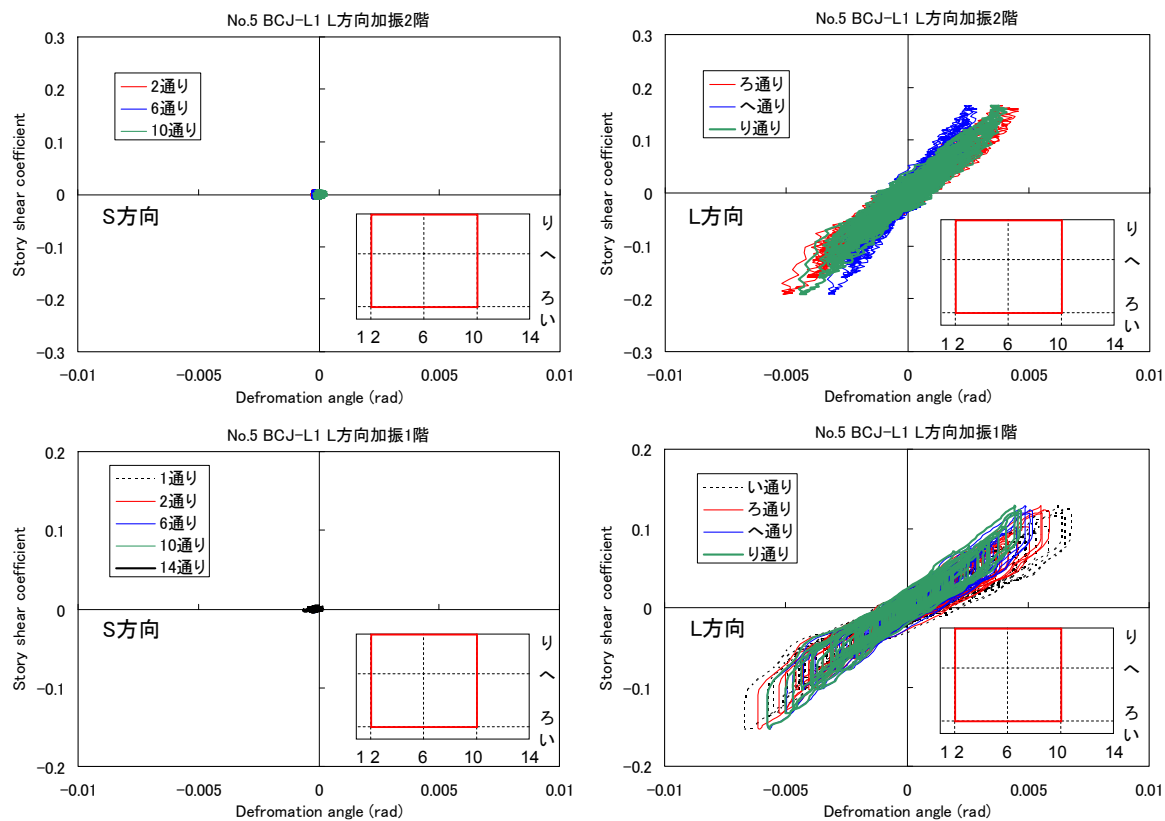


図 3.2.4-34 BCJ-L1 L 方向加振の復元力特性(試験体 No.5)

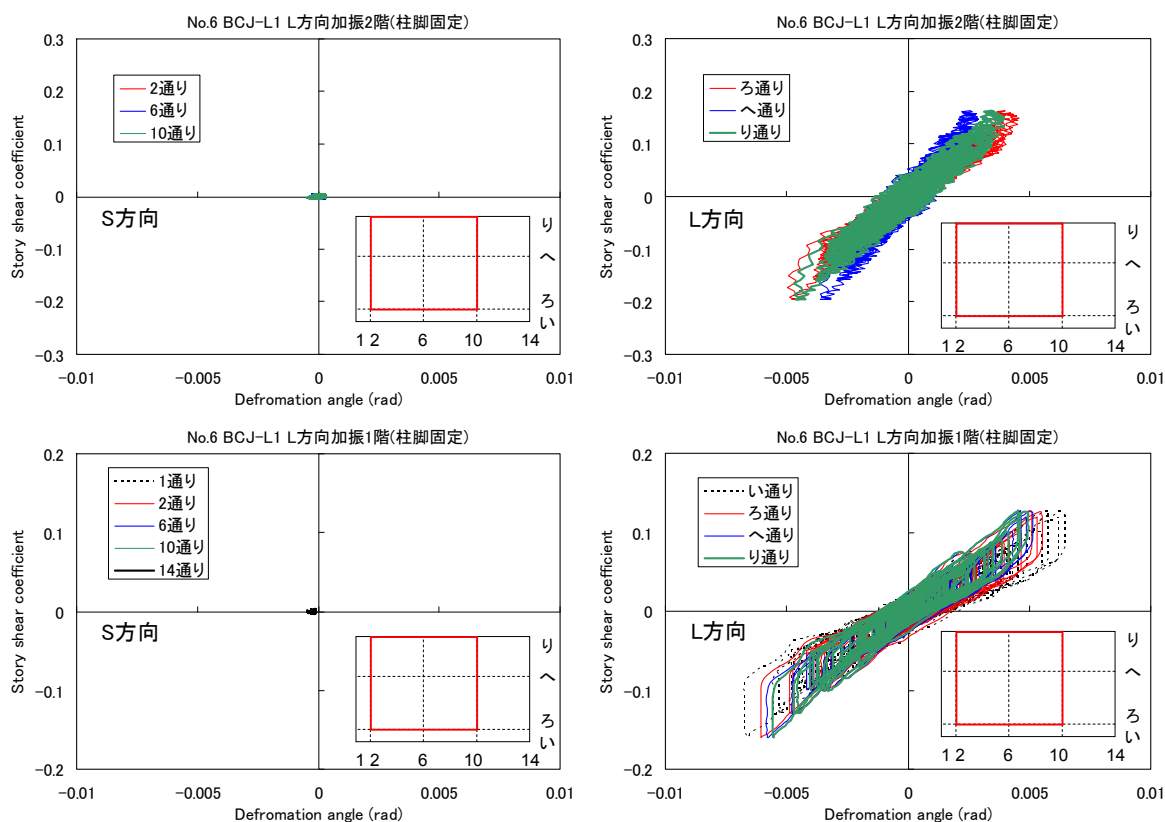


図 3.2.4-35 BCJ-L1 L 方向加振の復元力特性(試験体 No.6)

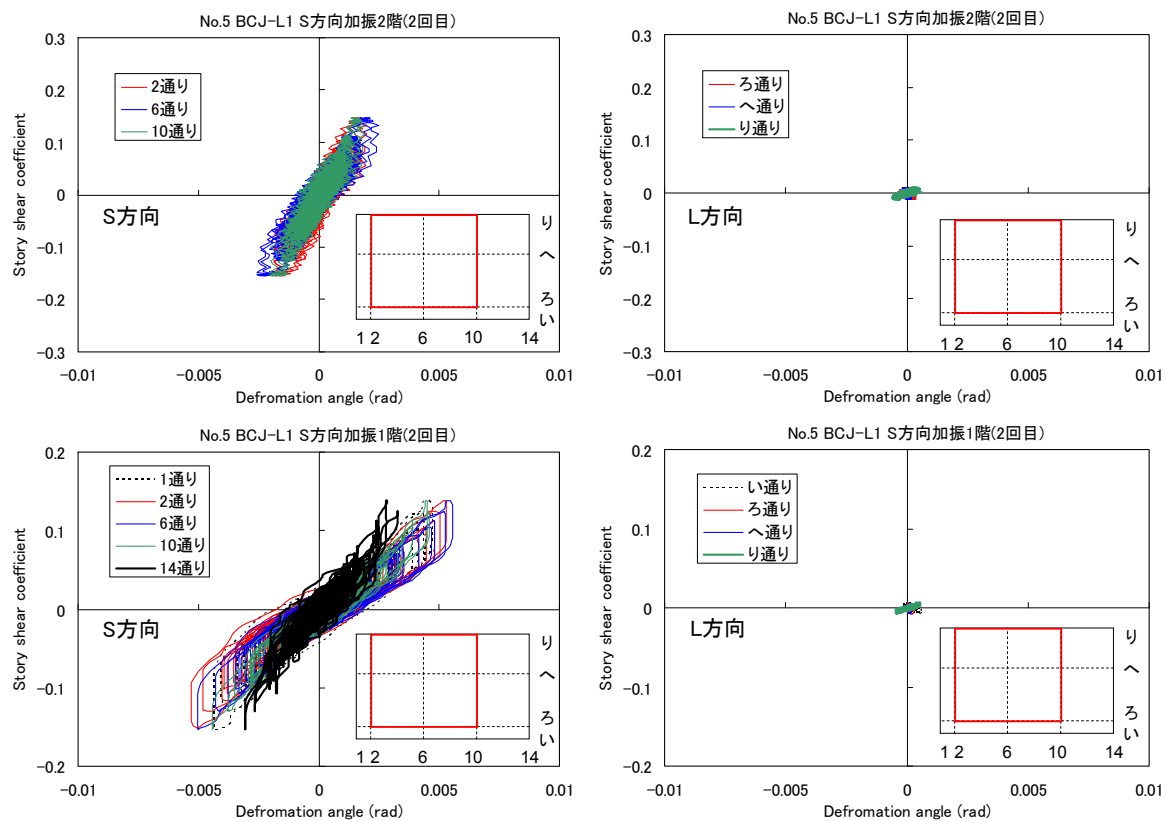


図 3.2.4-36 BCJ-L1 S 方向加振の復元力特性(試験体 No.5)

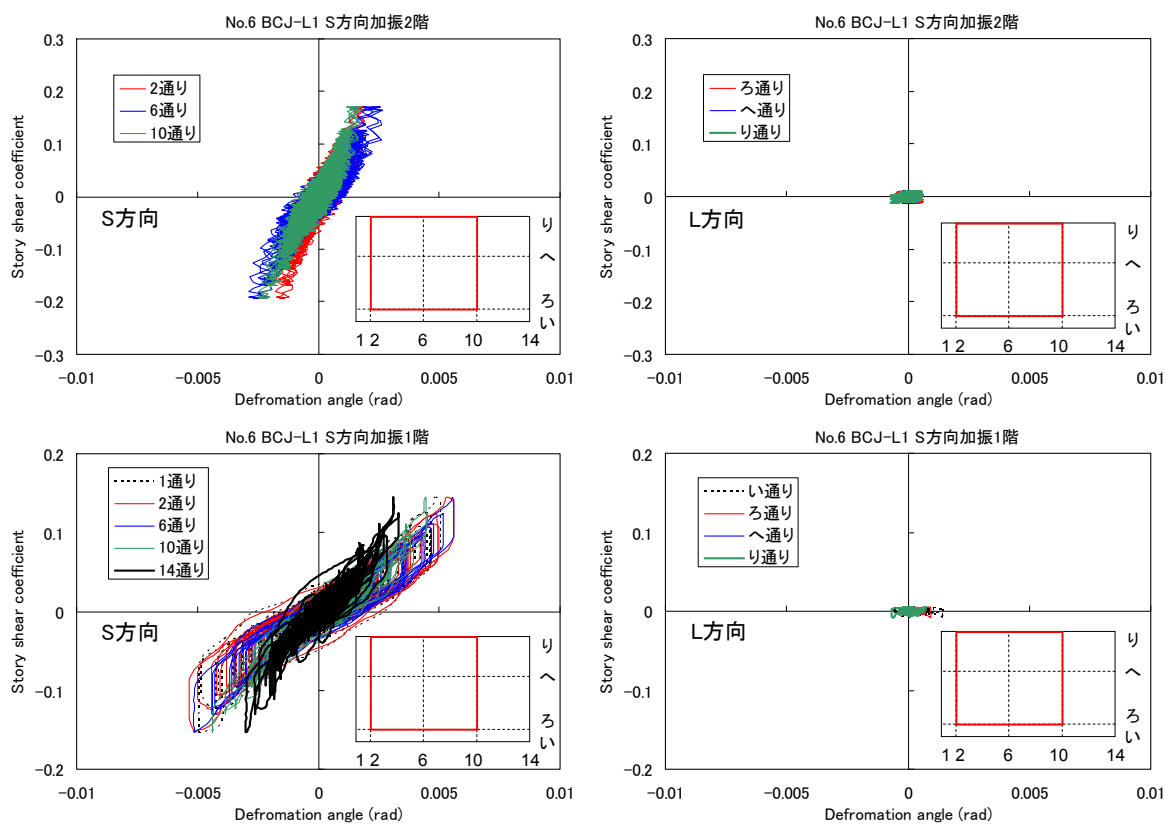


図 3.2.4-37 BCJ-L1 S 方向加振の復元力特性(試験体 No.6)

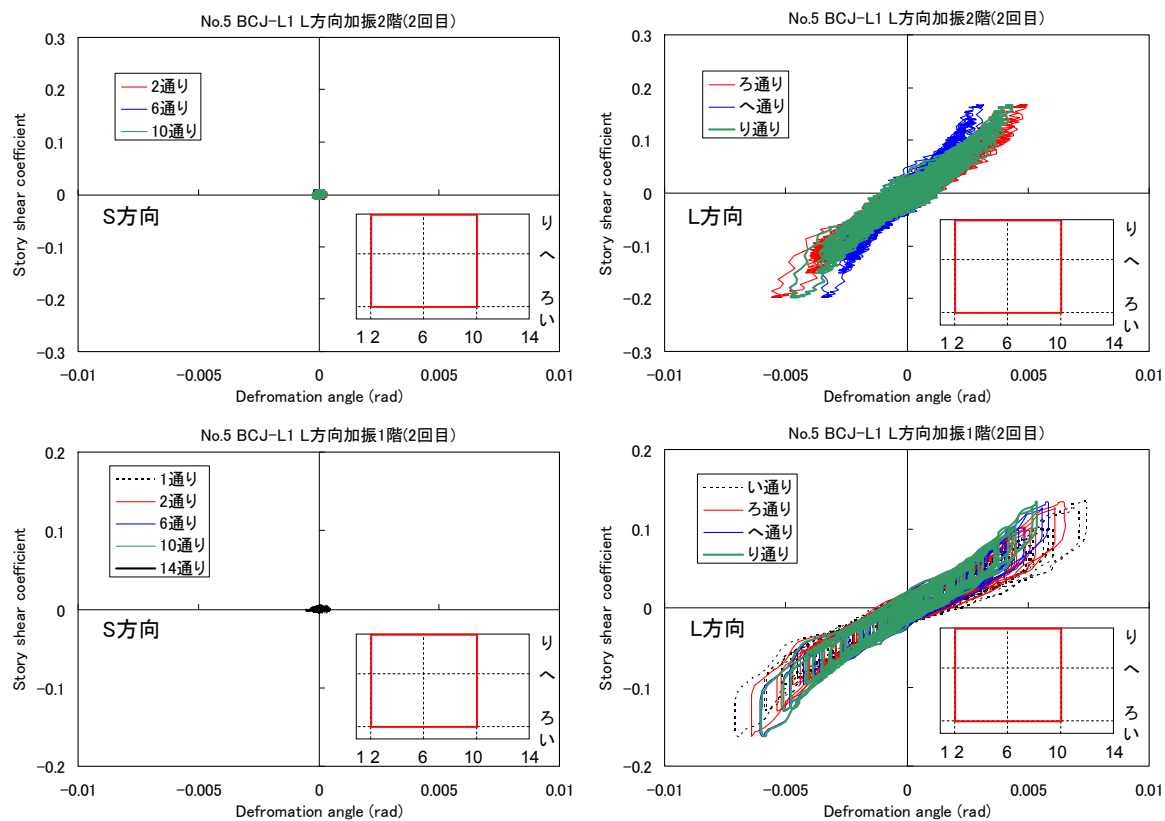


図 3.2.4-38 BCJ-L1 L 方向加振の復元力特性(試験体 No.5)

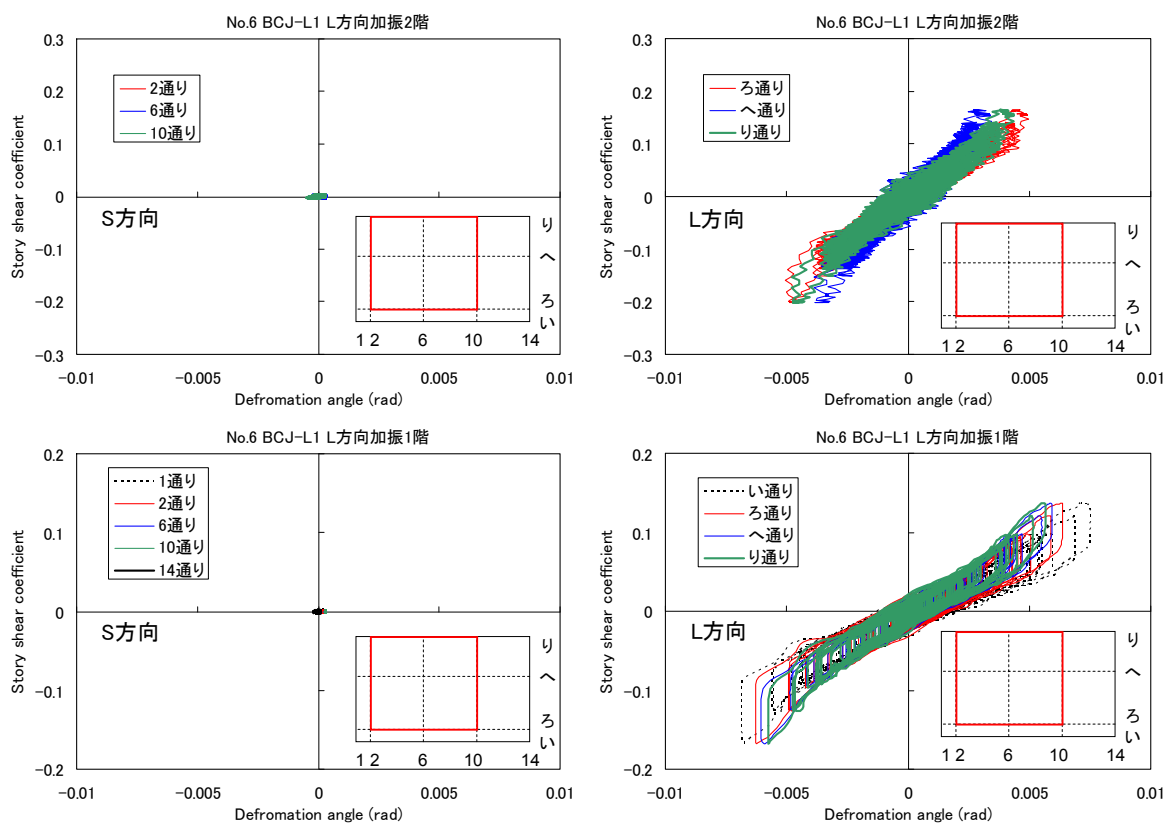


図 3.2.4-39 BCJ-L1 L 方向加振の復元力特性(試験体 No.6)

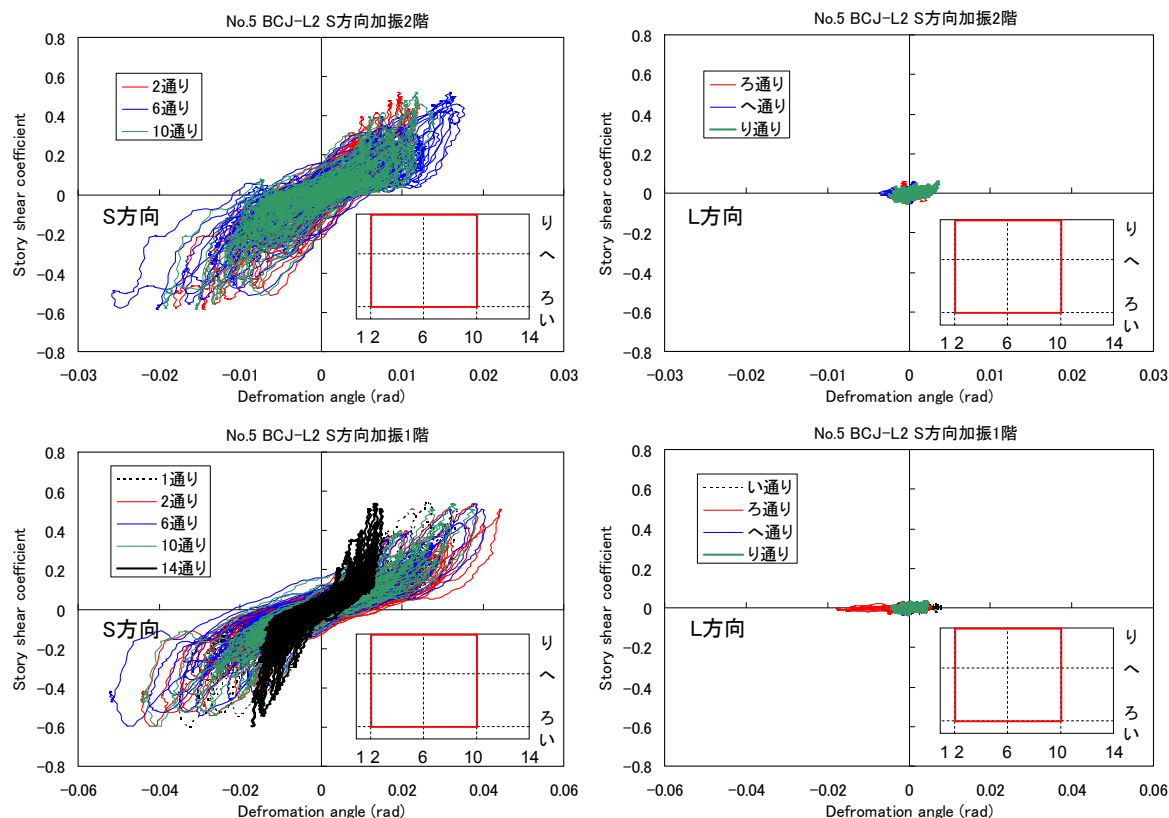


図 3.2.4-40 BCJ-L2 S 方向加振の復元力特性(試験体 No.5)

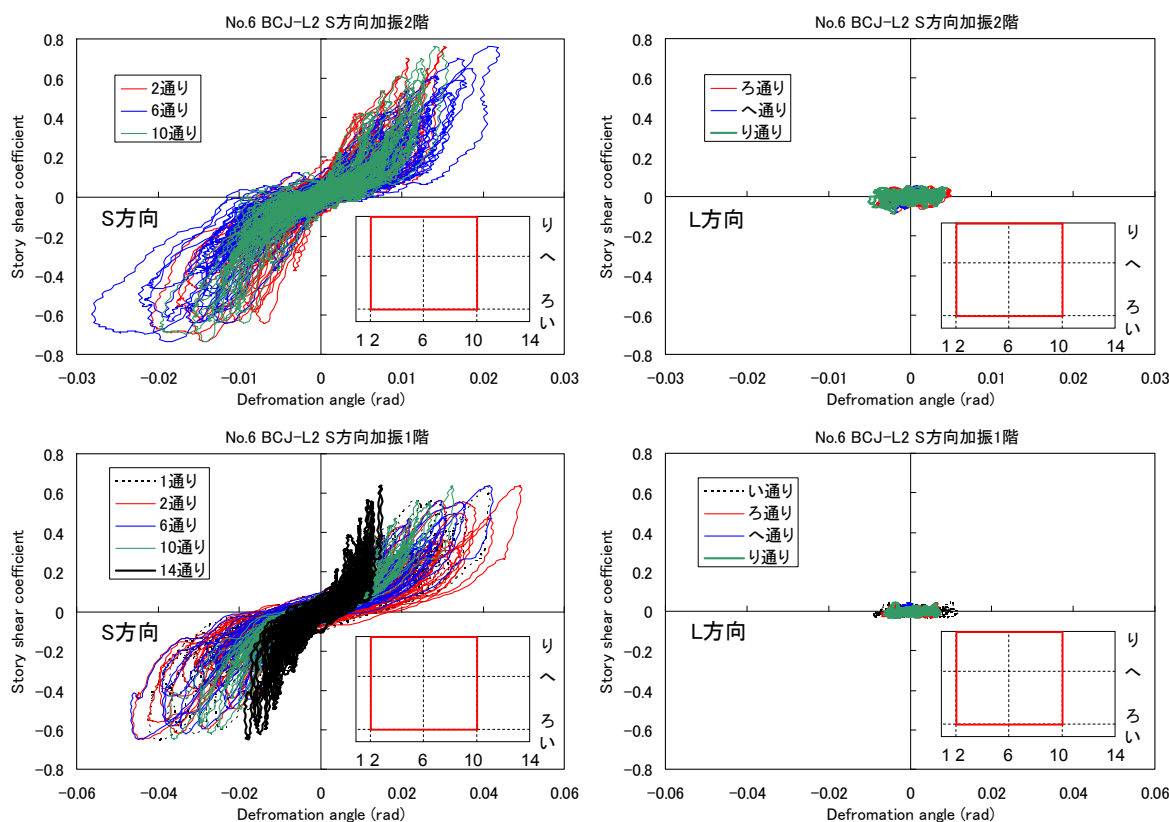


図 3.2.4-41 BCJ-L2 S 方向加振の復元力特性(試験体 No.6)

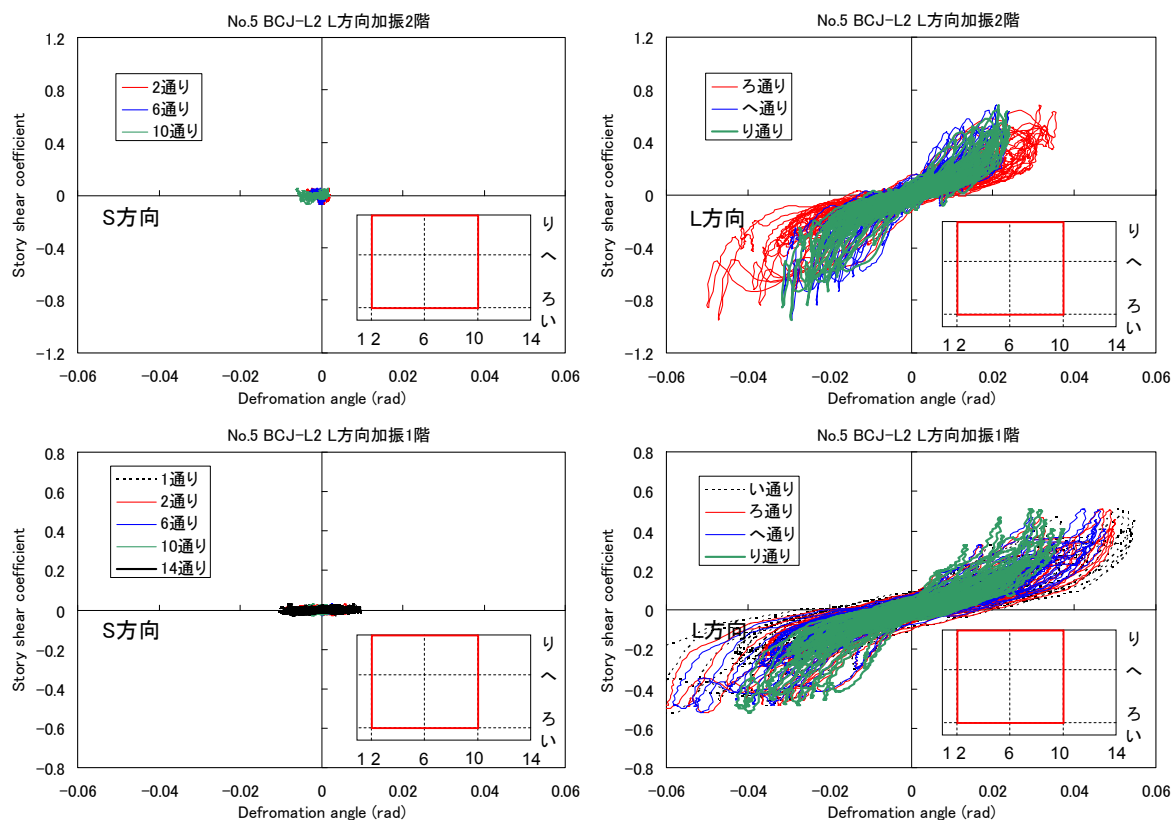


図 3.2.4-42 BCJ-L2 L 方向加振の復元力特性(試験体 No.5)

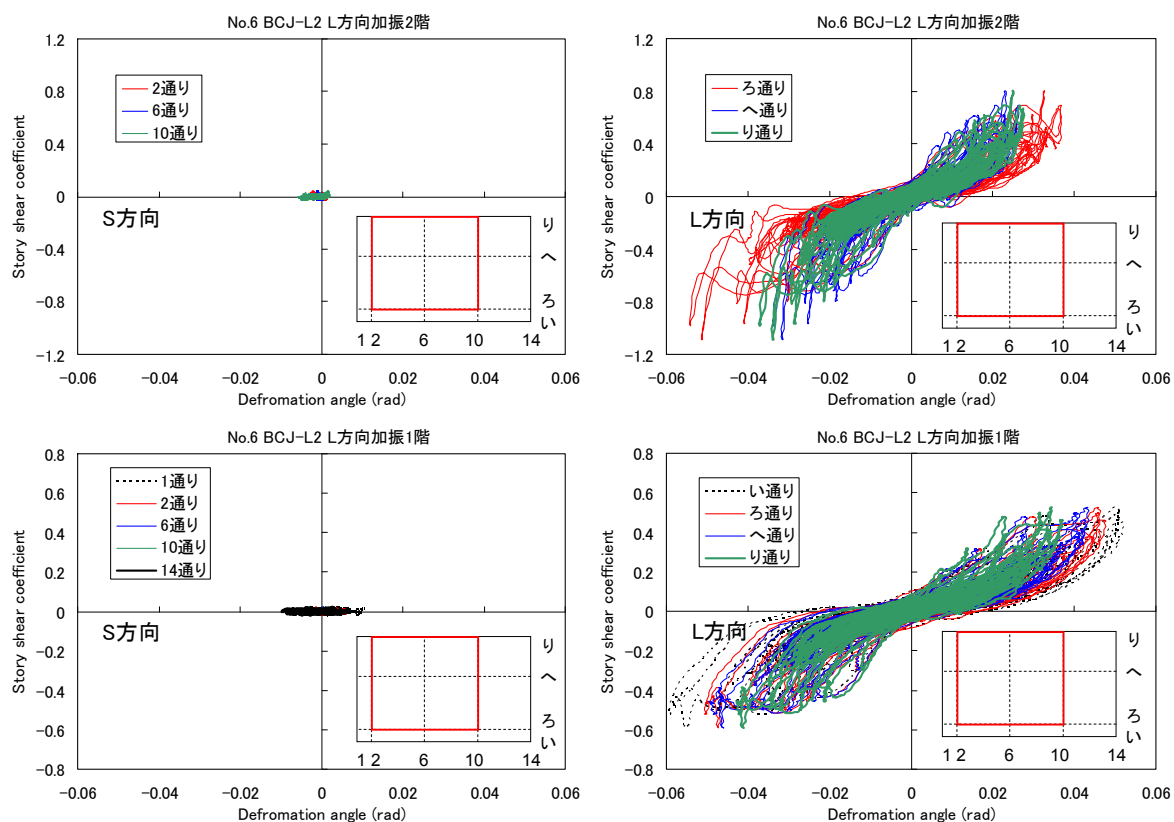


図 3.2.4-43 BCJ-L2 L 方向加振の復元力特性(試験体 No.6)

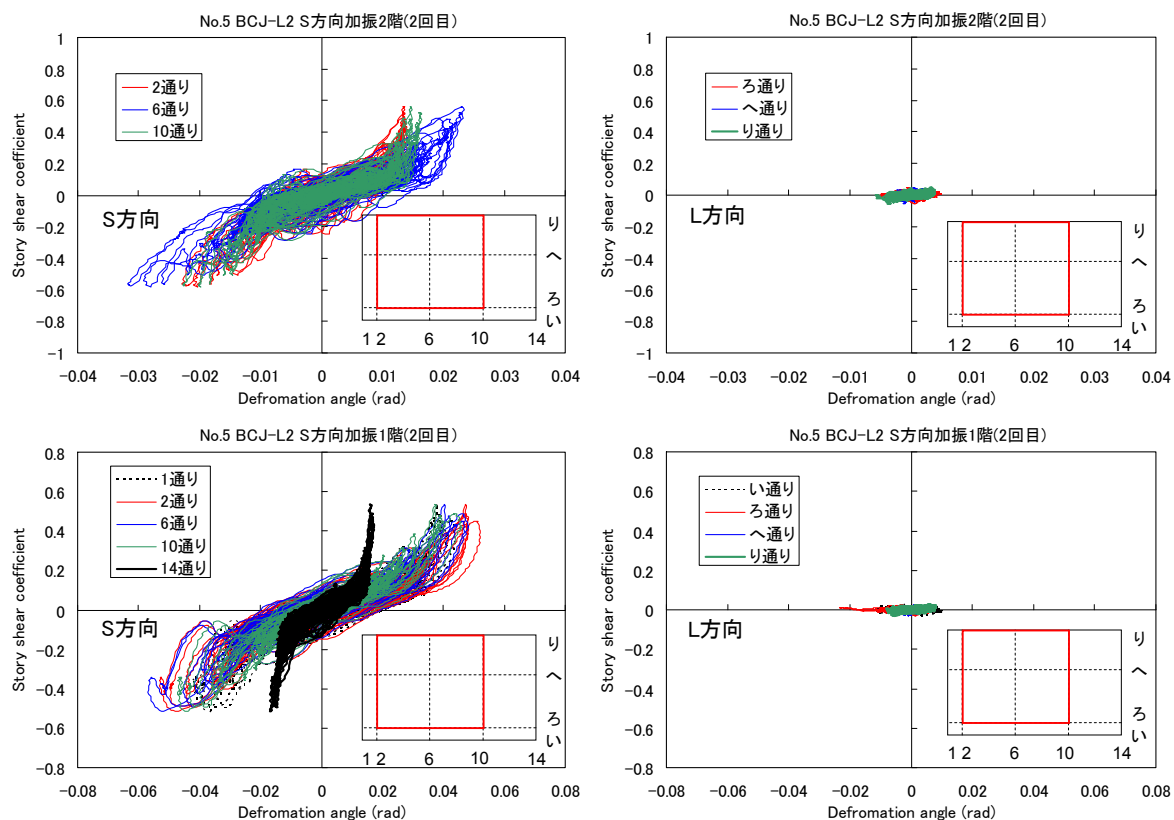


図 3.2.4-44 BCI-L2 S 方向加振の復元力特性(試験体 No.5)

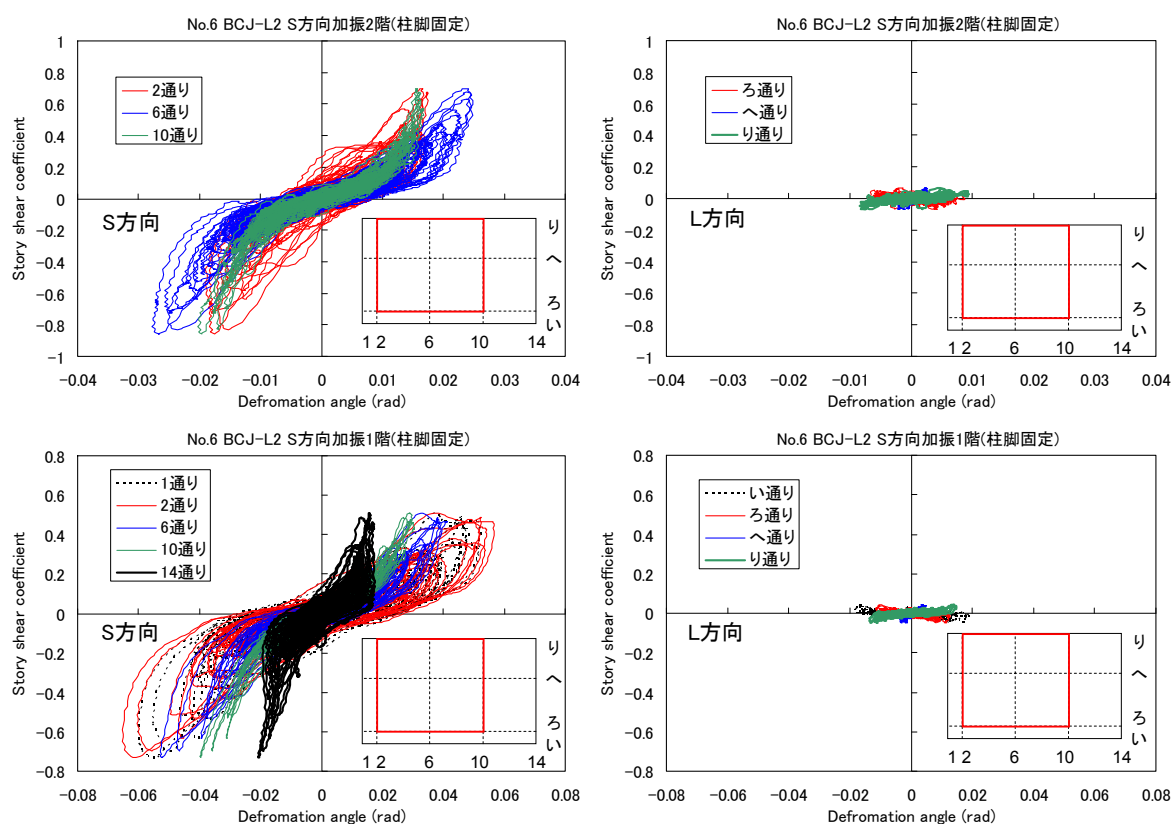


図 3.2.4-45 BCI-L2 S 方向加振の復元力特性(試験体 No.6)

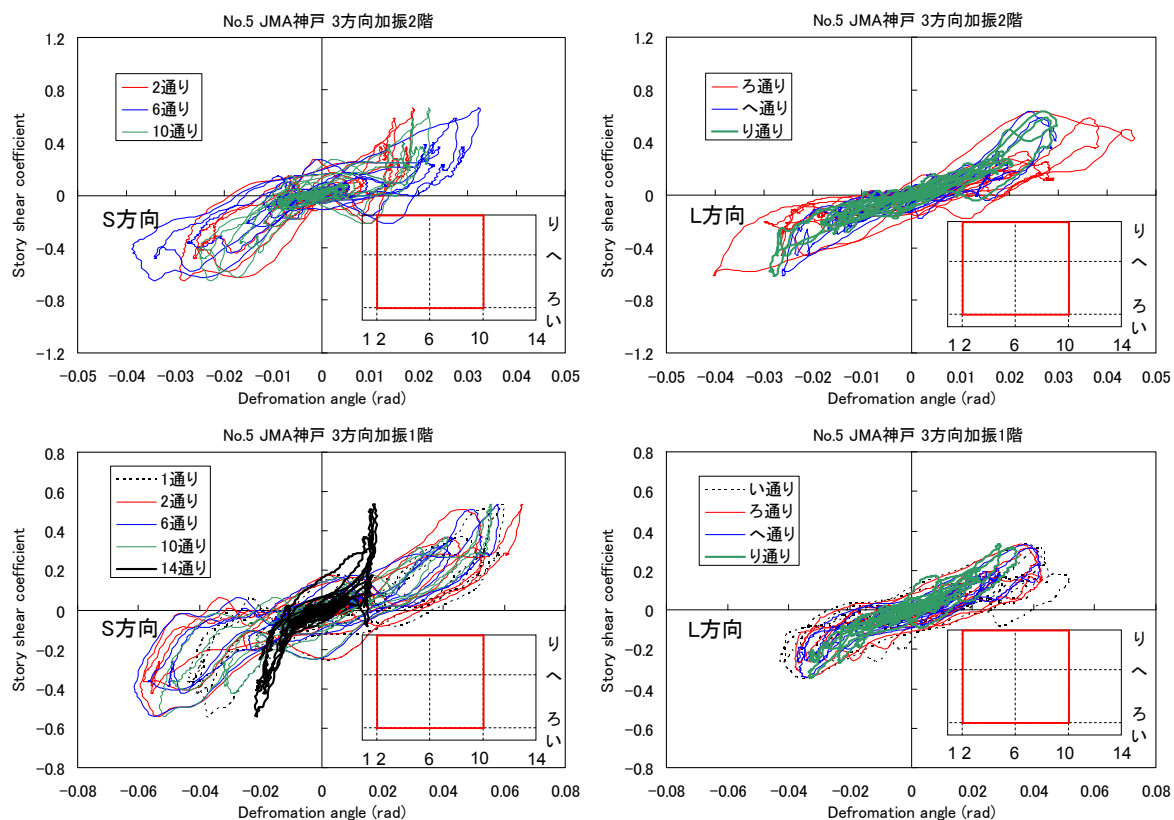


図 3.2.4-46 JMA 神戸 3 方向加振の復元力特性(試験体 No.5)

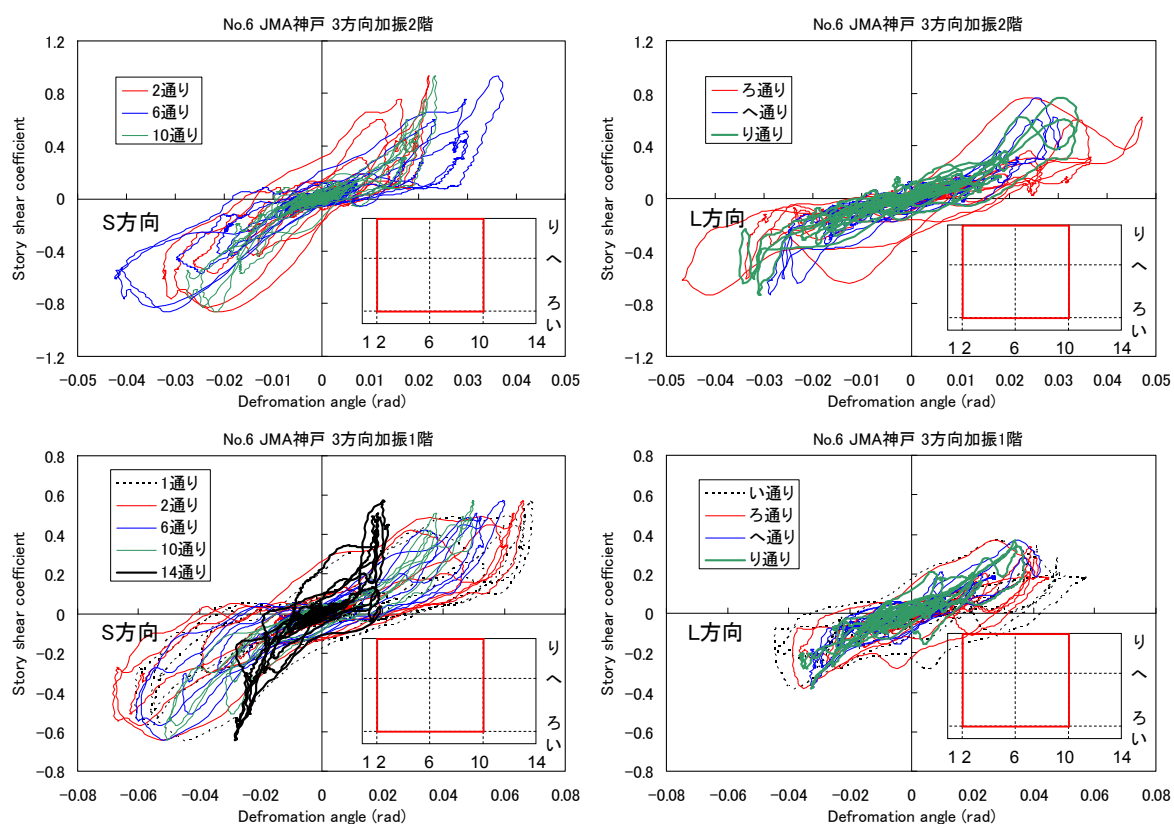


図 3.2.4-47 JMA 神戸 3 方向加振の復元力特性(試験体 No.6)

(6) 加速度応答倍率

試験体の各層で計測された最大加速度を、地盤と見なした鉄骨架台上で計測された最大加速度で除し、加速度の応答倍率を求める。加速度応答倍率の算出方法は、各層の中央部分(主に 6-へ柱付近)に設置した加速度計の計測値を用い、各加振の最大値を鉄骨架台で計測された最大加速度で除した。各層の鉄骨架台表面からの高さは、最高高さが棟木(約 7400mm)、2 階天井高さが約 5900mm、2 階床高さが約 3600mm、1 階床高さが約 550mm である。各加振、各層の最大加速度および加速度応答倍率を表 3.2.4-12～表 3.2.4-13 に、各高さの加速度応答倍率を図 3.2.4-48～図 3.2.4-55 に示す。BCJ-L1 加振など、入力地震動が 100cm/s² 以下の比較的小さな加振では、加速度応答倍率が 4.0 近くを示したが、BCJ-L2 加振や JMA 神戸加振など、入力地震動が大きな加振では概ね加速度応答倍率は 2.0 近くであった。これらの加振において 2.0 を記録したのは、主に最高高さである。

表 3.2.4-12 各加振の加速度応答倍率(試験体 No.5)

No.	入力地震動	高さ	加速度			
			L方向		S方向	
			応答 倍率	最大値 (cm/s ²)	応答 倍率	最大値 (cm/s ²)
14	JMA神戸	最高高	2.2	1336.6	1.6	1291.6
		2階天井高	1.2	745.7	1.4	1166.7
		2階床高	0.6	344.7	1.0	828.5
		1階床高	0.9	528.9	1.0	822.0
		鉄骨架台	1.0	599.2	1.0	820.0
12	BCJ-L2 S方向	最高高	2.3	68.1	2.5	1052.4
		2階天井高	3.2	98.1	2.1	884.2
		2階床高	2.5	74.8	1.7	719.4
		1階床高	2.2	67.8	2.0	853.3
		鉄骨架台	1.0	30.3	1.0	425.7
10	BCJ-L2 L方向	最高高	3.8	1548.2	3.0	62.9
		2階天井高	2.0	807.6	3.6	75.8
		2階床高	1.5	631.2	3.3	70.1
		1階床高	1.7	686.0	2.0	42.2
		鉄骨架台	1.0	410.9	1.0	21.0
8	BCJ-L2 S方向	最高高	2.8	79.8	2.4	1001.0
		2階天井高	3.2	90.5	2.2	944.8
		2階床高	2.4	67.5	1.7	740.7
		1階床高	1.3	36.2	1.3	536.4
		鉄骨架台	1.0	28.0	1.0	423.9
6	BCJ-L1 L方向	最高高	3.4	253.1	2.3	7.9
		2階天井高	2.6	195.3	3.4	11.3
		2階床高	2.0	150.7	2.8	9.3
		1階床高	1.0	71.1	1.6	5.3
		鉄骨架台	1.0	73.8	1.0	3.4
5	BCJ-L1 S方向	最高高	3.5	14.3	3.0	242.2
		2階天井高	3.4	14.2	2.9	231.9
		2階床高	3.1	12.8	2.0	159.8
		1階床高	1.5	6.2	1.0	82.5
		鉄骨架台	1.0	4.1	1.0	80.9
3	BCJ-L1 L方向	最高高	3.0	231.9	2.4	8.0
		2階天井高	2.4	184.9	3.5	11.6
		2階床高	1.8	139.3	2.6	8.8
		1階床高	1.0	79.1	1.5	4.9
		鉄骨架台	1.0	76.7	1.0	3.3
2	BCJ-L1 S方向	最高高	2.6	14.5	3.2	255.8
		2階天井高	2.9	15.9	3.0	241.7
		2階床高	2.2	11.9	2.0	159.5
		1階床高	1.0	5.6	1.0	79.4
		鉄骨架台	1.0	5.5	1.0	79.6

表 3.2.4-13 各加振の加速度応答倍率(試験体 No.6)

No.	入力地震動	高さ	加速度			
			L方向		S方向	
			応答 倍率	最大値 (cm/s ²)	応答 倍率	最大値 (cm/s ²)
14	JMA神戸	最高高	2.6	1476.1	1.8	1493.8
		2階天井高	1.9	1078.5	1.6	1270.0
		2階床高	0.7	418.4	0.9	774.1
		1階床高	0.9	511.4	0.9	720.0
		鉄骨架台	1.0	578.1	1.0	816.6
12	BCJ-L2 S方向	最高高	1.9	77.3	3.1	1299.4
		2階天井高	3.6	148.1	2.8	1202.3
		2階床高	2.4	99.3	2.3	963.0
		1階床高	1.2	48.3	1.1	461.7
		鉄骨架台	1.0	40.9	1.0	425.4
10	BCJ-L2 L方向	最高高	4.1	1701.3	4.1	82.1
		2階天井高	2.1	858.4	3.4	67.9
		2階床高	1.5	618.3	3.4	68.5
		1階床高	1.2	499.3	1.7	34.0
		鉄骨架台	1.0	415.2	1.0	20.2
8	BCJ-L2 S方向	最高高	2.5	103.5	3.1	1293.3
		2階天井高	3.2	132.9	2.7	1151.0
		2階床高	2.6	106.0	2.2	913.9
		1階床高	1.1	44.7	1.0	408.9
		鉄骨架台	1.0	41.2	1.0	423.7
6	BCJ-L1 L方向	最高高	3.0	230.8	2.7	10.4
		2階天井高	2.7	212.2	2.3	8.6
		2階床高	1.9	148.9	3.2	12.1
		1階床高	1.0	77.8	1.2	4.7
		鉄骨架台	1.0	78.1	1.0	3.8
5	BCJ-L1 S方向	最高高	3.0	14.4	3.0	244.8
		2階天井高	4.2	20.5	2.9	234.6
		2階床高	2.2	10.7	1.9	151.9
		1階床高	1.3	6.2	1.0	82.2
		鉄骨架台	1.0	4.8	1.0	80.6
3	BCJ-L1 L方向	最高高	2.7	211.3	2.8	9.3
		2階天井高	2.5	198.5	2.4	8.2
		2階床高	1.9	147.9	2.9	9.6
		1階床高	1.0	79.2	1.1	3.7
		鉄骨架台	1.0	79.0	1.0	3.4
2	BCJ-L1 S方向	最高高	2.4	13.2	3.3	258.9
		2階天井高	2.6	14.2	3.1	246.8
		2階床高	1.8	9.9	2.0	158.5
		1階床高	1.3	7.2	1.0	77.4
		鉄骨架台	1.0	5.5	1.0	79.0

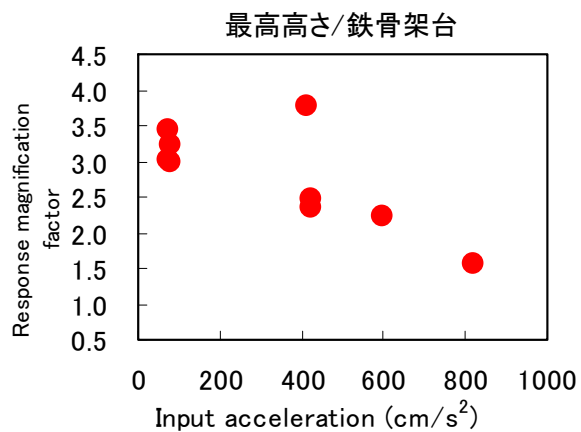


図 3.2.4-48 最高高さ加速度応答倍率
(試験体 No.5)

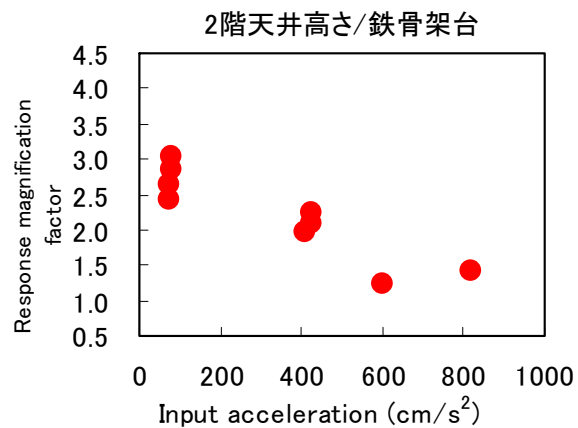


図 3.2.4-49 2階天井高さ加速度応答倍率
(試験体 No.5)

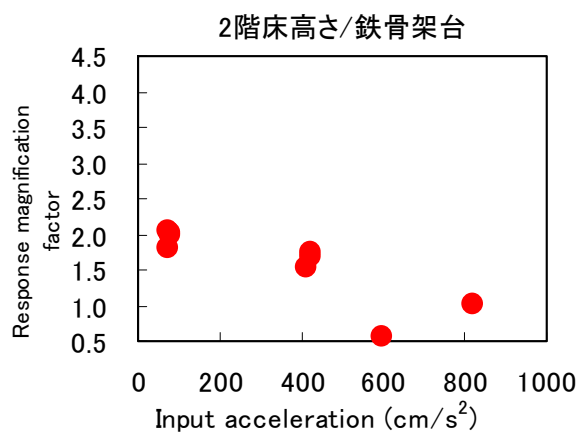


図 3.2.4-50 2階床高さ加速度応答倍率
(試験体 No.5)

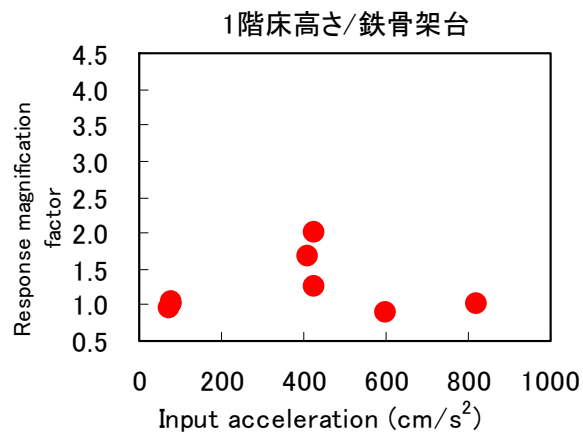


図 3.2.4-51 1階床高さ加速度応答倍率
(試験体 No.5)

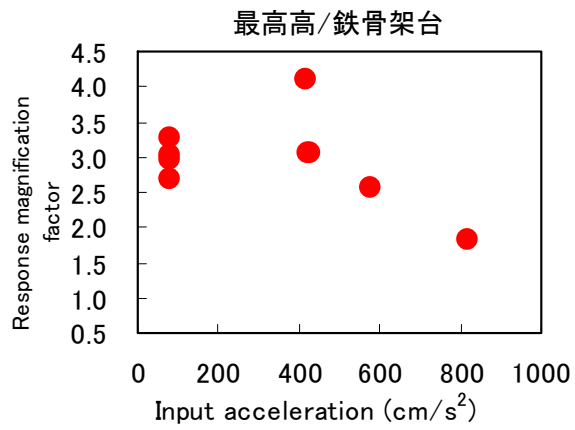


図 3.2.4-52 最高高さ加速度応答倍率
(試験体 No.6)

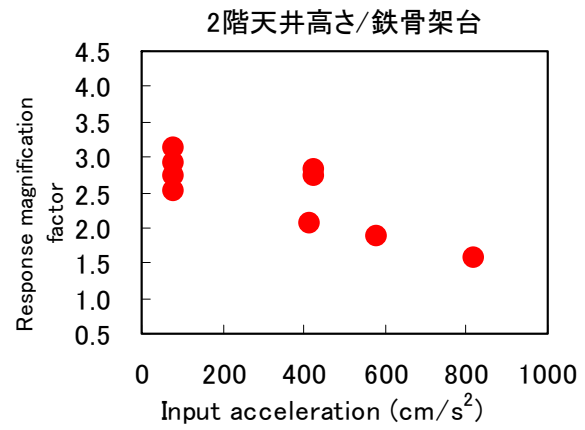


図 3.2.4-53 2階天井高さ加速度応答倍率
(試験体 No.6)

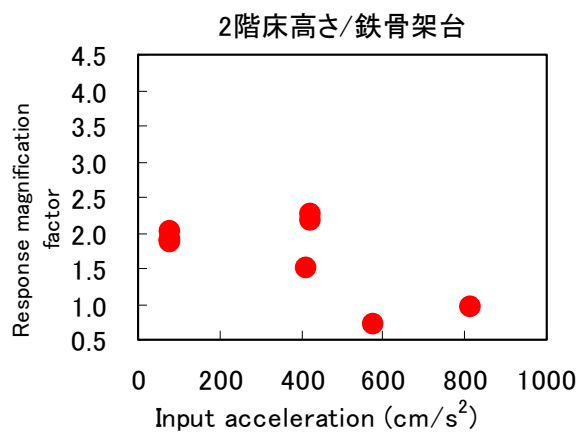


図 3.2.4-54 2階床高さ加速度応答倍率
(試験体 No.6)

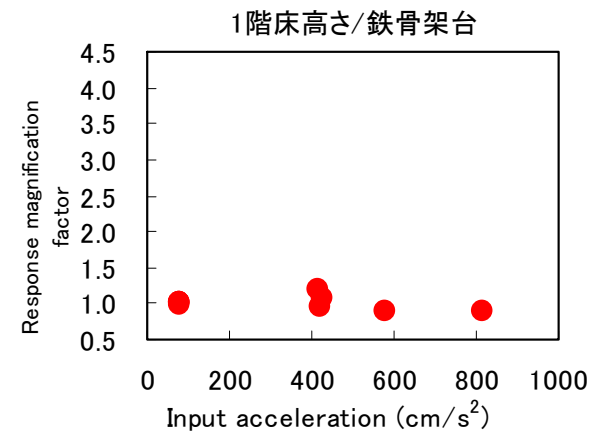


図 3.2.4-55 1階床高さ加速度応答倍率
(試験体 No.6)

(7) 立面・平面変形形状

まず、BCJ-L1、BCJ-L2 波加振において層間変位が最大、最小となった時刻の変形形状について以下にまとめる。表 3.2.4-14～3.2.4-18 に各加振時の最大、最小層間変位とその時刻の一覧を示す。また、図 3.2.4-56～3.2.4-65 に立面、平面の変形形状を示す。なお、各層、各通りで時刻は若干異なるが、層間変位が最も大きいところの時刻におおよそ合わせて変形形状を描いている。

全体的に試験体 No.5 と No.6 で傾向はほぼ同じであり、短辺(S)方向では、2 階がある 2、6、10 通りの変位が大きく、14 通りの変位は相対的に小さい。また、2、6、10 通りでは、2 階に比べて 1 階の変位が大きくなっている。一方、長辺(L)方向では、い、ろ、へ、り通りの変位はほぼ同程度であり、1 階 2 階の変位差も S 方向に比べると小さい。以上の傾向は、BCJ-L1 波加振時と BCJ-L2 波加振時でほとんど変わらない。

表 3.2.4-14 A-2B1S における最大層間変位とその時刻の一覧

試験体	項目	1 階					2 階		
		1 通	2 通	6 通	10 通	14 通	2 通	6 通	10 通
No.5	最大値を取る時刻[s]	31.215	31.19	31.205	31.15	31.13	31.22	31.17	31.17
	最小値を取る時刻[s]	31.52	23.335	23.315	23.305	23.275	23.35	23.35	23.35
	最大絶対値を取る時刻[s]	31.215	31.19	31.205	31.15	31.13	31.22	31.17	31.17
	最大値 max[mm]	11.21	13.24	13.34	12.57	7.70	4.01	5.44	4.03
	最小値 min[mm]	-9.93	-11.02	-11.52	-10.03	-6.31	-3.50	-4.40	-3.58
	絶対値[mm]	11.21	13.24	13.34	12.57	7.70	4.01	5.44	4.03
No.6	最大値を取る時刻	31.18	31.215	31.175	31.145	31.16	31.22	31.205	31.17
	最小値を取る時刻	23.315	23.355	23.335	23.295	23.305	23.35	23.35	23.35
	最大絶対値を取る時刻	31.18	31.215	31.175	31.145	31.16	31.22	31.205	31.17
	最大値 max	12.82	13.91	13.67	12.11	7.52	3.99	6.24	4.91
	最小値 min	-10.19	-11.57	-12.13	-10.34	-7.51	-3.82	-5.42	-3.76
	絶対値	12.82	13.91	13.67	12.11	7.52	3.99	6.24	4.91

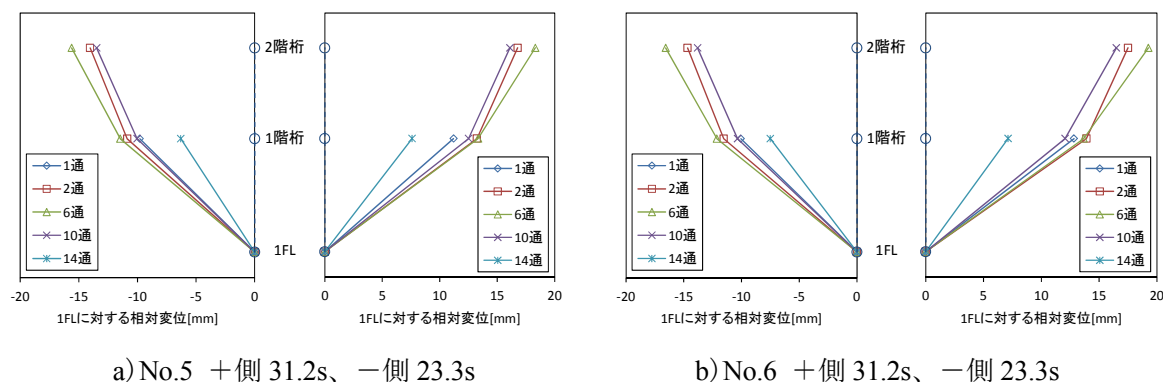
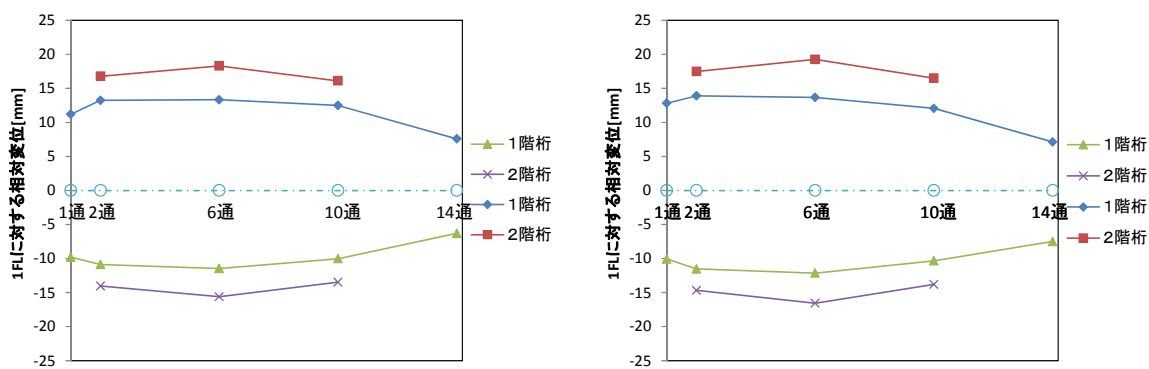


図 3.2.4-56 A-2B1S における立面変形形状



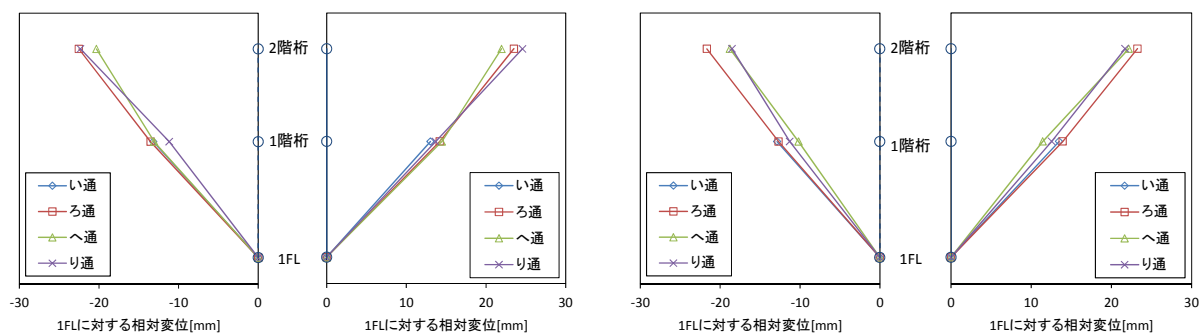
a) No.5 +側 31.2s、-側 23.3s

b) No.6 +側 31.2s、-側 23.3s

図 3.2.4-57 A-2B1S における平面変形形状

表 3.2.4-15 A-3B1L における最大層間変位とその時刻の一覧

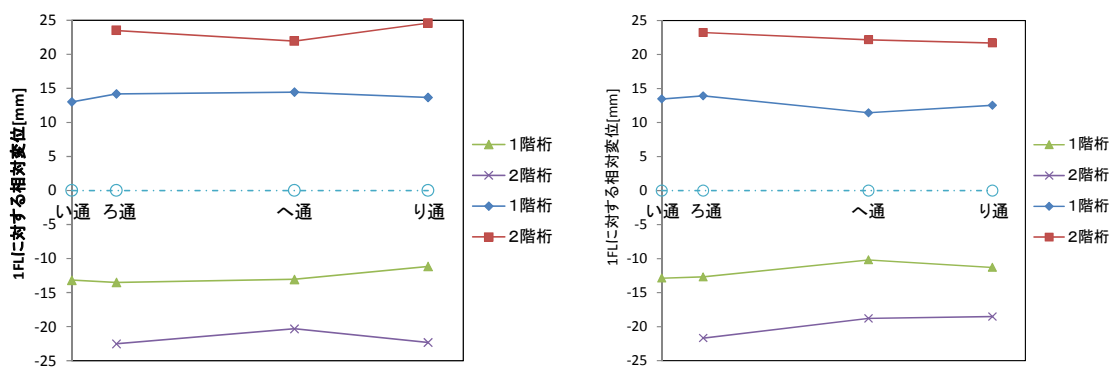
試験体	項目	1 階				2 階		
		い通	ろ通	へ通	り通	ろ通	へ通	り通
No.5	最大値を取る時刻[s]	31.25	31.245	31.24	31.235	31.245	31.245	31.245
	最小値を取る時刻[s]	24.26	24.27	24.26	24.23	24.25	24.25	24.25
	最大絶対値を取る時刻[s]	31.25	31.245	31.24	31.235	31.245	31.245	31.245
	最大値 max[mm]	13.46	13.93	11.55	12.71	10.25	9.02	10.89
	最小値 min[mm]	-12.87	-12.69	-10.19	-11.29	-9.43	-7.20	-9.20
	絶対値[mm]	13.46	13.93	11.55	12.71	10.25	9.02	10.89
No.6	最大値を取る時刻	31.25	31.245	31.24	31.235	31.245	31.245	31.245
	最小値を取る時刻	24.26	24.27	24.26	24.23	24.25	24.25	24.25
	最大絶対値を取る時刻	31.25	31.245	31.24	31.235	31.245	31.245	31.245
	最大値 max	13.46	15.06	12.86	13.79	10.25	9.02	10.89
	最小値 min	-12.87	-13.71	-11.34	-12.25	-9.43	-7.20	-9.20
	絶対値	13.46	15.06	12.86	13.79	10.25	9.02	10.89



a) No.5 +側 31.21s、-側 24.235s

b) No.6 +側 31.25s、-側 24.26s

図 3.2.4-58 A-3B1L における立面変形形状



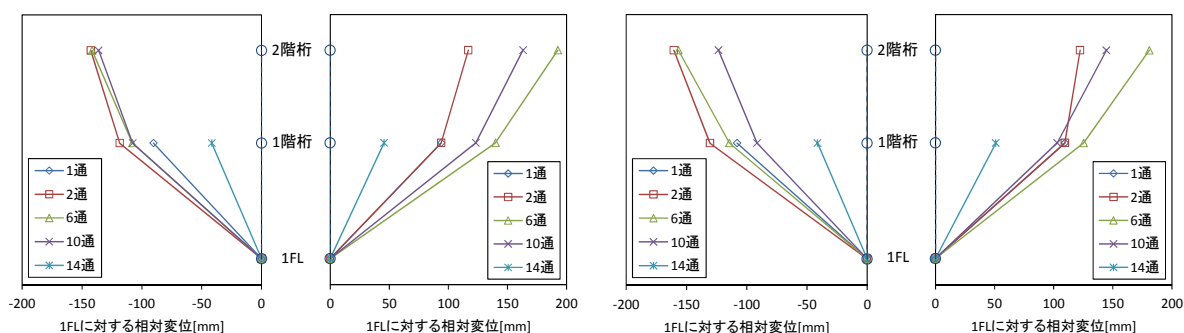
a) No.5 +側 31.21s、一側 24.235s

b) No.6 +側 31.25s、一側 24.26s

図 3.2.4-59 A-3B1L における平面変形状

表 3.2.4-16 C-2B2S における最大層間変位とその時刻の一覧

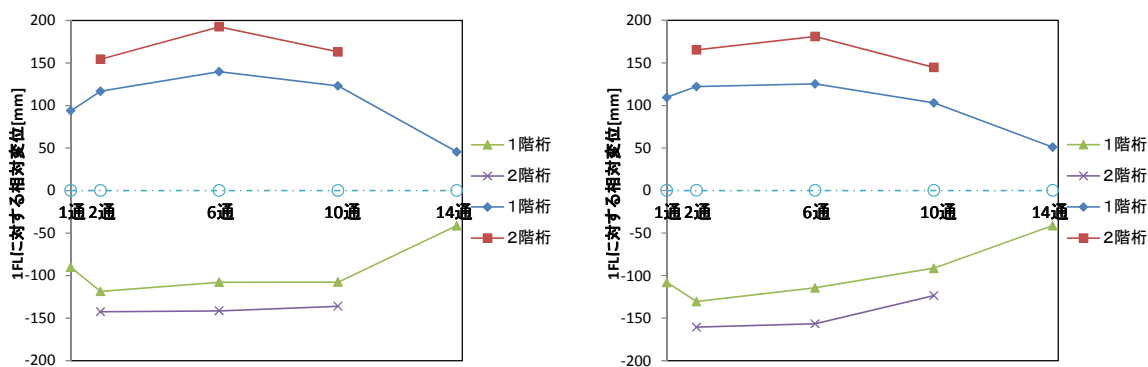
試験体	項目	1 階					2 階		
		1 通	2 通	6 通	10 通	14 通	2 通	6 通	10 通
No.5	最大値を取る時刻[s]	52.585	52.6	52.55	52.6	52.465	52.55	52.565	52.55
	最小値を取る時刻[s]	55.41	55.41	55.44	55.425	55.39	55.325	55.34	55.39
	最大絶対値を取る時刻[s]	52.585	55.41	52.55	52.6	52.465	52.55	52.565	52.55
	最大値 max[mm]	94.92	118.20	139.75	126.24	47.04	37.63	53.32	39.89
	最小値 min[mm]	-90.28	-118.53	-108.73	-108.60	-42.24	-25.26	-36.58	-28.72
	絶対値[mm]	94.92	118.53	139.75	126.24	47.04	37.63	53.32	39.89
No.6	最大値を取る時刻	52.5	52.5	52.515	52.5	52.5	52.53	52.55	52.515
	最小値を取る時刻	55.375	55.36	55.375	55.375	55.375	55.29	55.31	55.34
	最大絶対値を取る時刻	52.5	55.36	52.515	52.5	52.5	52.53	52.55	52.515
	最大値 max	109.46	122.33	125.58	102.97	51.07	44.52	59.19	41.68
	最小値 min	-107.94	-130.90	-114.29	-91.35	-41.27	-32.93	-46.37	-33.21
	絶対値	109.46	130.90	125.58	102.97	51.07	44.52	59.19	41.68



a) No.5 +側 52.55s、一側 55.41s

b) No.6 +側 52.5s、一側 55.375s

図 3.2.4-60 C-2B2S における立面変形状態



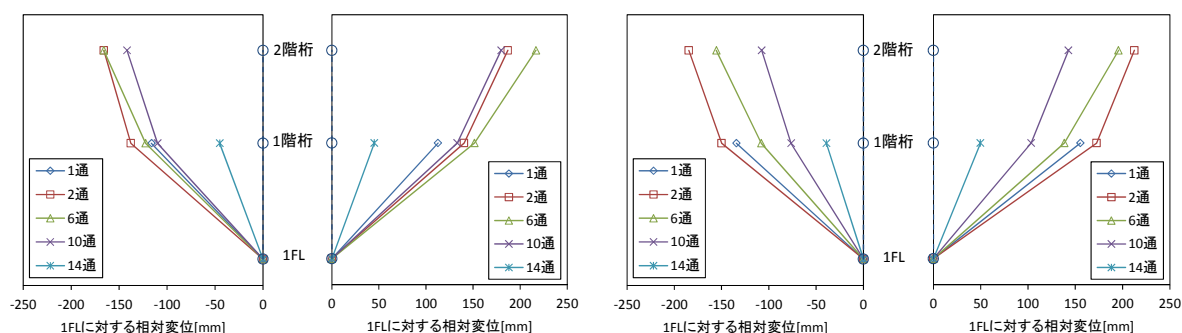
a) No.5 +側 52.55s、一側 55.41s

b) No.6 +側 52.5s、一側 55.375s

図 3.2.4-61 C-2B2S における平面変形状態

表 3.2.4-17 E-2B2S における最大層間変位とその時刻の一覧

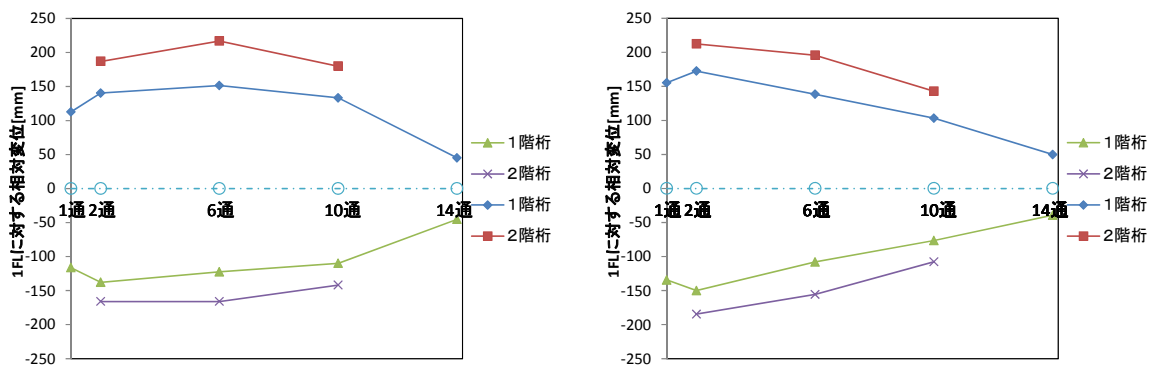
試験体	項目	1 階					2 階		
		1 通	2 通	6 通	10 通	14 通	2 通	6 通	10 通
No.5	最大値を取る時刻[s]	52.585	52.585	52.555	52.55	52.5	52.6	52.6	52.585
	最小値を取る時刻[s]	55.495	55.495	24.485	24.485	33.17	55.51	14.915	24.515
	最大絶対値を取る時刻[s]	55.495	52.585	52.555	52.55	33.17	52.6	52.6	52.585
	最大値 max[mm]	112.80	140.39	151.92	133.60	46.56	47.09	65.63	46.68
	最小値 min[mm]	-118.00	-138.82	-129.59	-130.40	-47.70	-29.11	-48.36	-33.68
	絶対値[mm]	118.00	140.39	151.92	133.60	47.70	47.09	65.63	46.68
No.6	最大値を取る時刻	52.6	52.6	52.55	52.55	52.535	52.635	52.5	52.5
	最小値を取る時刻	53.225	53.225	53.195	24.35	57.045	53.125	53.16	24.315
	最大絶対値を取る時刻	52.6	52.6	52.55	52.55	52.535	52.635	52.5	52.5
	最大値 max	155.35	172.57	141.96	110.30	56.58	40.67	58.28	42.72
	最小値 min	-134.86	-150.12	-110.90	-85.08	-47.86	-37.37	-52.27	-35.51
	絶対値	155.35	172.57	141.96	110.30	56.58	40.67	58.28	42.72



a) No.5 +側 52.585s、一側 55.5s

b) No.6 +側 52.6s、一側 53.23s

図 3.2.4-62 E-2B2S における立面変形状態



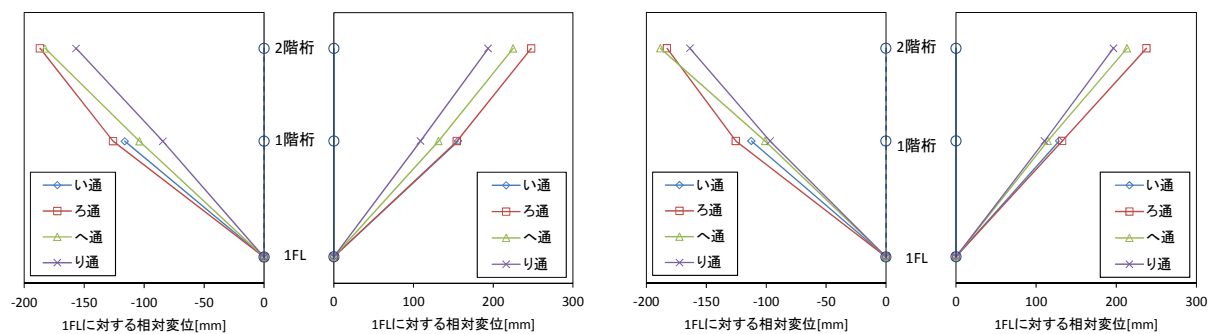
a) No.5 +側 52.585s、一側 55.5s

b) No.6 +側 52.6s、一側 53.23s

図 3.2.4-63 E-2B2S における平面変形状

表 3.2.4-18 D-2B2L における最大層間変位とその時刻の一覧

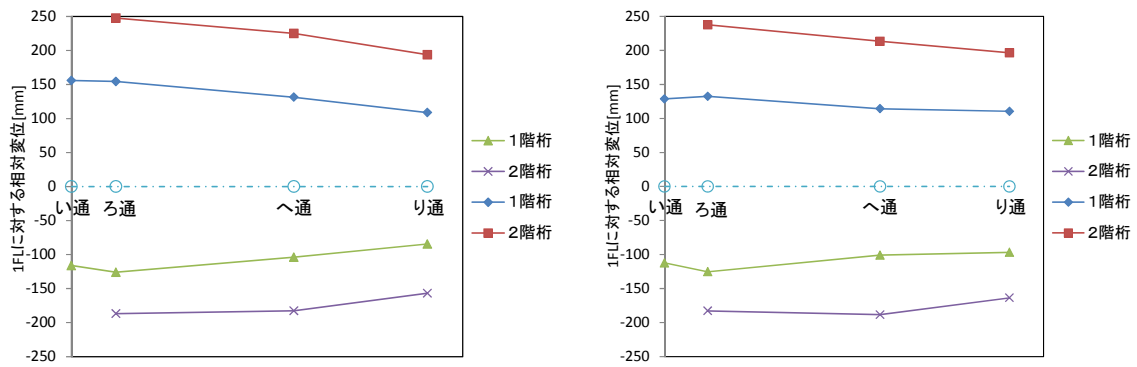
試験体	項目	1 階				2 階		
		い通	ろ通	へ通	り通	ろ通	へ通	り通
No.5	最大値を取る時刻[s]	52.67	52.685	52.72	52.7	52.6	52.6	52.6
	最小値を取る時刻[s]	33.235	33.235	55.545	55.53	33.2	55.51	55.53
	最大絶対値を取る時刻[s]	52.67	52.685	52.72	52.7	52.6	52.6	52.6
	最大値 max[mm]	155.97	155.26	133.53	109.81	102.31	75.16	72.07
	最小値 min[mm]	-116.75	-126.32	-109.29	-95.85	-72.64	-57.06	-54.76
	絶対値[mm]	155.97	155.26	133.53	109.81	102.31	75.16	72.07
No.6	最大値を取る時刻	52.635	52.655	52.685	52.67	52.6	52.6	52.6
	最小値を取る時刻	53.345	53.33	24.51	53.31	53.275	33.215	53.31
	最大絶対値を取る時刻	52.635	52.655	52.685	52.67	52.6	52.6	52.6
	最大値 max	128.64	133.02	116.81	111.43	112.51	83.66	86.63
	最小値 min	-112.64	-125.52	-102.84	-96.87	-76.31	-65.21	-64.25
	絶対値	128.64	133.02	116.81	111.43	112.51	83.66	86.63



a) No.5 +側 52.67s、一側 33.23s

b) No.6 +側 52.635s、一側 53.33s

図 3.2.4-64 D-2B2L における立面変形状



a) No.5 +側 52.67s、一側 33.23s

b) No.6 +側 52.65s、一側 53.34s

図 3.2.4-65 D-2B2L における平面変形状

横軸に1階の層間変形角、縦軸に2階の層間変形角をとったものを図 3.2.4-66、図 3.2.4-67 に示す。図中の δ_1 は1階層間変形角、 δ_2 は2階層間変形角を指す。S 方向では δ_1/δ_2 が2~3 程度、L 方向では δ_1/δ_2 が1~2 程度であったことが分かる。

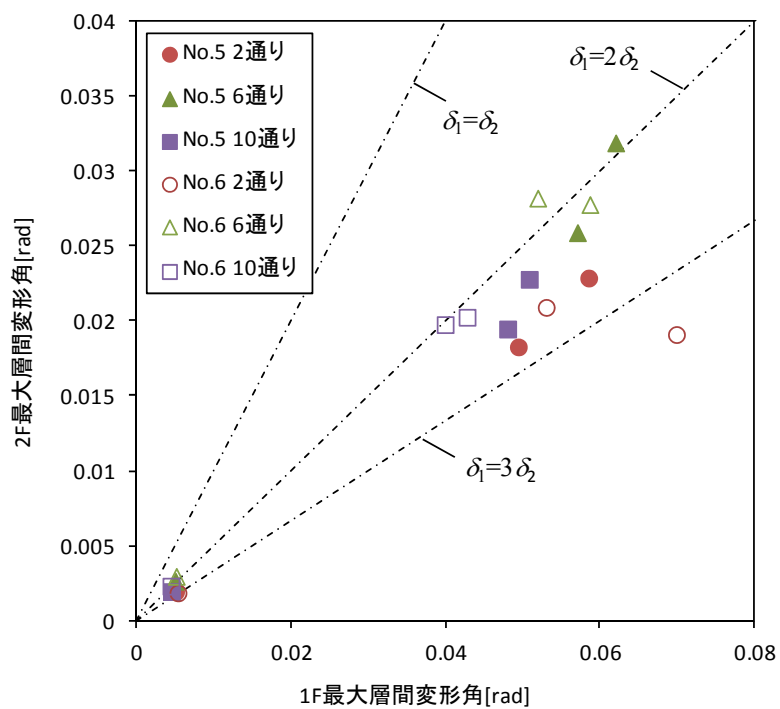


図 3.2.4-66 S 方向加振における1階2階層間変位の比較

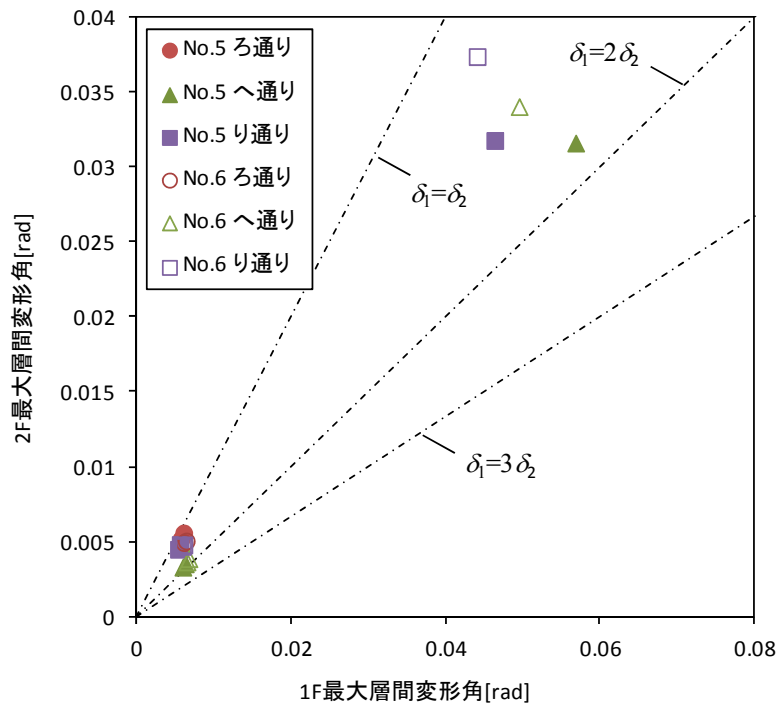


図 3.2.4-67 L 方向加振における 1 階 2 階層間変位の比較

次に JMA 神戸波加振における変形状についてまとめる。3 方向入力加振であり、柱脚の浮き上がりや滑りなども多数発生していることから、BCJ 加振の場合のように層間変位で比較することになじまない。そこで、大きく変形している時間帯(図 3.2.4-68)での、画像計測結果から得られたアニメーションのスクリーンショットを以下図 3.2.4-69～図 3.2.4-71 に示す。加振開始からおよそ 14.5s ～17.0s 付近までの 3 次元マーカー位置の平面軌跡であり、変形を強調するため、マーカーの変位量を 10 倍にしている。

まず紙面の右上方向へ大きく振られた後、振れるように反対方向へ戻っていることが分かる。その後も振れ振動を起こしながら応答するとともに、1 通りが紙面左側、14 通りが紙面右側へ柱脚の滑りを生じ、試験体全体が左回りに回転している様子が分かる。

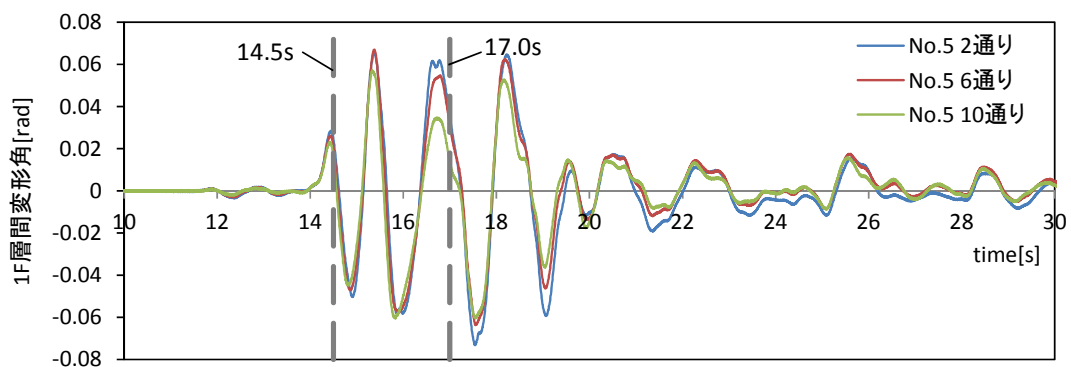


図 3.2.4-68 F-2KB3 における試験体 No.5 1 階の層間変形角の時刻歴

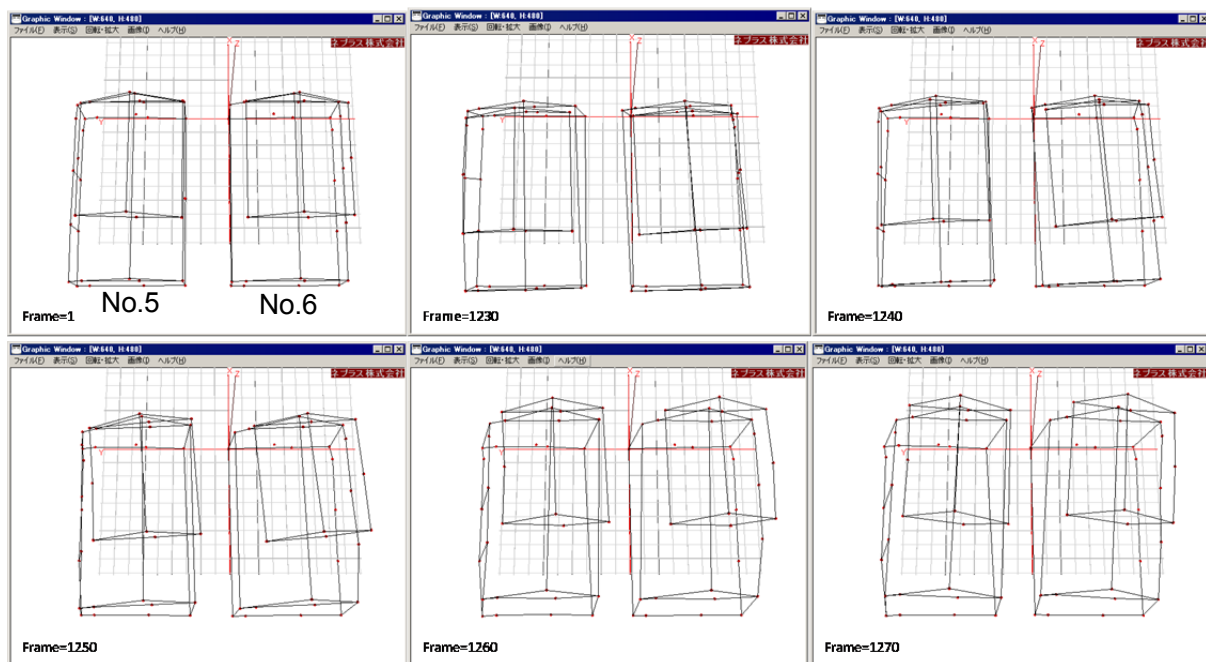
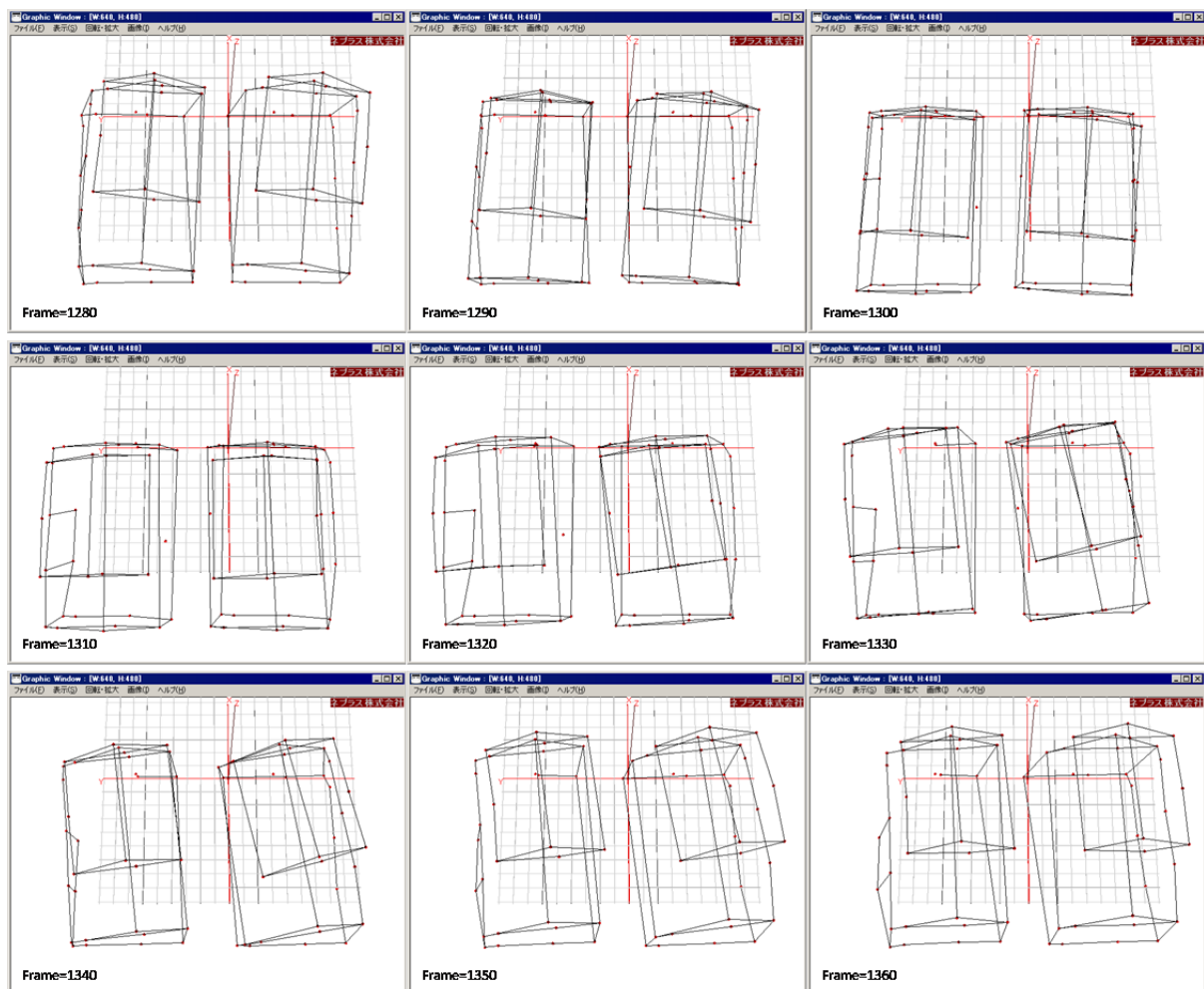


図 3.2.4-69 F-2KB3 における変形の平面軌跡(1)



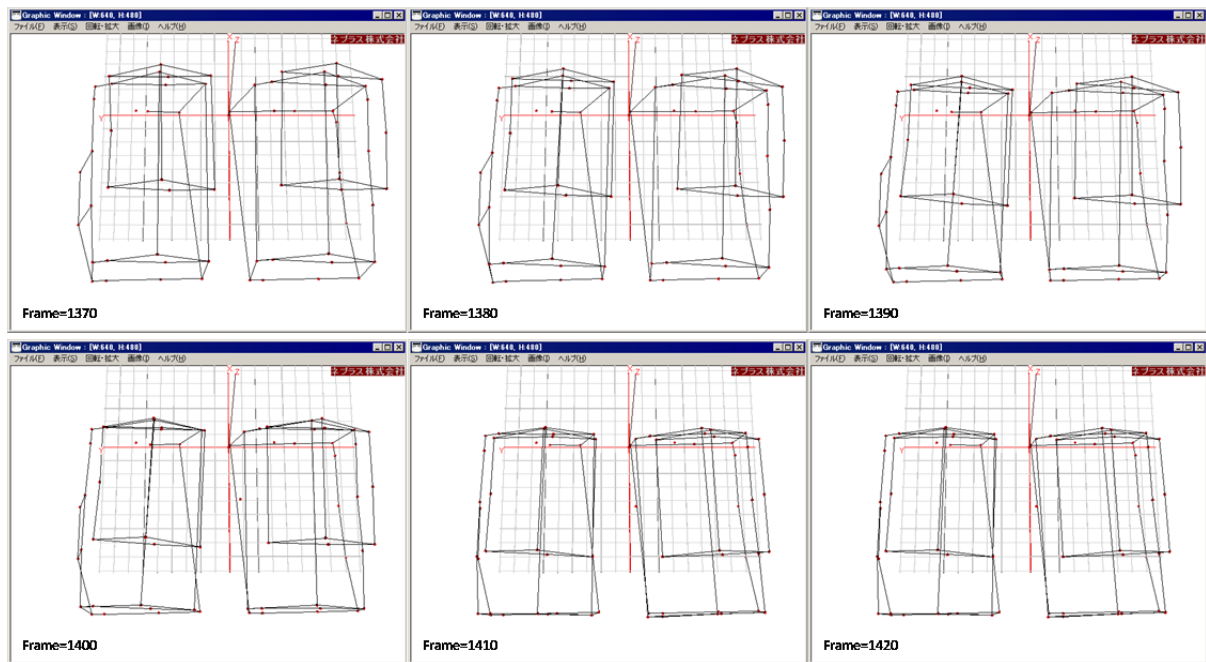


図 3.2.4-70 F-2KB3 における変形の平面軌跡(2)

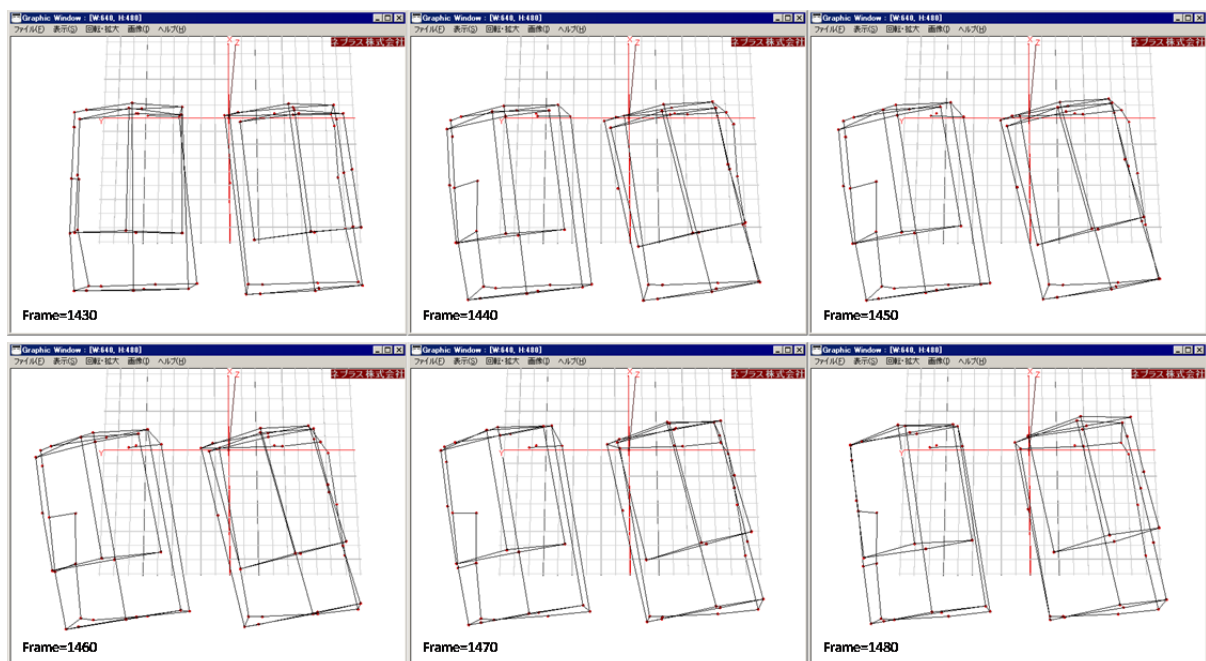


図 3.2.4-71 F-2KB3 における変形の平面軌跡(3)

同様に、加振開始からおよそ 14.5s～17.0s 付近までのマーカーの立面軌跡を図 3.2.4-72～3.2.4-74 に示す。試験体上部構造の応答に応じて、柱脚部で浮き上がりや滑りが生じていることが分かる。浮き上がりは、特に「りー1」、「いー14」付近で大きく、滑りは14通りで大きくなっている。

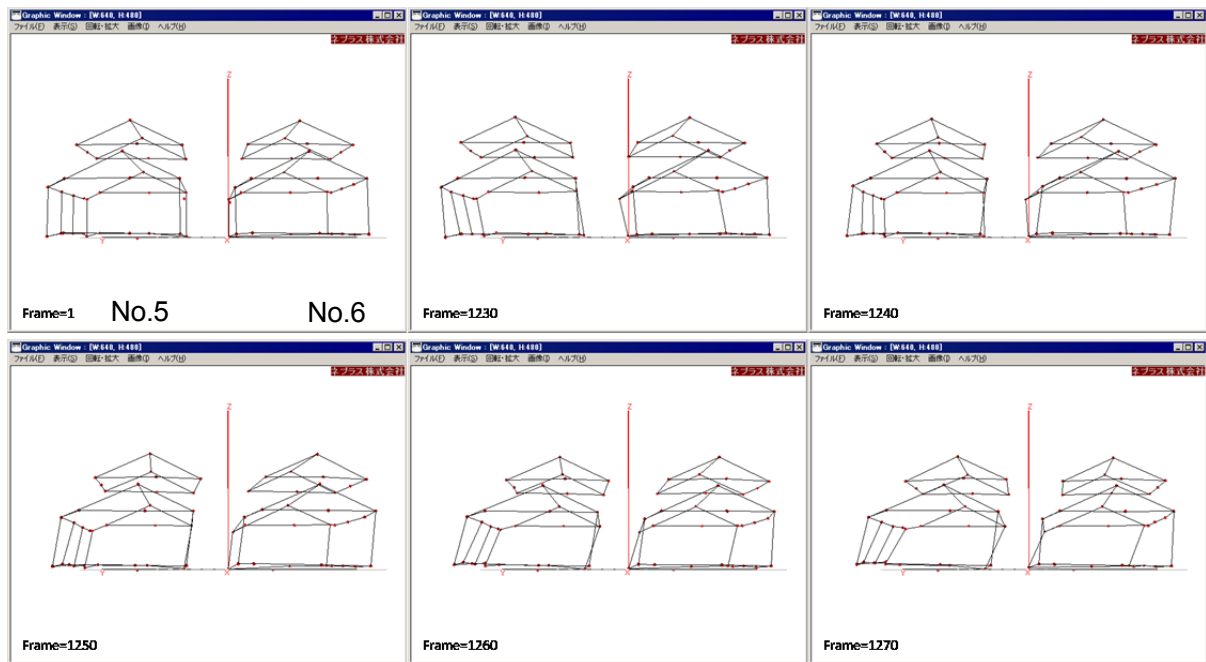
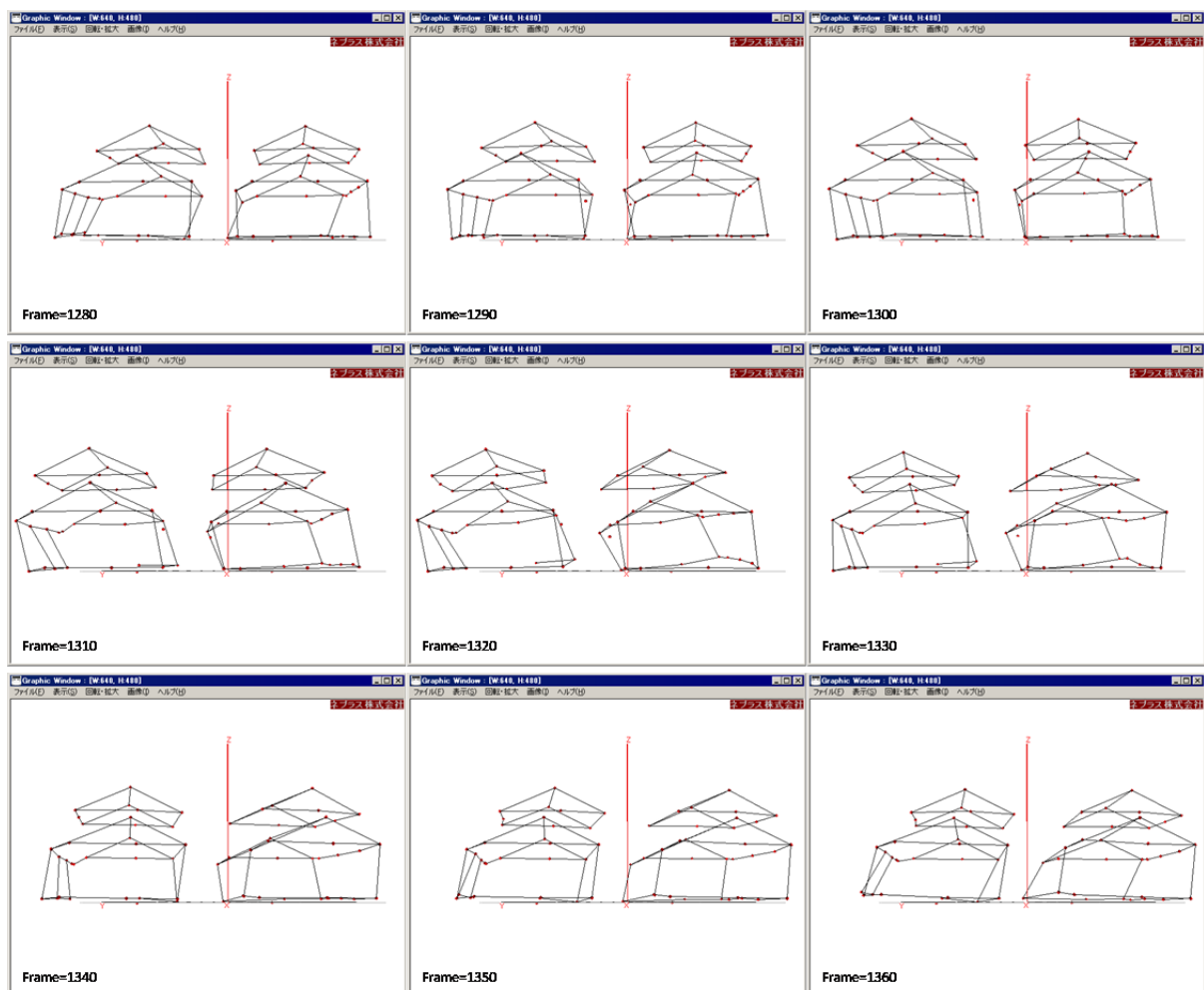


図 3.2.4-72 F-2KB3 における変形の立面軌跡(1)



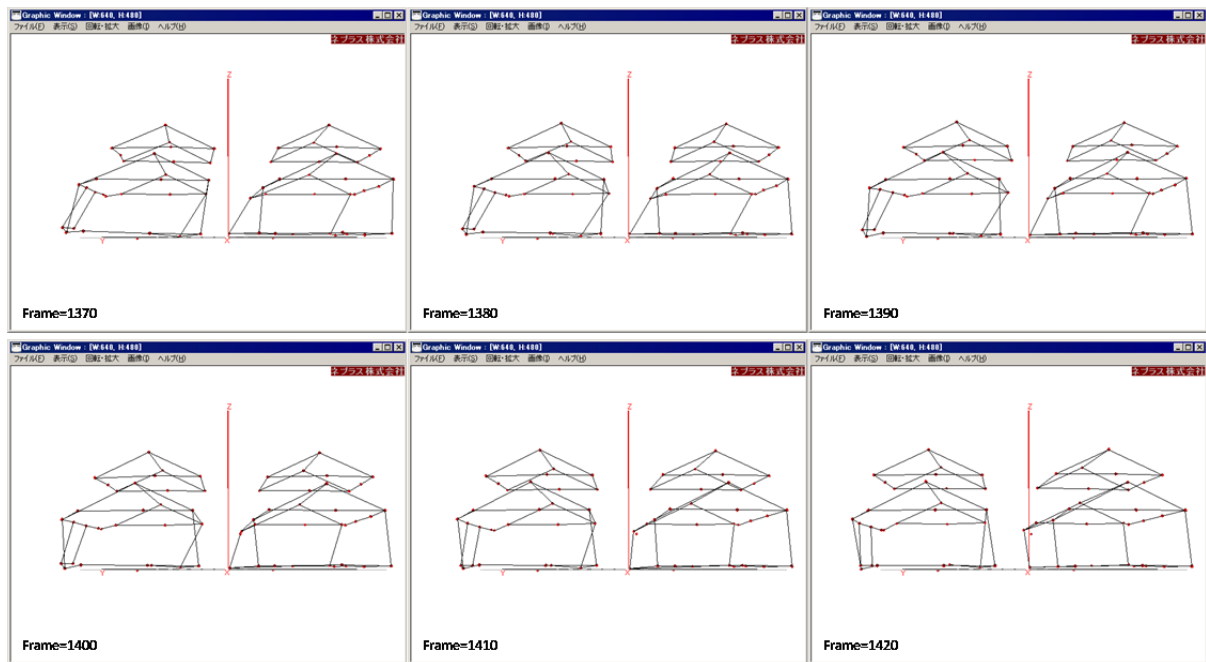


図 3.2.4-73 F-2KB3 における変形の立面軌跡(2)

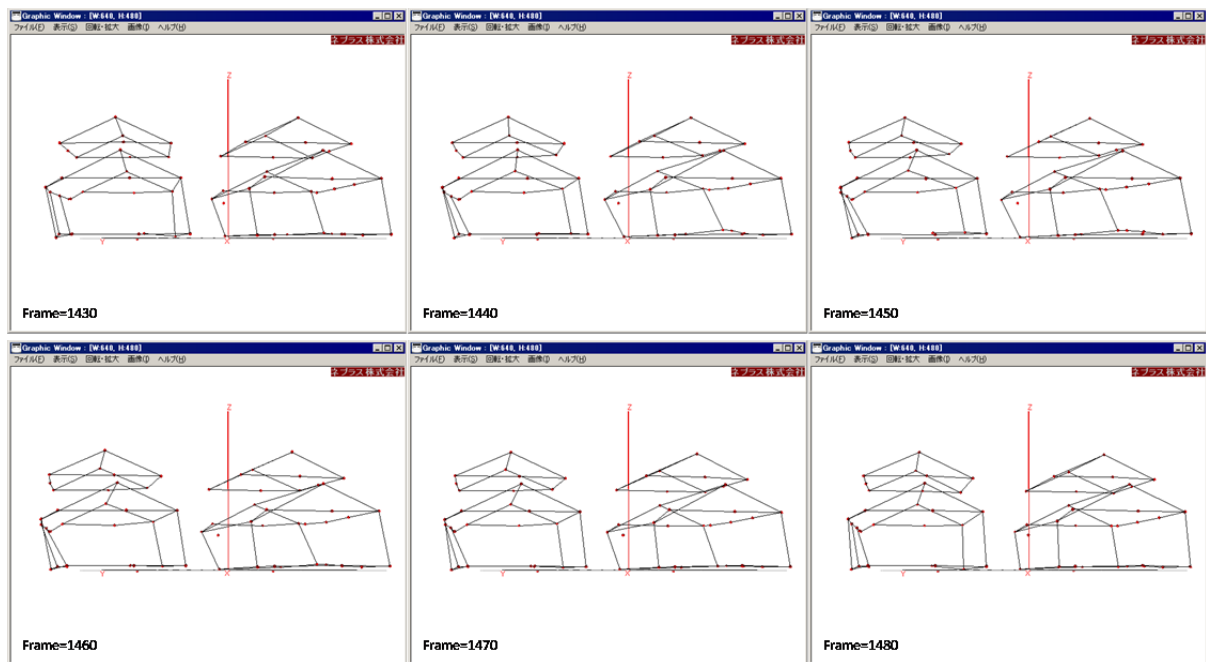


図 3.2.4-74 F-2KB3 における変形の立面軌跡(3)

(8) 垂れ壁部分の変形

ここでは、1 階の垂れ壁部分の変形と層間変位の関係についてまとめる。図 3.2.4-75 に示すように、建物が水平力を受けて変形するとき、垂れ壁付の柱では鴨居下部分に曲げが生じ、変位分布が直線的でなくなる。ここで、図中に示すとおりに階高 H 、垂れ壁高さ h とすると、柱が直線を維持すると仮定したときの鴨居下レベルの水平変位 δ_k' および垂れ壁部分のせん断変位 δ_s' は、層間変位 δ_1 を用いて、

$$\delta_k' = \frac{H-h}{H} \delta_1 \quad (3.2.4-1)$$

$$\delta_s' = \left(1 - \frac{H-h}{H}\right) \delta_1 = \alpha' \delta_1 \quad (3.2.4-2)$$

と表される。パラメータ α' は、層間変位に対する垂れ壁部分のせん断変位の比率である。

一方、実際の垂れ壁部分のせん断変位 δ_s は変位計による計測量そのものである。各計測点における H 、 h および α' を表 3.2.4-19 に示す。なお、試験体 No.5 と No.6 で同じ値である。

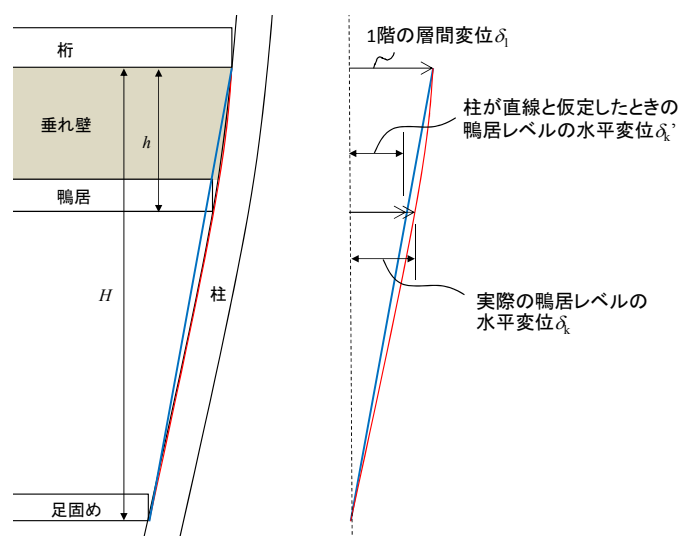
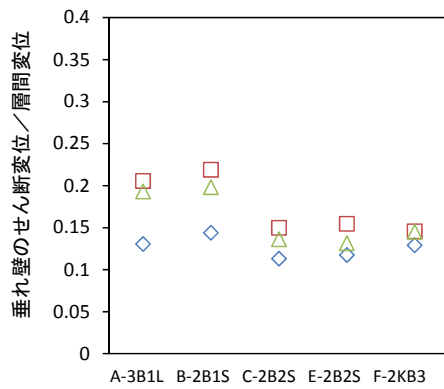


表 3.2.4-19 各計測点における H 、 h および α'

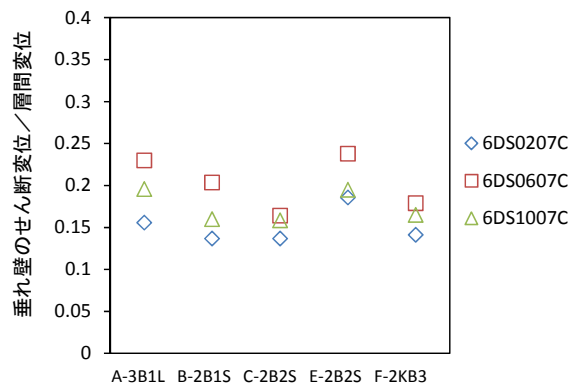
計測点	H	h	α'
DL0401C	2965	510.5	0.172
DL0402C	2965	860	0.290
DL0406C	2965	860	0.290
DL0409C	2965	860	0.290
DL1202C	3345	1190	0.356
DL1206C	3055	1040	0.340
DL1209C	2935	920	0.313
DS0207C	2965	800	0.270
DS0607C	2965	800	0.270
DS1007C	2965	800	0.270

図 3.2.4-75 層間変位と垂れ壁下の水平変位の関係

各通りで 1 階層間変位が最大となった時刻において、層間変位に対する垂れ壁のせん断変位の比率を図 3.2.4-76、図 3.2.4-77 に示す。この比率は上述の式より、実験値としての α であり、柱が直線であれば上表の α' に対応する。図より S 方向では 0.15～0.25、L 方向では 0.15～0.35 に分布していることが分かる。

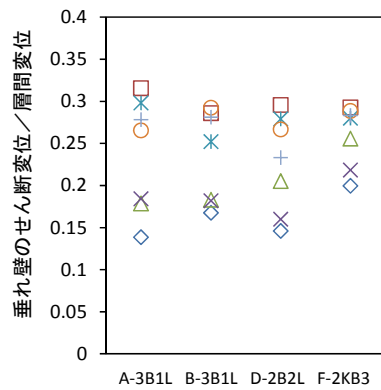


a) No.5

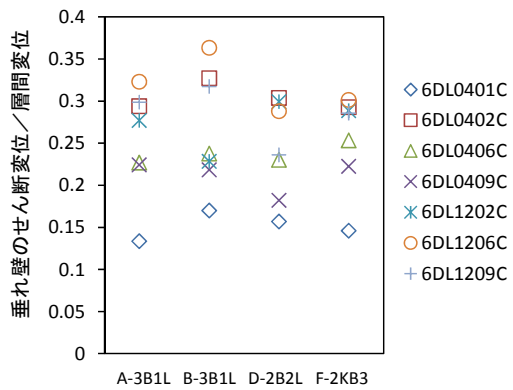


b) No.6

図 3.2.4-76 層間変位に対する垂れ壁のせん断変位の比率(S 方向)



a) No.5



b) No.6

図 3.2.4-77 層間変位に対する垂れ壁のせん断変位の比率(L 方向)

伝統的構法の場合、接合部は剛接あるいはピンとはなっていないため、実際の柱の曲げ変形は様々なパターンが考えられる。実験値の α と柱を直線と見なしたときの理論値の α' の大小関係は柱の曲げ変形のパターンによるものと考えられる(図 3.2.4-78)。

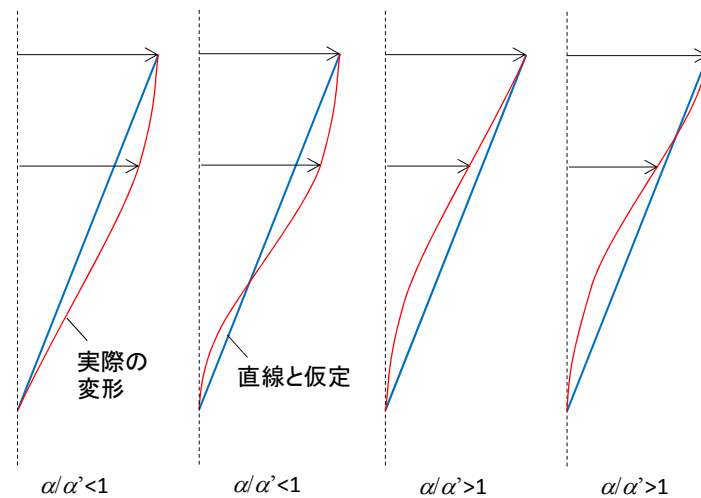
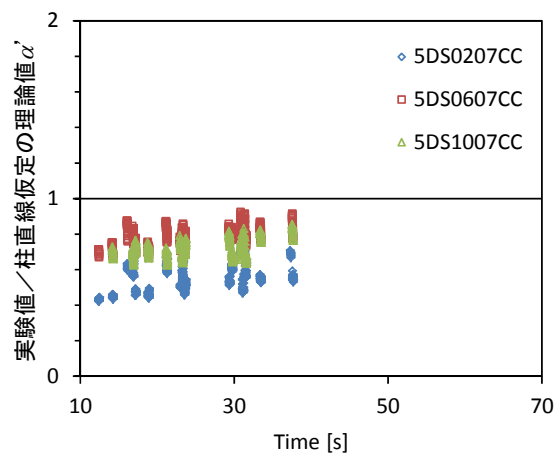
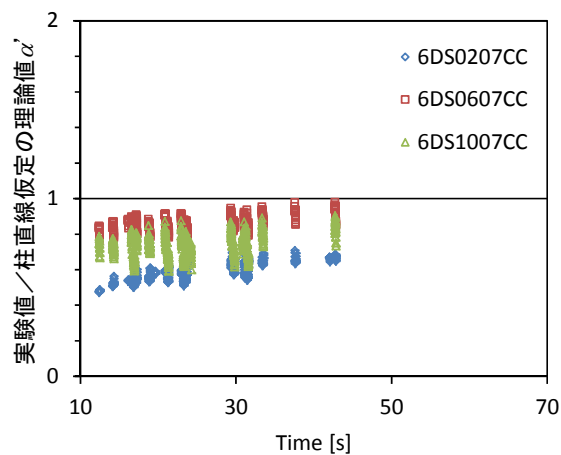


図 3.2.4-78 柱の曲げ変形と α / α'

柱を直線と仮定して得られる α' に対する S 方向加振における実験値 α の比率を図 3.2.4-79～図 3.2.4-83 に示す。なお、変位量が小さいところでは誤差が大きいため、各通りの層間変位が最大値の 1/2 以上の時刻のみプロットしている。通りによってやや違いがあるが、概ね 0.5～1 の範囲に分布している。

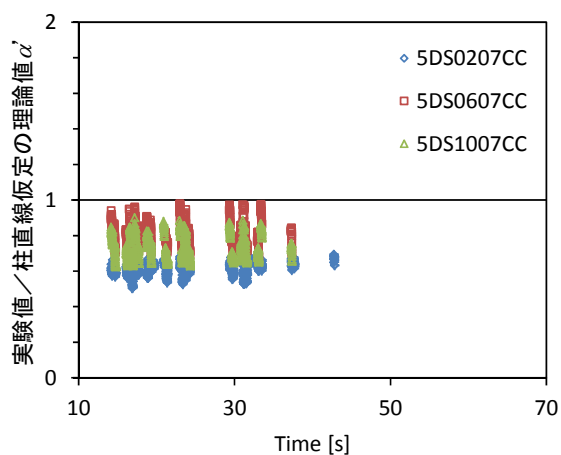


a) No.5

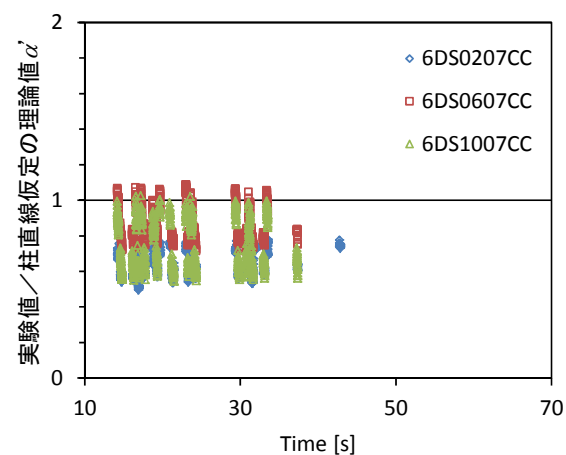


b) No.6

図 3.2.4-79 A-2B1S における実験値／柱直線仮定の α'

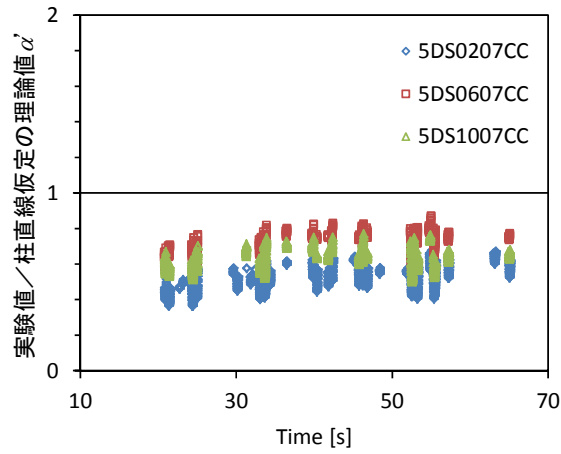


a) No.5

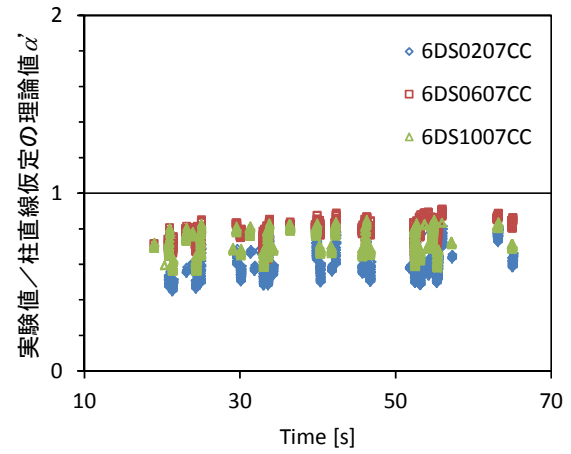


b) No.6

図 3.2.4-80 B-2B1S における実験値／柱直線仮定の α'

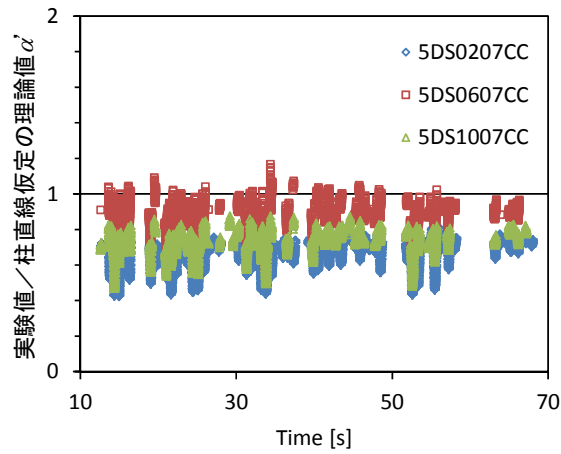


a) No.5

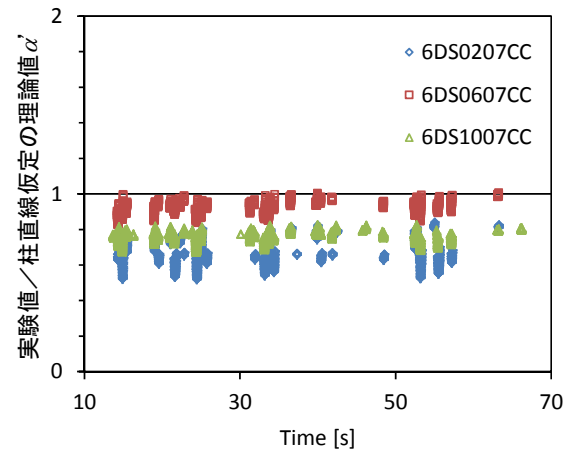


b) No.6

図 3.2.4-81 C-2B2S における実験値／柱直線仮定の α'

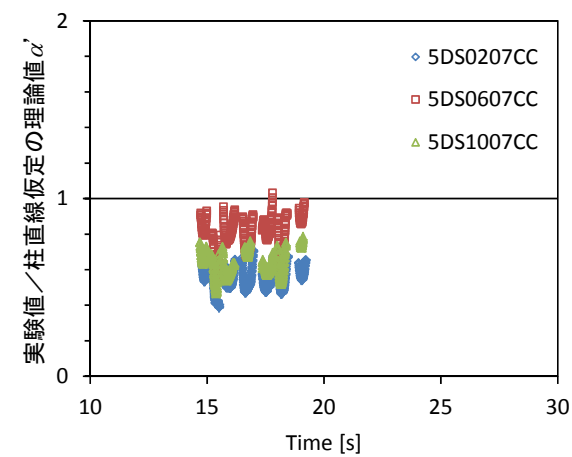


a) No.5

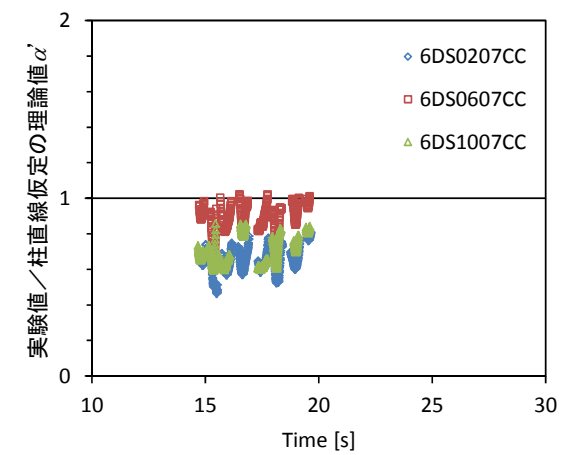


b) No.6

図 3.2.4-82 E-2B2S における実験値／柱直線仮定の α'



a) No.5



b) No.6

図 3.2.4-83 F-2KB3 における実験値／柱直線仮定の α'

同様に、柱を直線と仮定して得られる α' に対するL方向加振における実験値の比率を図3.2.4-84～図3.2.4-87に示す。変位量が小さいところでは誤差が大きいため、各通りの層間変位が最大値の1/2以上の時刻のみプロットしている。S方向と違い、バラつきが大きく、1を超える点も多数見受けられる。比較的値がまとまっているD-2B2L加振で見ると、概ね0.6～1.2に分布している。

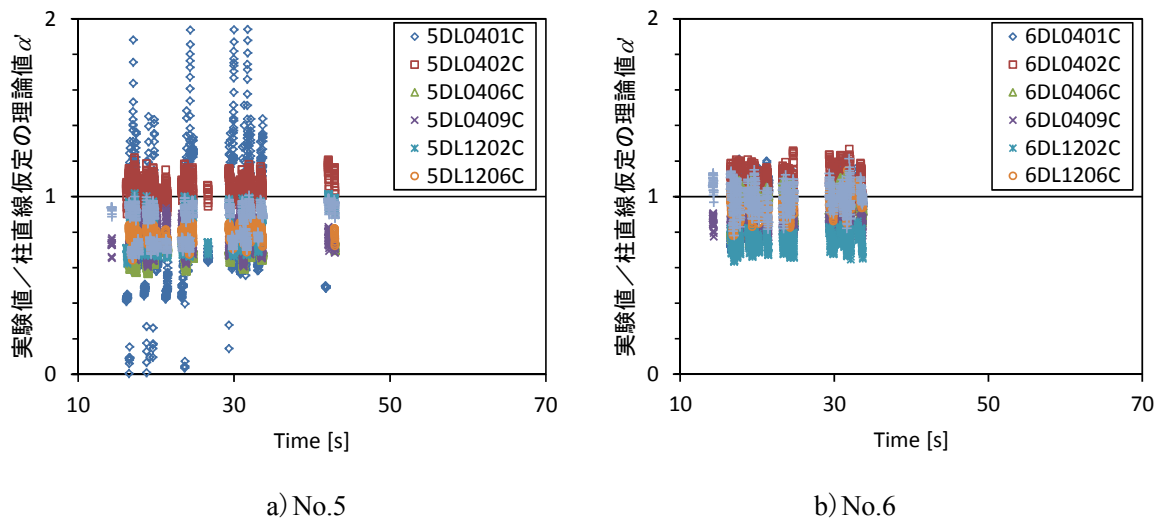


図 3.2.4-84 A-3B1L における実験値／柱直線仮定の α'

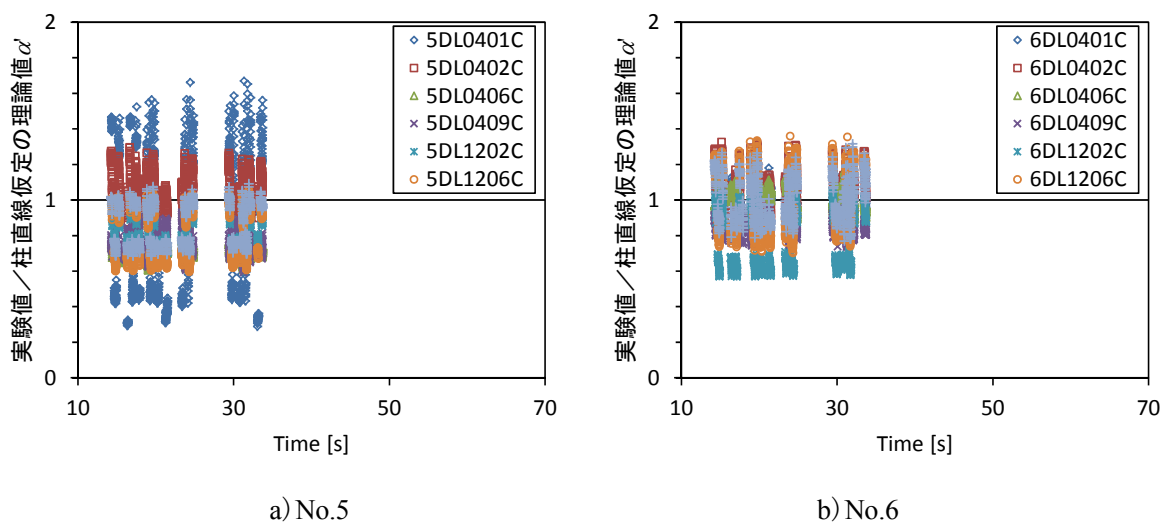
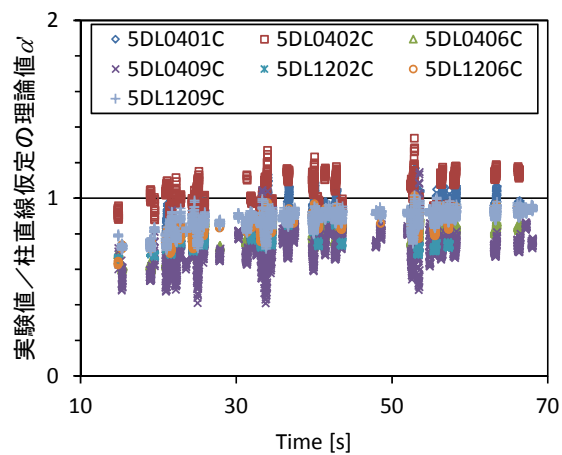
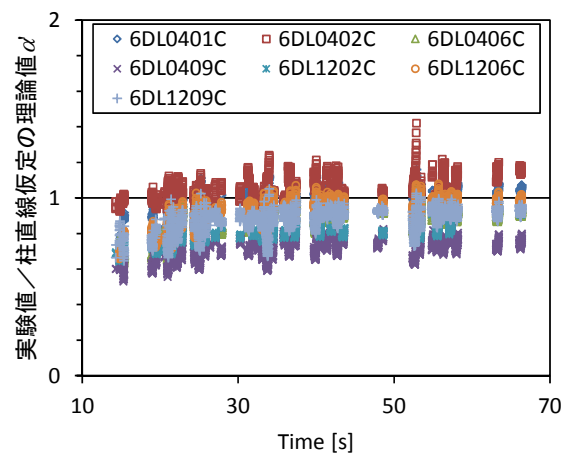


図 3.2.4-85 B-3B1L における実験値／柱直線仮定の α'

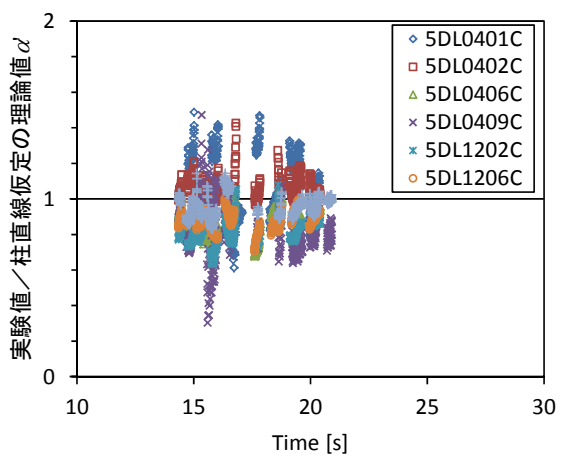


a) No.5

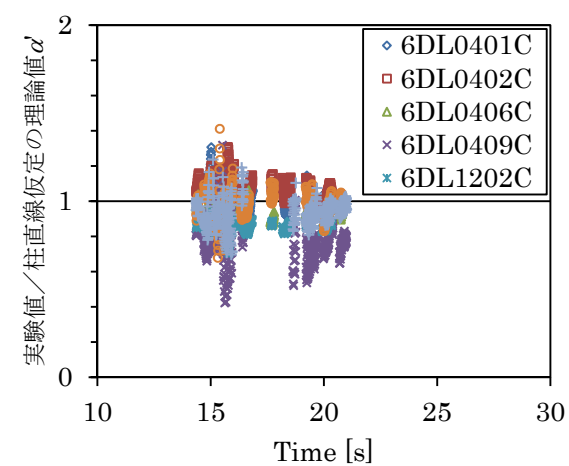


b) No.6

図 3.2.4-86 D-2B2L における実験値／柱直線仮定の α'



a) No.5



b) No.6

図 3.2.4-87 F-2KB3 における実験値／柱直線仮定の α'

(9) 柱脚の浮き上がり

伝統的木造建物の地震時挙動を議論する際、大きな問題の一つとなる 1 階柱脚の浮き上がりについて検証する。1 階柱脚に設置した変位計および画像変位計測の結果より、柱脚の浮き上がり挙動を確認した。試験体 No.5 の各加振における最大浮き上がり変位を表 3.2.4-20 に、試験体 No.6 を表 3.2.4-21 に示す。柱脚の浮き上がり計測は、試験体の外側の柱で計測し、試験体中央部分の柱では大きな浮き上がりが生じないとして計測を行わなかった。BCJ-L1 加振の結果は変位計、BCJ-L2 加振および JMA 神戸加振は画像変位計測から得られた値を用いている。表に示す最大浮き上がり変位を記録した時間は同じではない。BCJ-L2 加振以後の最大浮き上がり変位を図 3.2.4-88～図 3.2.4-95 に示す。

試験体 No.5 および No.6 共に、BCJ-L1 加振では、1 階柱脚の浮き上がり変位は最大でも 2.8mm と非常に小さい。BCJ-L2 加振では、試験体 No.5 で 39.9mm、試験体 No.6 で 35.2mm の最大浮き上がり変位を記録した。JMA 神戸加振では、試験体 No.5 で 85.0mm、試験体 No.6 で 82.0mm の最大浮き上がり変位であった。すべての加振に共通して、1 階柱脚の浮き上がり変位は試験体の最隅部分の柱で大きな値となる。今回の試験体は、この最隅部分の柱の直上に 2 階が無い柱軸力が小さいことが容易に想像できるため、これも浮き上がり量が大きくなった一因と考えられる。しかしながら、柱軸力が小さいにも関わらず希地震に相当する BCJ-L1 加振で非常に小さい浮き上がり変位であったことを考えると、希に発生する地震では柱脚の浮き上がりは大きな問題とならないことを示している。また、極希地震に相当する BCJ-L2 加振でも最大 40mm 程度の浮き上がり量であることから、極めて希に発生する地震動でも、1 階柱脚の柱ほぞを一般的な長ほぞ(ほぞ長さ 105mm 以上)とすれば、ほぞが完全に抜け落ちる事象は生じないことを示している。

次に、各加振において最大浮き上がり変位を計測した時間の各柱脚浮き上がり状況を確認する。1 通り、14 通りおよびい通り(試験体 No.5)、り通り(試験体 No.6)の柱脚浮き上がり時刻歴波形を図 3.2.4-96～図 3.2.4-199 示す。試験体 No.5 では、S 方向加振でい通り、L 方向加振では 1 通り全体が浮き上がり、最大浮き上がりとなっている。JMA 神戸加振では、1-り通りの柱のみが単独で浮き上がっていた。試験体 No.6 では、地長押で結合されていない 1 通りの浮き上がり変位が大きい、柱脚非固定であっても 14 通りにも大きな浮き上がりが見られる。また、JMA 神戸加振では、試験体 No.5 と違い、1-り通りの柱の近傍でも大きな浮き上がりが生じていることが確認できる。

表 3.2.4-20 最大浮き上がり変位(試験体 No.5)

14	JMA神戸	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	31.4	31.0	35.7	39.7	35.9
		ろ通	14.7	－	－	－	22.3
		へ通	32.8	－	－	－	5.7
		り通	85.0	0.0	0.0	0.0	14.4
12	BCJ-L2 S方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	39.9	36.5	28.6	32.3	18.8
		ろ通	13.4	－	－	－	7.8
		へ通	2.3	－	－	－	3.1
		り通	28.8	0.0	0.0	0.0	9.4
10	BCJ-L2 L方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	35.0	15.4	6.0	7.6	15.4
		ろ通	29.2	－	－	－	20.4
		へ通	20.0	－	－	－	11.8
		り通	25.0	0.0	0.0	0.0	21.0
8	BCJ-L2 S方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	30.5	28.7	21.3	27.4	21.1
		ろ通	9.3	－	－	－	9.4
		へ通	3.9	－	－	－	3.5
		り通	24.2	0.0	0.0	0.0	13.0
6	BCJ-L1 L方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	1.2	0.2	0.2	0.2	0.3
		ろ通	1.1	－	－	－	0.8
		へ通	0.6	－	－	－	0.6
		り通	0.5	0.0	0.2	0.4	1.1
5	BCJ-L1 S方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	2.7	1.0	0.5	0.6	2.8
		ろ通	0.2	－	－	－	0.2
		へ通	0.1	－	－	－	0.1
		り通	1.1	0.3	0.5	0.8	1.6
3	BCJ-L1 L方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	1.1	0.1	0.3	0.0	0.2
		ろ通	1.2	－	－	－	0.7
		へ通	0.4	－	－	－	0.5
		り通	0.3	-0.2	0.2	0.4	0.9
2	BCJ-L1 S方向	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
		い通	2.4	0.9	0.4	0.5	2.3
		ろ通	0.3	－	－	－	0.2
		へ通	0.1	－	－	－	0.1
		り通	1.2	0.1	0.6	0.8	1.7

No.5 JMA神戸 3方向加振 柱脚最大浮上

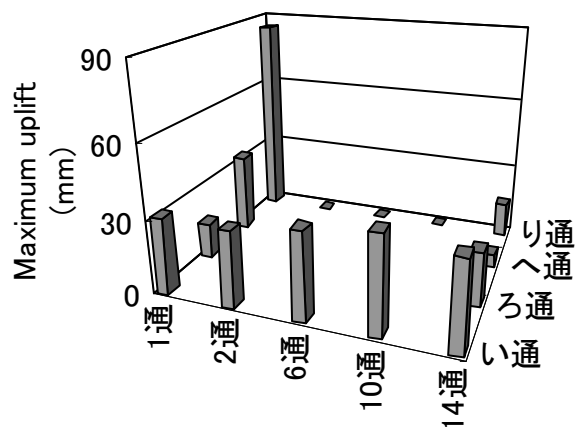


図 3.2.4-88 JMA 神戸 3 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.5)

No.5 BCJ-L2 S方向加振 柱脚最大浮上

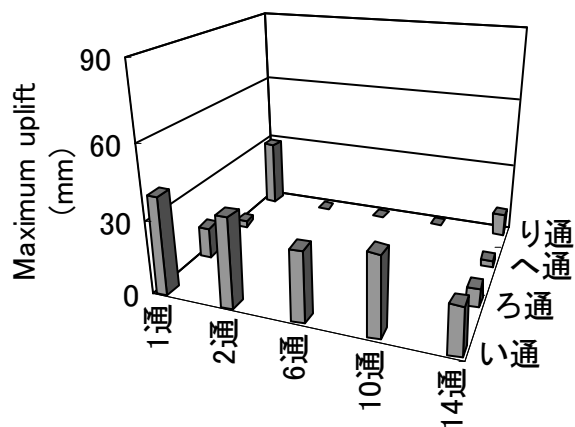


図 3.2.4-89 BCJ-L2 S 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.5)

No.5 BCJ-L2 L方向加振 柱脚最大浮上

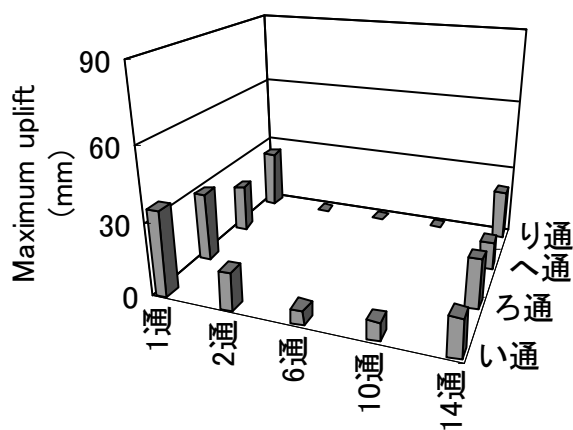


図 3.2.4-90 BCJ-L2 L 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.5)

No.5 BCJ-L2 S方向加振 柱脚最大浮上

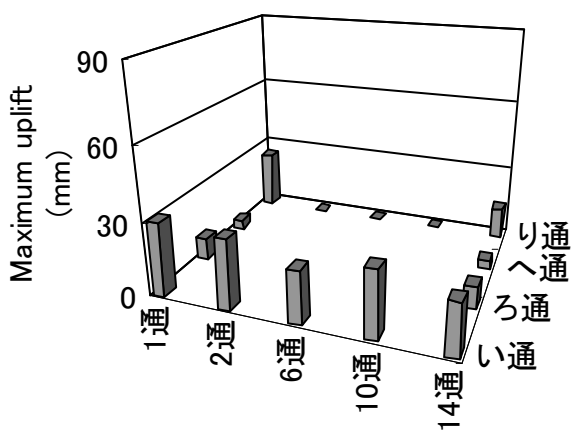


図 3.2.4-91 BCJ-L2 S 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.5)

表 3.2.4-21 最大浮き上がり変位(試験体 No.6)

14	JMA神戸	柱脚 非固定	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	42.1	0.0	0.0	0.0	37.5
			ろ通	0.0	－	－	－	19.6
			へ通	33.6	－	－	－	7.7
			り通	82.0	81.3	54.0	32.4	14.8
12	BCJ-L2 S方向	柱脚 固定	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	23.7	0.0	0.0	0.0	4.1
			ろ通	0.0	－	－	－	1.9
			へ通	3.1	－	－	－	1.4
			り通	15.2	11.2	8.6	5.7	5.6
10	BCJ-L2 L方向	柱脚 非固定	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	34.2	0.0	0.0	0.0	9.1
			ろ通	0.0	－	－	－	9.3
			へ通	18.7	－	－	－	13.1
			り通	25.3	7.1	6.8	7.5	26.4
8	BCJ-L2 S方向		(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	35.2	0.0	0.0	0.0	19.6
			ろ通	0.0	－	－	－	7.8
			へ通	4.4	－	－	－	3.4
			り通	28.4	28.3	27.9	17.8	9.9
6	BCJ-L1 L方向		(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	1.1	0.5	0.3	0.1	0.0
			ろ通	1.5	－	－	－	1.2
			へ通	0.8	－	－	－	0.7
			り通	0.6	0.1	0.2	0.1	0.0
5	BCJ-L1 S方向		(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	1.9	0.4	0.3	0.3	0.2
			ろ通	0.2	－	－	－	0.2
			へ通	0.2	－	－	－	0.1
			り通	1.5	0.8	0.6	0.3	0.2
3	BCJ-L1 L方向	柱脚 固定	(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	0.5	0.1	0.0	0.0	0.0
			ろ通	1.0	－	－	－	0.0
			へ通	0.7	－	－	－	0.0
			り通	0.5	0.1	0.0	0.0	0.1
2	BCJ-L1 S方向		(mm)	1通	2通	6通	10通	14通
			い通	1.4	0.1	0.0	0.1	0.1
			ろ通	0.2	－	－	－	0.0
			へ通	0.2	－	－	－	0.0
			り通	1.3	0.4	0.0	0.0	0.2

No.6 JMA神戸 3方向加振 柱脚最大浮上

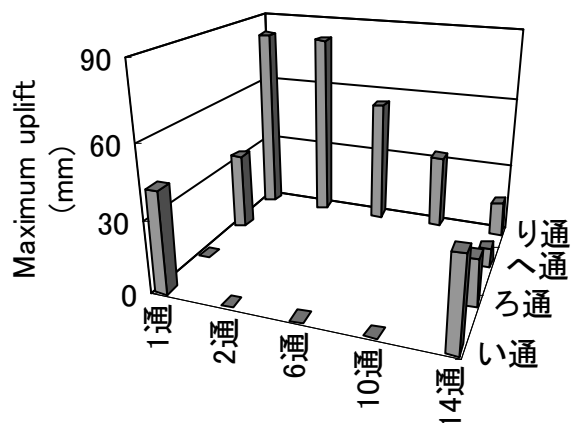


図 3.2.4-92 JMA 神戸 3 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.6)

No.6 BCJ-L2 S方向加振(柱脚固定) 柱脚最大浮上

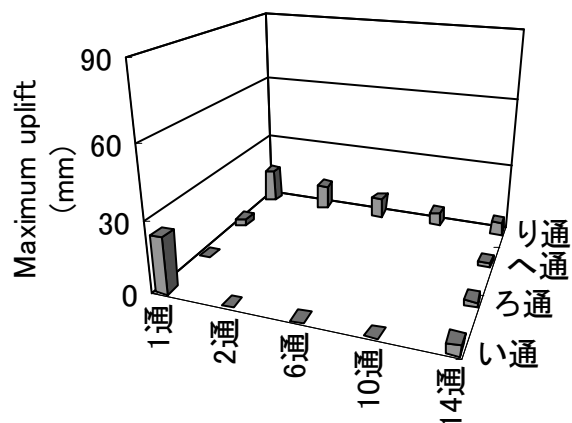


図 3.2.4-93 BCJ-L2 S 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.6)

No.6 BCJ-L2 L方向加振 柱脚最大浮上

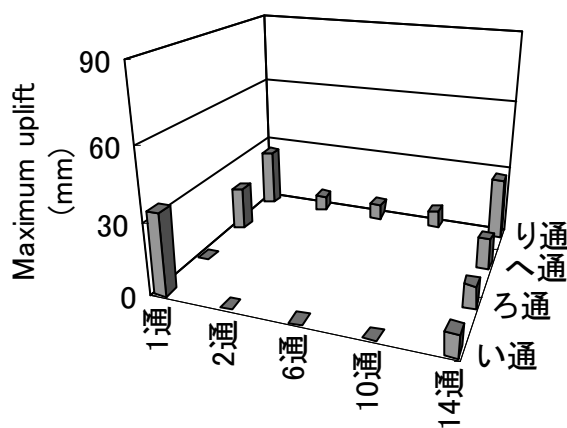


図 3.2.4-94 BCJ-L2 L 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.6)

No.6 BCJ-L2 S方向加振 柱脚最大浮上

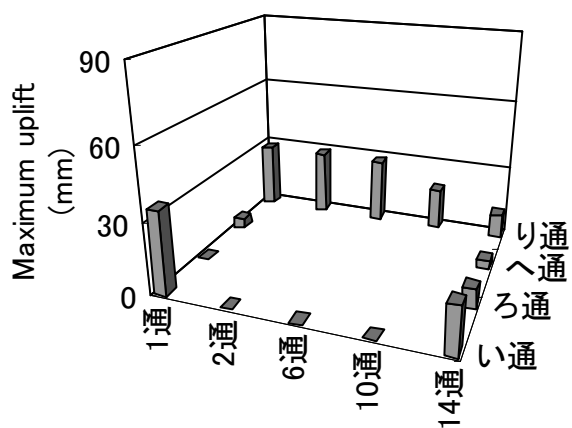


図 3.2.4-95 BCJ-L2 S 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.6)

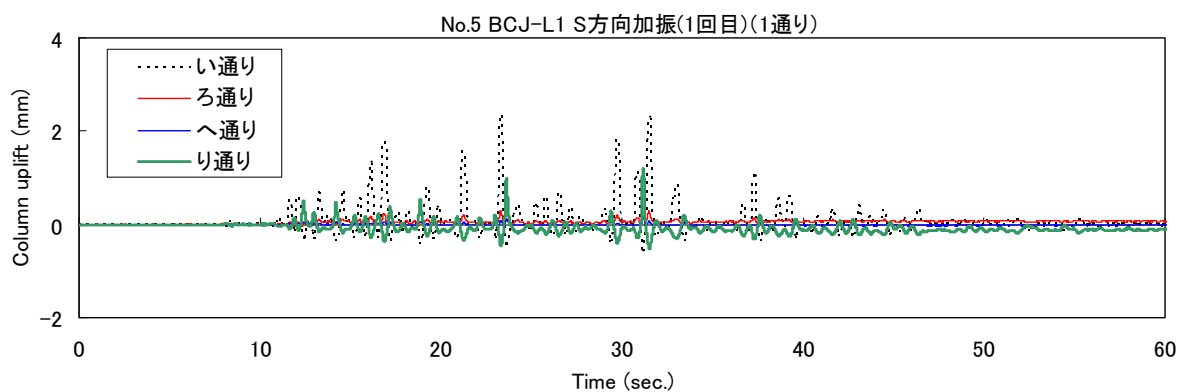


図 3.2.4-96 BCJ-L1 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

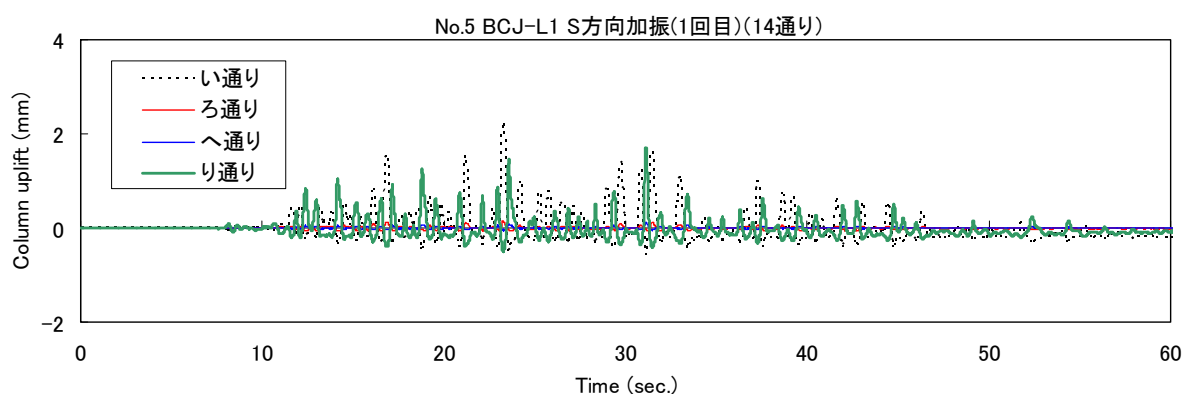


図 3.2.4-97 BCJ-L1 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

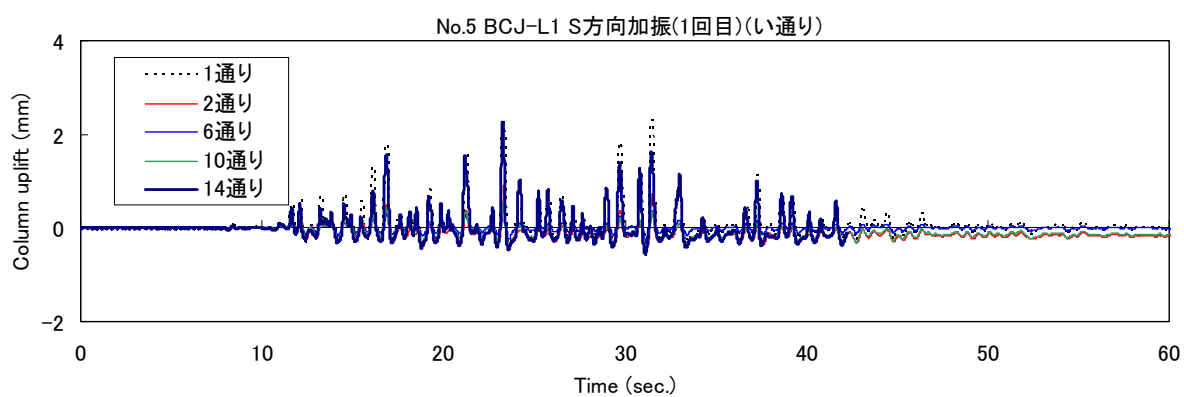


図 3.2.4-98 BCJ-L1 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

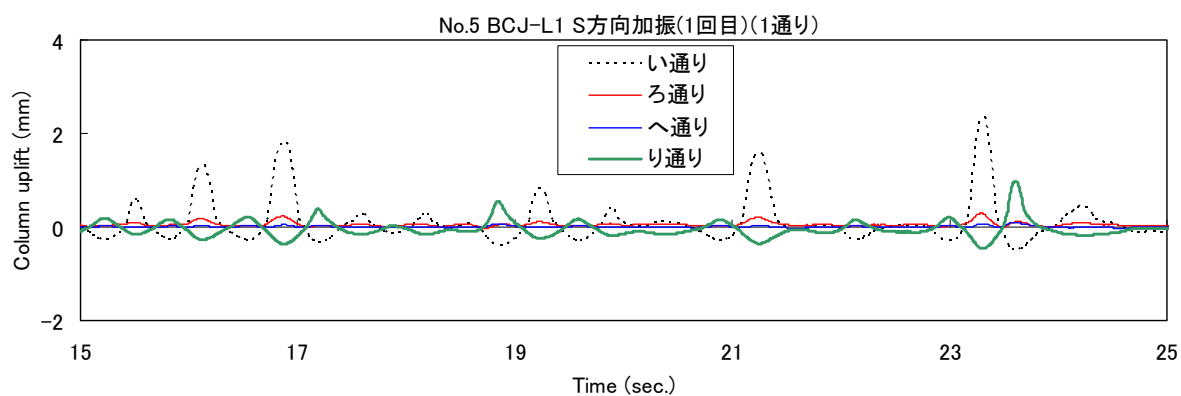


図 3.2.4-99 BCJ-L1 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

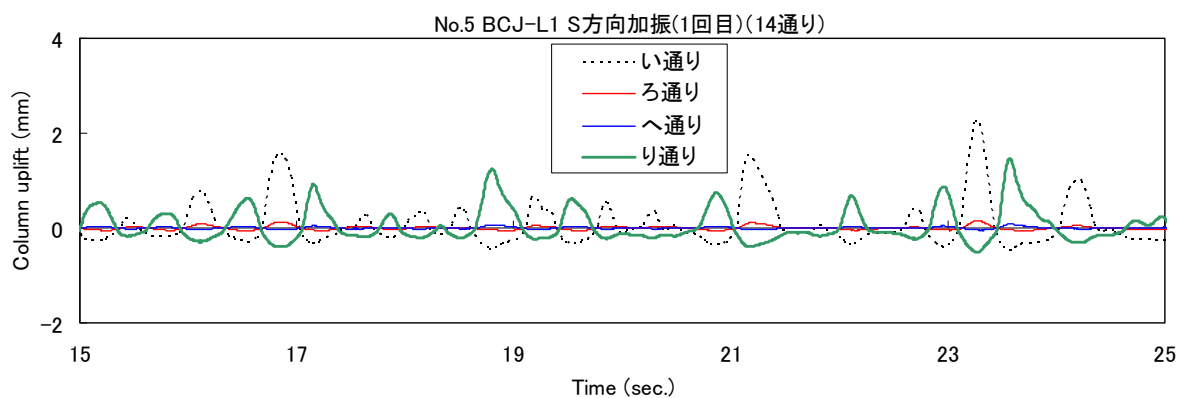


図 3.2.4-100 BCJ-L1 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

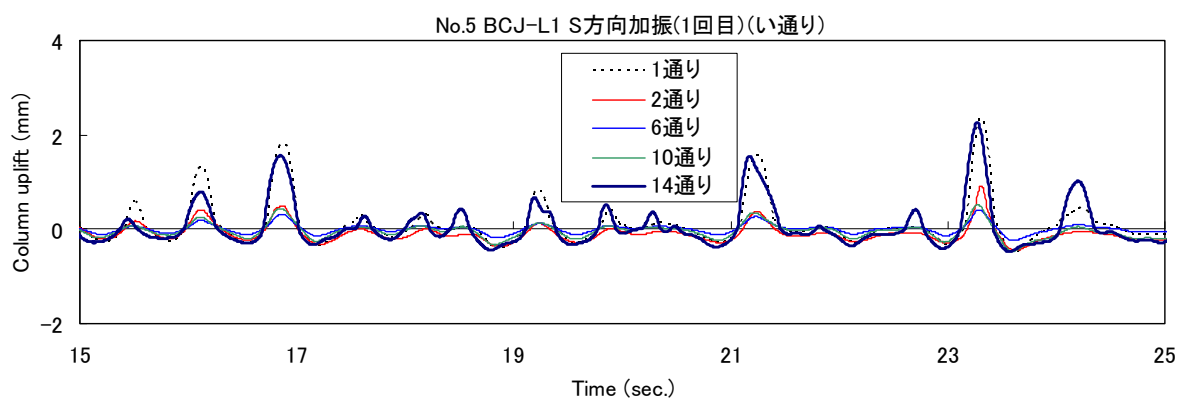


図 3.2.4-101 BCJ-L1 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

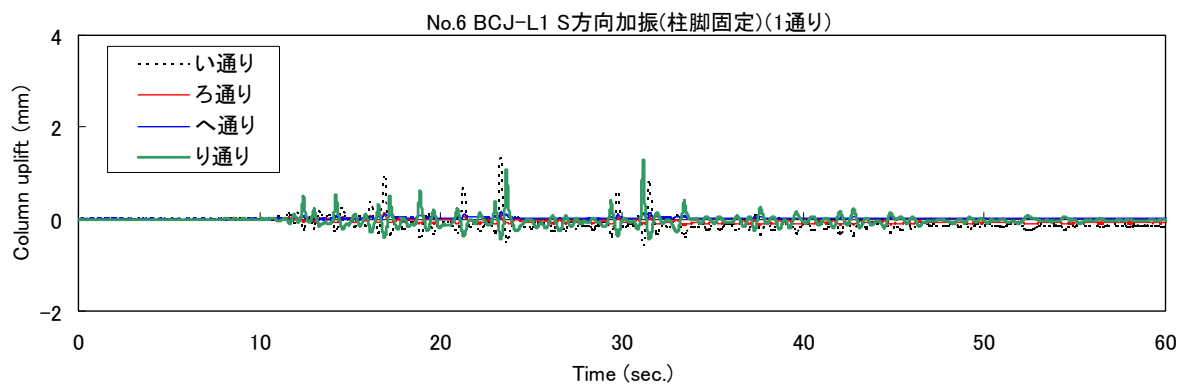


図 3.2.4-102 BCJ-L1 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

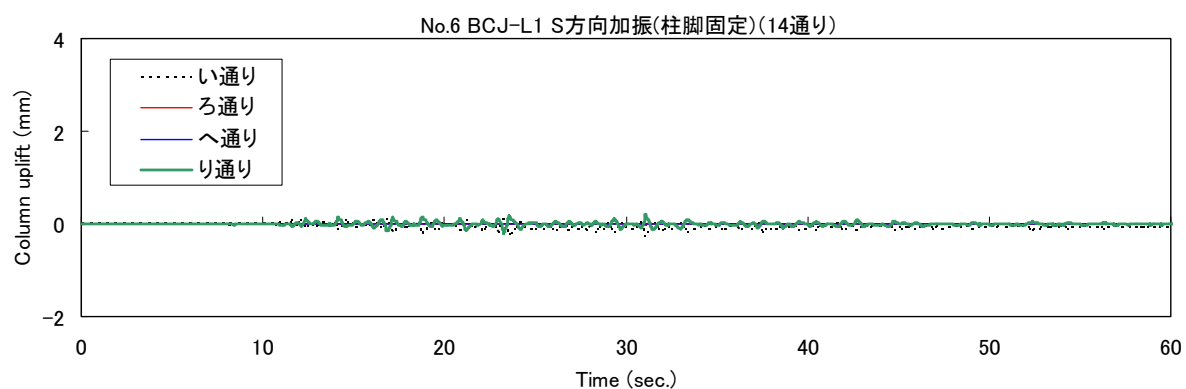


図 3.2.4-103 BCJ-L1 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

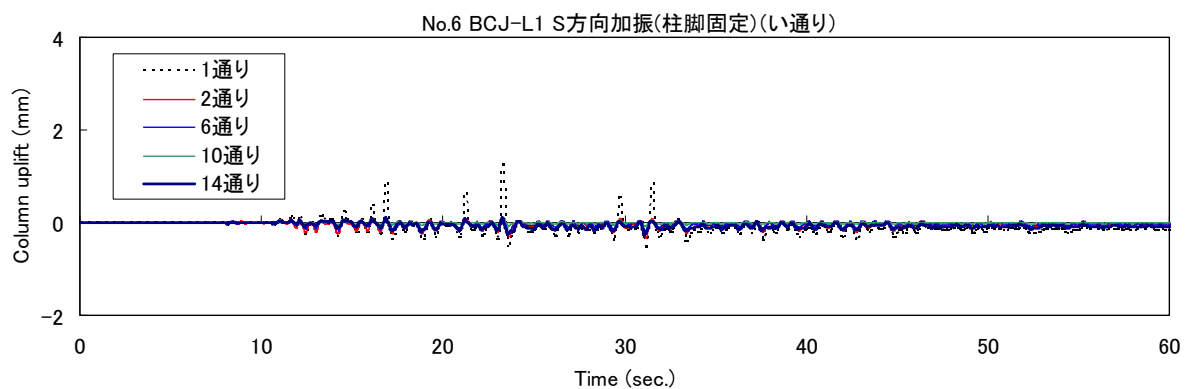


図 3.2.4-104 BCJ-L1 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

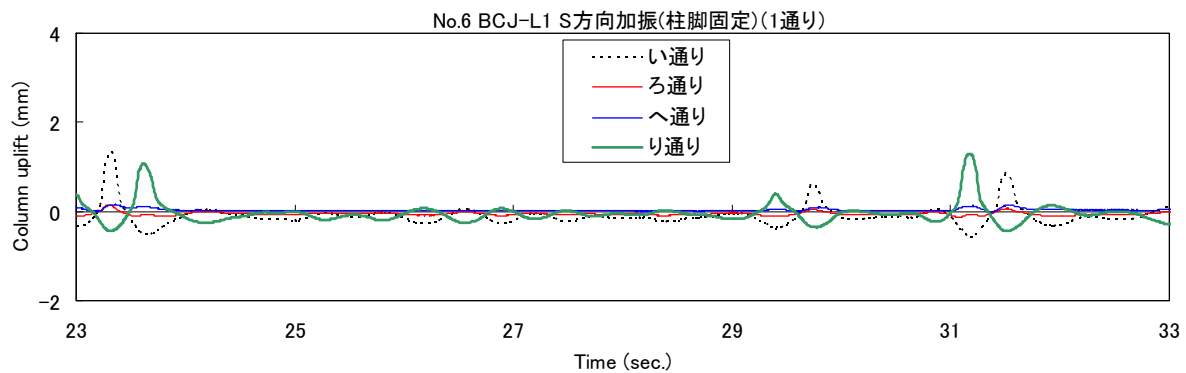


図 3.2.4-105 BCJ-L1 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

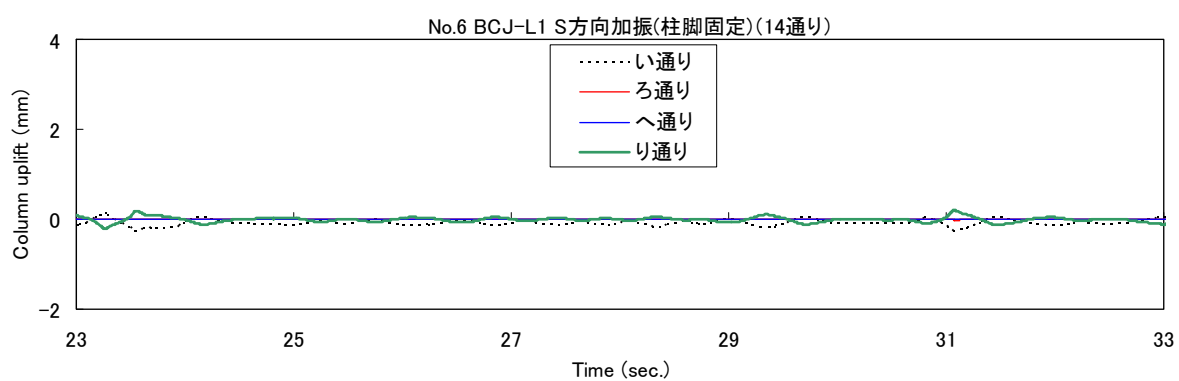


図 3.2.4-106 BCJ-L1 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

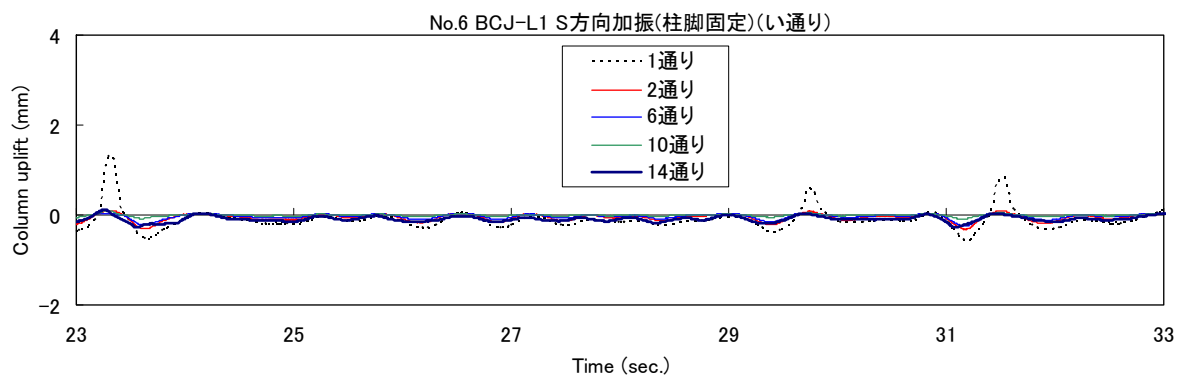


図 3.2.4-107 BCJ-L1 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

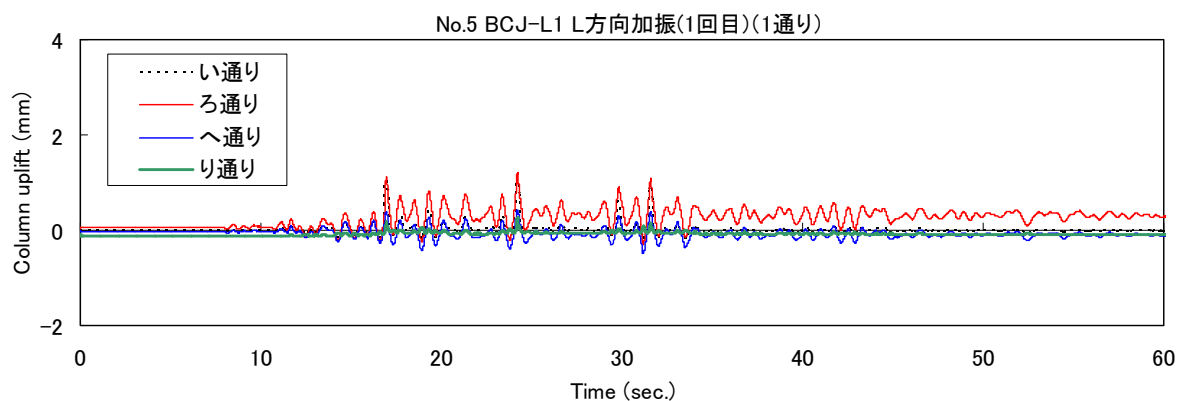


図 3.2.4-108 BCJ-L1 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

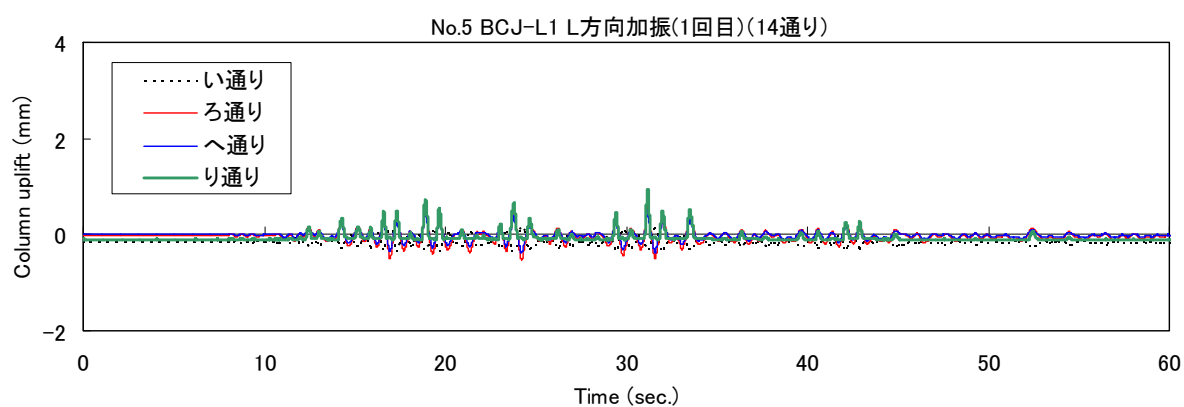


図 3.2.4-109 BCJ-L1 L 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

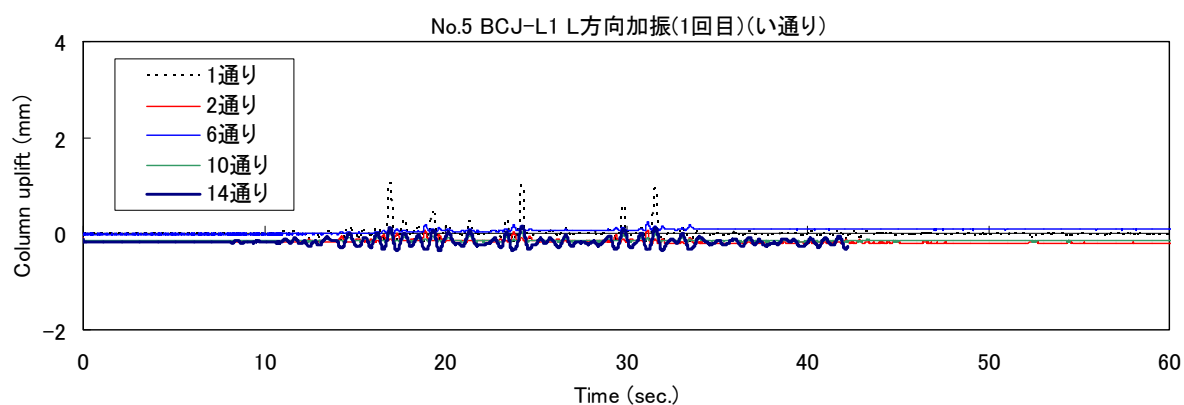


図 3.2.4-110 BCJ-L1 L 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

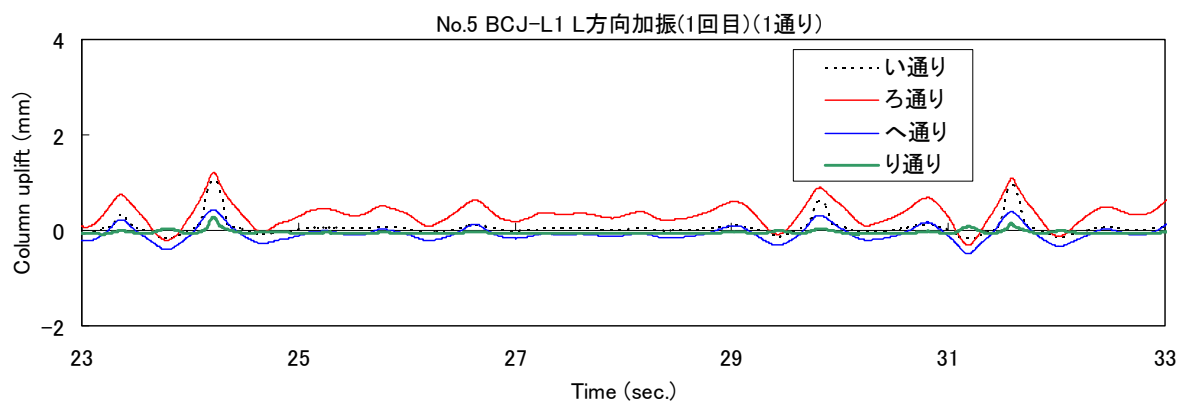


図 3.2.4-111 BCJ-L1 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

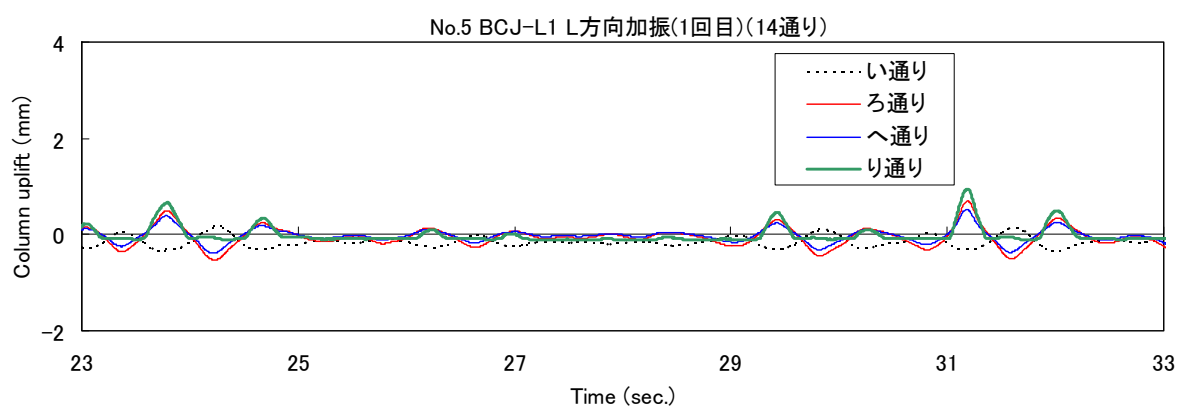


図 3.2.4-112 BCJ-L1 L 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

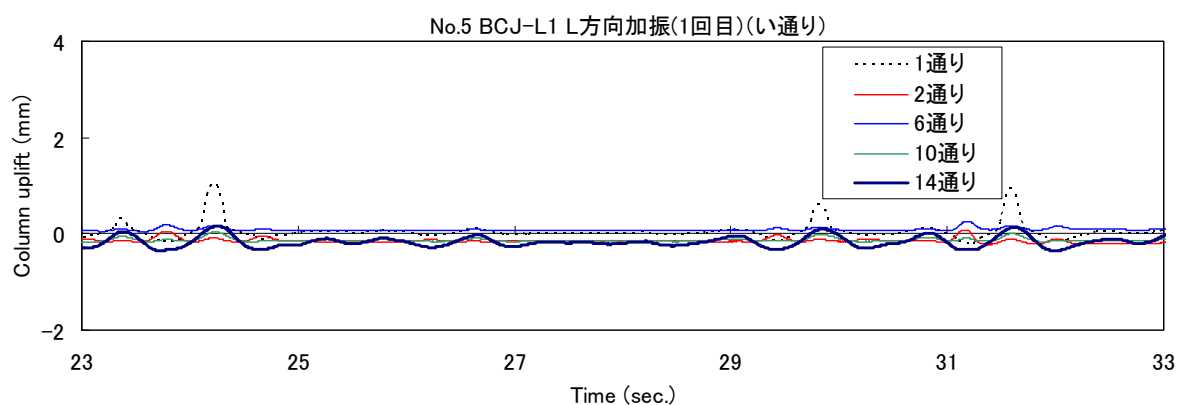


図 3.2.4-113 BCJ-L1 L 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

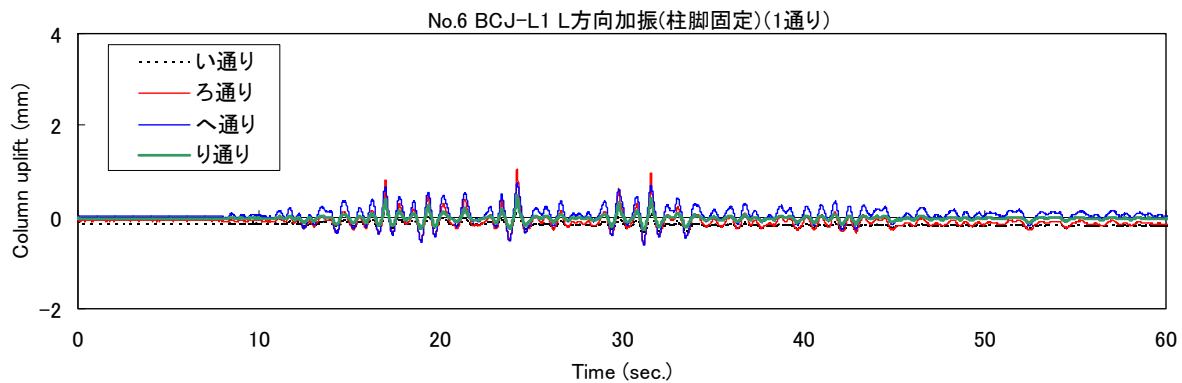


図 3.2.4-114 BCJ-L1 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

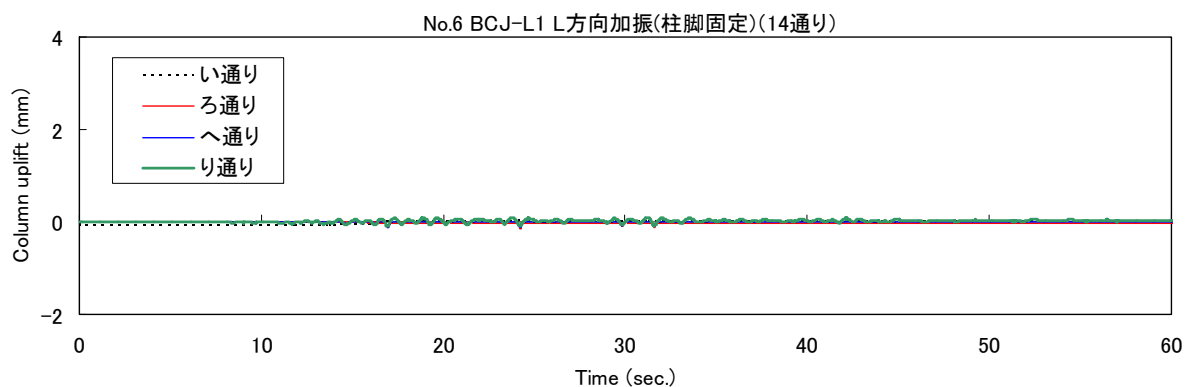


図 3.2.4-115 BCJ-L1 L 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

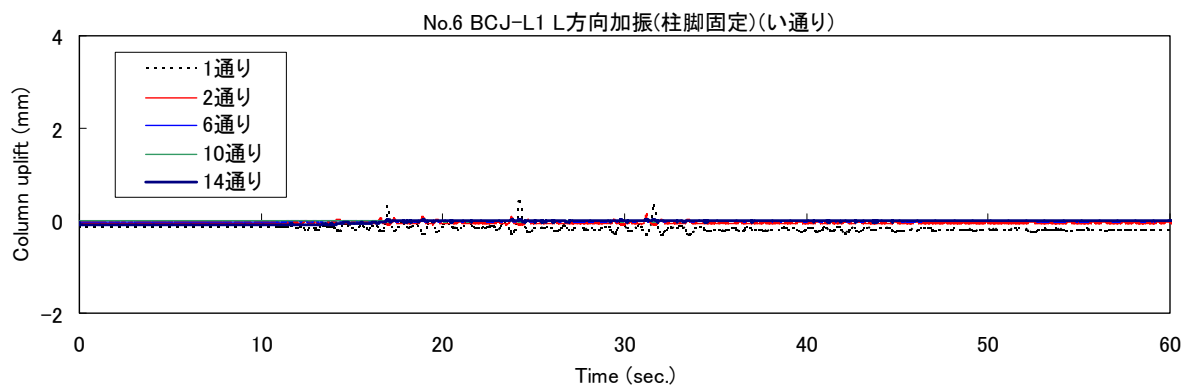


図 3.2.4-116 BCJ-L1 L 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

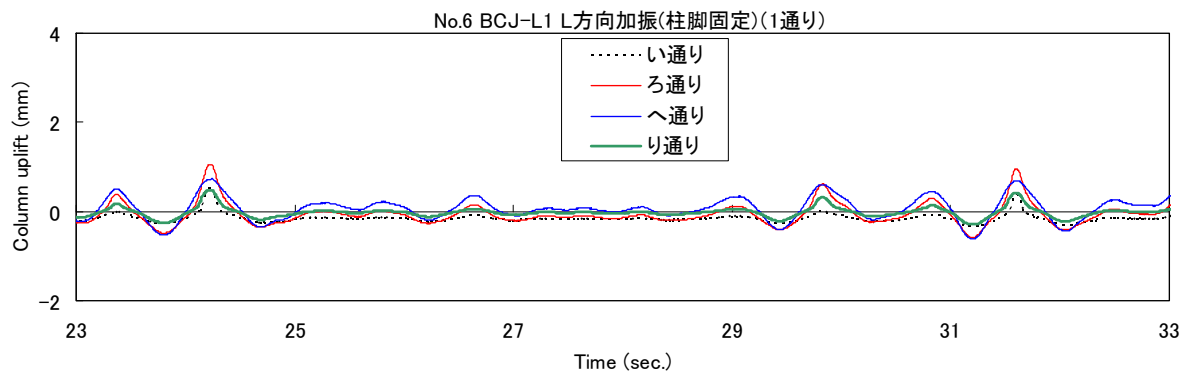


図 3.2.4-117 BCJ-L1 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

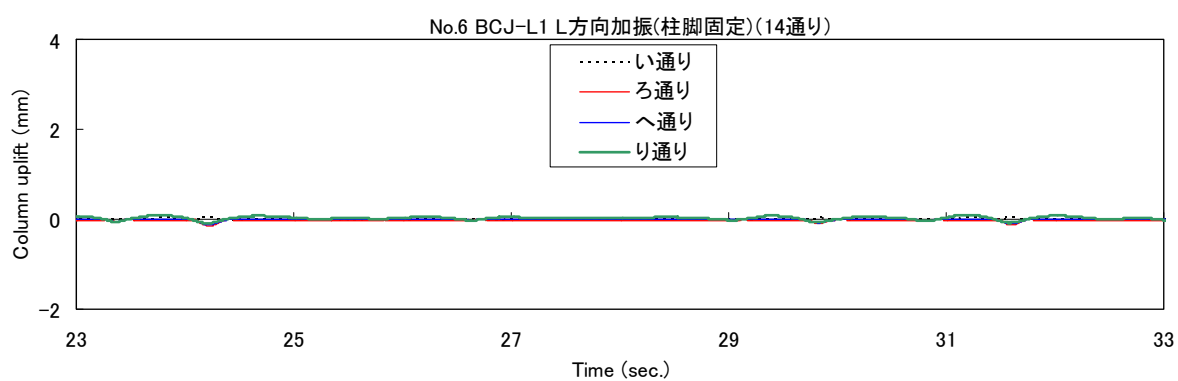


図 3.2.4-118 BCJ-L1 L 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

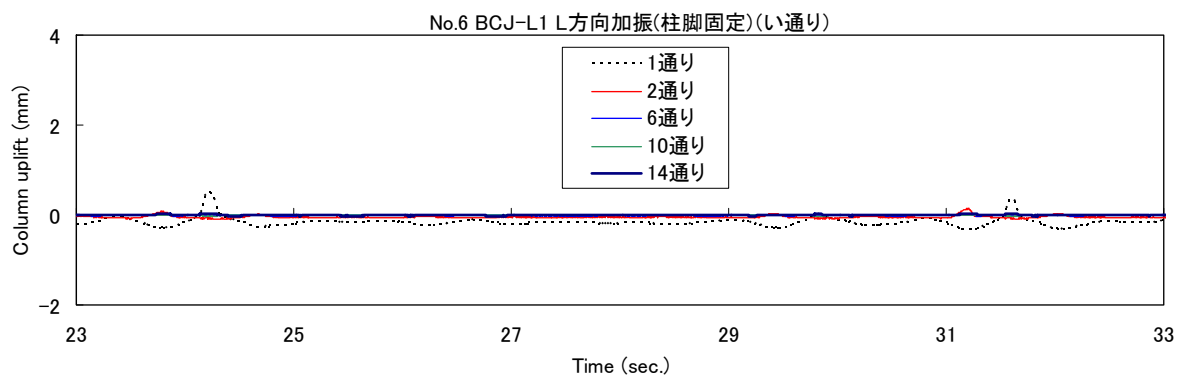


図 3.2.4-119 BCJ-L1 L 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

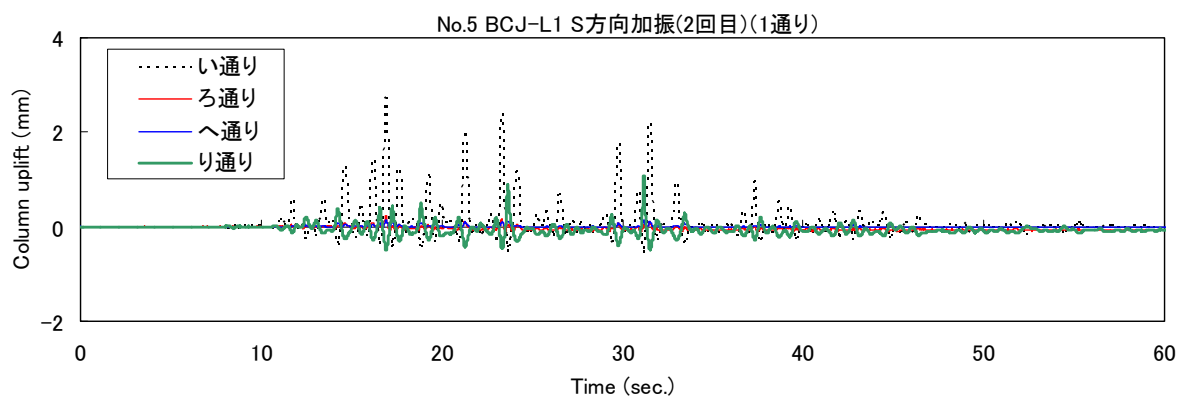


図 3.2.4-120 BCJ-L1 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

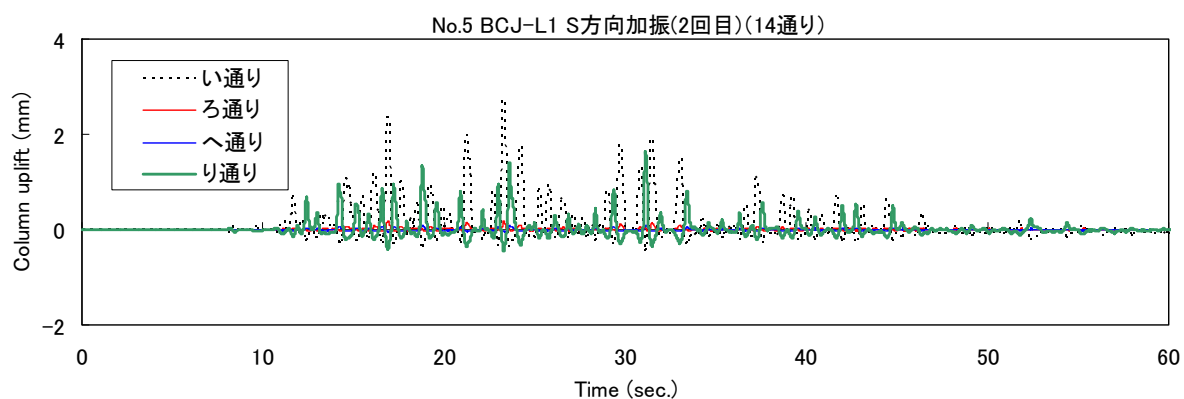


図 3.2.4-121 BCJ-L1 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

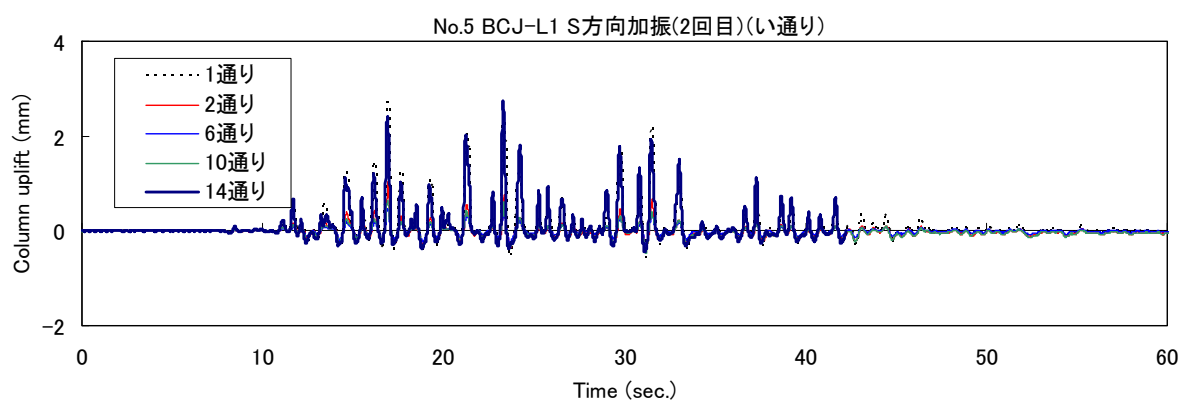


図 3.2.4-122 BCJ-L1 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

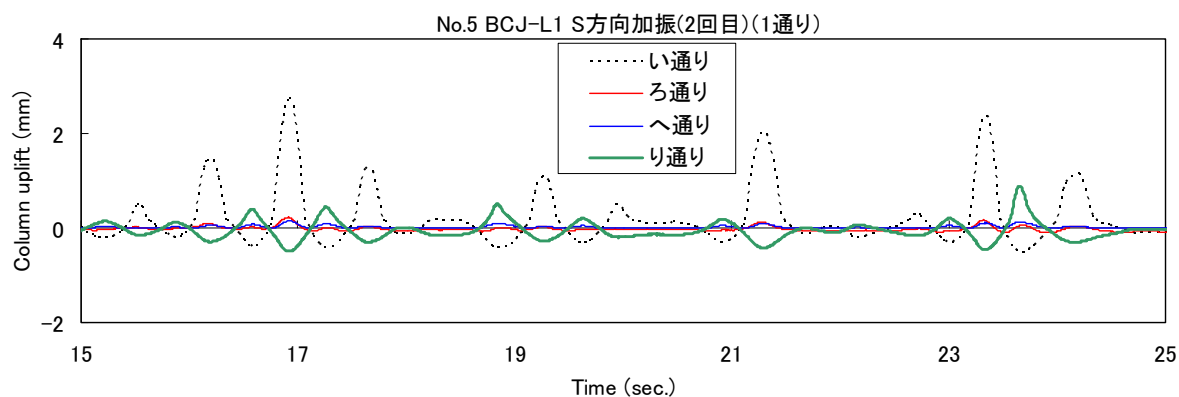


図 3.2.4-123 BCJ-L1 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

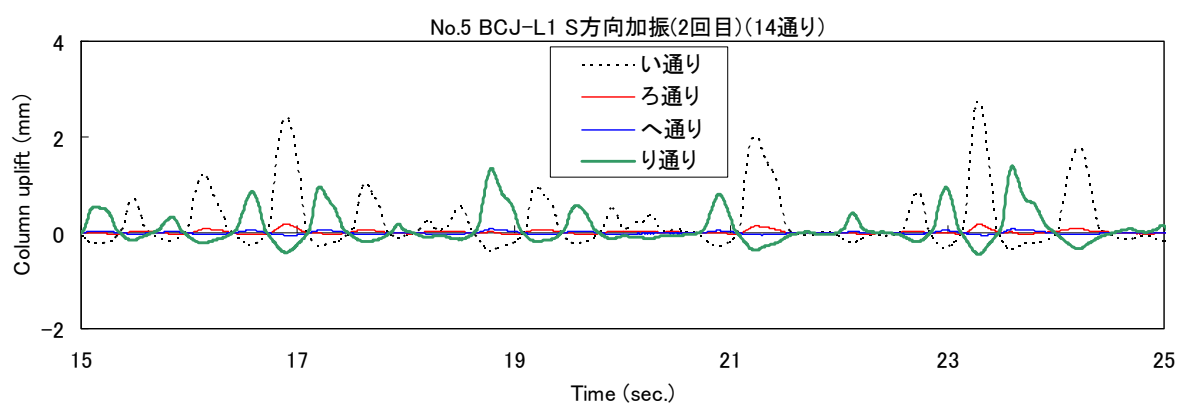


図 3.2.4-124 BCJ-L1 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

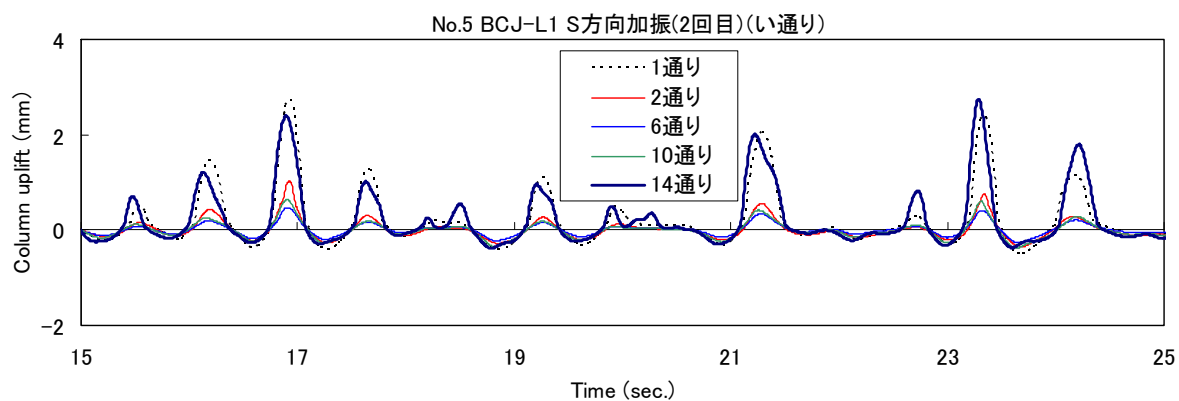


図 3.2.4-125 BCJ-L1 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

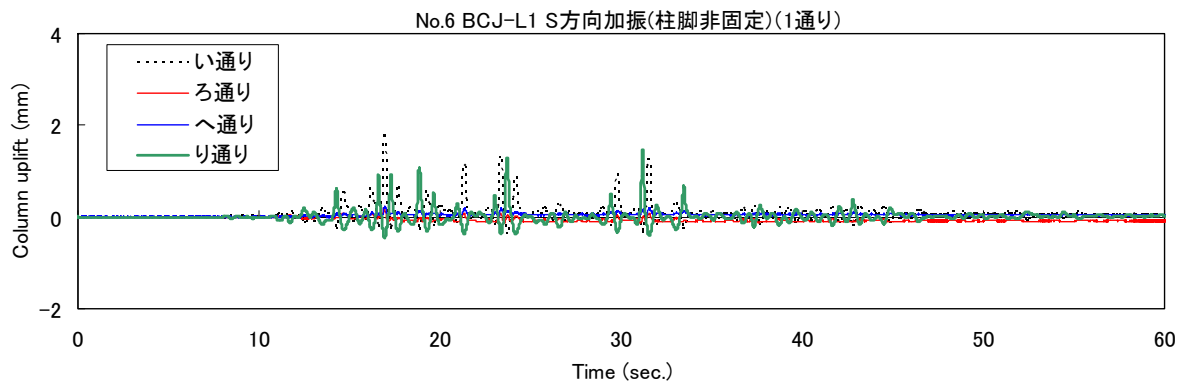


図 3.2.4-126 BCJ-L1 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

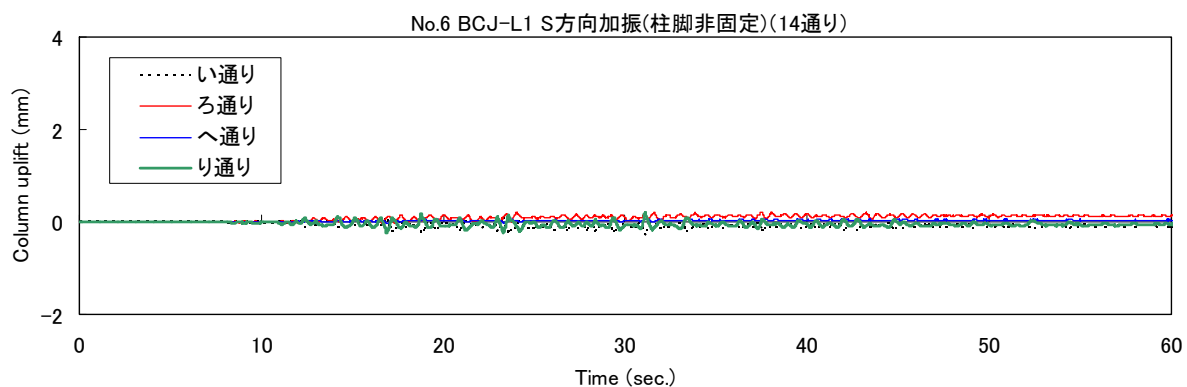


図 3.2.4-127 BCJ-L1 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

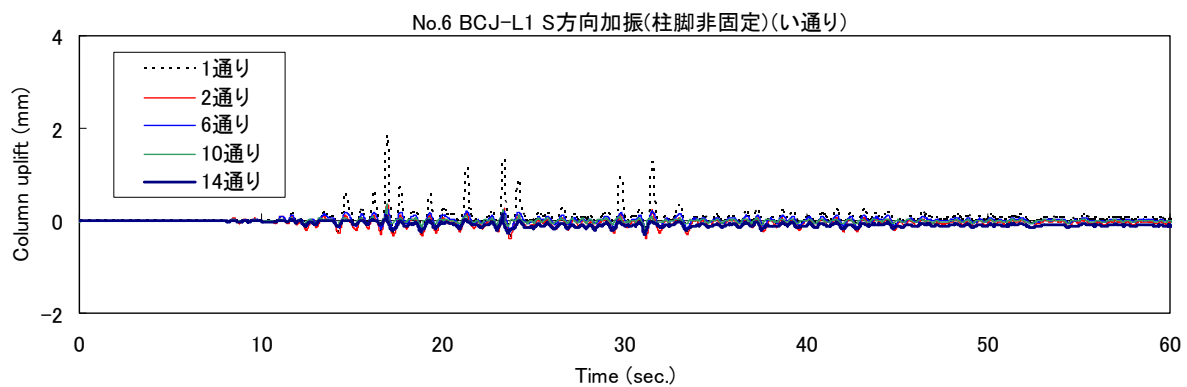


図 3.2.4-128 BCJ-L1 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

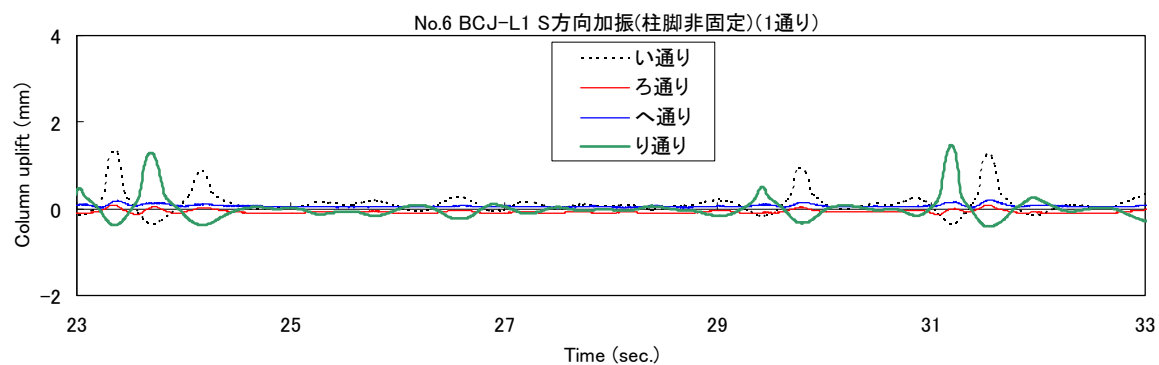


図 3.2.4-129 BCJ-L1 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

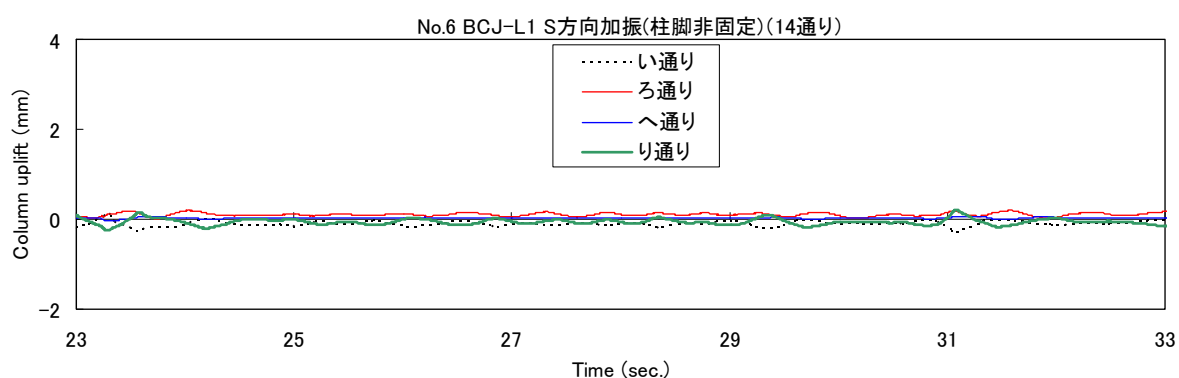


図 3.2.4-130 BCJ-L1 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

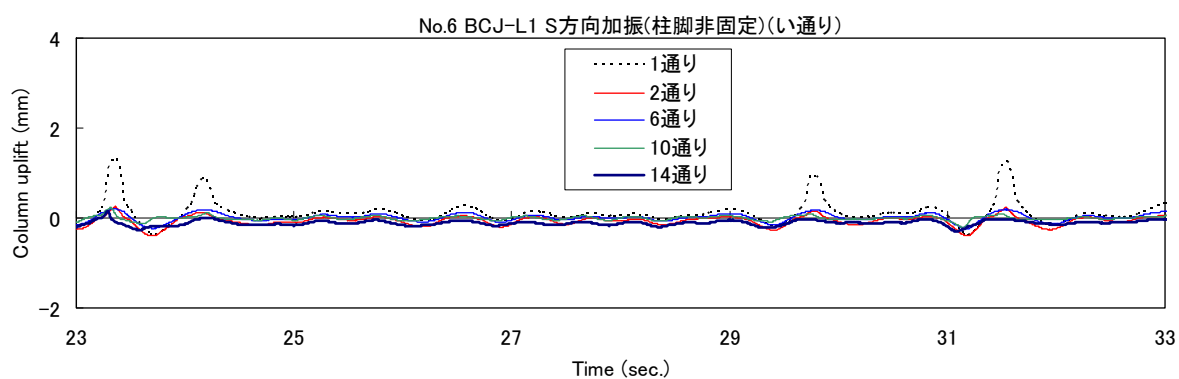


図 3.2.4-131 BCJ-L1 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

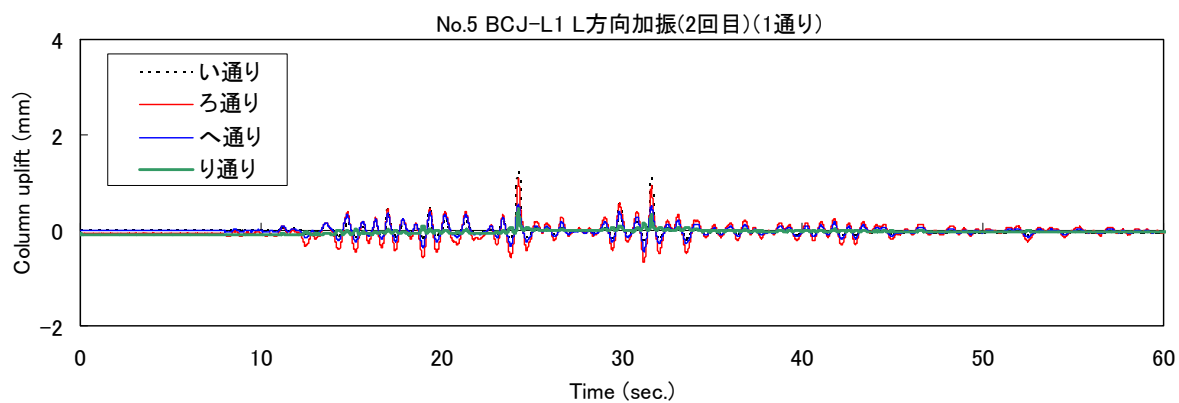


図 3.2.4-132 BCJ-L1 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

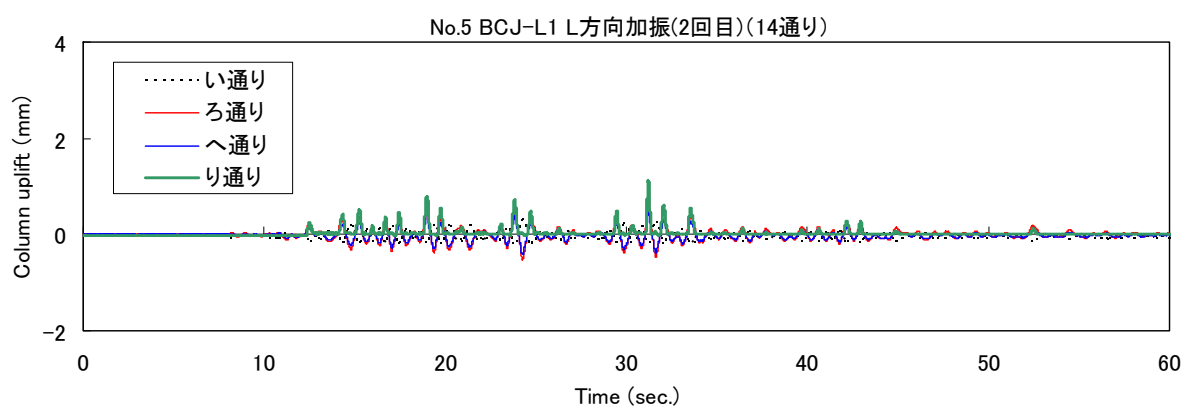


図 3.2.4-133 BCJ-L1 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

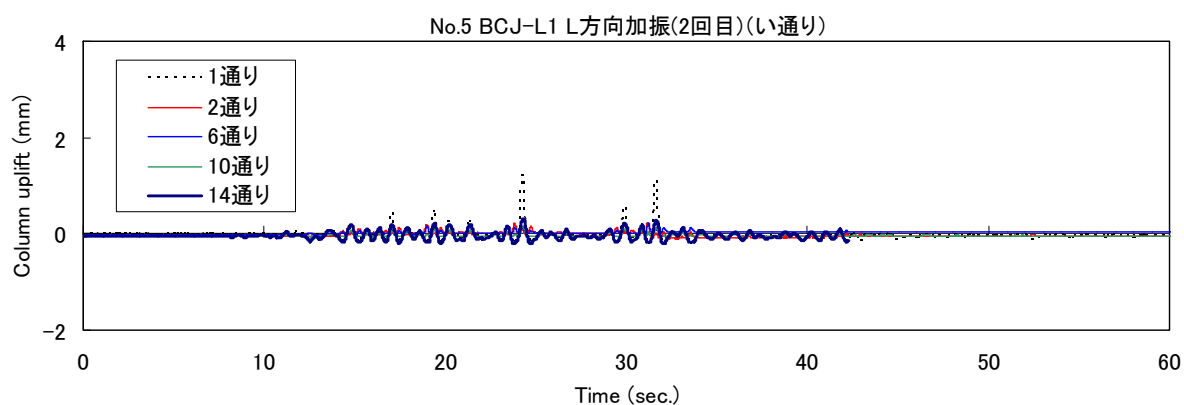


図 3.2.4-134 BCJ-L1 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

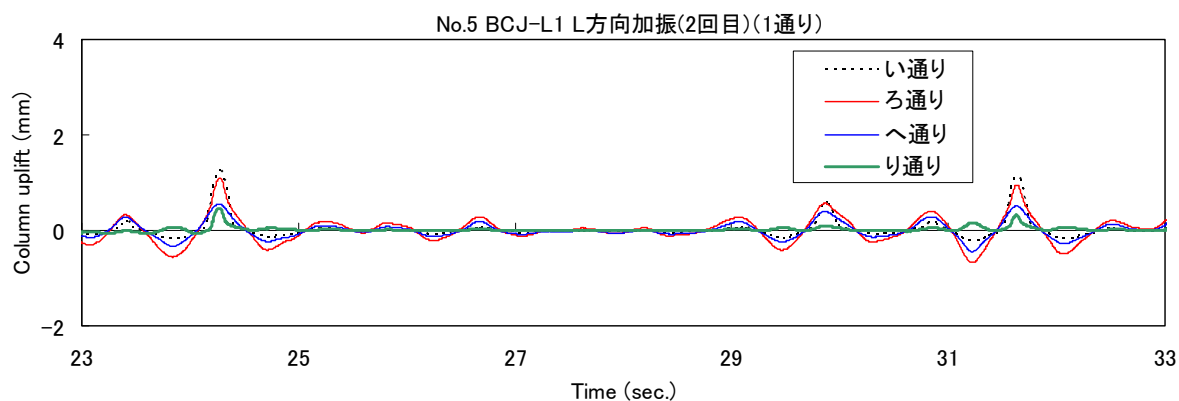


図 3.2.4-135 BCJ-L1 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

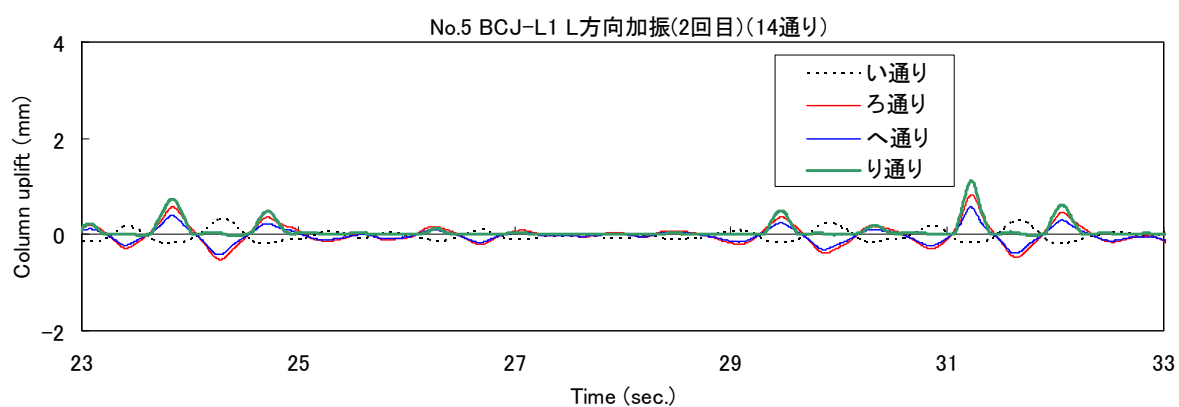


図 3.2.4-136 BCJ-L1 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

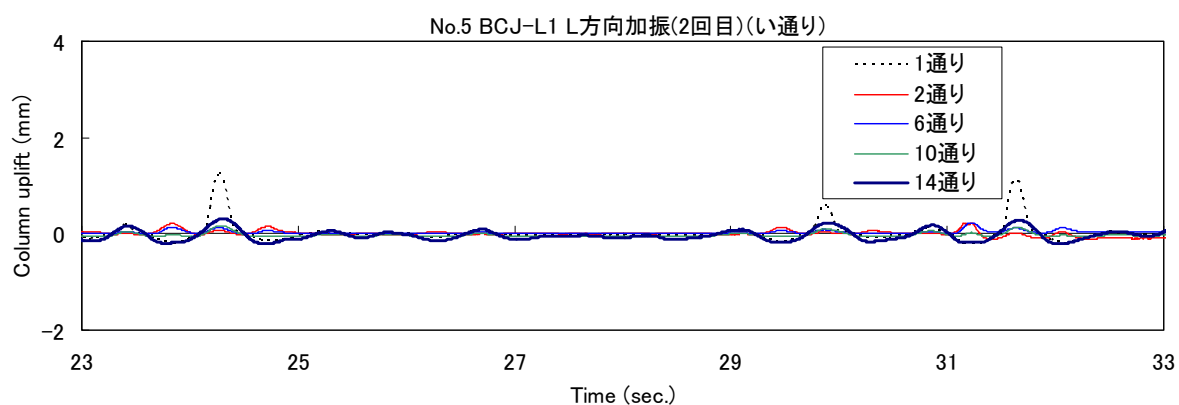


図 3.2.4-137 BCJ-L1 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

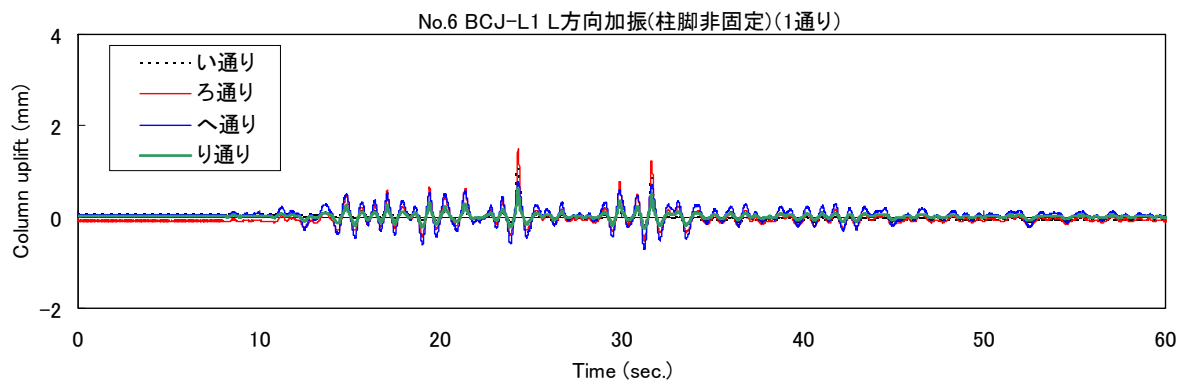


図 3.2.4-138 BCJ-L1 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

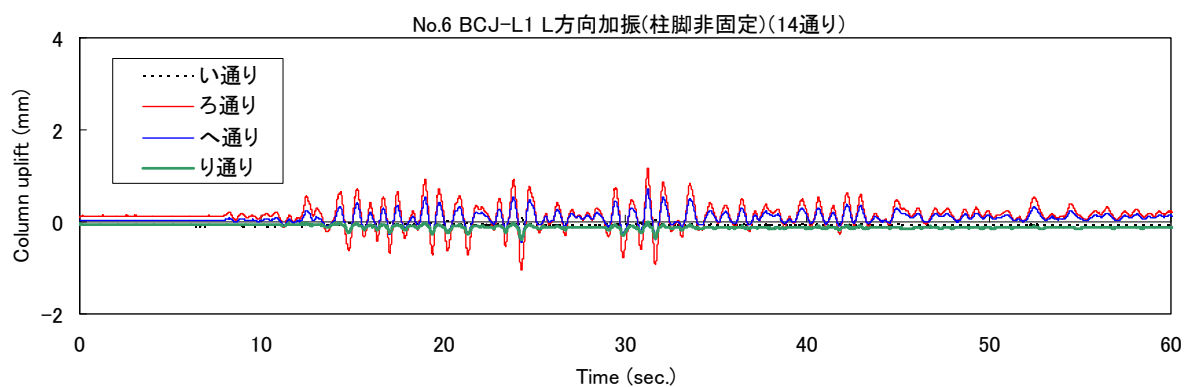


図 3.2.4-139 BCJ-L1 L 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

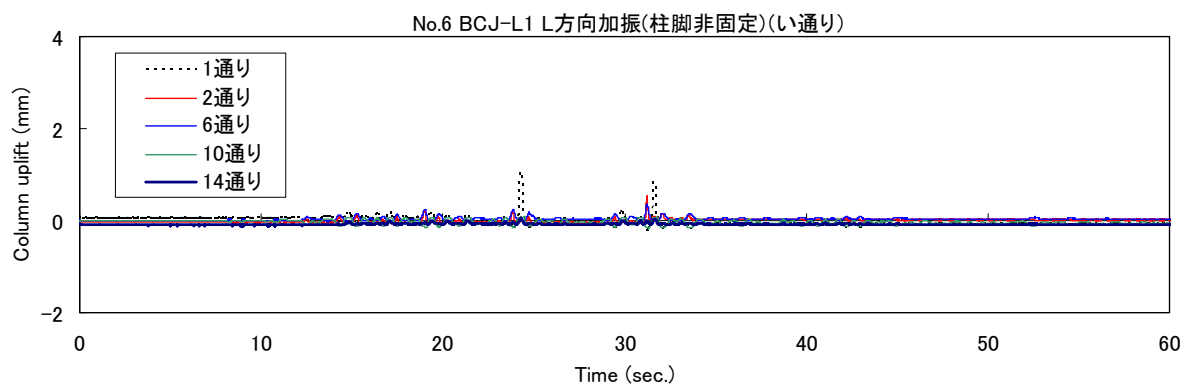


図 3.2.4-140 BCJ-L1 L 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

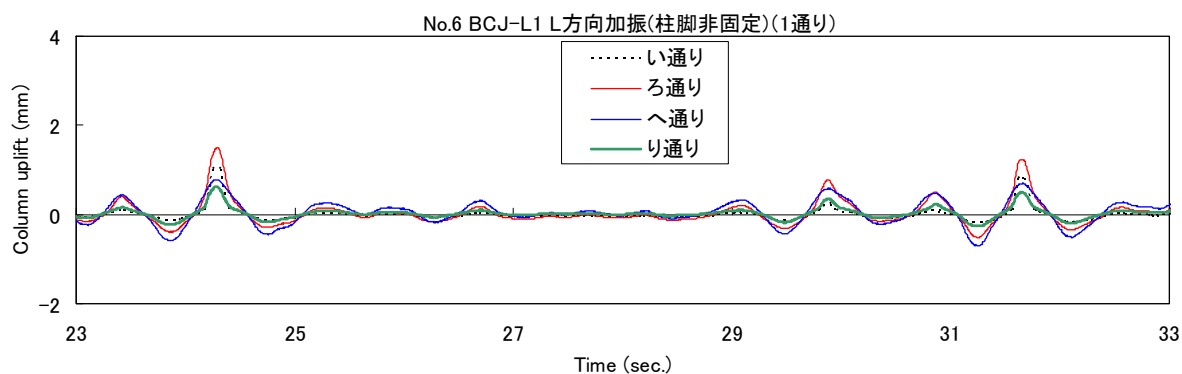


図 3.2.4-141 BCJ-L1 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

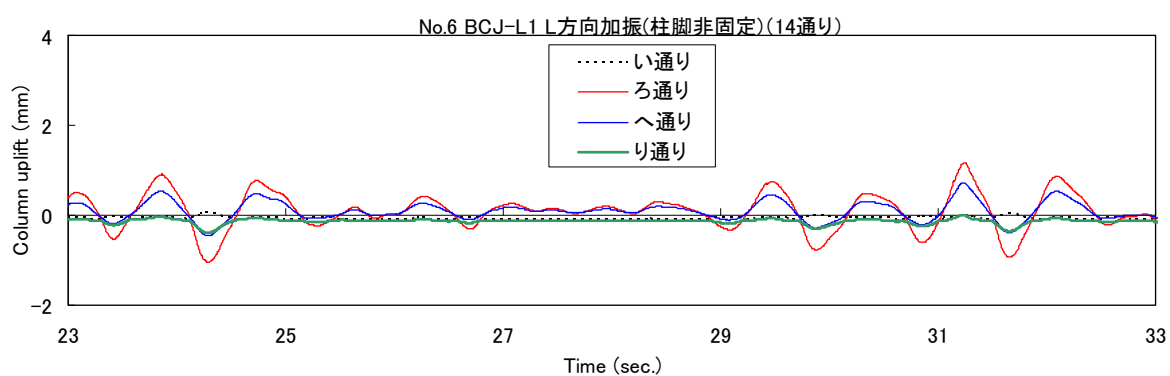


図 3.2.4-142 BCJ-L1 L 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

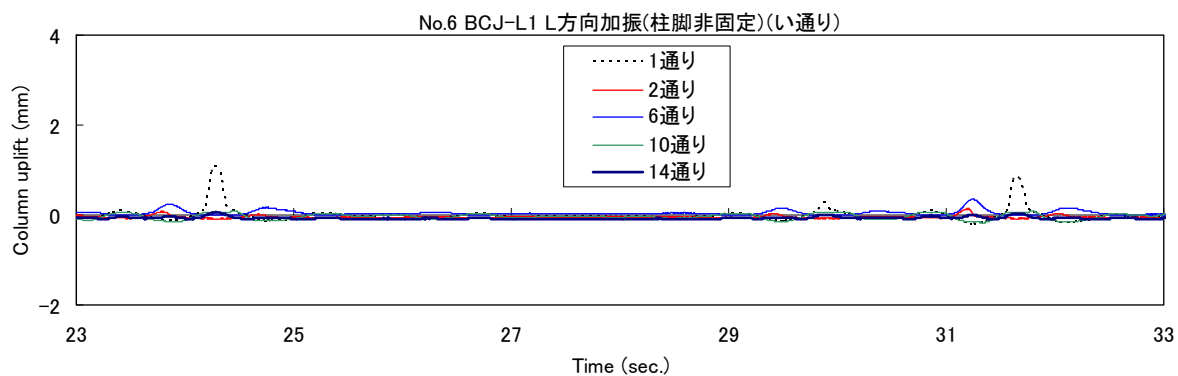


図 3.2.4-143 BCJ-L1 L 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

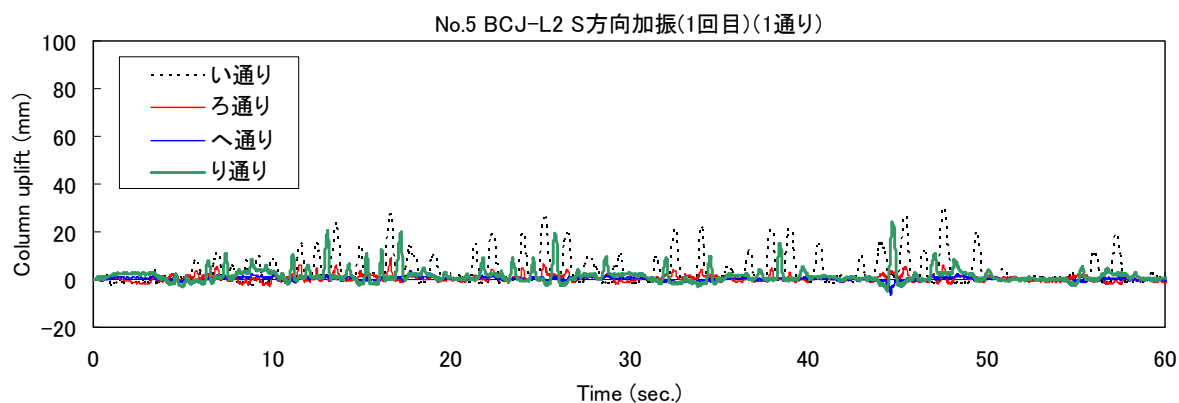


図 3.2.4-144 BCJ-L2 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

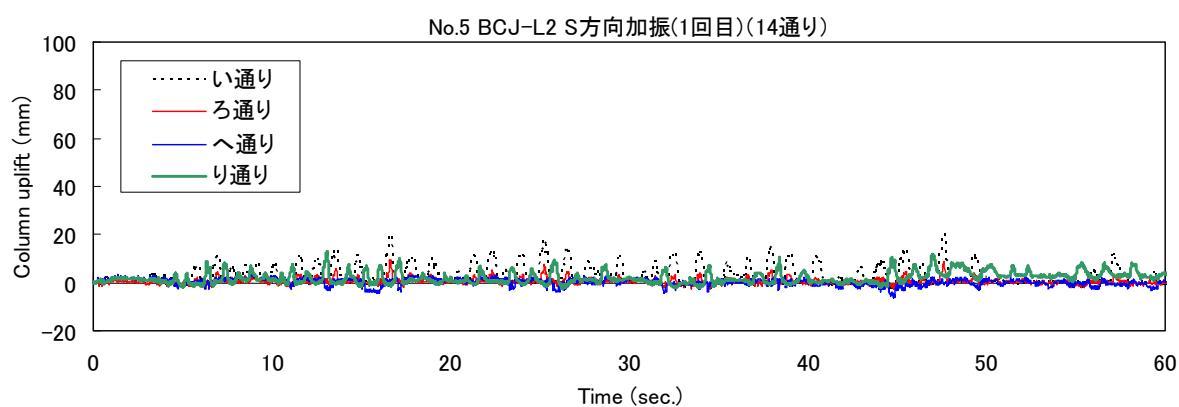


図 3.2.4-145 BCJ-L2 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

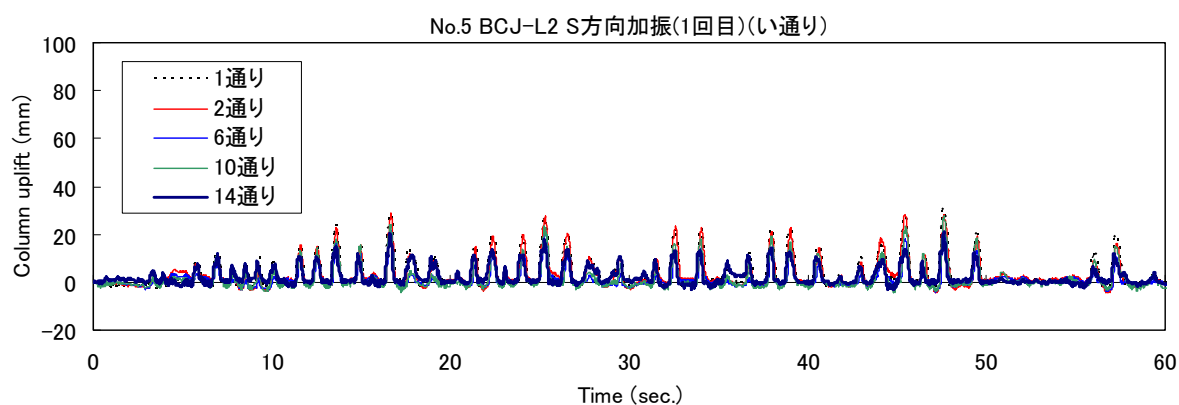


図 3.2.4-146 BCJ-L2 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

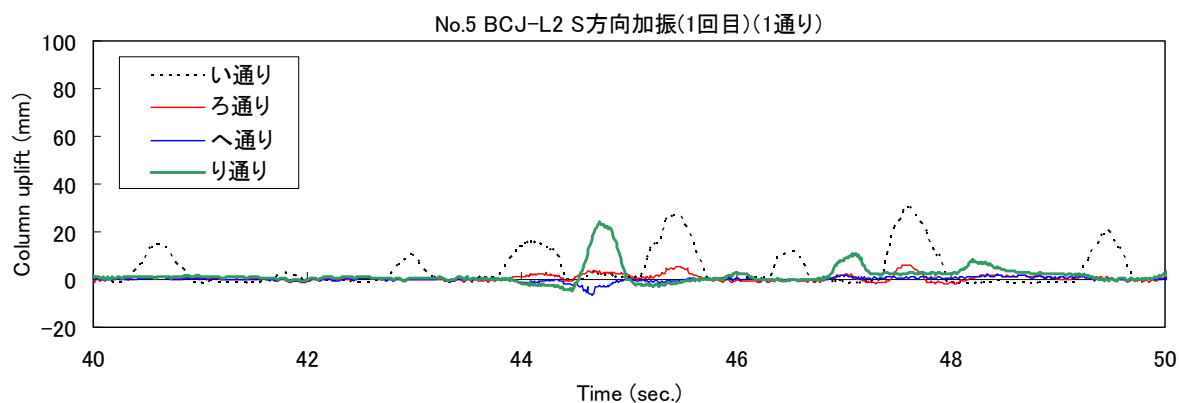


図 3.2.4-147 BCJ-L2 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

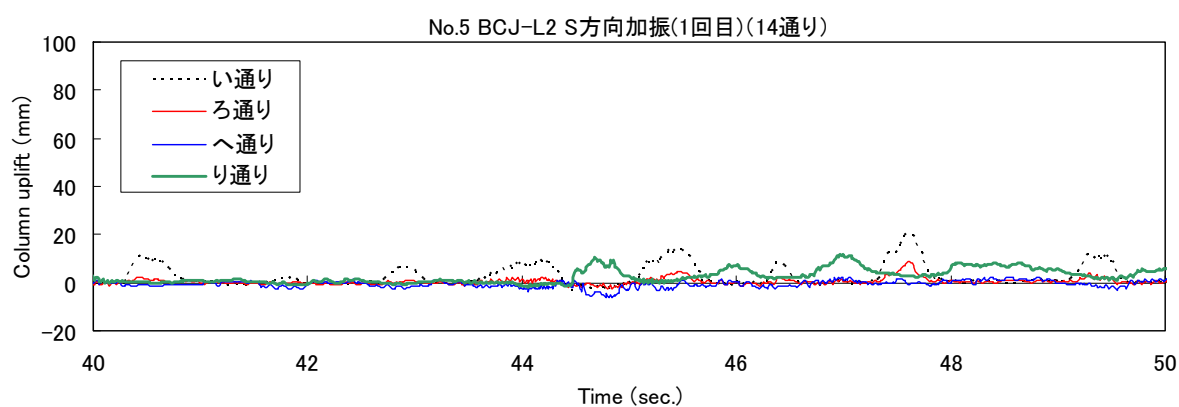


図 3.2.4-148 BCJ-L2 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

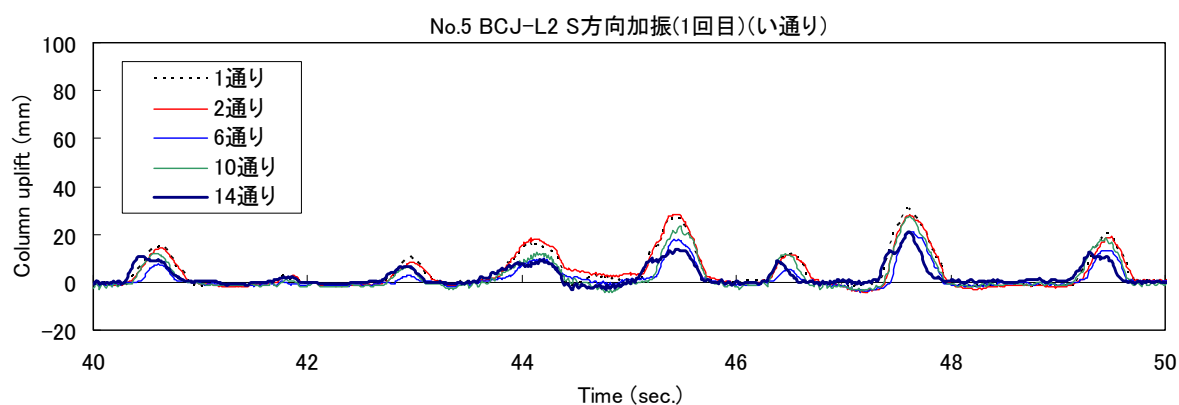


図 3.2.4-149 BCJ-L2 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

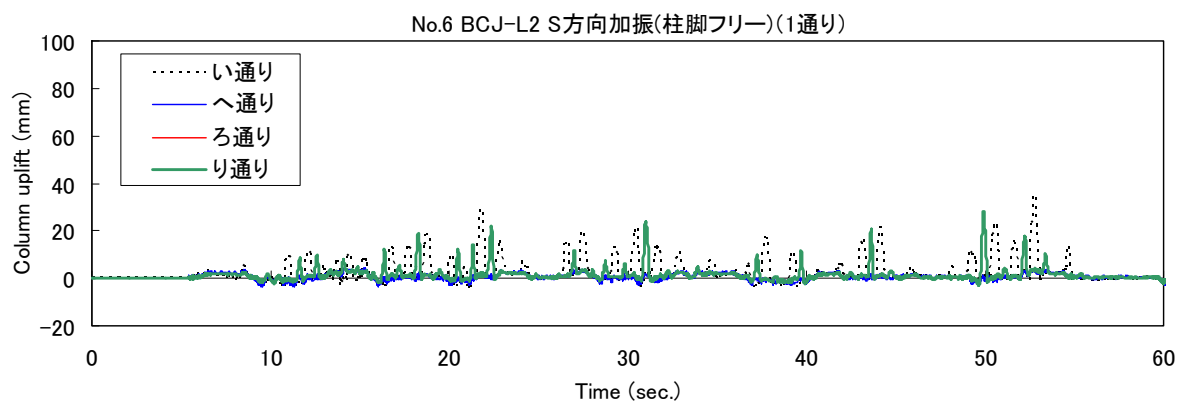


図 3.2.4-150 BCJ-L2 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

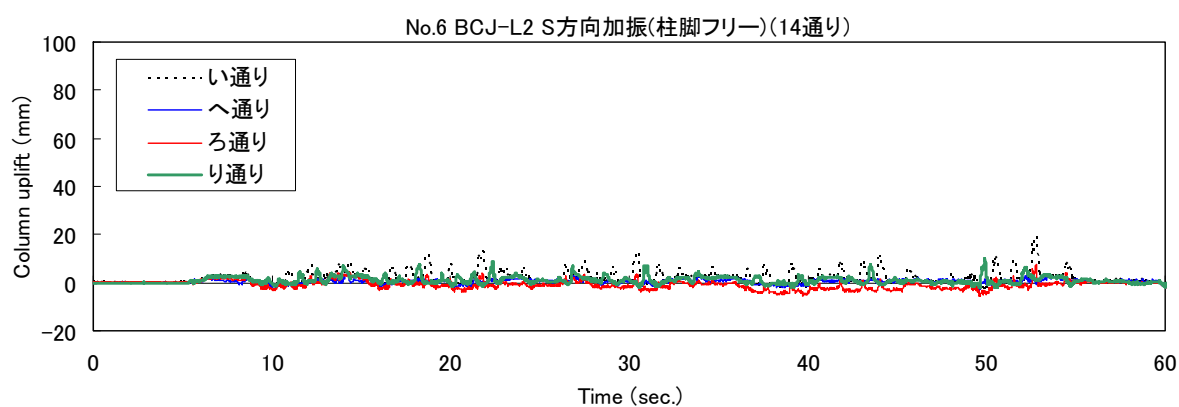


図 3.2.4-151 BCJ-L2 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

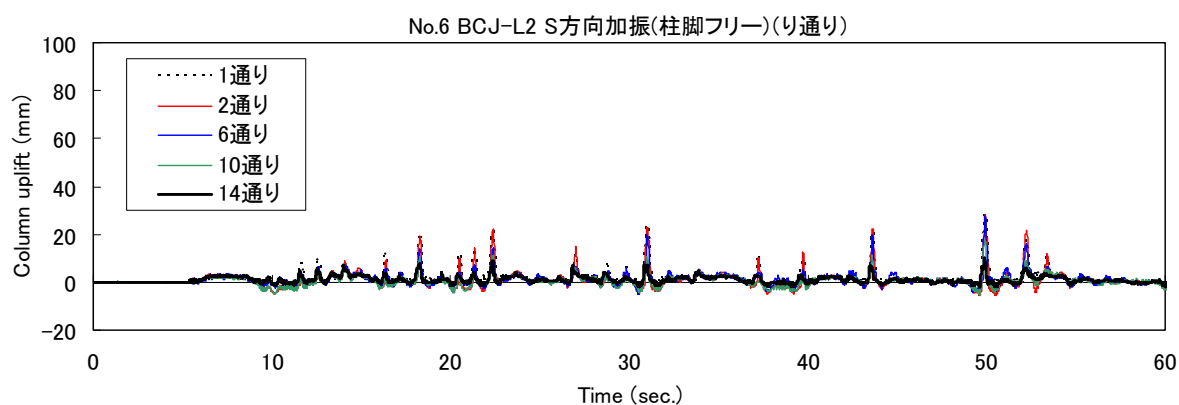


図 3.2.4-152 BCJ-L2 S 方向加振 り通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

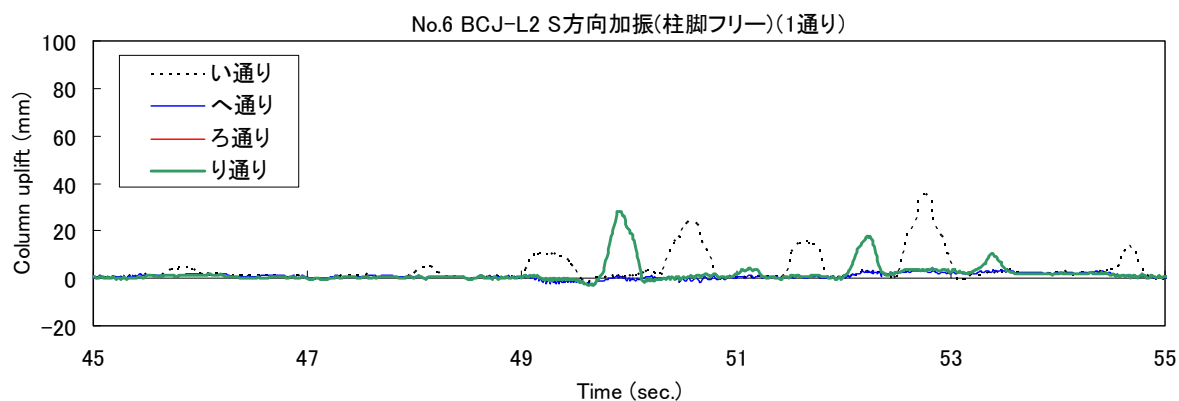


図 3.2.4-153 BCJ-L2 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

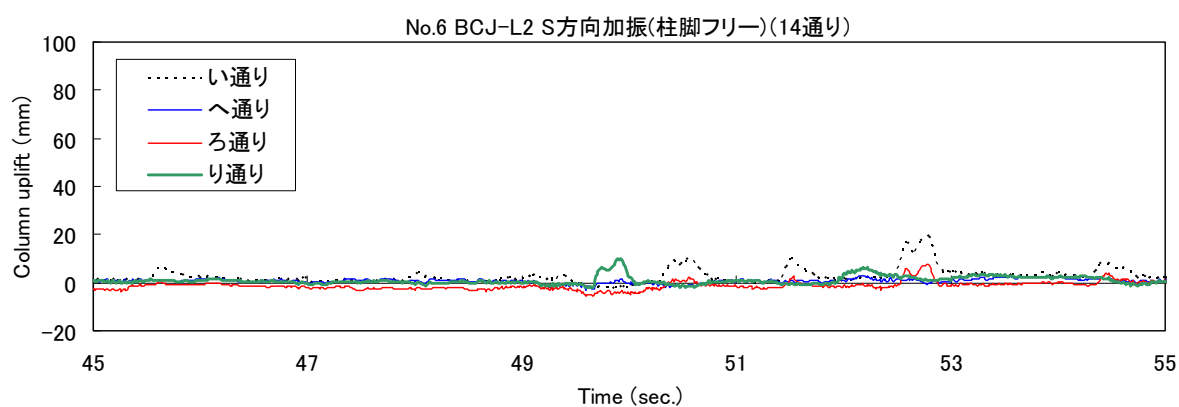


図 3.2.4-154 BCJ-L2 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

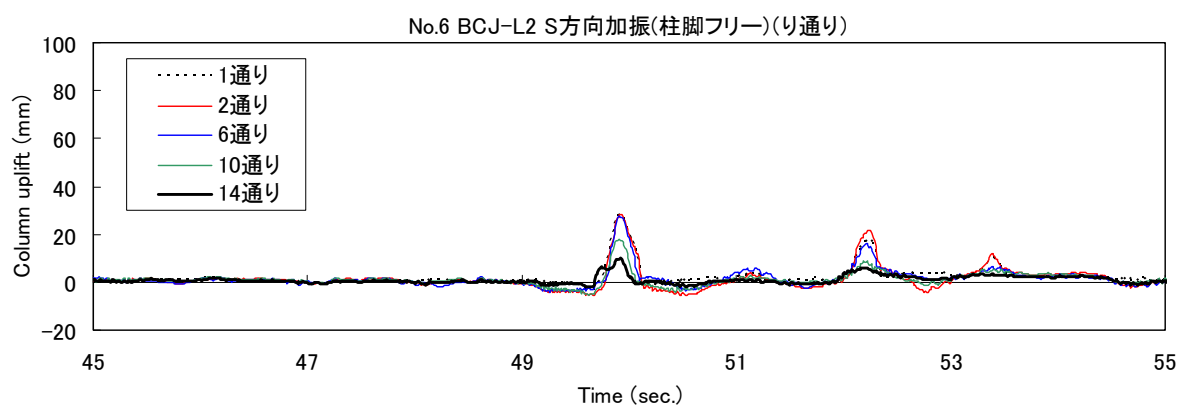


図 3.2.4-155 BCJ-L2 S 方向加振 り通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

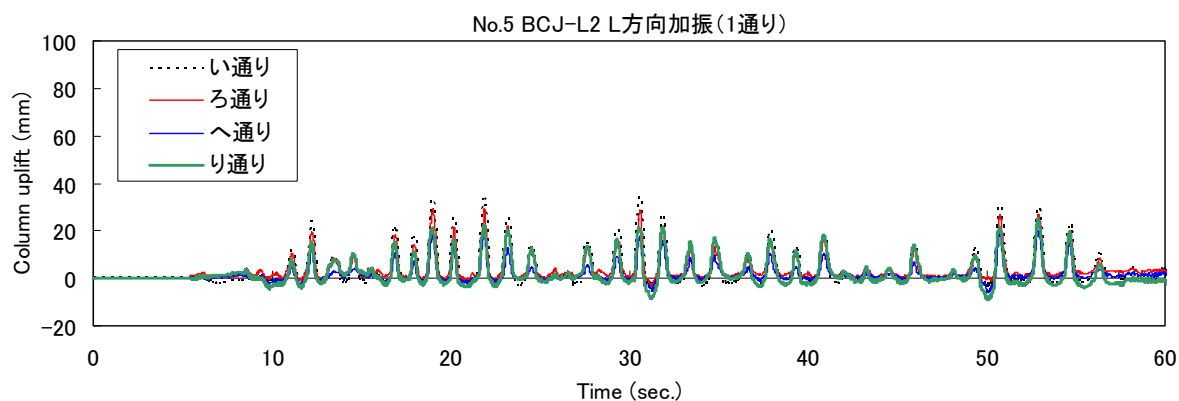


図 3.2.4-156 BCJ-L2 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

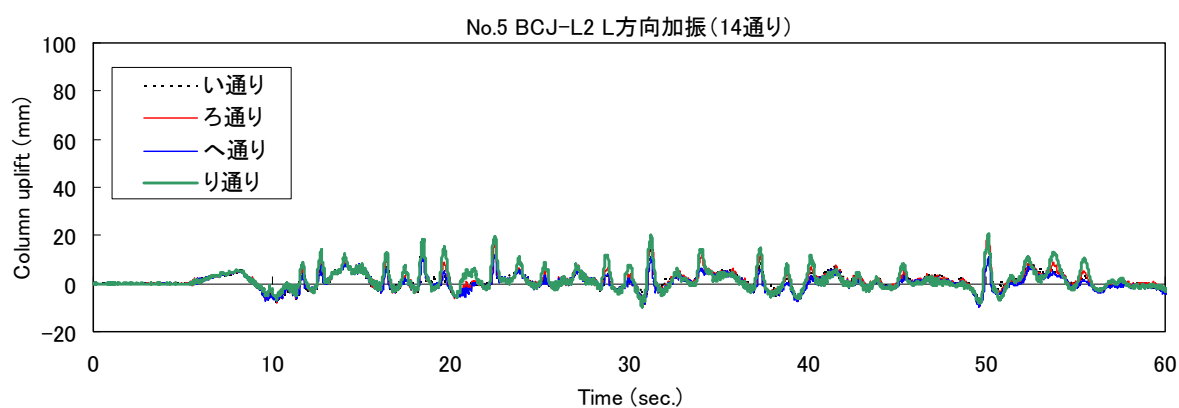


図 3.2.4-157 BCJ-L2 L 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

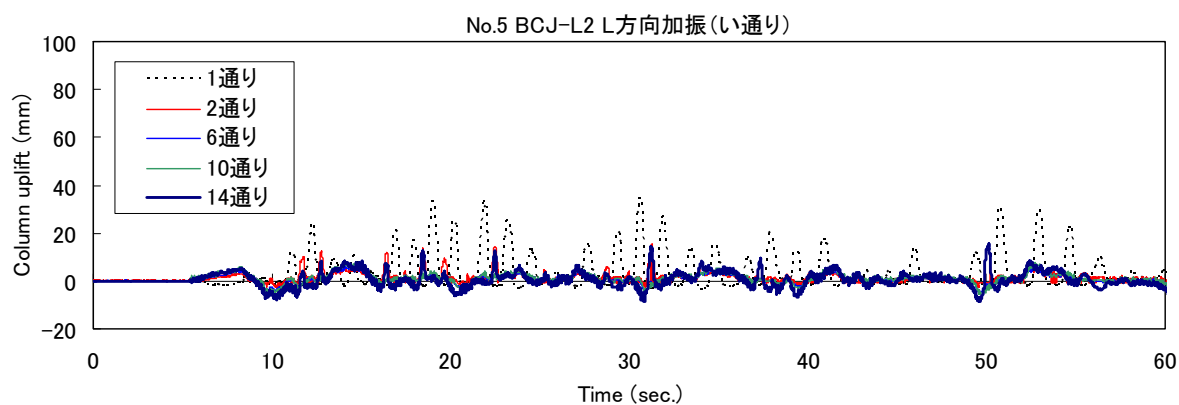


図 3.2.4-158 BCJ-L2 L 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

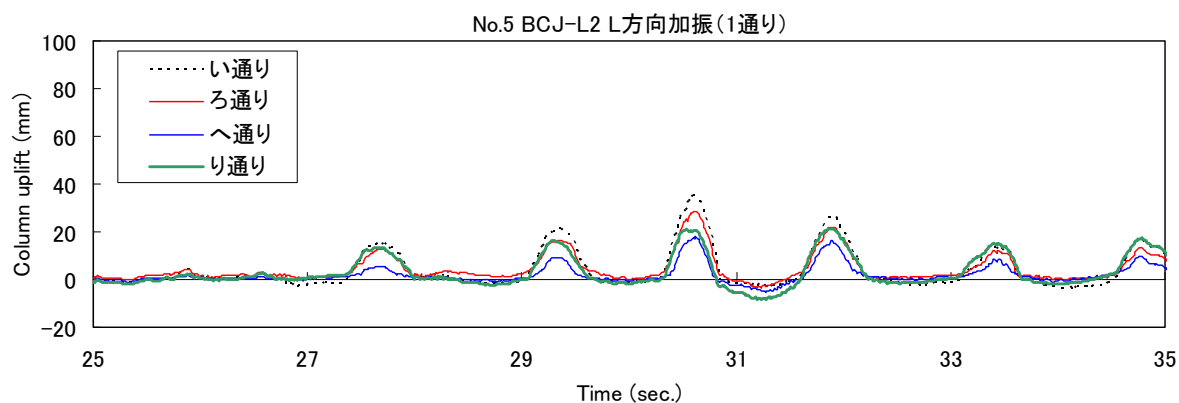


図 3.2.4-159 BCJ-L2 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

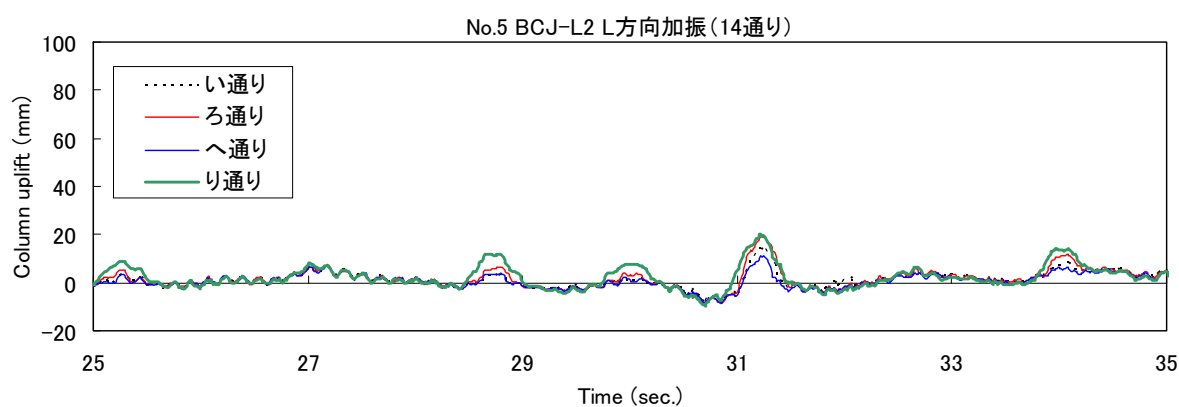


図 3.2.4-160 BCJ-L2 L 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

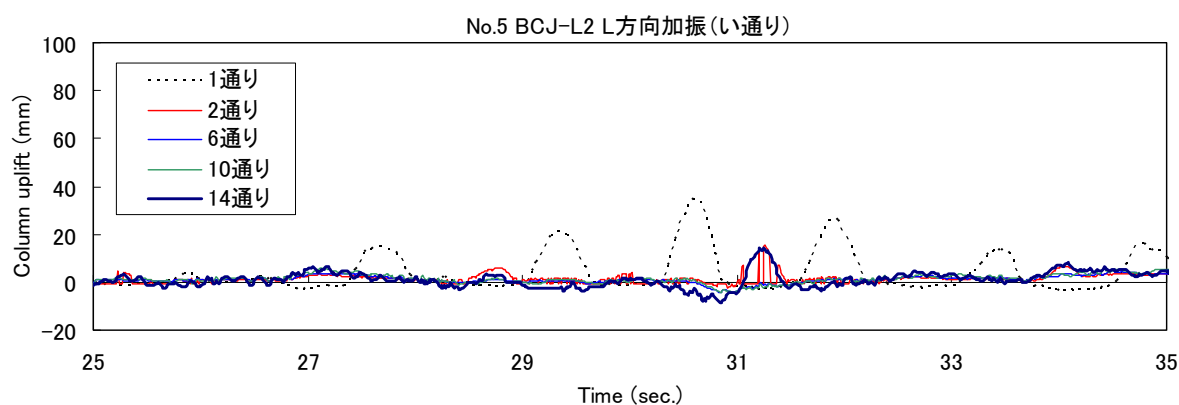


図 3.2.4-161 BCJ-L2 L 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

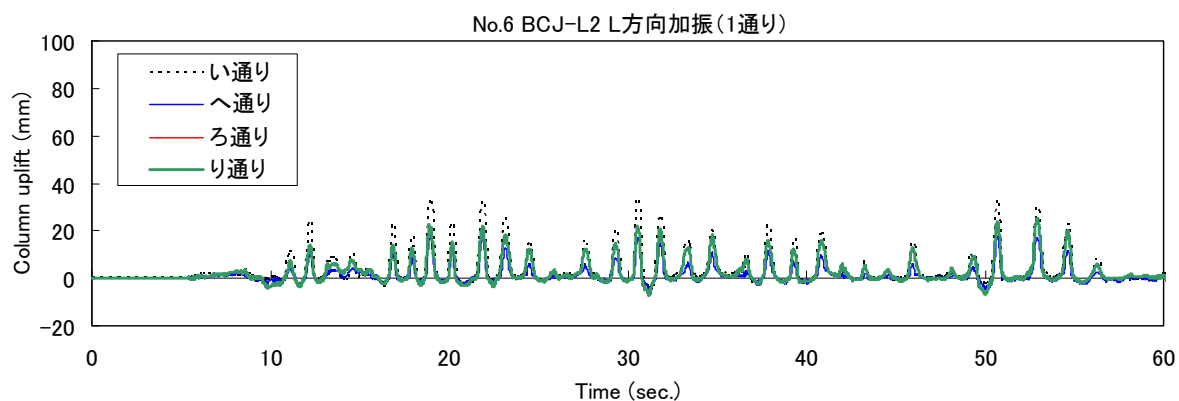


図 3.2.4-162 BCJ-L2 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

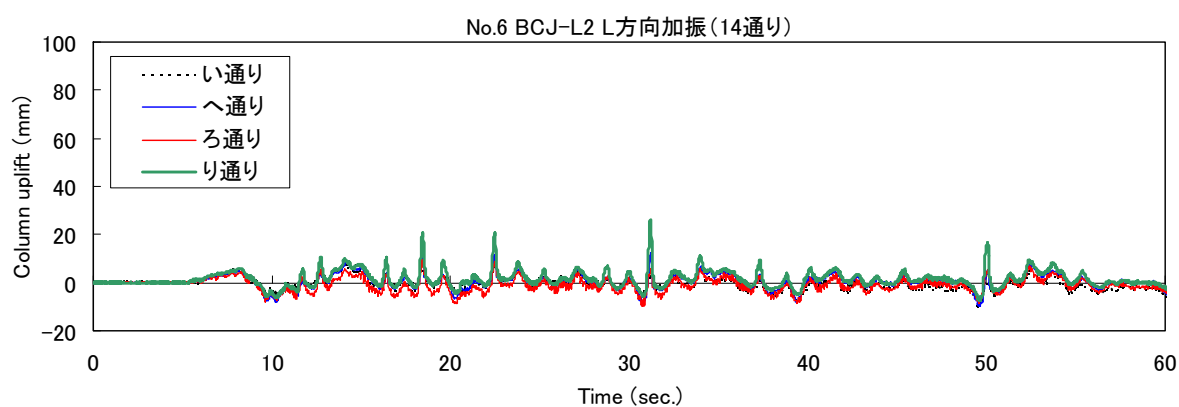


図 3.2.4-163 BCJ-L2 L 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

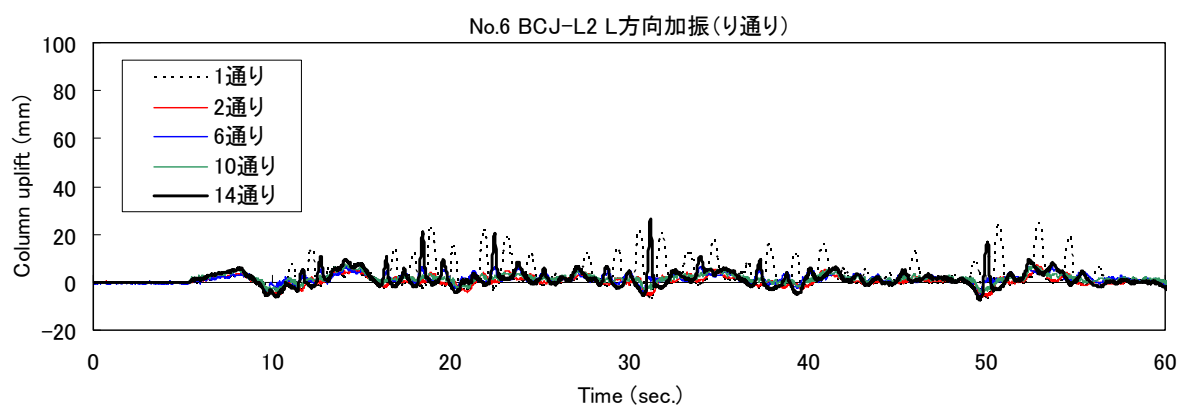


図 3.2.4-164 BCJ-L2 L 方向加振 り通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

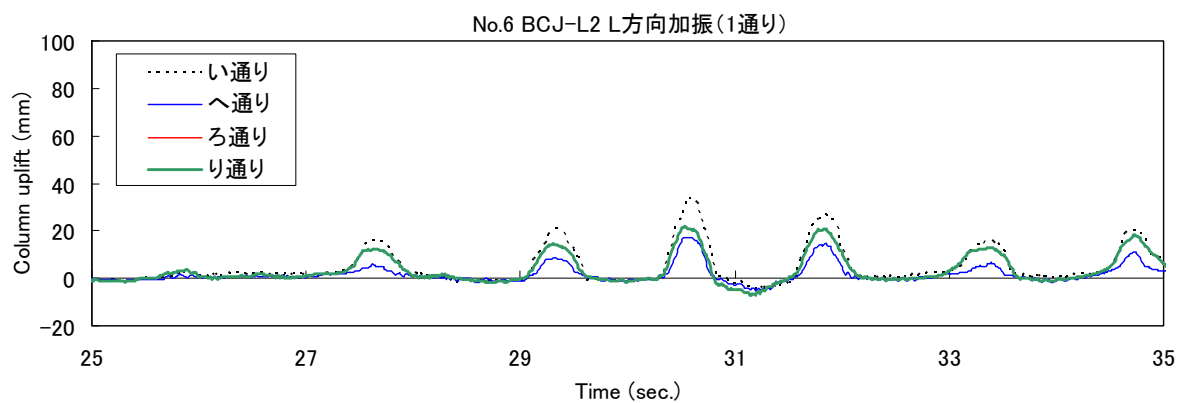


図 3.2.4-165 BCJ-L2 L 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

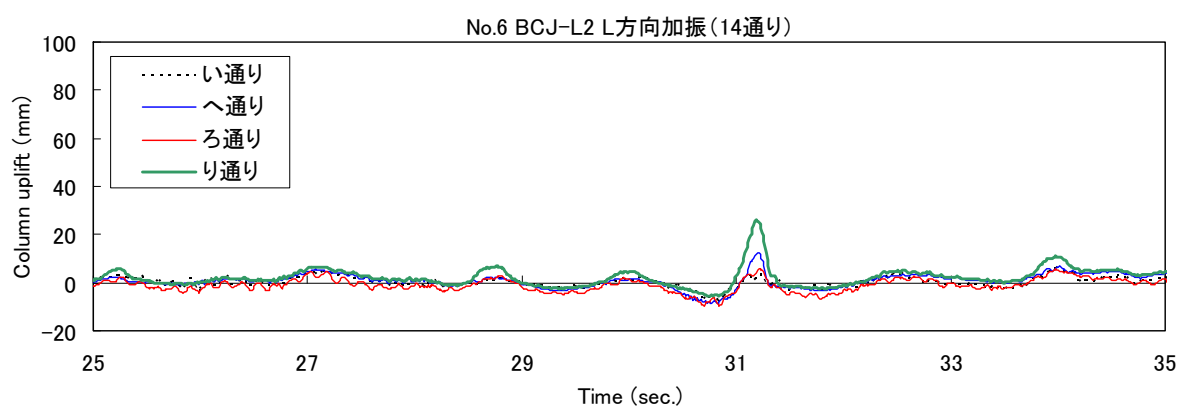


図 3.2.4-166 BCJ-L2 L 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

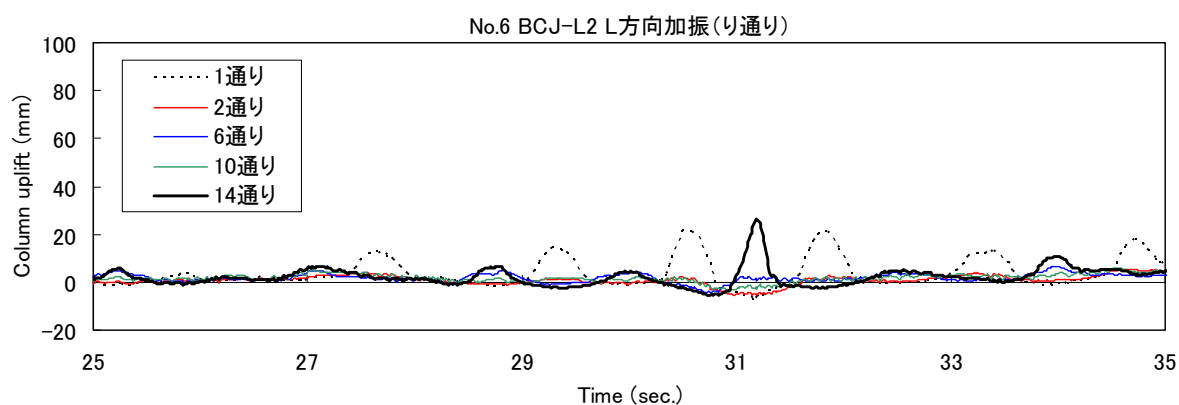


図 3.2.4-167 BCJ-L2 L 方向加振 り通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

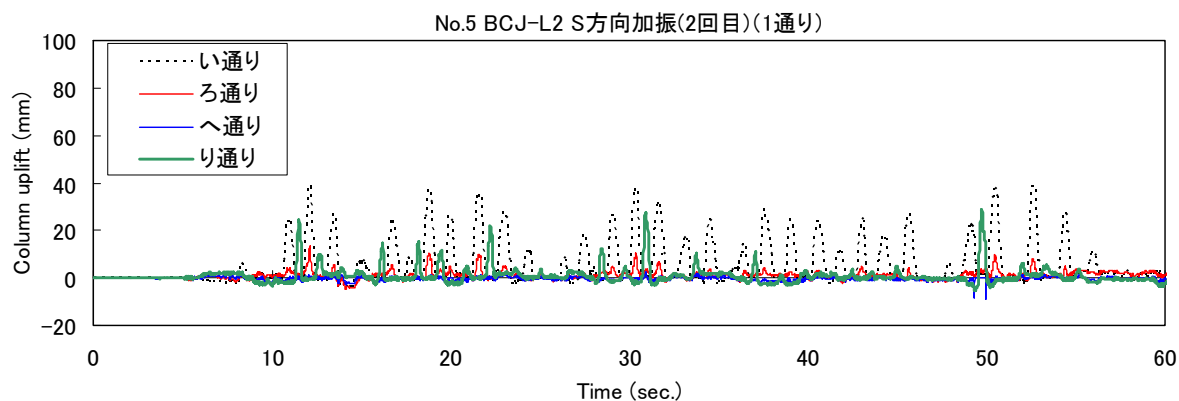


図 3.2.4-168 BCJ-L2 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

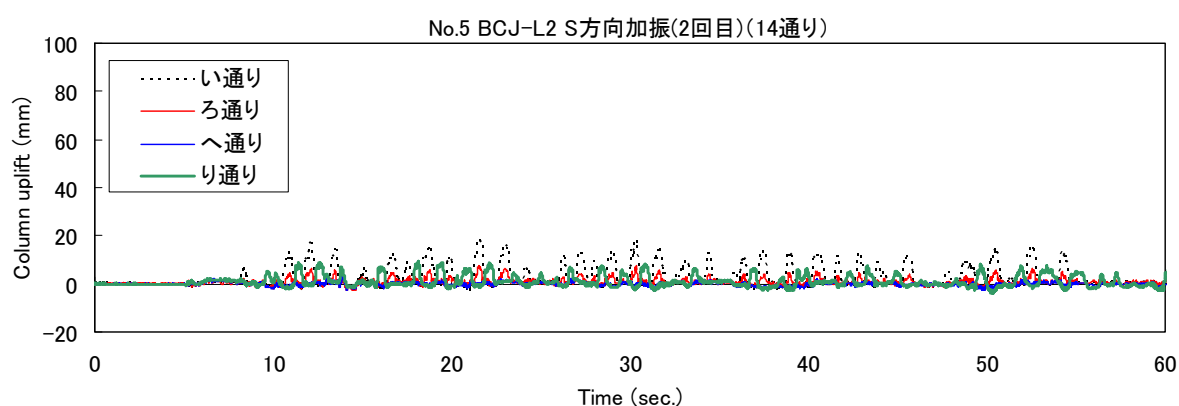


図 3.2.4-169 BCJ-L2 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

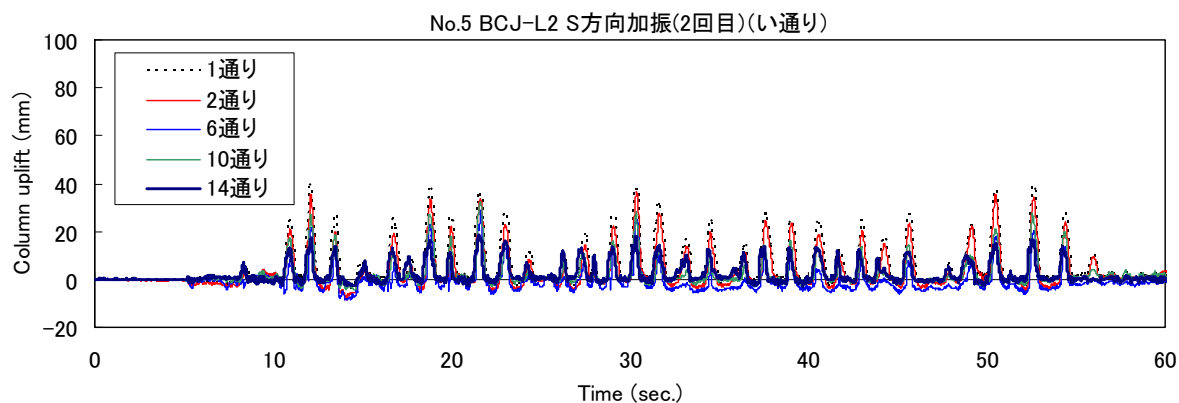


図 3.2.4-170 BCJ-L2 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

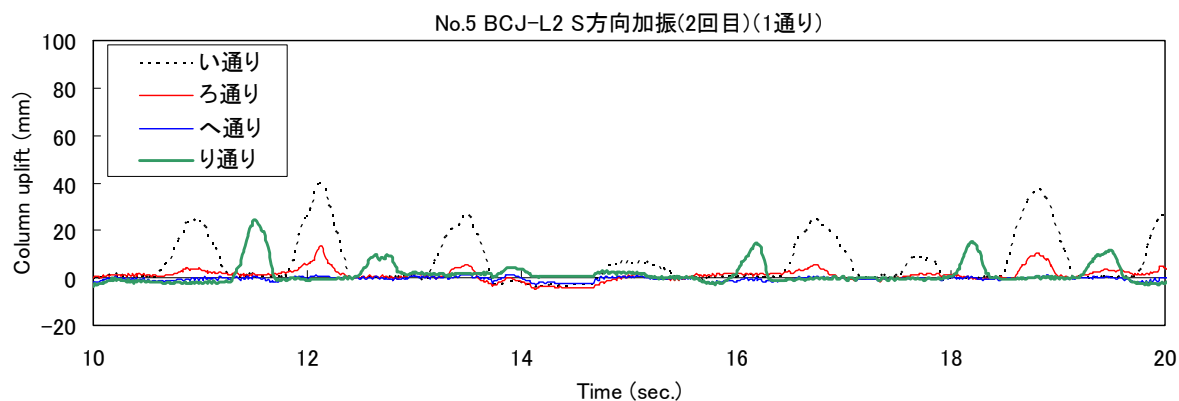


図 3.2.4-171 BCJ-L2 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

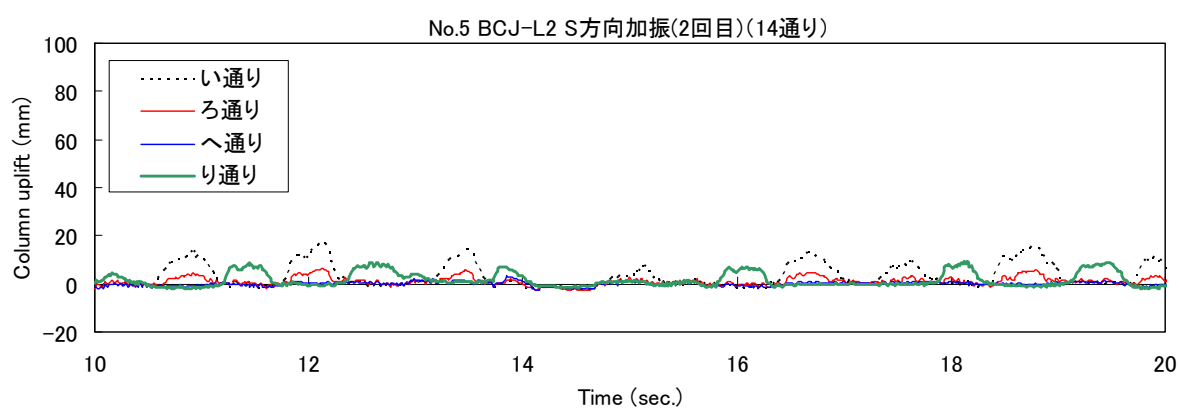


図 3.2.4-172 BCJ-L2 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

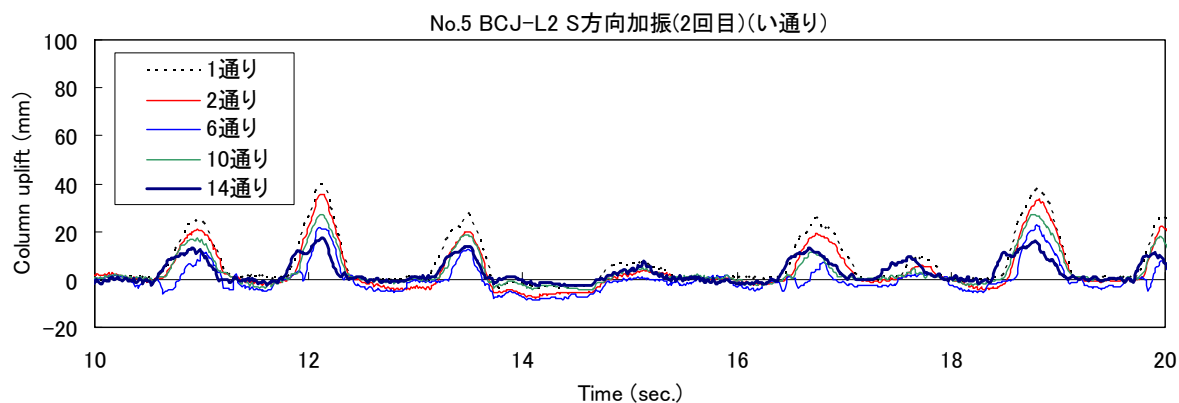


図 3.2.4-173 BCJ-L2 S 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

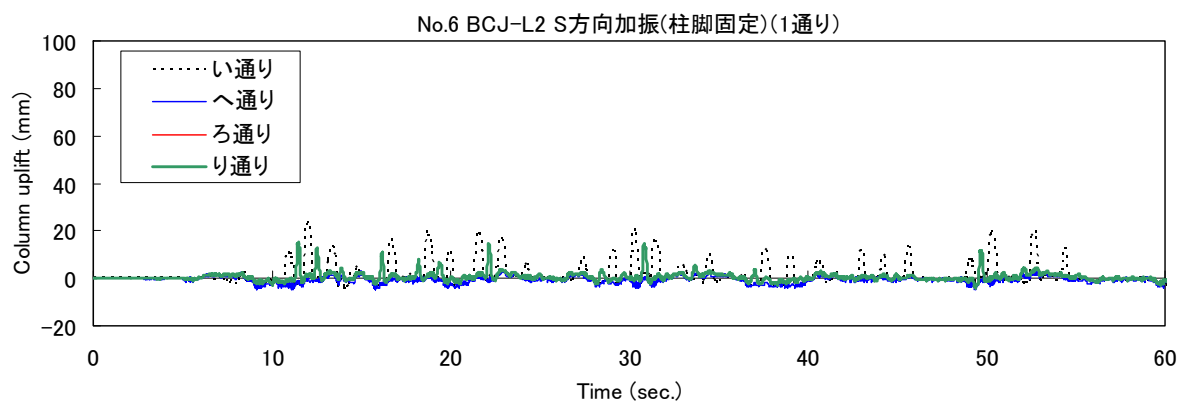


図 3.2.4-174 BCJ-L2 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

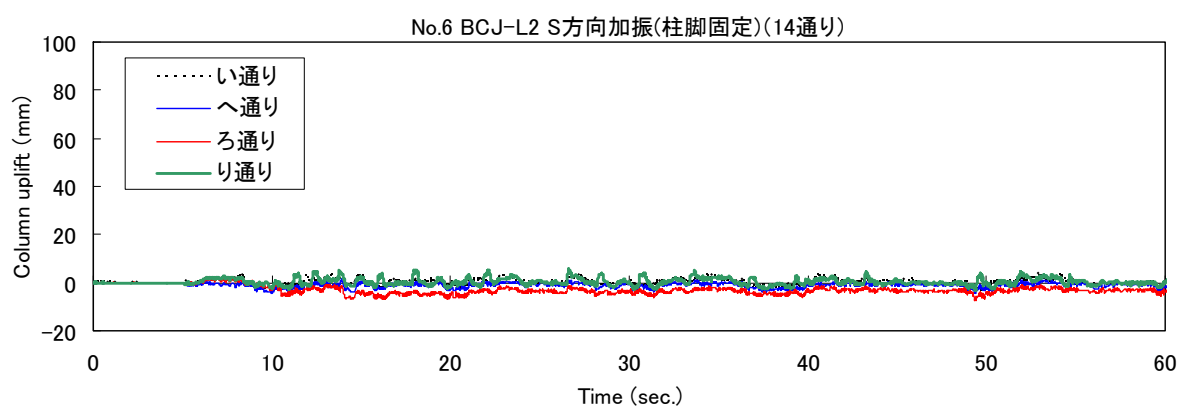


図 3.2.4-175 BCJ-L2 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

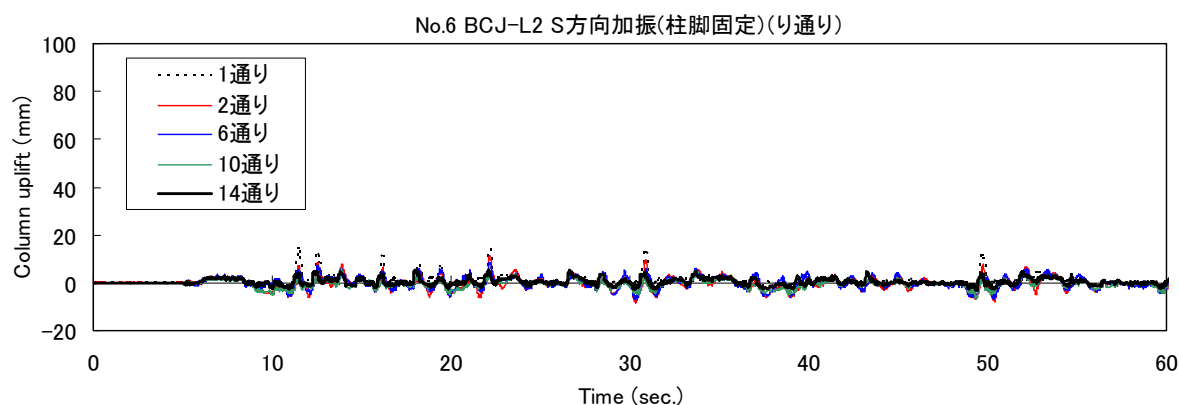


図 3.2.4-176 BCJ-L2 S 方向加振 り通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

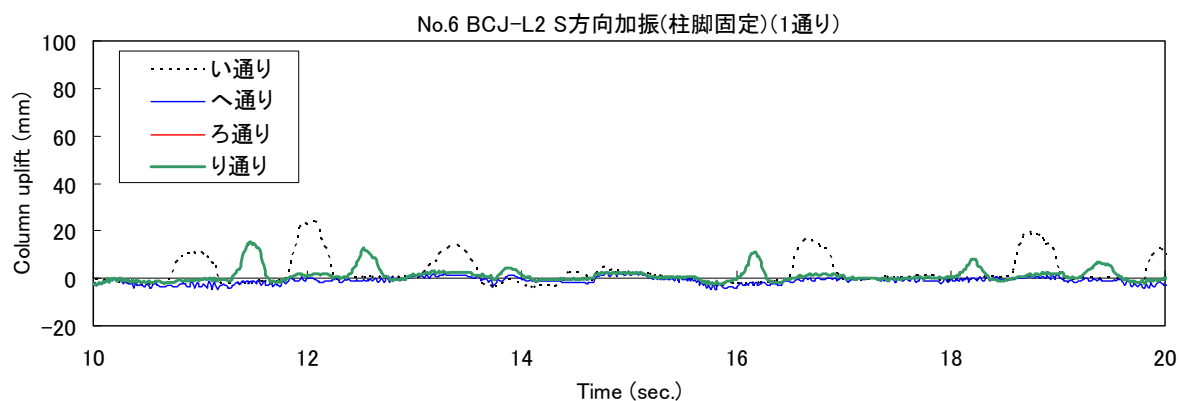


図 3.2.4-177 BCJ-L2 S 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

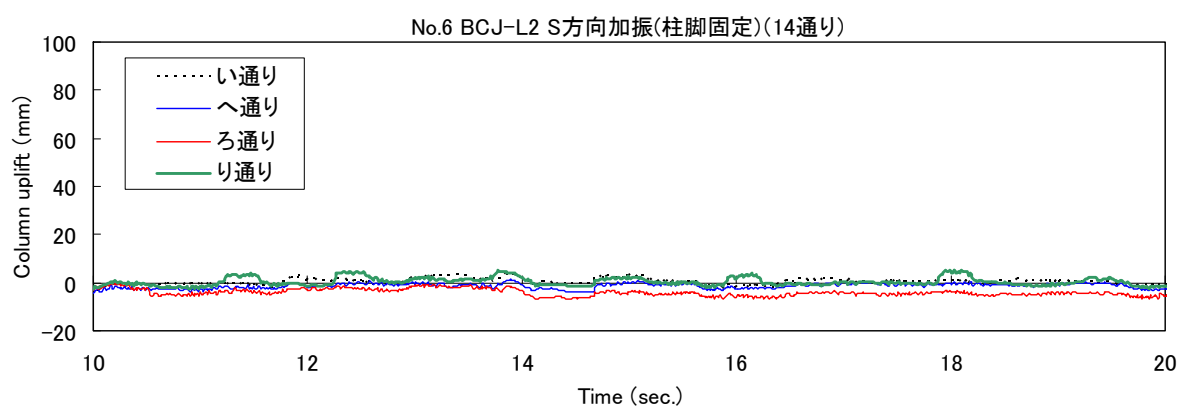


図 3.2.4-178 BCJ-L2 S 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

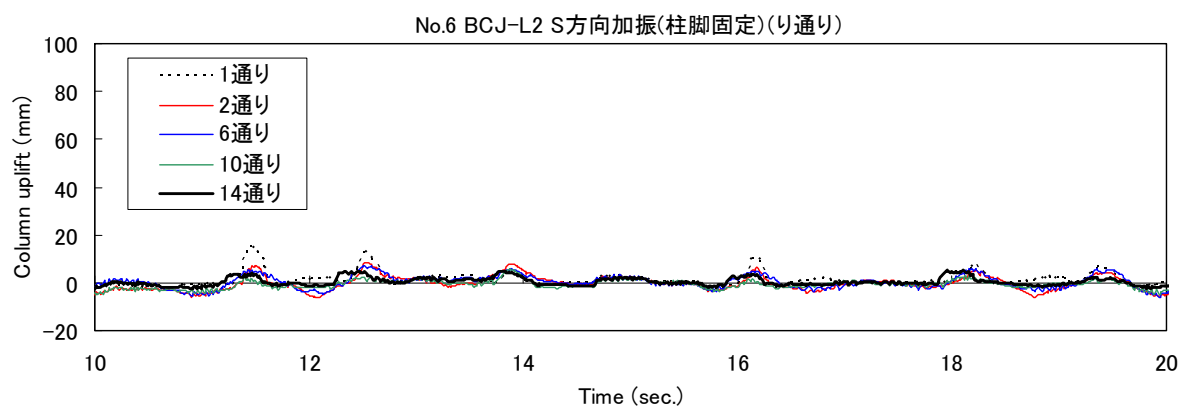


図 3.2.4-179 BCJ-L2 S 方向加振 り通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

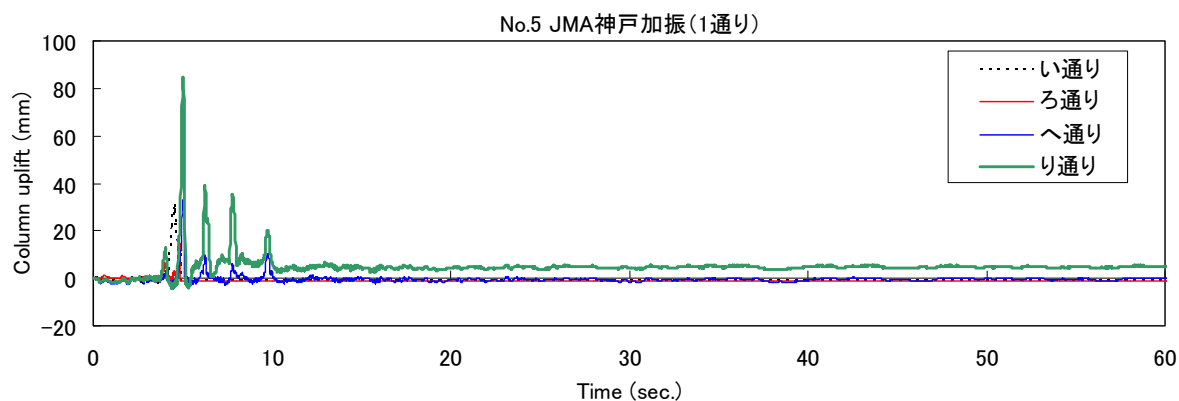


図 3.2.4-180 JMA 神戸 3 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

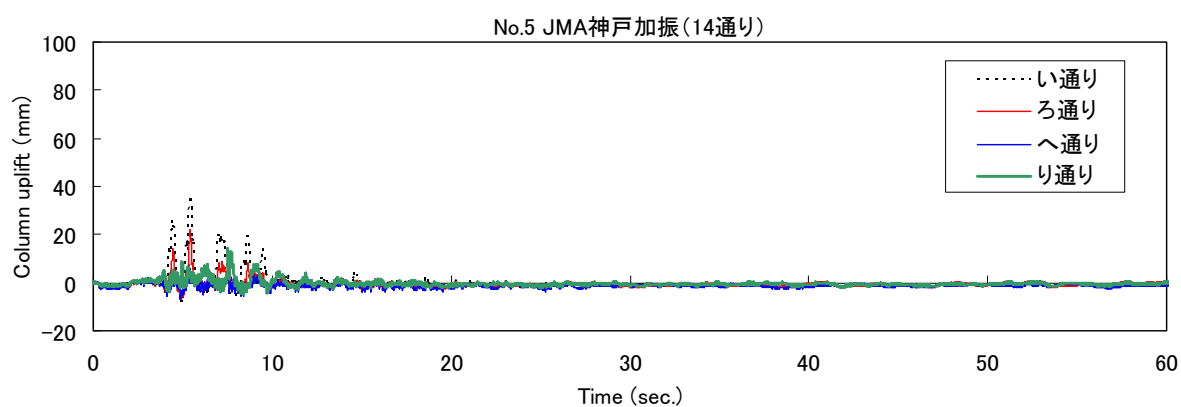


図 3.2.4-181 JMA 神戸 3 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

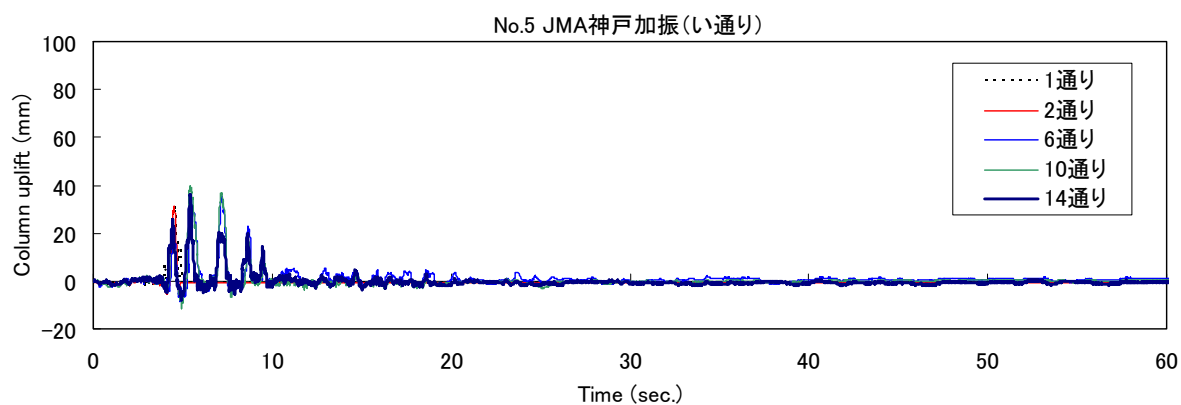


図 3.2.4-182 JMA 神戸 3 方向加振 い通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.5)

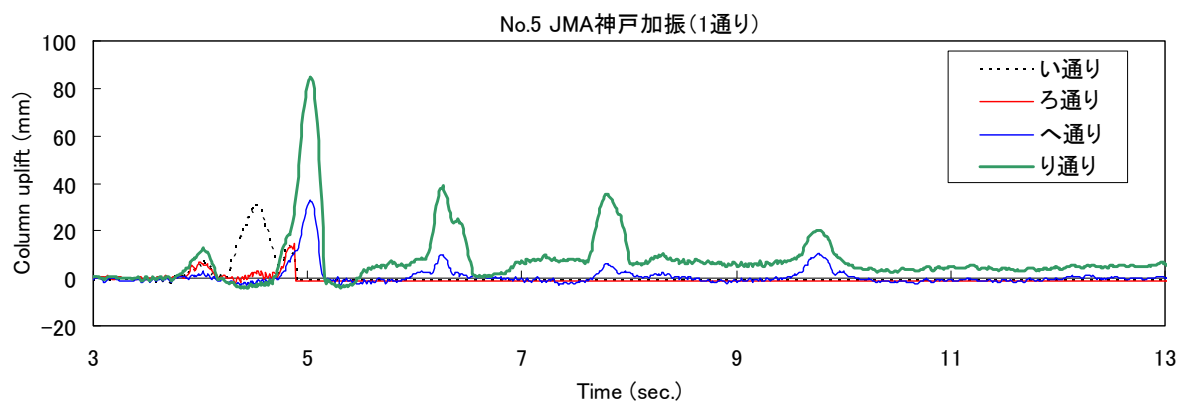


図 3.2.4-183 JMA 神戸 3 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

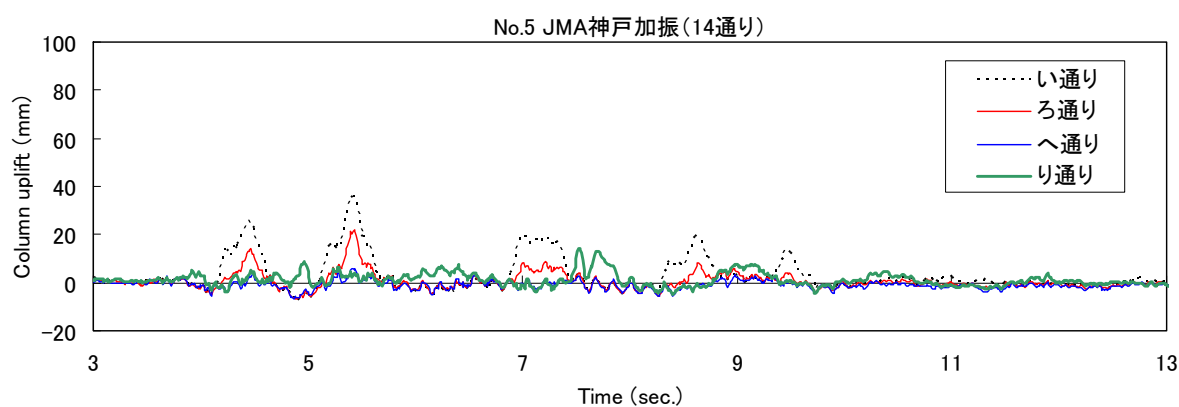


図 3.2.4-184 JMA 神戸 3 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

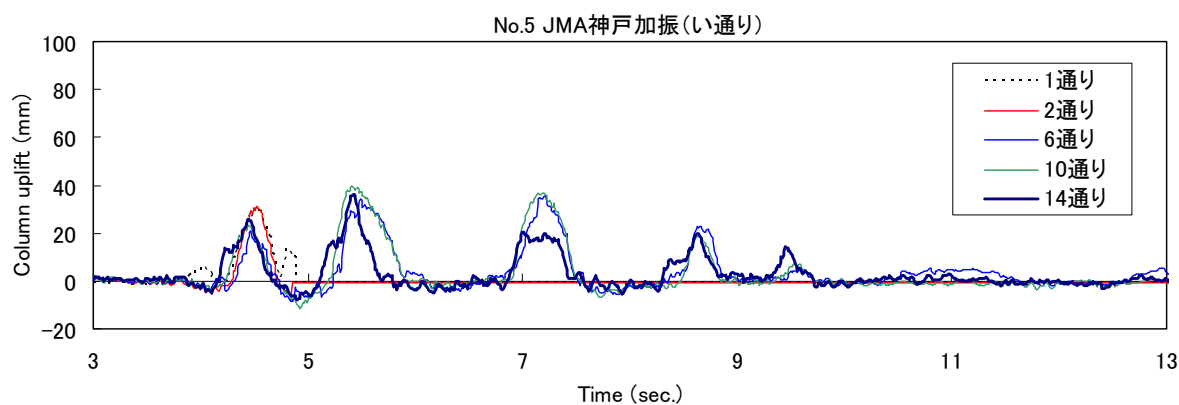


図 3.2.4-185 JMA 神戸 3 方向加振 い通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.5)

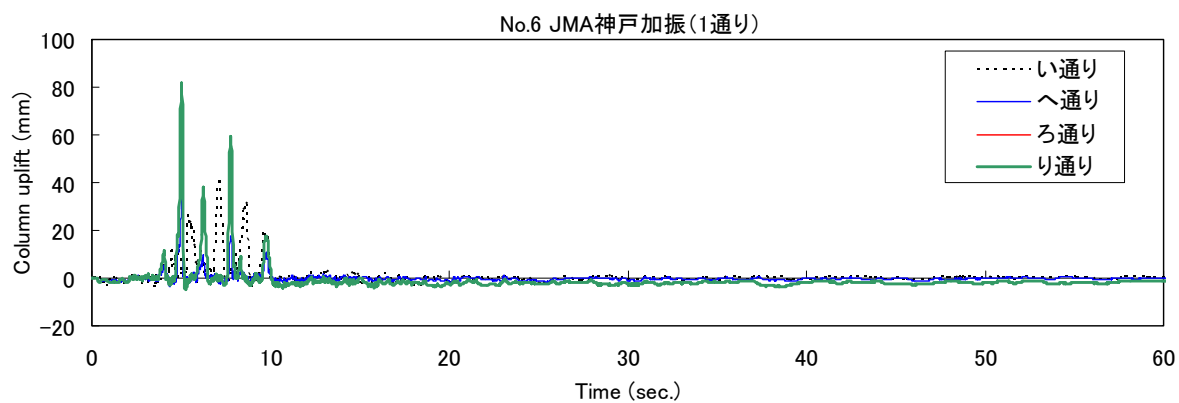


図 3.2.4-186 JMA 神戸 3 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

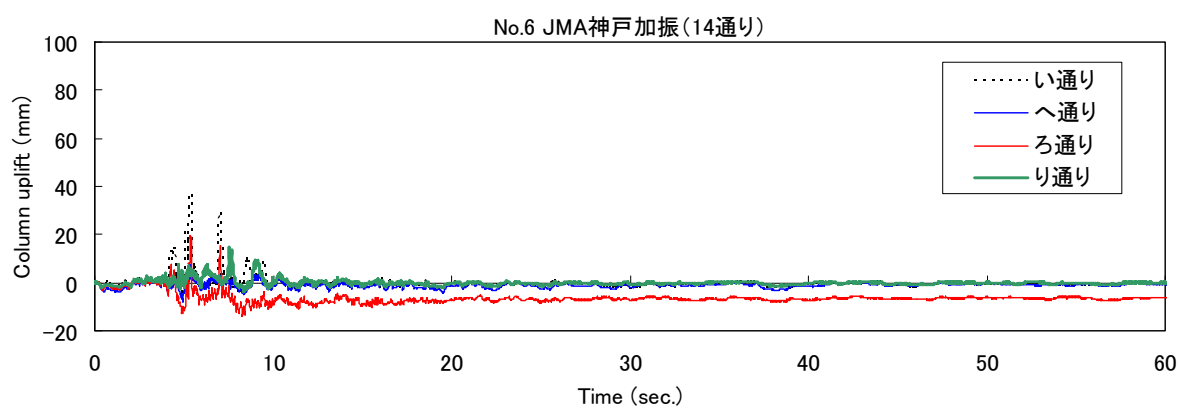


図 3.2.4-187 JMA 神戸 3 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

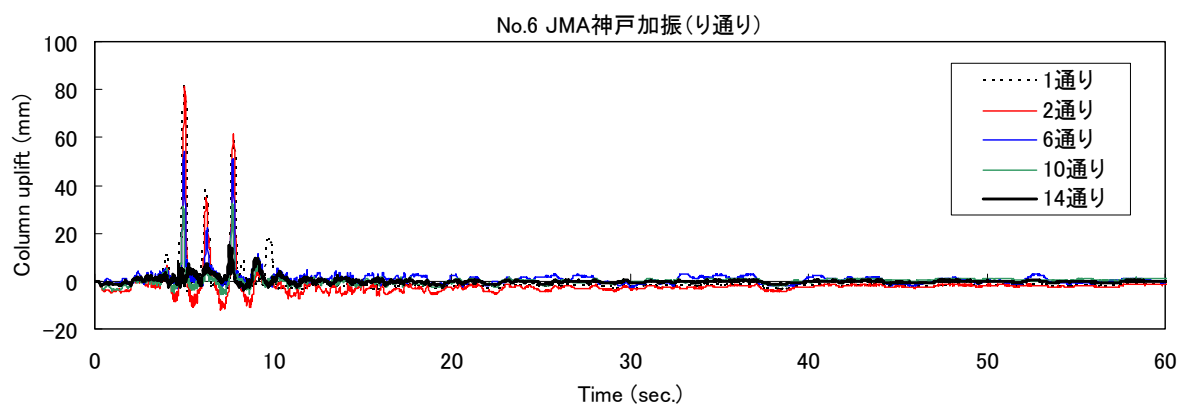


図 3.2.4-188 JMA 神戸 3 方向加振 り通り柱脚浮き上がり全時刻歴(試験体 No.6)

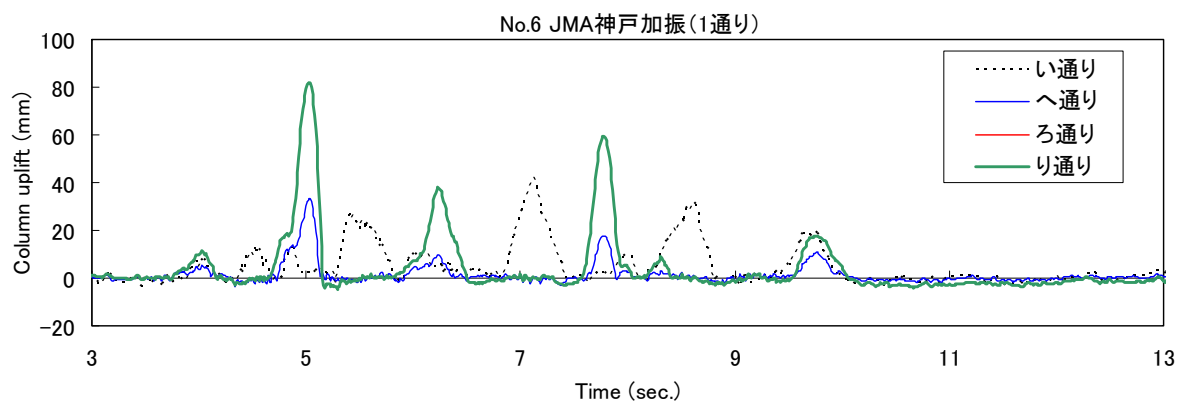


図 3.2.4-189 JMA 神戸 3 方向加振 1 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

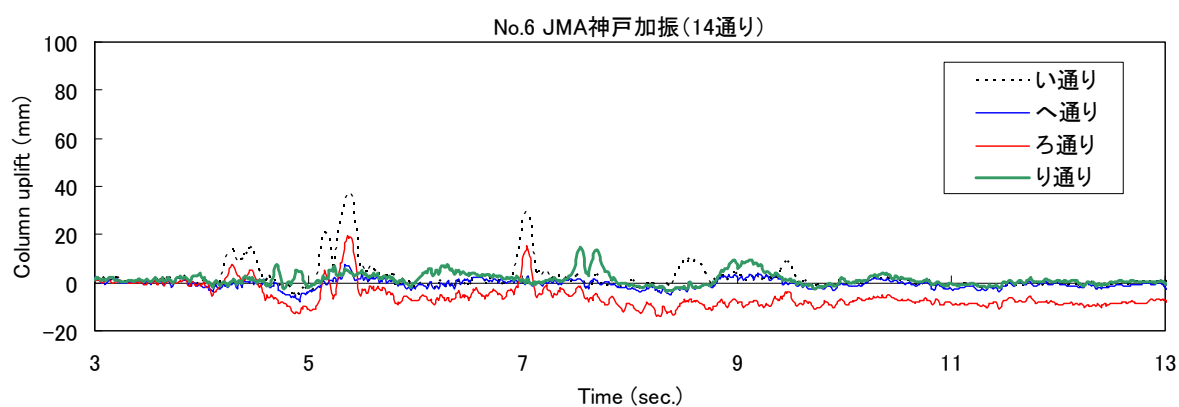


図 3.2.4-190 JMA 神戸 3 方向加振 14 通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

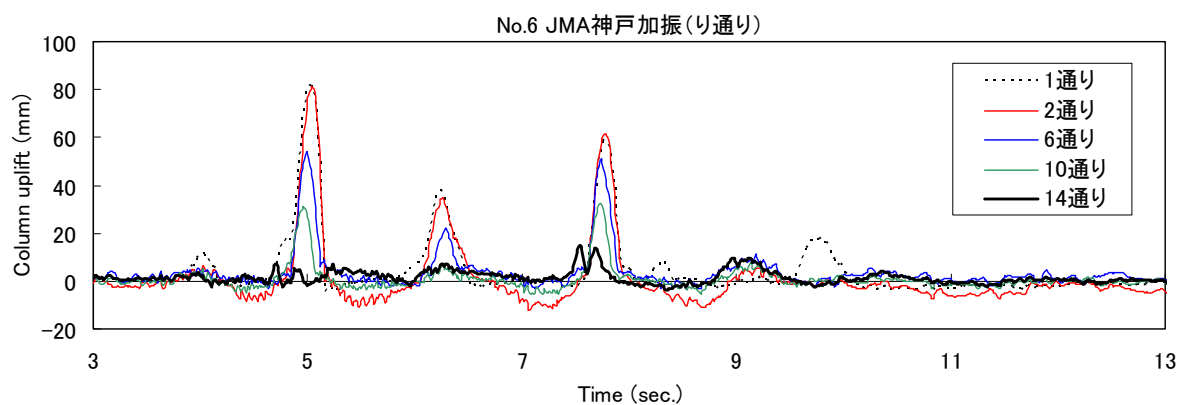


図 3.2.4-191 JMA 神戸 3 方向加振 り通り柱脚浮き上がり一部時刻歴(試験体 No.6)

No.5 JMA神戸 3方向加振 柱脚最大浮上(同時刻)

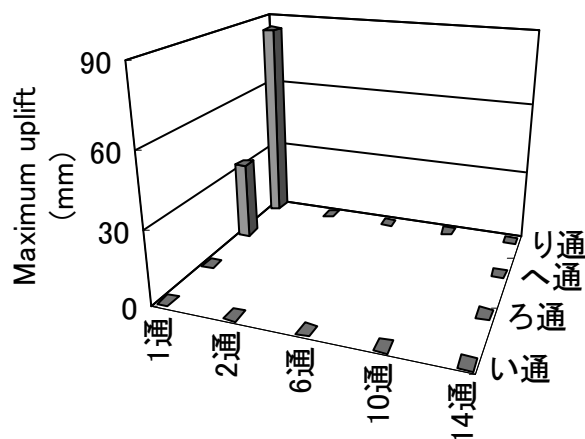


図 3.2.4-192 JMA 神戸 3 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.5)

No.5 BCJ-L2 S方向加振 柱脚最大浮上(同時刻)

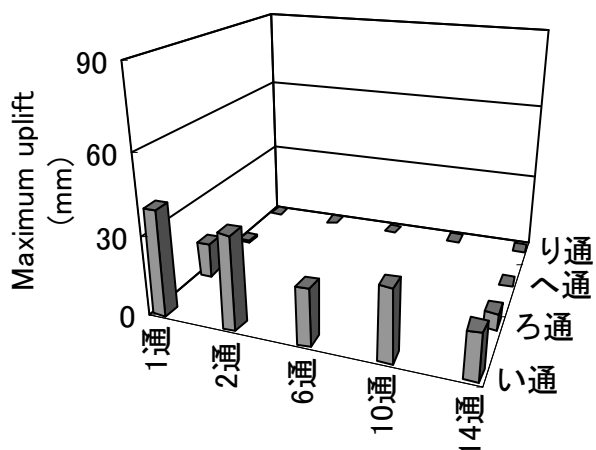


図 3.2.4-193 BCJ-L2 S 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.5)

No.5 BCJ-L2 L方向加振 柱脚最大浮上(同時刻)

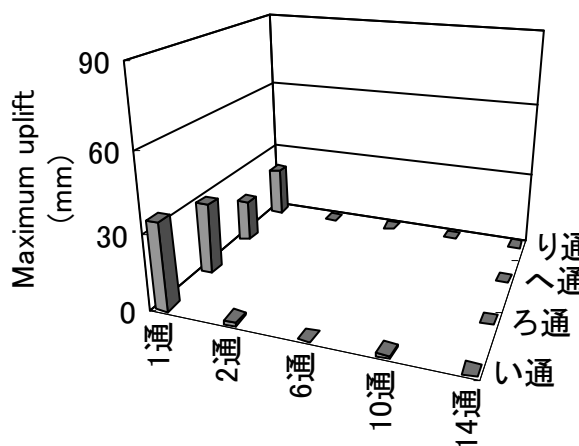


図 3.2.4-194 BCJ-L2 L 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.5)

No.5 BCJ-L2 S方向加振 柱脚最大浮上(同時刻)

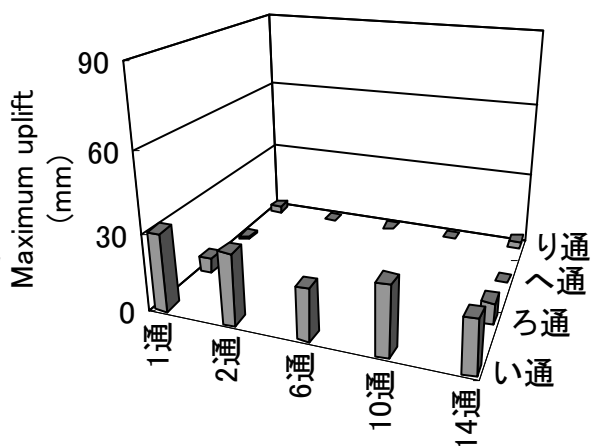


図 3.2.4-195 BCJ-L2 S 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.5)

No.6 JMA神戸 3方向加振 柱脚最大浮上(同時刻)

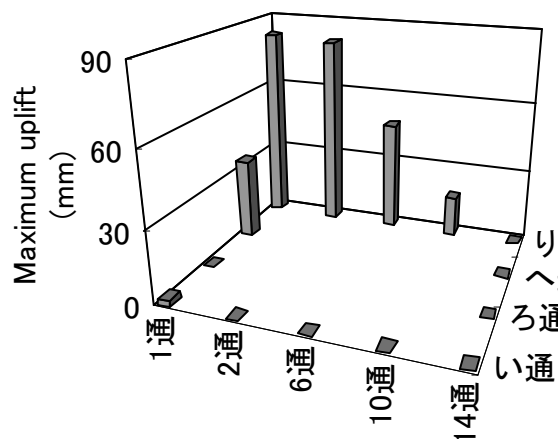


図 3.2.4-196 JMA 神戸 3 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.6)

No.6 BCJ-L2 S方向加振(柱脚固定) 柱脚最大浮上(同時刻)

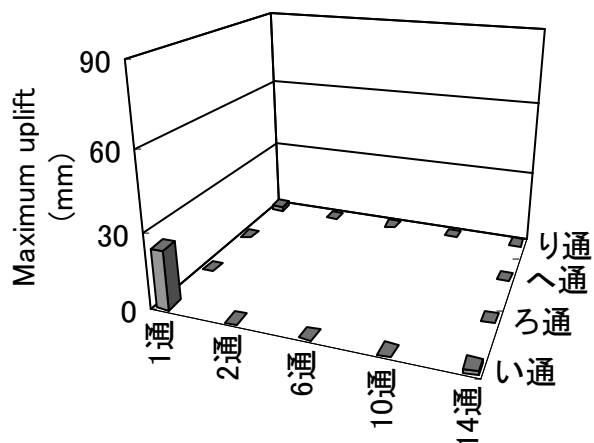


図 3.2.4-197 BCJ-L2 S 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.6)

No.6 BCJ-L2 L方向加振 柱脚最大浮上(同時刻)

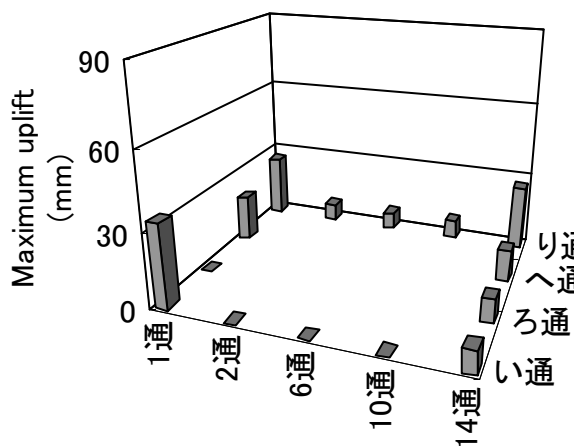


図 3.2.4-198 BCJ-L2 L 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.6)

No.6 BCJ-L2 S方向加振 柱脚最大浮上(同時刻)

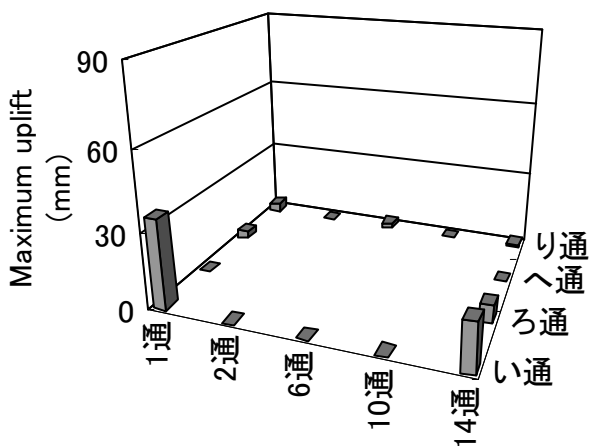


図 3.2.4-199 BCJ-L2 S 方向加振
最大浮き上がり変位(試験体 No.6)

(10) 柱脚の滑り

伝統的木造建物の地震時挙動を議論する際、大きな問題の一つとなる 1 階柱脚の水平変位について、最大水平変位量、水平変位が発生した加振における柱脚-礎石間の動摩擦係数、上下振動の関係について検証する。柱脚の水平変位には、平成 22 年度に実施した実大実験をまとめた平成 23 年度報告書より、一瞬で大きな移動が生じる所謂「滑る」挙動と、小さな変位が蓄積される所謂「歩く」挙動の 2 種類であることが報告されている。ここでは、この 2 つの挙動をまとめて滑りと称する

1 階柱脚に設置した変位計および画像変位計測の結果より、柱脚の滑り挙動を確認した。柱脚の滑り計測は、試験体の外側の柱のみ計測した。試験体 No.5 の各加振における最大滑り変位を表 3.2.4-22 に、試験体 No.6 を表 3.2.4-23 に示す。柱脚の滑りとは本来、個々の柱脚によって個別の挙動を示すが、ここでは各通りの滑りとして表現した。BCJ-L1 加振の結果は変位計、BCJ-L2 加振および JMA 神戸加振は画像変位計測から得られた値を用いている。表に示す最大滑り変位を記録した時間は同じではない。BCJ-L2 加振以後の最大滑り変位を図 3.2.4-200～図 3.2.4-203 に、滑りの時刻歴波形を図 3.2.4-204～図 3.2.4-235 に示す。

試験体 No.5 および No.6 共に、BCJ-L1 加振では、1 階柱脚の滑り変位は最大でも 2.1mm と非常に小さい。BCJ-L2 加振では、試験体 No.5 で 140.1mm、試験体 No.6 で 84.8mm の最大滑り変位を記録した。JMA 神戸加振では、試験体 No.5 で 109.2mm、試験体 No.6 で 134.8mm の最大滑り変位であった。希地震に相当する BCJ-L1 加振において、柱脚の滑りが非常に小さい結果より、希に発生する地震では柱脚の滑り挙動は大きな問題とならないことを示している。また、極希地震に相当する BCJ-L2 加振では最大滑り変位が 140.1mm であったが、これは BCJ-L2 波を S 方向に対して 2 回目の加振で計測された値である。BCJ-L2 波 S 方向および L 方向 1 回目の加振に着目すると、最大滑り変位は 96.6mm であり、極めて希に発生する地震に対する柱脚の滑り挙動は約 100mm 程度であると考えられる。

表 3.2.4-22 最大滑り変位(試験体 No.5)

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	101.2	25.3	41.6	43.7	109.2	10.7	12.7	24.2	36.5
12	BCJ-L2 S方向	140.1	113.0	95.2	79.0	123.7	8.8	7.7	17.6	29.4
10	BCJ-L2 L方向	18.9	15.6	10.5	8.7	19.7	69.9	79.7	96.6	93.6
8	BCJ-L2 S方向	76.5	64.0	34.3	35.0	93.0	8.2	7.9	9.5	19.0
6	BCJ-L1 L方向	0.2	0.1	0.2	0.2	0.1	2.0	1.7	1.1	1.6
5	BCJ-L1 S方向	1.2	0.8	0.7	0.7	1.2	1.2	0.1	0.1	0.2
3	BCJ-L1 L方向	1.0	0.3	0.2	0.2	0.1	2.1	1.6	1.0	1.5
2	BCJ-L1 S方向	2.1	0.9	0.7	0.7	1.2	1.4	0.1	0.1	0.2

表 3.2.4-23 最大滑り変位(試験体 No.6)

No.	入力地震動	S方向					L方向			
		1通り	2通り	6通り	10通り	14通り	い通り	ろ通り	へ通り	り通り
14	JMA神戸	74.0	36.4	39.4	71.9	134.8	19.9	17.0	31.2	53.8
12	BCJ-L2 S方向	37.0	20.3	11.8	7.6	5.8	6.6	8.2	4.0	5.8
10	BCJ-L2 L方向	12.9	11.8	5.5	7.3	10.5	73.4	83.4	80.5	84.8
8	BCJ-L2 S方向	33.4	42.3	14.6	11.6	11.5	32.1	10.9	7.6	27.1
6	BCJ-L1 L方向	0.1	0.2	0.2	0.2	0.1	0.4	0.4	0.3	0.4
5	BCJ-L1 S方向	0.8	0.4	0.2	0.3	0.1	0.1	0.1	0.1	0.2
3	BCJ-L1 L方向	0.4	0.0	0.0	0.0	0.1	0.2	0.1	0.0	0.1
2	BCJ-L1 S方向	1.2	0.1	0.0	0.0	0.1	0.1	0.0	0.0	0.0

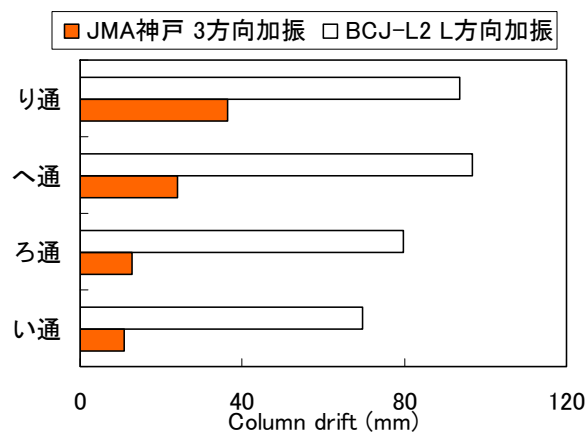


図 3.2.4-200 L 方向最大滑り変位
(試験体 No.5)

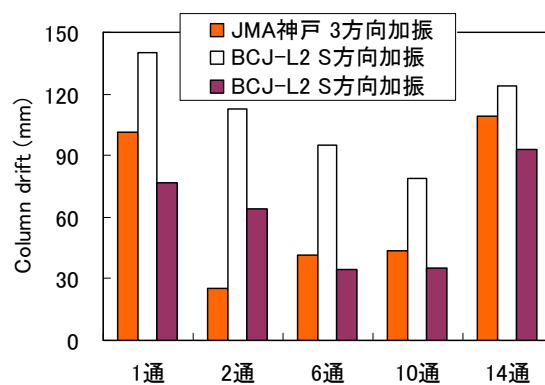


図 3.2.4-201 S 方向最大滑り変位
(試験体 No.5)

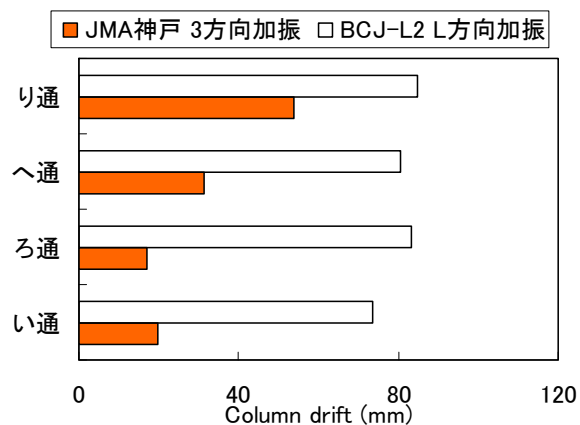


図 3.2.4-202 L 方向最大滑り変位
(試験体 No.6)

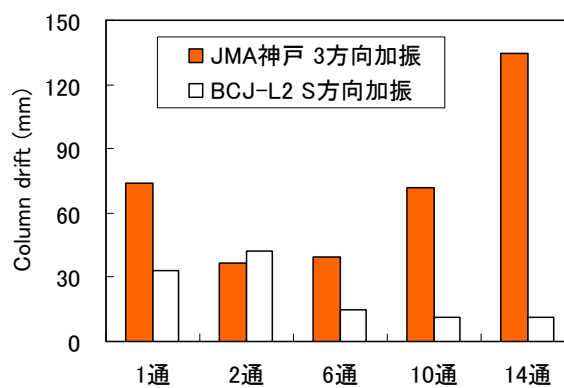


図 3.2.4-203 S 方向最大滑り変位
(試験体 No.6)

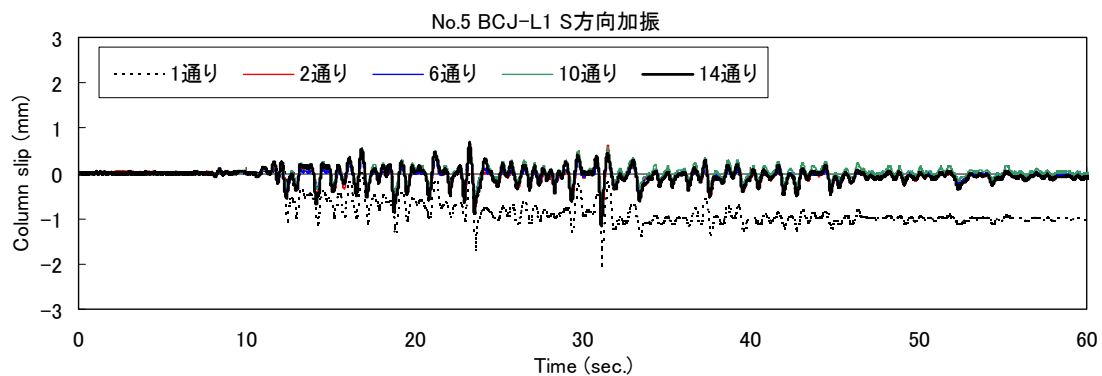


図 3.2.4-204 BCJ-L1 S 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

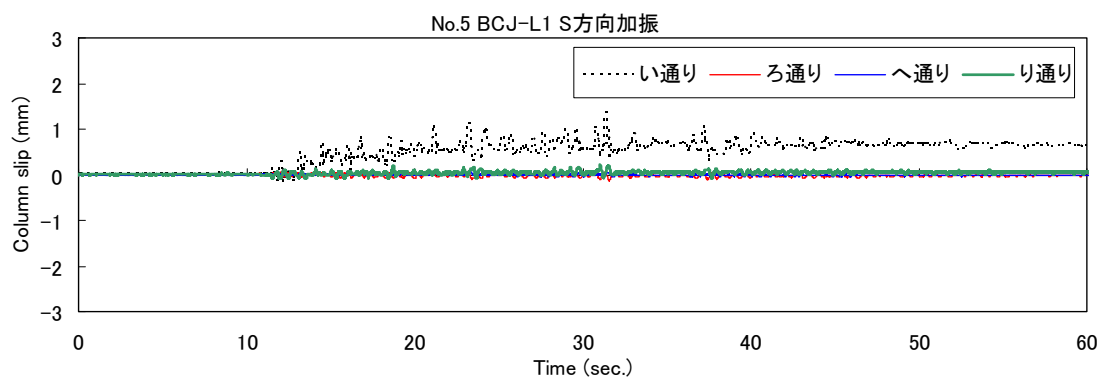


図 3.2.4-205 BCJ-L1 S 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

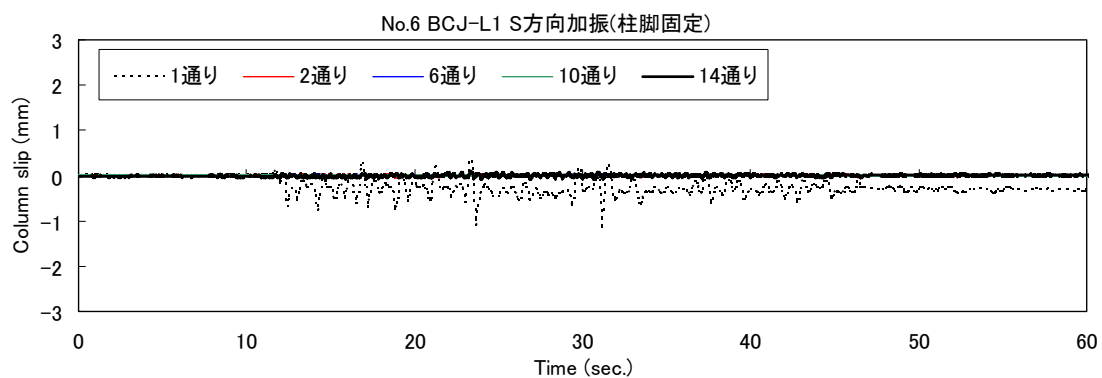


図 3.2.4-206 BCJ-L1 S 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

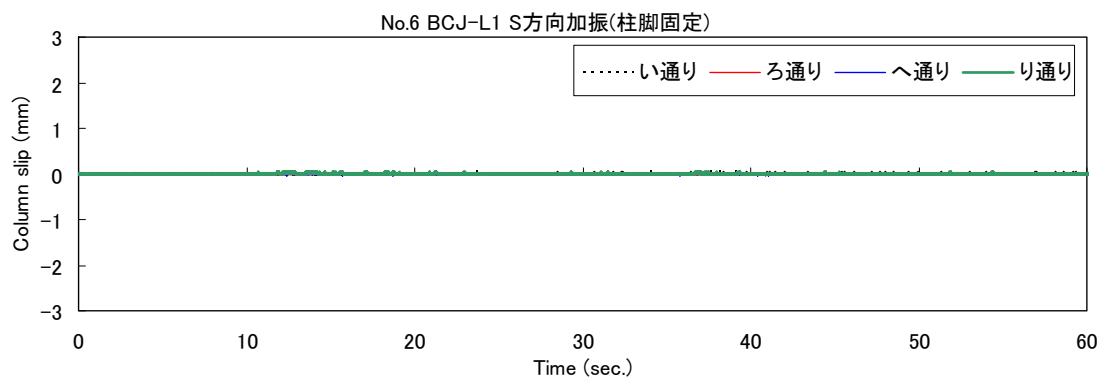


図 3.2.4-207 BCJ-L1 S 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

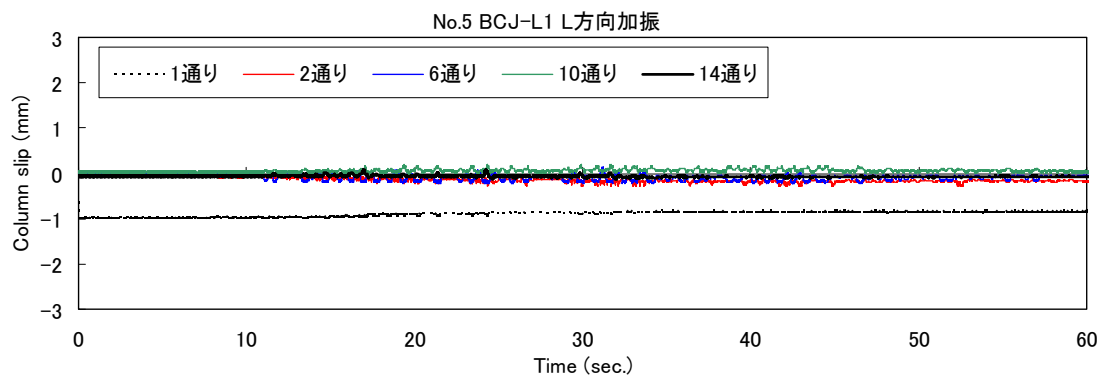


図 3.2.4-208 BCJ-L1 L 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

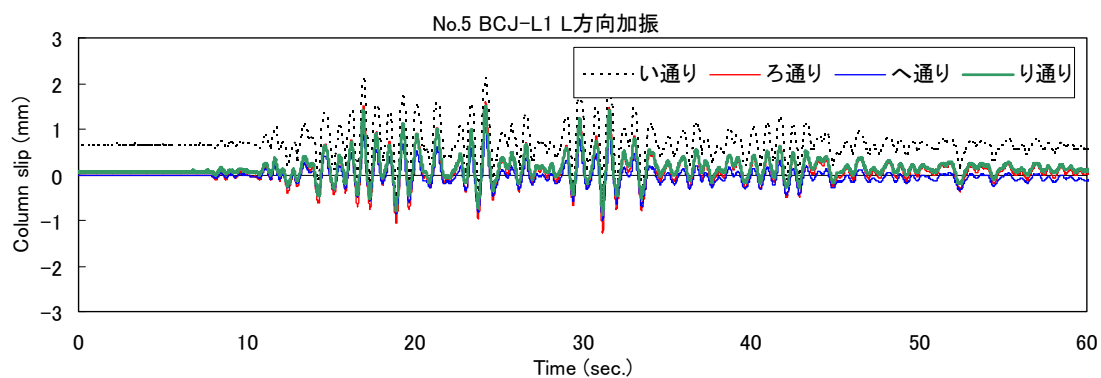


図 3.2.4-209 BCJ-L1 L 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

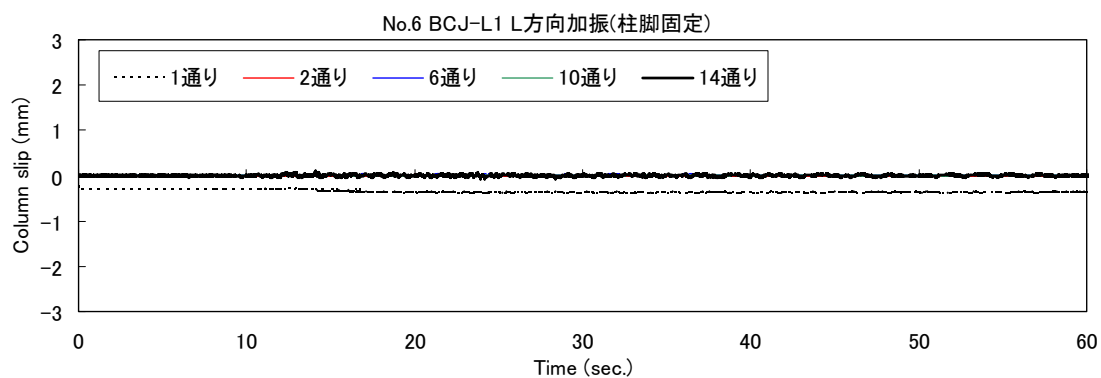


図 3.2.4-210 BCJ-L1 L 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

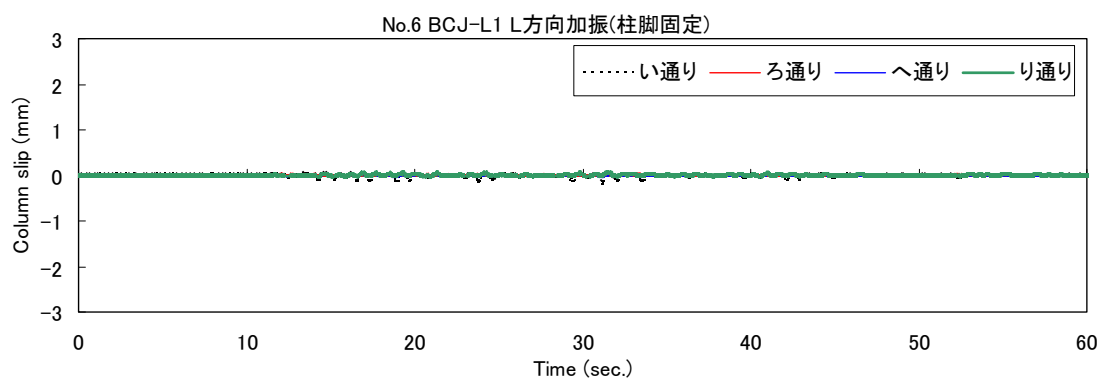


図 3.2.4-211 BCJ-L1 L 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

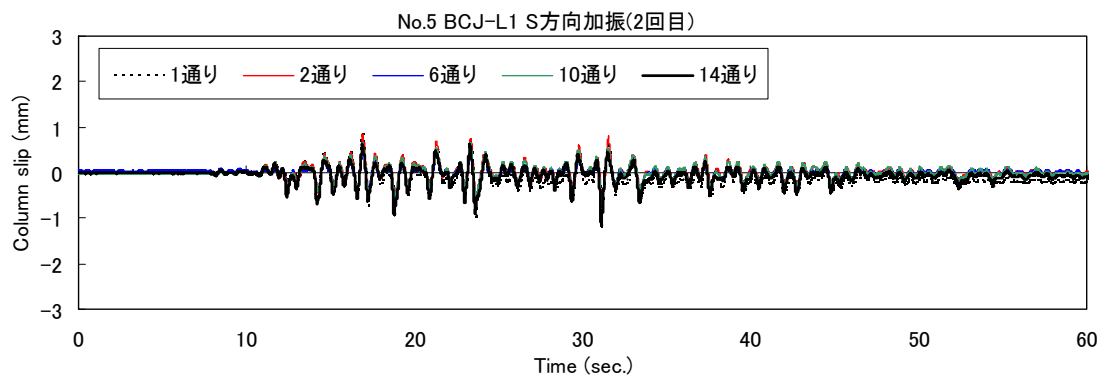


図 3.2.4-212 BCJ-L1 S 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

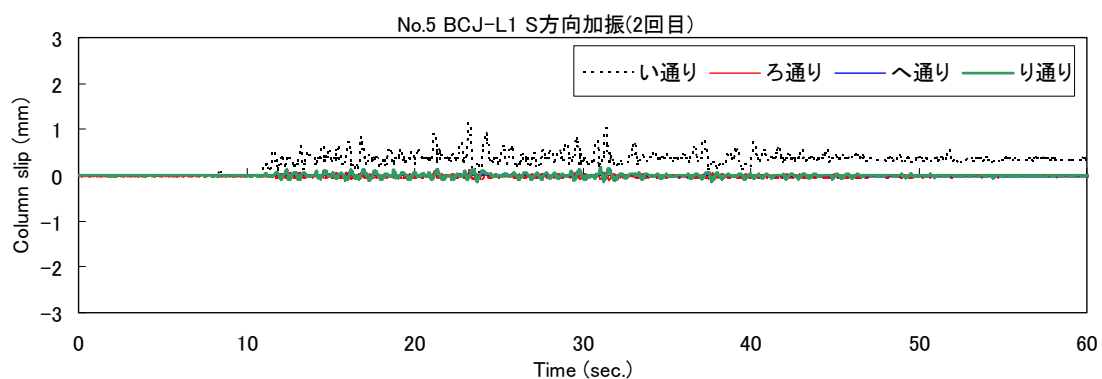


図 3.2.4-213 BCJ-L1 S 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

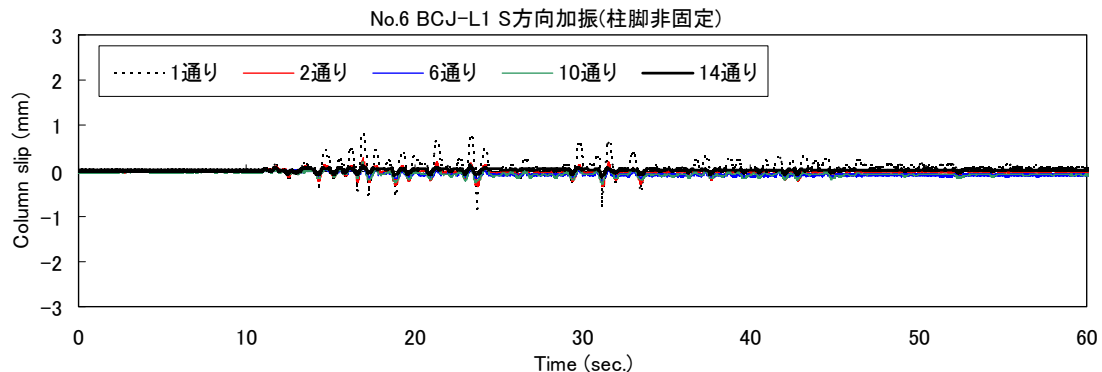


図 3.2.4-214 BCJ-L1 S 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

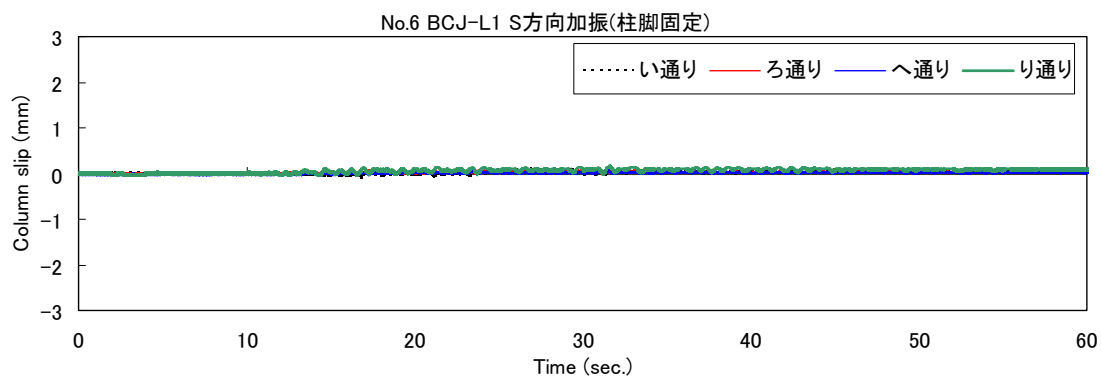


図 3.2.4-215 BCJ-L1 S 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

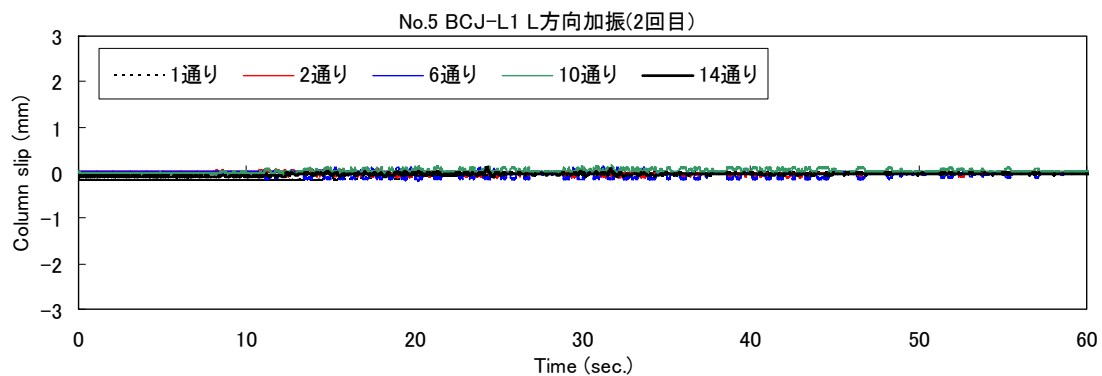


図 3.2.4-216 BCJ-L1 L 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

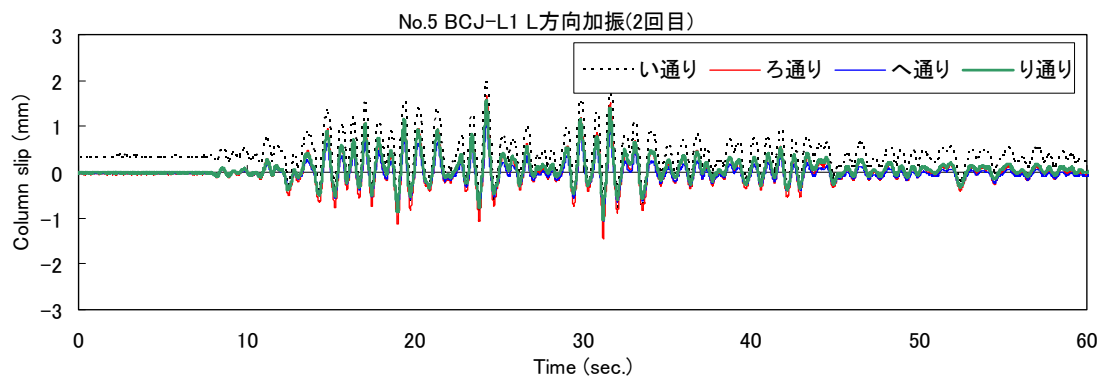


図 3.2.4-217 BCJ-L1 L 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

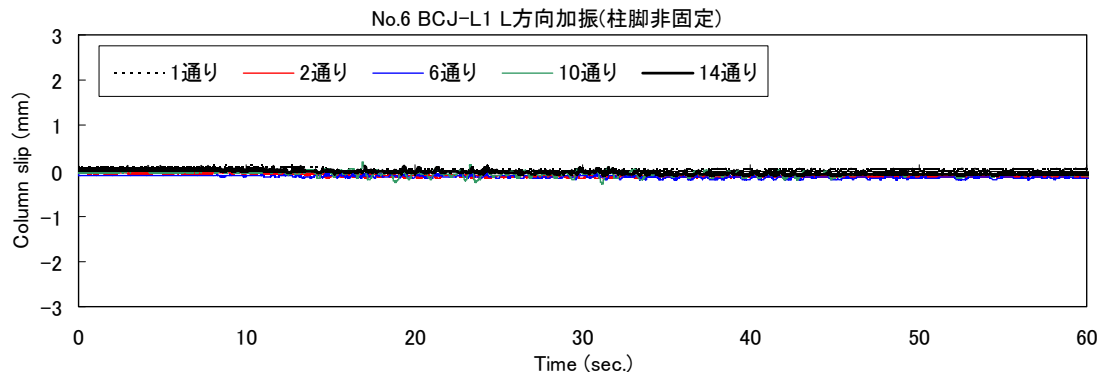


図 3.2.4-218 BCJ-L1 L 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

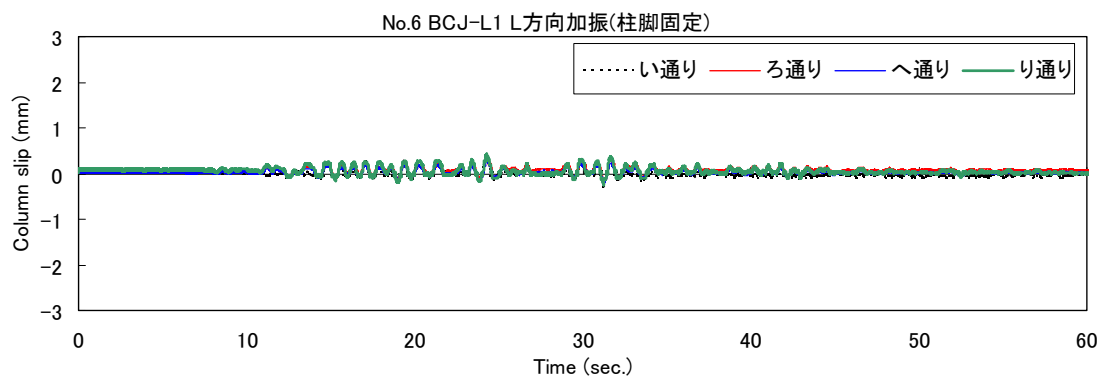


図 3.2.4-219 BCJ-L1 L 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

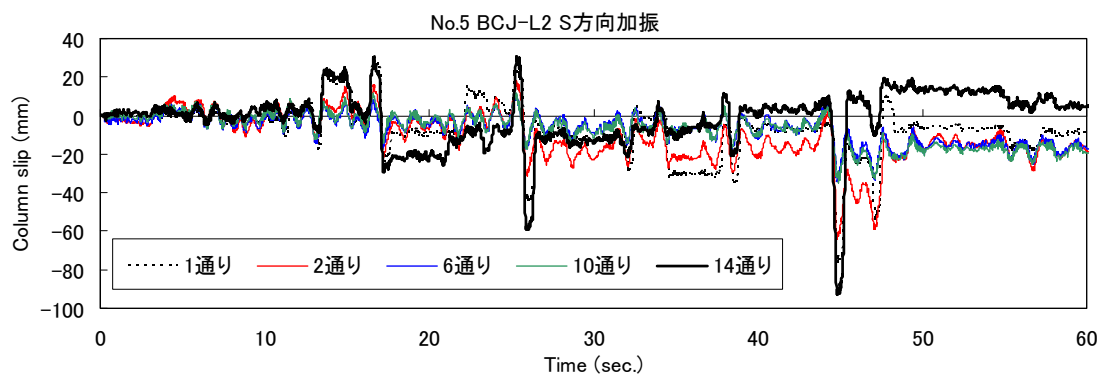


図 3.2.4-220 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

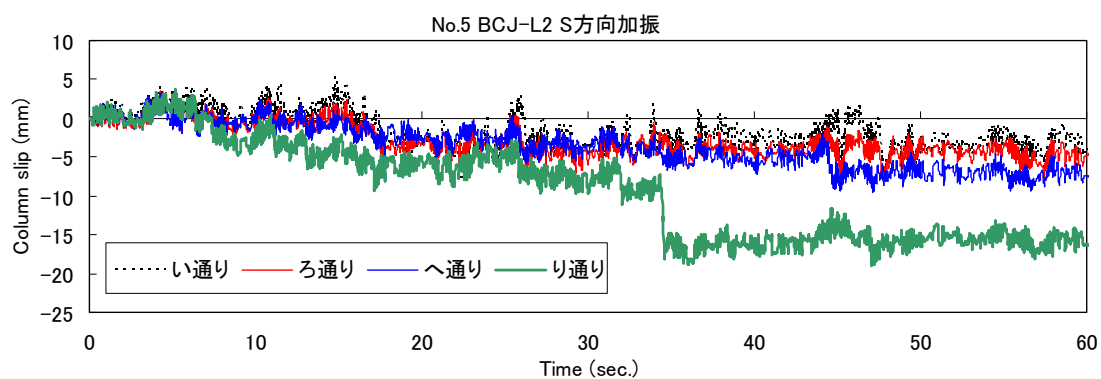


図 3.2.4-221 BCJ-L2 S 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

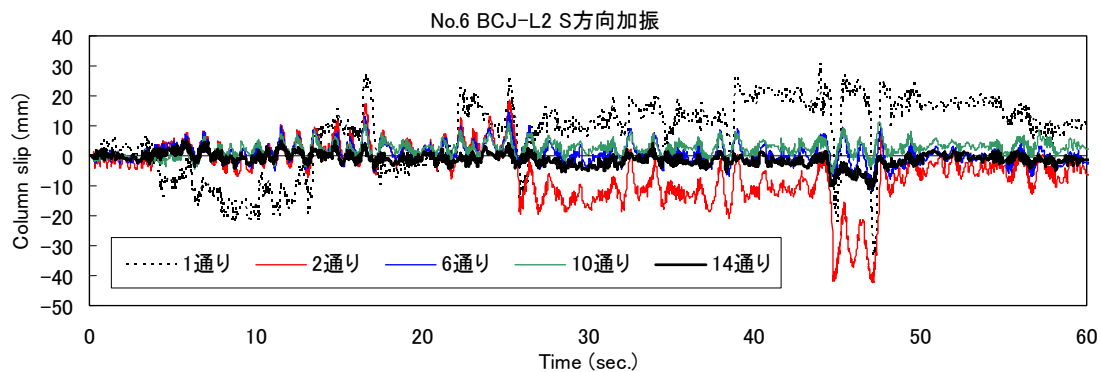


図 3.2.4-222 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

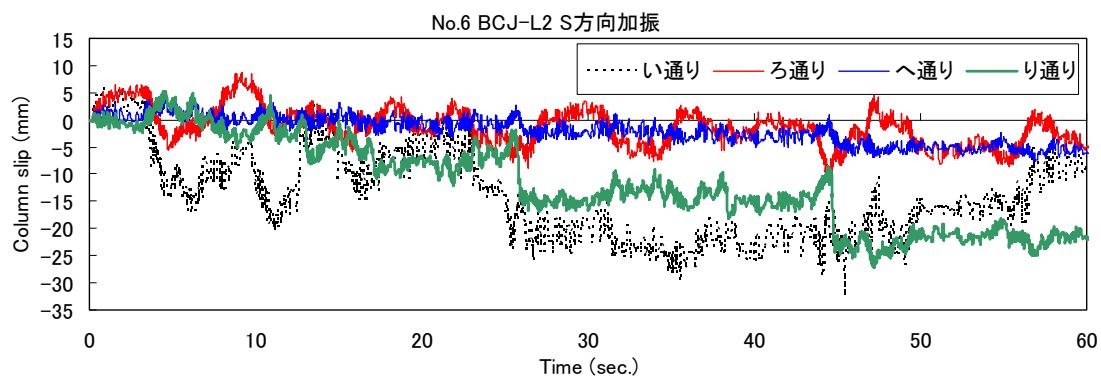


図 3.2.4-223 BCJ-L2 S 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

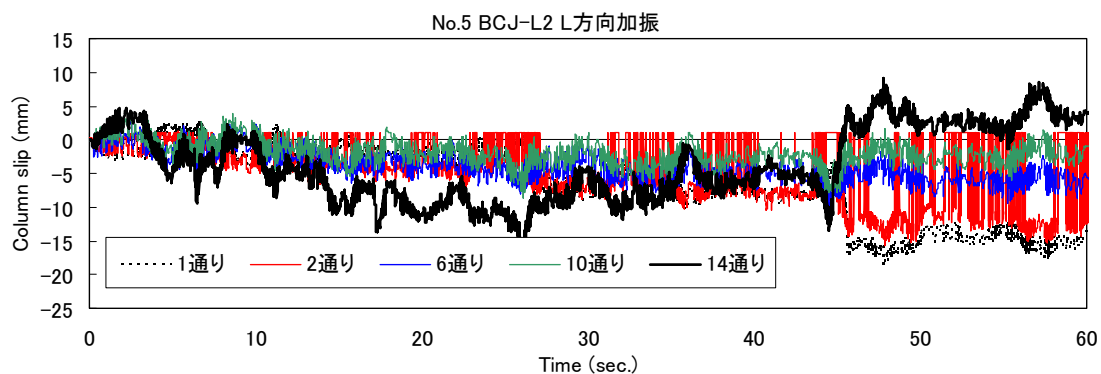


図 3.2.4-224 BCJ-L2 L 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

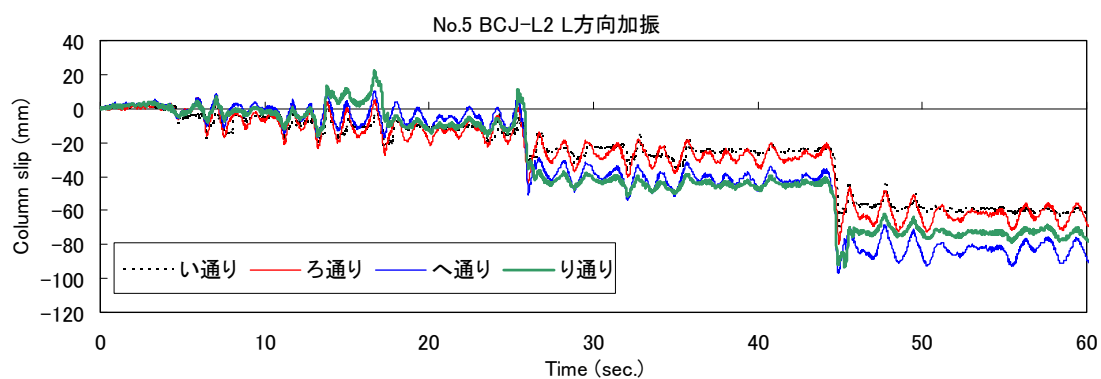


図 3.2.4-225 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

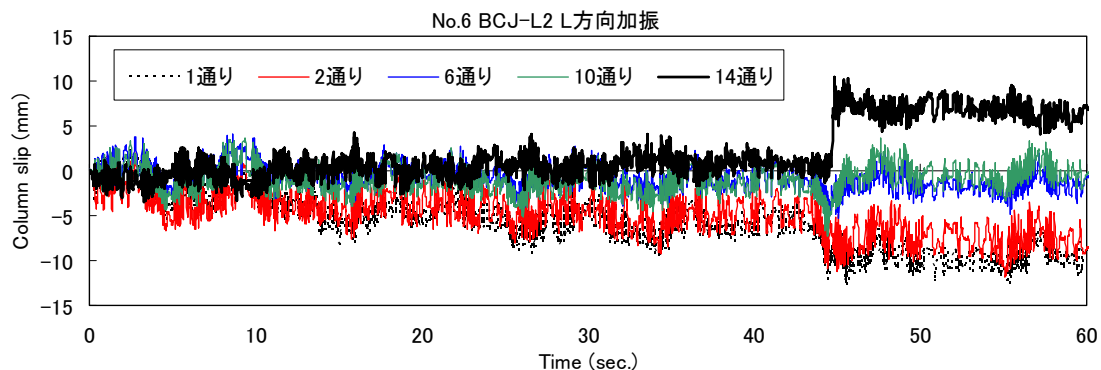


図 3.2.4-226 BCJ-L2 L 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

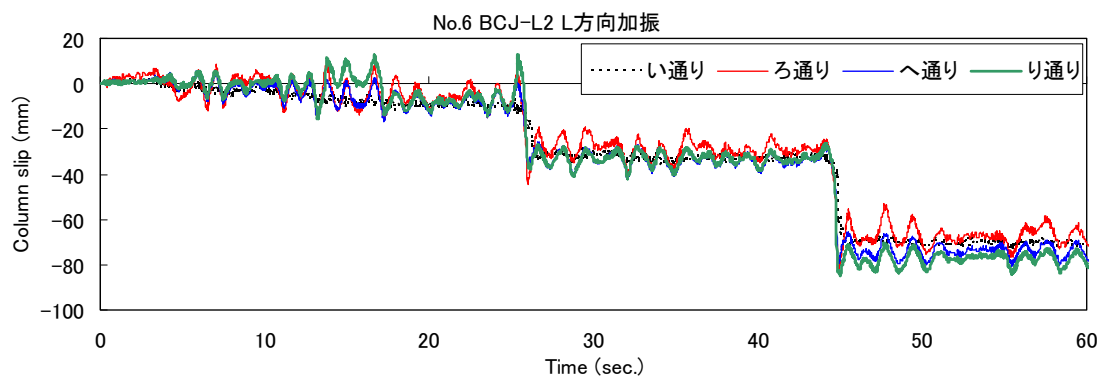


図 3.2.4-227 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

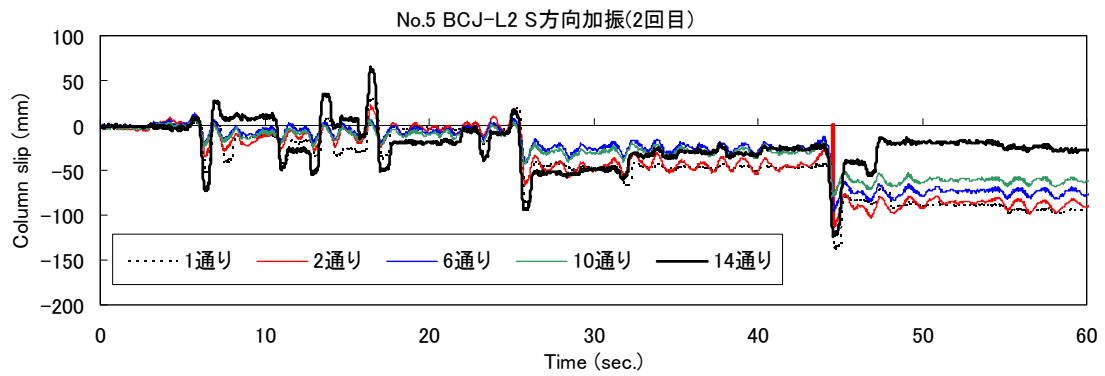


図 3.2.4-228 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

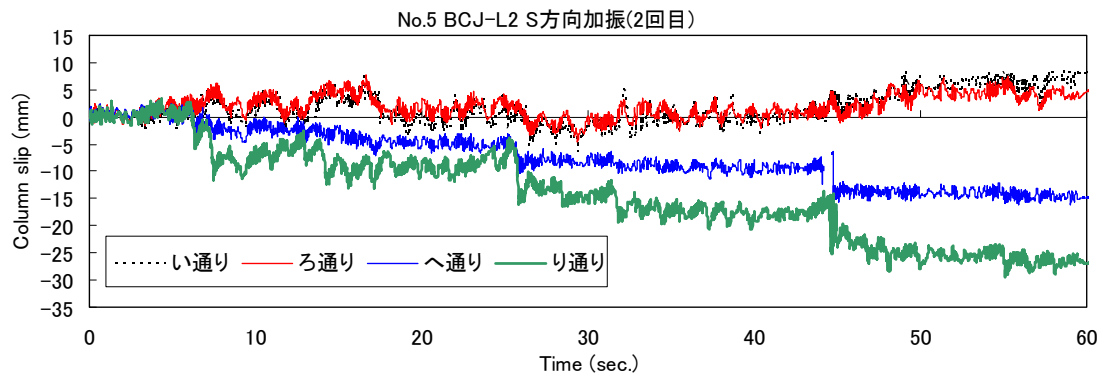


図 3.2.4-229 BCJ-L2 S 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

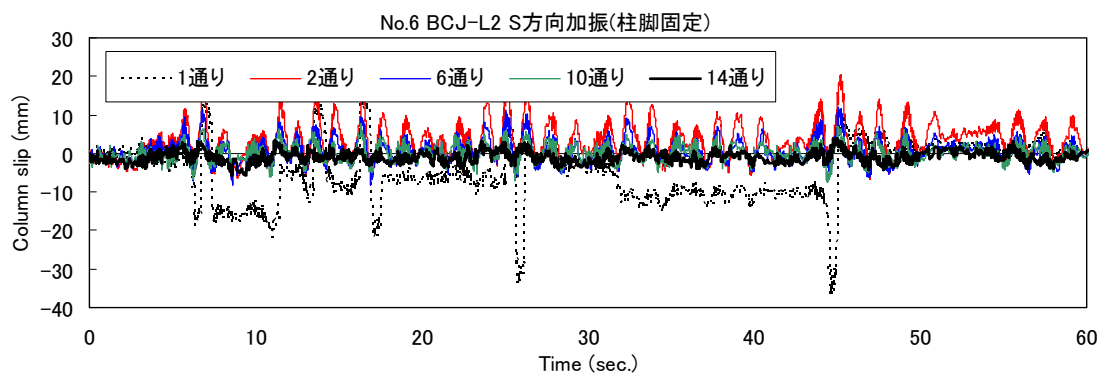


図 3.2.4-230 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

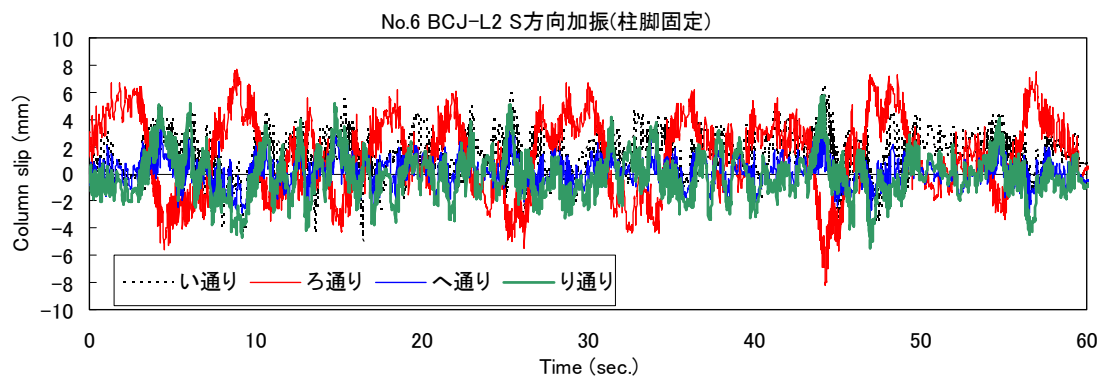


図 3.2.4-231 BCJ-L2 S 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

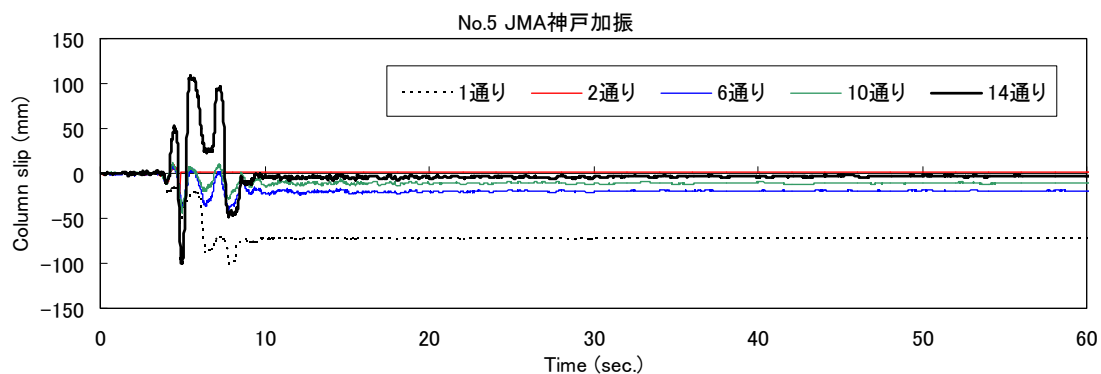


図 3.2.4-232 JMA 神戸 3 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

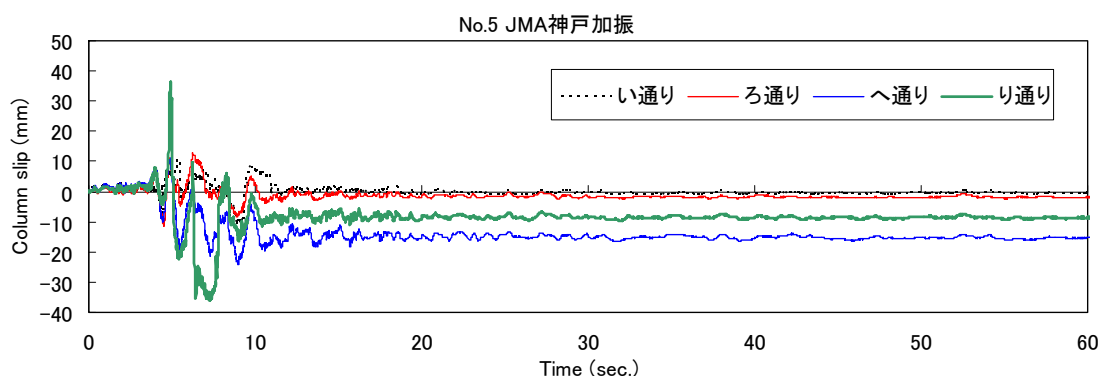


図 3.2.4-233 JMA 神戸 3 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.5)

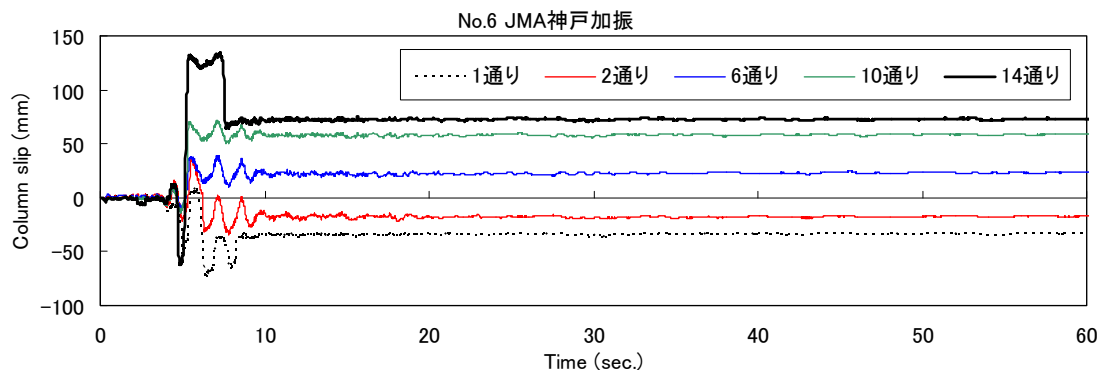


図 3.2.4-234 JMA 神戸 3 方向加振 S 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

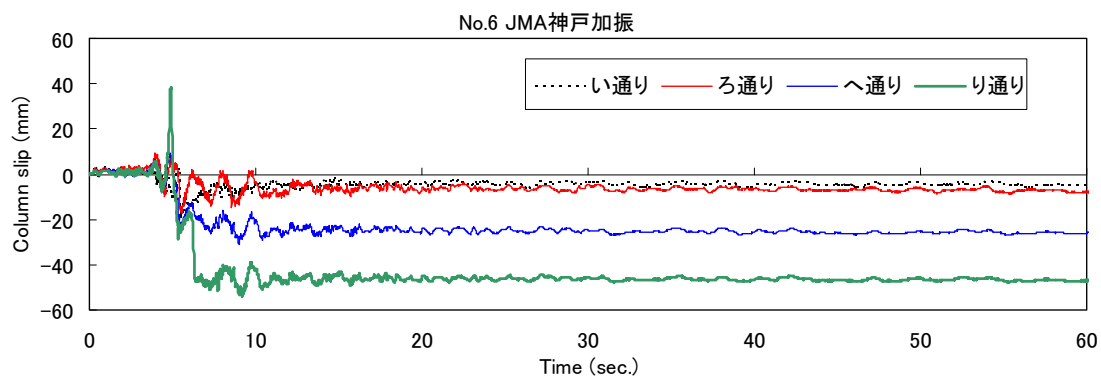


図 3.2.4-235 JMA 神戸 3 方向加振 L 方向柱脚滑り時刻歴(試験体 No.6)

柱脚の滑りと摩擦係数の関係を確認する。試験体 1 階床高さに設置した加速度計を用いて図 3.2.4-236 に示す 3 質点系とした場合の 0 層せん断力係数を求め、これを動摩擦係数とする。0 層せん断力係数の求め方は、(5) 復元力特性と同様とした。ここで言う摩擦係数とは、みかけの動摩擦係数であり、柱脚の浮き上がりや歩くなどの挙動をすべて滑りと捉えること、個々の柱脚挙動ではなく構面の滑りと捉えていることが理由であるが、見かけの摩擦係数を用いて評価することは、設計上の取り扱いが容易となり利点大きい。

各加振で最大となった摩擦係数を表 3.2.4-24～表 3.2.4-25 に示す。柱脚の滑りが非常に小さかった BCJ-L1 加振では、摩擦係数が最大 0.13 であった。柱脚の滑りが発生した BCJ-L2 加振では、摩擦係数が 0.44～0.56 の間に分布している。摩擦係数とは確定値ではなく、観測される値はバラつきを持つことが既往の実験からも明らかになっている。ここでは、柱脚の滑りが生じた加振の最大層せん断力係数を抽出していることから、バラつきの範囲のうち上限に近い値であると考え、既往の知見 0.3～0.5 とされていることと調和的である。ただし、JMA 神戸波加振において、L 方向の摩擦係数が 0.2 程度と小さくなっていた点に注意が必要である。

次に、各加振中の時刻歴波形から、柱脚が滑った瞬間の層せん断力係数を確認する。各加振の時刻歴波形と時刻歴波形を 10 秒毎に分割したものを図 3.2.4-237～図 3.2.4-286 に示す。図では、左縦軸に各構面の柱脚滑り変位、右縦軸には試験体の層せん断力係数とした。

表 3.2.4-24～表 3.2.4-25 で 0 層せん断力係数が 0.2 程度で柱脚の滑りが生じていた JMA 神戸波加振の L 方向を図 3.2.4-280、図 3.2.4-282、図 3.2.4-284、図 3.2.4-286 に示す。図 3.2.4-280、図 3.2.4-282 より、試験体 No.5 の S 方向柱脚が大きく滑った 15、17、18 秒付近で L 方向にも滑っていることが確認できる。図 3.2.4-284、図 3.2.4-286 より、試験体 No.6 でも S 方向柱脚が大きく滑った 15、16、17 秒付近で L 方向も滑っていることが確認できる。JMA 神戸加振では上下動も入力したため、その影響も考えられるが、S 方向が大きく滑ったことにより L 方向も滑ったと判断できる。以上より、見かけの摩擦係数は L 方向の値ではなく S 方向の 0.42 とする。

その他、BCJ 加振の時刻歴を確認すると、入力方向以外では大きな滑りが見られない。これは、BCJ 加振では水平 1 方向にのみ地震動を入力したことが大きく影響したと考えられる。入力方向における柱脚滑り時刻の層せん断力係数を見ると、概ね 0.3～0.4 程度である。

上下動の影響

以上より、今回の実大震動台実験における見かけの摩擦係数は 0.4 前後であった。

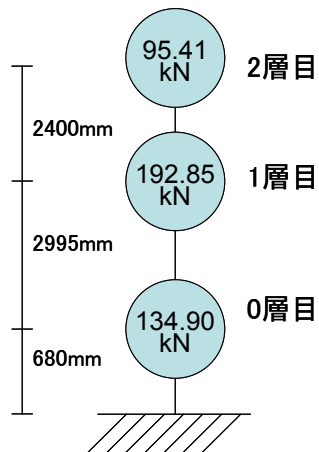


図 3.2.4-236 3 質点系荷重と代表層高さ

表 3.2.4-24 1 階床高さにおける最大層せん断力係数
(試験体 No.5)

No.	入力地震動	S方向	L方向
14	JMA神戸	0.42	0.21
12	BCJ-L2 S方向	0.44	0.02
10	BCJ-L2 L方向	0.02	0.47
8	BCJ-L2 S方向	0.47	0.03
6	BCJ-L1 L方向	0.00	0.12
5	BCJ-L1 S方向	0.12	0.01
3	BCJ-L1 L方向	0.00	0.12
2	BCJ-L1 S方向	0.13	0.01

表 3.2.4-25 1 階床高さにおける最大層せん断力係数
(試験体 No.6)

No.	入力地震動	S方向	L方向
14	JMA神戸	0.42	0.23
12	BCJ-L2 S方向	0.56	0.03
10	BCJ-L2 L方向	0.02	0.47
8	BCJ-L2 S方向	0.51	0.03
6	BCJ-L1 L方向	0.00	0.12
5	BCJ-L1 S方向	0.12	0.01
3	BCJ-L1 L方向	0.00	0.12
2	BCJ-L1 S方向	0.12	0.01

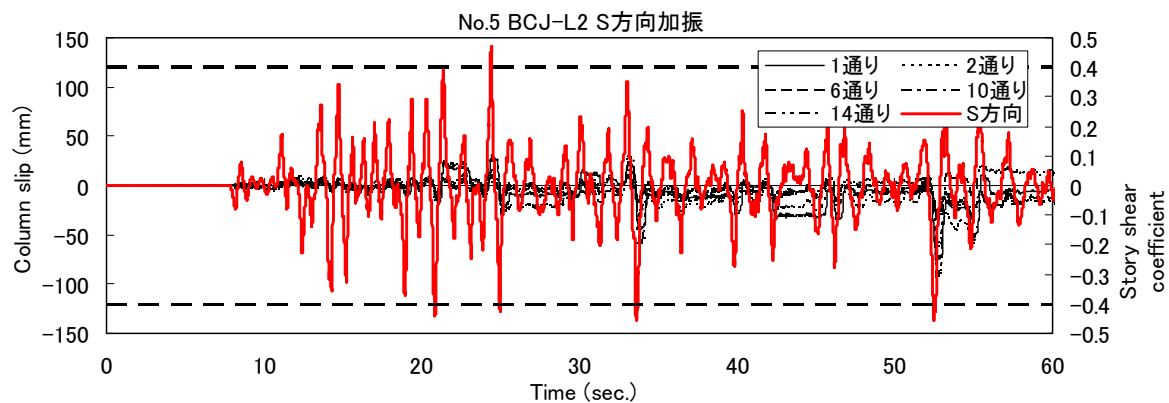


図 3.2.4-237 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数全時刻歴(試験体 No.5)

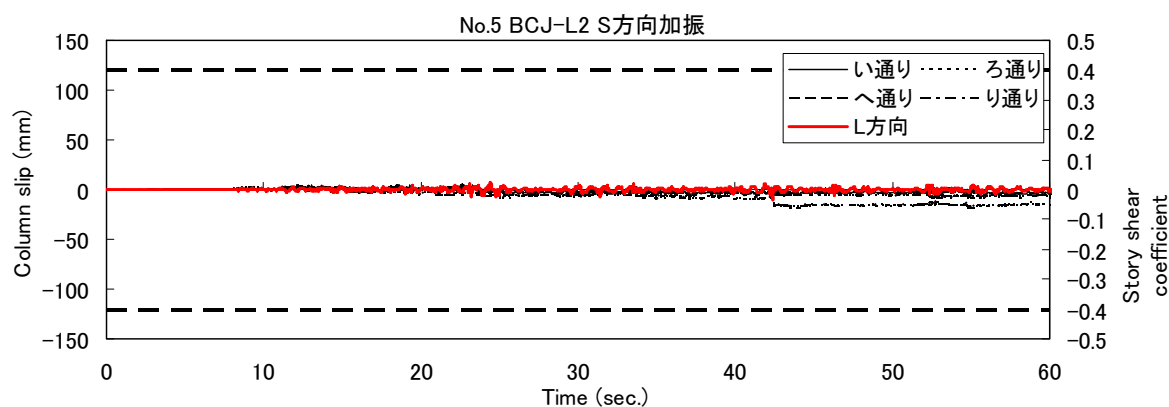


図 3.2.4-238 BCJ-L2 S 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.5)

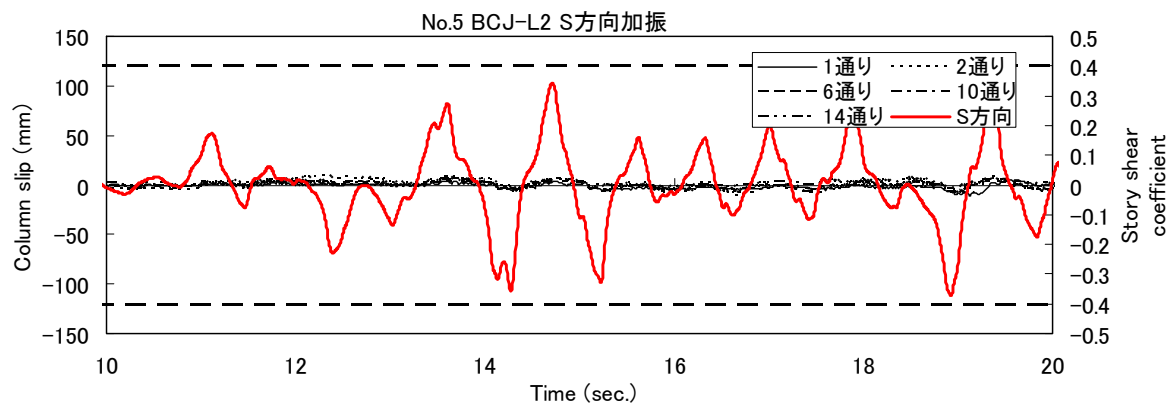


図 3.2.4-239 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.5)

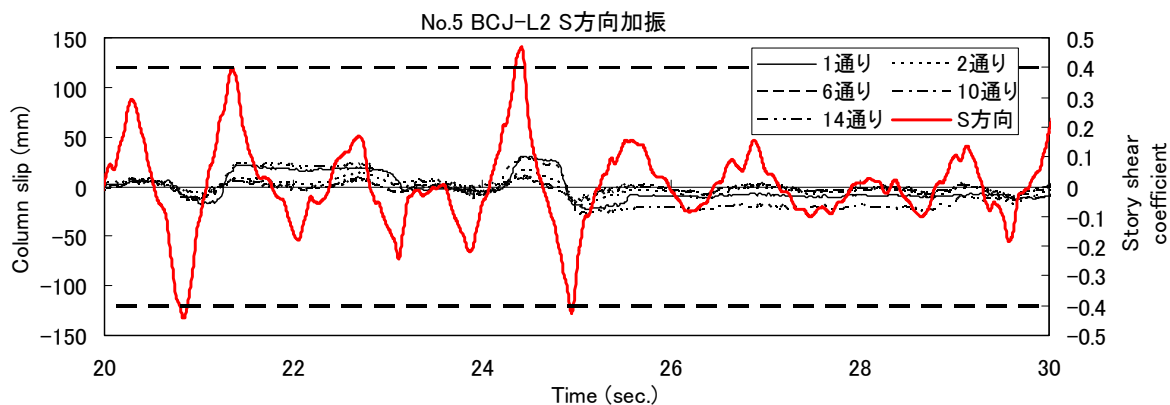


図 3.2.4-240 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.5)

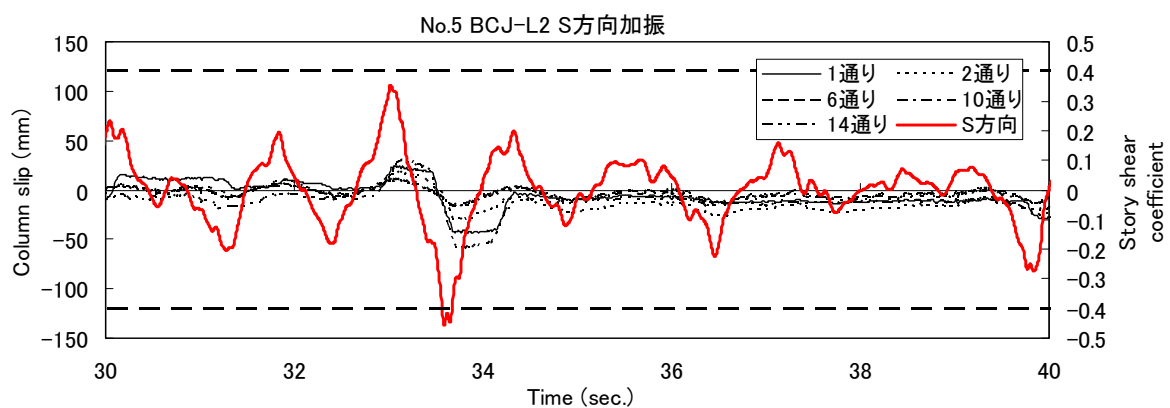


図 3.2.4-241 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.5)

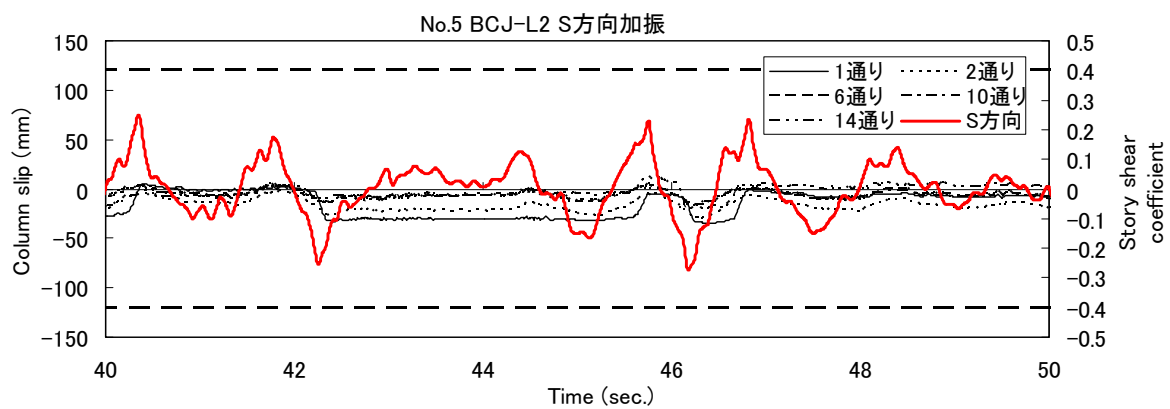


図 3.2.4-242 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.5)

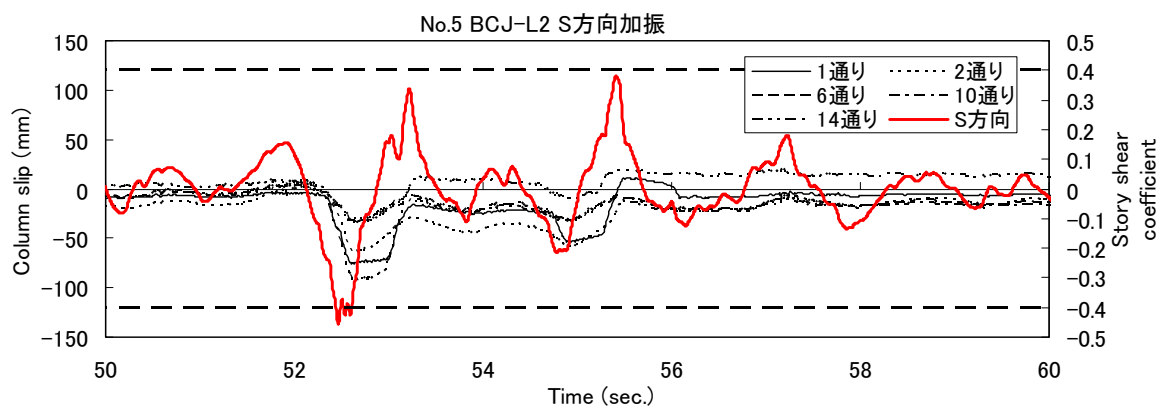


図 3.2.4-243 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.5)

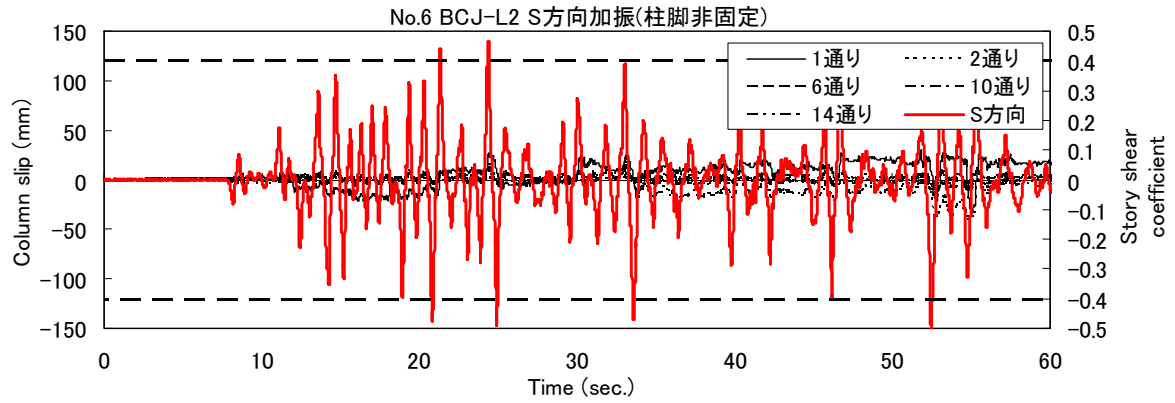


図 3.2.4-244 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数全時刻歴(試験体 No.6)

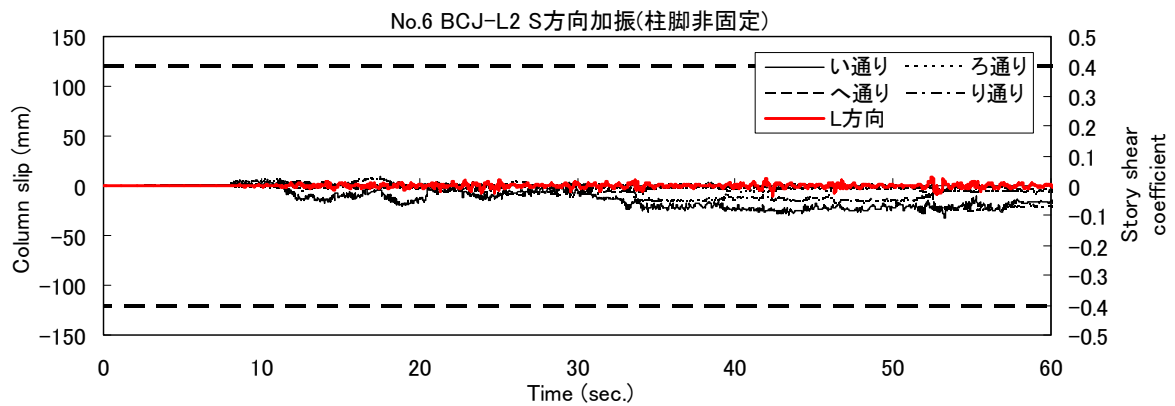


図 3.2.4-245 BCJ-L2 S 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.6)

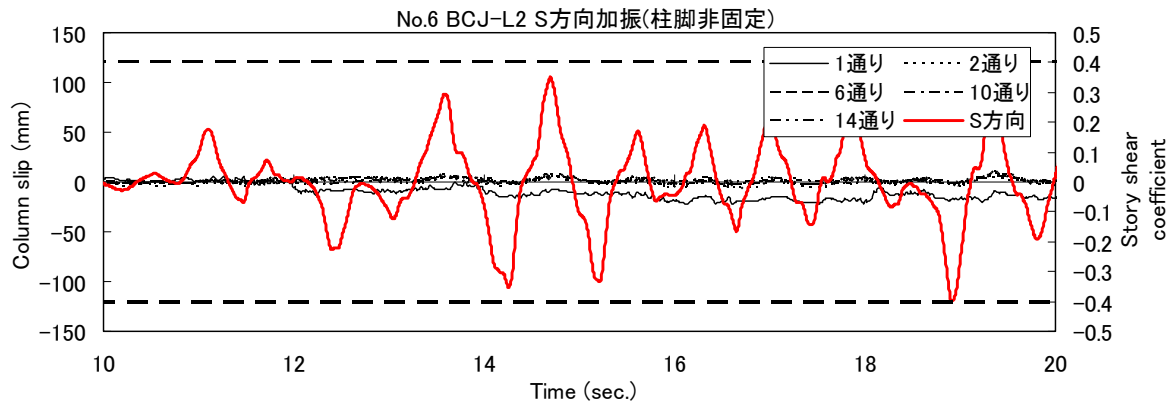


図 3.2.4-246 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.6)

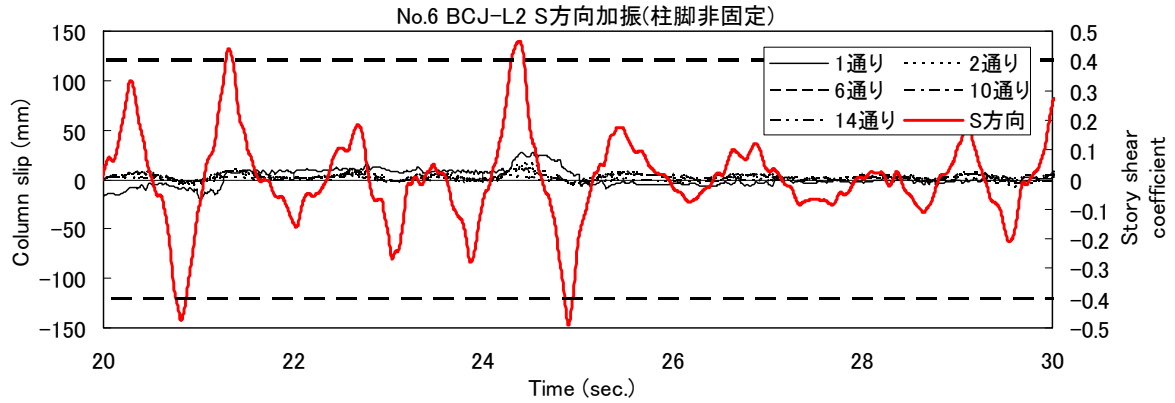


図 3.2.4-247 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.6)

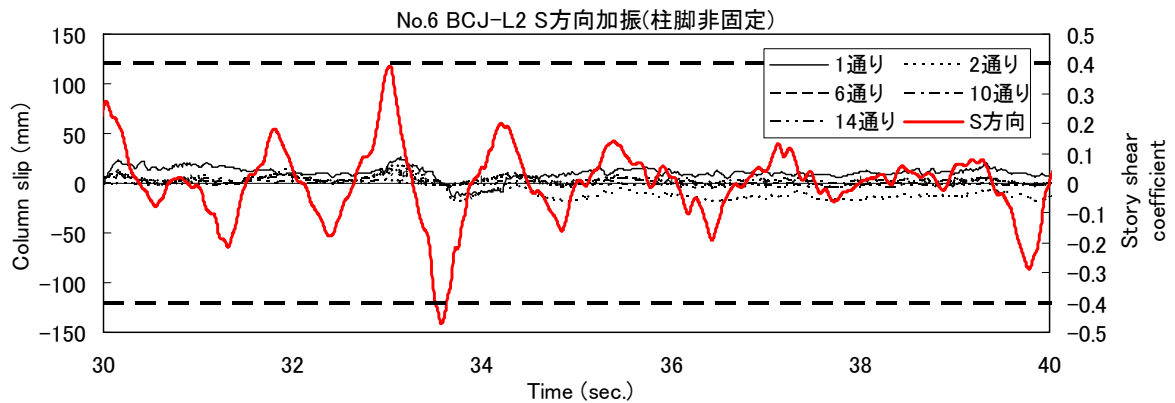


図 3.2.4-248 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.6)

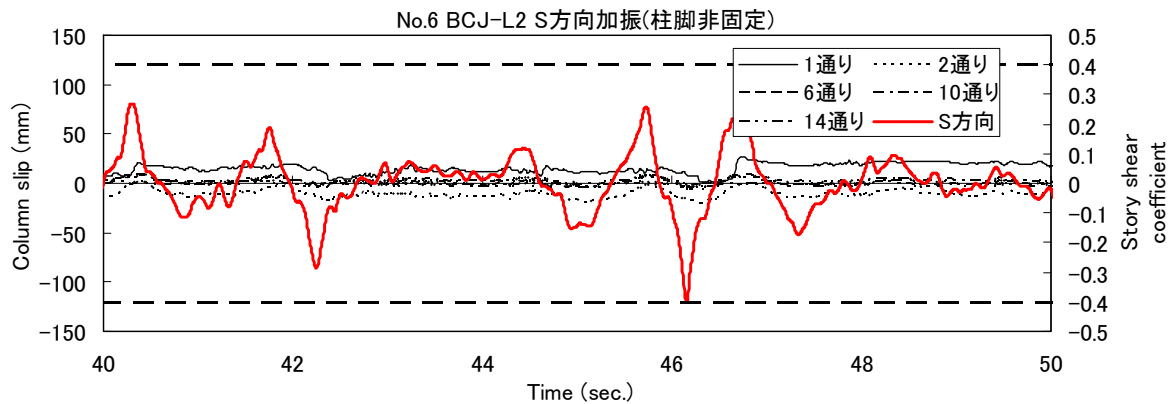


図 3.2.4-249 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.6)

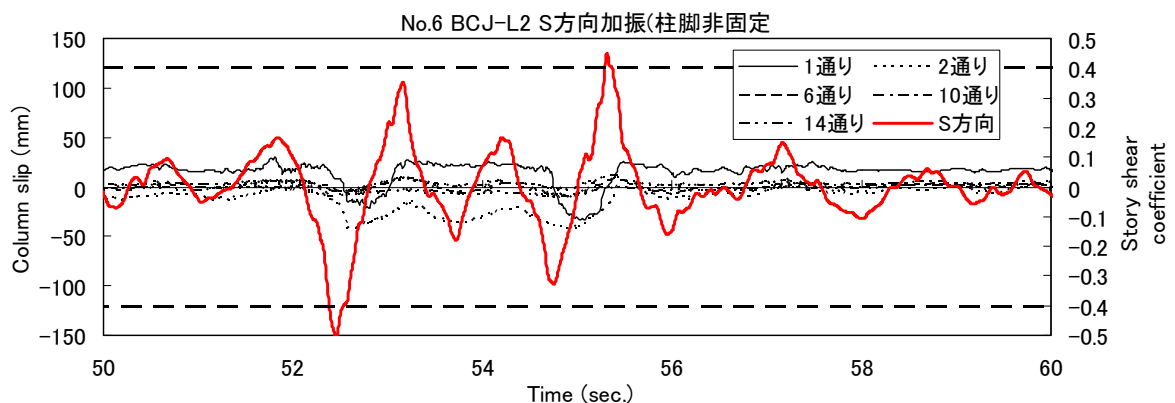


図 3.2.4-250 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.6)

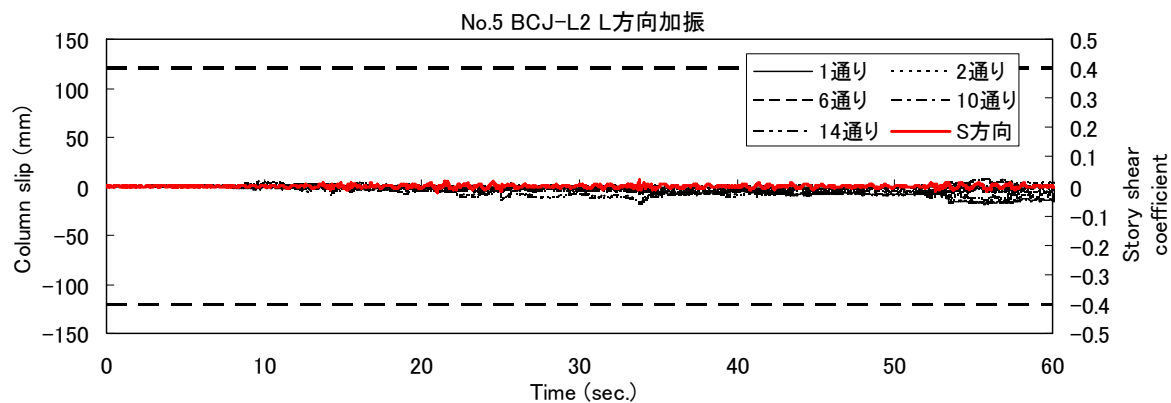


図 3.2.4-251 BCJ-L2 L 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数全時刻歴(試験体 No.5)

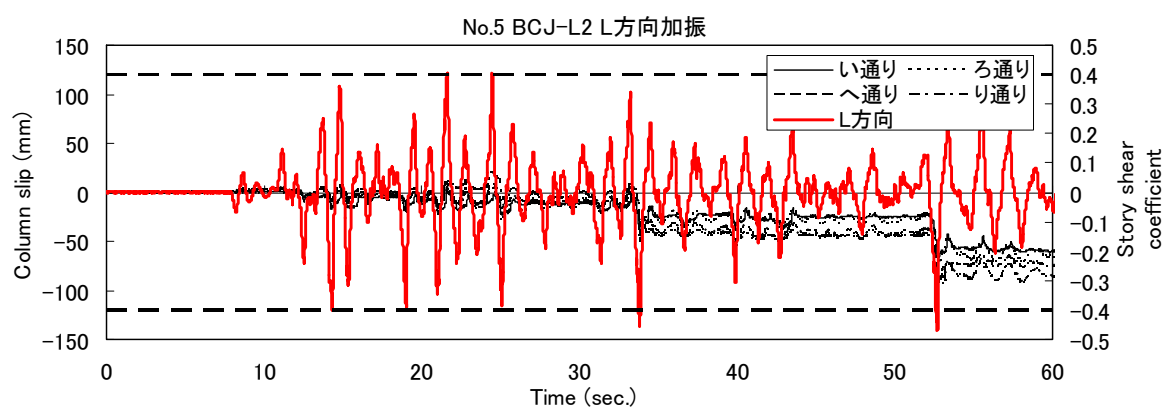


図 3.2.4-252 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.5)

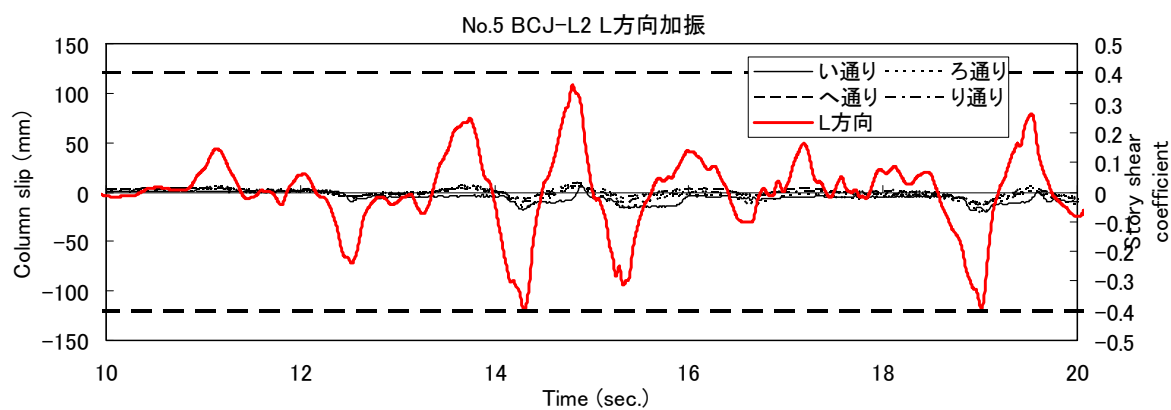


図 3.2.4-253 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.5)

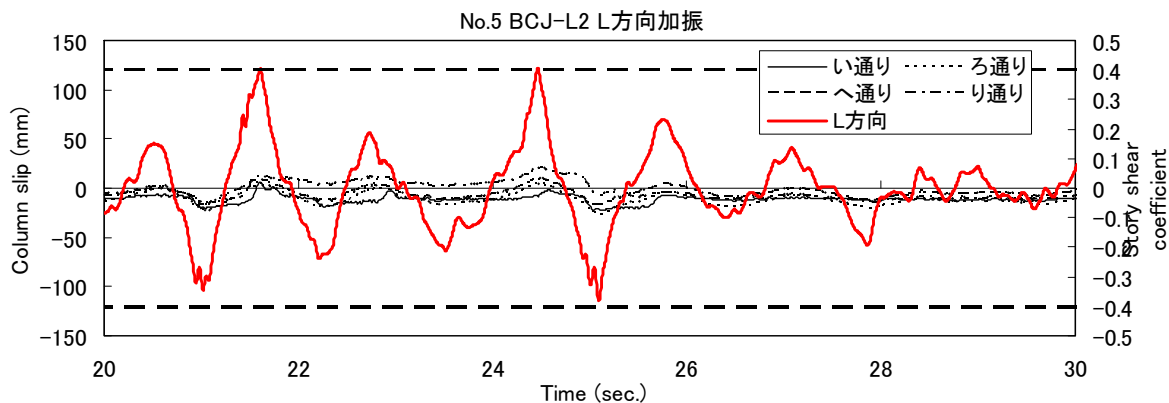


図 3.2.4-254 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴 (試験体 No.5)

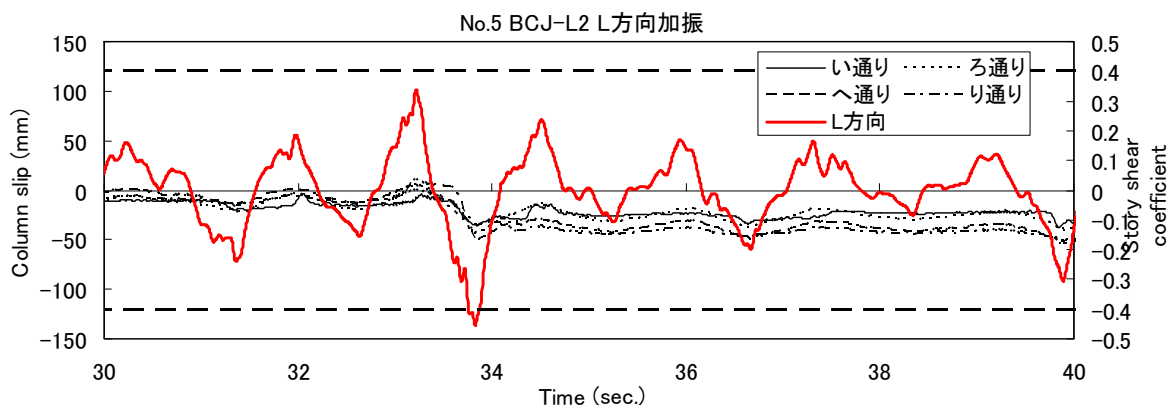


図 3.2.4-255 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴 (試験体 No.5)

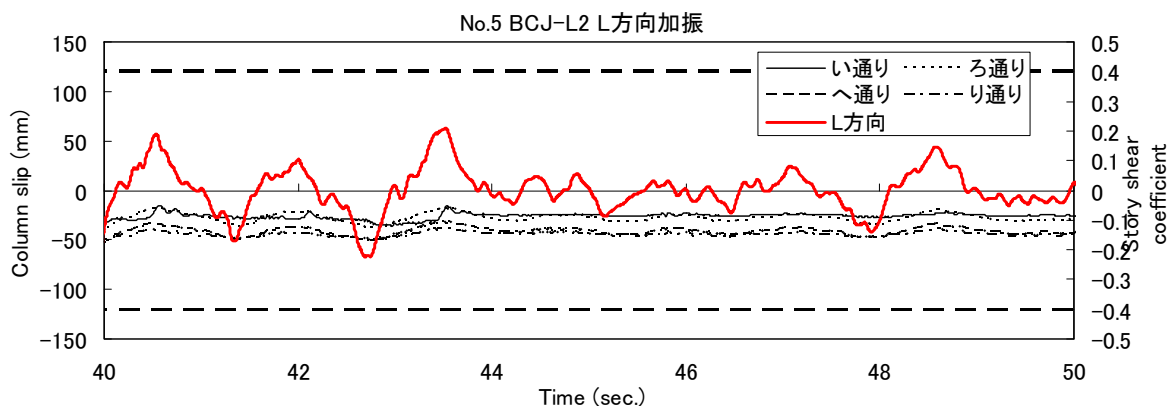


図 3.2.4-256 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴 (試験体 No.5)

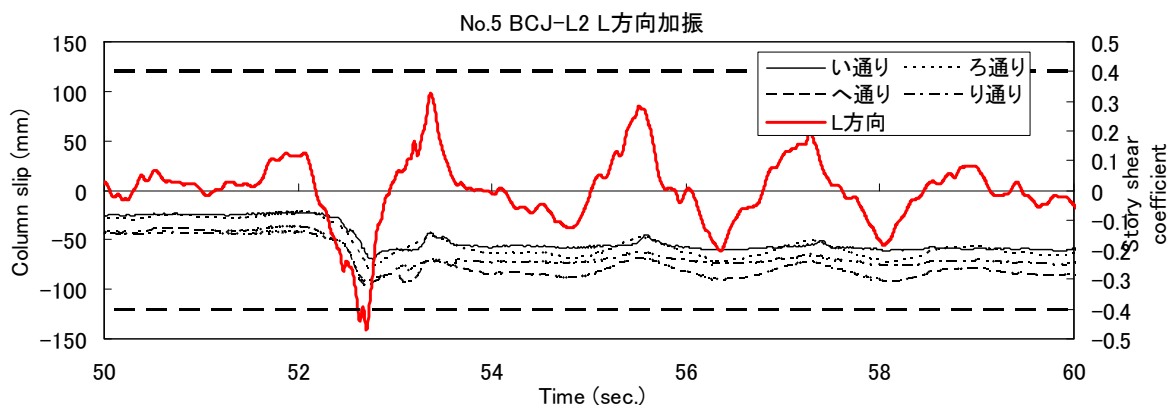


図 3.2.4-257 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴 (試験体 No.5)

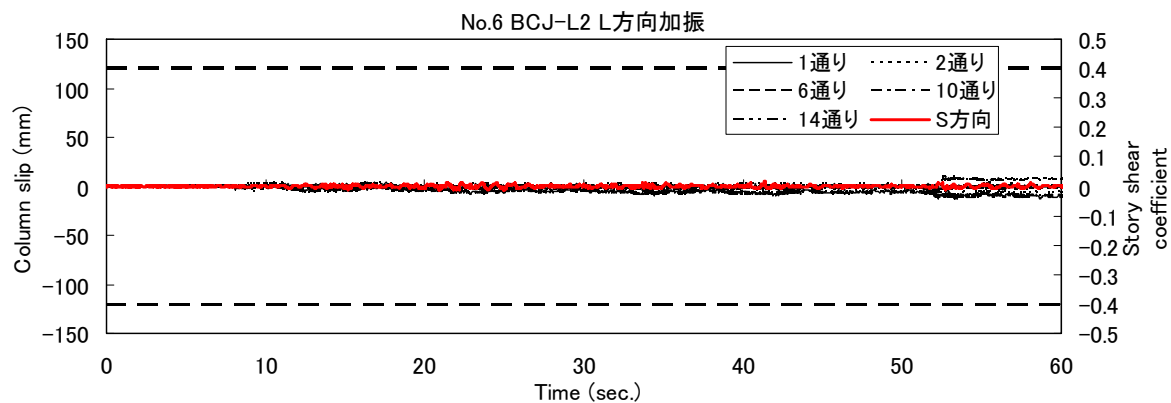


図 3.2.4-258 BCJ-L2 L 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数全時刻歴(試験体 No.6)

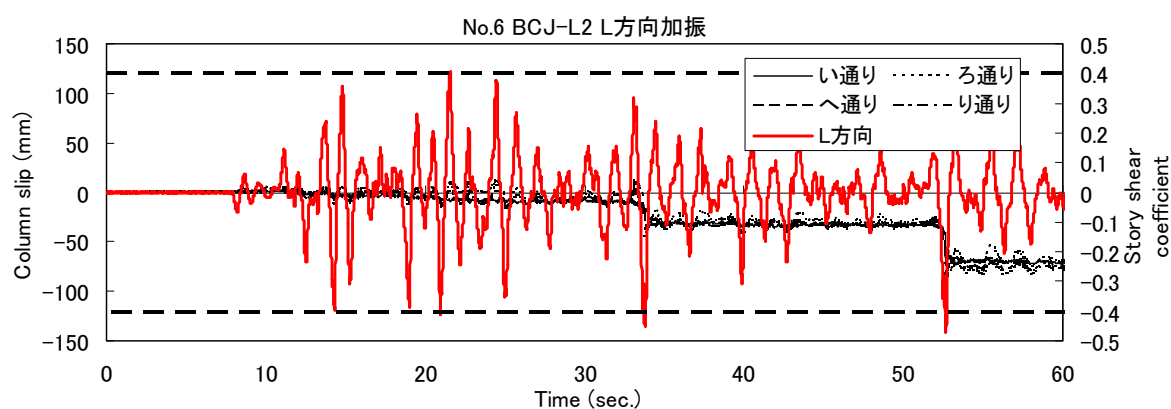


図 3.2.4-259 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.6)

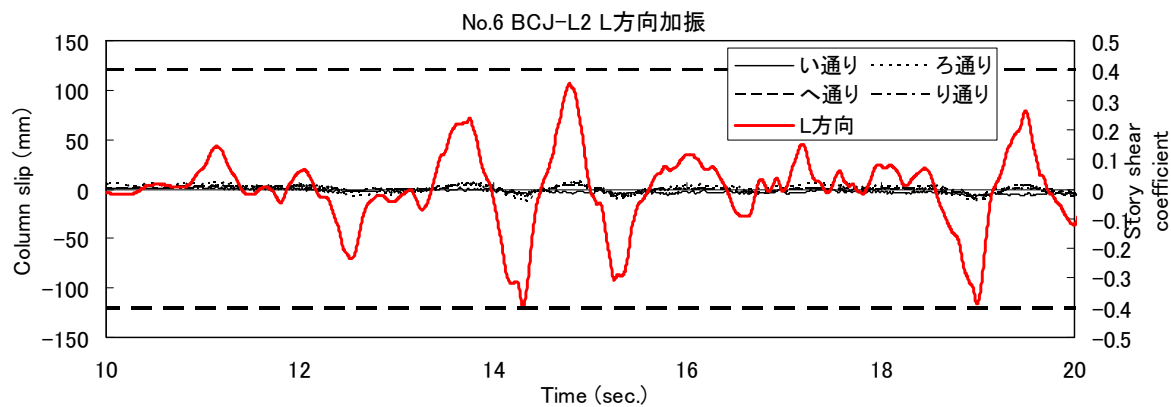


図 3.2.4-260 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.6)

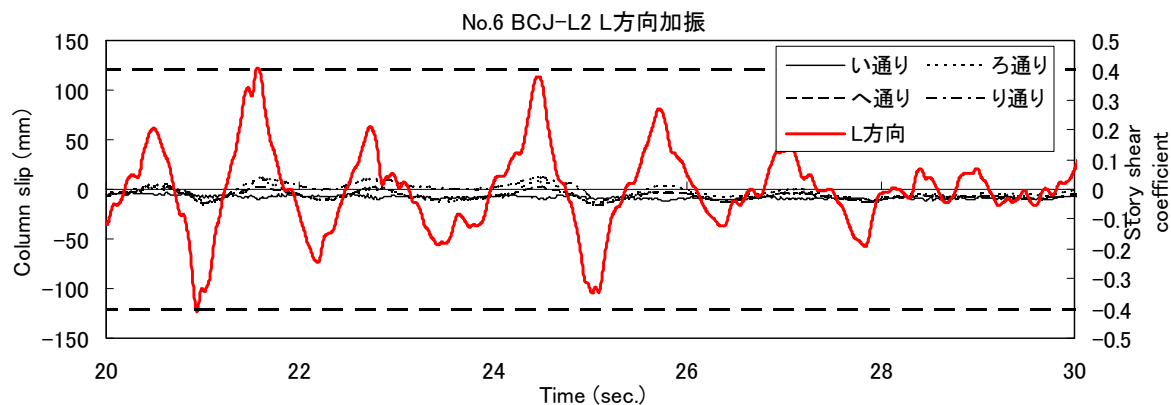


図 3.2.4-261 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴 (試験体 No.6)

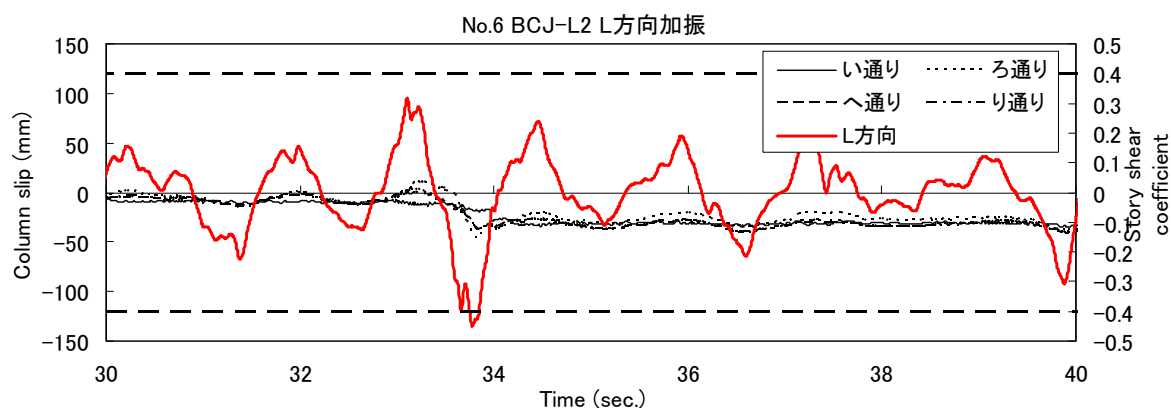


図 3.2.4-262 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴 (試験体 No.6)

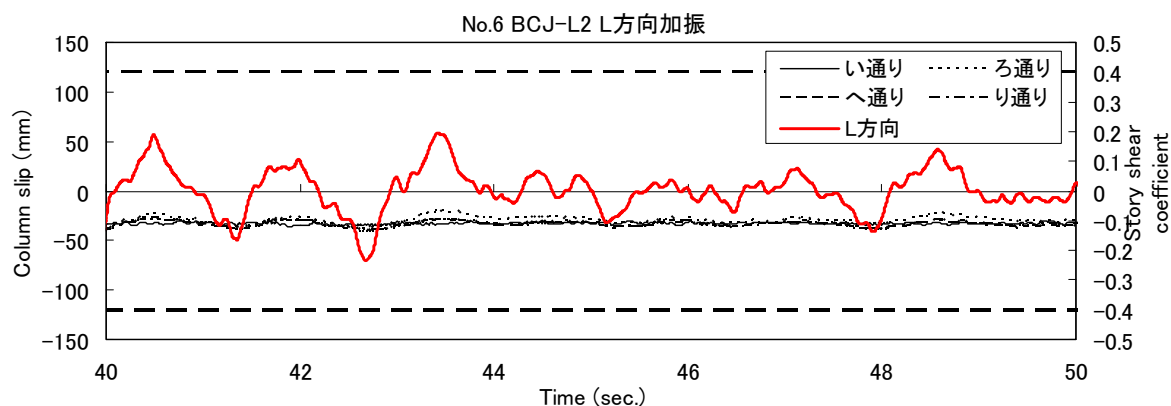


図 3.2.4-263 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴 (試験体 No.6)

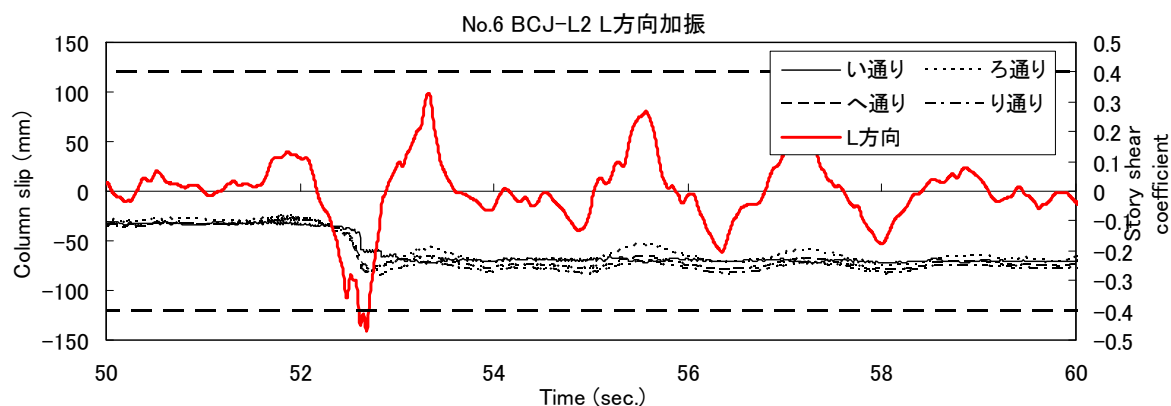


図 3.2.4-264 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴 (試験体 No.6)

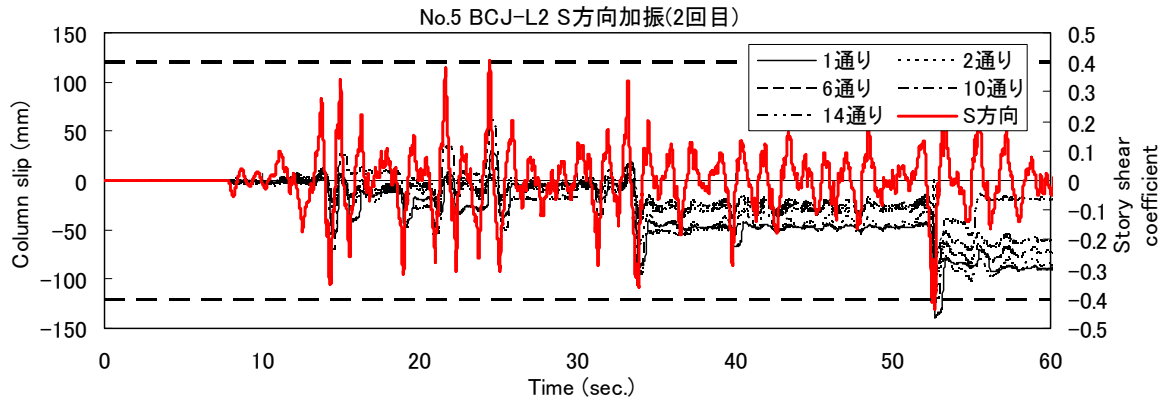


図 3.2.4-265 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数全時刻歴(試験体 No.5)

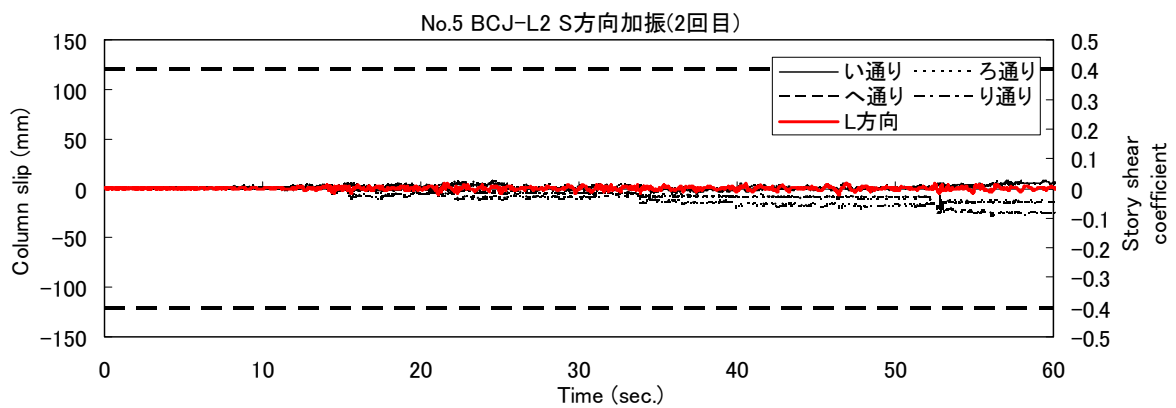


図 3.2.4-266 BCJ-L2 S 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.5)

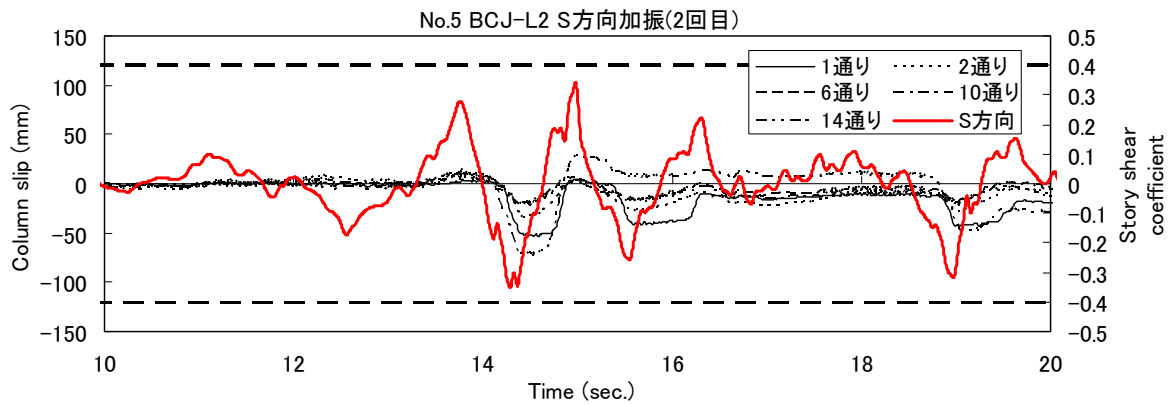


図 3.2.4-267 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.5)

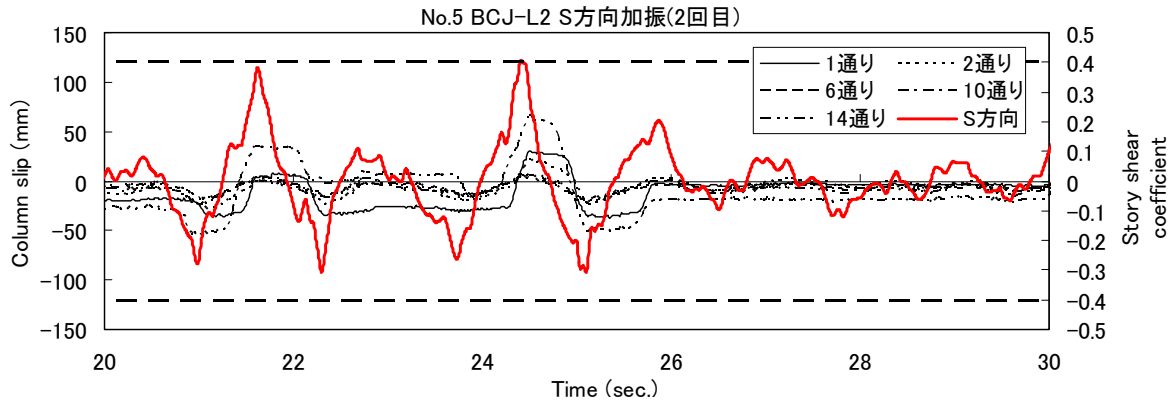


図 3.2.4-268 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.5)

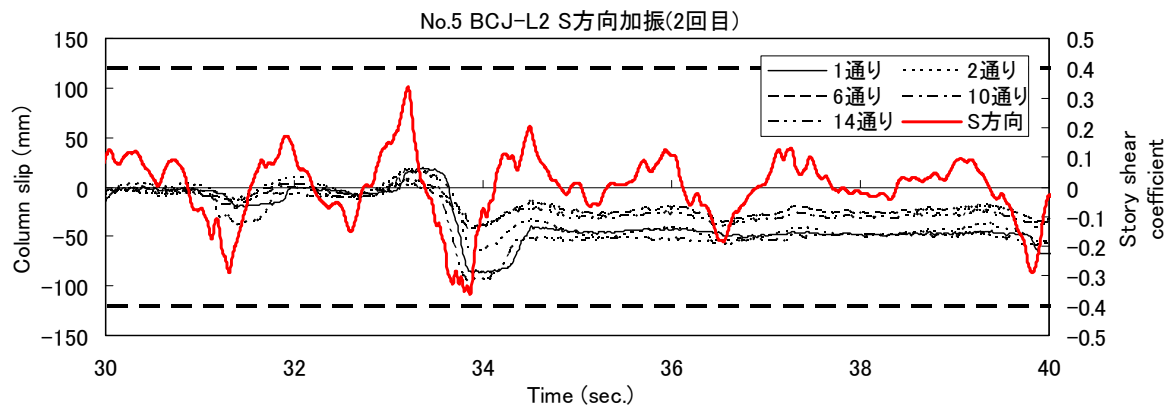


図 3.2.4-269 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.5)

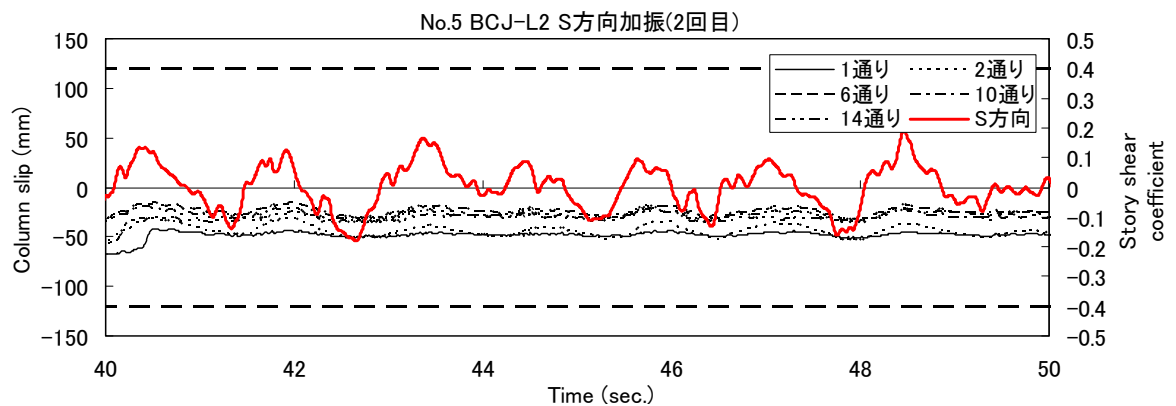


図 3.2.4-270 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.5)

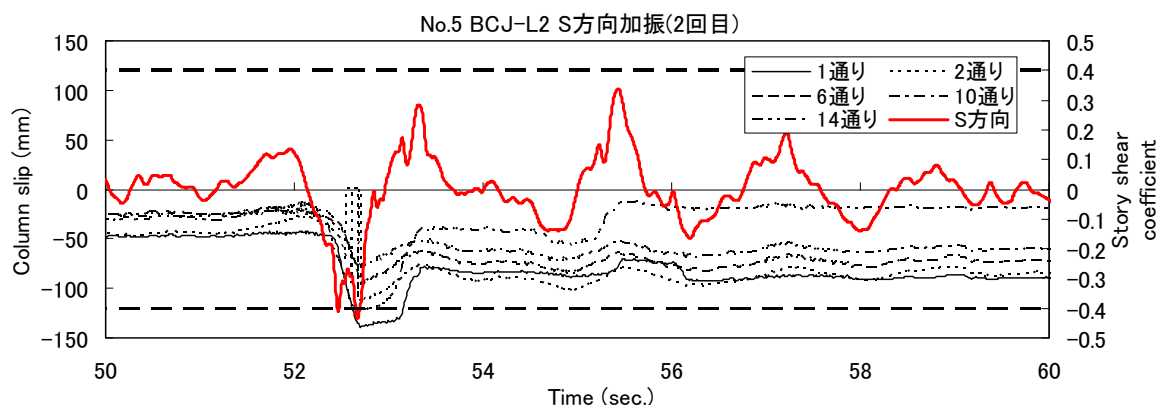


図 3.2.4-271 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数一部時刻歴(試験体 No.5)

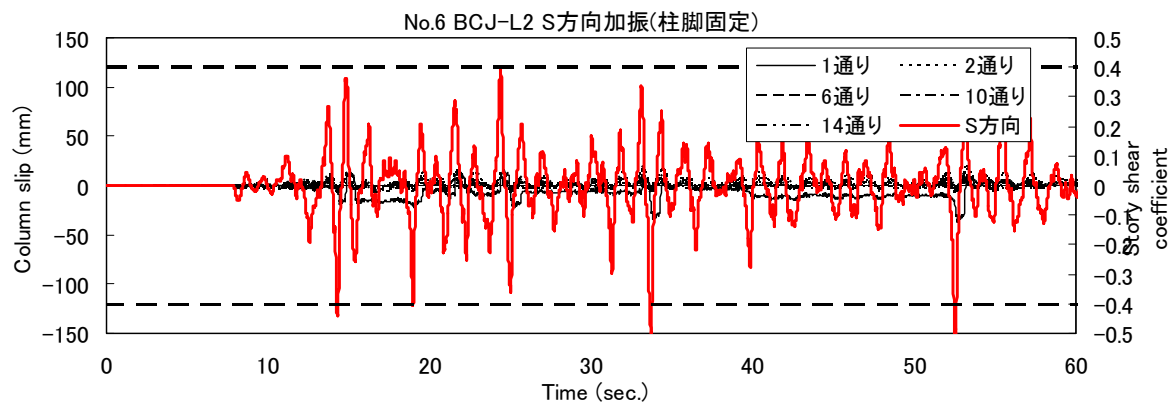


図 3.2.4-272 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数全時刻歴(試験体 No.6)

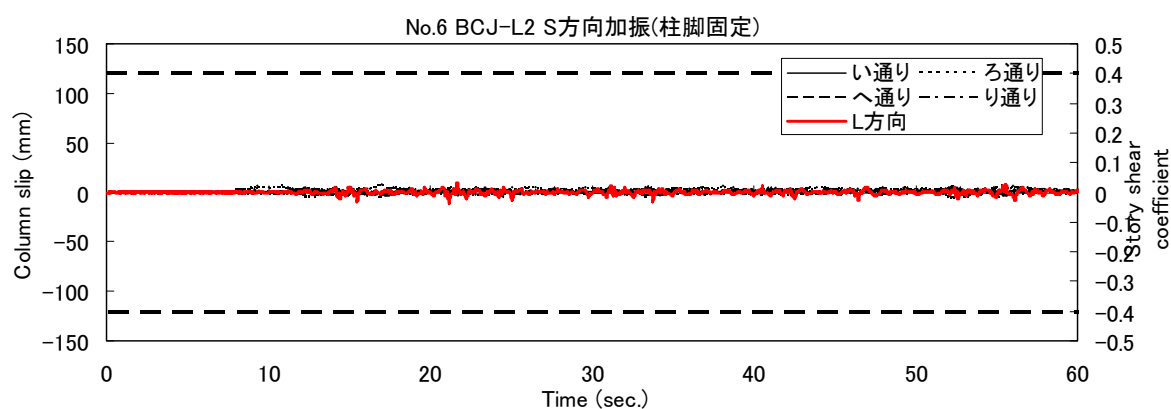


図 3.2.4-273 BCJ-L2 S 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.6)

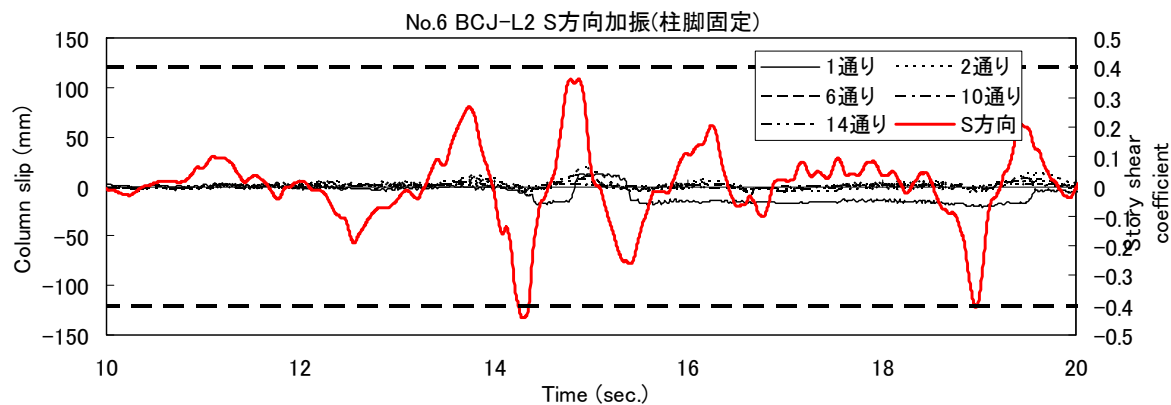


図 3.2.4-274 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.6)

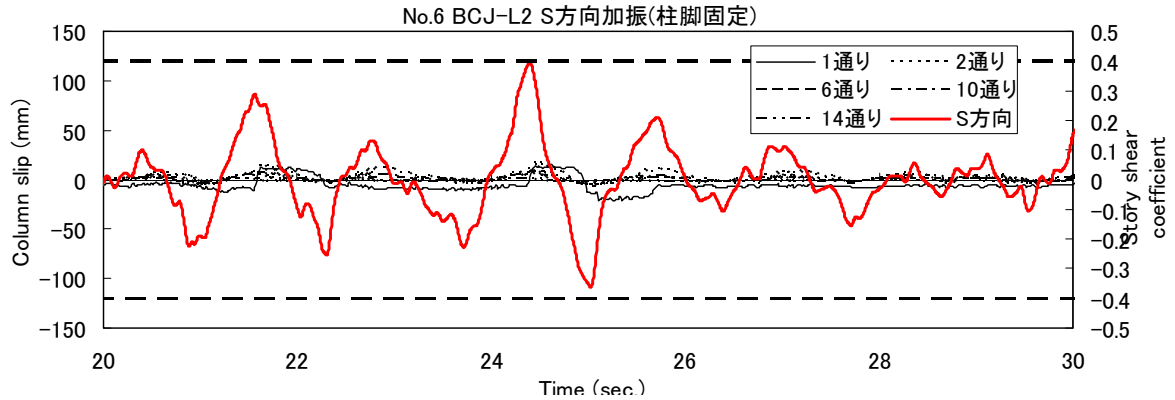


図 3.2.4-275 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.6)

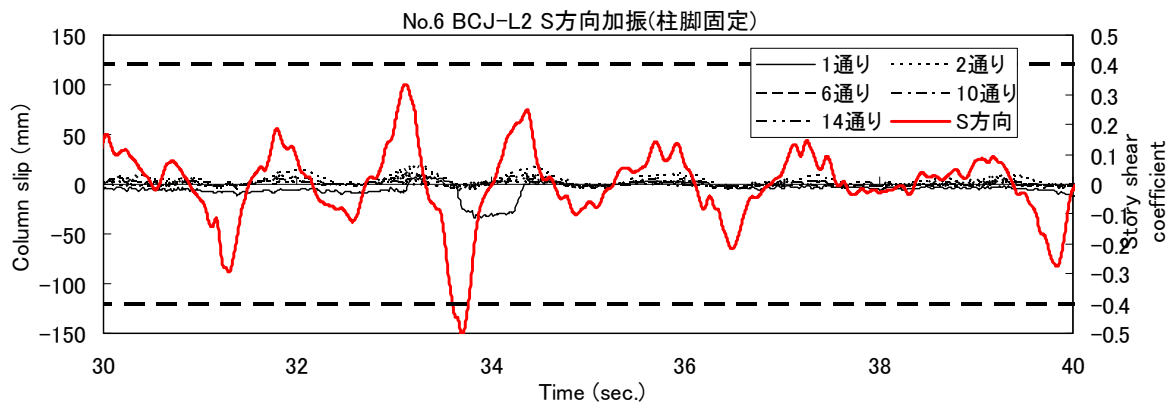


図 3.2.4-276 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.6)

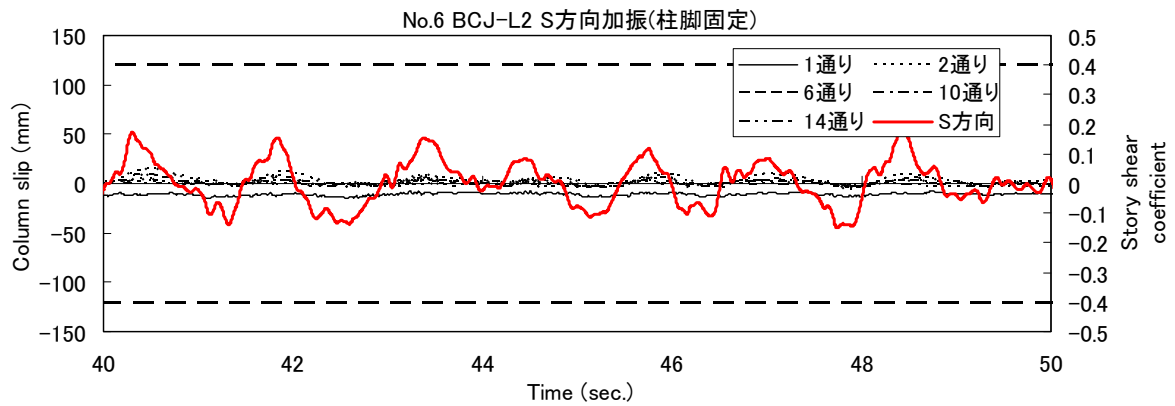


図 3.2.4-277 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.6)

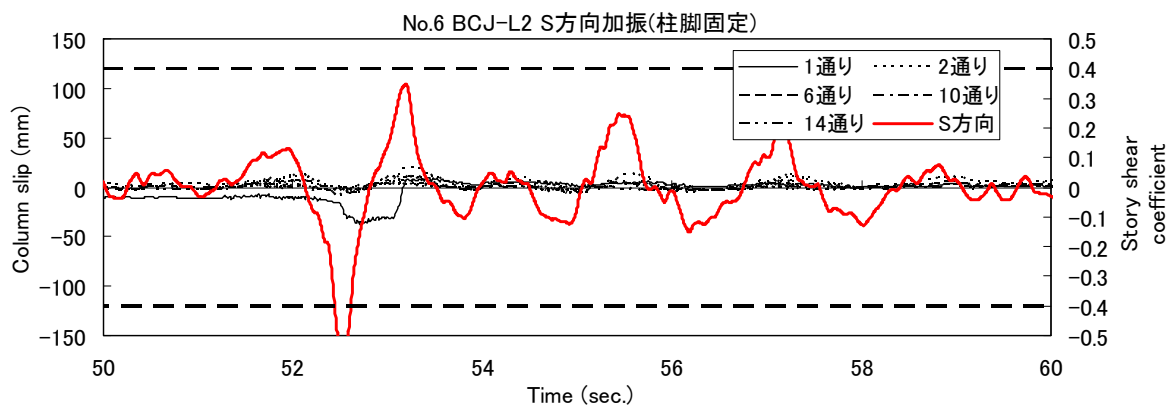


図 3.2.4-278 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.6)

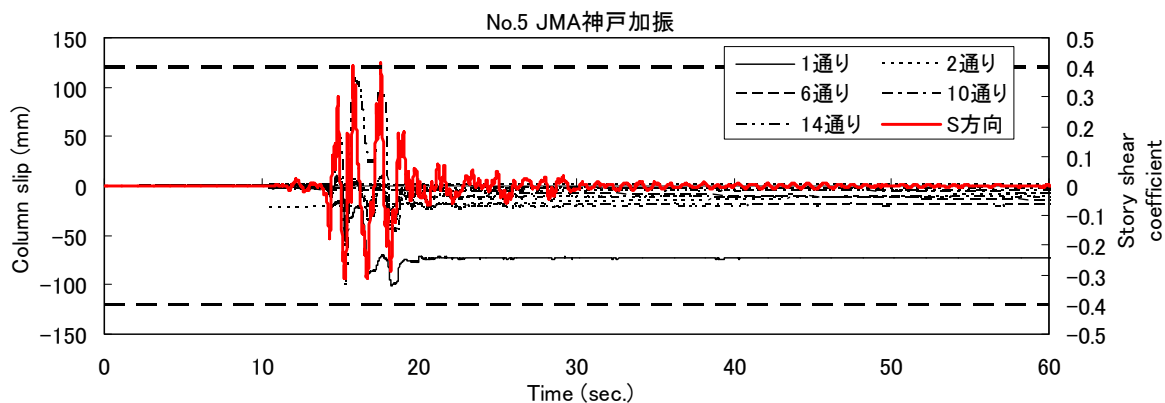


図 3.2.4-279 JMA 神戸 3 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数全時刻歴(試験体 No.5)

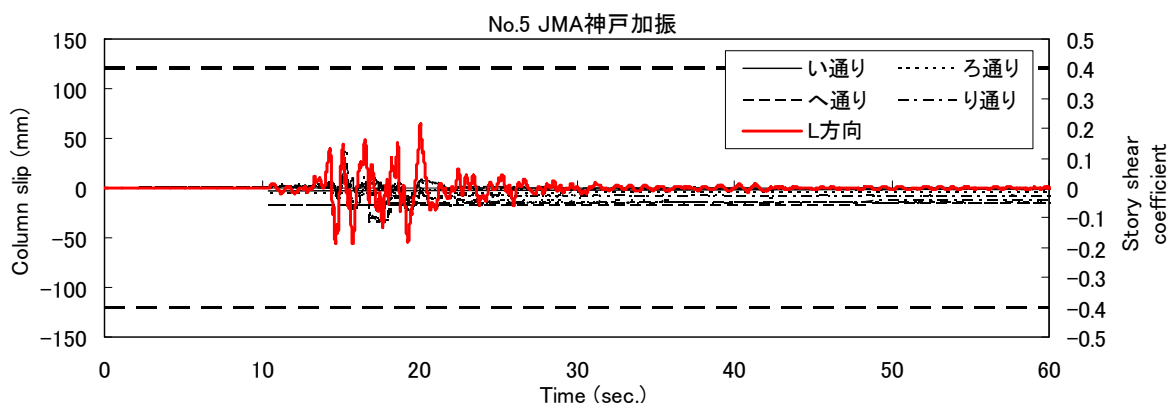


図 3.2.4-280 JMA 神戸 3 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数全時刻歴(試験体 No.5)

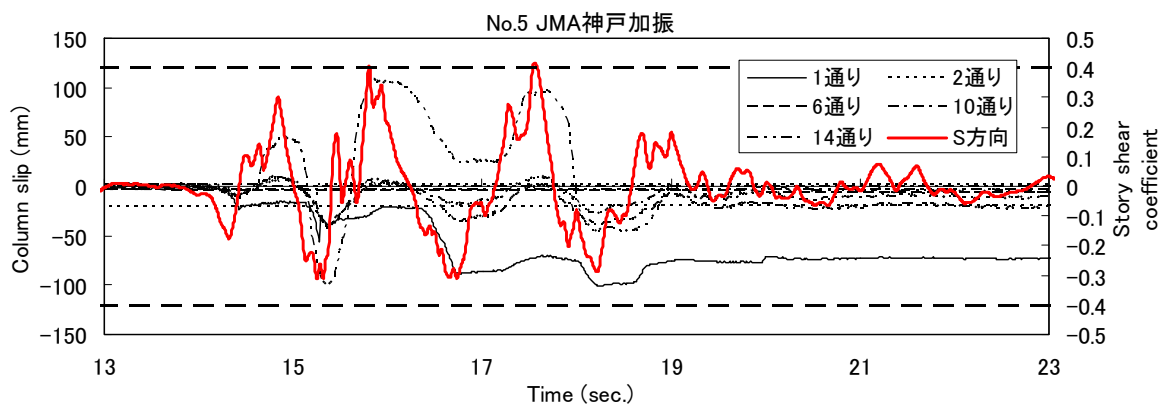


図 3.2.4-281 JMA 神戸 3 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.5)

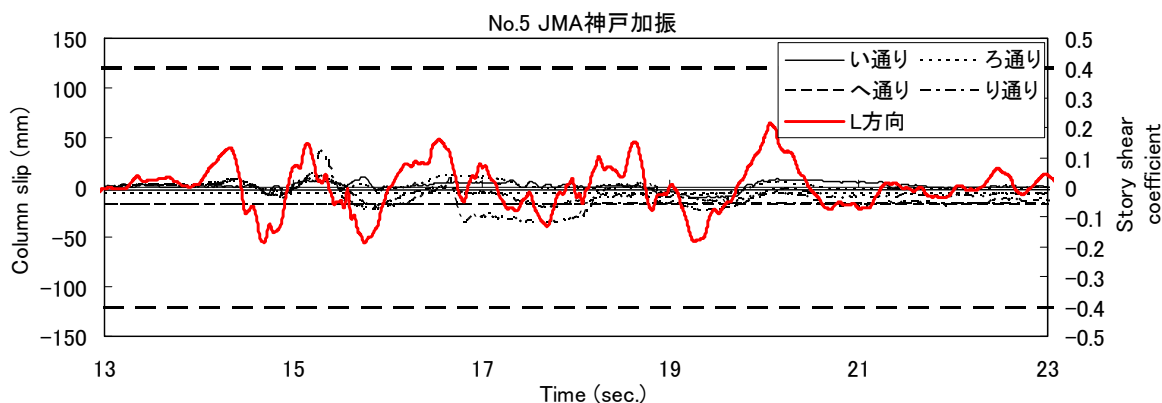


図 3.2.4-282 JMA 神戸 3 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.5)

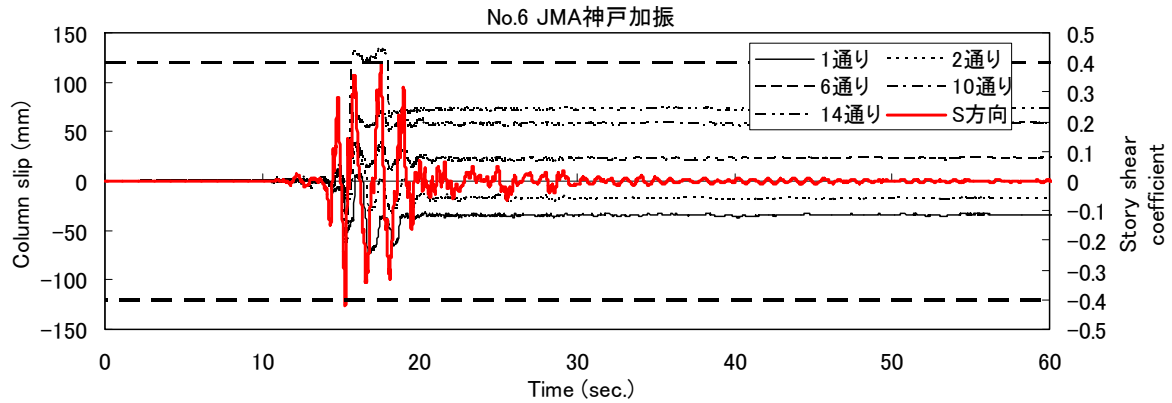


図 3.2.4-283 JMA 神戸 3 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数全時刻歴(試験体 No.6)

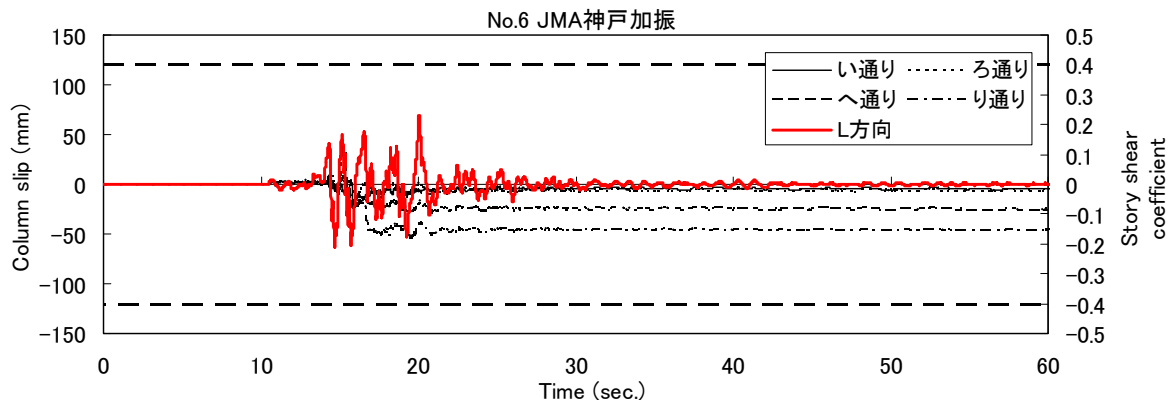


図 3.2.4-284 JMA 神戸 3 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数全時刻歴(試験体 No.6)

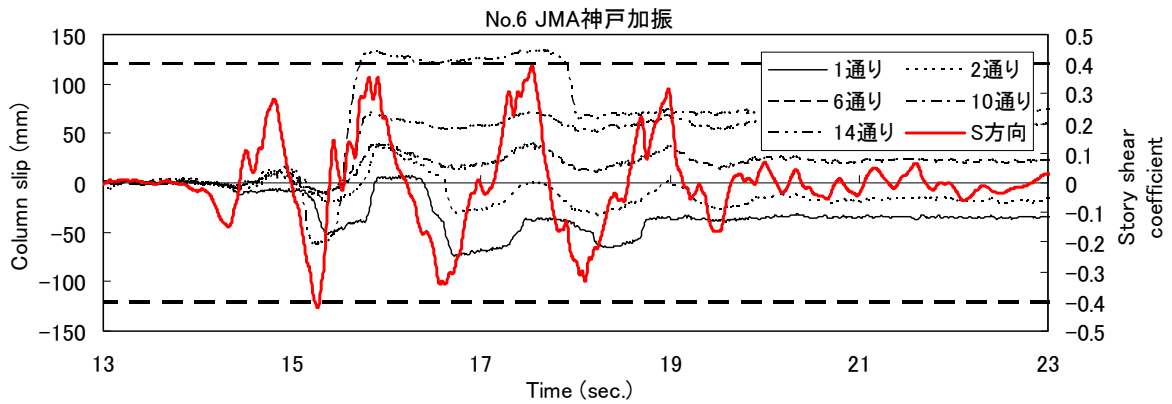


図 3.2.4-285 JMA 神戸 3 方向加振 S 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.6)

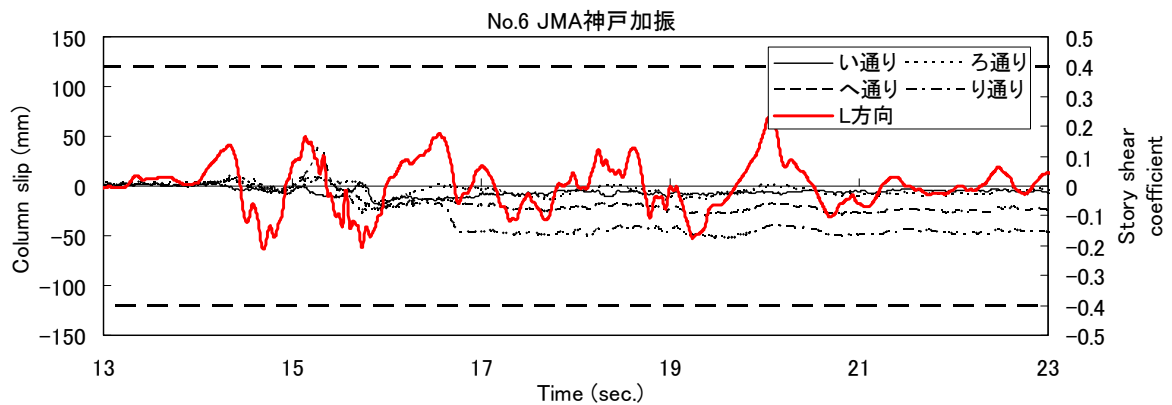


図 3.2.4-286 JMA 神戸 3 方向加振 L 方向柱脚滑りと層せん断力係数時刻歴(試験体 No.6)

(11) 接合部の挙動

ここでは、柱－横架材接合部の応答回転角についてまとめる。

まず、S 方向の変位計位置を図 3.2.4-287 に再掲する。便宜上、変位計”S0101A”と”S0101B”から算出した回転角を”S0101AB”などと呼ぶ。

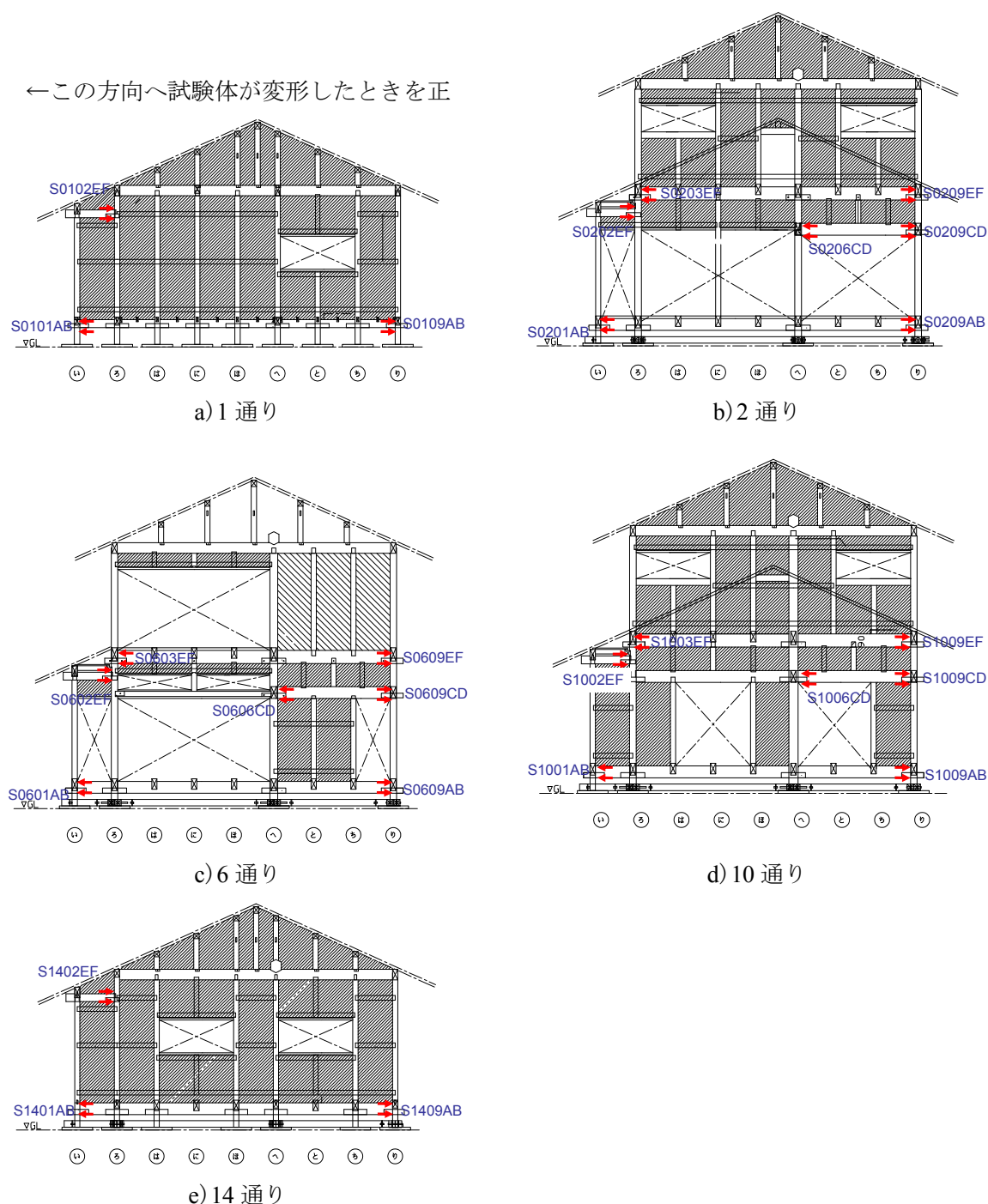
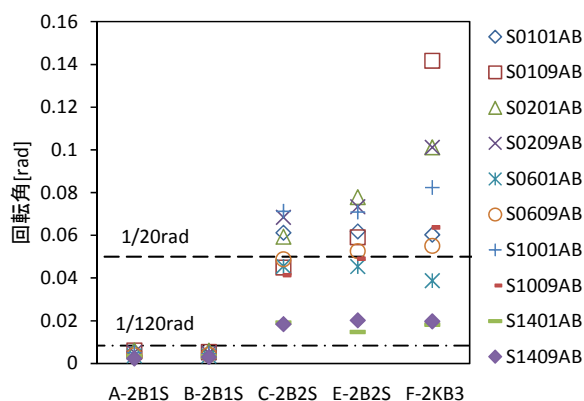
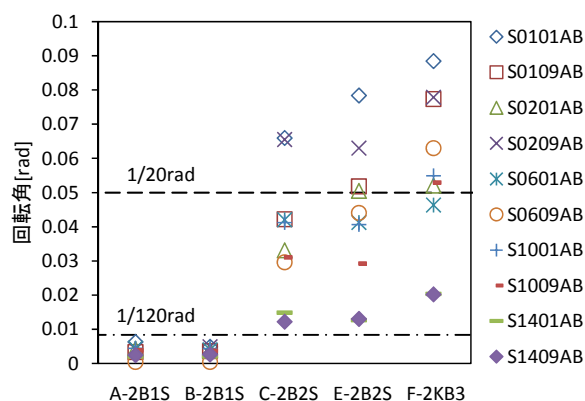


図 3.2.4-287 接合部回転角用の変位計位置(S 方向)

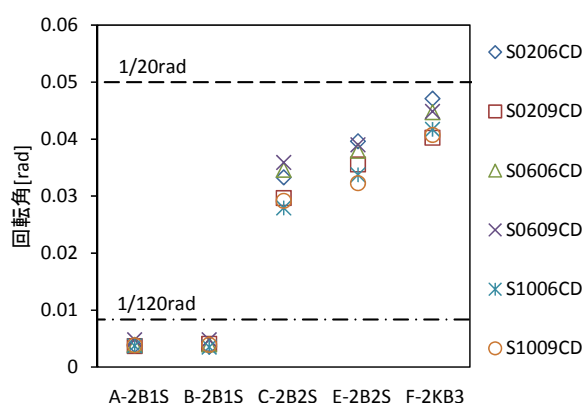
S 方向加振における試験体各部の最大回転角を図 3.2.4-288 に示す。ただし、JMA 神戸波のみ 3 方向加振である。BCJ-L1 波加振では、いずれも $1/120\text{rad}$ 以下となっている。BCJ-L2 波加振では、一部の足固め接合部で $1/20\text{rad}$ を超える変形角となっているが、鴨居・桁レベルの接合部では $1/20\text{rad}$ 以下の変形角であった。JMA 神戸波加振では、一部 $1/10\text{rad}$ を超えている。



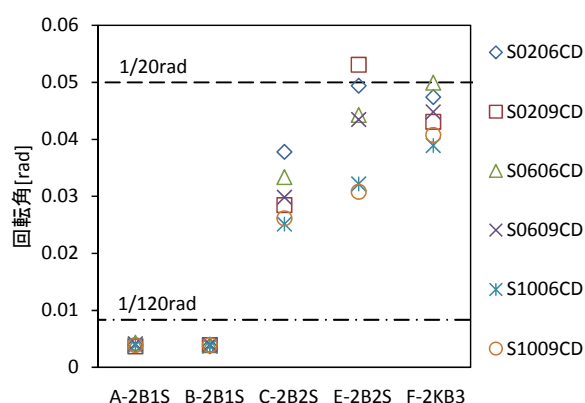
a) 試験体 No.5 柱－足固め接合部



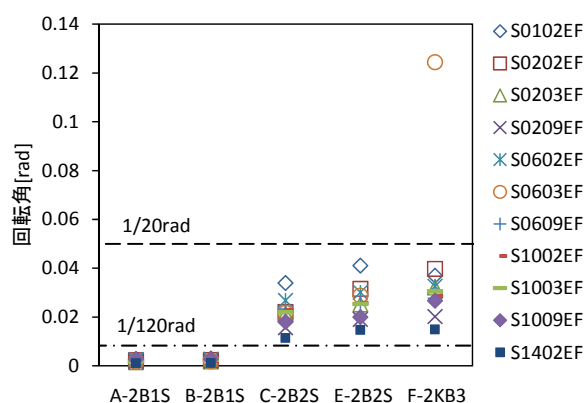
b) 試験体 No.6 柱－足固め接合部



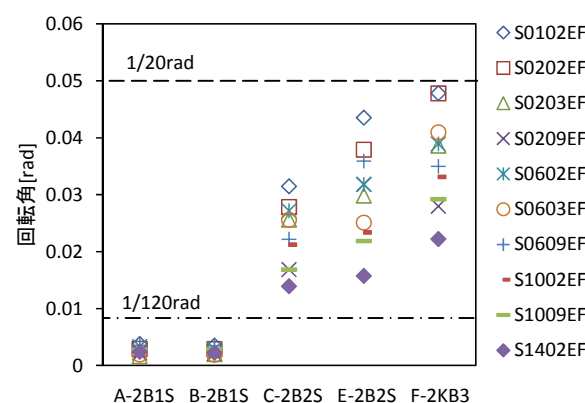
c) 試験体 No.5 柱－鴨居接合部



d) 試験体 No.6 柱－鴨居接合部



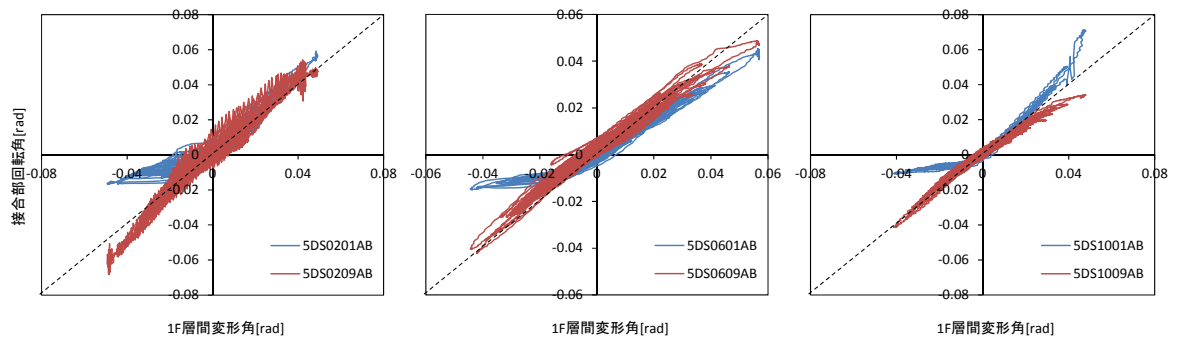
e) 試験体 No.5 柱－梁桁接合部



f) 試験体 No.6 柱－梁桁接合部

図 3.2.4-288 S 方向加振における接合部の最大回転角

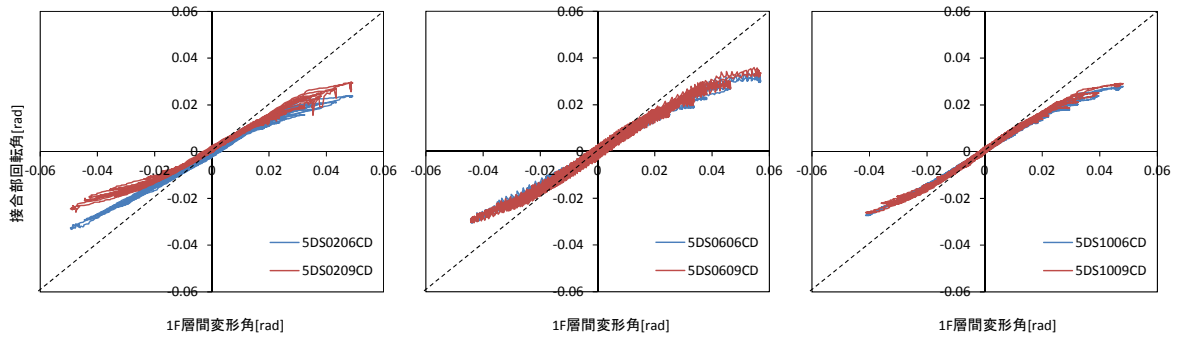
図 3.2.4-289～図 3.2.4-292 に層間変形角と接合部回転角の関係を示す。1 階層間変形角と比べると、足固め接合部の回転角はやや方向性も見られるがほぼ同じ挙動を示し、鴨居・桁レベルの接合部の回転角は相対的に小さくなっている。また、桁レベルの接合部回転角は 2 階層間変形角とほぼ同じであることが分かる。



a) 2 通り柱—足固め

b) 6 通り柱—足固め

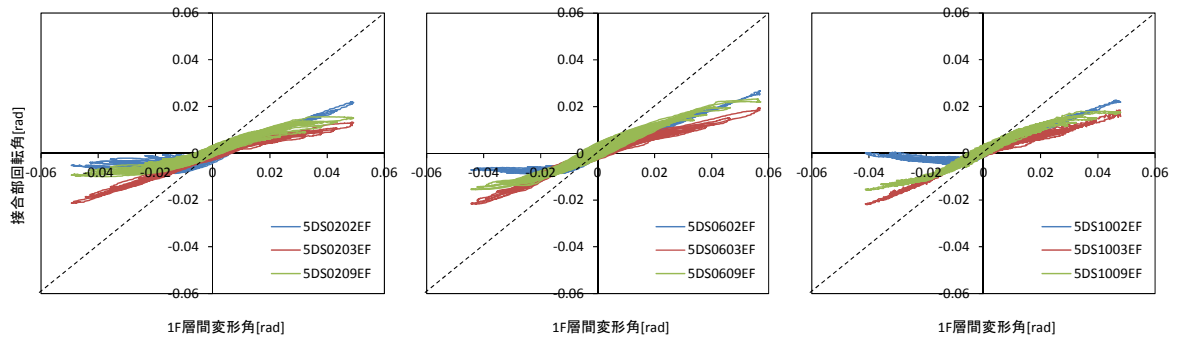
c) 10 通り柱—足固め



d) 2 通り柱—鴨居

e) 6 通り柱—鴨居

f) 10 通り柱—鴨居

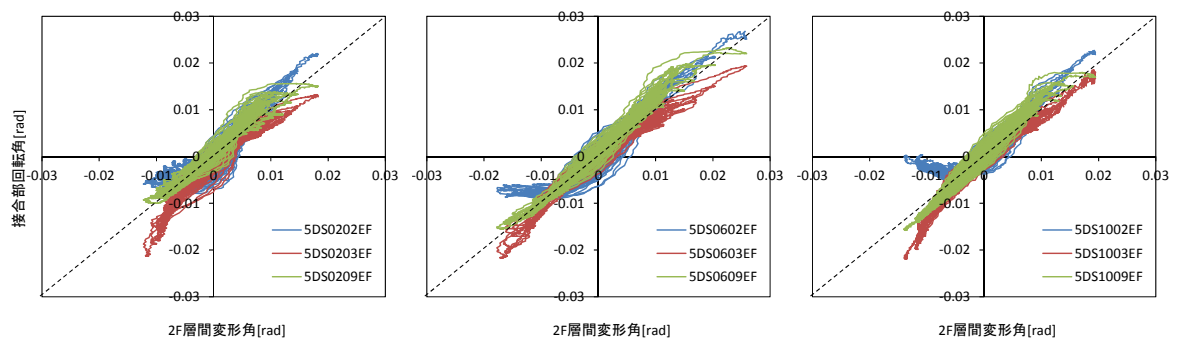


g) 2 通り柱—梁桁

h) 6 通り柱—梁桁

i) 10 通り柱—梁桁

図 3.2.4-289 C-2B2S における試験体 No.5 接合部回転角と 1 階層間変形角の関係



a) 2 通り柱—梁桁

b) 6 通り柱—梁桁

c) 10 通り柱—梁桁

図 3.2.4-290 C-2B2S における試験体 No.5 桁レベル接合部回転角と 2 階層間変形角の関係

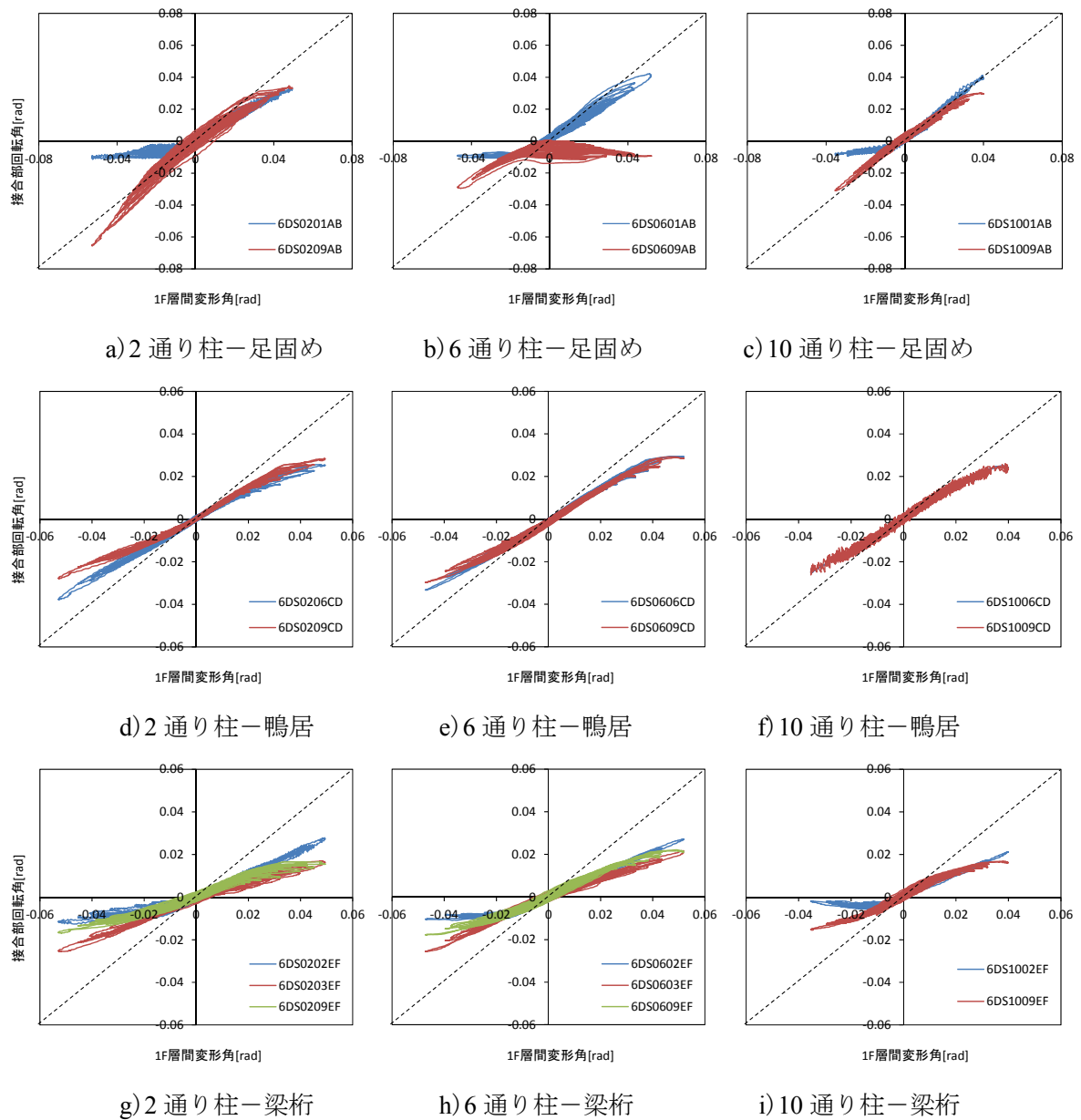


図 3.2.4-291 C-2B2S における試験体 No.6 接合部回転角と 1 階層間変形角の関係

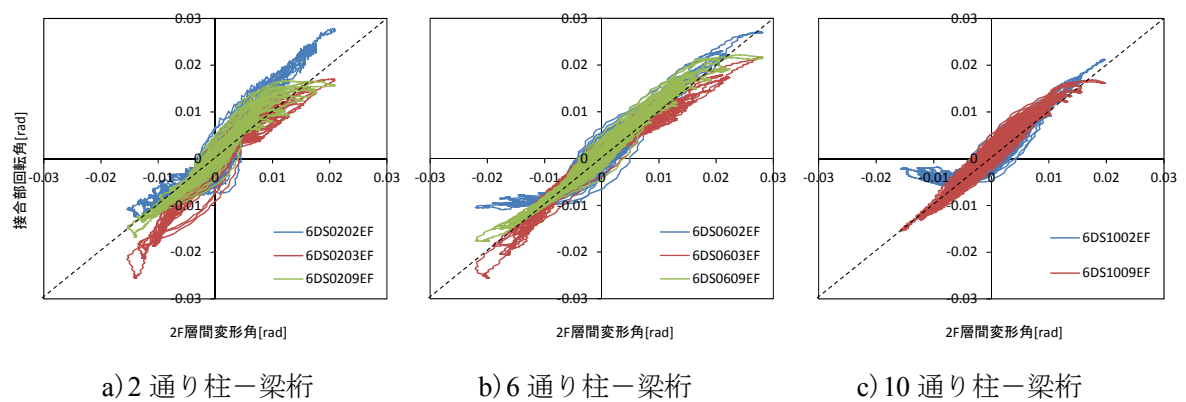
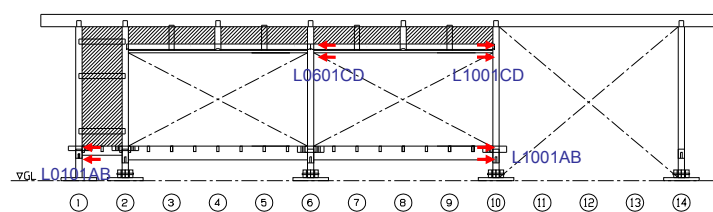


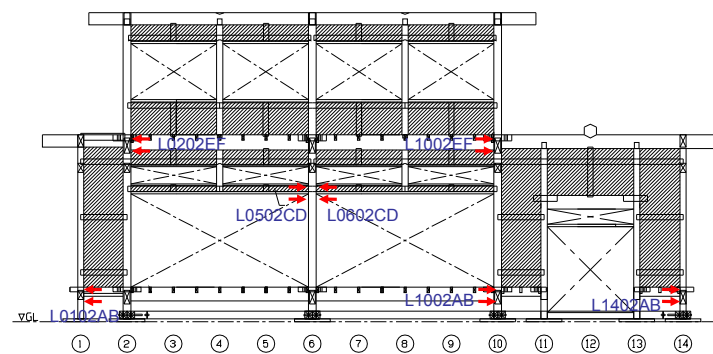
図 3.2.4-292 C-2B2S における試験体 No.6 桁レベル接合部回転角と 2 階層間変形角の関係

次に、L 方向の変位計位置を図 3.2.4-293 に再掲する。

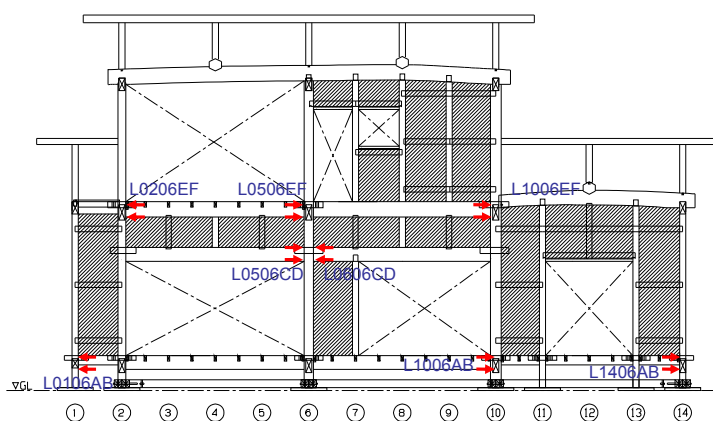
←この方向へ試験体が変形したときを正



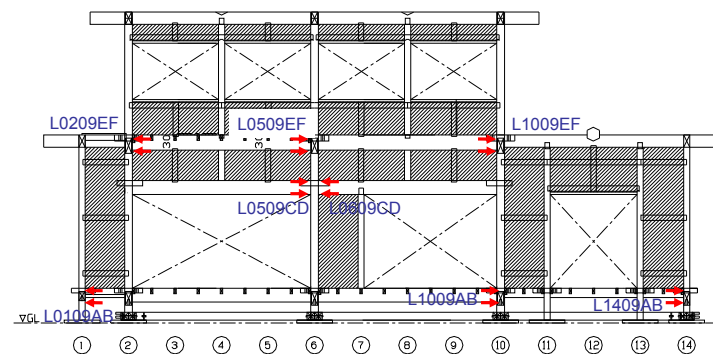
a) い通り



b) ろ通り



c) へ通り

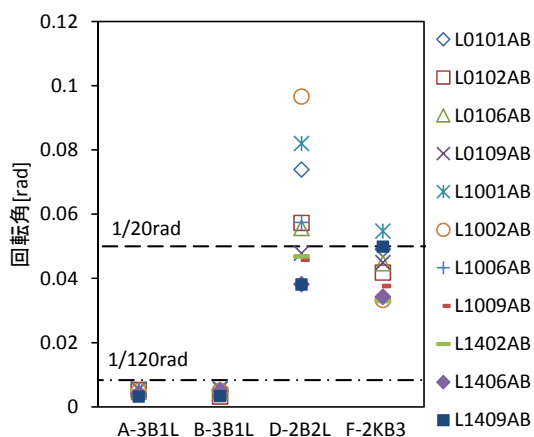


d) り通り

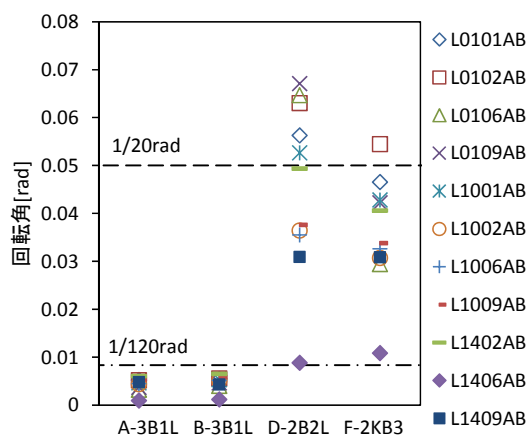
図 3.2.4-293 接合部回転角用の変位計位置(L 方向)

L 方向加振における試験体各部の最大回転角を図 3.2.4-294 に示す。ただし、JMA 神戸波のみ 3 方向加振である。BCJ-L1 波加振では、いずれも $1/120\text{rad}$ 以下となっている。BCJ-L2 波、JMA 神戸

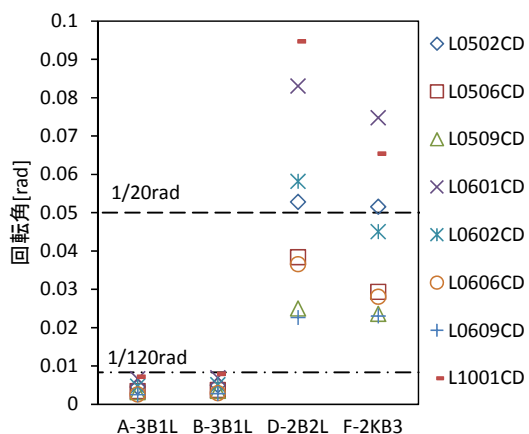
波加振では、一部の足固め・鴨居接合部で $1/20\text{rad}$ を超える変形角となっているが、桁レベルの接合部では $1/20\text{rad}$ 以下の変形角であった。



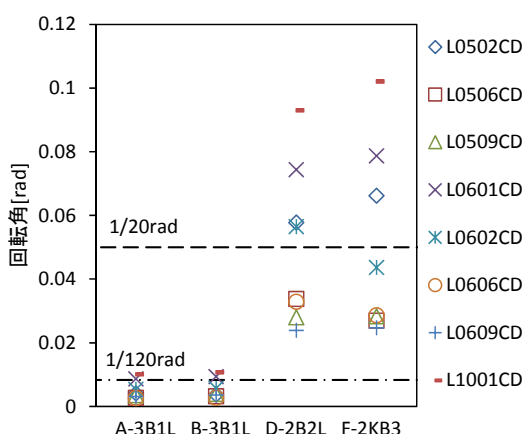
a) 試験体 No.5 柱－足固め接合部



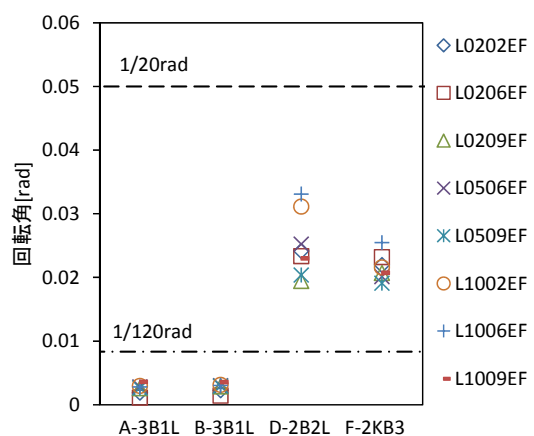
b) 試験体 No.6 柱－足固め接合部



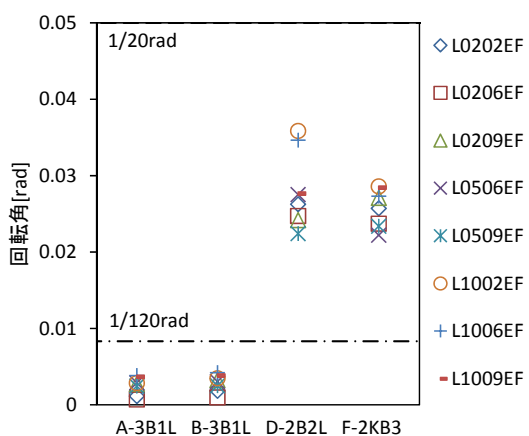
c) 試験体 No.5 柱－鴨居接合部



d) 試験体 No.6 柱－鴨居接合部



e) 試験体 No.5 柱－梁桁接合部



f) 試験体 No.6 柱－梁桁接合部

図 3.2.4-294 L 方向加振における接合部の最大回転角

図 3.2.4-295～3.2.4-298 に層間変形角と接合部回転角の関係を示す。S 方向の場合と同じく、1 階層間変形角と比べると、足固め接合部の回転角はやや方向性も見られるがほぼ同じ挙動を示し、鴨

居・桁レベルの接合部の回転角は相対的に小さくなっている。また、桁レベルの接合部回転角は 2 階層間変形角とほぼ同じであることが分かる。

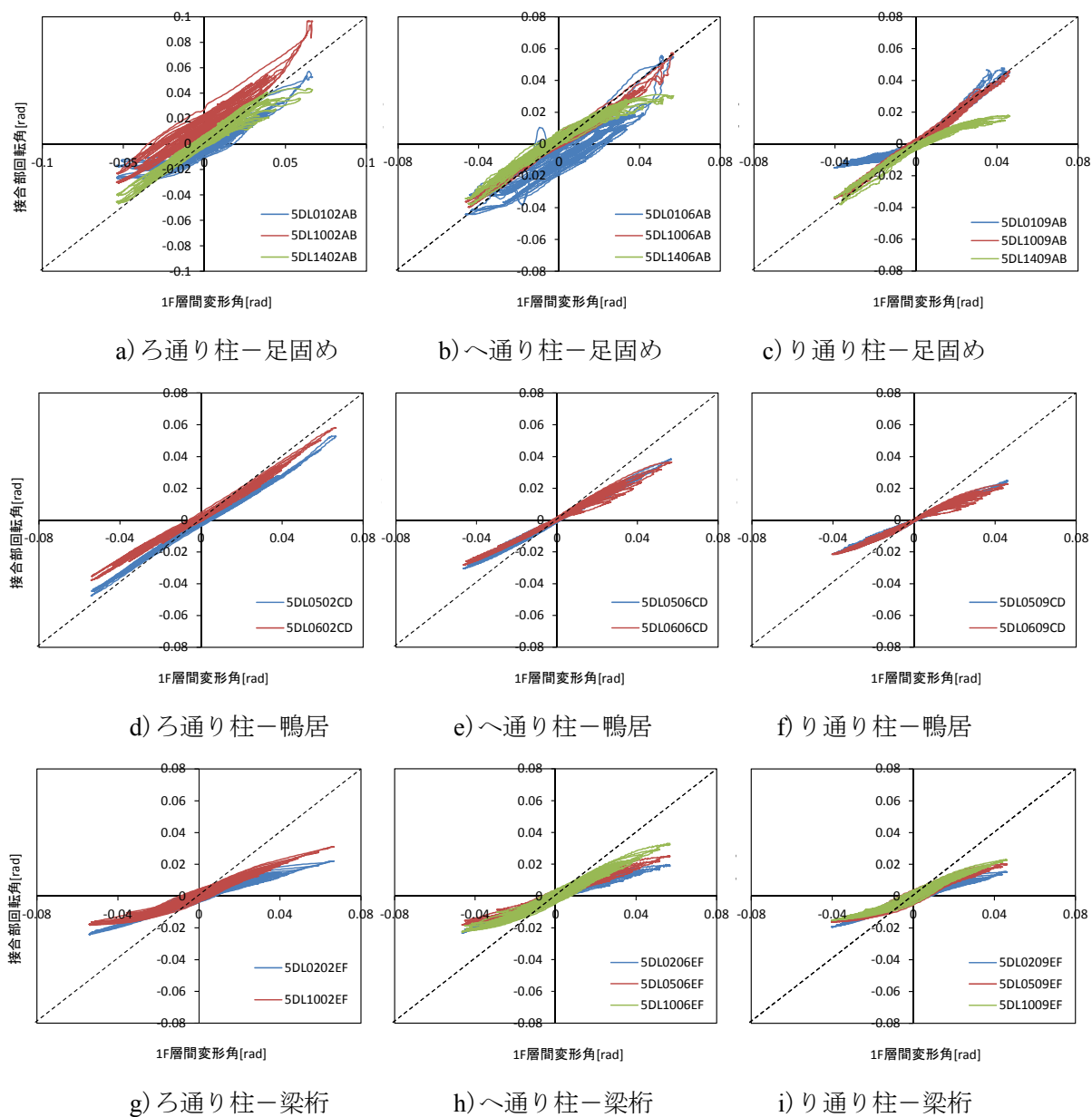


図 3.2.4-295 D-2B2L における試験体 No.5 接合部回転角と 1 階層間変形角の関係

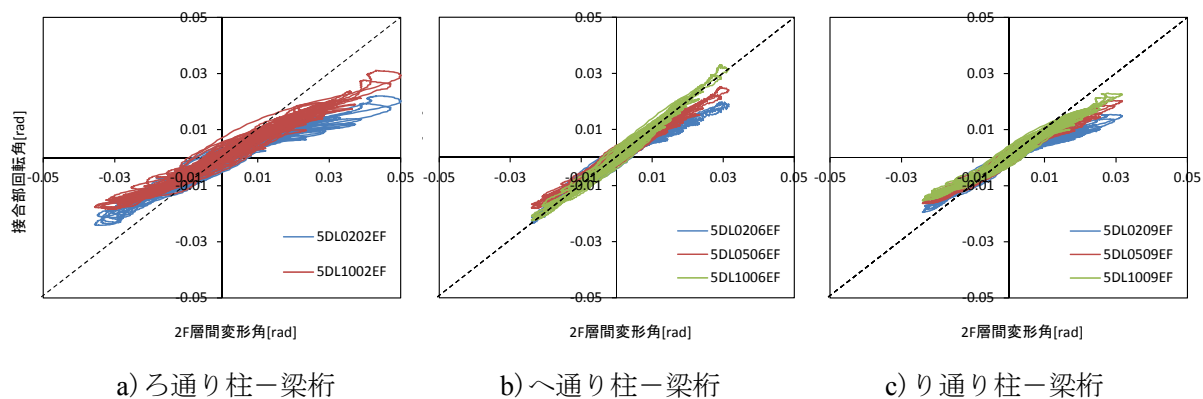


図 3.2.4-296 D-2B2L における試験体 No.5 桁レベル接合部回転角と 2 階層間変形角の関係

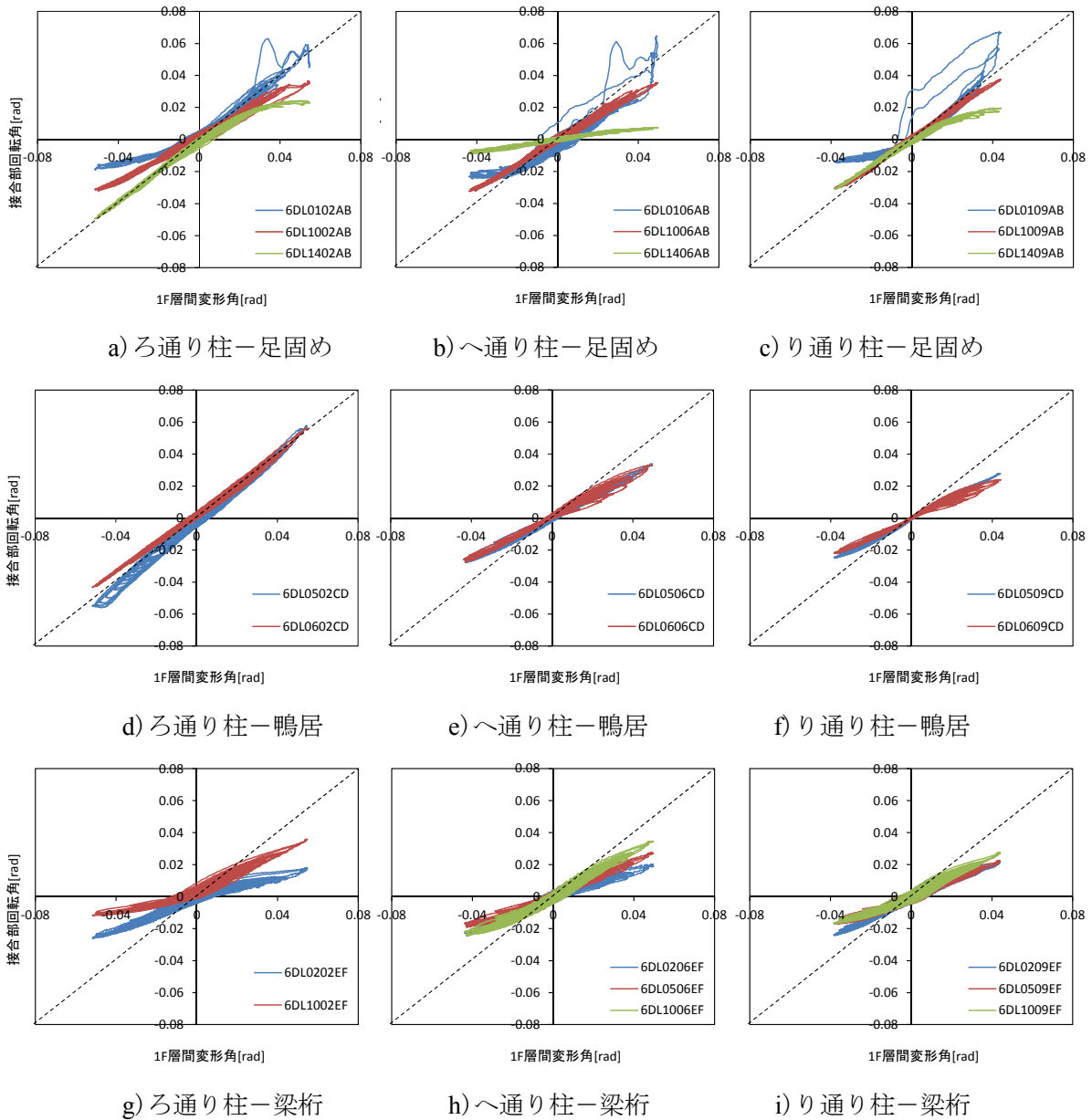


図 3.2.4-297 D-2B2L における試験体 No.6 接合部回転角と 1 階層間変形角の関係

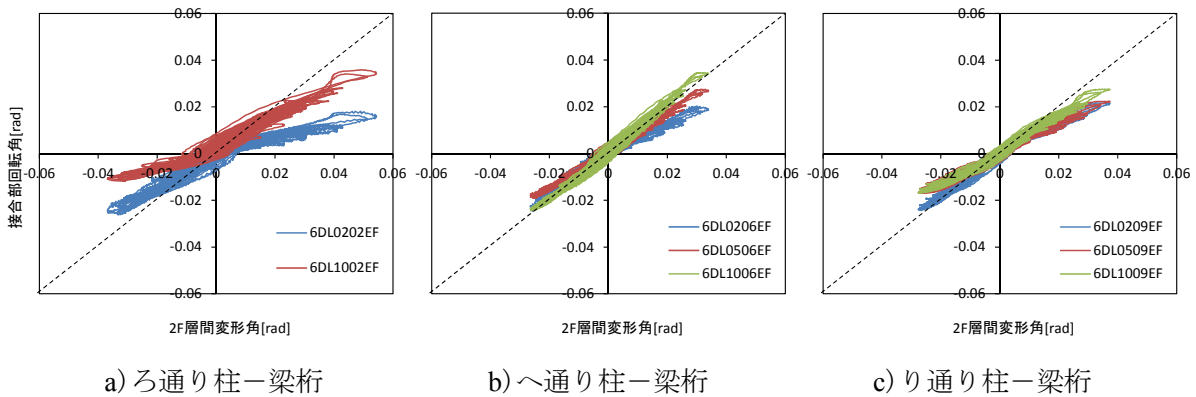


図 3.2.4-298 D-2B2L における試験体 No.6 桁レベル接合部回転角と 2 階層間変形角の関係

(12) 軸組の応力状態

加振中の試験体主要軸組に生じた曲げモーメントより、各試験体の応力状態を確認する。軸組の応力は、試験体に貼り付けたひずみゲージから曲げモーメントを算出する。土壁を持つ柱のひずみ計測は、土壁を施工した後に、「ちり」部分にゲージを貼り付けることで計測した。曲げモーメントは、ひずみ値にヤング係数と断面係数を乗じることで求めた。また、曲げモーメントを断面係数で除することで曲げ応力度を求め、ヒノキの曲げ基準材料強度 (E90 : 30.6N/mm²、E110 : 38.4N/mm²) と比較することによって、部材の余裕度(検定値)を用いて考察する。断面係数は、柱の断面欠損が無いものとして計算している。各試験体の最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度を表 3.2.4-26～表 3.2.4-41 に示す。

試験体 No.5 において、1-り柱(120mm 角)の軸組損傷が発生した BCJ-L2 L 方向加振、1 階柱脚高さの曲げモーメントは、表 3.2.4-30 より 3.6kNm、曲げ応力度 12.4N/mm²(検定値 0.40)であった。該当する柱は、足固めが二方差しされているなど、高い断面欠損率であることを考えると、柱に折損が生じる可能性が高い。表 3.2.4-27 に示す BCJ-L2 S 方向加振では、6-ろ柱(180mm 角)の 1 階鴨居高さおよび 1 階柱頭高さの曲げ応力度が高く、13.2 N/mm²(検定値 0.34)、19.8 N/mm²(検定値 0.52)であった。1 階鴨居高さは二方差し、1 階柱脚高さは四方差しであることを考えると、この柱でも折損が生じる可能性が高かったことがわかる。試験体 No.5 では、1 階足固め高さよりも、1 階柱頭高さの曲げモーメントが大きかったことが判明した。

表 3.2.4-26 BCJ-L2 S 方向加振 L 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.5)

	$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)	
1- $\downarrow$	2F柱頭	-	2- $\downarrow$	2F柱頭	0.4	6- $\downarrow$	2F柱頭	0.3	10- $\downarrow$	2F柱頭	0.5	14- $\downarrow$	2F柱頭	-				
	1F柱頭	0.1		1F柱頭	0.9		1F柱頭	0.3		1F柱頭	0.4		1F柱頭	0.1				
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	1.8		1F鴨居下	0.9		1F鴨居下	0.5		1F鴨居下	-				
	1F柱脚	0.6		1F柱脚	0.7		1F柱脚	0.8		1F柱脚	0.4		1F柱脚	0.2				
1- $\leftarrow$	2F柱頭	-	2- $\leftarrow$	2F柱頭	0.4	6- $\leftarrow$	2F柱頭	0.1	10- $\leftarrow$	2F柱頭	0.3	14- $\leftarrow$	2F柱頭	-				
	1F柱頭	0.3		1F柱頭	0.2		1F柱頭	0.9		1F柱頭	0.8		1F柱頭	0.1				
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	0.3		1F鴨居下	0.9		1F鴨居下	0.4		1F鴨居下	-				
	1F柱脚	0.4		1F柱脚	0.4		1F柱脚	0.8		1F柱脚	1.6		1F柱脚	0.2				
1- $\rightarrow$	2F柱頭	-	2- $\rightarrow$	2F柱頭	0.7	6- $\rightarrow$	2F柱頭	0.4	10- $\rightarrow$	2F柱頭	0.3	14- $\rightarrow$	2F柱頭	-				
	1F柱頭	0.1		1F柱頭	0.8		1F柱頭	0.9		1F柱頭	0.8		1F柱頭	20.5				
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	0.4		1F鴨居下	2.9		1F鴨居下	0.8		1F鴨居下	-				
	1F柱脚	0.1		1F柱脚	0.5		1F柱脚	0.8		1F柱脚	1.1		1F柱脚	0.1				
1- $\uparrow$	2F柱頭	-	2- $\uparrow$	2F柱頭	-	6- $\uparrow$	2F柱頭	-	10- $\uparrow$	2F柱頭	-	14- $\uparrow$	2F柱頭	-				
	1F柱頭	0.2		1F柱頭	-		1F柱頭	-		1F柱頭	-		1F柱頭	0.1				
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	0.3		1F鴨居下	0.5		1F鴨居下	0.4		1F鴨居下	-				
	1F柱脚	0.3		1F柱脚	0.3		1F柱脚	0.2		1F柱脚	0.4		1F柱脚	0.4				

表 3.2.4-28 BCJ-L2 S 方向加振 L 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.6)

	$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)
1-1	2F柱頭	—	2-1	2F柱頭	0.5	6-1	2F柱頭	0.5	10-1	2F柱頭	0.5	14-1	2F柱頭	—
	1F柱頭	0.2		1F柱頭	0.8		1F柱頭	0.8		1F柱頭	1.0		1F柱頭	0.2
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	1.0		1F鴨居下	5.0		1F鴨居下	1.0		1F鴨居下	—
	1F柱脚	0.3		1F柱脚	0.9		1F柱脚	1.4		1F柱脚	0.8		1F柱脚	0.4
1-2	2F柱頭	—	2-2	2F柱頭	0.4	6-2	2F柱頭	0.2	10-2	2F柱頭	0.7	14-2	2F柱頭	—
	1F柱頭	0.1		1F柱頭	0.5		1F柱頭	0.8		1F柱頭	1.4		1F柱頭	0.5
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	0.4		1F鴨居下	1.5		1F鴨居下	0.5		1F鴨居下	—
	1F柱脚	0.4		1F柱脚	0.4		1F柱脚	0.8		1F柱脚	2.5		1F柱脚	0.2
1-3	2F柱頭	—	2-3	2F柱頭	0.4	6-3	2F柱頭	0.9	10-3	2F柱頭	0.6	14-3	2F柱頭	—
	1F柱頭	0.1		1F柱頭	1.2		1F柱頭	0.9		1F柱頭	1.2		1F柱頭	0.2
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	1.2		1F鴨居下	1.0		1F鴨居下	1.0		1F鴨居下	—
	1F柱脚	0.1		1F柱脚	0.4		1F柱脚	0.9		1F柱脚	1.2		1F柱脚	0.3
1-4	2F柱頭	—	2-4	2F柱頭	—	6-4	2F柱頭	—	10-4	2F柱頭	—	14-4	2F柱頭	—
	1F柱頭	0.1		1F柱頭	—		1F柱頭	—		1F柱頭	—		1F柱頭	0.1
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	0.4		1F鴨居下	0.5		1F鴨居下	0.4		1F鴨居下	—
	1F柱脚	0.2		1F柱脚	0.2		1F柱脚	2.4		1F柱脚	0.1		1F柱脚	0.2

表 3.2.4-30 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.5)

	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)
1-U	2F柱頭	-	2-U	2F柱頭	1.6	6-U	2F柱頭	1.3	10-U	2F柱頭	1.6	14-U	2F柱頭	-
	1F柱頭	0.8		1F柱頭	2.3		1F柱頭	2.6		1F柱頭	3.1		1F柱頭	0.4
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	6.7		1F鴨居下	7.2		1F鴨居下	6.8		1F鴨居下	-
	1F柱脚	3.6		1F柱脚	1.3		1F柱脚	1.6		1F柱脚	0.8		1F柱脚	1.7
1-1	2F柱頭	-	2-1	2F柱頭	0.6	6-1	2F柱頭	0.4	10-1	2F柱頭	0.4	14-1	2F柱頭	-
	1F柱頭	0.7		1F柱頭	4.2		1F柱頭	8.6		1F柱頭	12.1		1F柱頭	0.6
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	6.3		1F鴨居下	13.3		1F鴨居下	5.3		1F鴨居下	-
	1F柱脚	5.2		1F柱脚	1.8		1F柱脚	3.0		1F柱脚	6.5		1F柱脚	0.4
1-3	2F柱頭	-	2-3	2F柱頭	1.5	6-3	2F柱頭	2.6	10-3	2F柱頭	1.6	14-3	2F柱頭	-
	1F柱頭	1.2		1F柱頭	6.2		1F柱頭	7.4		1F柱頭	6.6		1F柱頭	18.2
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	3.8		1F鴨居下	5.4		1F鴨居下	7.3		1F鴨居下	-
	1F柱脚	3.0		1F柱脚	1.9		1F柱脚	1.7		1F柱脚	6.6		1F柱脚	0.7
1-1	2F柱頭	-	2-1	2F柱頭	-	6-1	2F柱頭	-	10-1	2F柱頭	-	14-1	2F柱頭	-
	1F柱頭	1.0		1F柱頭	-		1F柱頭	-		1F柱頭	-		1F柱頭	0.3
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	3.2		1F鴨居下	3.2		1F鴨居下	2.4		1F鴨居下	-
	1F柱脚	2.5		1F柱脚	0.8		1F柱脚	0.6		1F柱脚	0.6		1F柱脚	0.2

表 3.2.4-31 BCJ-L2 L 方向加振 S 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.5)

	$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)	
1-1	2F柱頭	-	2-1	2F柱頭	0.3	0.6	6-1	2F柱頭	0.3	0.6	10-1	2F柱頭	0.2	0.4	14-1	2F柱頭	-	
	1F柱頭	0.2		0.6	1F柱頭	0.6		1.0	1F柱頭	1.3		2.4	1F柱頭	0.2				
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	1.0	1.8		1F鴨居下	0.8	1.3		1F鴨居下	-					
	1F柱脚	1.3		1F柱脚	0.6	1.1		1F柱脚	1.3	2.3		1F柱脚	0.9	1.6		1F柱脚	0.5	
1-2	2F柱頭	-	2-2	2F柱頭	0.3	0.5	6-2	2F柱頭	0.2	0.2	10-2	2F柱頭	0.5	0.3	14-2	2F柱頭	-	
	1F柱頭	-		1F柱頭	1.3	2.3		1F柱頭	1.2	1.3		1F柱頭	2.8	1.8		1F柱頭	-	
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	1.5	2.7		1F鴨居下	1.3	1.3		1F鴨居下	3.4	2.2		1F鴨居下	-	
	1F柱脚	-		1F柱脚	0.7	1.3		1F柱脚	2.1	2.2		1F柱脚	2.9	1.9		1F柱脚	-	
			2-2	1F鴨居下	0.4	0.7				2-2	1F鴨居下	0.4	0.7					
	$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)	
1-3	2F柱頭	-	2-3	2F柱頭	0.2	0.4	6-3	2F柱頭	0.5	0.8	10-3	2F柱頭	0.6	1.1	14-3	2F柱頭	-	
	1F柱頭	-		1F柱頭	2.1	3.7		1F柱頭	1.0	1.8		1F柱頭	2.0	3.6		1F柱頭	-	
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	0.9	1.7		1F鴨居下	0.4	0.7		1F鴨居下	0.8	1.3		1F鴨居下	-	
	1F柱脚	-		1F柱脚	0.8	1.4		1F柱脚	1.7	3.0		1F柱脚	2.5	4.5		1F柱脚	-	
1-4	2F柱頭	-	2-4	2F柱頭	-	-	6-4	2F柱頭	-	-	10-4	2F柱頭	-	-	14-4	2F柱頭	-	
	1F柱頭	1.0		3.5	1F柱頭	-		-	1F柱頭	-		-	1F柱頭	-		-	1F柱頭	0.2
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	0.6	1.9		1F鴨居下	0.3	1.1		1F鴨居下	0.6	2.2		1F鴨居下	-	
	1F柱脚	0.4		1.4	1F柱脚	0.2		0.8	1F柱脚	0.2		0.9	1F柱脚	0.2		0.7	1F柱脚	0.1

表 3.2.4-32 BCJ-L2 L 方向加振 L 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.6)

	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		
1-∪	2F柱頭	—	2-∪	2F柱頭	1.7	3.0	6-∪	2F柱頭	2.1	3.8	10-∪	2F柱頭	1.7	3.0	14-∪	2F柱頭	—	—	
	1F柱頭	0.5		1.9	1F柱頭	2.6		4.6	1F柱頭	2.5		4.4	1F柱頭	3.6		6.3	1F柱頭	0.9	3.1
	1F鴨居下	—		—	1F鴨居下	6.3		11.2	1F鴨居下	10.8		19.2	1F鴨居下	5.5		9.8	1F鴨居下	—	—
	1F柱脚	2.9		10.1	1F柱脚	1.0		1.7	1F柱脚	4.0		7.1	1F柱脚	2.4		4.2	1F柱脚	0.8	2.7
1-∩	2F柱頭	—	2-∩	2F柱頭	0.5	0.9	6-∩	2F柱頭	0.6	0.6	10-∩	2F柱頭	0.6	0.4	14-∩	2F柱頭	—	—	
	1F柱頭	0.8		2.7	1F柱頭	3.3		5.9	1F柱頭	5.9		6.0	1F柱頭	10.8		7.0	1F柱頭	1.1	3.9
	1F鴨居下	—		—	1F鴨居下	4.5		8.0	1F鴨居下	12.2		12.5	1F鴨居下	5.7		3.7	1F鴨居下	—	—
	1F柱脚	3.8		13.2	1F柱脚	1.2		2.2	1F柱脚	2.7		2.8	1F柱脚	6.9		4.4	1F柱脚	0.9	3.2
1-3	2F柱頭	—	2-3	2F柱頭	1.6	2.9	6-3	2F柱頭	2.3	4.1	10-3	2F柱頭	2.1	3.8	14-3	2F柱頭	—	—	
	1F柱頭	0.9		3.1	1F柱頭	4.9		8.7	1F柱頭	7.2		12.7	1F柱頭	5.8		10.2	1F柱頭	0.8	2.7
	1F鴨居下	—		—	1F鴨居下	3.2		5.6	1F鴨居下	2.9		5.1	1F鴨居下	4.6		8.3	1F鴨居下	—	—
	1F柱脚	0.7		2.4	1F柱脚	4.2		7.5	1F柱脚	2.2		3.9	1F柱脚	2.6		4.6	1F柱脚	0.7	2.5
1-∪	2F柱頭	—	2-∪	2F柱頭	—	—	6-∪	2F柱頭	—	—	10-∪	2F柱頭	—	—	14-∪	2F柱頭	—	—	
	1F柱頭	0.6		2.2	1F柱頭	—		—	1F柱頭	—		—	1F柱頭	—		—	1F柱頭	0.3	1.1
	1F鴨居下	—		—	1F鴨居下	2.4		8.3	1F鴨居下	1.6		5.6	1F鴨居下	2.3		7.8	1F鴨居下	—	—
	1F柱脚	3.0		10.3	1F柱脚	0.5		1.6	1F柱脚	0.2		0.6	1F柱脚	0.7		2.6	1F柱脚	0.6	1.9

表 3.2.4-33 BCJ-L2 L 方向加振 S 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.6)

	$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)
1- $\cup$	2F柱頭	-		2F柱頭	0.5	0.9	2F柱頭	1.9	3.4	2F柱頭	0.3	0.6	2F柱頭	-
	1F柱頭	0.2	0.6	1F柱頭	0.7	1.3	1F柱頭	0.3	0.4	1F柱頭	0.5	0.8	1F柱頭	0.3
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	0.5	0.9	1F鴨居下	0.6	1.0	1F鴨居下	1.0	1.9	1F鴨居下	-
	1F柱脚	2.3	7.9	1F柱脚	0.5	0.9	1F柱脚	0.9	1.7	1F柱脚	0.9	1.6	1F柱脚	0.4
1- $\sim$	2F柱頭	-		2F柱頭	0.4	0.6	2F柱頭	0.1	0.1	2F柱頭	0.3	0.2	2F柱頭	-
	1F柱頭	-		1F柱頭	1.1	1.9	1F柱頭	0.8	0.8	1F柱頭	2.2	1.4	1F柱頭	-
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	0.8	1.4	1F鴨居下	0.8	0.8	1F鴨居下	3.0	1.9	1F鴨居下	-
	1F柱脚	-		1F柱脚	2.3	4.1	1F柱脚	2.5	2.6	1F柱脚	4.4	2.9	1F柱脚	-
				2- $\cup$	0.5	0.8								
1- $\cup$	2F柱頭	-		2F柱頭	0.3	0.6	2F柱頭	0.4	0.7	2F柱頭	0.3	0.6	2F柱頭	-
	1F柱頭	-		1F柱頭	2.1	3.8	1F柱頭	1.5	2.7	1F柱頭	1.8	3.2	1F柱頭	-
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	0.9	1.6	1F鴨居下	0.2	0.4	1F鴨居下	0.6	1.1	1F鴨居下	-
	1F柱脚	-		1F柱脚	0.9	1.6	1F柱脚	1.7	3.0	1F柱脚	1.4	2.4	1F柱脚	-
1- $\cup$	2F柱頭	-		2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-
	1F柱頭	0.4	1.4	1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	-	1F柱頭	0.1
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	0.3	1.0	1F鴨居下	0.5	1.6	1F鴨居下	0.5	1.9	1F鴨居下	-
	1F柱脚	0.7	2.4	1F柱脚	0.5	1.6	1F柱脚	0.5	1.6	1F柱脚	0.5	1.8	1F柱脚	0.5

表 3.2.4-34 BCJ-L2 S 方向加振 L 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.5)

	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)	
1-1	2F柱頭	—	2-1	2F柱頭	0.3	0.5	6-1	2F柱頭	0.2	0.4	10-1	2F柱頭	0.3	0.6	14-1	2F柱頭	—	—
	1F柱頭	0.2		1F柱頭	1.1	2.0		1F柱頭	0.8	1.3		1F柱頭	0.7	1.2		1F柱頭	0.1	0.4
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	2.3	4.0		1F鴨居下	1.1	2.0		1F鴨居下	0.9	1.6		1F鴨居下	—	—
	1F柱脚	26.5		1F柱脚	0.6	1.1		1F柱脚	0.6	1.1		1F柱脚	0.3	0.6		1F柱脚	0.1	0.5
1-2	2F柱頭	—	2-2	2F柱頭	0.3	0.6	6-2	2F柱頭	0.2	0.2	10-2	2F柱頭	0.4	0.2	14-2	2F柱頭	—	—
	1F柱頭	0.2		1F柱頭	0.3	0.5		1F柱頭	1.4	1.4		1F柱頭	142.2	92.1		1F柱頭	0.1	0.3
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	0.2	0.3		1F鴨居下	0.8	0.8		1F鴨居下	0.4	0.3		1F鴨居下	—	—
	1F柱脚	0.4		1F柱脚	0.6	1.1		1F柱脚	0.8	0.8		1F柱脚	0.9	0.6		1F柱脚	0.2	0.7
1-3	2F柱頭	—	2-3	2F柱頭	0.9	1.6	6-3	2F柱頭	0.3	0.5	10-3	2F柱頭	0.3	0.5	14-3	2F柱頭	—	—
	1F柱頭	0.1		1F柱頭	1.3	2.3		1F柱頭	1.2	2.2		1F柱頭	1.3	2.2		1F柱頭	20.2	70.1
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	0.7	1.3		1F鴨居下	6.9	12.3		1F鴨居下	1.1	2.0		1F鴨居下	—	—
	1F柱脚	0.1		1F柱脚	0.5	0.8		1F柱脚	1.2	2.1		1F柱脚	1.1	2.0		1F柱脚	0.2	0.6
1-1	2F柱頭	—	2-1	2F柱頭	—	—	6-1	2F柱頭	—	—	10-1	2F柱頭	—	—	14-1	2F柱頭	—	—
	1F柱頭	0.1		1F柱頭	—	—		1F柱頭	—	—		1F柱頭	—	—		1F柱頭	0.2	0.5
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	0.3	1.0		1F鴨居下	0.3	0.9		1F鴨居下	0.2	0.7		1F鴨居下	—	—
	1F柱脚	0.3		1F柱脚	0.5	1.8		1F柱脚	0.2	0.8		1F柱脚	0.4	1.3		1F柱脚	0.3	1.1

表 3.2.4-35 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.5)

	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)
1-1	2F柱頭	-	2-U	2F柱頭	0.4	0.7	2F柱頭	1.2	2.1	2F柱頭	0.2	0.4	2F柱頭	-
	1F柱頭	0.5		1F柱頭	5.6	9.9	1F柱頭	4.8	8.5	1F柱頭	7.1	12.6	1F柱頭	-
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	9.3	16.6	1F鴨居下	5.4	9.7	1F鴨居下	6.5	11.5	1F鴨居下	0.1
	1F柱脚	1.6		1F柱脚	1.0	1.7	1F柱脚	1.9	3.4	1F柱脚	1.5	2.7	1F柱脚	-
1-2	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)
	-	-		-	-		-	-		-	-		-	-
	-	-	2-1	2F柱頭	1.1	2.0	2F柱頭	2.1	2.1	2F柱頭	1.3	0.8	2F柱頭	-
	-	-		1F柱頭	7.9	14.1	1F柱頭	12.0	12.3	1F柱頭	19.3	12.5	1F柱頭	-
1-3	1F鴨居下	-	2-2	1F鴨居下	6.7	11.9	1F鴨居下	10.7	11.0	1F鴨居下	19.4	12.6	1F鴨居下	-
	1F柱脚	-		1F柱脚	1.4	2.6	1F柱脚	2.4	2.5	1F柱脚	6.0	3.9	1F柱脚	-
	-	-		2-1に 1F鴨居下	5.2	9.3								
	-	-												
1-3	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)
	-	-		-	-		-	-		-	-		-	-
	-	-	2-3	2F柱頭	0.3	0.5	2F柱頭	0.8	1.5	2F柱頭	0.5	0.9	2F柱頭	-
	-	-		1F柱頭	8.9	15.9	1F柱頭	11.0	19.5	1F柱頭	8.6	15.2	1F柱頭	-
1-4	1F鴨居下	-	2-3	1F鴨居下	5.3	9.5	1F鴨居下	7.6	13.5	1F鴨居下	7.9	14.0	1F鴨居下	-
	1F柱脚	-		1F柱脚	1.4	2.4	1F柱脚	1.7	3.1	1F柱脚	2.3	4.1	1F柱脚	-
	-	-												
	-	-												
1-4	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)
	-	-		-	-		-	-		-	-		-	-
	4.6	15.8	2-1	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-
	-	-		1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	-	1F柱頭	-
1-5	1F鴨居下	-	2-1	1F鴨居下	1.1	3.9	1F鴨居下	1.1	3.8	1F鴨居下	1.0	3.4	1F鴨居下	-
	1F柱脚	1.7		1F柱脚	1.2	4.1	1F柱脚	0.8	2.9	1F柱脚	2.2	7.7	1F柱脚	-
	-	6.0												
	-	-												

表 3.2.4-36 BCI-L2 S 方向加振 L 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.6)

	$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)	
1- $\cup$	2F柱頭	-	2- $\cup$	2F柱頭	0.3	0.5	6- $\cup$	2F柱頭	0.3	0.6	10- $\cup$	2F柱頭	0.5	0.9	14- $\cup$	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	0.2		1F柱頭	1.2	2.2		1F柱頭	1.3	2.3		1F柱頭	1.6	2.9		1F柱頭	0.2	
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	1.6	2.9		1F鴨居下	4.1	7.3		1F鴨居下	1.4	2.5		1F鴨居下	-	
	1F柱脚	0.3		1F柱脚	0.8	1.4		1F柱脚	2.2	3.8		1F柱脚	1.3	2.3		1F柱脚	0.6	
1- $\sim$	2F柱頭	-	2- $\sim$	2F柱頭	0.4	0.7	6- $\sim$	2F柱頭	0.3	0.3	10- $\sim$	2F柱頭	0.5	0.3	14- $\sim$	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	0.2		1F柱頭	0.9	1.6		1F柱頭	0.5	0.5		1F柱頭	141.9	91.9		1F柱頭	0.5	
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	0.5	0.8		1F鴨居下	0.7	0.7		1F鴨居下	0.3	0.2		1F鴨居下	-	
	1F柱脚	0.3		1F柱脚	0.4	0.6		1F柱脚	0.9	0.9		1F柱脚	2.2	1.4		1F柱脚	0.3	
1- $\cup$	2F柱頭	-	2- $\cup$	2F柱頭	0.3	0.5	6- $\cup$	2F柱頭	0.8	1.4	10- $\cup$	2F柱頭	0.3	0.6	14- $\cup$	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	0.1		1F柱頭	1.9	3.3		1F柱頭	1.4	2.6		1F柱頭	1.7	2.9		1F柱頭	0.2	
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	1.6	2.8		1F鴨居下	1.1	2.0		1F鴨居下	1.0	1.9		1F鴨居下	-	
	1F柱脚	0.2		1F柱脚	0.5	0.9		1F柱脚	1.3	2.3		1F柱脚	2.4	4.3		1F柱脚	0.3	
1- $\sim$	2F柱頭	-	2- $\sim$	2F柱頭	-	-	6- $\sim$	2F柱頭	-	-	10- $\sim$	2F柱頭	-	-	14- $\sim$	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	0.1		1F柱頭	-	-		1F柱頭	-	-		1F柱頭	-	-		1F柱頭	0.1	
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	0.2	0.8		1F鴨居下	0.3	1.2		1F鴨居下	0.2	0.6		1F鴨居下	-	
	1F柱脚	0.3		1F柱脚	0.3	1.0		1F柱脚	2.8	9.7		1F柱脚	0.4	1.3		1F柱脚	0.5	

表 3.2.4-37 BCJ-L2 S 方向加振 S 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.6)

	$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)
1- $\downarrow$	2F柱頭	-	2- $\downarrow$	2F柱頭	0.5	1.0	2F柱頭	1.8	2F柱頭	0.3	0.6	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	0.4		1F柱頭	9.0	15.9	1F柱頭	7.6	1F柱頭	3.7	6.5	1F柱頭	0.2	0.7	1F柱頭	-	-
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	7.2	12.7	1F鴨居下	6.7	1F鴨居下	3.7	6.5	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	-	-
	1F柱脚	1.3		1F柱脚	2.0	3.6	1F柱脚	3.2	1F柱脚	1.2	2.1	1F柱脚	0.4	1.4	1F柱脚	-	-
1- $\leftarrow$	2F柱頭	-	2- $\leftarrow$	2F柱頭	1.2	2.1	2F柱頭	2.3	2F柱頭	1.0	0.7	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	-		1F柱頭	9.2	16.4	1F柱頭	112.5	1F柱頭	13.9	9.0	1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	-
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	6.3	11.1	1F鴨居下	7.4	1F鴨居下	15.9	10.3	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	-	-
	1F柱脚	-		1F柱脚	6.3	11.1	1F柱脚	2.8	1F柱脚	5.1	3.3	1F柱脚	-	-	1F柱脚	-	-
			2- $\downarrow$ に 1F鴨居下														
1- $\rightarrow$	2F柱頭	-	2- $\rightarrow$	2F柱頭	0.5	0.9	2F柱頭	1.2	2F柱頭	0.7	1.2	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	-		1F柱頭	13.1	23.3	1F柱頭	19.5	1F柱頭	7.4	13.1	1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	-
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	7.6	13.6	1F鴨居下	11.4	1F鴨居下	5.1	9.1	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	-	-
	1F柱脚	-		1F柱脚	4.9	8.7	1F柱脚	0.9	1F柱脚	0.7	1.3	1F柱脚	-	-	1F柱脚	-	-
1- $\uparrow$	2F柱頭	-	2- $\uparrow$	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	1.6		1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	1F柱頭	-	-	1F柱頭	0.4	1.3	1F柱頭	-	-
	1F鴨居下	-		1F鴨居下	1.4	4.7	1F鴨居下	1.6	1F鴨居下	1.0	3.3	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	-	-
	1F柱脚	2.8		1F柱脚	2.7	9.4	1F柱脚	4.1	1F柱脚	1.2	4.3	1F柱脚	2.1	7.5	1F柱脚	-	-

表 3.2.4-38 JMA 神戸 3 方向加振 L 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.5)

	$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)
1-1	2F柱頭	—	2-U	2F柱頭	1.6	2.8	2F柱頭	1.4	2.4	2F柱頭	1.9	3.3	2F柱頭	—
	1F柱頭	0.9		1F柱頭	1.5	2.8	1F柱頭	1.8	3.2	1F柱頭	2.5	4.5	1F柱頭	0.3
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	4.9	8.7	1F鴨居下	5.8	10.3	1F鴨居下	5.6	10.0	1F鴨居下	—
	1F柱脚	27.2		1F柱脚	0.8	1.4	1F柱脚	1.5	2.7	1F柱脚	0.9	1.5	1F柱脚	0.3
1-2	2F柱頭	—	2-1	2F柱頭	0.5	0.9	2F柱頭	0.4	0.4	2F柱頭	0.9	0.6	2F柱頭	—
	1F柱頭	0.5		1F柱頭	2.2	3.9	1F柱頭	4.7	4.8	1F柱頭	142.1	92.1	1F柱頭	0.4
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	2.6	4.6	1F鴨居下	5.9	6.1	1F鴨居下	2.2	1.4	1F鴨居下	—
	1F柱脚	0.5		1F柱脚	2.0	3.5	1F柱脚	2.5	2.6	1F柱脚	3.9	2.6	1F柱脚	0.5
1-3	2F柱頭	—	2-3	2F柱頭	36.5	65.0	2F柱頭	1.9	3.3	2F柱頭	2.1	3.7	2F柱頭	—
	1F柱頭	0.7		1F柱頭	3.7	6.5	1F柱頭	4.6	8.1	1F柱頭	4.4	7.8	1F柱頭	25.5
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	2.4	4.3	1F鴨居下	13.1	23.3	1F鴨居下	3.4	6.1	1F鴨居下	—
	1F柱脚	0.4		1F柱脚	1.2	2.2	1F柱脚	2.0	3.5	1F柱脚	2.8	5.0	1F柱脚	0.4
1-4	2F柱頭	—	2-4	2F柱頭	—	—	2F柱頭	—	—	2F柱頭	—	—	2F柱頭	—
	1F柱頭	0.3		1F柱頭	—	—	1F柱頭	—	—	1F柱頭	—	—	1F柱頭	0.4
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	1.2	4.2	1F鴨居下	2.3	8.0	1F鴨居下	1.8	6.2	1F鴨居下	—
	1F柱脚	0.5		1F柱脚	1.1	3.8	1F柱脚	0.5	1.9	1F柱脚	1.5	5.3	1F柱脚	0.7

表 3.2.4-39 JMA 神戸 3 方向加振 S 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.5)

	$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)		$M_{\max}$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (N/mm ²)	
1-1	2F柱頭	-	-	2F柱頭	0.9	2.1	2F柱頭	0.4	0.8	2F柱頭	0.4	0.8	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	0.7	2.6	1F柱頭	5.9	10.5	1F柱頭	4.9	8.7	1F柱頭	9.4	16.7	1F柱頭	-	-	1F柱頭	0.2	0.5
	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	10.4	18.6	1F鴨居下	5.7	10.1	1F鴨居下	7.5	13.3	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	-	-
	1F柱脚	1.4	4.7	1F柱脚	2.0	3.5	1F柱脚	3.5	6.2	1F柱脚	2.4	4.2	1F柱脚	-	-	1F柱脚	0.2	0.8
1-2	2F柱頭	-	-	2F柱頭	1.3	2.3	2F柱頭	2.4	0.8	2F柱頭	1.3	0.8	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	-	-	1F柱頭	9.6	17.1	1F柱頭	12.5	12.8	1F柱頭	21.4	13.8	1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	-
	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	7.3	13.0	1F鴨居下	11.6	11.9	1F鴨居下	20.6	13.3	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	-	-
	1F柱脚	-	-	1F柱脚	1.8	3.1	1F柱脚	4.5	4.6	1F柱脚	6.1	3.9	1F柱脚	-	-	1F柱脚	-	-
2-1																		
1-3	2F柱頭	-	-	2F柱頭	0.5	0.9	2F柱頭	1.0	1.8	2F柱頭	0.5	0.9	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	-	-	1F柱頭	10.6	18.8	1F柱頭	12.5	22.3	1F柱頭	9.5	16.9	1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	-
	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	5.7	10.1	1F鴨居下	8.2	14.5	1F鴨居下	8.9	15.8	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	-	-
	1F柱脚	-	-	1F柱脚	1.8	3.2	1F柱脚	4.0	7.0	1F柱脚	3.7	6.6	1F柱脚	-	-	1F柱脚	-	-
1-4	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	33.0	114.7	1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	-	1F柱頭	-	-	1F柱頭	0.4	1.4
	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	1.2	4.2	1F鴨居下	1.2	4.1	1F鴨居下	0.9	3.0	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	-	-
	1F柱脚	1.7	5.8	1F柱脚	2.7	9.3	1F柱脚	1.4	4.9	1F柱脚	2.2	7.8	1F柱脚	0.6	2.1	1F柱脚	-	-

表 3.2.4-40 JMA 神戸 3 方向加振 L 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.6)

	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)		M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)	
1-1	2F柱頭	—	2-1	2F柱頭	1.3	2.3	6-1	2F柱頭	1.8	3.2	10-1	2F柱頭	2.1	3.7	14-1	2F柱頭	—	—
	1F柱頭	0.6		1F柱頭	2.1	3.8		1F柱頭	2.2	3.9		1F柱頭	2.5	4.5		1F柱頭	0.8	
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	4.7	8.3		1F鴨居下	8.1	14.5		1F鴨居下	4.7	8.3		1F鴨居下	—	
	1F柱脚	1.5		1F柱脚	1.4	2.4		1F柱脚	3.7	6.5		1F柱脚	2.3	4.1		1F柱脚	0.7	
1-2	2F柱頭	—	2-2	2F柱頭	0.6	1.0	6-2	2F柱頭	0.5	0.5	10-2	2F柱頭	1.2	0.8	14-2	2F柱頭	—	—
	1F柱頭	0.4		1F柱頭	1.9	3.4		1F柱頭	4.0	4.1		1F柱頭	142.2	92.1		1F柱頭	1.3	
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	2.1	3.7		1F鴨居下	7.9	8.1		1F鴨居下	4.1	2.6		1F鴨居下	—	
	1F柱脚	2.2		1F柱脚	0.6	1.0		1F柱脚	2.1	2.1		1F柱脚	4.6	3.0		1F柱脚	0.8	
1-3	2F柱頭	—	2-3	2F柱頭	1.2	2.1	6-3	2F柱頭	2.4	4.2	10-3	2F柱頭	2.6	4.7	14-3	2F柱頭	—	—
	1F柱頭	0.5		1F柱頭	4.1	7.3		1F柱頭	4.8	8.6		1F柱頭	4.8	8.5		1F柱頭	0.8	
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	3.3	5.9		1F鴨居下	2.6	4.6		1F鴨居下	2.9	5.2		1F鴨居下	—	
	1F柱脚	0.3		1F柱脚	0.8	1.4		1F柱脚	1.2	2.1		1F柱脚	2.4	4.3		1F柱脚	0.7	
1-1	2F柱頭	—	2-1	2F柱頭	—	—	6-1	2F柱頭	—	—	10-1	2F柱頭	—	—	14-1	2F柱頭	—	—
	1F柱頭	0.2		1F柱頭	—	—		1F柱頭	—	—		1F柱頭	—	—		1F柱頭	0.3	
	1F鴨居下	—		1F鴨居下	1.1	3.8		1F鴨居下	1.1	3.8		1F鴨居下	1.4	4.8		1F鴨居下	—	
	1F柱脚	0.7		1F柱脚	1.1	3.8		1F柱脚	2.5	8.8		1F柱脚	0.5	1.9		1F柱脚	1.1	

表 3.2.4-41 JMA 神戸 3 方向加振 S 方向最大曲げモーメントおよび最大曲げ応力度 (試験体 No.6)

	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)	M _{max} (kNm)	σ _{max} (N/mm ²)
1-1	2F柱頭	-	-	-	2F柱頭	0.8	1.5	2.2	3.9	2F柱頭	0.7	1.2	2F柱頭	-
	1F柱頭	0.6	2.0	7.1	12.6	5.0	8.9	1F柱頭	8.9	1F柱頭	5.2	9.2	1F柱頭	0.2
	1F鴨居下	-	-	7.8	13.9	4.7	8.3	1F鴨居下	8.3	1F鴨居下	6.2	11.1	1F鴨居下	-
	1F柱脚	3.4	11.9	1.4	2.5	2.0	3.6	1F柱脚	3.6	1F柱脚	1.2	2.2	1F柱脚	1.0
1-2	2F柱頭	-	-	2F柱頭	1.6	2.8	2.2	2.3	2F柱頭	1.6	1.0	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	-	-	1F柱頭	9.0	15.9	109.7	112.8	1F柱頭	17.7	11.5	1F柱頭	-	-
	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	5.1	9.1	9.8	10.1	1F鴨居下	20.3	13.2	1F鴨居下	-	-
	1F柱脚	-	-	1F柱脚	4.3	7.6	2.8	2.9	1F柱脚	13.8	8.9	1F柱脚	-	-
2-1			2-2			2-3			2-4			2-5		
1-3	2F柱頭	-	-	2F柱頭	0.6	1.0	0.8	1.4	2F柱頭	0.8	1.4	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	-	-	1F柱頭	11.9	21.2	11.5	20.4	1F柱頭	9.3	16.6	1F柱頭	-	-
	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	6.3	11.1	7.0	12.4	1F鴨居下	6.5	11.6	1F鴨居下	-	-
	1F柱脚	-	-	1F柱脚	4.5	8.1	0.8	1.5	1F柱脚	0.8	1.3	1F柱脚	-	-
1-4	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-	-	-	2F柱頭	-	-	2F柱頭	-	-
	1F柱頭	1.6	5.6	1F柱頭	-	-	-	-	1F柱頭	-	-	1F柱頭	0.5	1.6
	1F鴨居下	-	-	1F鴨居下	0.9	3.1	0.6	1.9	1F鴨居下	1.2	4.1	1F鴨居下	-	-
	1F柱脚	2.9	10.1	1F柱脚	2.4	8.3	0.8	2.9	1F柱脚	1.8	6.1	1F柱脚	1.7	6.1

3.3 振動台実験検証 WG

3.3.1 振動台実験に基づく浮き上がり量の検証

(1) 目的

石場建て木造建築物は柱脚部を固定しないため、強い地震力を受けることで、移動や浮き上がりが生じる。これらの挙動は建築物の耐震性能に大きく影響することは、これまでの実大試験体による震動台実験等からも明らかである。しかしながらそれらの挙動は再現性に乏しく、定量的に把握しきれておらず、理論的な解明には至っていない。そこで本節では、地震時における浮き上がりに着目して単純な単位フレーム試験体を用いた振動台実験に基づいて、浮き上がり挙動を把握することを目的とする

(2) 試験体概要

基準となる試験体は4本柱で、横架材として柱脚部の足固め、柱頭部の桁梁で構成される。接合部として柱-足固めは雇いほぞ接合とし、主軸を車知栓留め、主軸と直角方向を込み栓留めとする。桁梁同士は相欠き接合、桁梁-柱はほぞ差しとする。主軸の鉛直構面と上部の水平構面は構造用合板貼りとし、鉛直構面には構造用合板を貼り付けるための間柱を柱間中央に設ける。弱軸方向の鉛直構面には鋼製筋交いを設ける。試験体の基本概要を図3.3.1-1に示す。なお、試験体aは、加振方向の構面(Y1、Y3)の全面に構造用合板を貼り付けた状態(構面ごとに2P)で実験を開始し、振動特性を確認しながら、釘の本数、壁の枚数の調整を行っている。その結果、壁の仕様は、各構面の全面(2P)に対して半分(1P)とし、以後の試験体(b、c、d、e)は、1Pの仕様として、実験を行った。

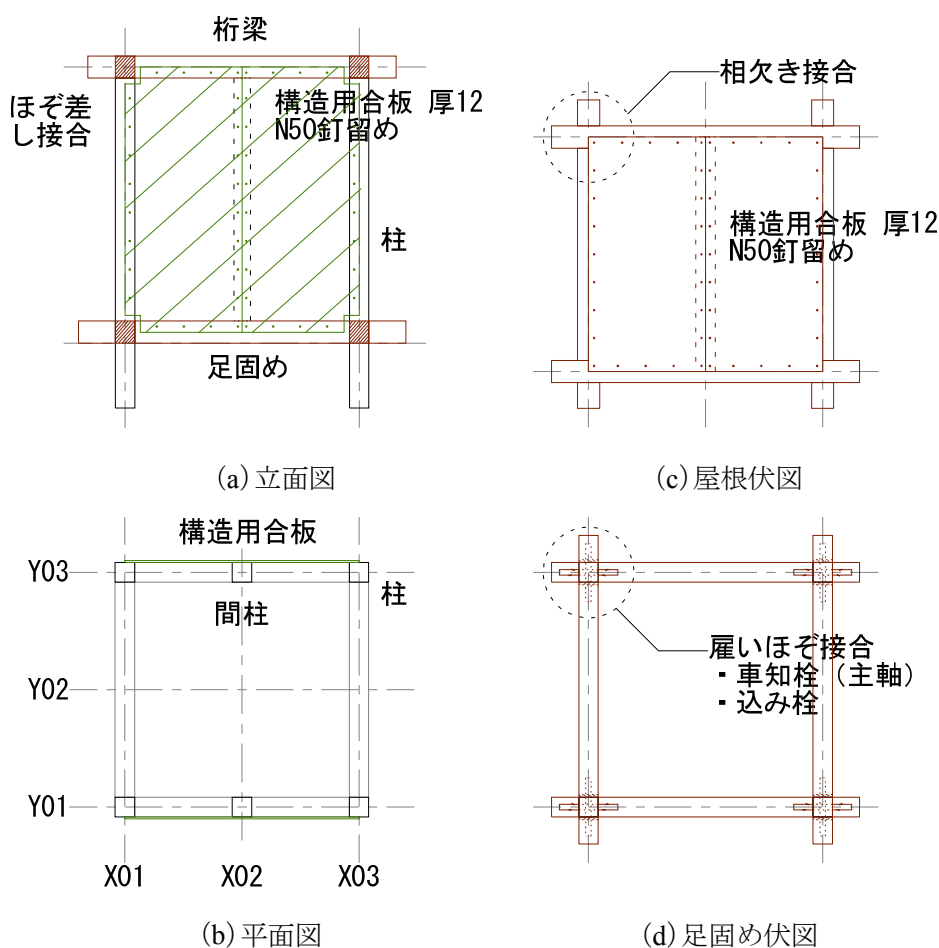


図 3.3.1-1 試験体の基本概要

基準となる試験体の各部寸法について、柱間は真々寸法で 1265mm。柱および間柱の断面は 105mm 角、桁梁断面は 120×105 (せい×はり) mm、足固め断面は 120×105mm とした。鉛直構面および水平構面の構造用合板は厚 12mm とし、鉛直構面は 150mm ピッチのビス留め、水平構面は 150mm ピッチの釘留めとした。また柱底面は振動台に設置するための鋼製ダボを挿入するために φ28、深さ 40mm のダボ穴加工を施した。図 3.3.1-2 に基準となる試験体の寸法を示す。

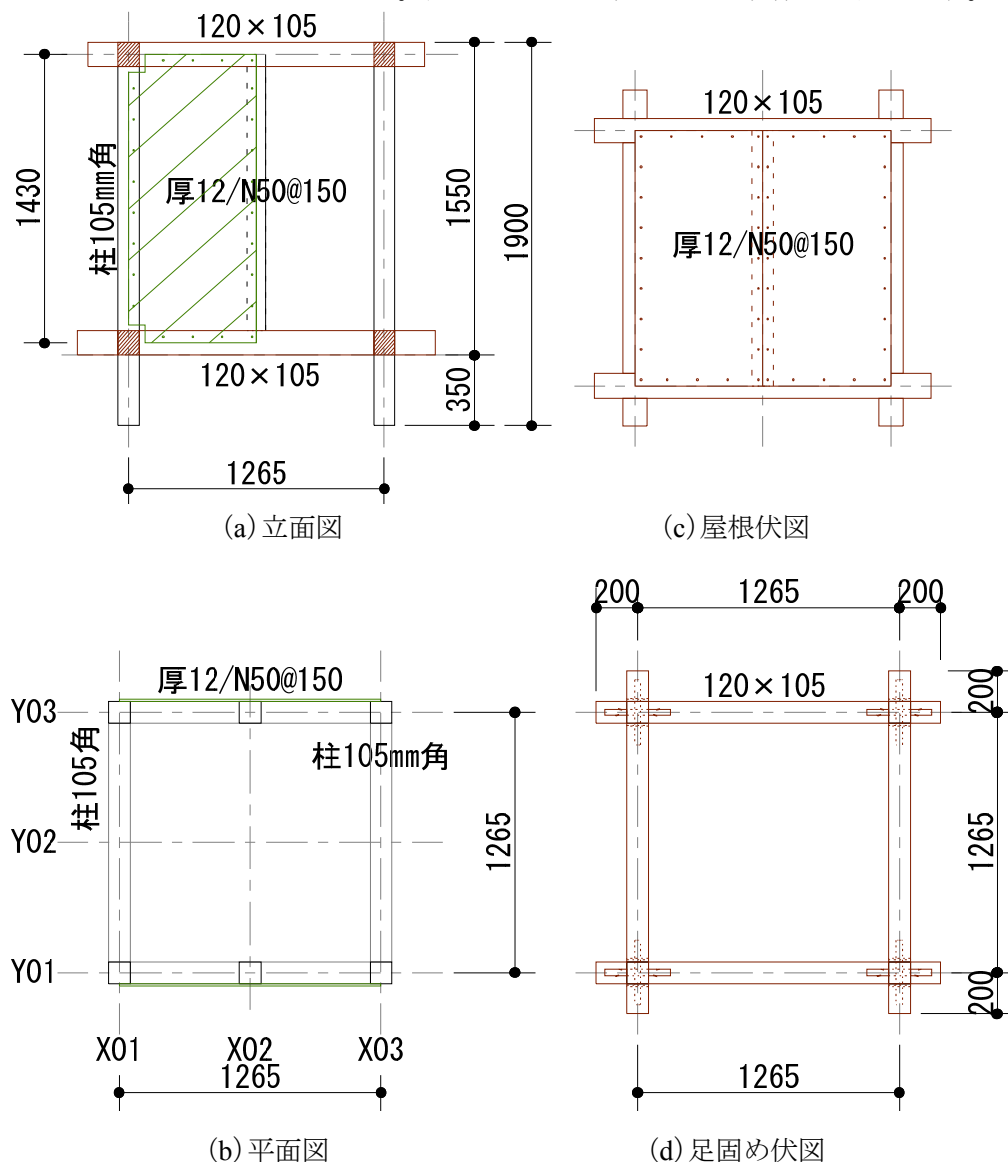
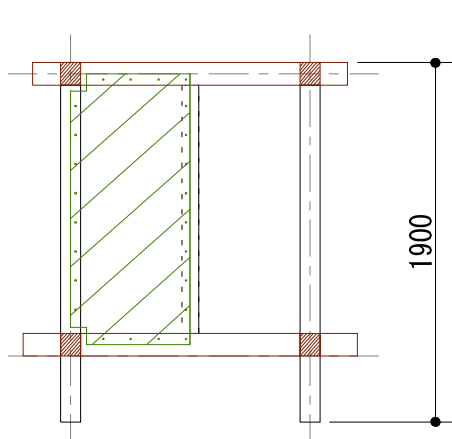


図 3.3.1-2 試験体の基準寸法

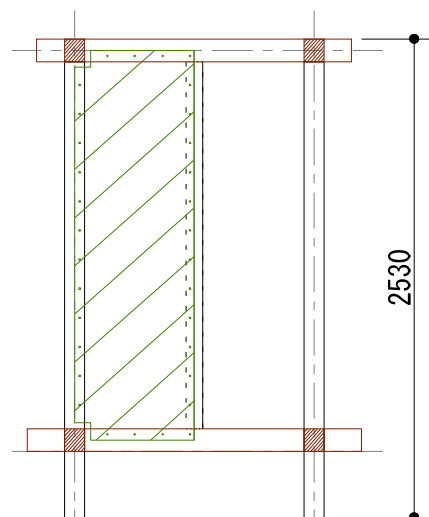
試験体の種類は基準となる試験体に対して、高さ寸法(縦横比)を変えたもの、柱脚の仕様を変えたもの、スパン数を変えた計 5 体とする。表 3.3.1-1 および図 3.3.1-3 に試験体の種類を示す。

表 3.3.1-1 試験体の種類

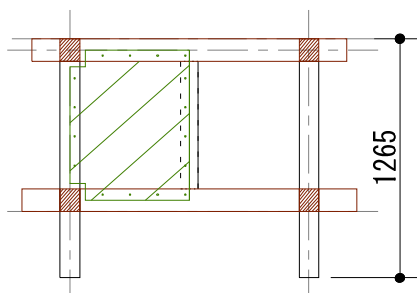
名称	縦横比	スパン数	柱脚仕様	壁要素	備考
a	1.5	1	足固め	構造用 合板	基準
b	1	1	足固め		
c	2	1	足固め		
d	1.5	1	土台		
e	1	2	足固め		



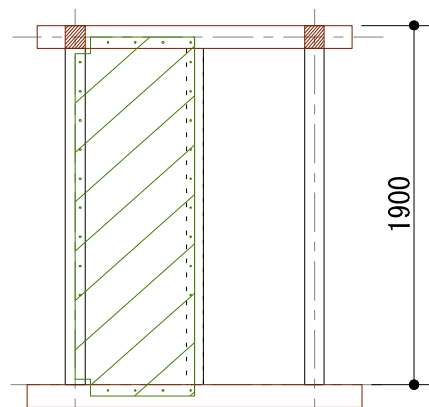
(a) 試験体 a(1.5)



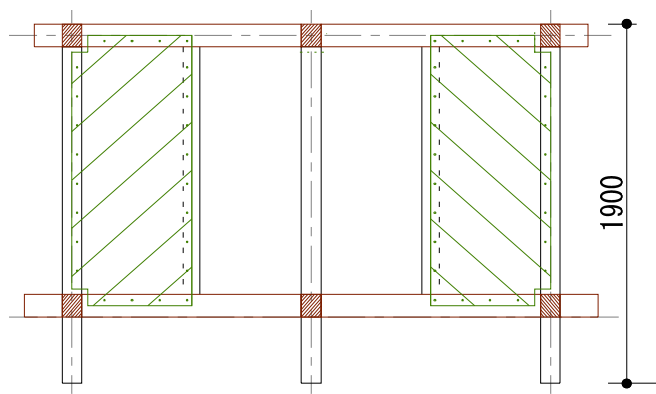
(c) 試験体 c(2.0)



(b) 試験体 b(1.0)



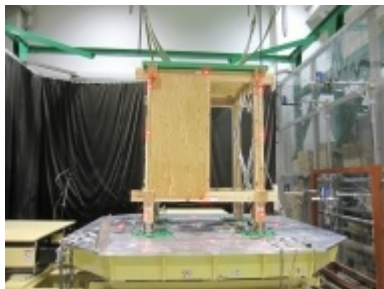
(d) 試験体 d(1.5)



(e) 試験体 e(1.5*2 スパン)

図 3.3.1-3 試験体の種類 () 内値は縦横比

試験体の全景および各部の状況を写真 3.3.1-1 (a)～(o) に示す



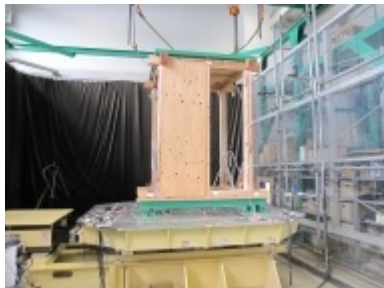
(a) 試験体 a



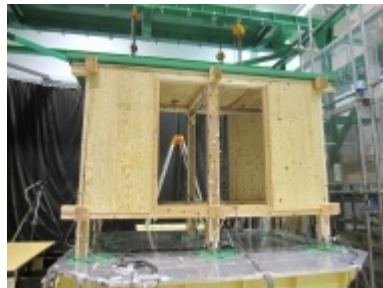
(b) 試験体 b



(c) 試験体 c



(d) 試験体 d



(e) 試験体 e



(f) 弱軸構面の鋼製筋かい



(g) 桁の相欠き接合



(h) 足固めのやといほぞ接合



(i) 足固めの込み栓接合



(j) 柱のほぞ



(k) 柱底面のだぼ穴



(l) 柱脚部



(m) 柱脚の取り付け治具



(n) 土台の取り付け治具



(o) 構造用合板の取り付け状況

写真 3.3.1-1 試験体全景と各部の状況

試験体は、実験終了後に丁寧に解体し、各部材の重量を計測した。部材の重量を積算して試験体の重量を算出した。試験体および各部材の重量を表 3.3.1-2 に示し、表 3.3.1-3 に試験体重量の算定根拠として、部材の実測重量を示す。

表 3.3.1-2 試験体および錘の重量(kg)

	試験体a	試験体b	試験体c	試験体d	試験体e
錘	1000	1000	1000	1000	2000
試験体上半分	73.1	64.1	80.1	76.1	121.1
試験体下半分	59.5	50.3	67.3	60.3	96.5
質点系重量	1073.1	1064.1	1080.1	1076.1	2121.1
層重量	1132.6	1114.4	1147.4	1136.4	2217.6

表 3.3.1-3 部材の実測重量(kg)

(a) 試験体 a

部位	部材	寸法(mm)	数量	重量(g)
屋根	構造用合板	630 x 1265 x 12	2枚	10.6
	つなぎ梁	52.5 x 105 x 1145	1本	2.8
	桁1	105 x 120 x 1145	2本	16.2
	桁2	105 x 120 x 1665	2本	17.4
壁	構造用合板	630 x 1430 x 12	2枚	11.4
柱	間柱	52.5 x 105 x 1310	2本	6.0
	柱	105 x 105 x 1780	4本	33.6
	鋼製筋交い		まとめて	1.2
足固め	足固め	105 x 120 x 1145	4本	25.4
	足固めの相手		まとめて	5.8
	ヤトイ・セン		まとめて	2.2

(b) 試験体 b

部位	部材	寸法(mm)	数量	重量(g)
屋根	構造用合板	630 x 1265 x 12	2枚	10.8
	つなぎ梁	52.5 x 105 x 1145	1本	3.2
	桁1	105 x 120 x 1145	2本	15.4
	桁2	105 x 120 x 1665	2本	17.8
壁	構造用合板	630 x 800 x 12	2枚	6.6
柱	間柱	52.5 x 105 x 680	2本	3.4
	柱	105 x 105 x 1150	4本	22.6
	鋼製筋交い		まとめて	1.2
足固め	足固め	105 x 120 x 1145	4本	23.8
	足固めの相手		まとめて	7.2
	ヤトイ・セン		まとめて	2.4

(c) 試験体 c

部位	部材	寸法(mm)	数量	重量(g)
屋根	構造用合板	630 x 1265 x 12	2枚	11.0
	つなぎ梁	52.5 x 105 x 1145	1本	2.8
	桁1	105 x 120 x 1145	2本	15.4
	桁2	105 x 120 x 1665	2本	16.2
壁	構造用合板	630 x 2060 x 12	2枚	17.8
柱	間柱	52.5 x 105 x 1940	2本	9.0
	柱	105 x 105 x 2410	4本	41.4
	鋼製筋交い		まとめて	1.2
足固め	足固め	105 x 120 x 1145	4本	23.0
	足固めの相手		まとめて	7.2
	ヤトイ・セン		まとめて	2.4

(d) 試験体 d

部位	部材	寸法(mm)	数量	重量(g)
屋根	構造用合板	630 x 1265 x 12	2枚	10.6
	つなぎ梁	52.5 x 105 x 1145	1本	3.0
	桁1	105 x 120 x 1145	2本	15.6
	桁2	105 x 120 x 1665	2本	17.4
壁	構造用合板	630 x 1900 x 12	2枚	16.2
柱	間柱	52.5 x 105 x 1780	2本	7.8
	柱	105 x 105 x 1780	4本	33.8
	鋼製筋交い		まとめて	1.2
土台	土台	105 x 120 x 1145	4本	30.8

(e) 試験体 e

部位	部材	寸法(mm)	数量	重量(g)
屋根	構造用合板	630 x 1265 x 12	4枚	21.2
	つなぎ梁	52.5 x 105 x 1145	2本	5.6
	桁1	105 x 120 x 1145	3本	24.4
	桁2	105 x 120 x 2930	2本	27.2
壁	構造用合板	630 x 1430 x 12	4枚	24.0
柱	間柱	52.5 x 105 x 1310	4本	12.2
	柱	105 x 105 x 1780	6本	48.0
	鋼製筋交い		まとめて	1.2
足固め	足固め	105 x 120 x 1145	7本	43.8
	足固めの相手		まとめて	6.4
	ヤトイ・セン		まとめて	3.6

(3) 結果・考察

1) 加振・計測計画

実験は金沢工業大学やつかほりサーチキャンパス地域防災環境科学研究所に設置されている振動台を用いて行われた。実験日程および実験人員をそれぞれ表 3.3.1-4、3.3.1-5 に示す。

表 3.3.1-4 実験日程

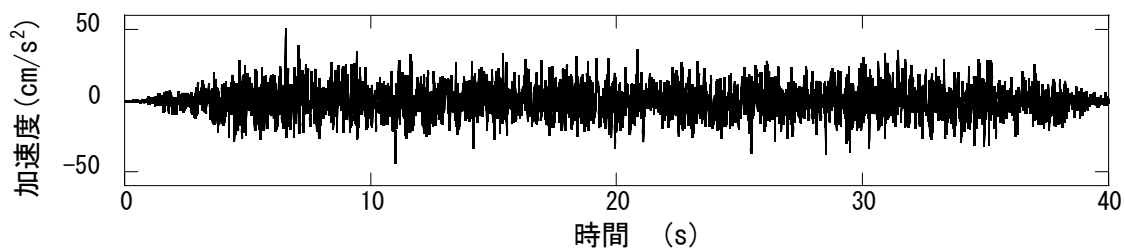
月	日	曜	工程
11	15	木	安全フレーム組立
	16	金	安全フレーム組立
	17	土	安全フレーム・鉄骨治具設置・計測器チェック
	18	日	計測器チェック
	19	月	試験体材料搬入
	20	火	試験体組立(試験体abc)・試験体設置(a)・計測器取付(a)
	21	水	計測器取付(試験体a)
	22	木	計測器取付(試験体a)
	23	金	加振(試験体a)
	24	土	
	25	日	
	26	月	計測準備(試験体a)
	27	火	
	28	水	加振・撤去(試験体a)
	29	木	試験体設置・計測器取付(試験体b)
	30	金	計測器取付(試験体b)

12	1	土	加振・撤去(試験体b)・治具撤去
	2	日	
	3	月	
	4	火	
	5	水	
	6	木	
	7	金	
	8	土	試験体解体(試験体ab)・試験体組立(de)・設置(e)
	9	日	
	10	月	計測器取付(試験体e)
	11	火	計測器取付(試験体e)
	12	水	加振・撤去(試験体e)・治具変更
	13	木	試験体設置・計測器取付(試験体d)
	14	金	計測器取付(試験体d)
	15	土	公開加振・試験体撤去(試験体d)
	16	日	
	17	月	試験体設置・計測器取付(試験体c)
	18	火	計測器取付(試験体c)
	19	水	加振(試験体c)
	20	木	試験体撤去(試験体c)・治具撤去・片付け
	21	金	片付け
	22	土	
	23	日	試験体解体(試験体de)・重量計測(全試験体)

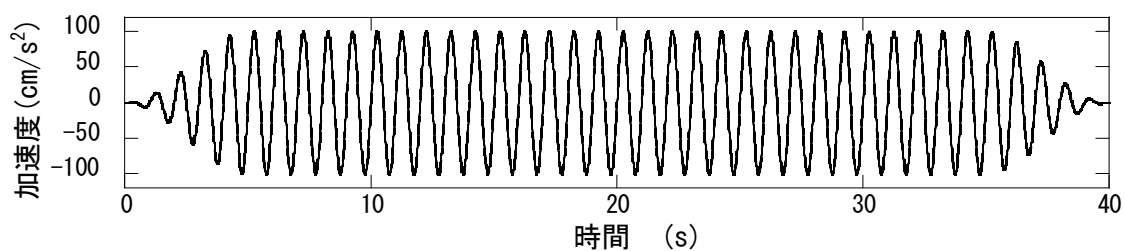
表 3.3.1-5 実験人員

須田達	金沢工業大学環境・建築学部建築学科・講師
向坊恭介	立命館大学 理工学部 建築都市デザイン学科・助教
松本慎也	近畿大学工学部建築学科・准教授
新津靖	東京電機大学情報環境学部・教授
中村友輔	金沢工業大学環境・建築学部・学生
佐竹直人	金沢工業大学環境・建築学部・学生
柴山蒼宙	金沢工業大学環境・建築学部・学生
平井駿貴	金沢工業大学環境・建築学部・学生
翠勇人	金沢工業大学環境・建築学部・学生
田邊倫大	金沢工業大学環境・建築学部・学生
米山太平	金沢工業大学環境・建築学部・学生
飯塚嵩明	東京電機大学大学院博士後期課程1年

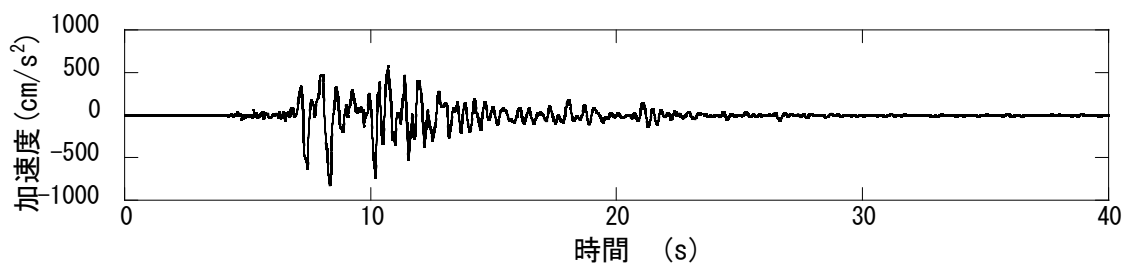
実験に用いた加振波は、正弦波(sin波)、兵庫県南部地震(1995)の観測記録波(JMA-Kobe_NS波)とし、振動特性を確認するためにホワイトノイズ波を用いた。sin波の周波数は主に1.0Hzとし、最大加速度 50cm/s^2 から漸増して入力、JMA-Kobe_NS波は、原波の最大加速度を基準に30、50、100%に調整して試験体に入力した。ホワイトノイズ波は最大加速度 50cm/s^2 として加振波の前後で入力した。ホワイトノイズ波、sin波1.0Hz(最大加速度 100cm/s^2)、JMA-Kobe_NS波を図3.3.1-4、各試験体の加振リストと一覧をそれぞれ表3.3.1-6、表3.3.1-7に示す。なお表中の入力波は、ホワイトノイズ波、正弦波、JMA-Kobe_NS波をそれぞれWN、SN、KBの記号で表記する。また試験体aは、振動特性や正弦波の振動数を実験状況と合わせて確認しながら加振したため、他の加振回数よりも多くなっている。



(a) ホワイトノイズ波 最大加速度 10cm/s²



(b) sin 波 周波数 1.0Hz 最大加速度 100cm/s²



(c) JMA-Kobe_NS 波 最大入力加速度 818cm/s²

図 3.3.1-4 実験に用いた加振波

表 3.3.1-6 加振リスト一覧

入力波	加速度		試験体				
	(cm/s ²)	(%)	a	b	c	d	e
SN	50		●	●	●	●	●
	100		●	●	●	●	●
	150		●	●	●	●	●
	200		●	●	●	●	●
	250		●	●	●	●	●
	300		●	●	●	●	●
	350		—	●	—	●	●
	400		●	●	—	●	●
KB		30	—	●	—	●	●
		50	—	—	—	●	●
		100	—	●	—	●	●
WN	50		●	●	●	●	●

表 3.3.1-7 各試験体の加振リスト

試験体a

加振名称	入力波	周波数 (Hz)	加速度 (cm/s ²)
	AW01	WN	50
as1050		SN	1.0
as1100		SN	1.0
as1150		SN	1.0
as1200		SN	1.0
as1250		SN	1.0
as1300		SN	1.0
as1400		SN	1.0
	AW02	WN	50
as1350		SN	1.0
as2100		SN	2.0
as2200		SN	2.0
as2300		SN	2.0
as2350		SN	2.0
	AW03	WN	50
	AW04	WN	50
	AW05	WN	50
as1200-2		SN	1.0
as1300-2		SN	1.0
as1350-2		SN	1.0
	AW06	WN	50
as1300-3		SN	1.0
	AW07	WN	50

試験体b

加振名称	入力波	周波数 (Hz)	加速度 (cm/s ²)
	BW01	WN	50
bs1050		SN	1.0
bs1100		SN	1.0
	BW02	WN	50
bs1150		SN	1.0
bs1200		SN	1.0
bj030p		KB	246
	BW03	WN	50
bs1250		SN	1.0
	BW04	WN	50
bs1300		SN	1.0
	BW05	WN	50
bs1350		SN	1.0
	BW06	WN	50
bs1400		1.0	400
	BW07	WN	50
bj100p		KB	820
	BW08	WN	50

WN:ホワイトノイズ波
 SN:正弦波(sin波)
 KB:(JMA-KobeNS波)

試験体c

加振名称	入力波	周波数 (Hz)	加速度 (cm/s ²)
	CW01	WN	1.0
cs1050		SN	1.0
cs1100		SN	1.0
	CW02	WN	50
cs1150		SN	1.0
cs1200		SN	1.0
cj030p		KB	246
	EW03	WN	50
cs1250		SN	1.0
	EW04	WN	50
cs1300		SN	1.0
	EW05	WN	50
cj100p		KB	820
	EW06	WN	50

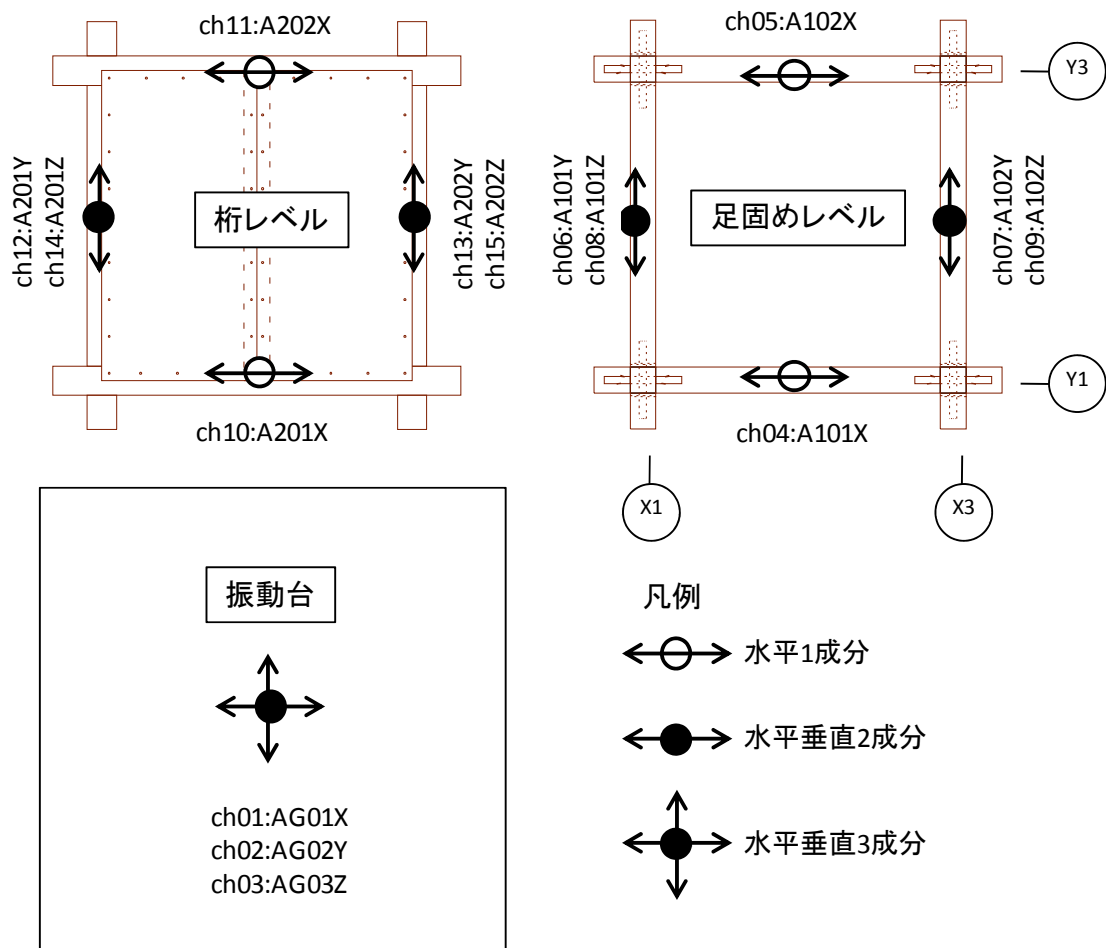
試験体d

加振名称	入力波	周波数 (Hz)	加速度 (cm/s ²)
	DW01	WN	1.0
ds1050		SN	1.0
ds1100		SN	1.0
	DW02	WN	50
ds1150		SN	1.0
ds1200		SN	1.0
	DW03	WN	50
ds1250		SN	1.0
	DW04	WN	50
ds1300		SN	1.0
	DW05	WN	50
ds1350		SN	1.0
	DW06	WN	50

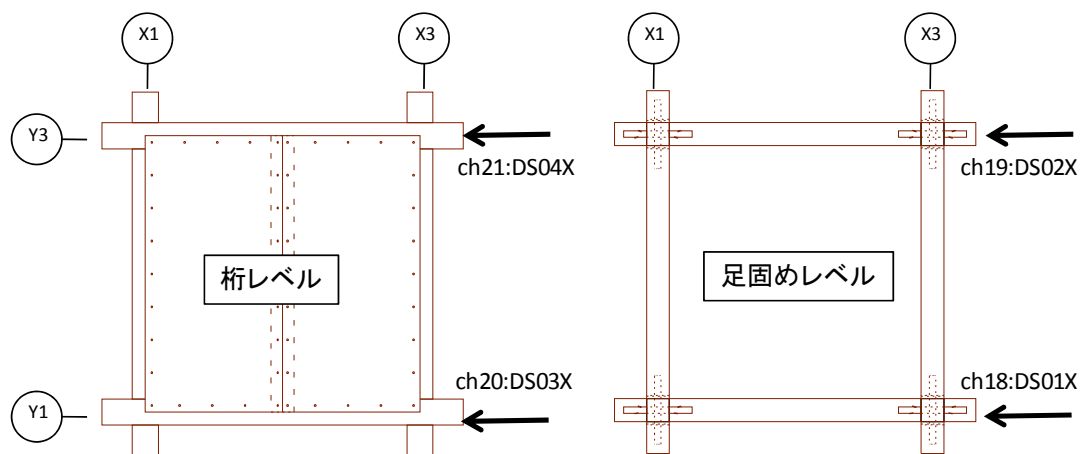
試験体e

加振名称	入力波	周波数 (Hz)	加速度 (cm/s ²)
	EW01	WN	50
es1050		SN	1.0
es1100		SN	1.0
	EW02	WN	50
es1150		SN	1.0
es1200		SN	1.0
ej030p		KB	246
	EW03	WN	50
es1250		SN	1.0
ej050p		KB	410
	EW04	WN	50
es1300		SN	1.0
	EW05	WN	50
es1350		SN	1.0
	EW06	WN	50
es1400		SN	400
	EW07	WN	50
	EW08	WN	50
ej100p		KB	820
	EW07	WN	50

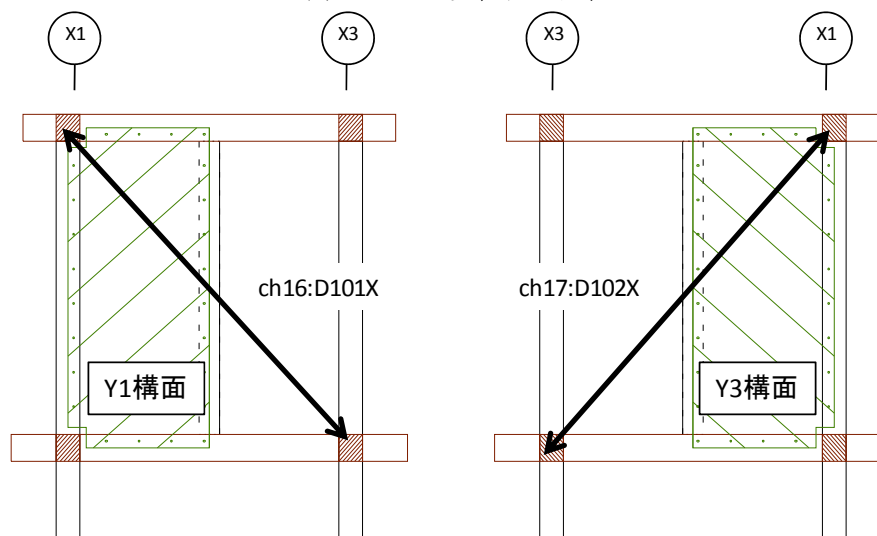
計測は、加速度計、レーザー変位計、ワイヤー変位計、接触型変位計、非接触型変位計を用いて行った。加速度計は足固めあるいは土台レベル、桁レベルと振動台の絶対加速度を計測し、レーザー変位計・ワイヤー変位計を用いて試験体の足固め天あるいは土台天レベル、桁レベル、振動台の絶対変位を計測した。柱の回転角および柱の浮き上がりは接触型および非接触型変位計により計測した。計測器の配置は試験体 a を用いて図 3.3.1-5 に示し、実験で使用した計測器名称、計測種類、計測箇所、計測構面、計測方向の一覧を表 3.3.1-8 に示す。また各計測器の取り付け状況を写真 3.3.1-2 に示す。



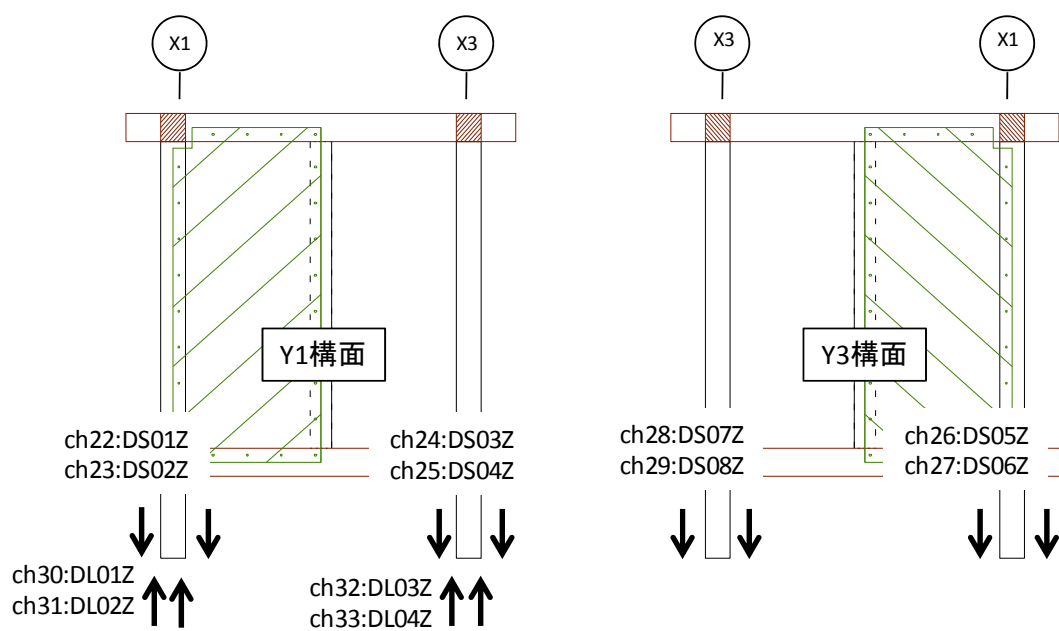
(a) 加速度計の配置



(b) レーザー変位計の配置



(c) ワ이어変位計の配置



(d) 接触型・非接触型変位計の配置

図 3.3.1-5 各計測器の配置図

表 3.3.1-8 計測器リスト

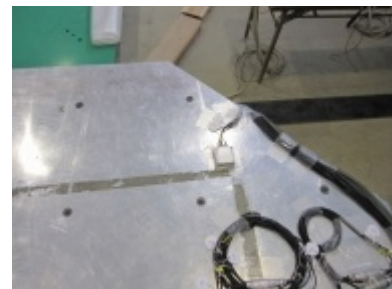
ch	名称	型番	計測器の種類	計測種類	計測箇所	計測構面	計測方向	
1	AG01X	ARJ20AT	加速度計2G	水平加速度	振動台	X2Y2	X	
2	AG01Y	ARJ20AT	加速度計2G	水平加速度	振動台	X2Y2	Y	
3	AG01Z	ARJ20AT	加速度計2G	鉛直加速度	振動台	X2Y2	Z	
4	A101X	ARJ50AT	加速度計5G	水平加速度	足固め	Y1	X	
5	A102X	ARJ50AT	加速度計5G	水平加速度	足固め	Y3	X	
6	A101Y	ARJ50AT	加速度計5G	水平加速度	足固め	X1	Y	
7	A102Y	ARJ50AT	加速度計5G	水平加速度	足固め	X3	Y	
8	A101Z	ARJ50AT	加速度計5G	鉛直加速度	足固め	X1	Y	
9	A102Z	ARJ50AT	加速度計5G	鉛直加速度	足固め	X3	Y	
10	A201X	ARJ50AT	加速度計5G	水平加速度	桁	Y1	X	
11	A202X	ARJ50AT	加速度計5G	水平加速度	桁	Y3	X	
12	A201Y	ARJ50AT	加速度計5G	水平加速度	桁	X1	Y	
13	A202Y	ARJ50AT	加速度計5G	水平加速度	桁	X3	Y	
14	A201Z	ARJ50AT	加速度計5G	鉛直加速度	桁	X1	Z	
15	A202Z	ARJ50AT	加速度計5G	鉛直加速度	桁	X3	Z	
16	D101X	DP1000DS	ワイヤー変位計	層間変位	桁	Y1 X1~3	X	
17	D102X	DP1000DS	ワイヤー変位計	層間変位	桁	Y3 X1~3	X	
18	DS01X	ILR1182	レーザー変位計	層間変位	柱脚	Y1	X	
19	DS02X	ILR1182	レーザー変位計	層間変位	柱脚	Y1	X	
20	DS03X	ILR1182	レーザー変位計	層間変位	柱脚	Y3	X	
21	DS04X	ILR1182	レーザー変位計	層間変位	柱脚	Y3	X	
22	DS01Y	SDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y1X1外	Z	
23	DS02Y	CDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y1X1内	Z	
24	DS03Y	SDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y1X3内	Z	
25	DS04Y	SDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y1X3外	Z	
26	DS05Y	SDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y3X1外	Z	
27	DS06Y	SDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y3X1内	Z	
28	DS07Y	SDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y3X3内	Z	
29	DS08Y	SDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y3X3外	Z	
30	D101Z	LS-500	高精度変位計	柱脚浮上	柱脚	Y1X1外	Z	
31	D102Z	LS-500	高精度変位計	柱脚浮上	柱脚	Y1X1内	Z	
32	D201Z	LS-500	高精度変位計	柱脚浮上	柱脚	Y1X3内	Z	
33	D202Z	LS-500	高精度変位計	柱脚浮上	柱脚	Y1X3外	Z	
34	DS09Y	SDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y5X1外	Z	2スパン
35	DS10Y	SDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y5X1内	Z	2スパン
36	DS11Y	SDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y5X3内	Z	2スパン
37	DS12Y	SDP100	接触型変位計	柱脚浮上	柱脚	Y5X3外	Z	2スパン
38	D201X	DP1000DS	ワイヤー変位計	層間変位	桁	Y1 X3~5	X	2スパン
39	D202X	DP1000DS	ワイヤー変位計	層間変位	桁	Y3 X3~5	X	2スパン



(a) 加速度計(桁)



(b) 加速度計(足固め)



(c) 加速度計(振動台)

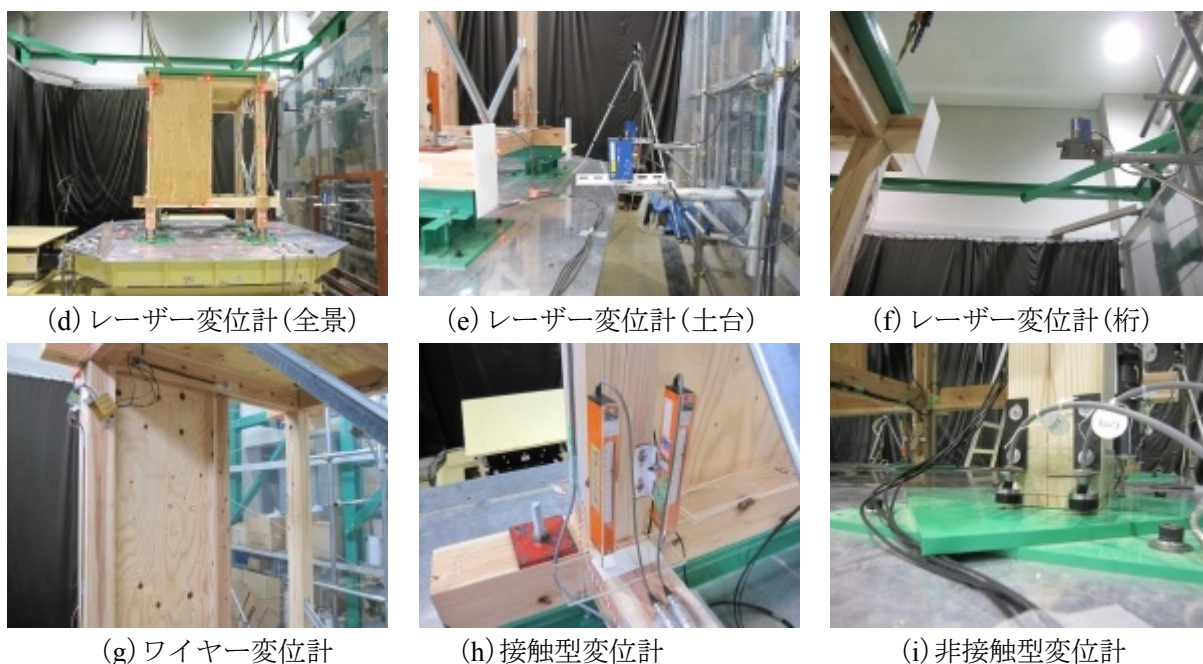


写真 3.3.1-2 計測器の取り付け状況

2) 振動特性

各試験体の加振前後に行った 50cm/s^2 のホワイトノイズ加振から得られた加速度データを用いてフーリエ解析を行い、振動台レベルに対する頂部のフーリエスペクトル比を算出し、卓越振動数を読み取った。読み取った卓越振動数を加振した順に表 3.3.1-9 に示す。なお試験体 a については、構造用合板を 4P から始めているため、他の試験体よりも高い振動数となっている。また例として試験体 c のフーリエスペクトル比を図 3.3.1-6 に示す。

加振前の卓越振動数は $5.0\text{Hz} \sim 3.7\text{Hz}$ であり、試験体 c は若干低いものの、一般的な木造住宅の卓越振動数と同程度である。各試験体の最後の卓越振動数は、繰り返し加振による接合部の緩みや損傷により $2.2 \sim 4.4\text{Hz}$ に低下した。

表 3.3.1-9 ホワイトノイズ加振による卓越振動数 (Hz)

		試験体				
加振名		a	b	c	d	e
W	1	8.5	5.9	3.7	6.0	5.0
	2	8.4	5.7	3.4	5.8	4.9
	3	8.4	5.6	3.0	5.8	4.9
	4	8.3	5.5	3.0	5.6	4.9
	5	8.0	5.4	2.9	5.3	4.9
	6	5.9	5.3	2.2	5.3	4.9
	7	4.4	5.3		5.0	4.3
	8		3.7		3.3	4.4
	9					3.8

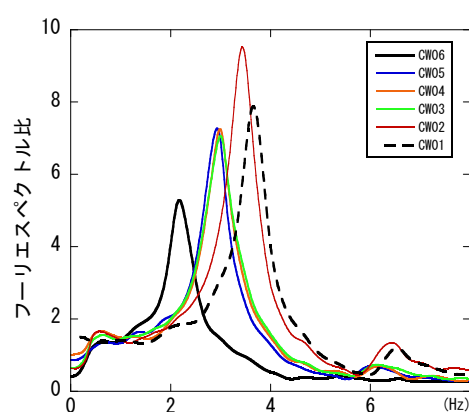


図 3.3.1-6 試験体 c のフーリエスペクトル比

3) データ処理

実験から得られたデータから、応答変位および変形角、応答加速度、柱の回転角、浮き上がり量、層せん断力を算出した。算出方法を図 3.3.1-7～図 3.3.1-10 および算出式を式 3.3.1-1～3.3.1-5 に示し、試験体 c の応答変位、応答加速度、柱脚部浮き上がり変位の時刻歴波形を一例として図

3.3.1-11、図 3.3.1-12 に示す。

① レーザー変位計による層間変形角

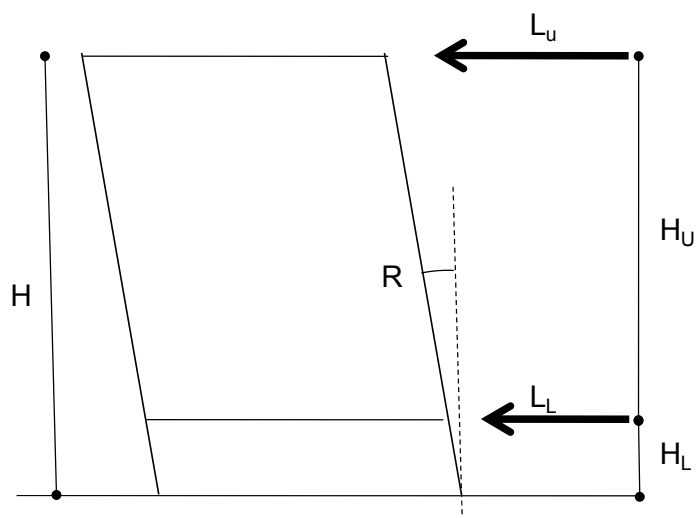


図 3.3.1-7 レーザー変位計による変形角の算出概要

$$\text{層間変形角 } R = \frac{L_U - L_L}{H_U} \quad (3.3.1-1)$$

(L_U : 桁レベルの測定値、 L_L : 足固めレベルの測定値、 H_U : レーザー変位間の距離)

② ワイヤ変位計による層間変形角

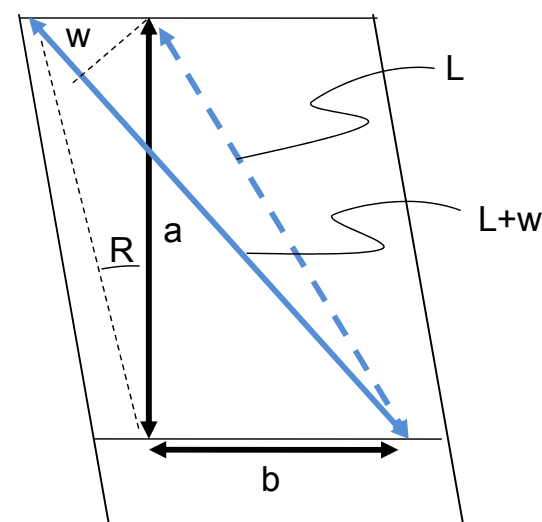


図 3.3.1-8 ワイヤ変位計による変形角の算出概要

$$\text{層間変形角 } R = \sin^{-1} \left(\frac{Lw}{ab} + \frac{L^2}{2ab} \right) \quad (3.3.1-2)$$

(w : ワイヤ変位計の測定値、 L : ワイヤ変位計の長さ、 a : ワイヤ変位計の高さ、 b : ワイヤ変位計の横長さ)

③ 柱の回転角と柱脚の浮き上がり

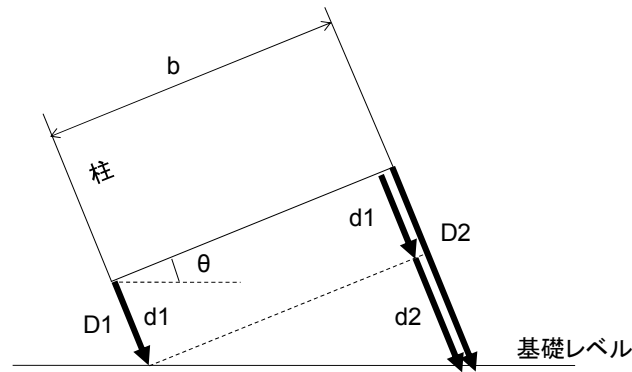


図 3.3.1-9 柱の回転角と柱脚の浮き上がりの算出概要

$$\text{回転角 } \theta = \frac{D2-D1}{b} \quad (3.3.1-3)$$

$$\text{浮き上がり変位 (D2>D1)、} d1 = \frac{(D2+D1)+(D2-D1)}{2} \quad (3.3.1-4)$$

($D2, D1$: 接触型変位計の測定値、 b : 柱の幅、 $d1$: 接触型変位形の測定値のうち、浮き上がり量、 $d2$: 接触型変位形の測定値のうち、柱の回転角変位量)

④ 層せん断力

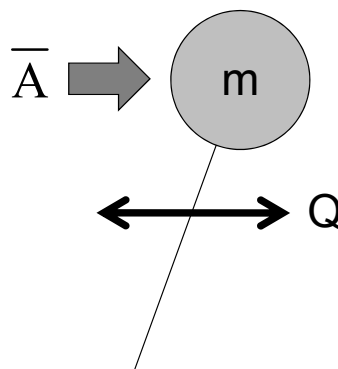
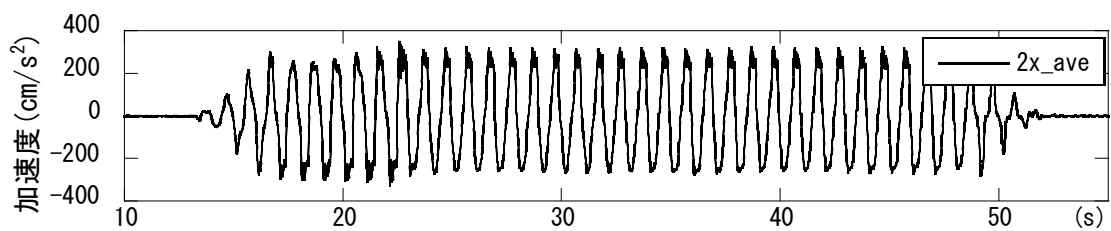


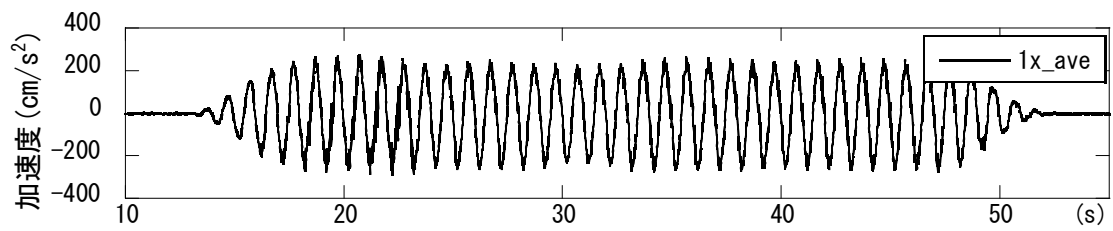
図 3.3.1-10 層せん断力の算出概要

$$\text{層せん断力 } Q = \frac{m}{980} \bar{A} \quad (3.3.1-5)$$

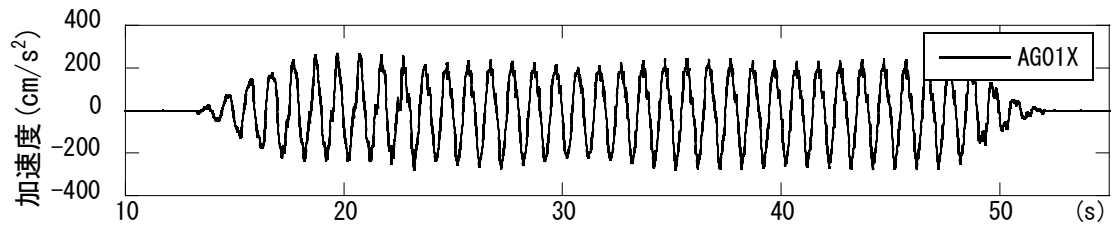
(m : 層の重量、 $\bar{A}$: 桁レベルの加速度の平均、 Q : 層せん断力)



(a) 桁レベル

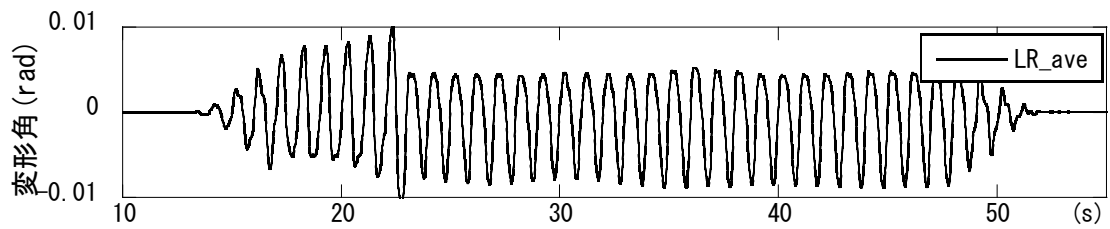


(b) 足固めレベル

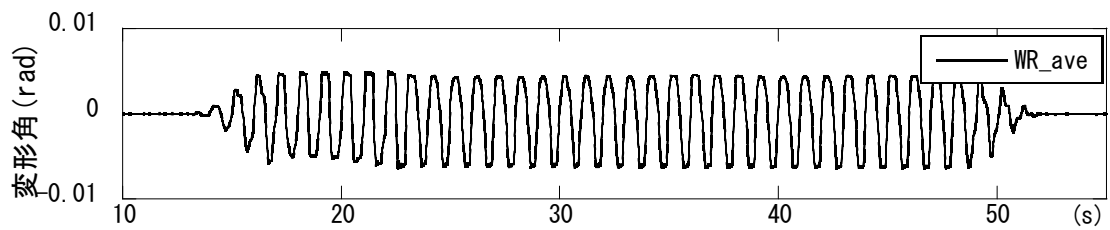


(c) 振動台レベル

図 3.3.1-11 sin 波・最大入力加速度 250cm/s^2 による各層の応答加速度

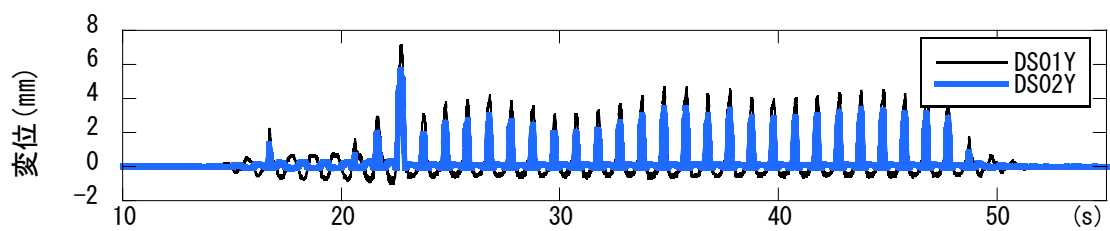


(a) レーザー変位計

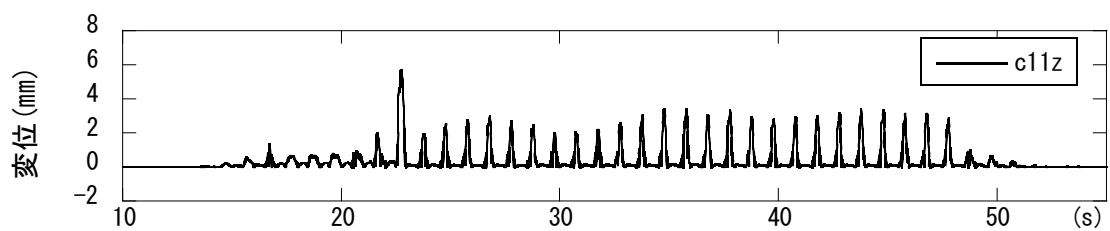


(b) ワイヤ変位計

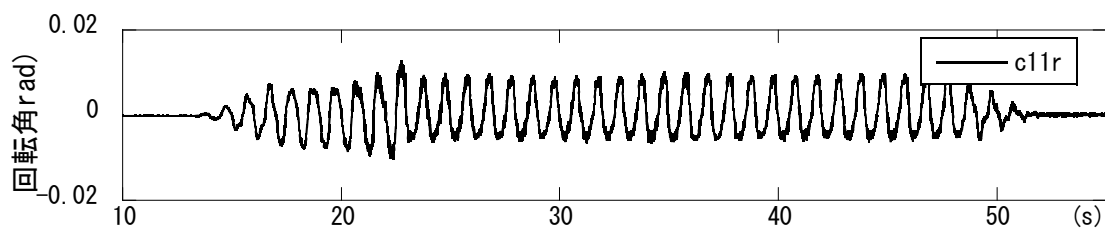
図 3.3.1-12 sin 波・最大入力加速度 250cm/s^2 による応答層間変形角



(a) 柱脚部の計測値



(b) 柱脚部の浮き上がり変位



(c) 柱脚部の回転角

図 3.3.1-13 sin 波・最大入力加速度 250cm/s^2 による X1Y1 柱脚部の変形

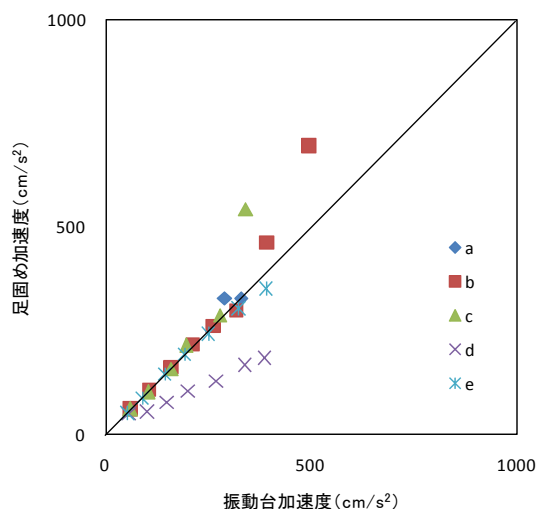
4) 実験結果

加速度計による実験結果に基づいて、振動台上および各レベルの応答加速度の最大値を算出して、入力加速度レベルごとに表 3.3.1-10 に示す。なお、表中の a～e は試験体を示し、K30%、K100% は JMA-Kobe 波の最大加速度の 30%、100%を示す。

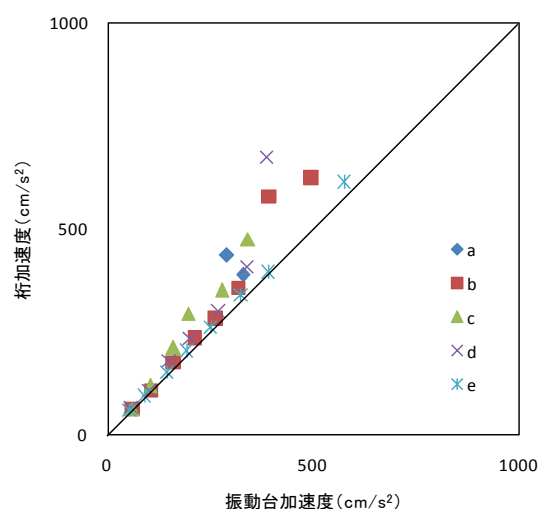
振動台上で計測された加速度に対して、足固めレベルの応答加速度は平均的にほぼ 1 倍程度、桁レベルの応答加速度は、それよりも若干高く、1.1～1.2 倍程度であった。図 3.3.1-14 に sin 波による振動台上の入力加速度に対する応答加速度の関係を示す。

表 3.3.1-10 最大応答加速度 (cm/s^2)

目標		振動台(入力)					足固め(土台)					桁				
加速度(cm/s ²)		a	b	c	d	e	a	b	c	d	e	a	b	c	d	e
sin 1.0Hz	50		60	60	56	53		60	60	47	51		63	63	65	60
	100		106	102	101	88		106	101	54	85		105	119	106	94
	150		159	159	148	144		162	157	75	144		175	210	178	151
	200		211	194	200	192		216	213	102	192		234	294	233	204
	250		262	278	269	250		259	286	128	241		282	350	299	260
	300	289	318	340	339	323	329	297	543	166	302	435	355	474	407	338
	350	329	391		385	390	329	460		183	350	387	576		672	395
	400		494			575		694			1158		622			612
K30%	245.4		209	362		227		211	420		207		240	481		267
K100%	818.0		1010	953		809		1174	1482		1341		1415	867		873



(a) 足固めレベル



(b) 桁レベル

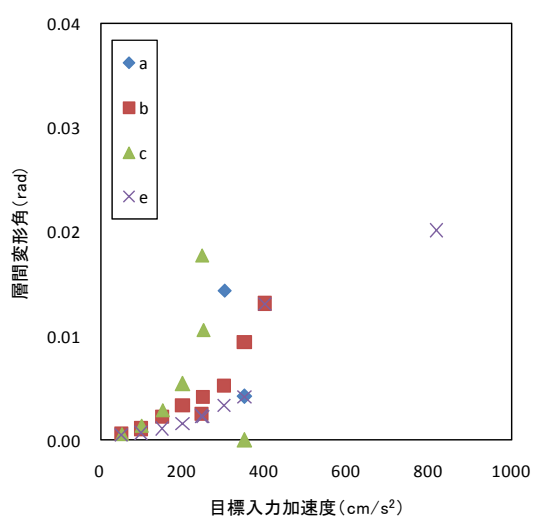
図 3.3.1-14 入力加速度と応答加速度の関係

レーザー変位計とワイヤー変位計の実験結果に基づいて、試験体の応答変形角の最大値を算出して、入力加速度レベルごとに表 3.3.1-11 に示す。なお、表中の記号は表 3.3.1-10 と同様である。

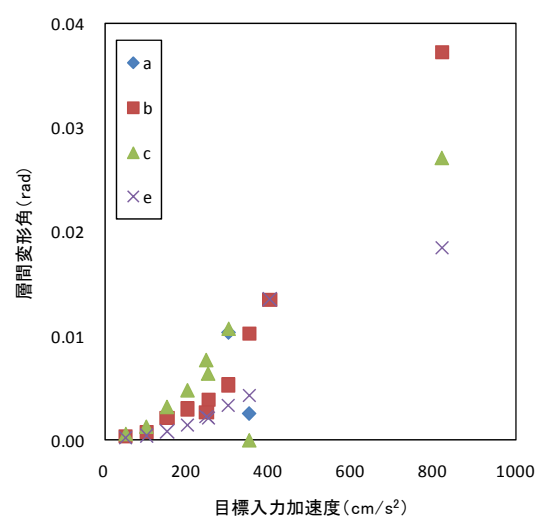
レーザー変位計による計測は、試験体の外部から計測を行うため、浮き上がりの影響を受ける。浮き上がりが生じない入力の小さい範囲では、計測精度は高く、データの信憑性も高いが、浮き上がりが生じる場合は、データの信憑性は低いと言える。ワイヤー変位計は試験体内に取り付けて計測を行うため、浮き上がりの影響はほとんど受けない。入力が小さく、試験体の変形が小さい範囲において、レーザー変位計の値と比べても相違は無いため、計測データの信頼性は高いと言える。図 3.3.1-15 にレーザー変位計とワイヤー変位計による足固め試験体の応答変形角を示す。

表 3.3.1-11 最大層間変形角 (rad)

目標 加速度 (cm/s ²)		レーザー変位形による変形角					ワイヤー変位形による変形角				
		a	b	c	d	e	a	b	c	d	e
sin 1.0Hz	50		0.0006	0.0006	0.0004	0.0005		0.0004	0.0006	0.0003	0.0003
	100		0.0011	0.0014	0.0008	0.0007		0.0008	0.0013	0.0005	0.0005
	150		0.0022	0.0029	0.0014	0.0011		0.0021	0.0032	0.0013	0.0009
	200		0.0033	0.0054	0.0027	0.0016		0.0030	0.0048	0.0019	0.0015
	250		0.0041	0.0106	0.0046	0.0022		0.0039	0.0064	0.0031	0.0022
	300	0.0144	0.0052	0.0587	0.0084	0.0033	0.0103	0.0053	0.0107	0.0056	0.0034
	350	0.0042	0.0094	0.0000	0.0371	0.0041	0.0026	0.0102	0.0000	0.0341	0.0043
	400		0.0131			0.0130		0.0135			0.0136
K30%	245.4		0.0025	0.0177		0.0023		0.0027	0.0077		0.0023
K100%	818.0		0.0947	0.0735		0.0201		0.0372	0.0271		0.0185



(a) レーザー変位計



(b) ワイヤー変位計

図 3.3.1-15 目標入力加速度と層間変形角の関係

接触型変位計の実験結果に基づいて、柱脚部浮き上がり変位の最大値を算出して、入力加速度レベルごとに表 3.3.1-12 に示す。試験体 d(土台)は浮き上がりが生じないため計測値はない。なお、表中の記号は表 3.3.1-10 と同様である。

背の高い試験体 c は、他の試験体と比べて、小さい入力加速度で浮き上がっており、浮き上がり変位も大きい。背の低い試験体 b は入力加速度 350cm/s² から 1mm 以上の浮き上がりが生じており、JMA-Kobe の 100%では試験体 c と同程度の浮き上がりが生じた。2 スパンの試験体 e は、入力加速度 400cm/s² から浮き上がりが生じた。図 3.3.1-16 に各柱における最大の浮き上がり変位

と目標入力加速度との関係を示す。同図の縦軸は 1mm 以上であり、かつ対数軸で表示している。

表 3.3.1-12 柱の最大浮き上がり変位(mm)

目標 加速度 (cm/s^2)		a				b				c				d	e			
		柱	柱	柱	柱	柱	柱	柱	柱	柱	柱	柱	柱		柱	柱	柱	柱
		X1	X3	X1	X3	X1	X3	X1	X3	X1	X3	X1	X3		X1	X3	X1	X3
		Y1	Y1	Y3	Y3	Y1	Y1	Y3	Y3	Y1	Y1	Y3	Y3		Y1	Y1	Y3	Y3
sin 1.0Hz	50					0.0	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1		0.1	0.1	0.1	0.0
	100					0.1	0.1	0.1	0.1	0.2	0.3	0.2	0.1		0.1	0.1	0.1	0.1
	150					0.1	0.3	0.2	0.2	0.3	0.6	0.4	0.4		0.2	0.1	0.2	0.1
	200					0.3	0.3	0.5	0.3	0.9	1.6	1.2	1.5		0.2	0.2	0.3	0.1
	250					0.4	0.4	0.6	0.3	5.7	7.1	6.5	7.0		0.2	0.4	0.4	0.2
	300	7.0	2.2	5.9	3.1	0.5	0.6	0.6	0.5	62.5	46.1	64.6	45.0	-	0.4	0.7	0.5	0.3
	350	2.3	1.1	1.5	1.7	1.3	1.5	1.9	1.0						0.6	0.8	0.6	0.4
	400					1.7	2.2	2.5	1.8						2.3	2.9	4.6	2.5
K30%	245.4					0.3	0.3	0.3	0.4	13.9	14.9	14.8	15.3		0.1	0.3	0.2	0.1
K100%	818.0					49.7	73.3	48.7	72.7	67.8	84.4	70.5	83.7		12.2	5.9	12.6	3.0

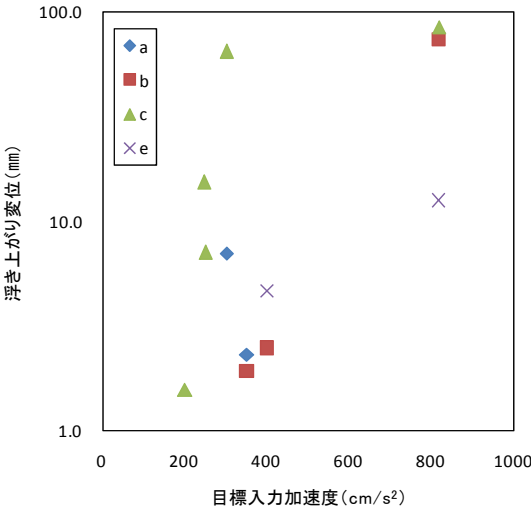


図 3.3.1-16 目標入力加速度と浮き上がり量の関係

浮き上がりが生じた時点の層せん断力係数と試験体の縦横比 (H/L) の関係を図 3.3.1-17 に示す。同図 (a) は sin 波加振の場合である。縦横比 2.0 の試験体 c は、浮き上がり時の層せん断力係数が 0.22～0.41 の範囲、縦横比 1.0 の試験体 b は、浮き上がり時の層せん断力係数が 0.38～0.53 の範囲であり、バラツキはあるものの、縦横比と浮き上がり時の層せん断力係数は明瞭な関係が見てとれる。しかし、2 スパンの試験体 e の浮き上がり時の層せん断力係数は、非常にバラツキが大きく、1 スパン試験体のように単純な挙動は示さない。さらに同図 (b) は、JMA-Kobe 波加振の場合であり、縦横比、スパン数に関わらず、バラツキが大きい。なお図中の線は、式 3.3.1-8 による関係を示し、説明を本節末尾に添付する。

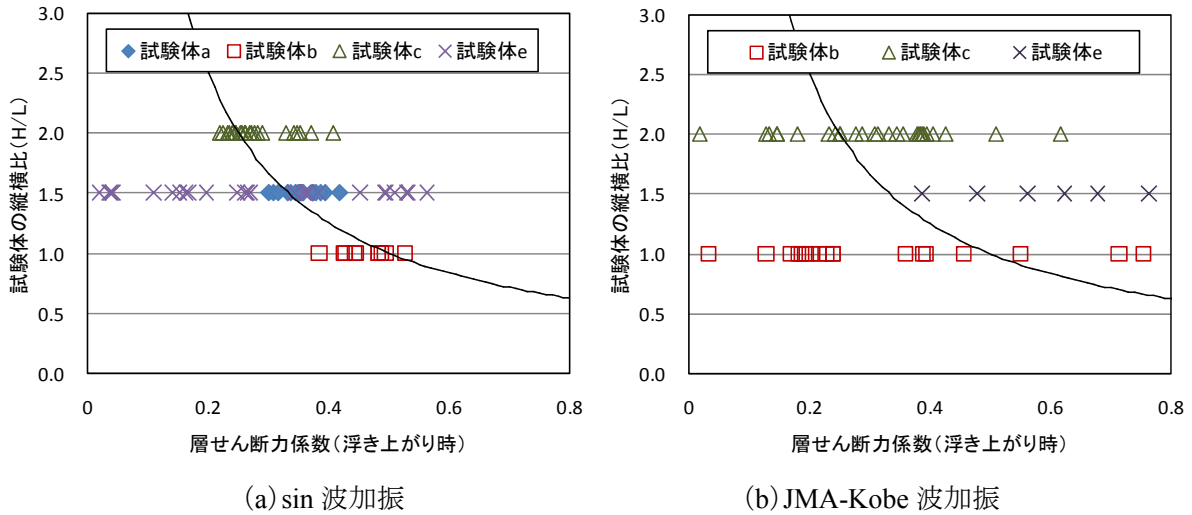


図 3.3.1-17 浮き上がり時層せん断力係数と試験体縦横比の関係

本節では、石場建て建築物の地震時浮き上がり挙動について、1 層 1 スパンあるいは 2 スパンの単位フレーム試験体を用いて振動台実験を実施した。その結果、実験に基づいて、浮き上がり時の層せん断力係数を明らかにし、試験体の縦横比との関係を理論的に整理した。しかし試験体を 2 スパンとすることや入力に観測地震動を用いるなど、実状に近づけた実験の結果は、浮き上がりの挙動を説明出来ていない。浮き上がる前の構造物のせん断変形、軸組の曲げ変形などの分析が必要だと考えられる。

資料

図 3.3.1-18 に示すような平屋建て建築物の浮き上がりを考える。 $\ddot{x}$ 、 $\ddot{z}$ はそれぞれ水平方向、鉛直方向の応答加速度、 m は質量、 g は重力加速度である。見つけ幅を L 、重心位置の高さを H とする。

浮き上がりが生じる瞬間のモーメントの釣り合いを考えると式 3.3.1-6 となる。

$$m\ddot{x} \times h = (mg + m\ddot{z}) \times \frac{H}{2} \quad (3.3.1-6)$$

式 3.3.1-6 を整理して、式 3.3.1-7 とする

$$\frac{H}{L} = \frac{g + \ddot{z}}{2\ddot{x}} \quad (3.3.1-7)$$

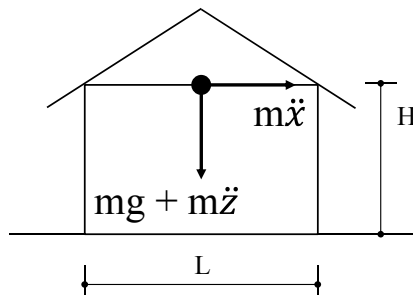


図 3.3.1-18 平屋建て建築物の浮き上がりにおける力の釣り合い

1 質点系を考えているので、水平応答加速度 $\ddot{x}$ は浮き上がり時の層せん断力係数 $_{res}C_B$ と重量加

速度 g の積と見ることができる。また、パラメータ α を用いて、鉛直加速度 $\ddot{z}$ を αg とおくと、式 3.3.1-8 となる。

$$\frac{H}{L} = \frac{1+\alpha}{2_{res}C_B} \quad (3.3.1-8)$$

式 3.3.1-8 より、 $_{res}C_B$ と H/L の関係を図 3.3.1-19 に示す。なお同図の点線は式 3.3.1-8 の α を -0.3、0.3 としている。この曲線を境界として、右下の領域では浮き上がりは生じないと考えることができる。

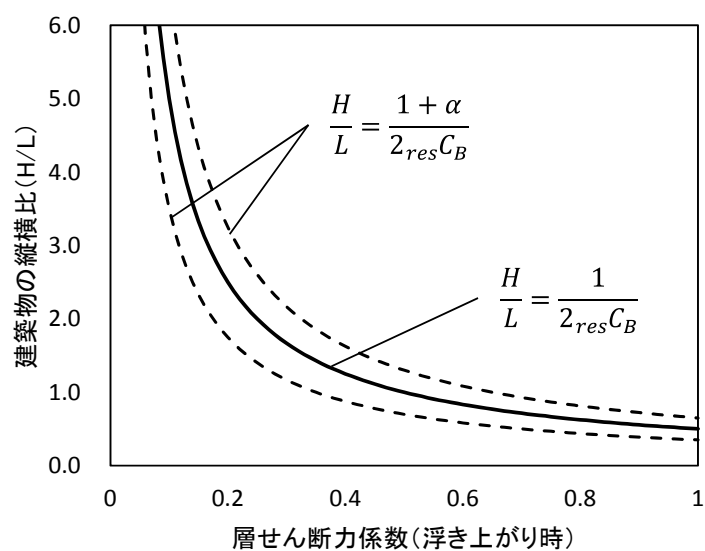


図 3.3.1-19 浮き上がり時の層せん断力係数と建築物の縦横比の関係

3.3.2 振動台実験に基づく通し柱効果の検証・石場建て仕様の場合

(1) 背景と目的

2階建て木造建築物で2階に比べて1階の剛性・耐力が不足する場合、巨大地震時には1階に変形が集中し、通し柱の折損によって終局状態に至る。このとき、通し柱に大断面材が用いられていれば、1階2階の変形の違いが平均化され、結果として耐震性能が向上することを昨年度振動台実験によって明らかにした。

昨年度の試験体は脚部に土台を設けた柱脚固定仕様であった。そこで、本実験では、柱脚非固定、すなわち石場建て仕様とし、同様の通し柱効果が得られるのかどうかを検証することを目的のひとつとしている。また、柱底面に礎石ダボを挿入した場合、地長押を取り付けた場合、に挙動がどのような変わるのかを検証することも目的としている。

(2) 試験体概要

1) 軸組

試験体は2階建て木造軸組とし、平面寸法は2間×3間(3640mm×5460mm)、礎石上端からRFLまでの高さは5565mmとした。通し柱(ヒノキ)の断面寸法は6寸角(180mm角)である。管柱(ヒノキ)の断面は120×120mm、桁・胴差(集成材)の断面は120×240mmとし、床は1F、2F、RFともに厚さ24mmの構造用合板を千鳥配置した。礎石は、500mm角の厚さ60mm、表面はびしょん仕上げとした。図3.3.2-1～図3.3.2-8に試験体図面を示す。

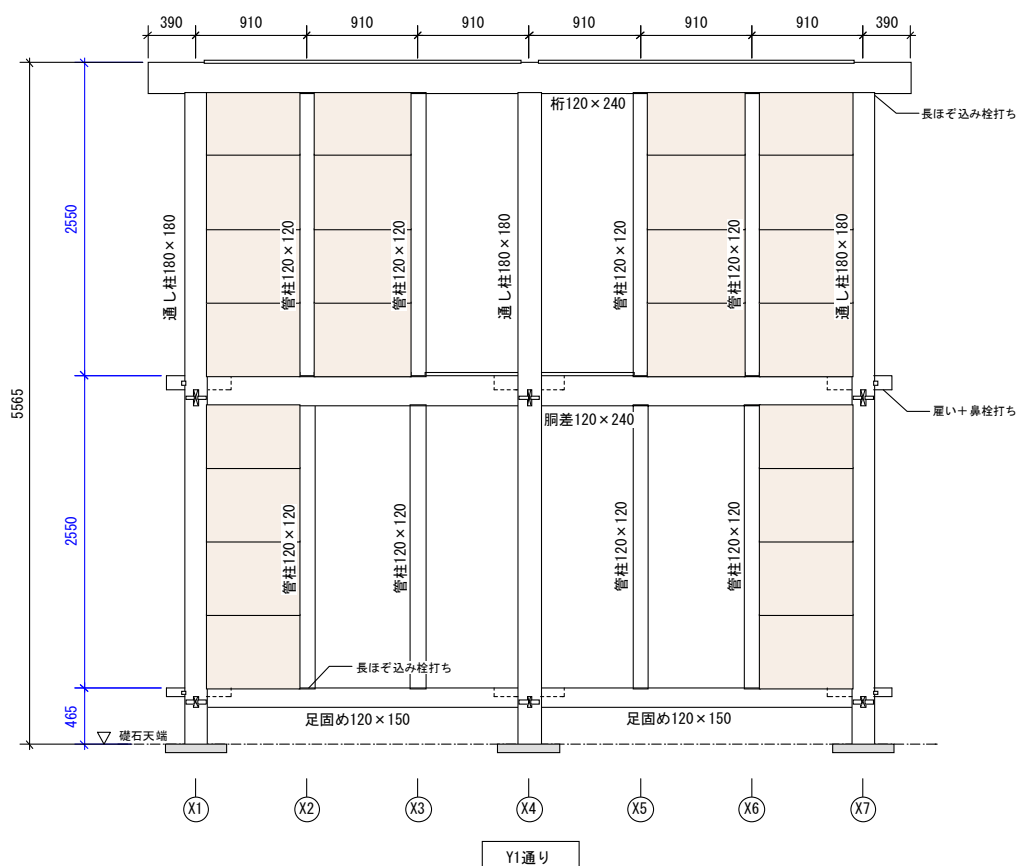


図 3.3.2-1 長手立面図(地長押なし)

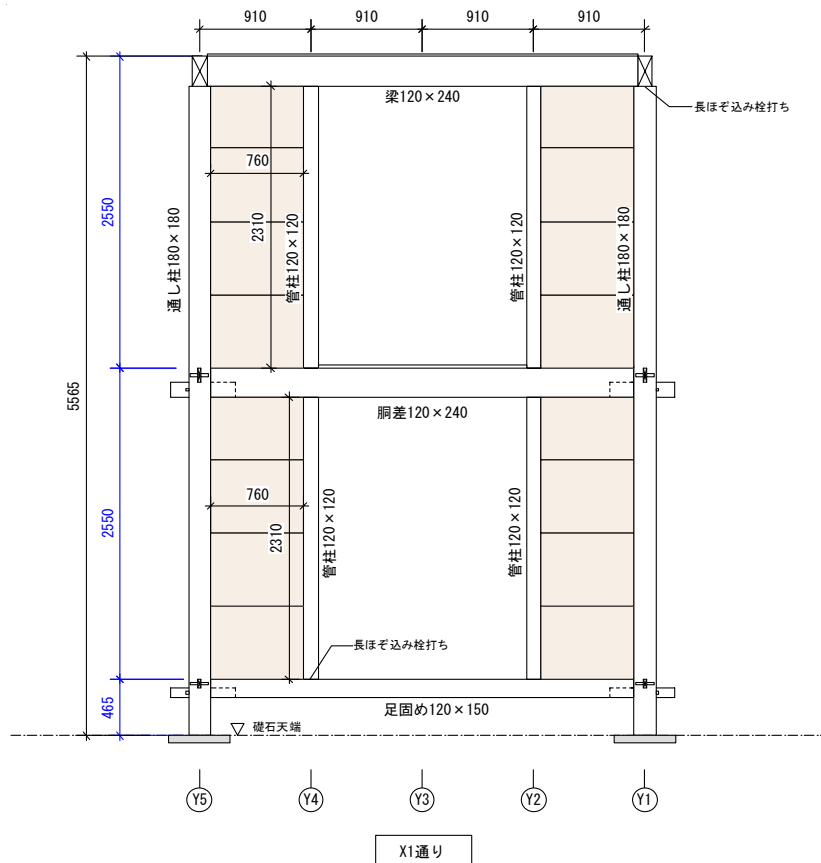


図 3.3.2-2 短手立面図(地長押なし)

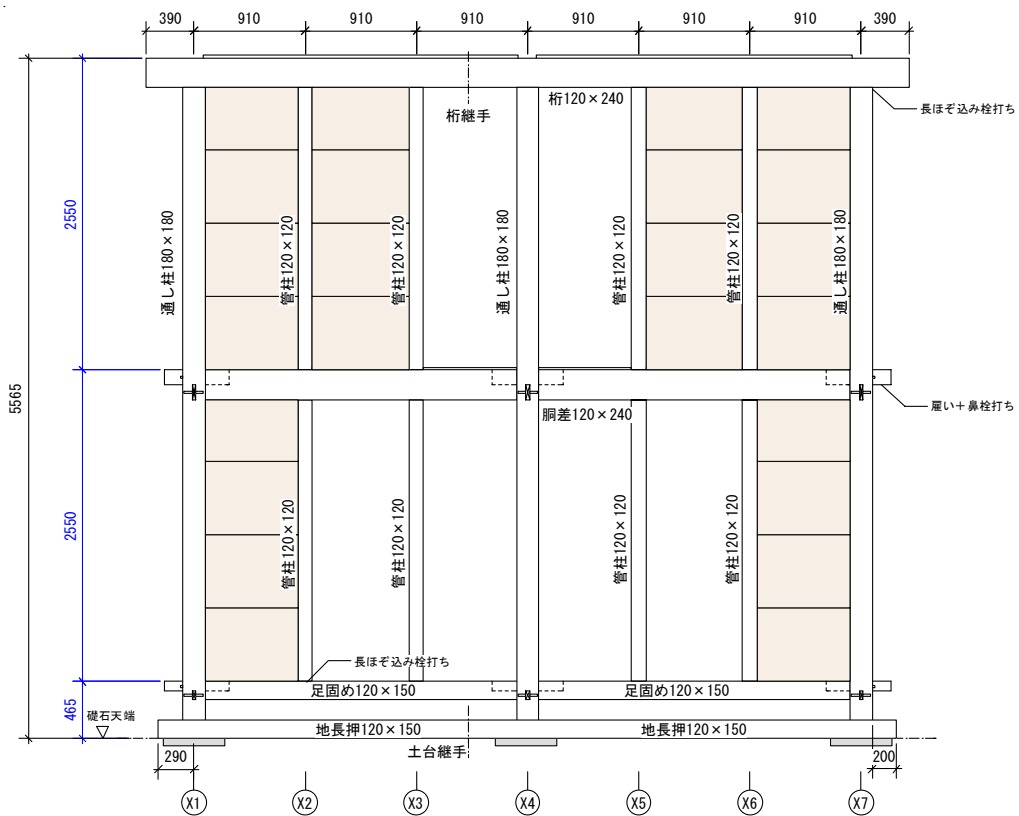


図 3.3.2-3 長手立面図(地長押あり)

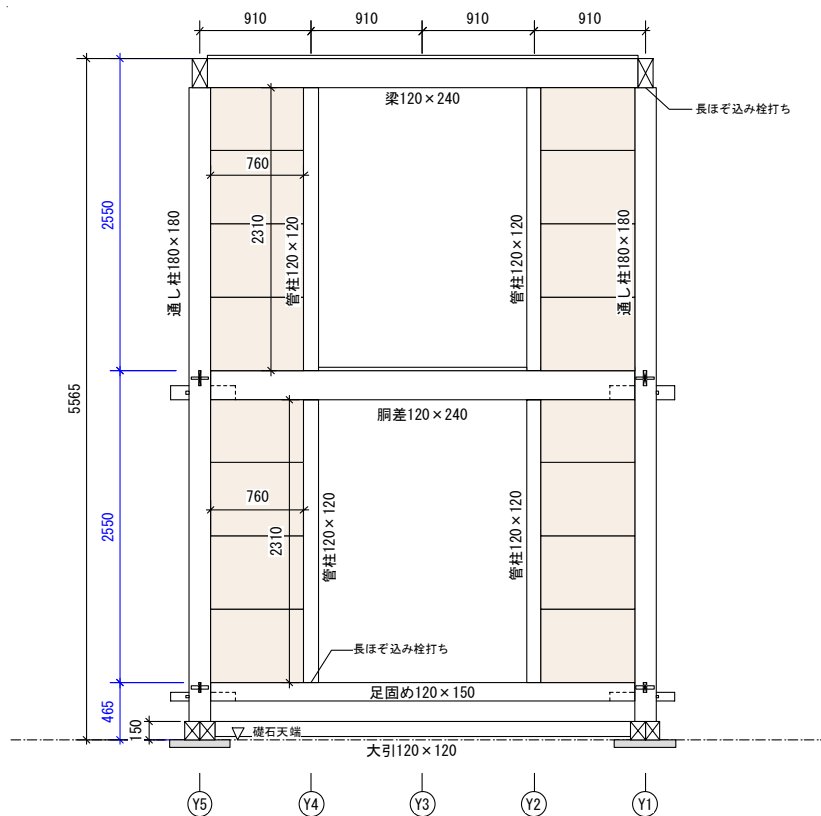


図 3.3.2-4 長手立面図(地長押あり)

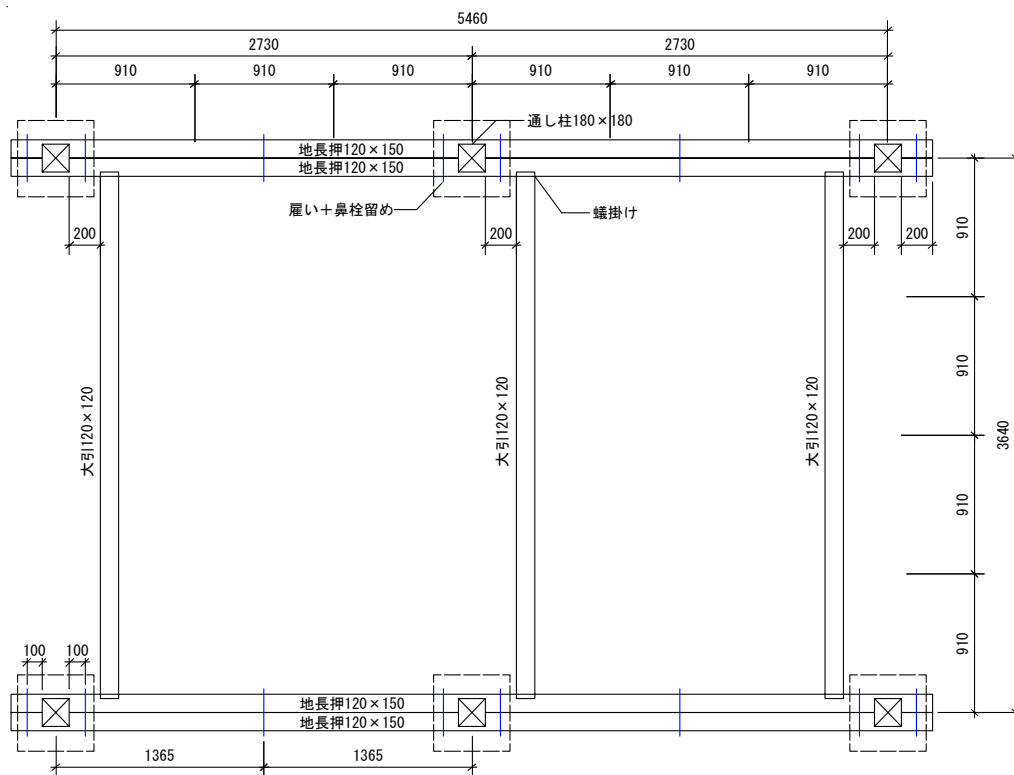


図 3.3.2-5 地長押伏せ図

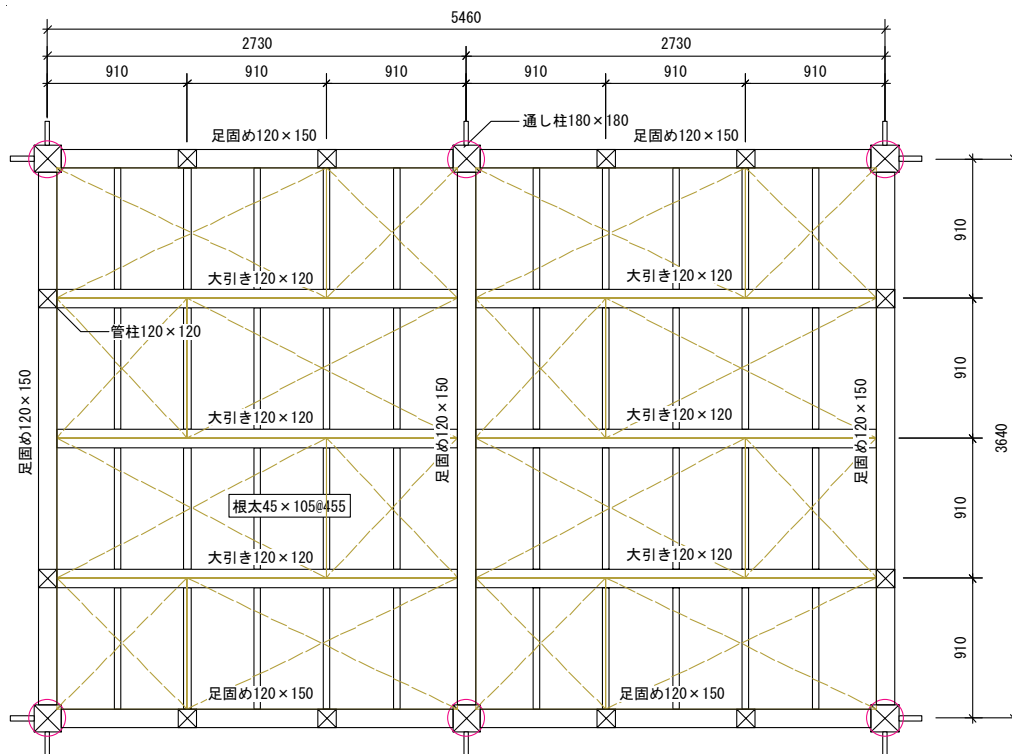


図 3.3.2-6 1F 床伏せ図

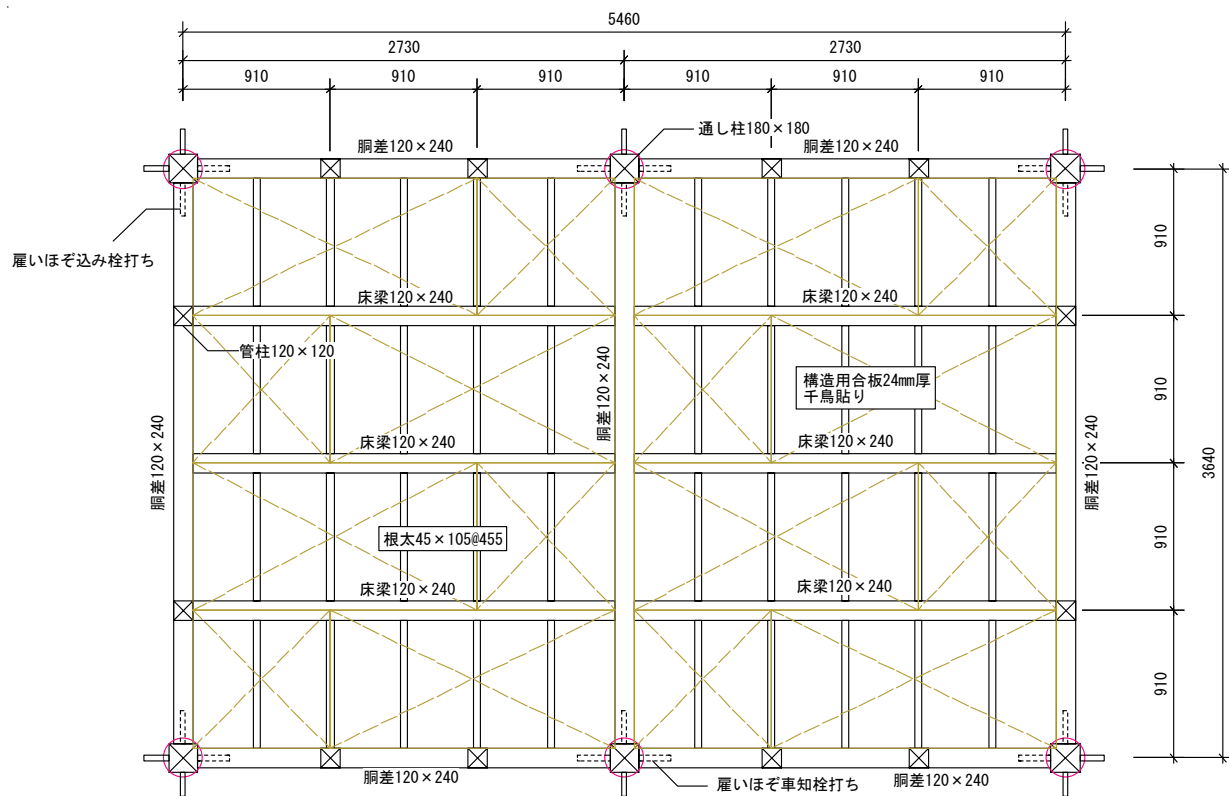


図 3.3.2-7 2F 床伏せ図

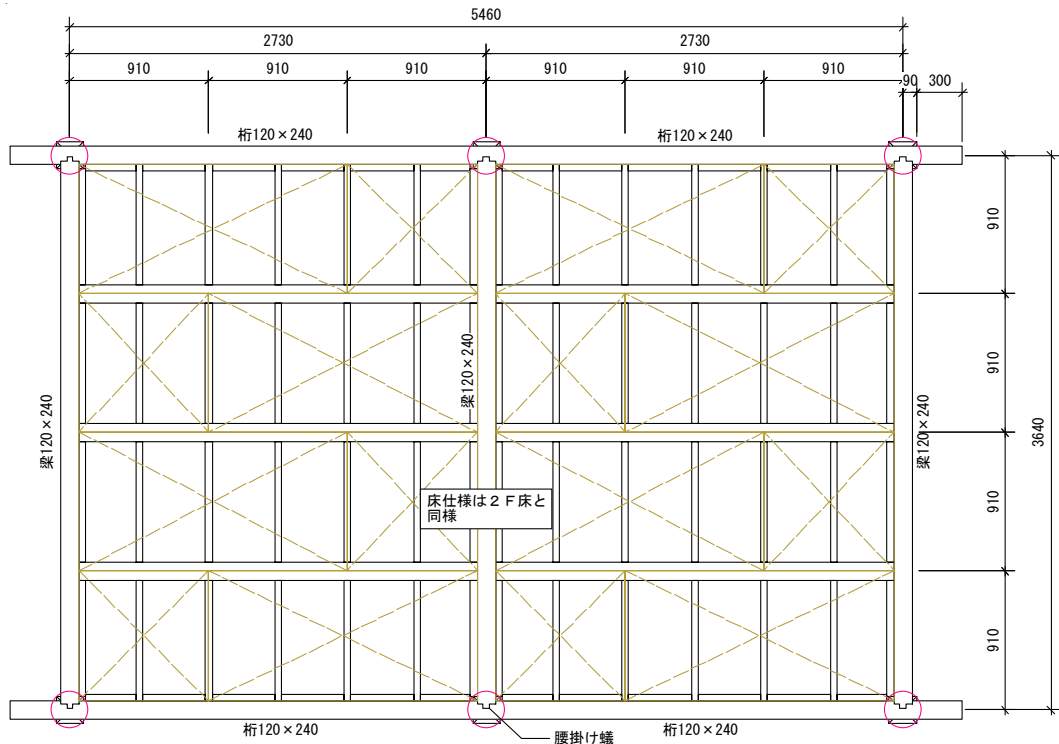


図 3.3.2-8 RF 床伏せ図

2) 柱脚

本実験では、柱脚仕様として3パターン用いた、すなわち、①石場建て仕様、②礎石ダボ仕様、③地長押仕様、である。図 3.3.2-9、図 3.3.2-10 に柱脚の仕様および詳細図、写真 3.3.2-1 にそれぞれの写真を示す。試験体の軸組は、①～③で使い回すため、予め柱底面には礎石ダボ用の孔、柱脚側面には地長押設置用の欠き込みを加工して実験を行った。実験期間中の軸組の損傷を極力抑えるため、実験は③地長押仕様→①石場建て仕様→②礎石ダボ仕様の順に行った。

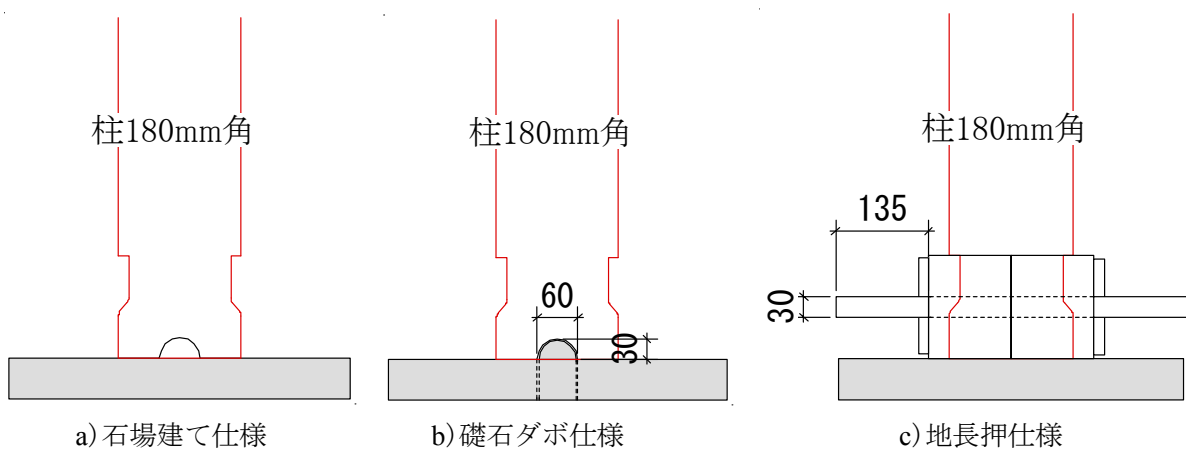
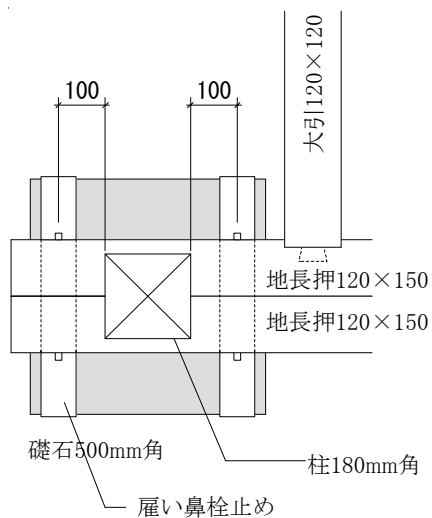
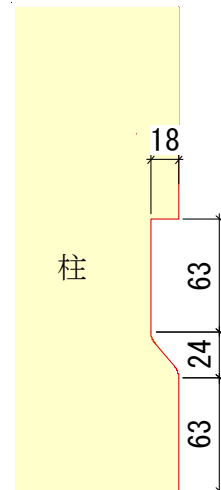


図 3.3.2-9 柱脚仕様



a) 隅柱柱脚伏せ図

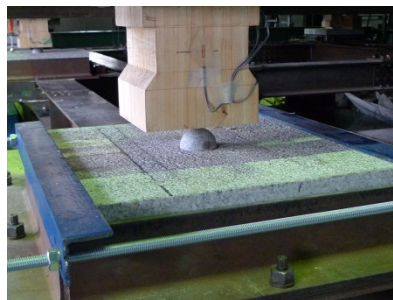


b) 地長押取り付け用の欠き込み

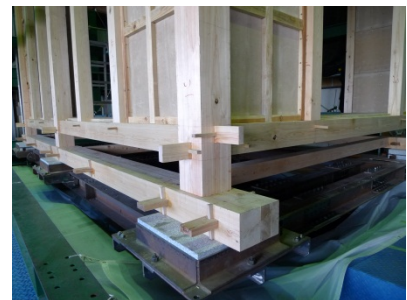
図 3.3.2-10 柱脚の詳細図



a) 石場建て仕様



b) 礎石ダボ仕様

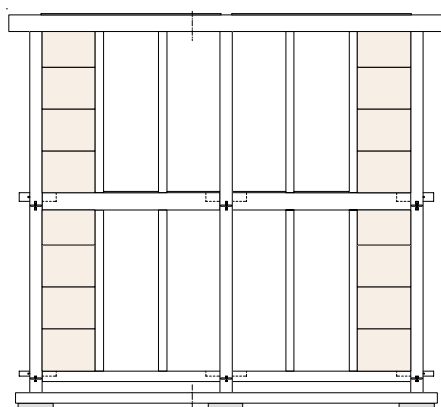


c) 地長押仕様

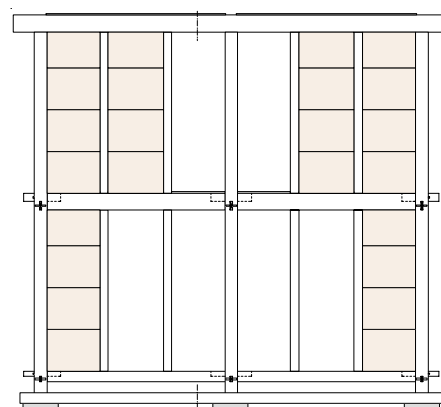
写真 3.3.2-1 柱脚仕様

3) 耐力壁

耐力要素として、乾式土壁パネルを用いた。長手方向のパネル枚数は昨年度同様、①1 階 2 階とも 4P、②1 階 4P・2 階 8P、の 2 パターンとした(図 3.3.2-11)。以降では、昨年度にならって、①をバランス良、②をバランス悪と呼ぶ。短手方向はいずれのパターンでも 4P とした。



a) バランス良 (1F4P、2F4P)



b) バランス悪 (1F4P、2F8P)

図 3.3.2-11 乾式土壁パネルの配置パターン

4) 重量

積載荷重として、鋼板錘を 1F 床に 1tonf(500kgf×2)、2F 床に 4tonf(2tonf×2)、RF に 4tonf(2tonf×2) 載荷した。また、実験終了後の解体時に部材ごとに部材の重量を実測した。なお、乾式土壁パネル、根太、床板については一部を計測し、得られた測定値からそれらの部材全体の重量を算出した。重量表を表 3.3.2-1 に示す。質点系重量を算出した結果、バランス悪の壁配置のとき、0 層が 21.65kN、1 層が 52.72kN、2 層が 49.87kN となった。

表 3.3.2-1 試験体重量

部位	X構面	Y構面	足固レベル 重量[kgf]	1F 重量[kgf]	2F 重量[kgf]	RF 重量[kgf]	0層 重量[kgf]	1層 重量[kgf]	2層 重量[kgf]
地長押	X1-X7(南)	Y1	55.64				311.13		
	X1-X5(北)		54.73						
	X1-X7(南)	Y5	51.35						
	X1-X5(北)		53.99						
地長押(つなぎ材)	X1	Y1-Y5	27.6						
地長押(つなぎ材)	X4	Y1-Y5	27.57						
地長押(つなぎ材)	X7	Y1-Y5	22.81						
地長押(ヤトイ材)	全体		17.44						
足固め	X1	Y1-Y5	31.42						
	X4	Y1-Y5	32.18						
	X7	Y1-Y5	28.99						
	Y1	X1-X4	22.42						
		X4-X7	22						
	Y5	X1-X4	22.25						
X4-X7		21.97							
足固め(ヤトイ材)	全体		7.49						
大引	全体		109.36						
胴差(ヤトイ材)	全体			13.56				13.56	
梁(短手)	X1	Y1-Y5		50.52	52.31			389.61	423.81
	X4	Y1-Y5		50.49	52.71				
	X7	Y1-Y5		54.36	53.5				
	X1-X4	Y1		39.23	39.62				
				37.37	39.28				
	X1-X4	Y2		38.38	39.47				
				39.83	38.59				
	X4-X7	Y3		39.49	39.99				
				39.46	38.62				
	X1-X4	Y4		39.6	39.49				
				39.61	40.61				
	X1-X4	Y5		39.17	52.9				
				37.47	55.24				
	X4-X7			20	19.55				
			18.49	19.49					
柱	X1	Y2		18.1	19.75		108.76	214.85	106.09
		Y4		17.89	16.22				
	X2	Y1		17.61	16.68				
		Y5		16.67	15.96				
	X3	Y1		18.01	18.07				
		Y5		17.35	18.09				
	X5	Y1		19	16.59				
		Y5		18.03	16.8				
	X6	Y1		18.41	17.76				
		Y2		17.96	17.22				
通し柱	X1	Y1		80.39		126.18	252.36	126.18	
		Y5		80.89					
	X4	Y1		81.33					
		Y5		81.8					
	X7	Y1		90.1					
		Y5		91.21					
壁枠	全体			47.95	72.71		23.98	60.33	36.36
根太[kgf]	全体			69.62	65.57	67.57	69.62	65.57	67.57
床板[kgf]	全体			214.66	212.3	211.41	214.66	212.3	211.41
鉄板錘[kgf]	全体			1000	4000	4000	1000	4000	4000

荒壁パネル[kgf]	1枚	4枚	8枚
全体	27.87	111.48	222.96

荒壁パネル[kgf]	1枚	4枚	8枚
全体	27.87	111.48	222.96

全体重量[kgf]	バランス良	バランス悪
0層	2208.15	2208.15
1層	5320.06	5375.8
2層	5027.16	5082.9
計	12555.37	12666.85

全体重量[kN]	バランス良	バランス悪
0層	21.65	21.65
1層	52.17	52.72
2層	49.3	49.87
計	123.12	124.24

また、実験後の通し柱から、約 30mm 厚の試験片を切り出し、全乾密度および実験時の含水率を求めた(表 3.3.2-2)。

表 3.3.2-2 通し柱(ヒノキ)の含水率と密度

柱位置	断面寸法 [mm]		厚さ [mm]	体積 [cm ³]	乾燥前重量 [g]	乾燥前密度 [g/cm ³]	全乾後重量 [g]	含水率 [%]	全乾密度 [g/cm ³]
X1Y1	180	180	29.6	954	447	0.469	380	17.6	0.399
X4Y1	180	180	31.0	1003	469	0.468	401	17.0	0.400
X7Y1	180	180	29.6	951	490	0.515	415	18.1	0.436
X1Y5	180	180	30.4	978	466	0.477	398	17.1	0.407
X4Y5	180	180	31.7	1021	508	0.498	433	17.3	0.424
X7Y5	180	180	30.7	984	510	0.518	434	17.5	0.441

5) まとめ

以上より、本実験の試験体パラメータをまとめて表 3.3.2-3 に示す。また、写真 3.3.2-2～写真 3.3.2-9 に試験体組立時の写真を示す。

表 3.3.2-3 実験パラメータ

実験順序	通し柱	地長押	ダボ	乾式土壁パネル長さ [P]	
	寸法 [mm]			1 階	2 階
1	180 角	120×150×2	無し	4	4
2					8
3		無し			4
4					8
5			有り		4
6		8			

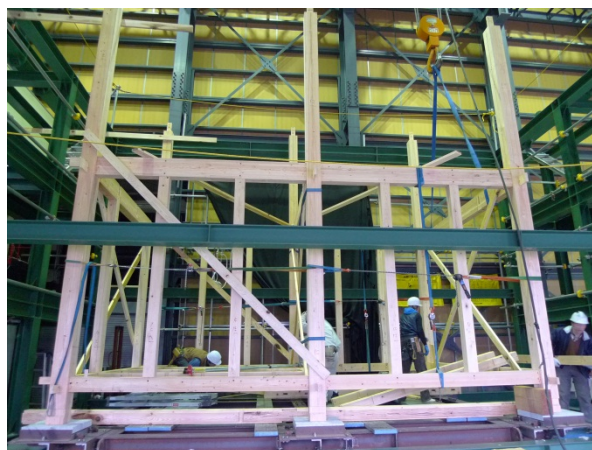


写真 3.3.2-2 鉄骨架台の組立

写真 3.3.2-3 試験体軸組の組立



写真 3.3.2-4 乾式土壁パネルの施工

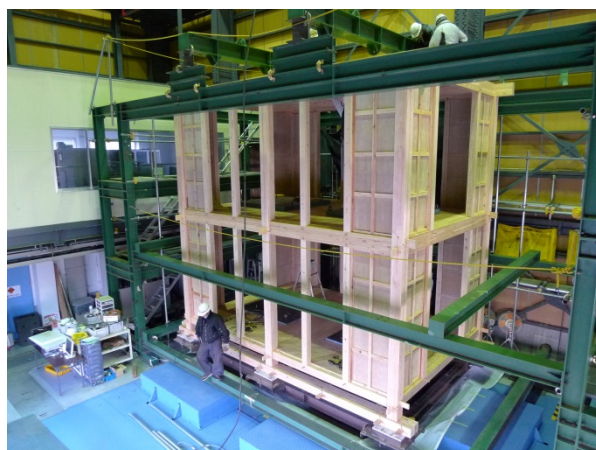


写真 3.3.2-5 試験体組立完了



写真 3.3.2-6 鋼板錘の設置



写真 3.3.2-7 RF の鋼板錘の設置状況



写真 3.3.2-8 通し柱一胴差接合部

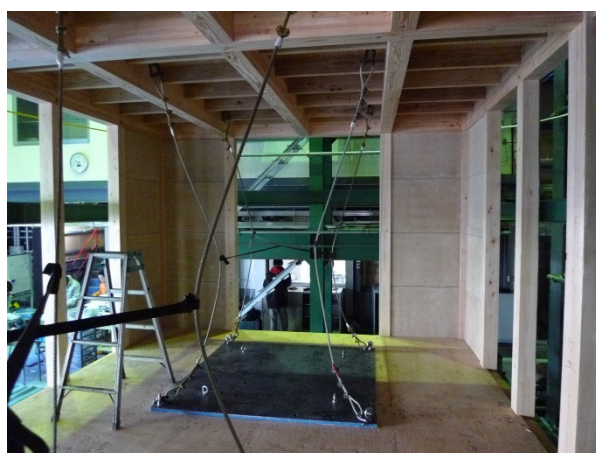


写真 3.3.2-9 試験体 2F 内観

(3) 加振・計測計画

1) 計測方法

試験体各部の加速度、変位、ひずみを計測した。サンプリング周波数は 100Hz とした。計測器の設置位置を図 3.3.2-12～図 3.3.2-27 に示す。また、チャンネル表を表 3.3.2-4、表 3.3.2-5 に示す。

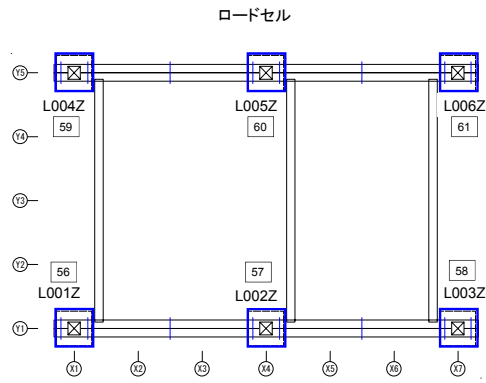


図 3.3.2-12 ロードセル

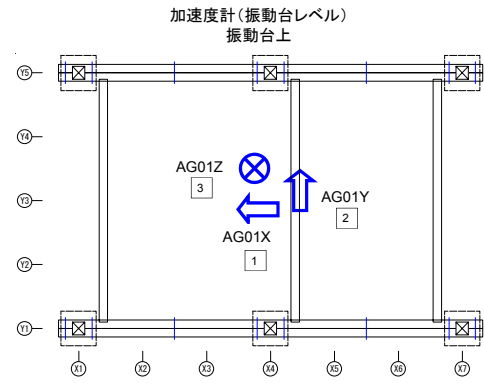


図 3.3.2-13 振動台レベル加速度

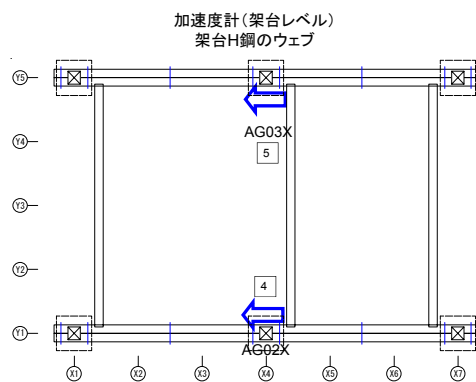


図 3.3.2-14 架台レベル加速度

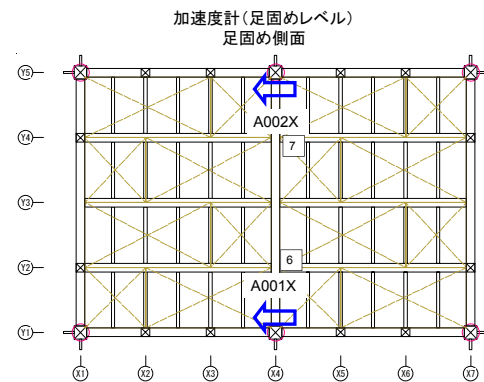


図 3.3.2-15 足固めレベル加速度

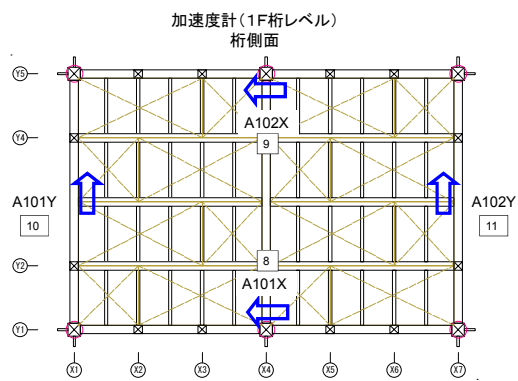


図 3.3.2-16 1F 桁レベル加速度

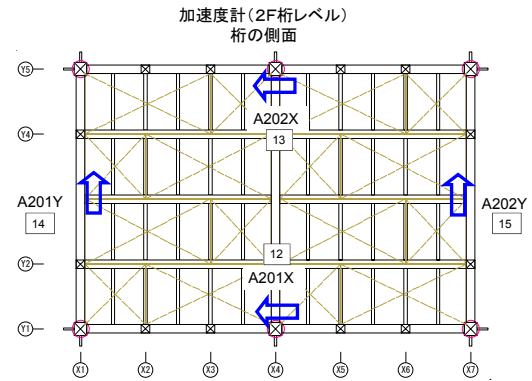
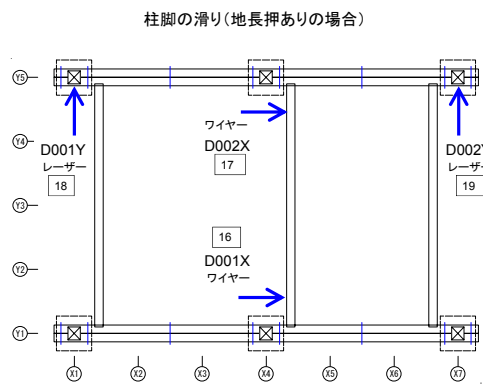
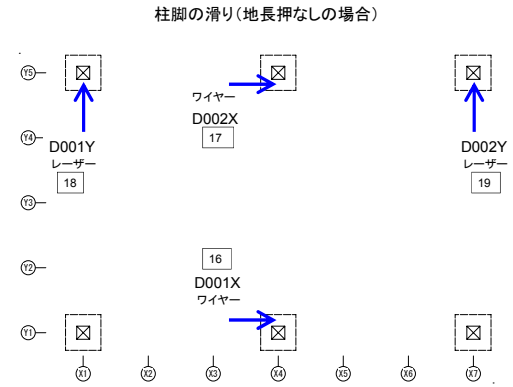


図 3.3.2-17 2F 桁レベル加速度



a) 地長押ありの場合



b) 地長押なしの場合

図 3.3.2-18 柱脚の滑り

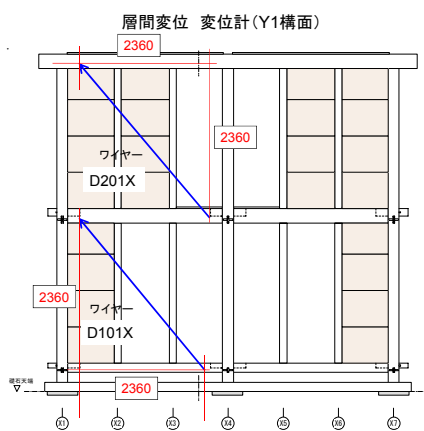


図 3.3.2-19 Y1 構面层間変位

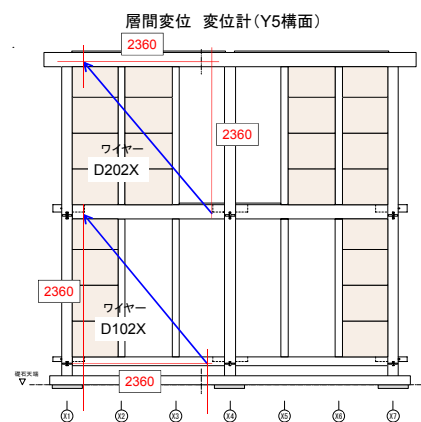


図 3.3.2-20 Y5 構面层間変位

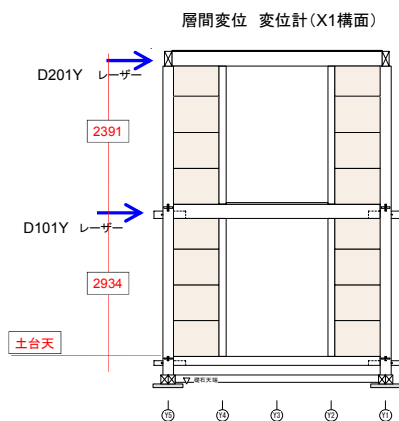


図 3.3.2-21 X1 構面层間変位

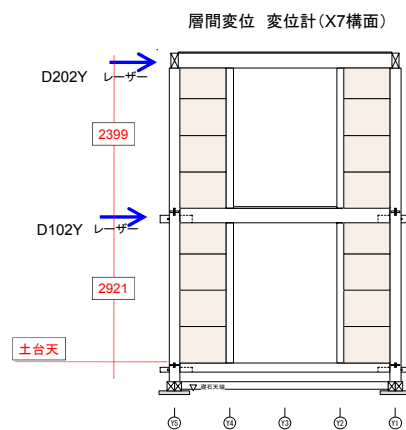


図 3.3.2-22 X7 構面层間変位

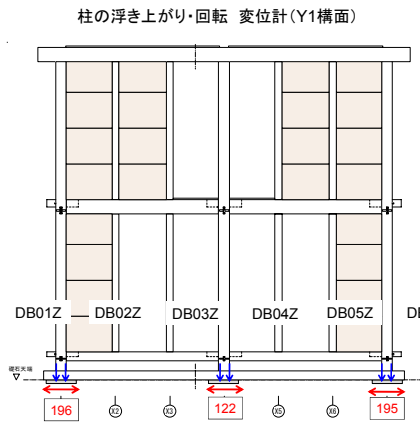


図 3.3.2-23 Y1 構面柱の浮き上がり・回転

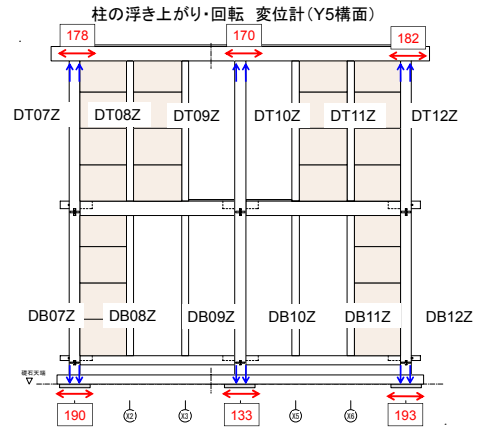


図 3.3.2-24 Y5 構面柱の浮き上がり・回転

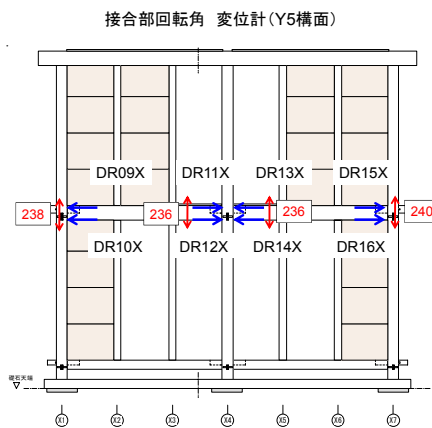


図 3.3.2-25 柱-胴差接合部回転角

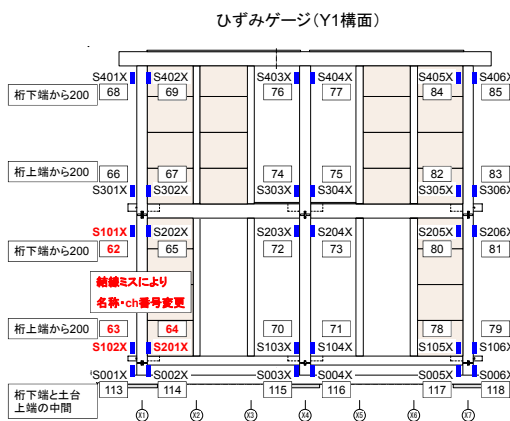


図 3.3.2-26 Y1 構面ひずみ

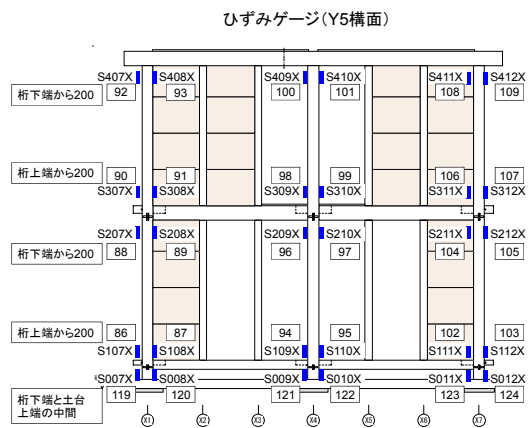


図 3.3.2-27 Y5 構面ひずみ

表 3.3.2-4 計測チャンネル表(1～64ch)

ch	名称	型番	計測器の種類	計測種類	計測箇所	計測方向
1	AG01X		加速度計2G	水平加速度	振動台	X
2	AG01Y		加速度計2G	水平加速度	振動台	Y
3	AG01Z		加速度計2G	鉛直加速度	振動台	Z
4	AG02X		加速度計2G	水平加速度	架台	X
5	AG03X		加速度計2G	水平加速度	架台	X
6	A001X		加速度計5G	水平加速度	足固め	X
7	A002X		加速度計5G	水平加速度	足固め	X
8	A101X		加速度計5G	水平加速度	1F桁	X
9	A102X		加速度計5G	水平加速度	1F桁	X
10	A101Y		加速度計5G	水平加速度	1F桁	Y
11	A102Y		加速度計5G	水平加速度	1F桁	Y
12	A201X		加速度計5G	水平加速度	2F桁	X
13	A202X		加速度計5G	水平加速度	2F桁	X
14	A201Y		加速度計5G	水平加速度	2F桁	Y
15	A202Y		加速度計5G	水平加速度	2F桁	Y
16	D001X		ワイヤー変位計DP-1000DS	柱脚の滑り	柱脚	X
17	D002X		ワイヤー変位計DP-1000DS	柱脚の滑り	柱脚	X
18	D001Y		レーザー変位計Short	柱脚の滑り	柱脚	Y
19	D002Y		レーザー変位計Short	柱脚の滑り	柱脚	Y
20	D101Y		レーザー変位計Short	層間変位	1F桁	Y
21	D102Y		レーザー変位計Short	層間変位	1F桁	Y
22						
23	D201Y		レーザー変位計Short	層間変位	2F桁	Y
24	D202Y		レーザー変位計Short	層間変位	2F桁	Y
25	D101X		ワイヤー変位計DP-1000DS	層間変位	1F桁	X
26	D102X		ワイヤー変位計DP-1000DS	層間変位	1F桁	X
27	D201X		ワイヤー変位計DP-1000DS	層間変位	2F桁	X
28	D202X		ワイヤー変位計DP-1000DS	層間変位	2F桁	X
29	DT01Z		CDP-50	柱の抜け・回転	柱頭	Z
30	DT02Z		CDP-50	柱の抜け・回転	柱頭	Z
31	DT03Z		CDP-50	柱の抜け・回転	柱頭	Z
32	DT04Z		CDP-50	柱の抜け・回転	柱頭	Z
33	DT05Z		CDP-50	柱の抜け・回転	柱頭	Z
34	DT06Z		CDP-50	柱の抜け・回転	柱頭	Z
35	DB01Z		レーザー変位計Long	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
36	DB02Z		レーザー変位計Long	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
37	DB03Z		CDP-50M	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
38	DB04Z		CDP-50M	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
39	DB05Z		レーザー変位計Long	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
40	DB06Z		レーザー変位計Long	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
41	DB07Z		レーザー変位計Long	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
42	DB08Z		レーザー変位計Long	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
43	DB09Z		CDP-50M	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
44	DB10Z		CDP-50M	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
45						
46	DB11Z		レーザー変位計Long	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
47	DB12Z		レーザー変位計Long	柱脚の浮上がり	柱脚	Z
48	DR01X		LP100FC	接合部回転角	1F桁	X
49	DR02X		LP100FC	接合部回転角	1F桁	X
50	DR03X		LP100FC	接合部回転角	1F桁	X
51	DR04X		LP100FC	接合部回転角	1F桁	X
52	DR05X		LP100FC	接合部回転角	1F桁	X
53	DR06X		LP100FC	接合部回転角	1F桁	X
54	DR07X		LP100FC	接合部回転角	1F桁	X
55	DR08X		LP100FC	接合部回転角	1F桁	X
56	L001Z	036520004	ロードセル	柱軸力	X1Y1	Z
57	L002Z	036520003	ロードセル	柱軸力	X4Y1	Z
58	L003Z	336450002	ロードセル	柱軸力	X7Y1	Z
59	L004Z	036520001	ロードセル	柱軸力	X1Y5	Z
60	L005Z	036520002	ロードセル	柱軸力	X4Y5	Z
61	L006Z	336450001	ロードセル	柱軸力	X7Y5	Z
62	S101X		ひずみゲージ	柱のM・N	1F柱脚	X
63	S102X		ひずみゲージ	柱のM・N	1F柱脚	X
64	S201X		ひずみゲージ	柱のM・N	1F柱頭	X

表 3.3.2-5 計測チャンネル表(65～128ch)

ch	名称	型番	計測器の種類	計測種類	計測箇所	計測方向
65	S202X		ひずみゲージ	柱のM・N	1F柱頭	X
66	S301X		ひずみゲージ	柱のM・N	2F柱脚	X
67	S302X		ひずみゲージ	柱のM・N	2F柱脚	X
68	S401X		ひずみゲージ	柱のM・N	2F柱頭	X
69	S402X		ひずみゲージ	柱のM・N	2F柱頭	X
70	S103X		ひずみゲージ	柱のM・N	1F柱脚	X
71	S104X		ひずみゲージ	柱のM・N	1F柱脚	X
72	S203X		ひずみゲージ	柱のM・N	1F柱頭	X
73	S204X		ひずみゲージ	柱のM・N	1F柱頭	X
74	S303X		ひずみゲージ	柱のM・N	2F柱脚	X
75	S304X		ひずみゲージ	柱のM・N	2F柱脚	X
76	S403X		ひずみゲージ	柱のM・N	2F柱頭	X
77	S404X		ひずみゲージ	柱のM・N	2F柱頭	X
78	S105X		ひずみゲージ	BB1-1	1F柱脚	X
79	S106X		ひずみゲージ	BB1-2	1F柱脚	X
80	S205X		ひずみゲージ	BB1-3	1F柱頭	X
81	S206X		ひずみゲージ	BB1-4	1F柱頭	X
82	S305X		ひずみゲージ	BB1-5	2F柱脚	X
83	S306X		ひずみゲージ	BB1-6	2F柱脚	X
84	S405X		ひずみゲージ	BB1-7	2F柱頭	X
85	S406X		ひずみゲージ	BB1-8	2F柱頭	X
86	S107X		ひずみゲージ	BB2-1	1F柱脚	X
87	S108X		ひずみゲージ	BB2-2	1F柱脚	X
88	S207X		ひずみゲージ	BB2-3	1F柱頭	X
89	S208X		ひずみゲージ	BB2-4	1F柱頭	X
90	S307X		ひずみゲージ	BB2-5	2F柱脚	X
91	S308X		ひずみゲージ	BB2-6	2F柱脚	X
92	S407X		ひずみゲージ	BB2-7	2F柱頭	X
93	S408X		ひずみゲージ	BB2-8	2F柱頭	X
94	S109X		ひずみゲージ	BB3-1	1F柱脚	X
95	S110X		ひずみゲージ	BB3-2	1F柱脚	X
96	S209X		ひずみゲージ	BB3-3	1F柱頭	X
97	S210X		ひずみゲージ	BB3-4	1F柱頭	X
98	S309X		ひずみゲージ	BB3-5	2F柱脚	X
99	S310X		ひずみゲージ	BB3-6	2F柱脚	X
100	S409X		ひずみゲージ	BB3-7	2F柱頭	X
101	S410X		ひずみゲージ	BB3-8	2F柱頭	X
102	S111X		ひずみゲージ	BB4-1	1F柱脚	X
103	S112X		ひずみゲージ	BB4-2	1F柱脚	X
104	S211X		ひずみゲージ	BB4-3	1F柱頭	X
105	S212X		ひずみゲージ	BB4-4	1F柱頭	X
106	S311X		ひずみゲージ	BB4-5	2F柱脚	X
107	S312X		ひずみゲージ	BB4-6	2F柱脚	X
108	S411X		ひずみゲージ	BB4-7	2F柱頭	X
109	S412X		ひずみゲージ	BB4-8	2F柱頭	X
110	DG01X	→DG01Z	振動台情報	振動台変位		X
111	DG01Y	→DG01X	振動台情報	振動台変位		Y
112	DG01Z	→DG01Y	振動台情報	振動台変位		Z
113	S001X		ひずみゲージ	柱のM・N	柱脚	X
114	S002X		ひずみゲージ	柱のM・N	柱脚	X
115	S003X		ひずみゲージ	柱のM・N	柱脚	X
116	S004X		ひずみゲージ	柱のM・N	柱脚	X
117	S005X		ひずみゲージ	BB1-9	柱脚	X
118	S006X		ひずみゲージ	BB1-10	柱脚	X
119	S007X		ひずみゲージ	BB2-9	柱脚	X
120	S008X		ひずみゲージ	BB2-10	柱脚	X
121	S009X		ひずみゲージ	BB3-9	柱脚	X
122	S010X		ひずみゲージ	BB3-10	柱脚	X
123	S011X		ひずみゲージ	BB4-9	柱脚	X
124	S012X		ひずみゲージ	BB4-10	柱脚	X
125						
126						
127						
128						

2) 加振方法

入力波はホワイトノイズ波(10cm/s²)、日本建築センター模擬波の 0～60 秒(BCJ-L2 波)とし、加振方向は X (長手) 方向の一方向とした。BCJ-L2 波は原波(図 3.3.2-28)の振幅を調整し、最大加速度を 100cm/s²から一回の加振ごとに 100cm/s²あるいは 50cm/s²ずつ段階的に加振レベルを上げて繰り返し加振を行った。ホワイトノイズ波は BCJ-L2 波加振の前後で振動特性の変化を見るために用いた。加振リストを表 3.3.2-6～表 3.3.2-8 に示す。

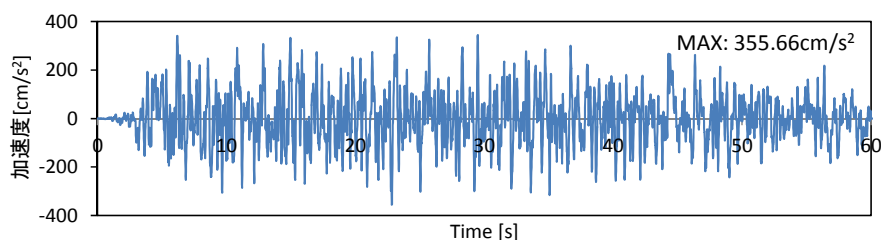


図 3.3.2-28 日本建築センター模擬波原波(0～60 秒)の加速度時刻歴

表 3.3.2-6 加振スケジュール(地長押仕様)

#	加振コード	入力波	入力方向	PGA [cm/s ²]
1	aw010xa	ホワイトノイズ	X	10
2	aw010ya	ホワイトノイズ	Y	10
3	ab100xa	BCJ-L2 波	X	100
4	ab200xa	BCJ-L2 波	X	200
5	ab300xa	BCJ-L2 波	X	300
6	ab350xa	BCJ-L2 波	X	350
7	ab400xa	BCJ-L2 波	X	400
8	ak400xa	JMA Kobe NS	X	400
9	aw010xb	ホワイトノイズ	X	10
10	aw010yb	ホワイトノイズ	Y	10
壁配置の変更 (バランス良→バランス悪)				
1	bw010xa	ホワイトノイズ	X	10
2	bw010ya	ホワイトノイズ	Y	10
3	bb100xa	BCJ-L2 波	X	100
4	bb200xa	BCJ-L2 波	X	200
5	bb300xa	BCJ-L2 波	X	300
6	bb350xa	BCJ-L2 波	X	350
7	bb400xa	BCJ-L2 波	X	400
8	bw010xb	ホワイトノイズ	X	10
9	bw010yb	ホワイトノイズ	Y	10

表 3.3.2-7 加振スケジュール(石場建て仕様)

#	加振コード	入力波	入力方向	PGA [cm/s ²]
1	cw010xa	ホワイトノイズ	X	10
2	cw010ya	ホワイトノイズ	Y	10
3	cb100xa	BCJ-L2 波	X	100
4	cb200xa	BCJ-L2 波	X	200
5	cb300xa	BCJ-L2 波	X	300
6	cb350xa	BCJ-L2 波	X	350
7	cw010xb	ホワイトノイズ	X	10
8	cw010yb	ホワイトノイズ	Y	10
壁配置の変更 (バランス良→バランス悪)				
1	dw010xa	ホワイトノイズ	X	10
2	dw010ya	ホワイトノイズ	Y	10
3	db100xa	BCJ-L2 波	X	100
4	db200xa	BCJ-L2 波	X	200
5	db300xa	BCJ-L2 波	X	300
6	db350xa	BCJ-L2 波	X	350
7	db400xa	BCJ-L2 波	X	400
8	dw010xb	ホワイトノイズ	X	10
9	dw010yb	ホワイトノイズ	Y	10

表 3.3.2-8 加振スケジュール(礎石ダボ仕様)

#	加振コード	入力波	入力 方向	PGA [cm/s ²]
1	ew010xa	ホワイトノイズ	X	10
2	ew010ya	ホワイトノイズ	Y	10
3	eb100xa	BCJ-L2 波	X	100
4	eb200xa	BCJ-L2 波	X	200
5	eb300xa	BCJ-L2 波	X	300
6	eb350xa	BCJ-L2 波	X	350
7	ew010xb	ホワイトノイズ	X	10
8	ew010yb	ホワイトノイズ	Y	10
壁配置の変更 (バランス良→バランス悪)				
1	fw010xa	ホワイトノイズ	X	10
2	fw010ya	ホワイトノイズ	Y	10
3	fb100xa	BCJ-L2 波	X	100
4	fb200xa	BCJ-L2 波	X	200
5	fb300xa	BCJ-L2 波	X	300
6	fb350xa	BCJ-L2 波	X	350
7	fb400xa	BCJ-L2 波	X	400
8	fw010xb	ホワイトノイズ	X	10
9	fw010yb	ホワイトノイズ	Y	10
10	fk300xa	JMA Kobe NS	X	300
11	fk300xb	JMA Kobe NS,UD	X,Z	NS:300
12	fk400xb	JMA Kobe NS,UD	X,Z	NS:400
13	fk500xb	JMA Kobe NS,UD	X,Z	NS:500
14	fk700xb	JMA Kobe NS,UD	X,Z	NS:700
15	fw010xc	ホワイトノイズ	X	10
16	fw010yc	ホワイトノイズ	Y	10

(4) 結果・考察

1) 卓越振動数

地震波加振の前後で行ったホワイトノイズ波加振の結果から、振動台に対する各層の加速度フーリエスペクトル比を算出し、卓越振動数を読み取った。一覧を表 3.3.2-9 に示す。また、それぞれの試験体で実験前の振動モード形状を図 3.3.2-29 に示す。ただし、最大のモード振幅が 1 になるよう基準化している。石場建て仕様と礎石ダボ仕様では条件は同一であるのに対し、地長押仕様では柱脚にめり込みによる回転抵抗が増すため、やや 1 次の卓越振動数が高くなっているように見える。ただし、乾式土壁パネルの施工精度、繰り返し実験による軸組接合部の塑性化などを考慮すると、微小変形時の振動特性に対する地長押の影響はさほど大きくないものと考えられる。

表 3.3.2-9 ホワイトノイズ波加振における卓越振動数

加振 コード	卓越振動数[Hz]		加振 コード	卓越振動数[Hz]		試験体の状態		加振の タイミング
	X 方向			Y 方向		柱脚	壁 バランス	
	1 次	2 次		1 次	2 次			
aw010xa	2.47	9.07	aw010ya	2.23	8.59	地長押	良	実験前
aw010xb	1.68	6.02	aw010yb	2.10	7.98			神戸波 400cm/s ² 後
bw010xa	2.71	10.9	bw010ya	2.12	8.09		悪	実験前
bw010xb	2.16	8.73	bw010yb	2.11	7.97			BCJ 波 400cm/s ² 後
cw010xa	2.31	8.94	cw010ya	2.31	8.92	石場建て	良	実験前
cw010xb	1.68	6.08	cw010yb	2.23	8.58			BCJ 波 350cm/s ² 後
dw010xa	2.66	11.1	dw010ya	2.27	8.72		悪	実験前
dw010xb	1.95	8.81	dw010yb	2.22	8.54			BCJ 波 400cm/s ² 後
ew010xa	2.27	8.98	ew010ya	2.33	8.83	礎石ダボ	良	実験前
ew010xb	1.78	6.95	ew010yb	2.27	8.63			BCJ 波 350cm/s ² 後
fw010xa	2.56	10.7	fw010ya	2.26	8.53		悪	実験前
fw010xb	1.89	8.89	fw010yb	2.22	8.45			BCJ 波 400cm/s ² 後
fw010xc	1.65	7.95	fw010yc	2.12	8.12			神戸波 700cm/s ² 後

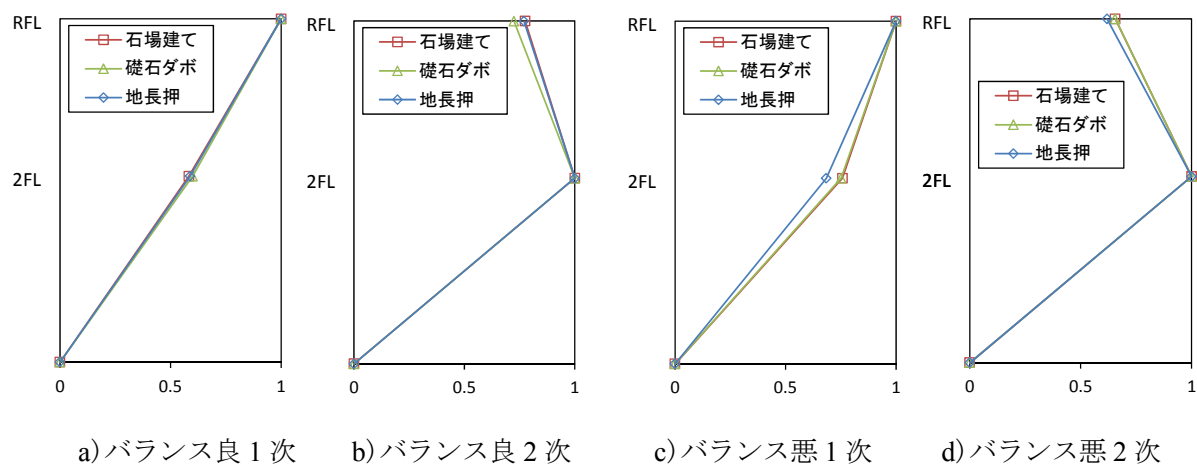


図 3.3.2-29 ホワイトノイズ波加振における振動モード形状

2) 実験観察と損傷状況

柱脚仕様ごとに、実験時に観察された試験体の挙動と損傷状況について述べる。なお、実験は、③地長押仕様→①石場建て仕様→②礎石ダボ仕様の順に行っている。

①石場建て仕様試験体

バランス良の壁配置で BCJ-L2 波 350cm/s^2 まで、バランス悪の壁配置で BCJ-L2 波 400cm/s^2 まで加振を行った。 300cm/s^2 加振時から柱脚の浮き上がりが視認出来るようになり、 350cm/s^2 以降では柱脚の滑りも加わった。バランス良では 350cm/s^2 時、バランス悪では 400cm/s^2 時に、隅柱-胴差接合部の鼻栓が折損した。乾式土壁パネルは軽微なひび割れが見られる程度であった。

②礎石ダボ仕様試験体

①と同様に BCJ-L2 波については、バランス良で 350cm/s^2 まで、バランス悪で 400cm/s^2 まで加振を行った。観察された挙動や損傷は、①石場建て仕様とほぼ同じであったが、試験体が水平に滑ろうとすると礎石ダボに引っ掛かって止まる挙動が見られた。

その後、JMA 神戸波 NS、UD 成分を用いて、水平加速度 700cm/s^2 、鉛直加速度 284cm/s^2 まで加振を行った。水平 500cm/s^2 、鉛直 203cm/s^2 時に、滑り方向側の柱脚(X1Y1)の割れが生じた。水平 700cm/s^2 、鉛直 284cm/s^2 時には、滑り方向側の柱脚(X1Y1、X1Y5)が完全に割裂してしまうとともに、逆側の柱脚(X7Y1、X7Y5)は礎石ダボを乗り越えて移動した。X4 構面の柱脚(X4Y1、X4Y5)では、礎石の方が割れてしまった。また、乾式土壁パネルは軽微なひび割れが見られる程度であった。

③地長押仕様試験体

いずれの壁配置とも BCJ-L2 波 400cm/s^2 まで加振を行った。 300cm/s^2 加振時から地長押の浮き上がりが視認出来るようになり、入力加速度に応じて大きくなったが、顕著な滑りは生じていなかった。また、乾式土壁パネルは軽微なひび割れが見られる程度であった。その後、JMA 神戸波 NS 成分を用いて、水平加速度 400cm/s^2 の加振を試みたがロッキングによる浮き上がりが大きく、安全のため、途中停止した。

以下、写真 3.3.2-10～写真 3.3.2-17 に実験時損傷写真、写真 3.3.2-18～写真 3.3.2-21 に解体後の部材写真を示す。実験中のどの時点における損傷かは不明であるが、解体時に一部の管柱の柱脚ほぞが破断していたことが分かった。



写真 3.3.2-10 胴差接合部の鼻栓の折れ 1



写真 3.3.2-11 胴差接合部の鼻栓の折れ 2

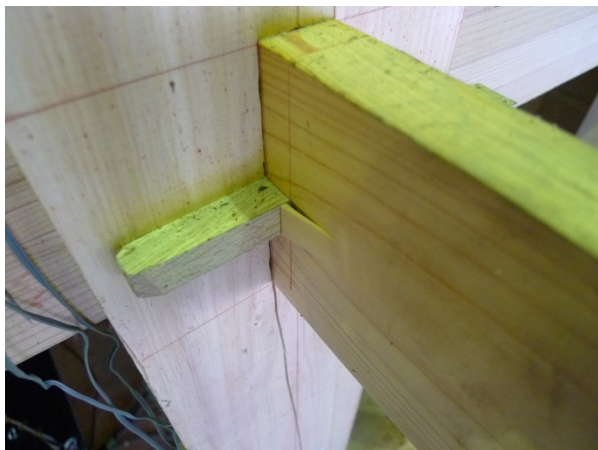


写真 3.3.2-12 加振直交方向の雇いの割れ



写真 3.3.2-13 実験終了時の乾式土壁パネル



写真 3.3.2-14 JMA 神戸波加振での柱脚割裂 1



写真 3.3.2-15 JMA 神戸波加振での柱脚割裂 2



写真 3.3.2-16 JMA 神戸波加振での礎石の割れ



写真 3.3.2-17 JMA 神戸波加振でのダボ飛び越え



写真 3.3.2-18 解体後の柱底面(X1Y1)



写真 3.3.2-19 解体後の柱底面(X4Y1)



写真 3.3.2-20 柱一胴差接合部のめり込み痕



写真 3.3.21 柱脚ほぞの破断

3) 層間変形角

図 3.3.2-30、図 3.3.2-31 に石場建て仕様試験体の BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における層間変形角時刻歴を示す。1 層と 2 層の耐力バランスが変わると、各層の層間変形角の割合が変化していることが分かる。全体の壁量としては壁配置バランス悪の方が多いため、層間変形角は小さくなっている。

図 3.3.2-32～図 3.3.2-35 に柱脚仕様による層間変形角時刻歴の比較を示す。石場建てと礎石ダボでは、ほぼ同一の応答を示しているのに対して、地長押仕様の試験体の応答は波形がやや異なっており、周期もやや短くなっているように見える箇所が散見される。

図 3.3.2-36～図 3.3.2-38 に入力加速度に対する最大層間変形角の関係を示す。入力加速度の増大に対して、ほぼ線形に最大層間変形角が増大している。

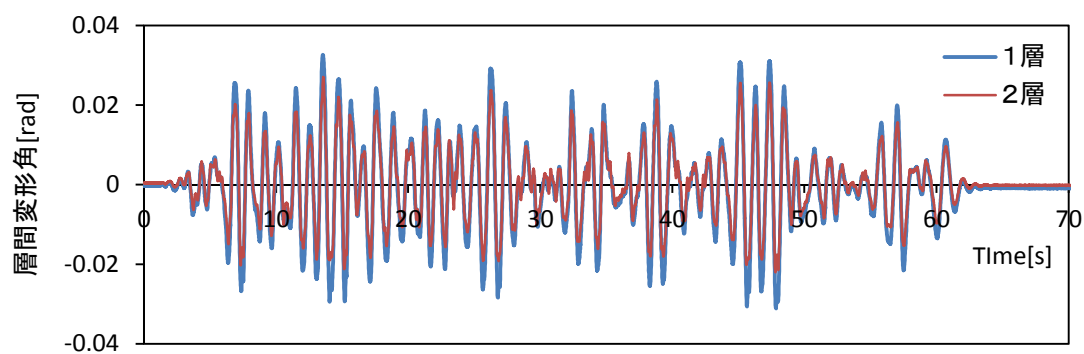


図 3.3.2-30 石場建て仕様・バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における層間変形角時刻歴

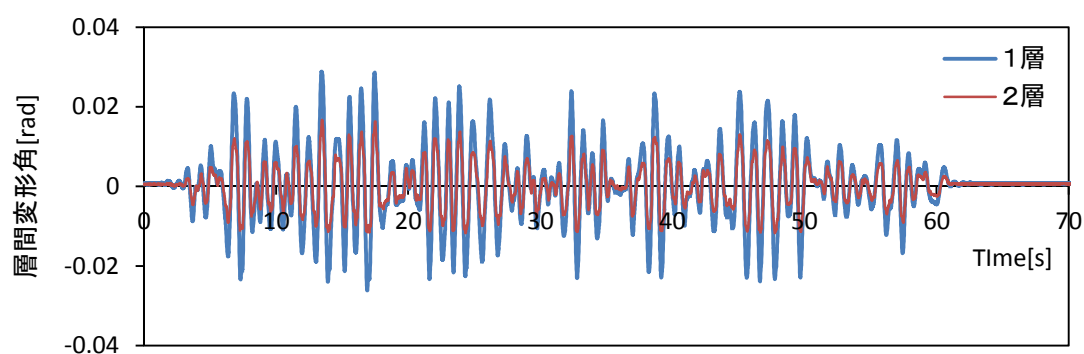


図 3.3.2-31 石場建て仕様・バランス悪・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における層間変形角時刻歴

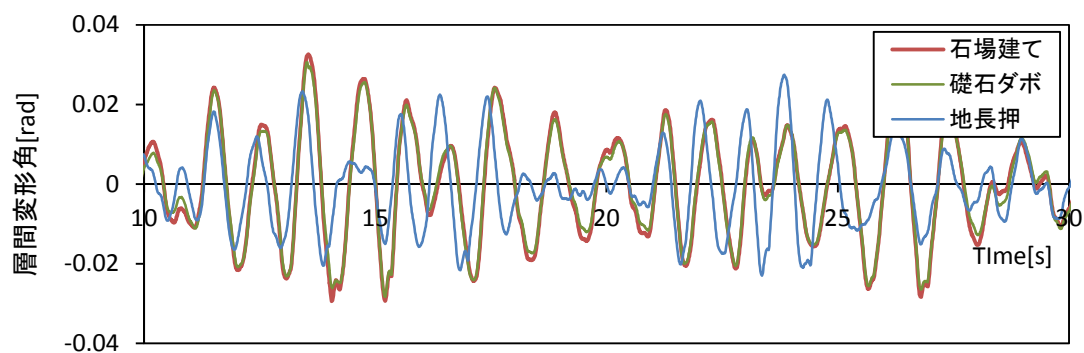


図 3.3.2-32 壁配置バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における 1F 層間変形角時刻歴の比較

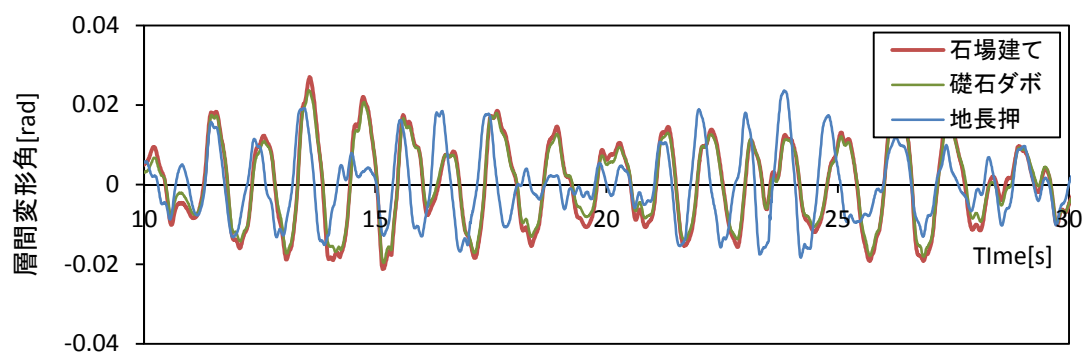


図 3.3.2-33 壁配置バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における 2F 層間変形角時刻歴の比較

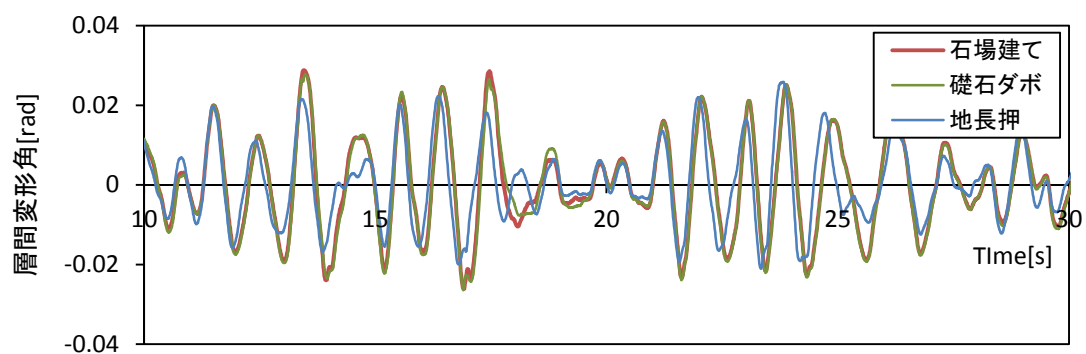


図 3.3.2-34 壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における 1F 層間変形角時刻歴の比較

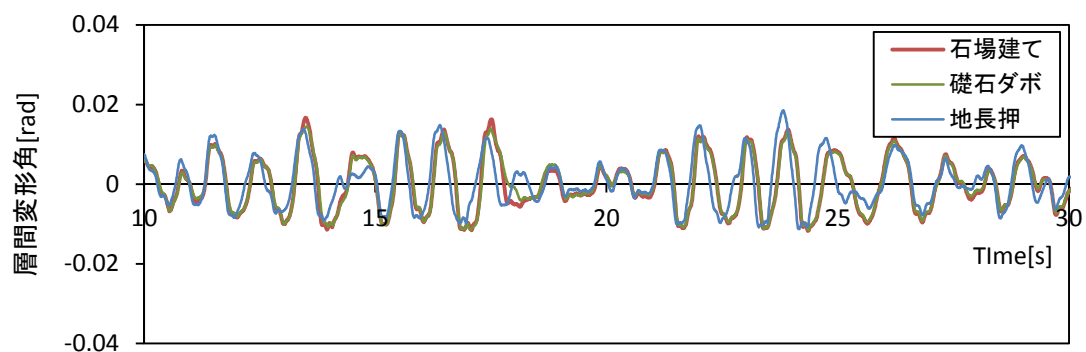
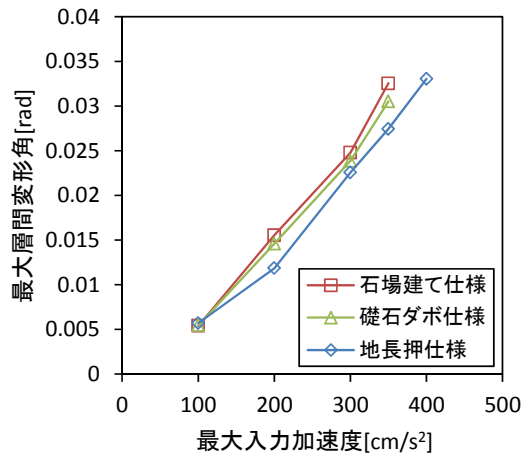
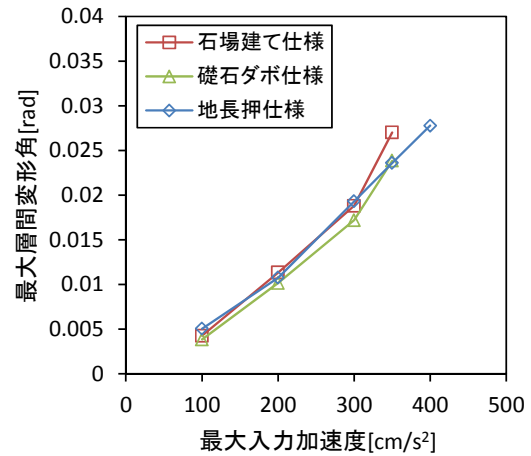


図 3.3.2-35 壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における 2F 層間変形角時刻歴の比較

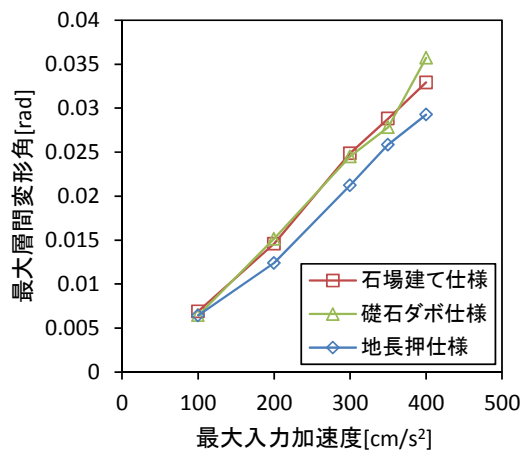


a) 1F 最大層間変形角

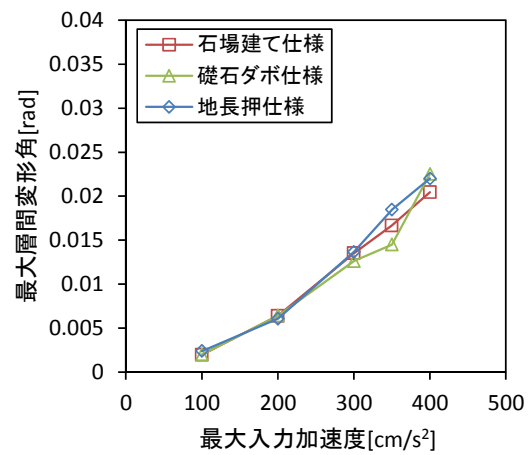


b) 2F 最大層間変形角

図 3.3.2-36 壁配置バランス良・BCJ-L2 波加振における最大層間変形角



a) 1F 最大層間変形角



b) 2F 最大層間変形角

図 3.3.2-37 壁配置バランス悪・BCJ-L2 波加振における最大層間変形角

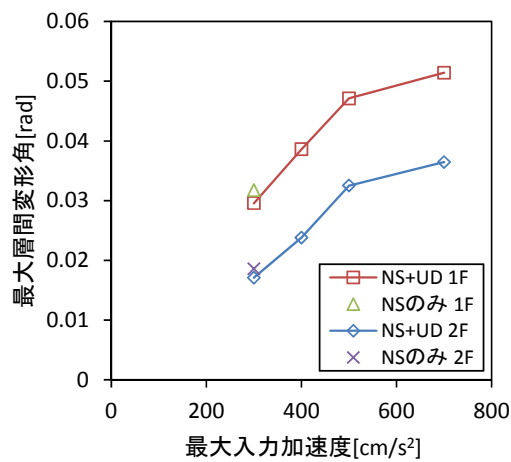
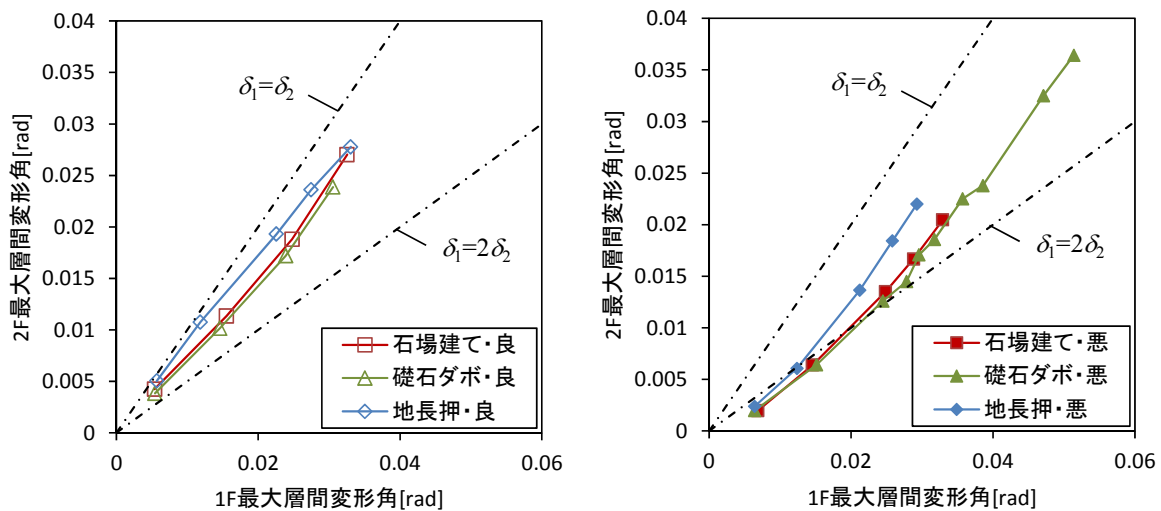


図 3.3.2-38 礎石ダボ仕様・壁配置バランス悪・JMA 神戸波加振における最大層間変形角

図 3.3.2-39 に 1 層と 2 層の最大層間変形角の比較を示す。石場建てと礎石ダボの傾向はほぼ同じで、1 層 2 層の耐力バランスの変化に応じて 1 層 2 層の変形角の比率が変化していることが分かる。地長押仕様では、比較的 $\delta_1 = \delta_2$ のラインへ近くなっており、1 層 2 層の変形角が近くなる傾向が見られる。

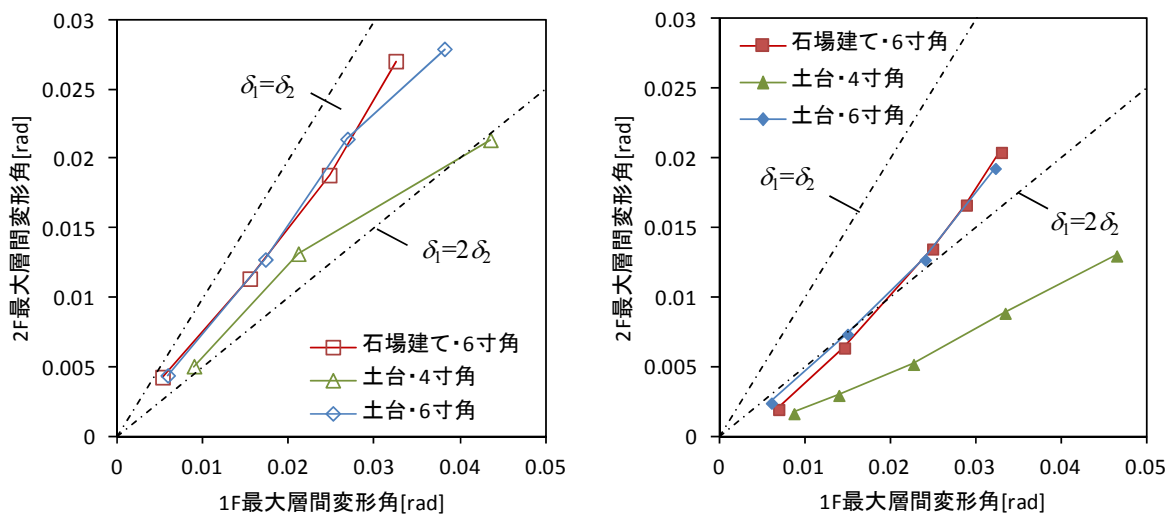
図 3.3.2-40 に昨年度実施した土台仕様試験体と石場建て仕様試験体の層間変形角を比較して示す。石場建ての結果は、土台仕様・通し柱 6 寸角の結果とほぼ重なっており、柱脚仕様が通し柱効果に及ぼす影響は小さいと考えられる。



a) 壁配置バランス良

b) 壁配置バランス悪

図 3.3.2-39 1 層と 2 層の最大層間変形角の比較



a) 壁配置バランス良

b) 壁配置バランス悪

図 3.3.2-40 昨年度実施した土台仕様の層間変形角との比較

4) 応答加速度

図 3.3.2-41、図 3.3.2-42 に石場建て仕様試験体の BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における応答加速度時刻歴を示す。1 層と 2 層の耐力バランスが変わっても、全体的な波形の印象は変わらないが、最大振幅となる時刻など 1 サイクルごとの波形の振幅が異なることが分かる。

図 3.3.2-43～図 3.3.2-46 に柱脚仕様による応答加速度時刻歴の比較を示す。層間変形角と同様に、石場建てと礎石ダボでは、ほぼ同一の応答を示しているのに対して、地長押仕様の試験体の応答は波形がやや異なっており、周期もやや短くなっているように見える箇所が散見される。

図 3.3.2-47～図 3.3.2-49 に入力加速度に対する最大応答加速度の関係を示す。層間変形角と同様に、入力加速度の増大に対して、ほぼ線形に最大応答加速度が増大している。

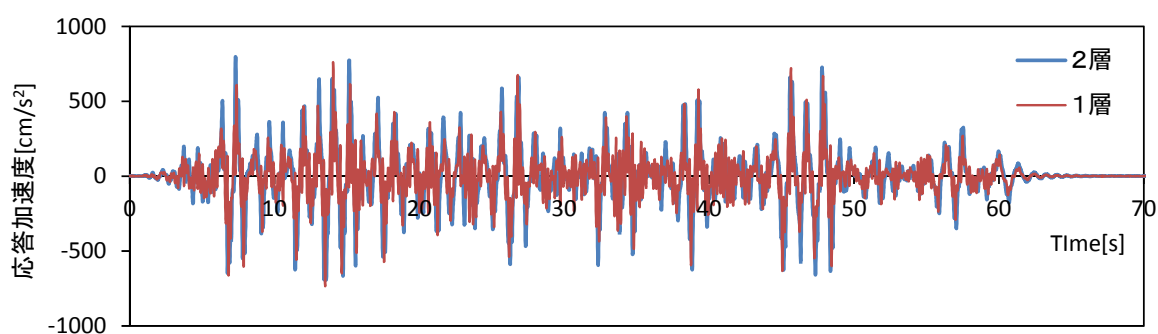


図 3.3.2-41 石場建て仕様・バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における応答加速度時刻歴

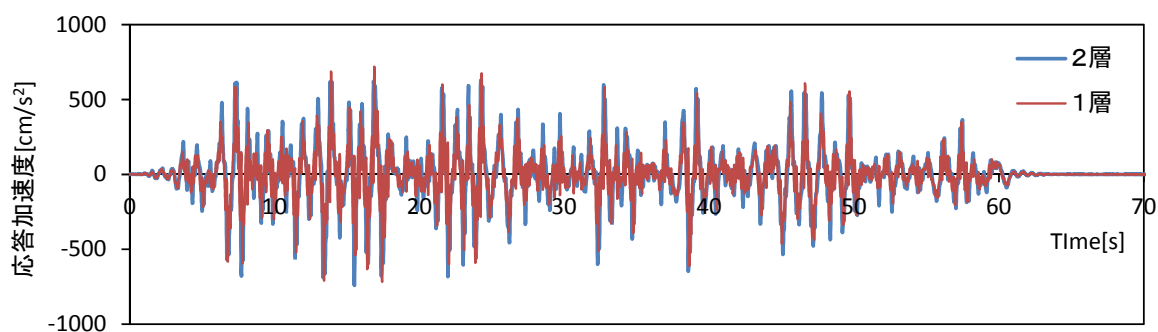


図 3.3.2-42 石場建て仕様・バランス悪・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における応答加速度時刻歴

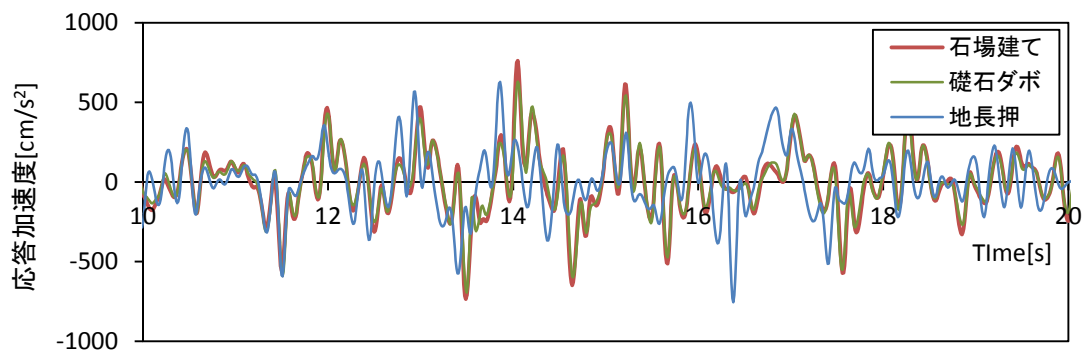


図 3.3.2-43 壁配置バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における 1 層の応答加速度時刻歴の比較

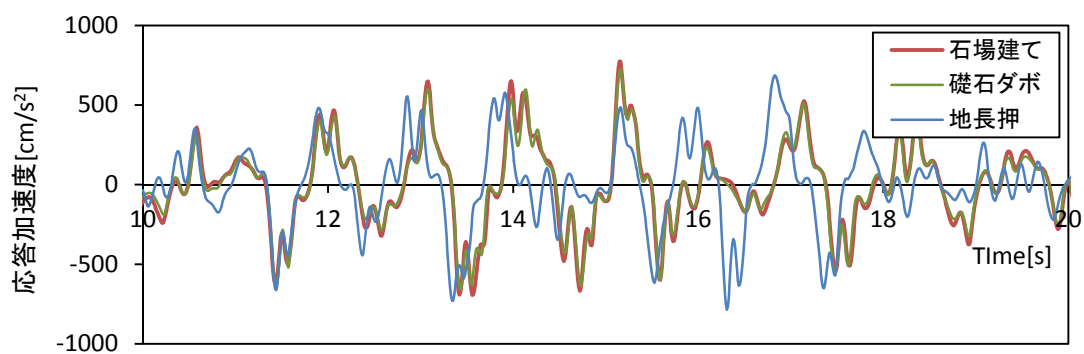


図 3.3.2-44 壁配置バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における 2 層の応答加速度時刻歴の比較

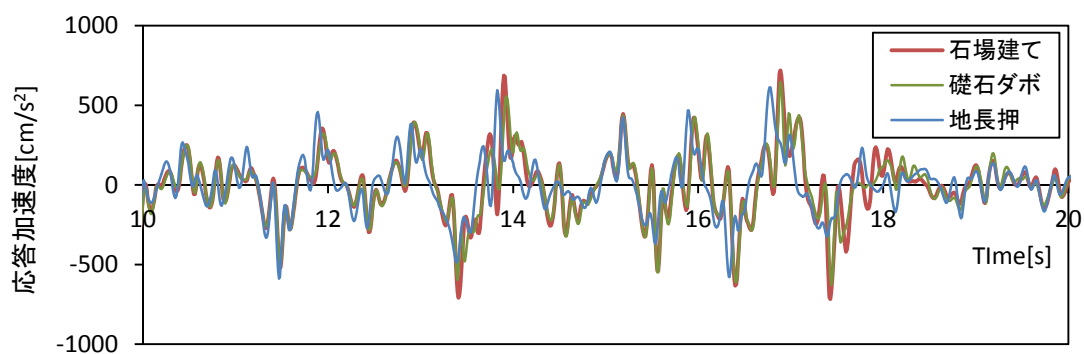


図 3.3.2-45 壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における 1 層の応答加速度時刻歴の比較

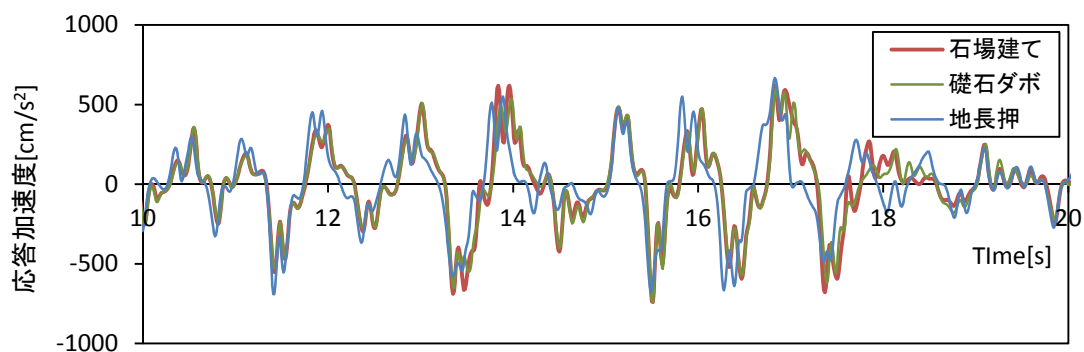
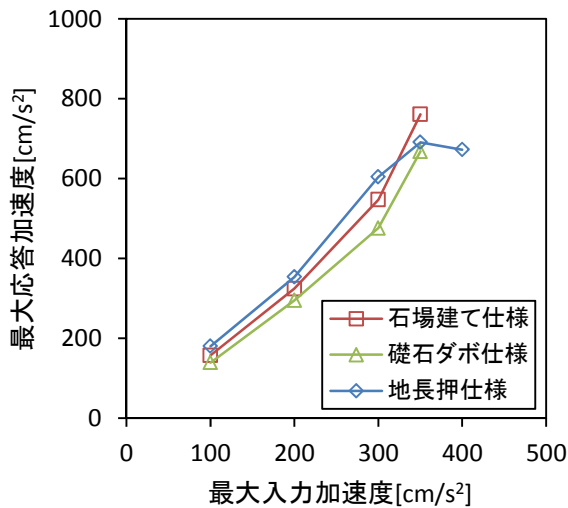
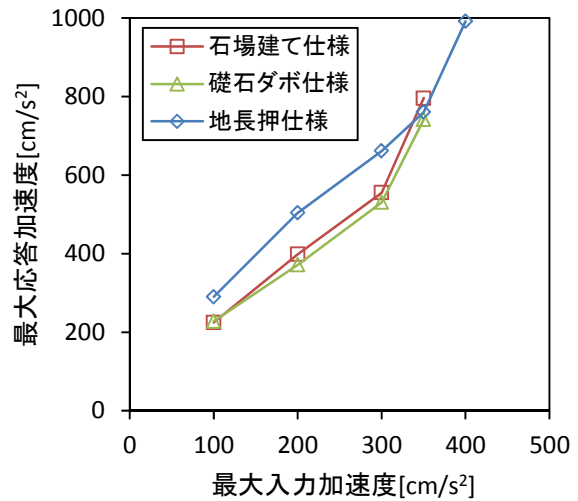


図 3.3.2-46 壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 350cm/s^2 加振における 2 層の応答加速度時刻歴の比較

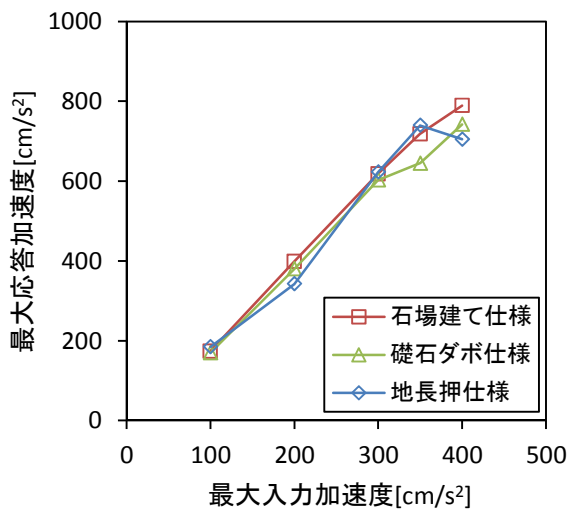


a) 1F 最大応答加速度

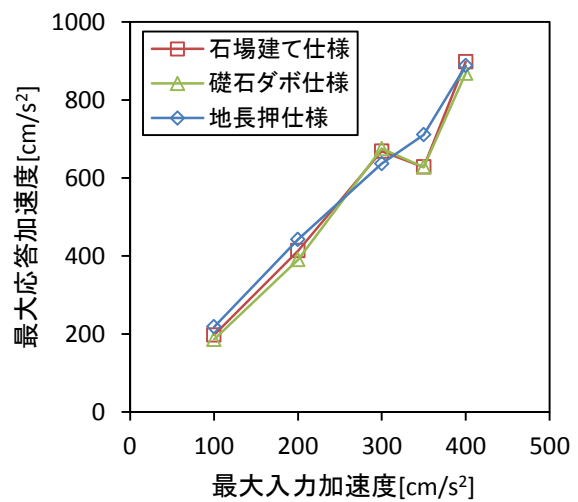


b) 2F 最大応答加速度

図 3.3.2-47 壁配置バランス良・BCJ-L2 波加振における最大応答加速度



a) 1F 最大応答加速度



b) 2F 最大応答加速度

図 3.3.2-48 壁配置バランス悪・BCJ-L2 波加振における最大応答加速度

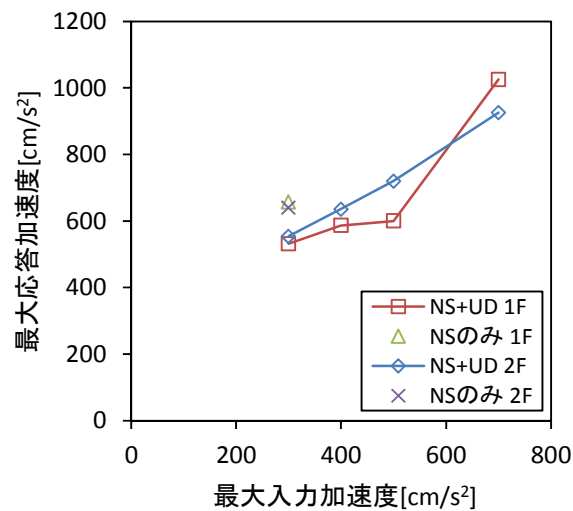
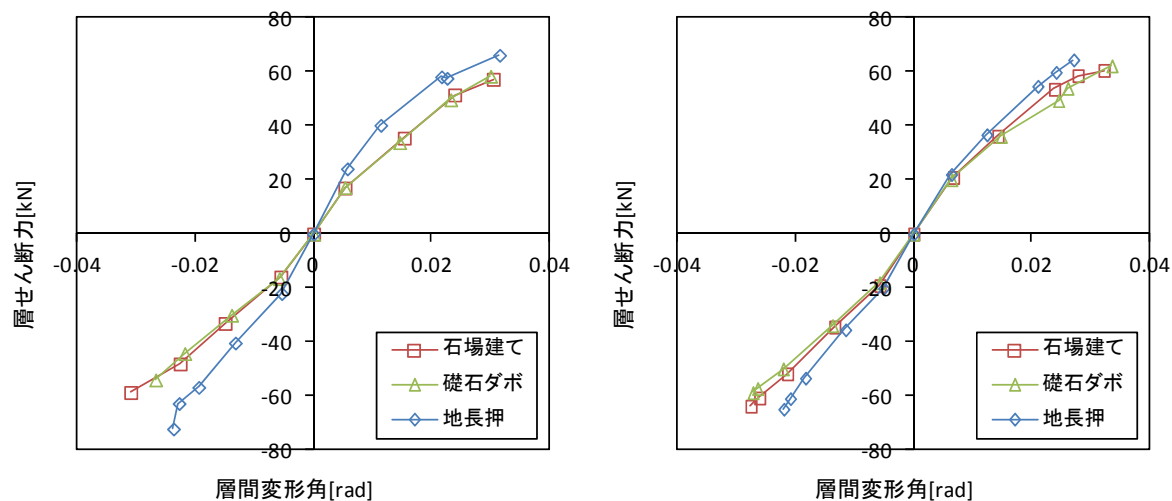


図 3.3.2-49 礎石ダボ仕様・壁配置バランス悪・JMA 神戸波加振における最大応答加速度

5) 層せん断力

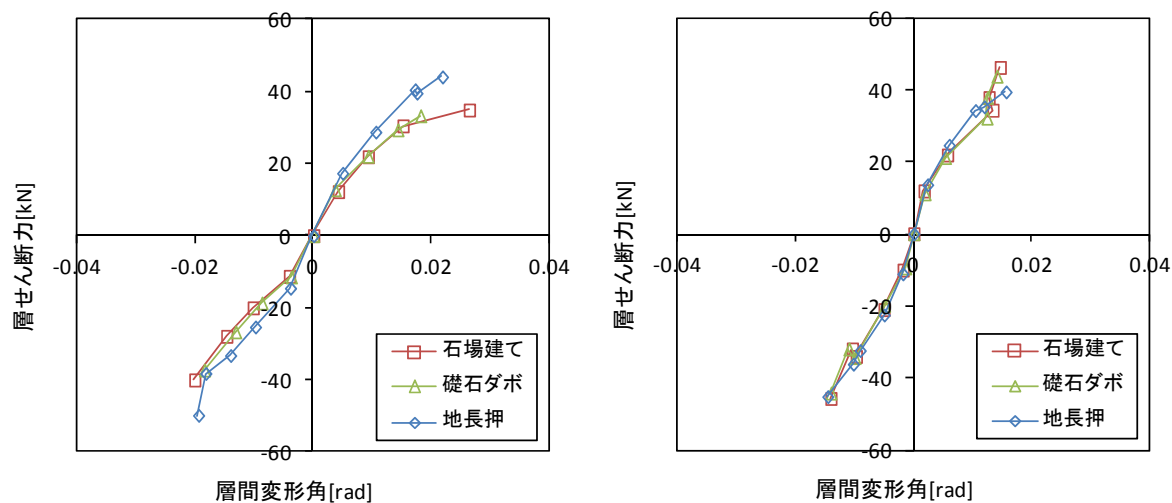
図 3.3.2-50、図 3.3.2-51 に層せん断力－層間変形角関係の包絡線を示す。石場建てと礎石ダボではほぼ同じ結果となったが、地長押仕様の場合、1 層の層せん断力がやや大きくなる傾向が特に壁配置バランス良の場合で顕著に見られる。通し柱－地長押接合部の回転めり込み抵抗が 1 層の層せん断力として付加されたためと考えられる。壁配置バランス悪の時点では、繰り返しの加振によって通し柱－地長押接合部に多少塑性変位が生じていた可能性が考えられる。



a) 壁配置バランス良

b) 壁配置バランス悪

図 3.3.2-50 1 層の層せん断力－変形角関係の包絡線



a) 壁配置バランス良

b) 壁配置バランス悪

図 3.3.2-51 2 層の層せん断力－変形角関係の包絡線

6) 柱脚の浮き上がり

図 3.3.2-52、図 3.3.2-53 に壁配置バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 時の柱脚浮き上がり量の時刻歴の比較を示す。また、図 3.3.2-54～図 3.3.2-56 に同加振における柱軸力の変動量の時刻歴を示す。大きな浮き上がりが生じたタイミングで軸力の変動量が -20kN 弱程度で頭打ちになっていることが分かる。この値が静止状態での軸力と考えられるが、試験体の全体重量が 123kN 程度であるので通し柱 6 本の単純割でおおよそオーダーは合っている。浮き上がりの時刻歴を見ると、石場建てと礎石ダボでは浮き上がり量がやや異なっているが、浮き上がり発生のタイミングはほぼ同一であるのに対して、地長押仕様では浮き上がりのタイミングが他の柱脚仕様と全く異なっていることが分かる。同様に BCJ-L2 波 400cm/s^2 時の時刻歴を図 3.3.2-57～図 3.3.2-61 に示すが、傾向は同様である。

図 3.3.2-62、図 3.3.2-63 に入力加速度に対する最大浮き上がり量の関係を示す。ややばらつきもあるが、柱脚仕様の違いによる最大浮き上がり量の差異は見られない。

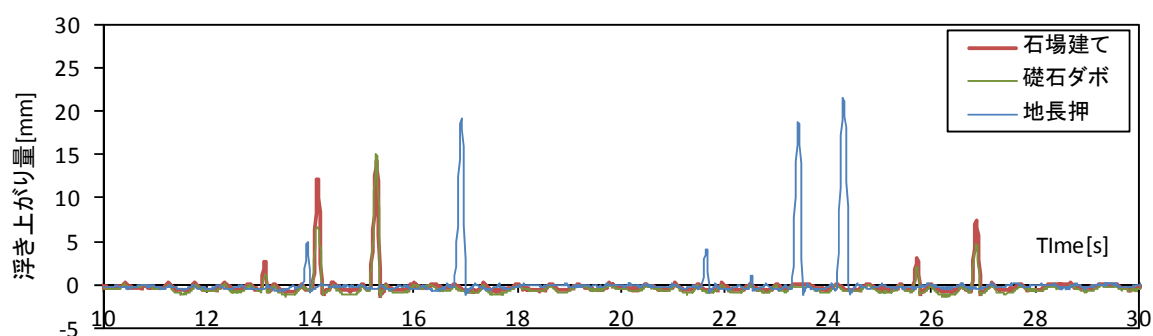


図 3.3.2-52 壁配置バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 時の X1Y1 柱脚浮き上がり量の時刻歴の比較

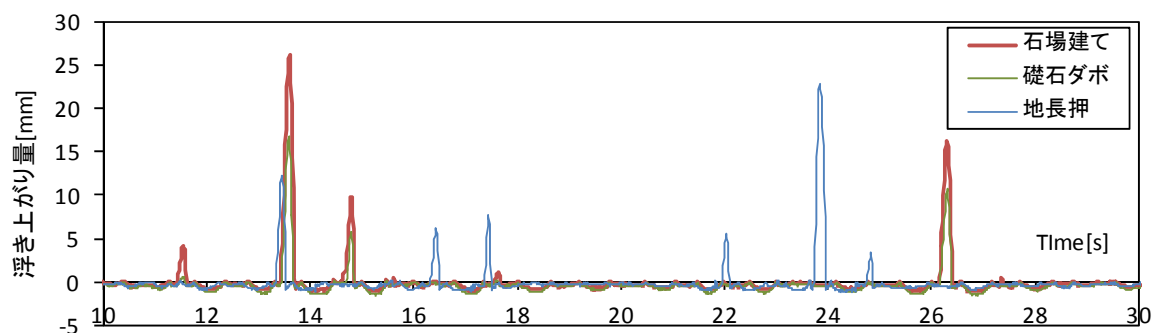


図 3.3.2-53 壁配置バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 時の X7Y1 柱脚浮き上がり量の時刻歴の比較

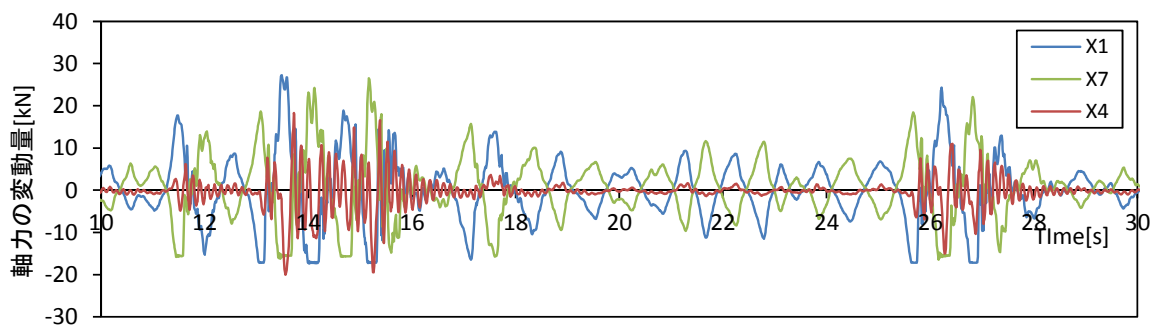


図 3.3.2-54 石場建て仕様・壁配置バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 時の軸力変動量

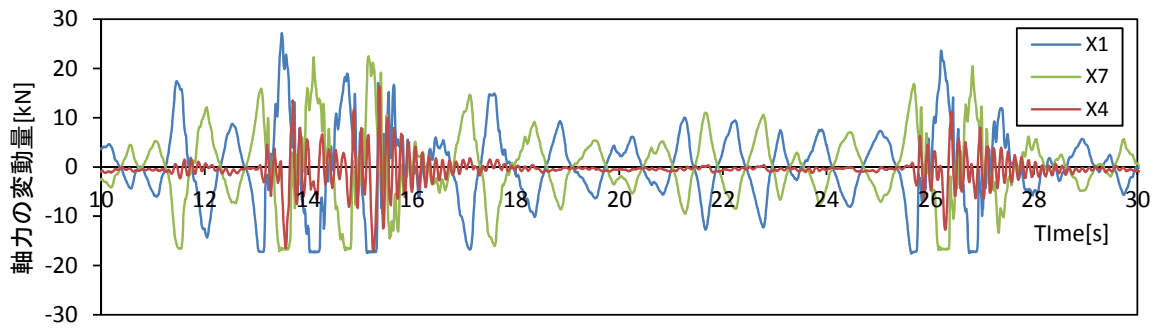


図 3.3.2-55 礎石ダボ仕様・壁配置バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 時の軸力変動量

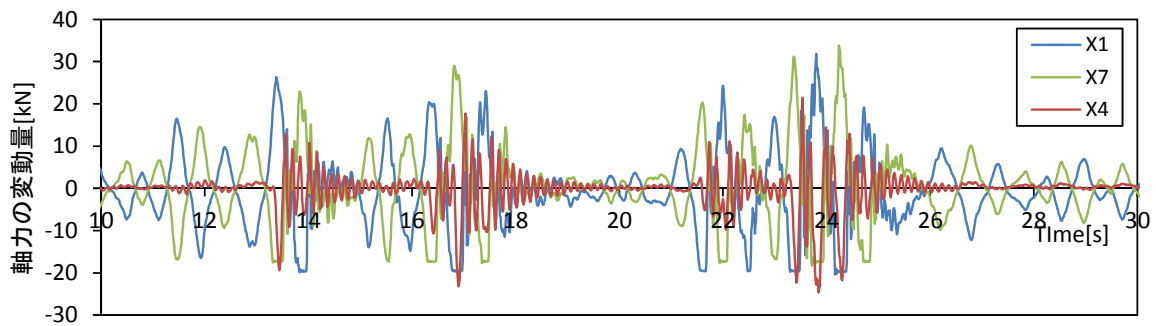


図 3.3.2-56 地長押仕様・壁配置バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s^2 時の軸力変動量

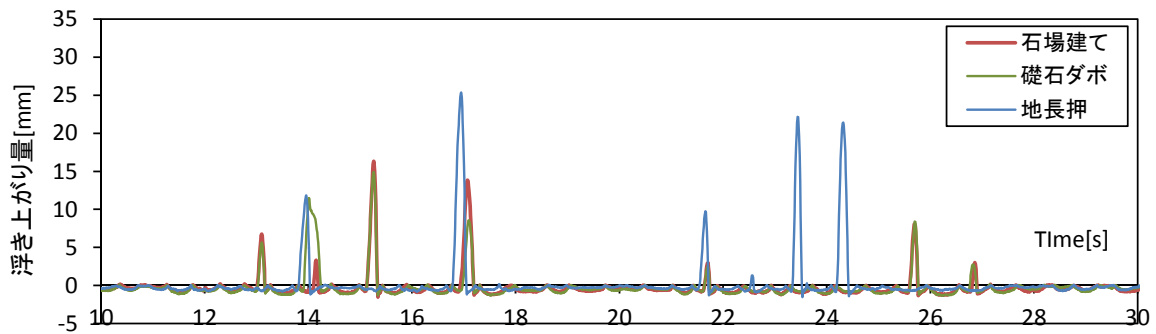


図 3.3.2-57 壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 400cm/s^2 時の X1Y1 柱脚浮き上がり量の時刻歴の比較

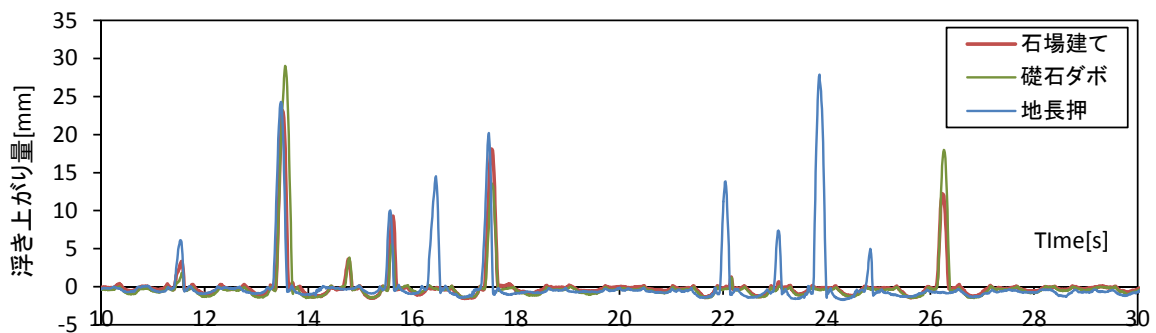


図 3.3.2-58 壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 400cm/s^2 時の X7Y1 柱脚浮き上がり量の時刻歴の比較

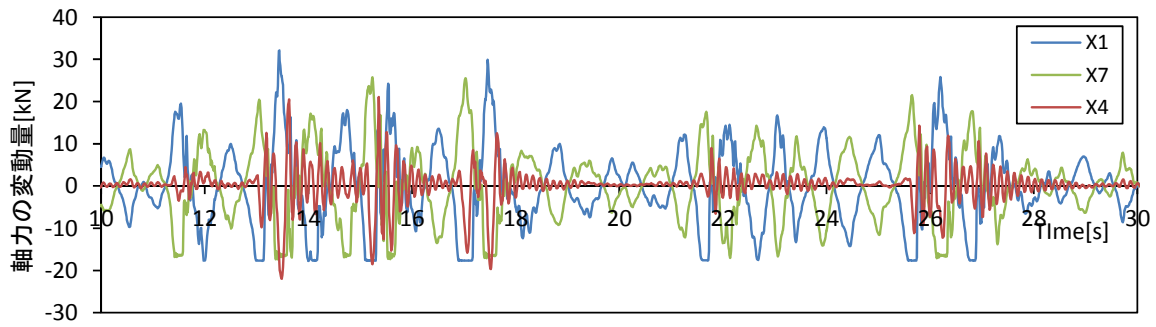


図 3.3.2-59 石場建て仕様・壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 400cm/s^2 時の軸力変動量

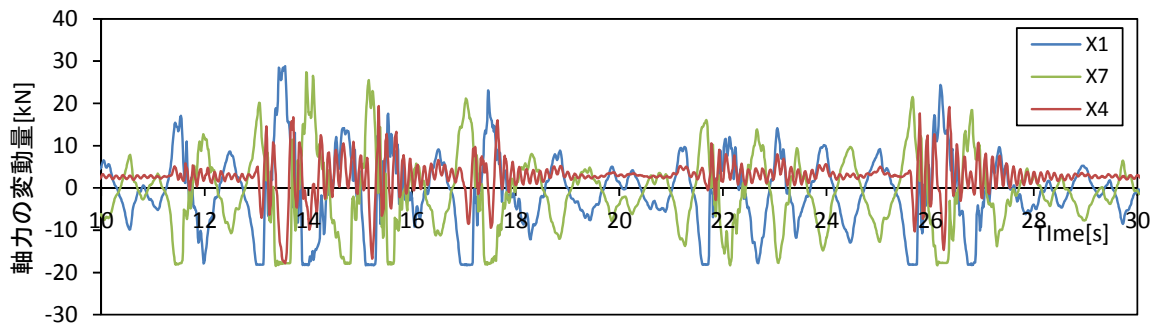


図 3.3.2-60 礎石ダボ仕様・壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 400cm/s^2 時の軸力変動量

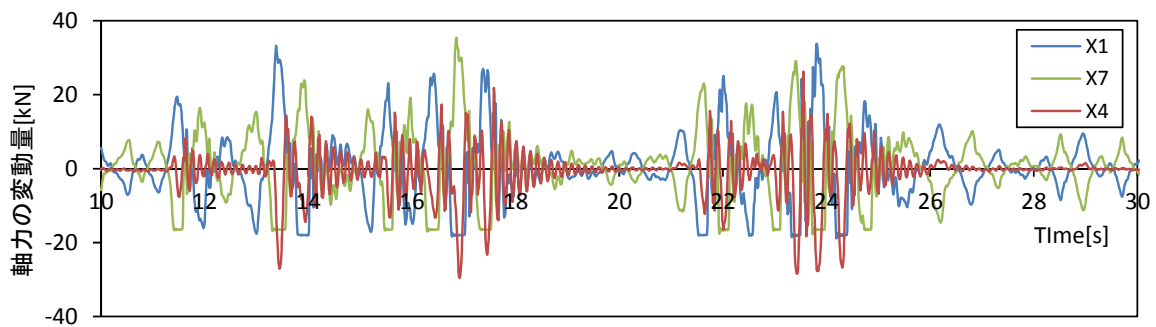
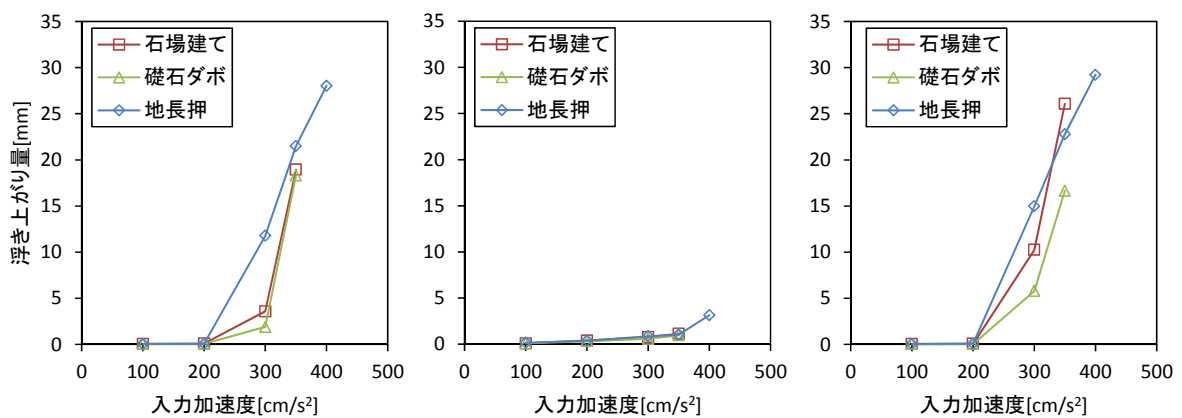


図 3.3.2-61 地長押仕様・壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 400cm/s^2 時の軸力変動量



a) X1Y1 (隅柱) b) X4Y1 (中央柱) c) X7Y1 (隅柱)
図 3.3.2-62 壁配置バランス良・BCJ-L2 波加振時の柱脚の最大浮き上がり量(Y1 構面)

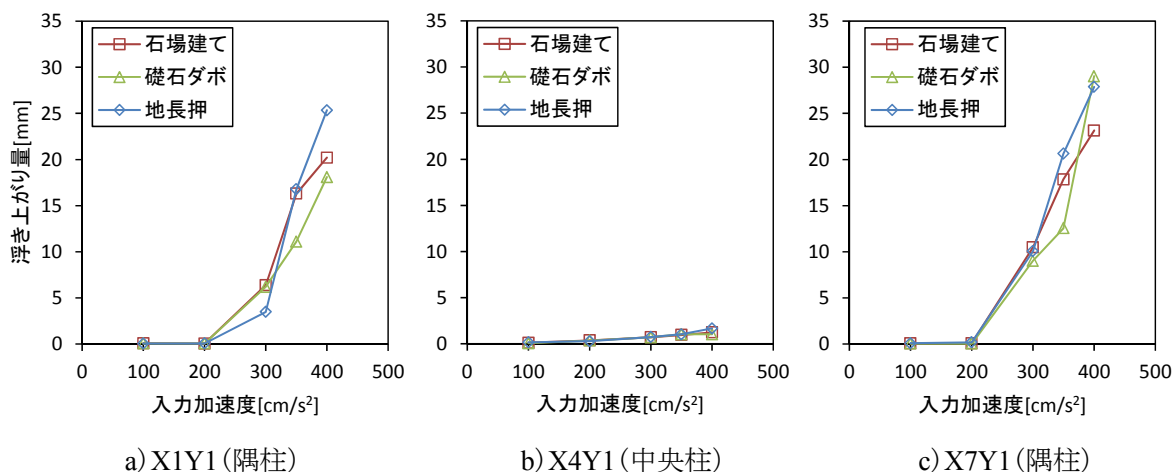


図 3.3.2-63 壁配置バランス悪・BCJ-L2 波加振時の柱脚の最大浮き上がり量(Y5 構面)

7) 柱脚の滑り

図 3.3.2-64、図 3.3.2-65 に柱脚滑り量の時刻歴の比較を示す。ここで言う柱脚の滑り量は、柱脚の水平移動量である。石場建ての滑り量が最も大きく、礎石ダボと地長押の滑り量は高々 1cm 程度であることが分かる。滑りが発生するタイミングは石場建てと礎石ダボでほぼ同一と見えるのに対して、地長押仕様では、滑りが発生するタイミングは相対的に不明瞭である。

壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 400cm/s² 時にそれぞれの柱脚仕様で大きく滑ったと見られる時刻前後の柱脚の水平鉛直軌跡を図 3.3.2-66 に示す。石場建て仕様では、滑る方向に対して先頭となる X7 柱脚および中柱の X4 柱脚がほぼ接地したまま滑り、X1 柱脚は浮き上がったまま引き摺られるように移動していることが分かる。礎石ダボ仕様でも同様な動きを示すが、接地したまま滑る X7 と X4 柱脚で礎石ダボに衝突してストップしていることが分かる。一方、地長押仕様では大きく滑ることなく、徐々に歩くように移動しているように見える。

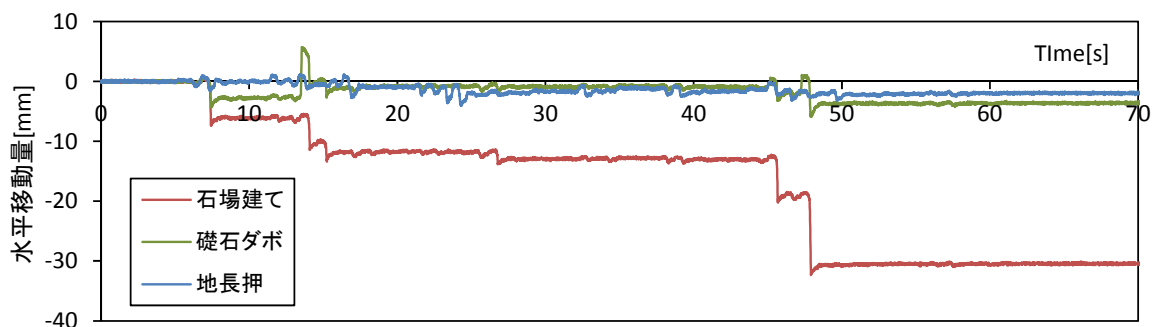


図 3.3.2-64 壁配置バランス良・BCJ-L2 波 350cm/s² 時の Y1 構面柱脚滑り量の時刻歴の比較

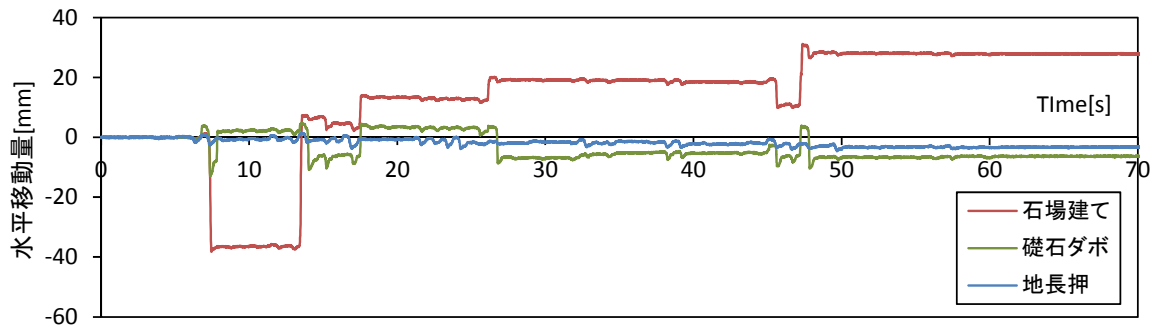
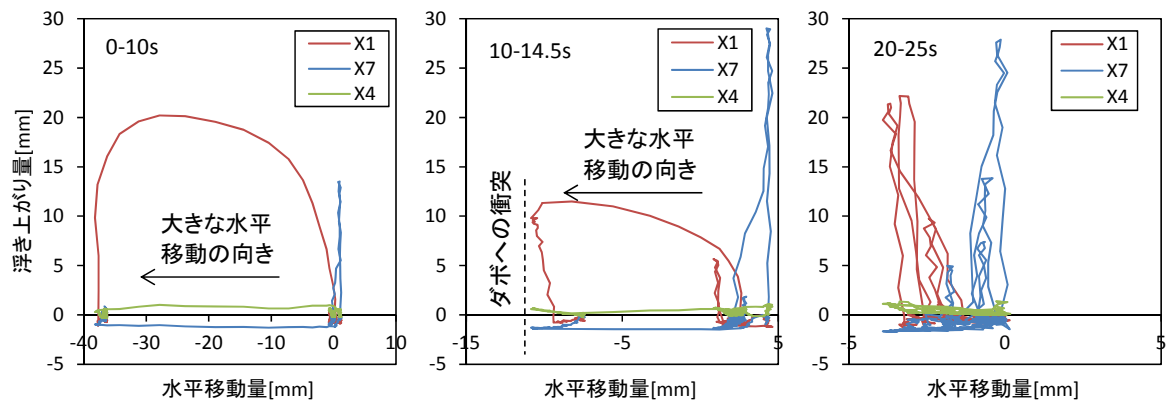
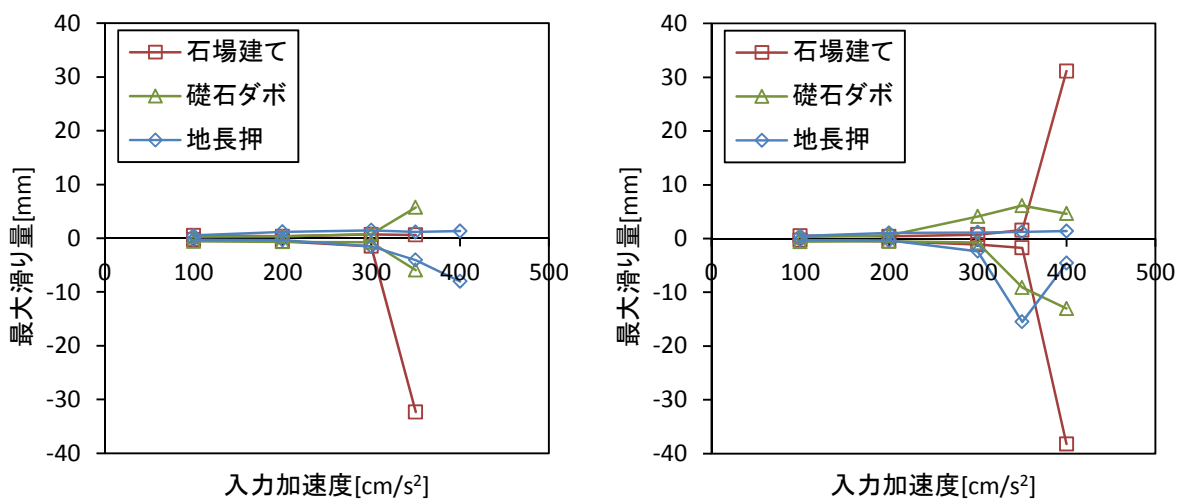


図 3.3.2-65 壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 400cm/s^2 時の Y1 構面柱脚滑り量の時刻歴の比較



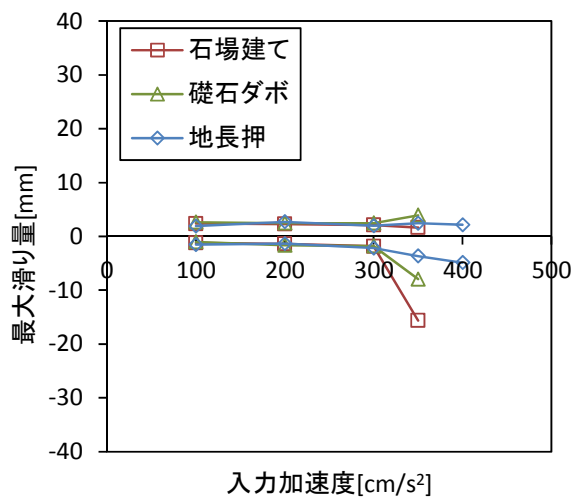
a) 石場建て仕様 b) 礎石ダボ仕様 c) 地長押仕様
図 3.3.2-66 壁配置バランス悪・BCJ-L2 波 400cm/s^2 時の Y1 構面柱脚の水平鉛直軌跡

図 3.3.2-67、図 3.3.2-68 に柱脚仕様ごとの最大滑り量の比較を示す。ここで言う最大滑り量は加振開始から終了までの間に最も原点から離れた瞬間の滑り量である。石場建て仕様が最も大きく、礎石ダボと地長押がほぼ同程度の結果となった。ただし、礎石ダボ仕様については、JMA 神戸波加振において、柱脚が礎石ダボを乗り越えた場合は大きな最大滑りを生じた。

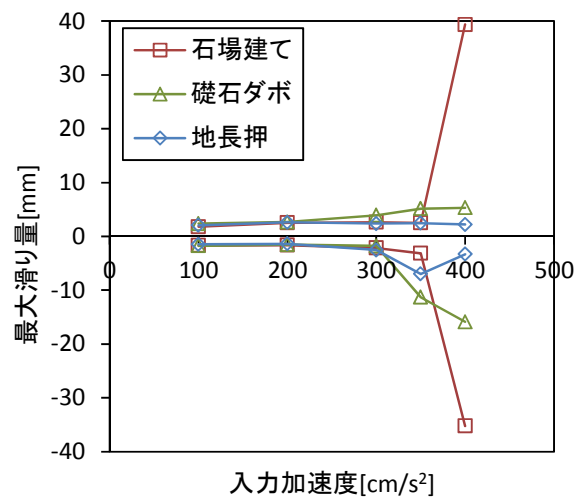


a) 壁配置バランス良 b) 壁配置バランス悪

図 3.3.2-67 BCJ-L2 波加振時の Y1 構面柱脚の最大滑り量



a) 壁配置バランス良



b) 壁配置バランス悪

図 3.3.2-68 BCJ-L2 波加振時の Y5 構面柱脚の最大滑り量

8) まとめ

昨年度に引き続いて通し柱効果を検証するために行った、柱脚非固定の振動台実験を行った。実験の都合上、層間変形角で $1/30\text{rad}$ 程度以下の範囲内で実験結果を比較検討した結果、以下の知見を得た。

- ・柱脚仕様を石場建てとすると、柱脚の滑りや浮き上がりが生じるが、通し柱効果に及ぼす影響は小さい。
- ・礎石ダボを用いて柱脚の水平移動をある程度拘束すると、柱脚が礎石ダボを乗り越えるような大地震でない限り、上部構造の応答は、石場建て仕様とほぼ同じである。
- ・柱脚に地長押を挿入すると、柱－地長押接合部の回転めり込み抵抗が付加されるため、1 層の剛性および層せん断力が増大し、層間変形角が低減される。また、柱脚の滑り量が大きく低減される。

3.4 要素実験 WG

3.4.1 水平構面評価式グループ

(1) 仕上げ床仕様の床水平構面の性能評価試験

1) はじめに

伝統的構法で用いる床水平構面は、釘を床板に脳天打ちして根太及び桁に緊結することにより、耐力を確保する仕様のものが主であるが、釘を床板に脳天打ちしているため、別途仕上げ床の施工が必要となる。床板に実を設けて、実の雄部分に斜め釘打ちして根太及び桁に緊結することによって、床板を仕上げとして用いる場合もあるが、床水平構面としての性能は確認されていない。また、伝統工法では床板に幅 200mm 程度の杉の小幅板を用いるが、過去の研究により、床板の幅が小さいことにより剛性が低くなることが確認されている。そこで、実の雄部分に斜め釘打ちを用いることによって仕上げ床を根太及び桁に直接張る仕様、釘を床板に脳天打ちして根太及び桁に直接張る仕様、これらの2仕様に対して床板間にジベルを挿入した仕様の床水平構面の挙動を実大実験で把握し、比較検討することによって各床仕様の構造性能を確認する。

2) 試験体概要

床水平構面の試験は、表 3.4.1-1 に示す 12 仕様の試験体で行った。試験体の大きさは 1820×2730mm と 3640×3640mm の 2 種類とした。桁は 120×240mm のスギ、根太は 45×105mm のヒノキとした。桁端部の接合はモーメント抵抗しないように図 3.4.1-1 示す金物を用い、写真 3.4.1-1 のように接合し、完全なピン接合とした。根太－桁の接合は、桁に深さ 15mm の切欠きを設けて根太を完全に落とし込み、2-N90 斜め釘打ちとした。床板は、厚さ 30mm、幅 180mm の実加工したスギ板を用い、d1 のみ厚さ 15mm、幅 135mm の実加工したスギ板を用いた。a1、a2-1、a2-2、a2-3、e1-1、e1-2、e2-1、e2-2 の試験体の床板－根太、桁の接合は、図 3.4.1-2、写真 3.4.1-2 に示すように実の凸部から N75 斜め釘打ちとし、e1-2、e2-2 の試験体では、N75 斜め釘打ちの他に、試験体の外周部の桁に N90 を 70mm ピッチに脳天打ちした。b1 の試験体の床板－根太、桁の接合は、実の凸部からコーススレッド L=90(株式会社ヤマヒロ W90)を斜め打ちとした。c1、c2 の試験体の床板－根太、桁の接合は、N90 を 70mm ピッチに脳天打ちとした。d1 の試験体の床板－根太、桁の接合は、実の凸部から N45 斜め釘打ちとした。a2-1、c2-1、e2-1、e2-2 では床板間に図 3.4.1-3、写真 3.4.1-3 に示す H 型ジベルを 455mm ピッチに設け、a2-2 では床板間に H 型ジベルを 910mm ピッチに設け、a2-3 では床板間に図 3.4.1-4、写真 3.4.1-4 に示す合釘を 455mm ピッチに設けた。部材の比重、ヤング係数、含水率を表 3.4.1-2 に、試験体図を図 3.4.1-5～図 3.4.1-16 に、試験体の全体写真を写真 3.4.1-5～写真 3.4.1-16 に示す。

表 3.4.1-1 試験体一覧

試験体名	試験体の 大きさ	床板	床板-根太接合	床板-桁接合 (外周部)	根太	ジベル	試験体数
a1	1820×2730mm	スギ板 30×180×2730mm	実部にN75 斜め打ち	×	ヒノキ 45×105mm@455mm	×	3体
a2-1						H型ジベル @455mm	3体
a2-2						H型ジベル @910mm	1体
a2-3						合釘 @455mm	1体
b1						実部にコーススレッド L=90斜め打ち	×
c1		N90脳天打ち	×		1体		
c2					H型ジベル @455mm	1体	
d1		スギ板 15×135×2730mm	実部にN45 斜め打ち		ヒノキ 45×105mm@303mm	×	1体
e1-1	3640×3640mm	スギ板 30×180×3640mm	実部にN75 斜め打ち	×	ヒノキ 45×105mm@455mm	×	1体
e1-2				N90 脳天打ち		×	1体
e2-1				×		H型ジベル @455mm	1体
e2-2				N90 脳天打ち		H型ジベル @455mm	1体

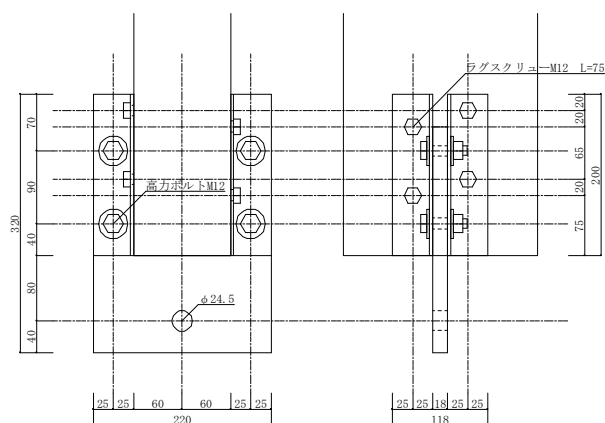


図 3.4.1-1 桁端部接合金物



写真 3.4.1-1 桁端部接合

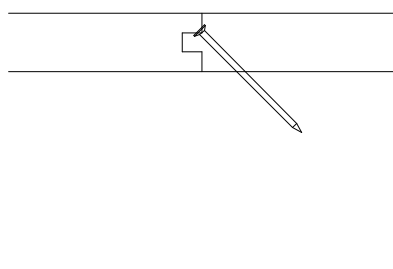
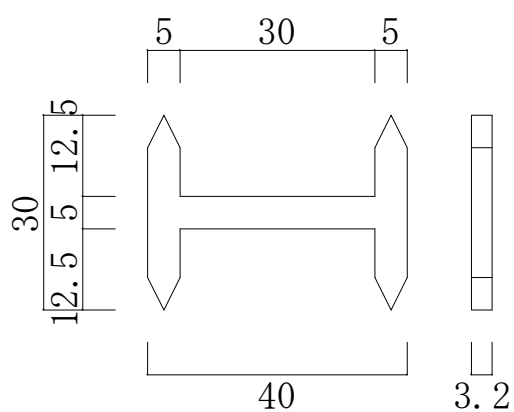


図 3.4.1-2 実斜め打ち接合



写真 3.4.1-2 実斜め打ち接合

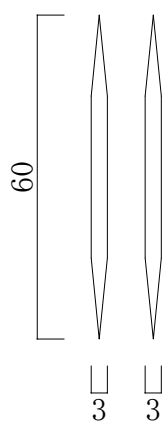


材質：SPHC

図 3.4.1-3 H型ジベル



写真 3.4.1-3 H型ジベル



材質：鉄

図 3.4.1-4 合釘



写真 3.4.1-4 合釘

表 3.4.1-2 部材のヤング係数，含水率

		比重	ヤング率 (N/mm ²)	含水率(%)
スギ板 30×180mm	平均値	0.37	-	20.4
	最大値	0.44	-	25.5
	最小値	0.30	-	15.2
スギ板 15×135mm	平均値	0.38	-	19.9
	最大値	0.46	-	23.7
	最小値	0.31	-	16.5
根太 45×105mm	平均値	0.55	-	19.3
	最大値	0.62	-	20.8
	最小値	0.50	-	16.7
桁 120×240mm	平均値	0.38	6946	19.5
	最大値	0.51	9600	21.8
	最小値	0.32	5400	16.2

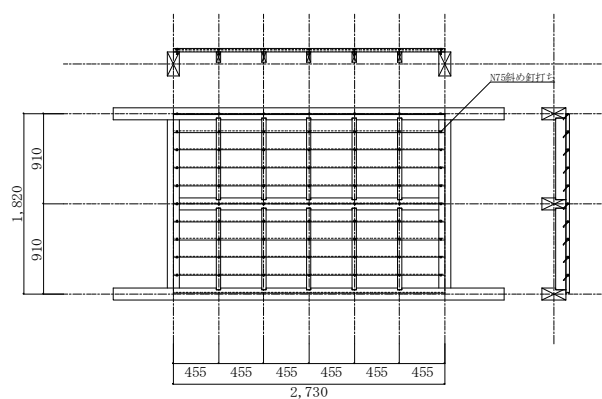


図 3.4.1-5 a1

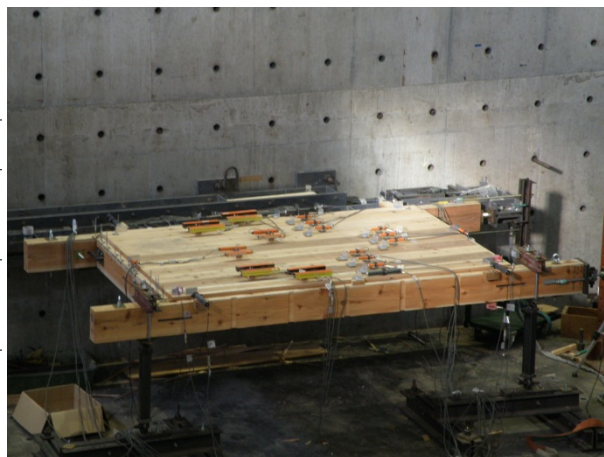


写真 3.4.1-5 a1

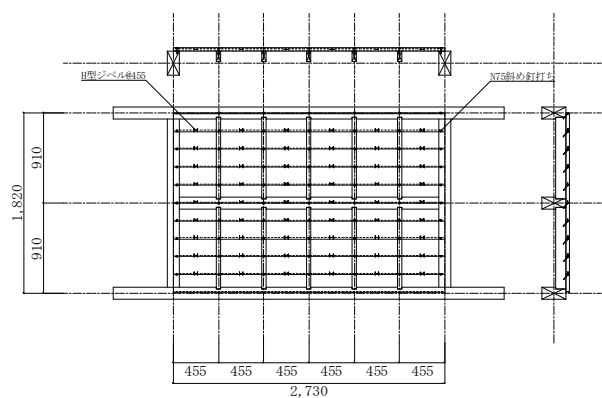


図 3.4.1-6 a2-1



写真 3.4.1-6 a2-1

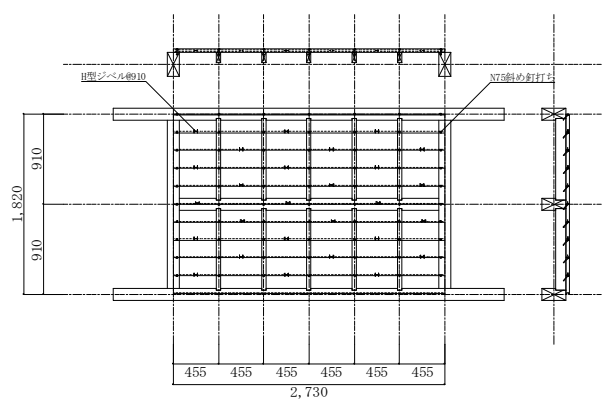


図 3.4.1-7 a2-2

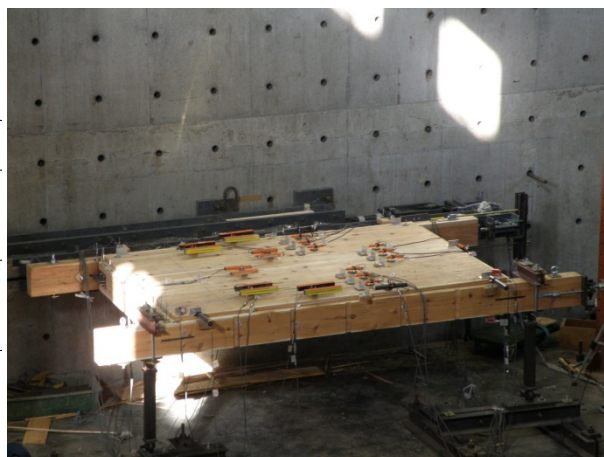


写真 3.4.1-7 a2-2

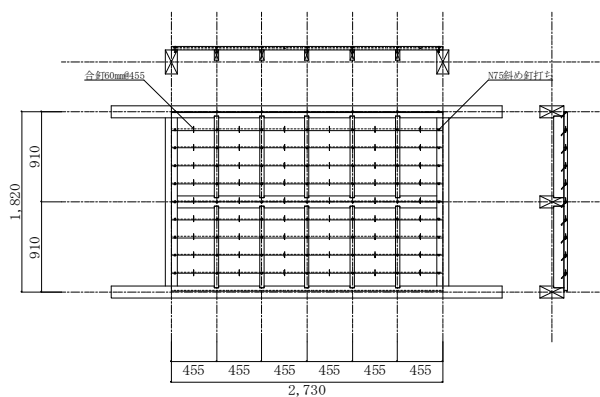


図 3.4.1-8 a2-3



写真 3.4.1-8 a2-3

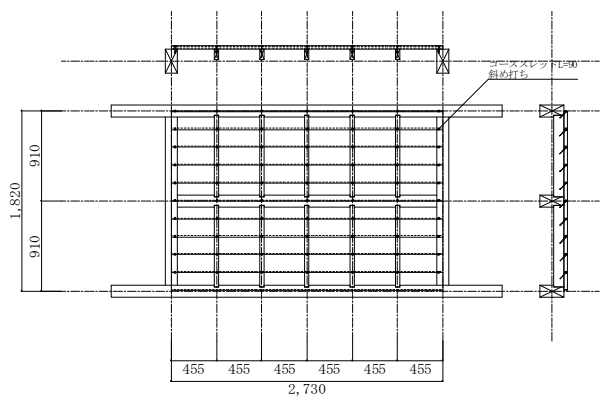


図 3.4.1-9 b1

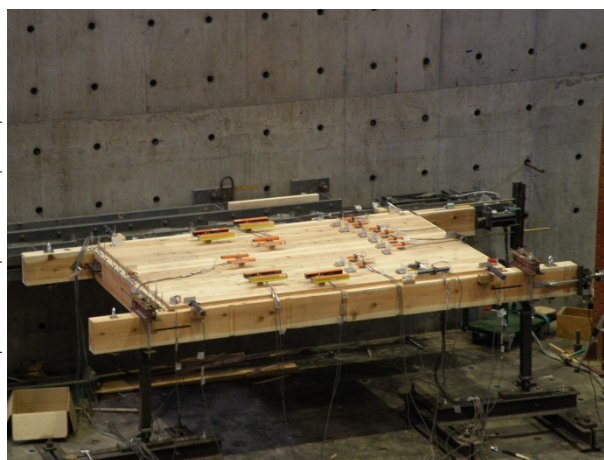


写真 3.4.1-9 b1

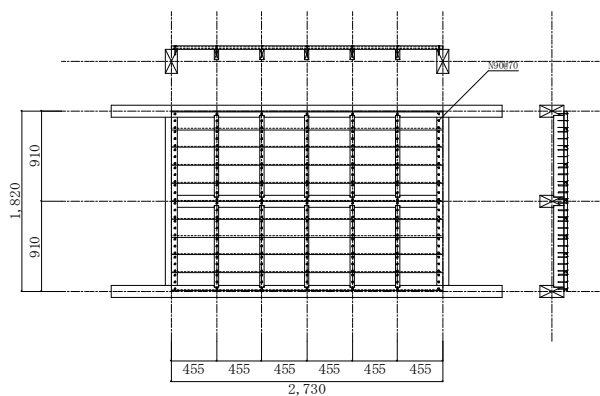


図 3.4.1-10 c1



写真 3.4.1-10 c1

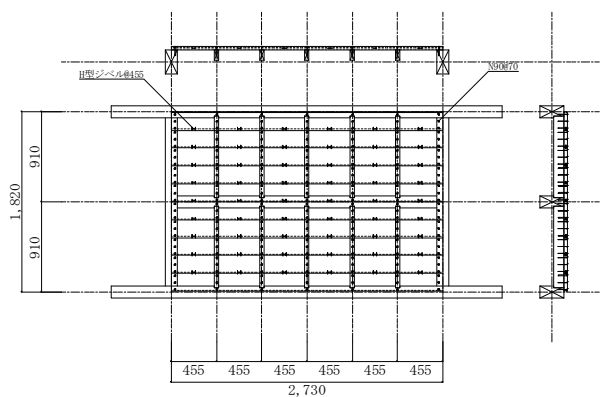


図 3.4.1-11 c2

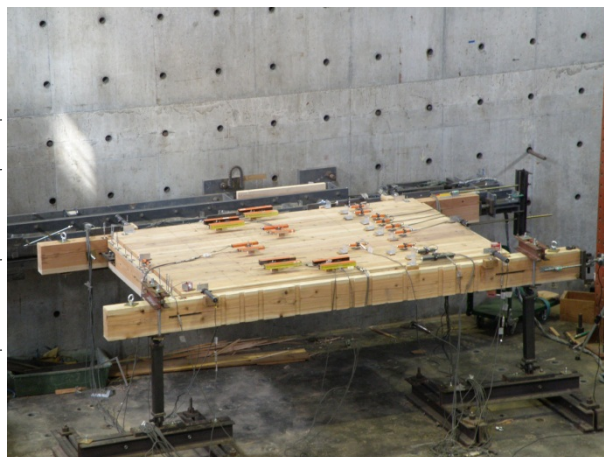


写真 3.4.1-11 c2

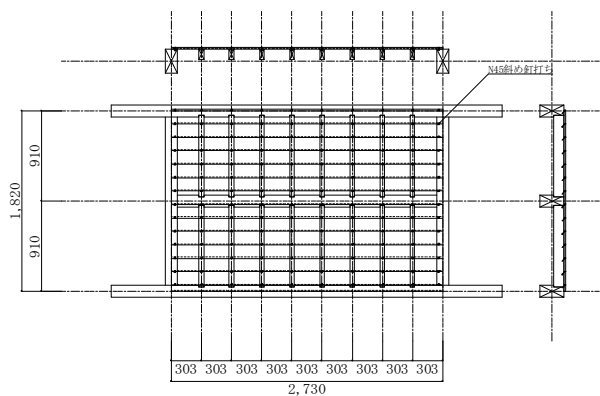


図 3.4.1-12 d1



写真 3.4.1-12 d1

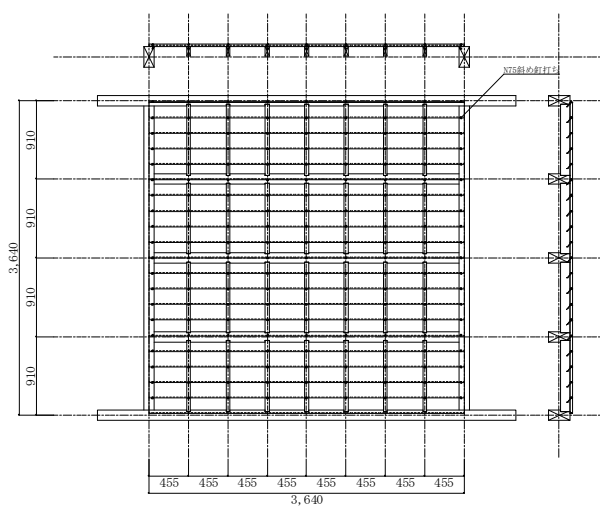


図 3.4.1-13 e1-1

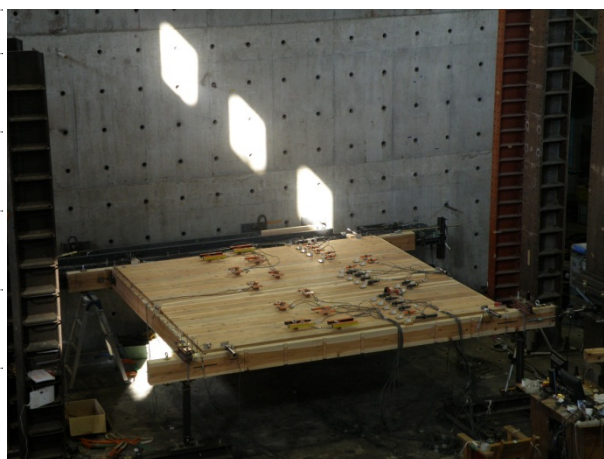


写真 3.4.1-13 e1-1

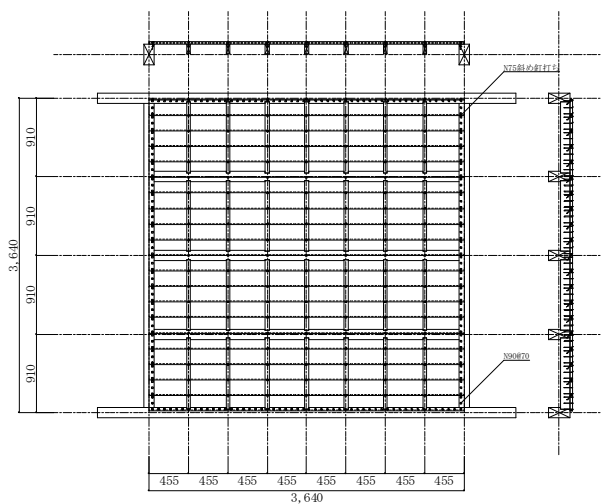


図 3.4.1-14 e1-2

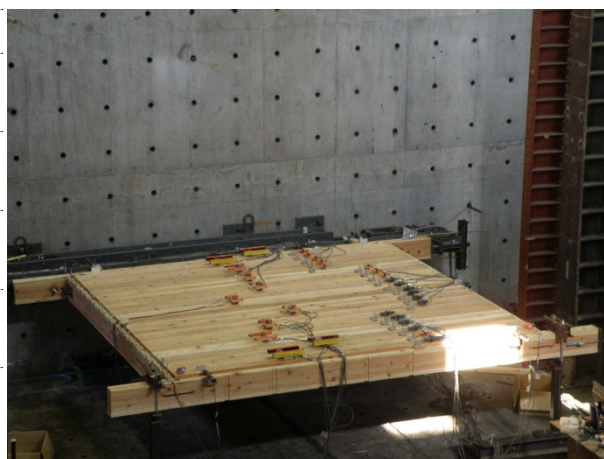


写真 3.4.1-14 e1-2

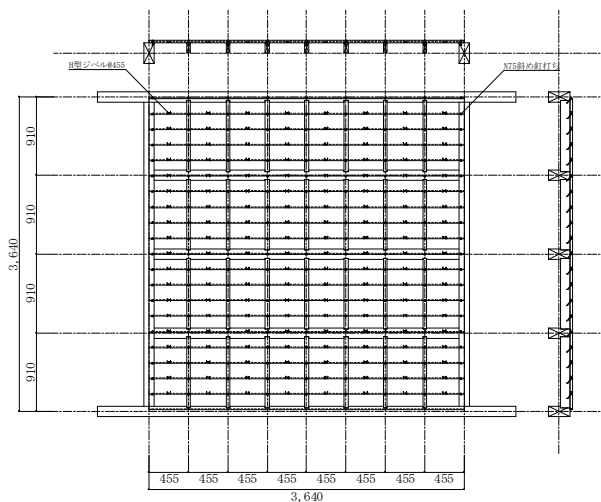


図 3.4.1-15 e2-1



写真 3.4.1-15 e2-15

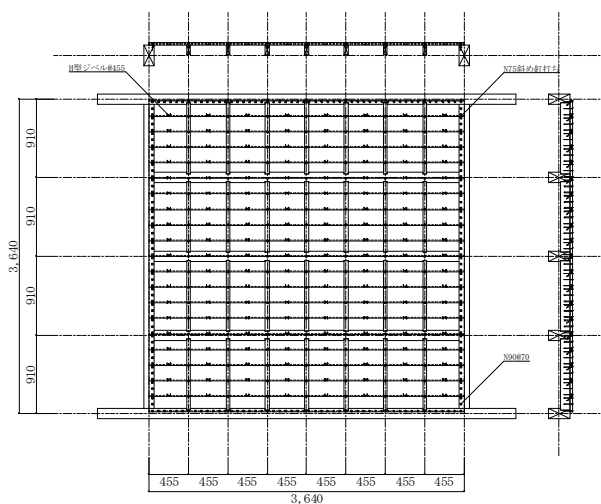


図 3.4.1-16 e2-2

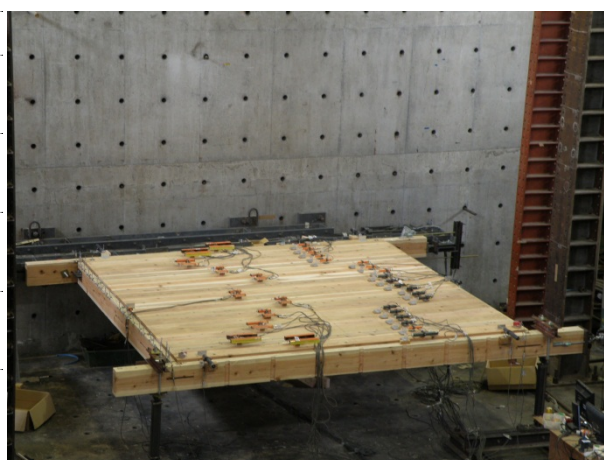


写真 3.4.1-16 e2-2

3) 試験方法

試験は、(財)日本住宅・木材技術センター「木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版)」の第6章6.3「鉛直構面及び水平構面の剛性と許容せん断耐力を算定するための試験」に準じて行った。加力方法は正負交番繰り返し加力とし、繰り返しはせん断変形角が $1/450$ 、 $1/300$ 、 $1/200$ 、 $1/150$ 、 $1/100$ 、 $1/75$ 、 $1/50$ 、 $1/30$ 、 $1/15$ 、 $1/10\text{rad}$ の正負変形時に行い、同一変形段階で1回ずつ繰り返した。

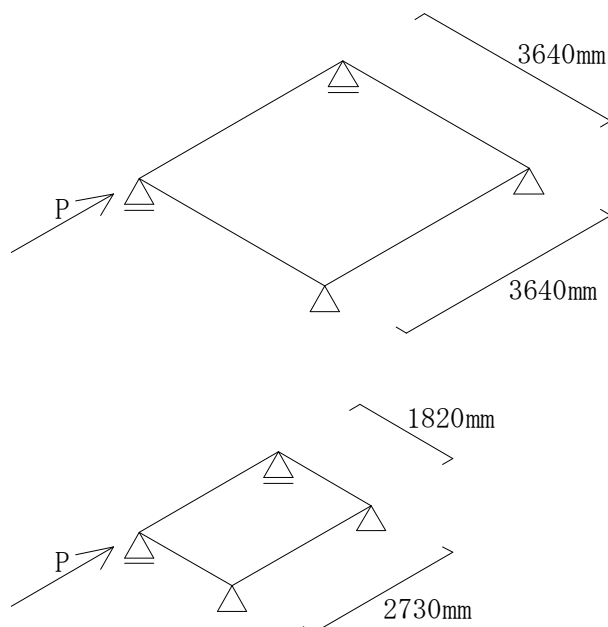
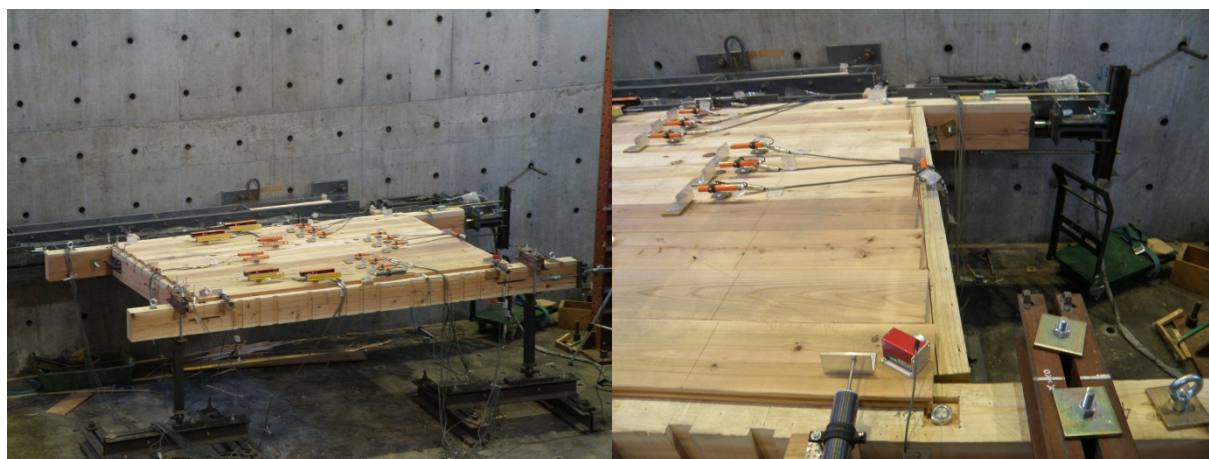


図 3.4.1-17 試験方法

4) 試験結果

各試験体の破壊状況を写真 3.4.1-17～写真 3.4.1-34 に、各試験体のせん断力 Q －変形角 R 関係の履歴曲線を図 3.4.1-18～図 3.4.1-29 に、包絡線を図 3.4.1-30～図 3.4.1-41 に示す。



全体

床板のズレ

写真 3.4.1-17 a1(1体目)の破壊状況(1/10rad 時)



全体

床板のズレ

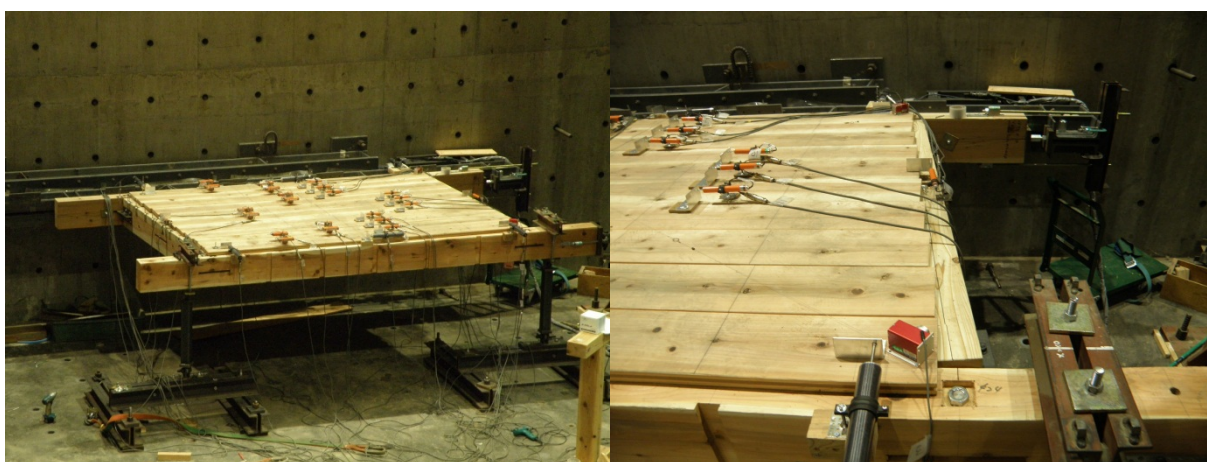
写真 3.4.1-18 a1 (2 体目) の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

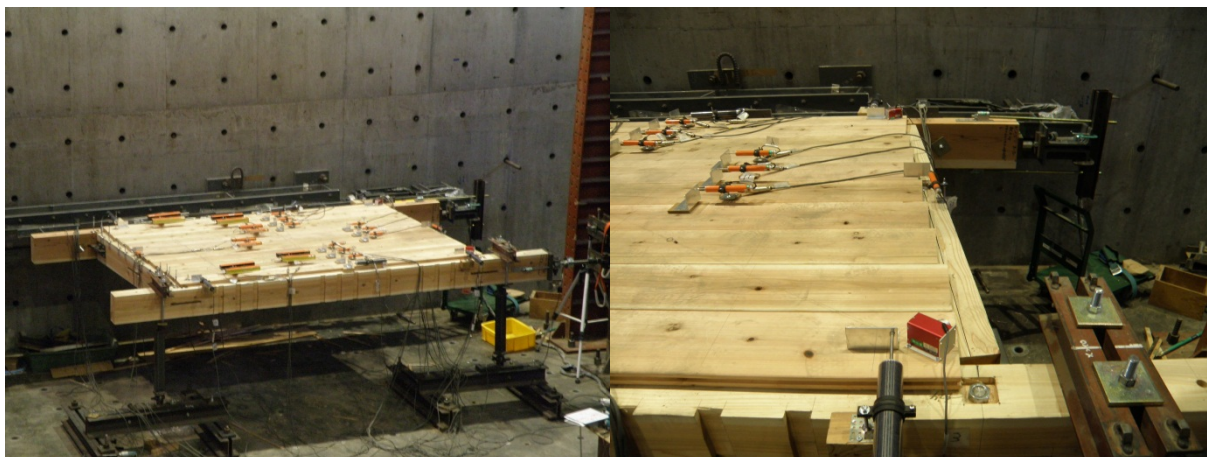
写真 3.4.1-19 a1 (3 体目) の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

写真 3.4.1-20 a2-1 (1 体目) の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

写真 3.4.1-21 a2-1 (2 体目) の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

写真 3.4.1-22 a2-1 (3 体目) の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

写真 3.4.1-23 a2-2 の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

写真 3.4.1-24 a2-3 の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

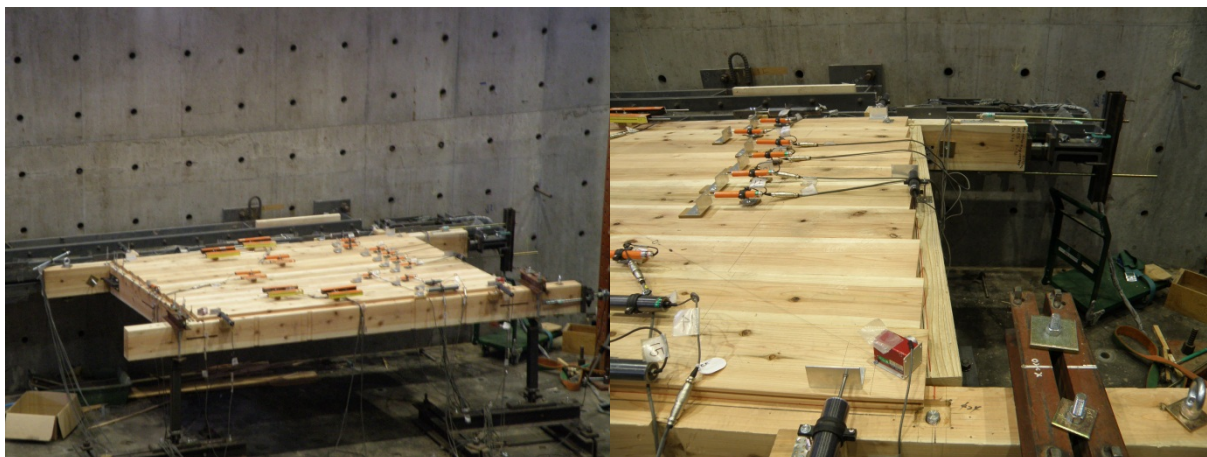
写真 3.4.1-25 b1 (1 体目) の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

写真 3.4.1-26 b1 (2 体目) の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

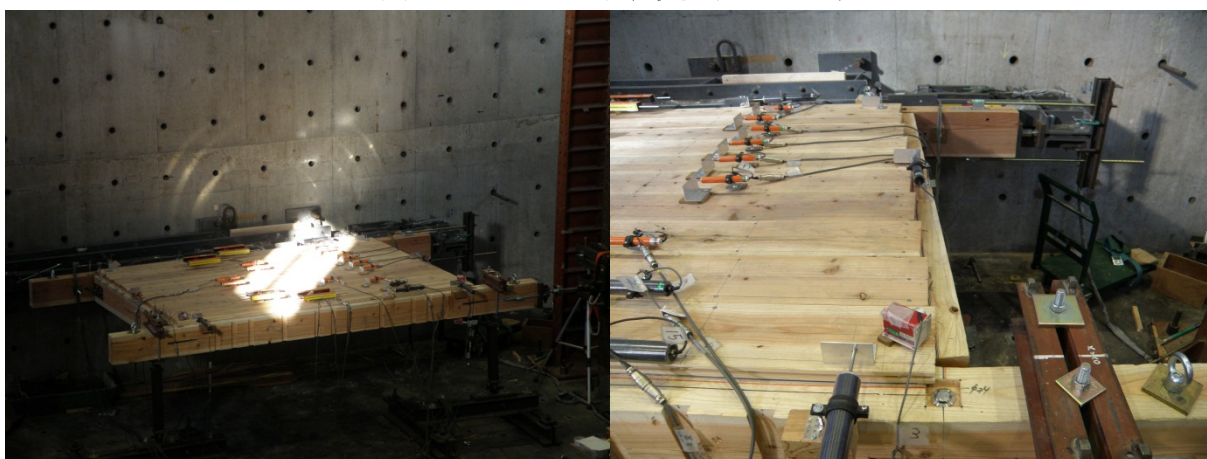
写真 3.4.1-27 b1 (3 体目) の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

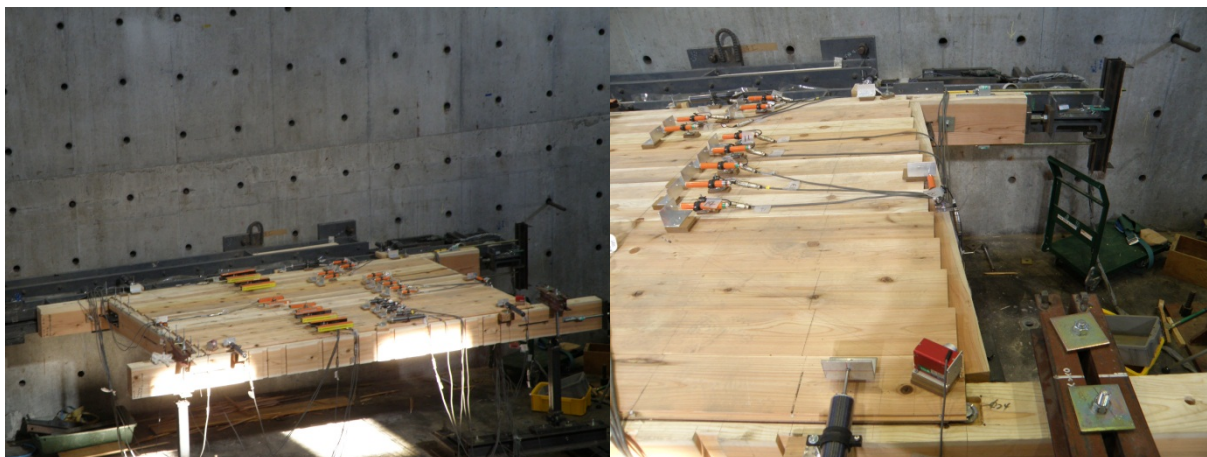
写真 3.4.1-28 c1 の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

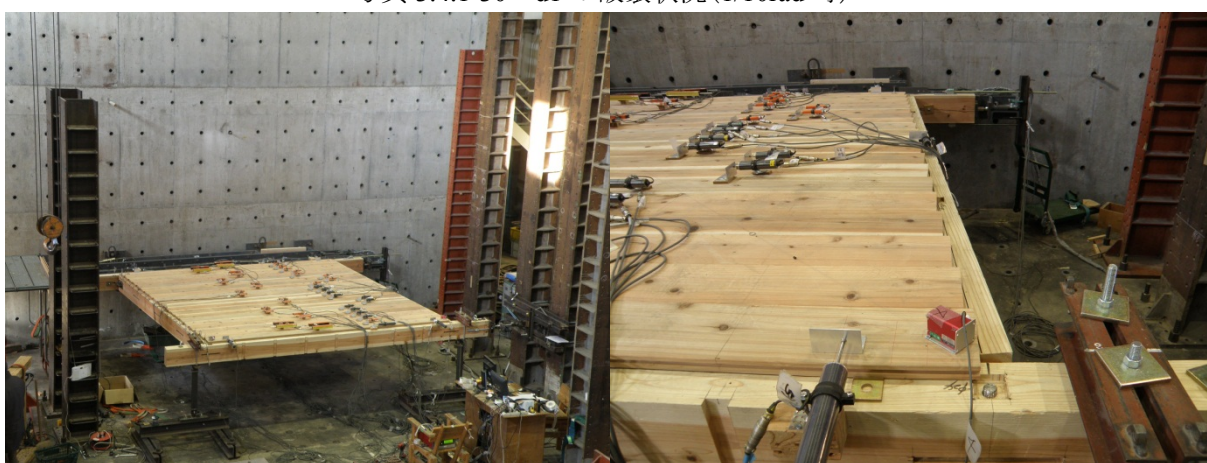
写真 3.4.1-29 c2 の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

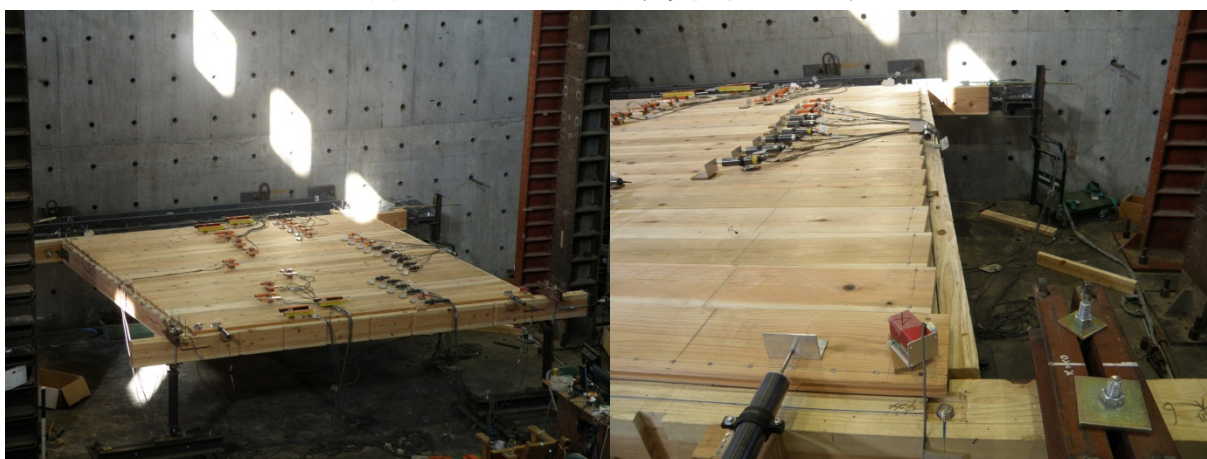
写真 3.4.1-30 d1 の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

写真 3.4.1-31 e1-1 の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

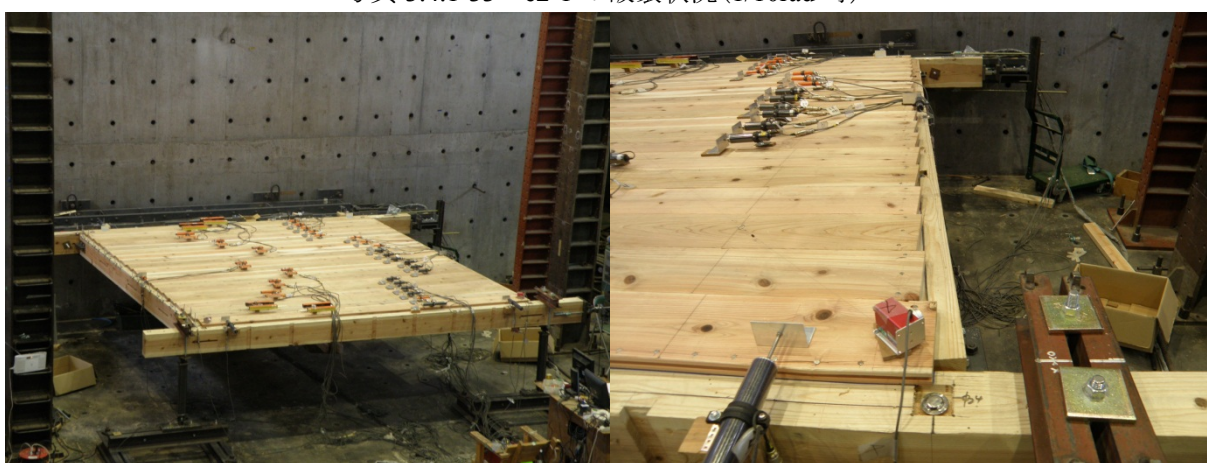
写真 3.4.1-32 e1-2 の破壊状況 (1/10rad 時)



全体

床板のズレ

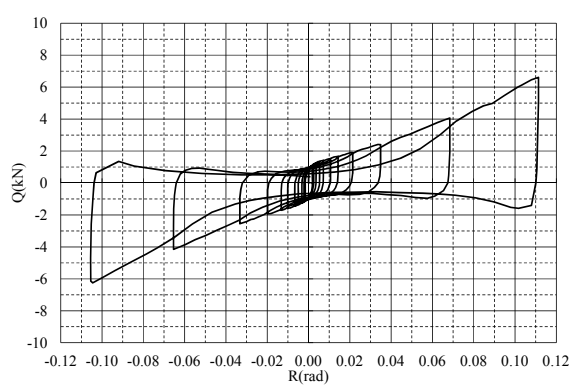
写真 3.4.1-33 e2-1 の破壊状況 (1/10rad 時)



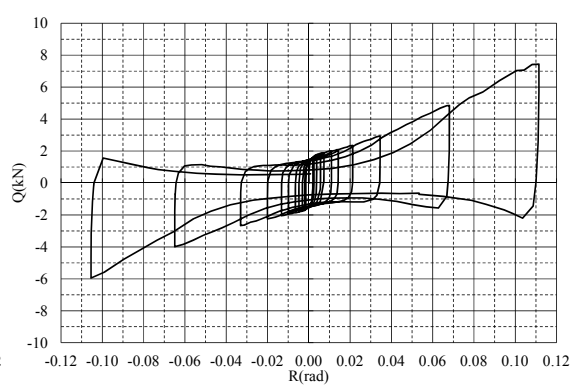
全体

床板のズレ

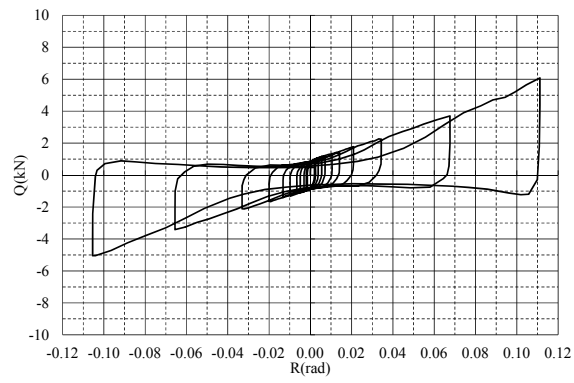
写真 3.4.1-34 e2-2 の破壊状況 (1/10rad 時)



1 体目

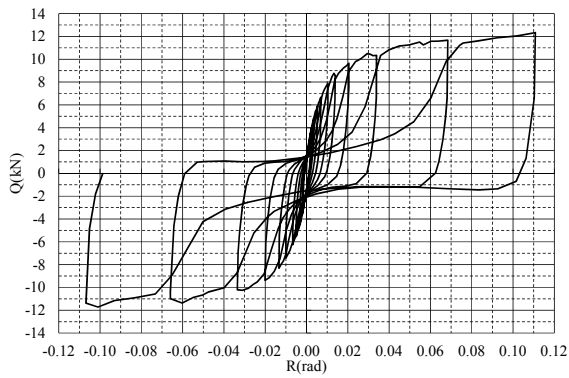


2 体目

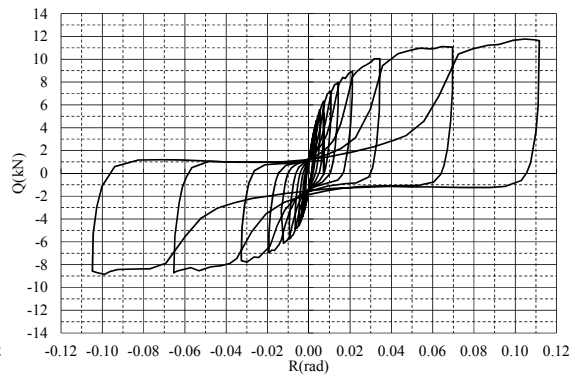


3 体目

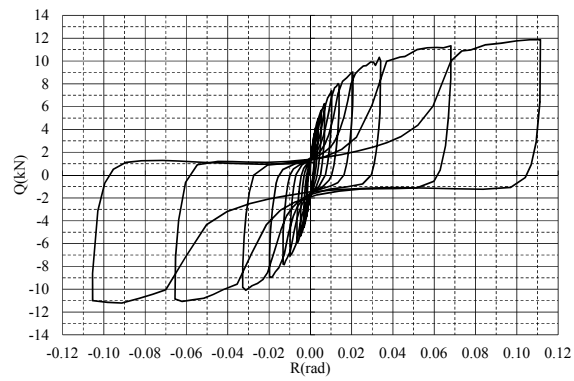
図 3.4.1-18 a1 の履歴曲線 (Q-R 関係)



1 体目



2 体目



3 体目

図 3.4.1-19 a2-1 の履歴曲線 (Q-R 関係)

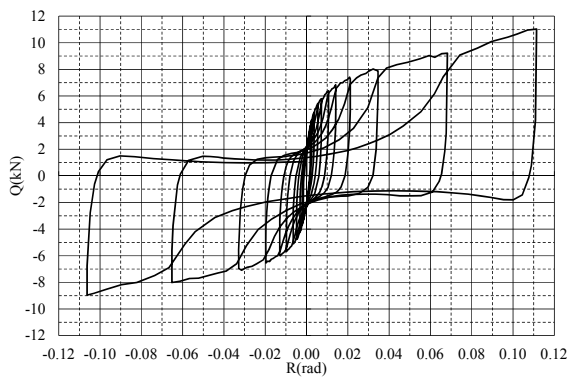


図 3.4.1-20 a2-2 の履歴曲線 (Q-R 関係)

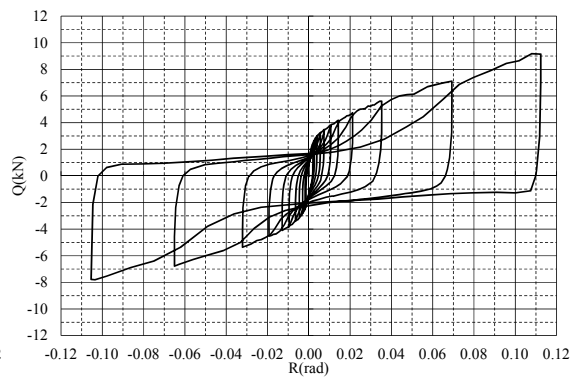
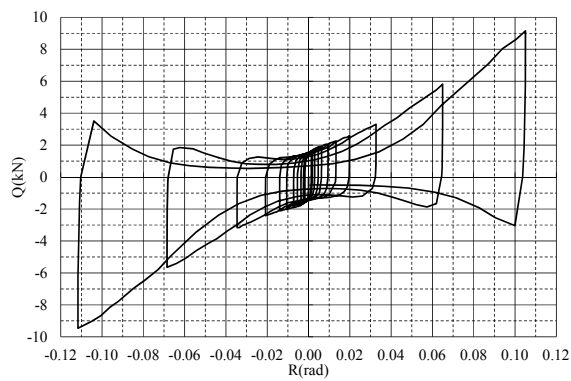
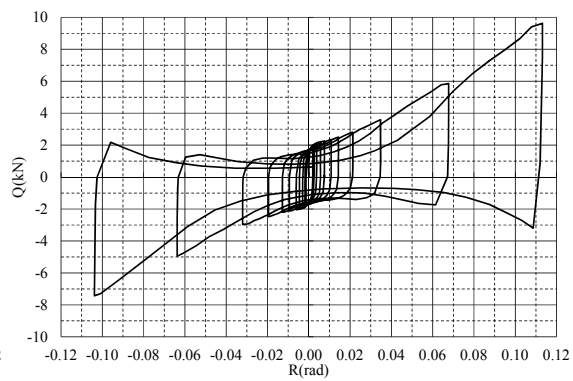


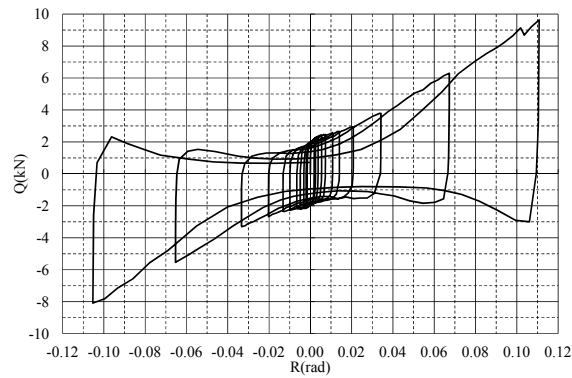
図 3.4.1-21 a2-3 の履歴曲線 (Q-R 関係)



1 体目



2 体目



3 体目

図 3.4.1-22 b1 の履歴曲線 (Q-R 関係)

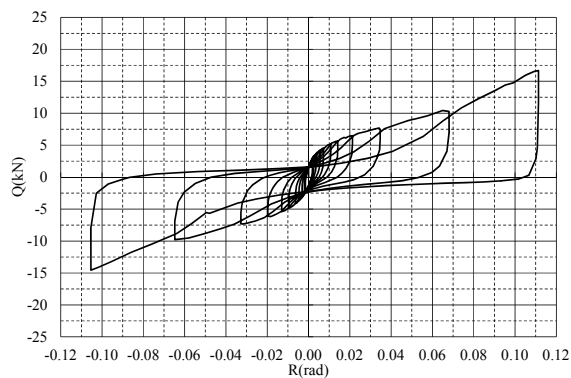


図 3.4.1-23 c1 の履歴曲線 (Q-R 関係)

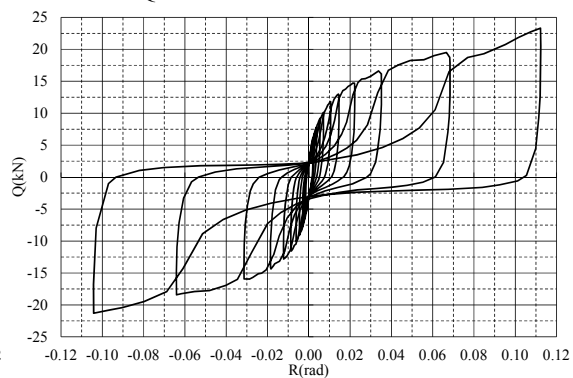


図 3.4.1-24 c2 の履歴曲線 (Q-R 関係)

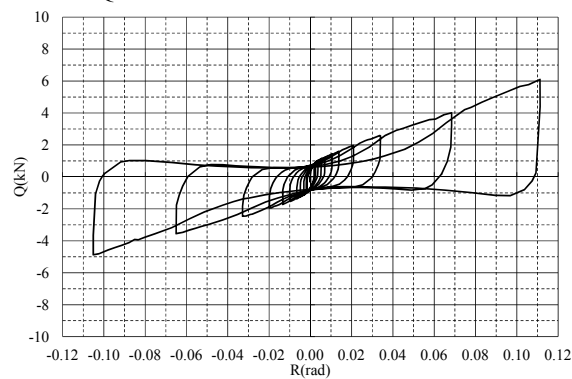


図 3.4.1-25 d1 の履歴曲線 (Q-R 関係)

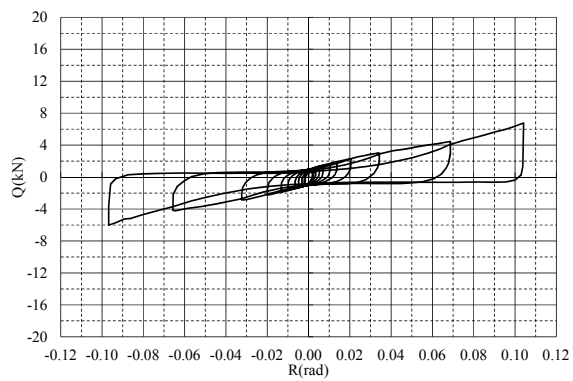


図 3.4.1-26 e1-1 の履歴曲線(Q-R 関係)

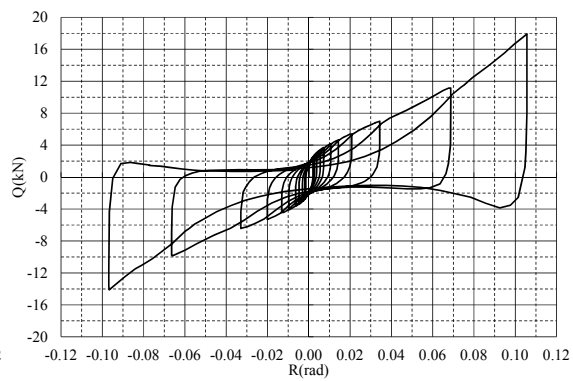


図 3.4.1-27 e1-2 の履歴曲線(Q-R 関係)

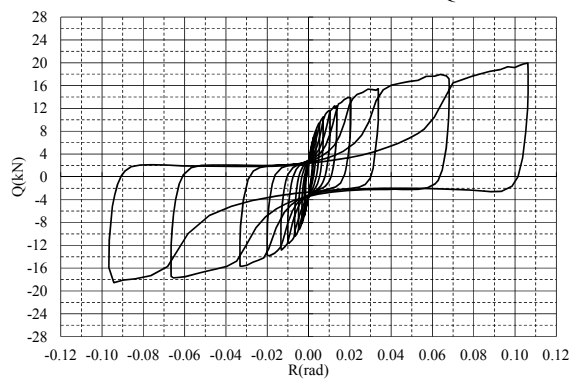


図 3.4.1-28 e2-1 の履歴曲線(Q-R 関係)

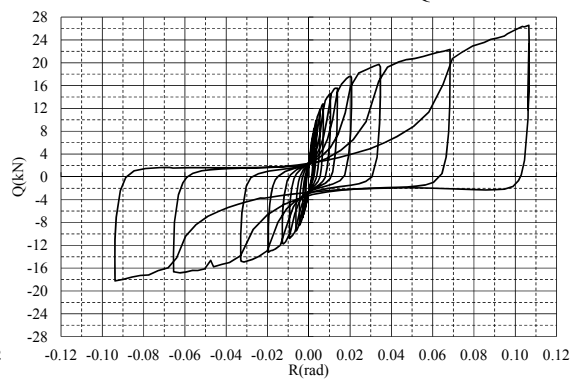
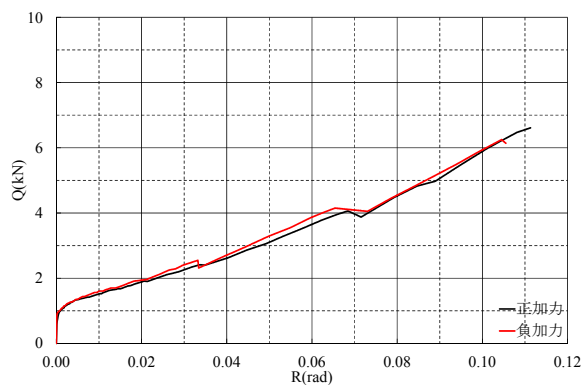
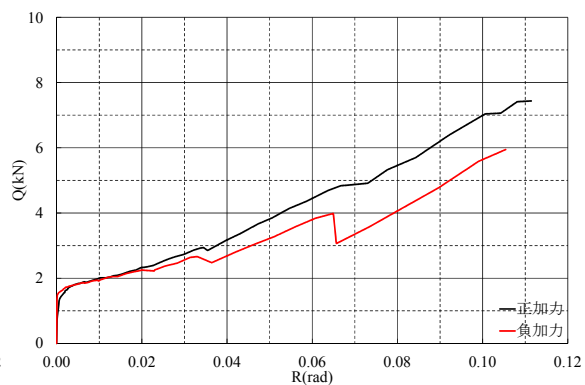


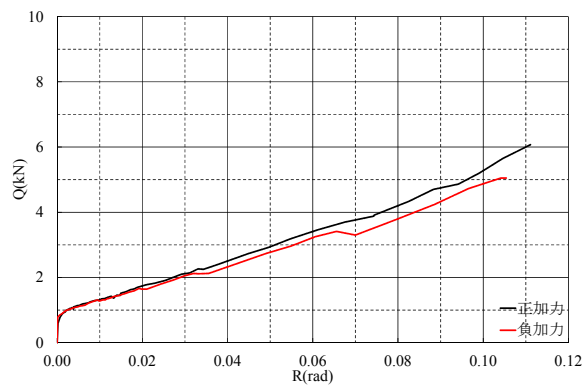
図 3.4.1-29 e2-2 の履歴曲線(Q-R 関係)



1 体目



2 体目



3 体目

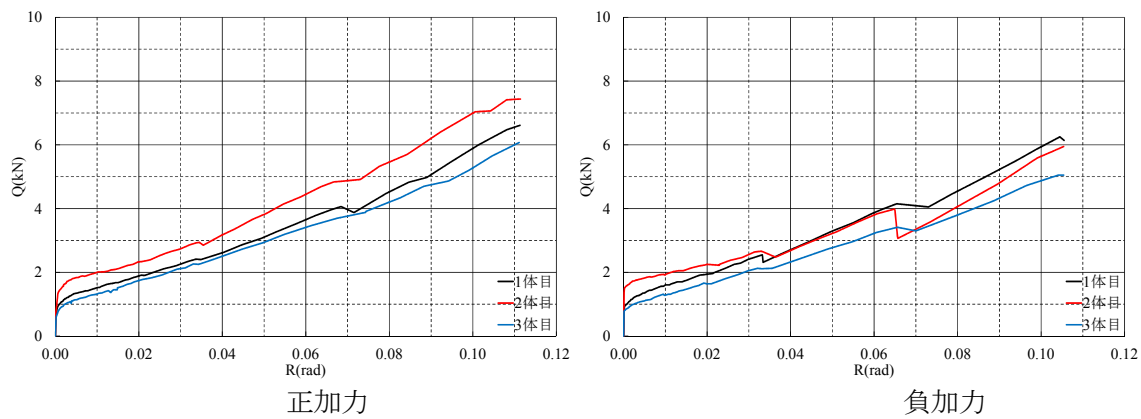


図 3.4.1-30 a1 の包絡線(Q-R 関係)

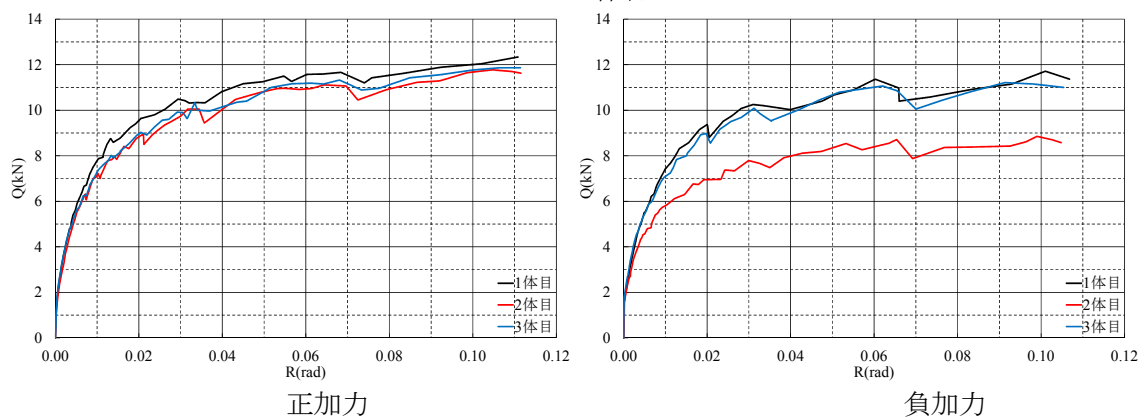
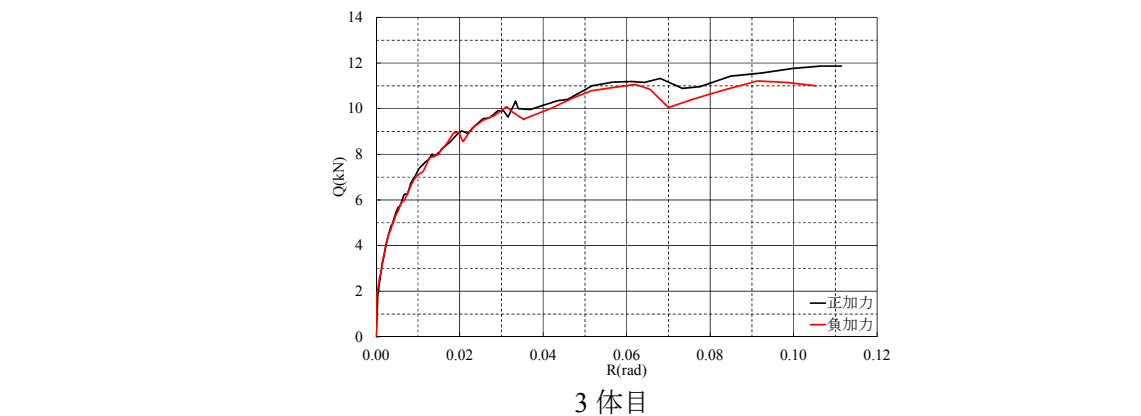
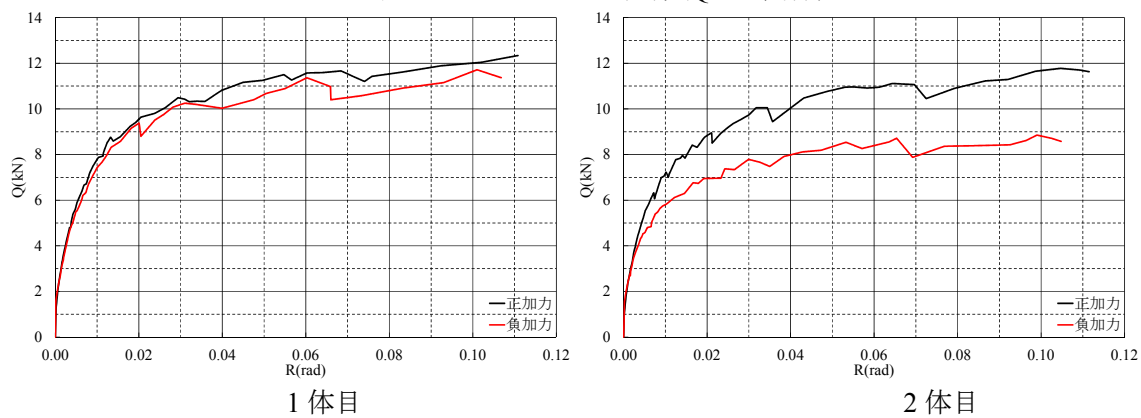


図 3.4.1-31 a2-1 の包絡線(Q-R 関係)

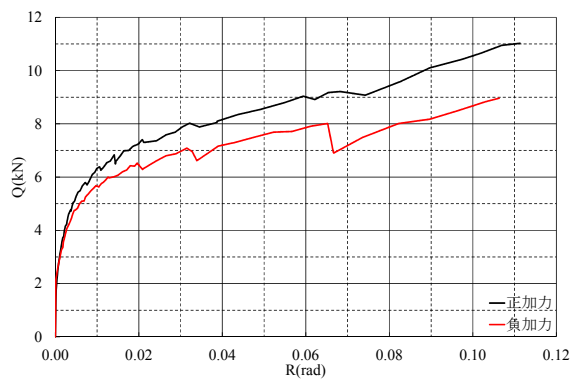


図 3.4.1-32 a2-2 の包絡線 (Q-R 関係)

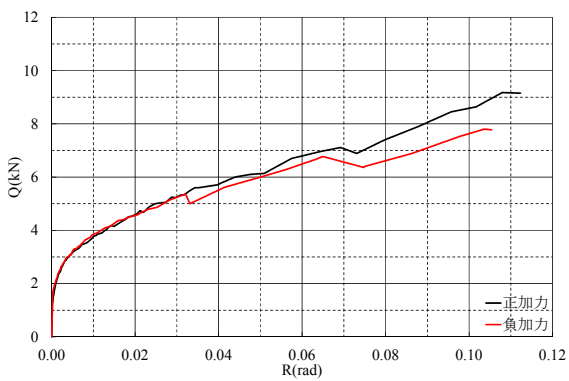
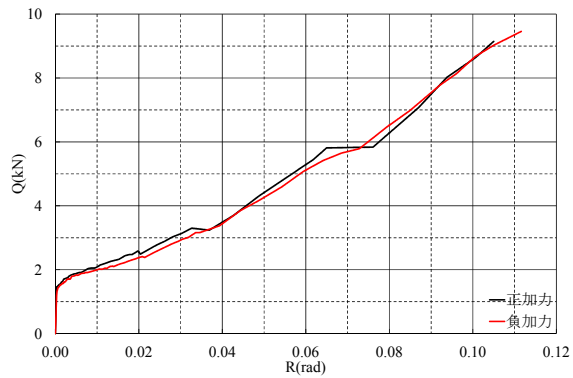
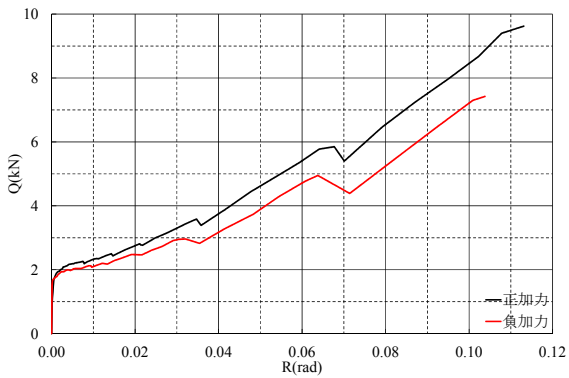


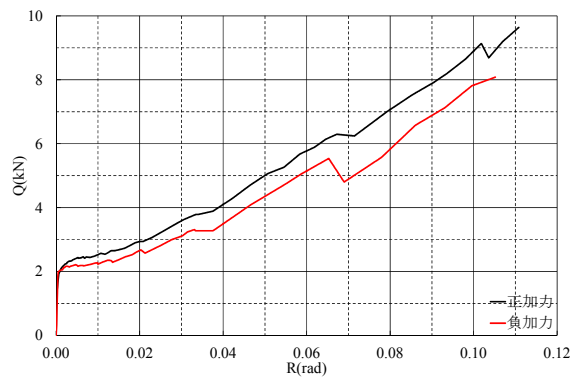
図 3.4.1-33 a2-3 の包絡線 (Q-R 関係)



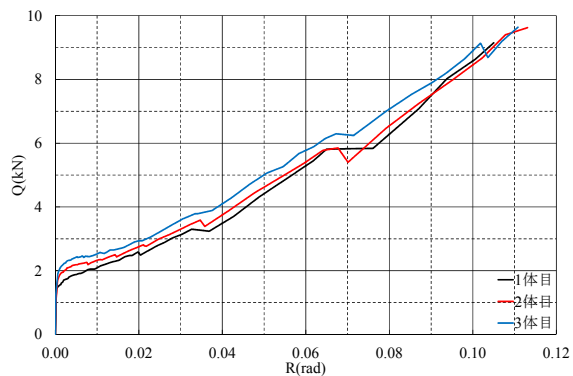
1 体目



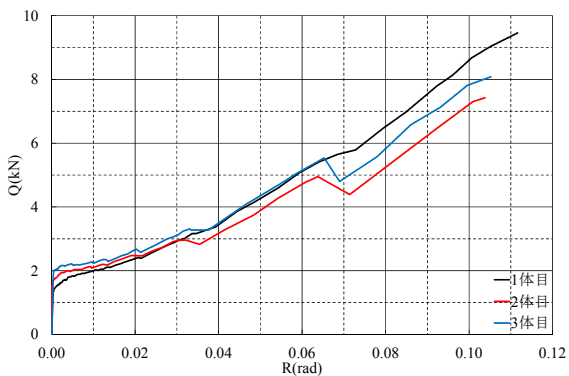
2 体目



3 体目



正加力



負加力

図 3.4.1-34 b1 の包絡線 (Q-R 関係)

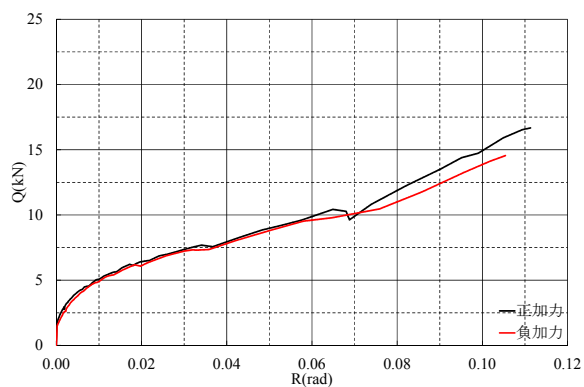


図 3.4.1-35 c1 の包絡線(Q-R 関係)

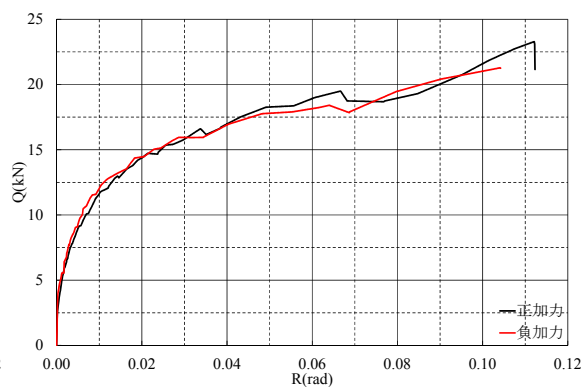


図 3.4.1-36 c2 の包絡線(Q-R 関係)

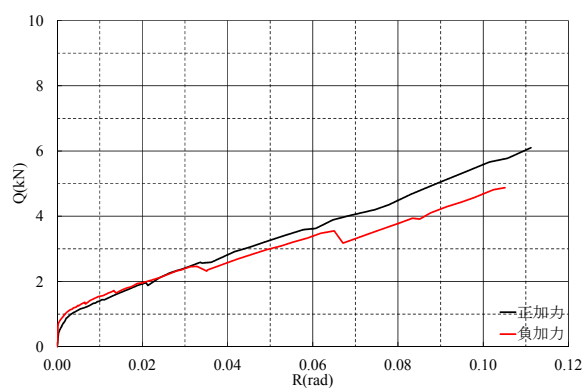


図 3.4.1-37 d1 の包絡線(Q-R 関係)

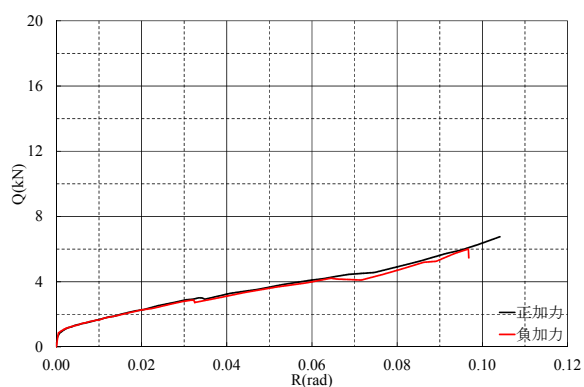


図 3.4.1-38 e1-1 の包絡線(Q-R 関係)

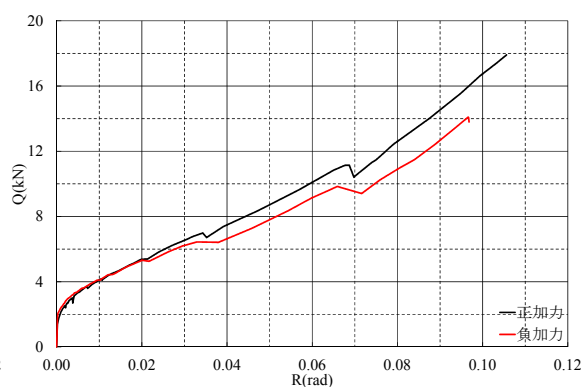


図 3.4.1-39 e1-2 の包絡線(Q-R 関係)

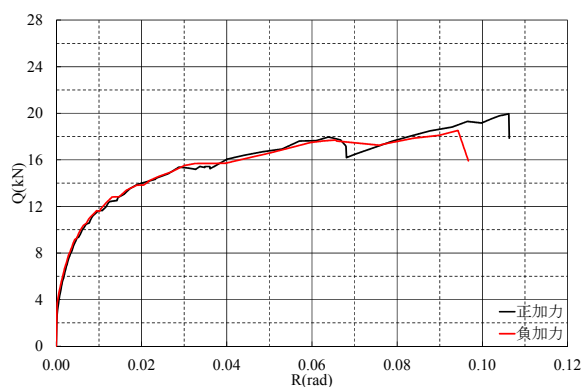


図 3.4.1-40 e2-1 の包絡線(Q-R 関係)

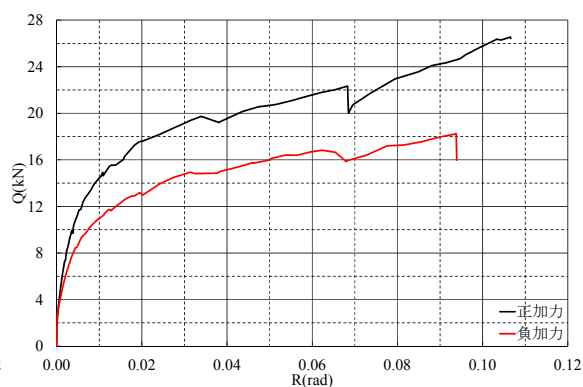


図 3.4.1-41 e2-2 の包絡線(Q-R 関係)

床板と根太を設けていない軸組のみの試験体と a1 の m 当たりのせん断力 ΔQ —変形角 R 関係の包絡線の比較を図 3.4.1-42 に示す。床を貼っていない軸組のみの試験体は、桁の仕口をピンとして接合しているため、初期から終局まで一定の値(0.03kN/m)を示し、床水平構面試験体の中で耐力の低い a1 と比較しても軸組の耐力が無視出来る値であることが確認できた。

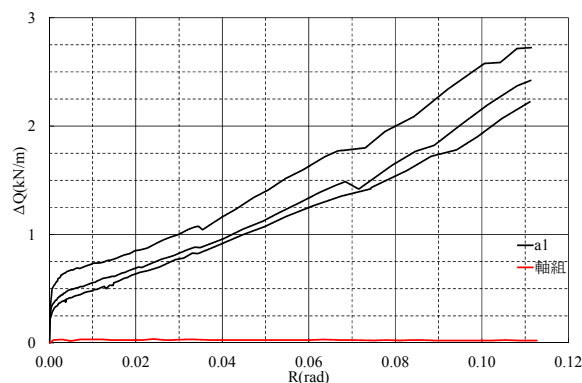


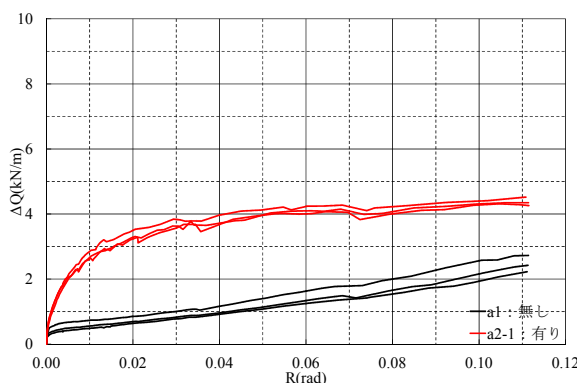
図 3.4.1-42 a1 と軸組の比較

5) 試験結果の比較

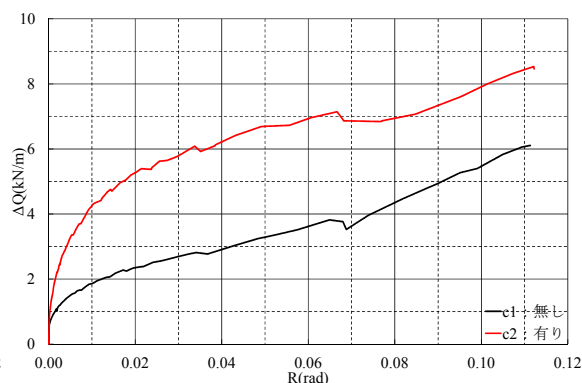
①H 型ジベルの有無

N75 斜め打ち仕様(a1 : H 型ジベル無し, a2-1 : H 型ジベル有り)

N90@70mm 脳天打ち仕様(c1 : H 型ジベル無し, c2 : H 型ジベル有り)



N75 斜め打ち仕様



N90@70mm 脳天打ち仕様

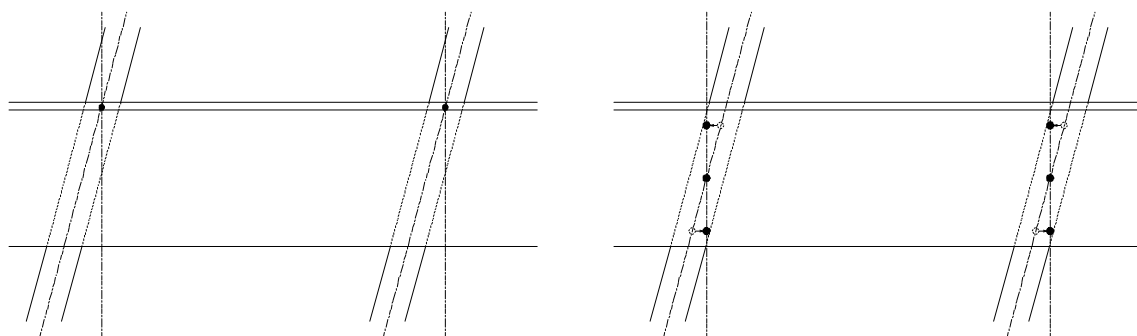
図 3.4.1-43 H 型ジベルの有無

N75 斜め打ち仕様で H 型ジベルを設けていない a1 では、図 3.4.1-44 に示すように床板 1 枚あたりでは実部に 1 列で釘打ちしているので、軸組の変形に対して釘がせん断抵抗しないため、抵抗力は発生しないと考えられるが、床水平構面としては、耐力は低いが変形の増加に伴い耐力が上昇していった。これは、床板を隙間なく配置していることにより、軸組の変形が大きくなるにつれて床板間に摩擦力が発生して、床板間のずれによる変形に対して抵抗したことが原因と考えられる。N75 斜め打ち仕様で H 型ジベルを設けた a2-1 では、床板間のずれによる変形に対して摩擦力+H 型ジベルによって抵抗するため、床板全体の一体性が向上し、a1 と比較すると大幅な耐力の向上が見られた。

N90@70mm 脳天打ち仕様で H 型ジベルを設けていない c1 では、図 3.4.1-44 に示すように床板一

根太接合の N90 のせん断すべりによって抵抗し、さらに、軸組の変形が大きくなるにつれて床板間のずれによる変形に対して抵抗している摩擦力が増加して、耐力が上昇していった。N90@70mm 脳天打ち仕様で H 型ジベルを設けた c2 では、床板間のずれによる変形に対して摩擦力+H 型ジベルによって抵抗するため、床板全体の一体性が向上し、c1 と比較すると大幅な耐力の向上が見られた。

これらの結果から、床板間に H 型ジベルを設けることによって、床板全体の一体性が向上し、大幅に耐力が向上することを確認できた。



N75 斜め打ち仕様

N90@70mm 脳天打ち仕様

図 3.4.1-44 軸組の変形による釘の抵抗

②H 型ジベルのピッチの違い

(a2-1 : H 型ジベル 455mm ピッチ, a2-2 : H 型ジベル 910mm ピッチ)

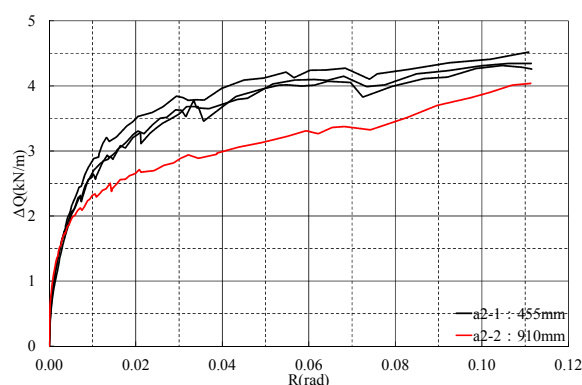


図 3.4.1-45 H 型ジベルのピッチの違い

H 型ジベルを 455mm ピッチに配置した a2-1 では、H 型ジベルを 910mm ピッチに配置した a2-2 に比べて、配置した H 型ジベルの数量の違いにより、1/200rad 以降の耐力に大幅な差が見られた。

③ジベルの仕様の違い

(a2-1 : H 型ジベル, a2-3 : 合釘)

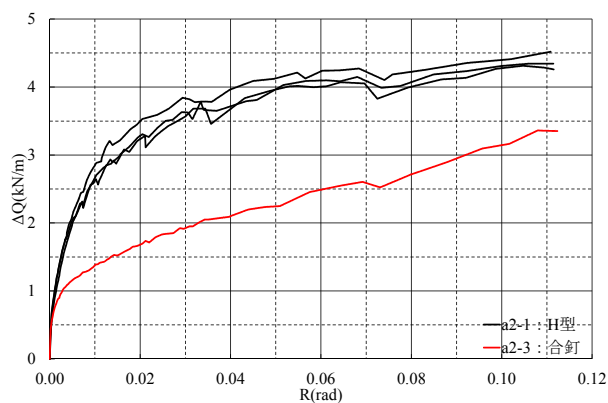
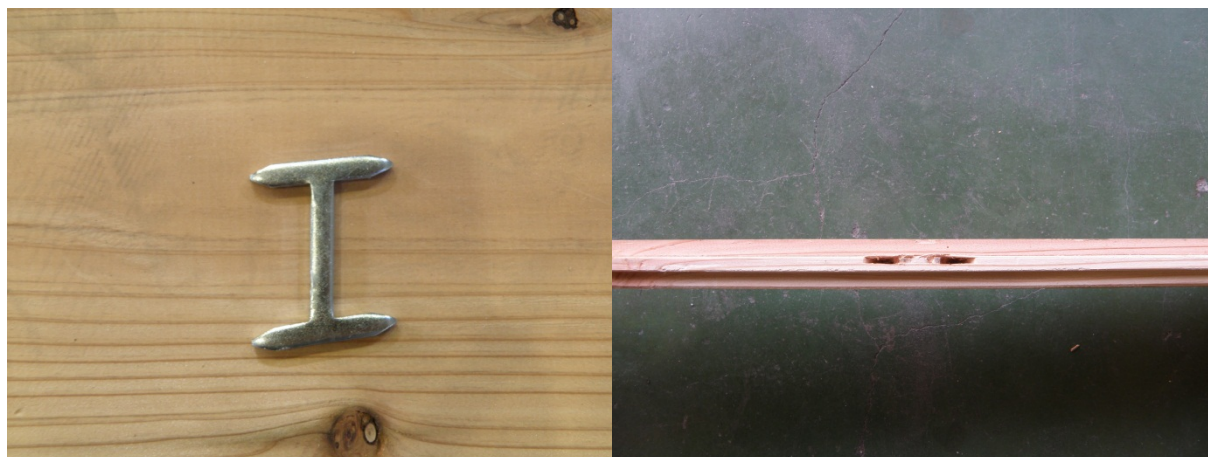


図 3.4.1-46 ジベルの仕様の違い

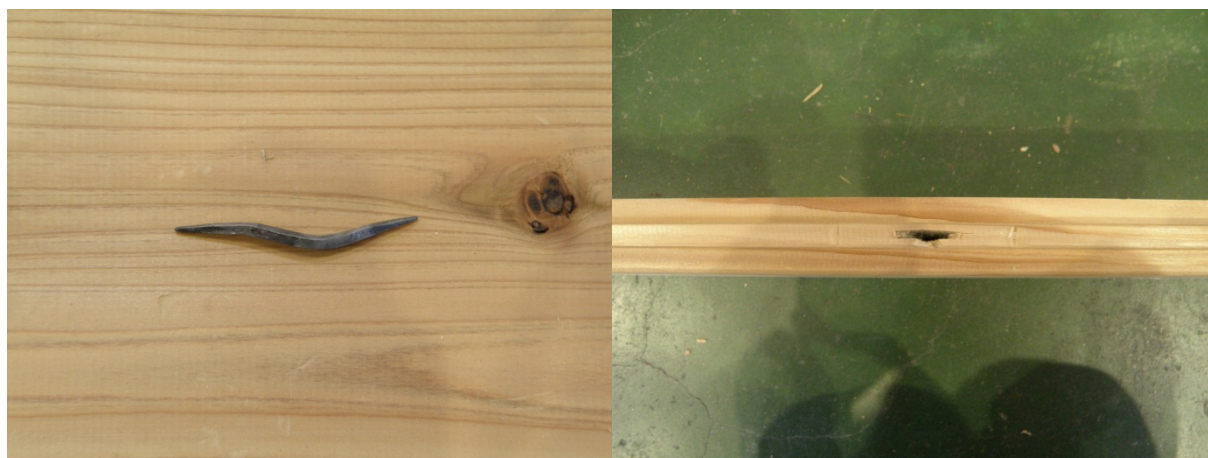
床板間のずれの拘束に H 型ジベルを設けた a2-1 と合釘を設けた a2-2 を比較すると、ジベルの木に当たる面の大きさの違いから、H 型ジベルを設けた a2-1 の方が大幅に耐力の高い結果となった。試験後の H 型ジベルと合釘は、写真 3.4.1-35、写真 3.4.1-36 の様な破壊状況である。



H 型ジベル

床板のめり込み跡

写真 3.4.1-35 H 型ジベルの破壊状況



合釘

床板のめり込み跡

写真 3.4.1-36 合釘の破壊状況

④床板一根太，桁接合の仕様の違い

(a1 : N75 斜め打ち, b1 : コーススレッド斜め打ち, c1 : N90@70mm 脳天打ち)

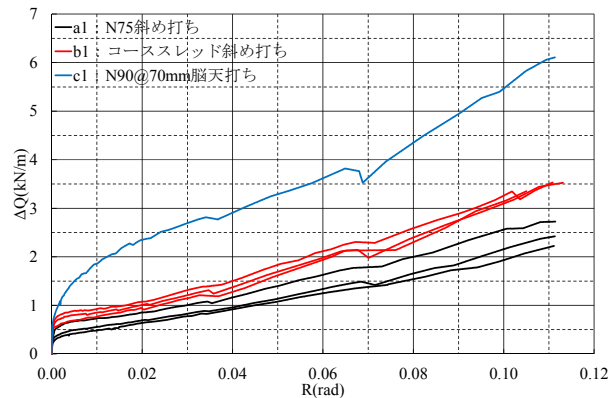


図 3.4.1-47 床板一根太，桁接合の仕様の違い

N75 斜め打ち仕様の a1 とコーススレッド斜め打ち仕様の b1 では、床板 1 枚あたりでは実部に 1 列で釘及びコーススレッドで留めつけているので、軸組の変形による抵抗力は発生しないと考えられるが、床水平構面としては、耐力は低いが変形の増加に伴い耐力が上昇していった。これは、床板を隙間なく配置していることにより、軸組の変形が大きくなるにつれて床板間に摩擦力が発生して、床板間のずれによる変形に対して抵抗したことが原因と考えられる。また、コーススレッドは N75 と比べるとせん断剛性が高いため、b1 の床板間に発生する摩擦力が a1 より大きくなり、床水平構面の耐力が若干高くなったと考えられる。N90@70mm 脳天打ち仕様の c1 では、床板一根太接合の N90 のせん断すべりによって抵抗することで、床板 1 枚あたりでも抵抗力が発生し、床水平構面の耐力が a1 及び b1 よりも大幅に高くなった。

⑤床板の厚さ及び幅の違い

(a1 : 床厚 30mm・床幅 180mm, d1 : 床厚 15mm・床幅 135mm)

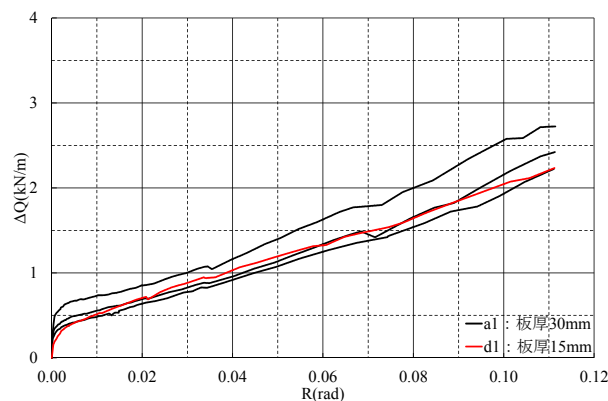


図 3.4.1-48 床板一根太，桁接合の仕様の違い

床厚 30mm の a1 と床厚 15mm の d1 は共に実部を斜め打ちする仕様であるので、床板 1 枚あたりでは実部に 1 列で釘打ちしているので抵抗力はほぼ見られず、床板間に発生する摩擦力により抵抗することによる床水平構面としての耐力が低いため、耐力に差は見られなかった。

⑥試験体の大きさの違い

H 型ジベル無し (a1 : 1820×2730mm, e1-1 : 3640×3640mm)

H 型ジベル有り (a2-1 : 1820×2730mm, e2-1 : 3640×3640mm)

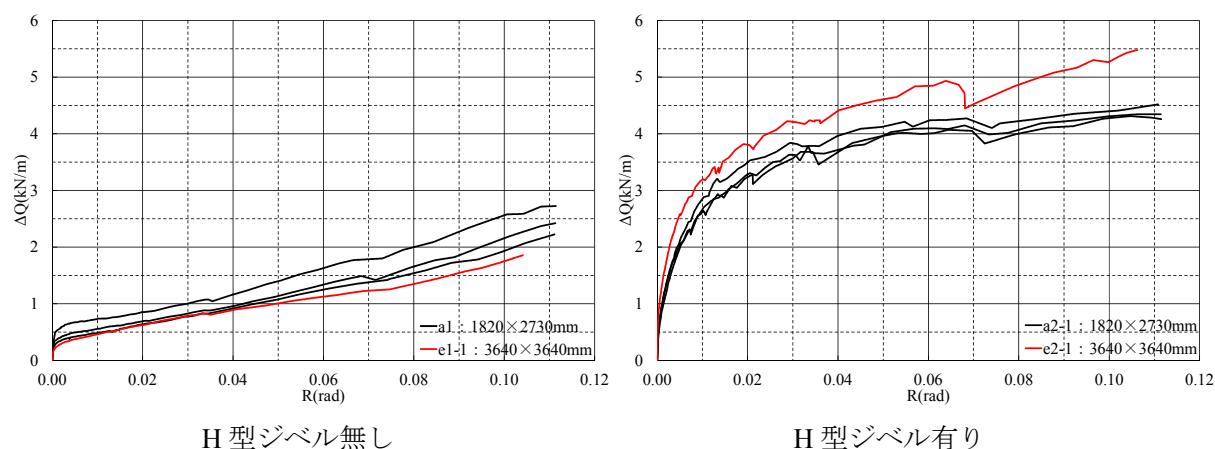


図 3.4.1-49 試験体の大きさの違い

N75 斜め打ち仕様で H 型ジベルを設けていない a1 及び e1-1 では、床水平構面としての耐力が低く、試験体の大きさの違いによる耐力の差は見られなかった。N75 斜め打ち仕様で H 型ジベルを設けた a2-1 及び e2-1 では、床水平構面としての耐力が高く、試験体の大きさが大きい e2-1 の耐力が高い結果となった。

これらの結果から、床板間に H 型ジベルを設けることによって、床水平構面の大きさの違いにより耐力に差が見られることが確認できた。

⑦外周部に N90@70mm 脳天打ちの有無

H 型ジベル無し (e1-1 : 外周部釘打ち無し, e1-2 : 外周部釘打ち有り)

H 型ジベル有り (e2-1 : 外周部釘打ち無し, e2-2 : 外周部釘打ち有り)

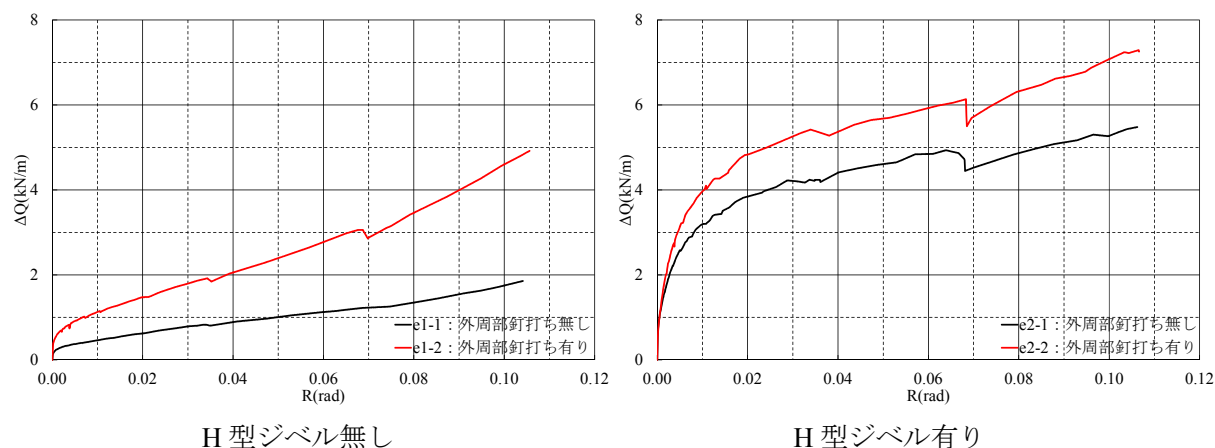


図 3.4.1-50 試験体の大きさの違い

N75 斜め打ち仕様で H 型ジベルを設けていない e1-1 及び e1-2 では、外周部に N90 を 70mm ピッチで脳天打ちすることによって初期変形時では 1.0kN/m 程度、終局変形時では 2.0~2.5kN/m 程度の耐力の向上が見られた。原因としては、外周部の N90 のせん断すべりによる抵抗と外周部の N90

によって床板が拘束されることによる床板間に発生する摩擦力の向上であると考えられる。

N75 斜め打ち仕様で H 型ジベルを設けた e2-1 及び e2-2 では、外周部に N90 を 70mm ピッチで脳天打ちすることによって 1.0kN/m 程度の耐力の向上が見られた。

完全弾塑性評価

床水平構面試験体の完全弾塑性評価結果を図 3.4.1-51～図 3.4.1-62、表 3.4.1-3～表 3.4.1-4 に示す。完全弾塑性評価は、変形角が 1/15rad までのせん断力 Q －変形角 R 関係の包絡線で行い、試験体は各 1 体ずつしか行っていない試験体は、特性値のばらつきを考慮せずに算出した。

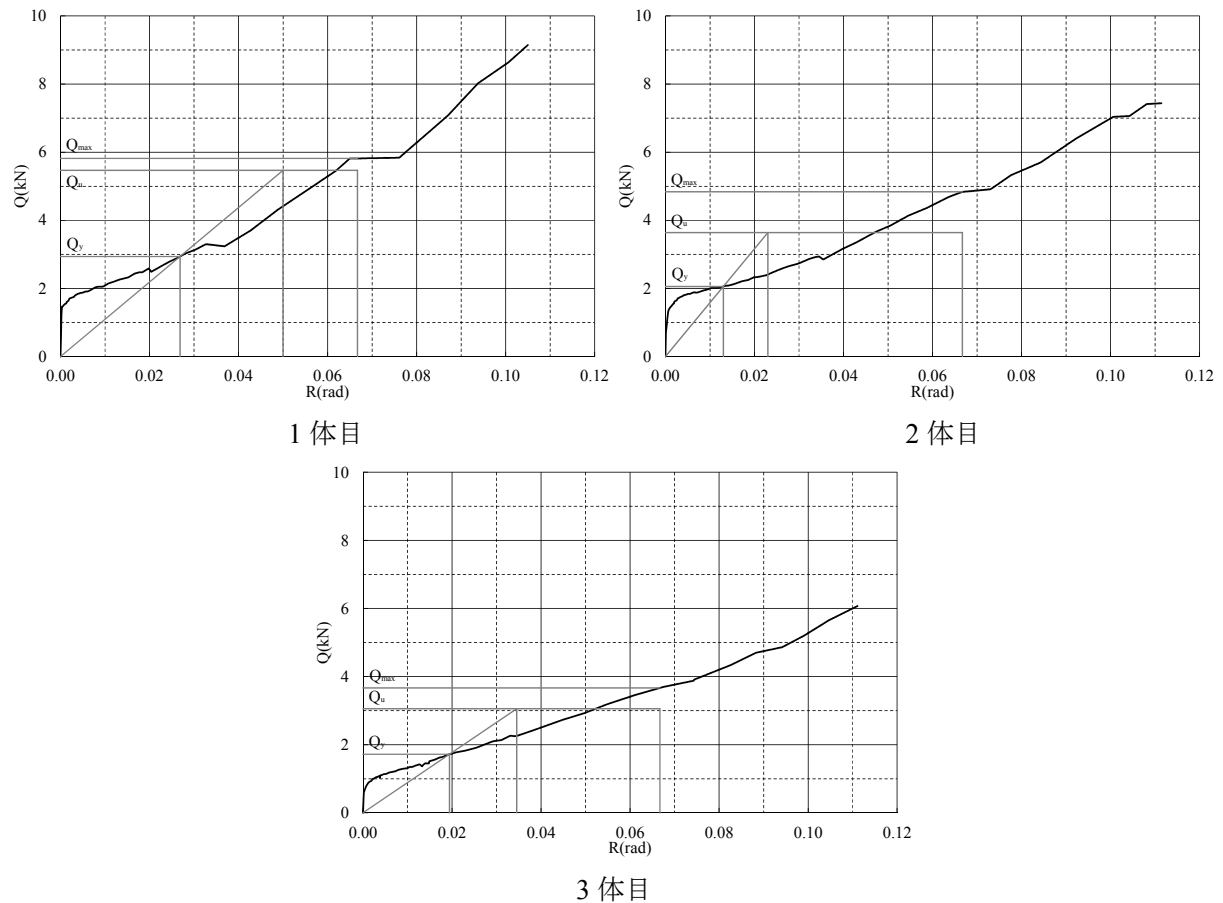
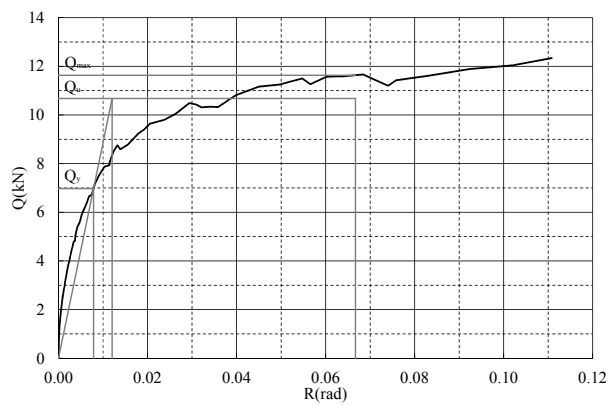
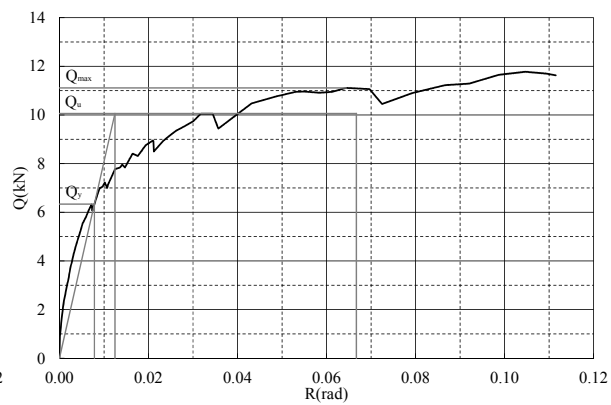


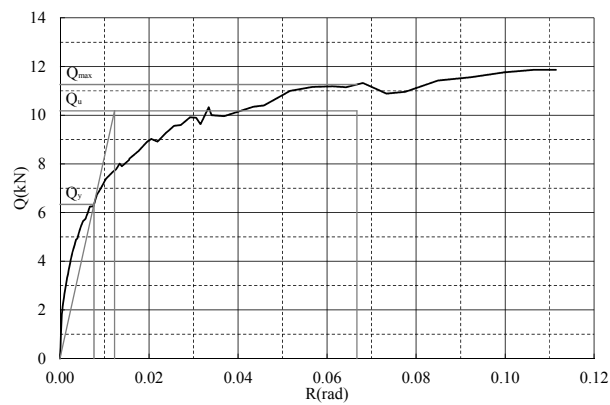
図 3.4.1-51 a1 の完全弾塑性評価



1 体目



2 体目



3 体目

図 3.4.1-52 a2-1 の完全弾塑性評価

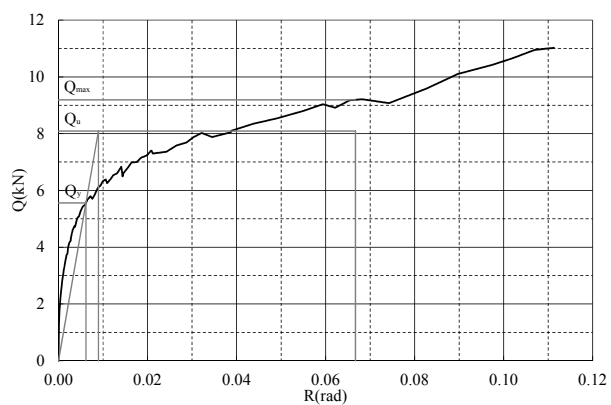


図 3.4.1-53 a2-2 の完全弾塑性評価

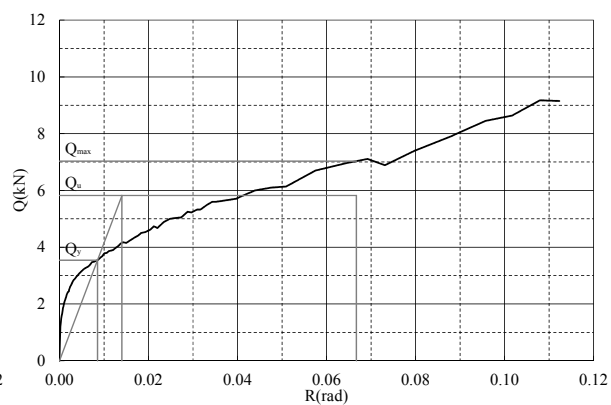
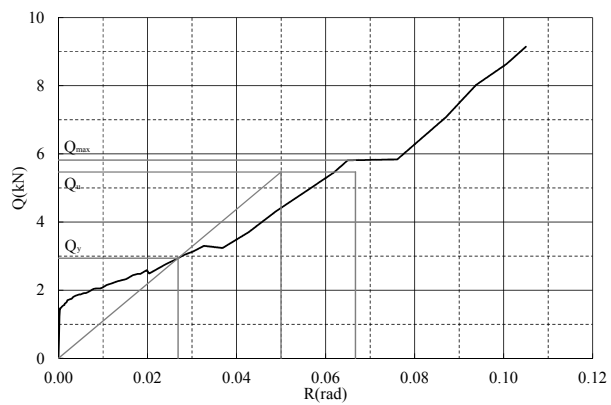
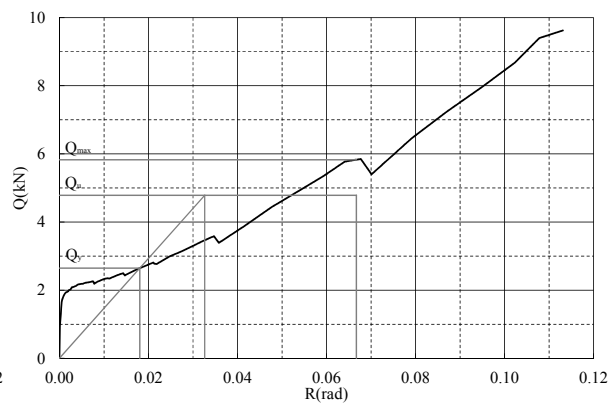


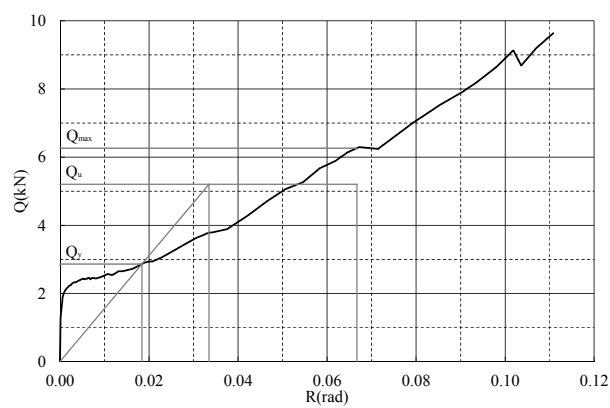
図 3.4.1-54 a2-3 の完全弾塑性評価



1 体目



2 体目



3 体目

図 3.4.1-55 b1 の完全弾塑性評価

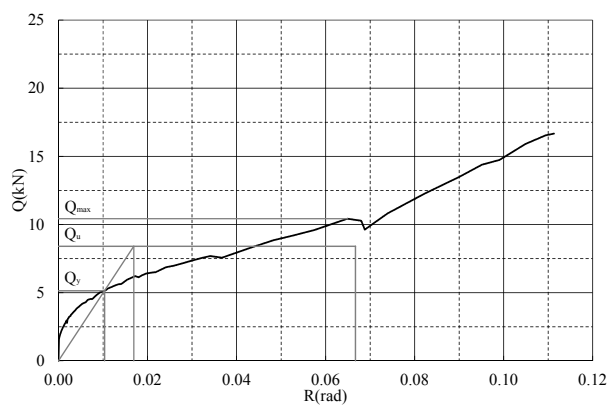


図 3.4.1-56 c1 の完全弾塑性評価

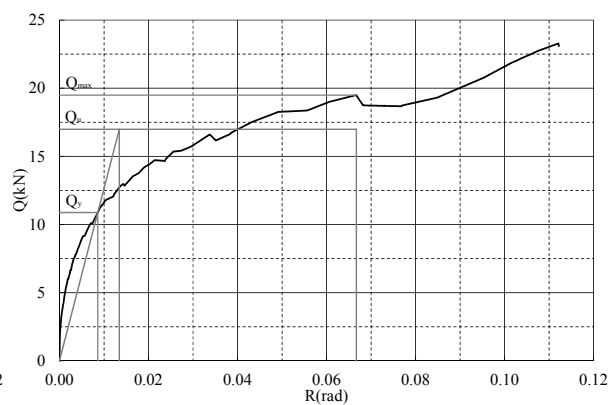


図 3.4.1-57 c2 の完全弾塑性評価

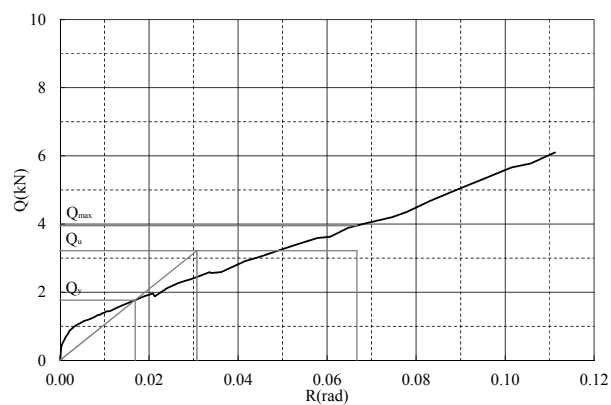


図 3.4.1-58 d1 の完全弾塑性評価

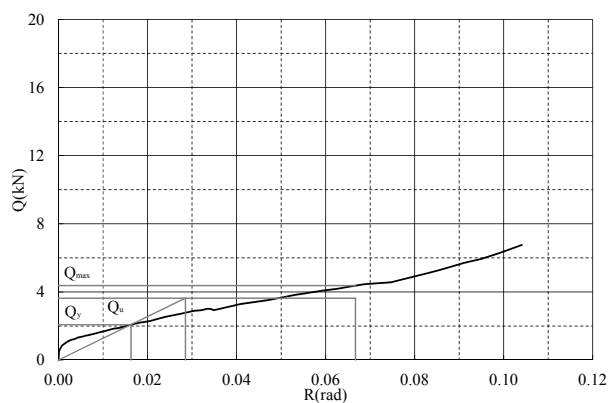


図 3.4.1-59 e1-1 の完全弾塑性評価

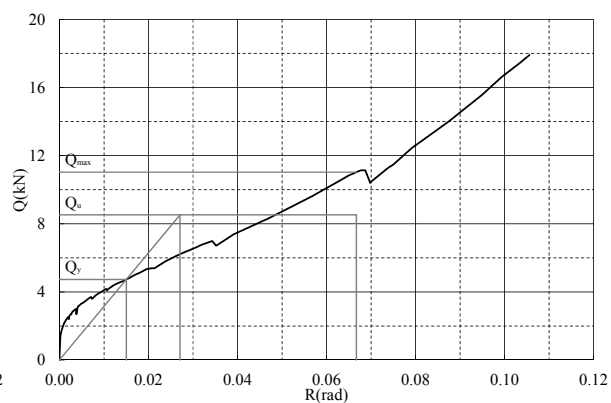


図 3.4.1-60 e1-2 の完全弾塑性評価

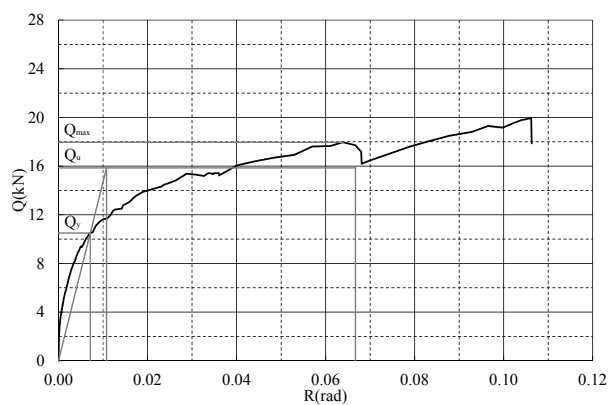


図 3.4.1-61 e2-1 の完全弾塑性評価

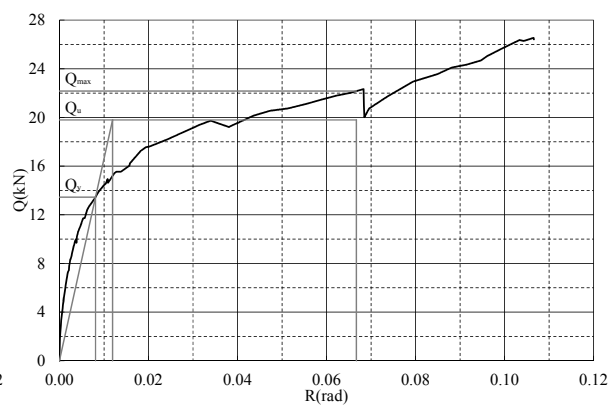


図 3.4.1-62 e2-2 の完全弾塑性評価

表 3.4.1-3 試験体数を 3 体ずつ行った床水平構面試験体の完全弾塑性評価結果

		a1						a2-1						b1					
		1体目	2体目	3体目	平均値	変動係数	50%下限値	1体目	2体目	3体目	平均値	変動係数	50%下限値	1体目	2体目	3体目	平均値	変動係数	50%下限値
K	(kN/rad)	108	158	89	118	0.25	104	887	807	830	842	0.04	826	109	147	156	137	0.15	128
Q _y	(kN)	1.71	2.06	1.72	1.83	0.09	1.75	6.97	6.34	6.34	6.55	0.05	6.41	2.94	2.65	2.86	2.82	0.04	2.76
Q _u	(kN)	3.11	3.64	3.06	3.27	0.08	3.15	10.68	10.06	10.18	10.30	0.03	10.18	5.47	4.78	5.20	5.15	0.05	5.02
Q _{max}	(kN)	3.99	4.84	3.67	4.16	0.12	3.93	11.63	11.11	11.26	11.34	0.02	11.23	5.82	5.83	6.27	5.97	0.03	5.87
Q _{1/600}	(kN)	1.08	1.54	0.93	1.18	0.22	1.06	3.33	2.98	3.37	3.22	0.05	3.14	1.63	1.95	2.17	1.91	0.12	1.81
Q _{1/450}	(kN)	1.16	1.63	1.00	1.26	0.21	1.13	3.86	3.48	3.88	3.74	0.05	3.65	1.71	2.01	2.23	1.99	0.11	1.88
Q _{1/300}	(kN)	1.25	1.75	1.06	1.35	0.21	1.22	4.74	4.39	4.71	4.61	0.03	4.54	1.80	2.11	2.33	2.08	0.10	1.98
Q _{1/200}	(kN)	1.34	1.84	1.14	1.44	0.20	1.30	5.76	5.42	5.57	5.58	0.02	5.52	1.88	2.19	2.42	2.16	0.10	2.06
Q _{1/150}	(kN)	1.40	1.88	1.20	1.49	0.19	1.36	6.55	6.12	6.22	6.30	0.03	6.21	1.95	2.23	2.44	2.20	0.09	2.11
Q _{1/120}	(kN)	1.45	1.93	1.27	1.55	0.18	1.42	7.23	6.62	6.75	6.87	0.04	6.74	2.05	2.23	2.45	2.24	0.07	2.17
Q _{1/100}	(kN)	1.52	2.00	1.31	1.61	0.18	1.47	7.78	7.16	7.28	7.41	0.04	7.28	2.09	2.32	2.53	2.31	0.08	2.23
Q _{1/75}	(kN)	1.65	2.07	1.37	1.70	0.17	1.56	8.74	7.82	7.99	8.18	0.05	8.00	2.26	2.46	2.65	2.46	0.06	2.38
Q _{1/50}	(kN)	1.89	2.33	1.74	1.98	0.13	1.87	9.54	8.83	8.96	9.11	0.03	8.97	2.55	2.75	2.94	2.75	0.06	2.67
Q _{1/30}	(kN)	2.40	2.91	2.26	2.52	0.11	2.39	10.33	10.05	10.30	10.23	0.01	10.17	3.29	3.51	3.78	3.53	0.06	3.43
Q _{1/15}	(kN)	3.99	4.83	3.67	4.16	0.12	3.93	11.63	11.09	11.26	11.33	0.02	11.22	5.82	5.83	6.26	5.97	0.03	5.87
R _y	(rad)	0.0159	0.0130	0.0194	0.0161	0.16	0.0149	0.0079	0.0079	0.0076	0.0078	0.01	0.0077	0.0269	0.0180	0.0184	0.0211	0.19	0.0192
R _e	(rad)	0.0288	0.0230	0.0345	0.0288	0.16	0.0266	0.0120	0.0125	0.0123	0.0123	0.01	0.0122	0.0500	0.0326	0.0335	0.0387	0.21	0.0349
R _u	(rad)	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.00	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.00	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.00	0.0667
μ	(-)	2.32	2.90	1.93	2.38	0.17	2.20	5.54	5.35	5.44	5.45	0.01	5.41	1.33	2.05	1.99	1.79	0.18	1.64
D _s	(-)	0.52	0.46	0.59	0.52	0.10	0.50	0.31	0.32	0.32	0.32	0.01	0.32	0.77	0.57	0.58	0.64	0.15	0.60
Q _y	(kN)	1.71	2.06	1.72	1.83	0.09	1.75	6.97	6.34	6.34	6.55	0.05	6.41	2.94	2.65	2.86	2.82	0.04	2.76
Q _{max} ×2/3	(kN)	2.66	3.22	2.44	2.78	0.12	2.62	7.76	7.41	7.51	7.56	0.02	7.49	3.88	3.89	4.18	3.98	0.03	3.91
Q _u ×0.2/D _s	(kN)	1.19	1.59	1.03	1.27	0.19	1.16	6.78	6.27	6.40	6.48	0.03	6.38	1.41	1.68	1.80	1.63	0.10	1.56
Q _{1/120}	(kN)	1.45	1.93	1.27	1.55	0.18	1.42	7.23	6.62	6.75	6.87	0.04	6.74	2.05	2.23	2.45	2.24	0.07	2.17
Q ₀	(kN)	1.16						6.38						1.56					
ΔQ ₀	(kN/m)	0.43						2.34						0.57					

K: 剛性 Q_y: 降伏耐力 Q_u: 終局耐力 Q_{max}: 最大耐力Q_{1/600}: 1/600rad時の耐力 Q_{1/450}: 1/450rad時の耐力 Q_{1/300}: 1/300rad時の耐力 Q_{1/200}: 1/200rad時の耐力Q_{1/150}: 1/150rad時の耐力 Q_{1/120}: 1/120rad時の耐力 Q_{1/100}: 1/100rad時の耐力 Q_{1/75}: 1/75rad時の耐力Q_{1/50}: 1/50rad時の耐力 Q_{1/30}: 1/30rad時の耐力R_y: 降伏変形角 R_e: 降伏点変形角 R_u: 終局変形角 μ: 塑性率 D_s: 構造特性係数Q₀: 短期基準せん断耐力 ΔQ₀: 単位長さあたりの短期基準せん断耐力

表 3.4.1-4 床水平構面試験体の完全弾塑性評価結果

		a1 1体目	a1 2体目	a1 3体目	a2-1 1体目	a2-1 2体目	a2-1 3体目	a2-2	a2-3	b1 1体目	b1 2体目	b1 3体目	c1	c2	d1	e1-1	e1-2	e2-1	e2-2
K	(kN/rad)	108	158	89	887	807	830	903	415	109	147	156	496	1264	105	127	315	1470	1662
Q _y	(kN)	1.71	2.06	1.72	6.97	6.34	6.34	5.56	3.54	2.94	2.65	2.86	5.13	10.88	1.77	2.07	4.73	10.49	13.45
Q _u	(kN)	3.11	3.64	3.06	10.68	10.06	10.18	8.09	5.82	5.47	4.78	5.20	8.40	16.98	3.22	3.63	8.52	15.86	19.80
Q _{max}	(kN)	3.99	4.84	3.67	11.63	11.11	11.26	9.19	7.03	5.82	5.83	6.27	10.42	19.50	3.95	4.37	11.03	17.96	22.16
Q _{1/600}	(kN)	1.08	1.54	0.93	3.33	2.98	3.37	3.63	2.34	1.63	1.95	2.17	2.86	5.68	0.75	1.02	2.43	5.81	6.84
Q _{1/450}	(kN)	1.16	1.63	1.00	3.86	3.48	3.88	4.03	2.53	1.71	2.01	2.23	3.14	6.30	0.88	1.11	2.58	6.65	7.85
Q _{1/300}	(kN)	1.25	1.75	1.06	4.74	4.39	4.71	4.66	2.87	1.80	2.11	2.33	3.57	7.57	1.00	1.22	2.93	7.97	9.60
Q _{1/200}	(kN)	1.34	1.84	1.14	5.76	5.42	5.57	5.29	3.16	1.88	2.19	2.42	4.09	8.96	1.12	1.36	3.33	9.39	11.40
Q _{1/150}	(kN)	1.40	1.88	1.20	6.55	6.12	6.22	5.71	3.35	1.95	2.23	2.44	4.48	9.87	1.21	1.45	3.64	10.28	12.70
Q _{1/120}	(kN)	1.45	1.93	1.27	7.23	6.62	6.75	5.92	3.53	2.05	2.23	2.45	4.77	10.70	1.32	1.56	3.83	11.05	13.61
Q _{1/100}	(kN)	1.52	2.00	1.31	7.78	7.16	7.28	6.33	3.77	2.09	2.32	2.53	5.08	11.63	1.40	1.68	4.11	11.62	14.44
Q _{1/75}	(kN)	1.65	2.07	1.37	8.74	7.82	7.99	6.65	4.06	2.26	2.46	2.65	5.60	12.67	1.57	1.87	4.54	12.46	15.54
Q _{1/50}	(kN)	1.89	2.33	1.74	9.54	8.83	8.96	7.26	4.59	2.55	2.75	2.94	6.42	14.38	1.92	2.27	5.36	13.99	17.60
Q _{1/30}	(kN)	2.40	2.91	2.26	10.33	10.05	10.30	7.95	5.51	3.29	3.51	3.78	7.63	16.52	2.57	3.00	6.90	15.34	19.65
Q _{1/15}	(kN)	3.99	4.83	3.67	11.63	11.09	11.26	9.19	7.03	5.82	5.83	6.26	10.34	19.48	3.95	4.37	11.02	17.71	22.16
R _y	(rad)	0.0159	0.0130	0.0194	0.0079	0.0079	0.0076	0.0062	0.0085	0.0269	0.0180	0.0184	0.0103	0.0086	0.0169	0.0163	0.0150	0.0071	0.0081
R _e	(rad)	0.0288	0.0230	0.0345	0.0120	0.0125	0.0123	0.0090	0.0140	0.0500	0.0326	0.0335	0.0169	0.0134	0.0308	0.0285	0.0271	0.0108	0.0119
R _u	(rad)	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667	0.0667
μ	(-)	2.32	2.90	1.93	5.54	5.35	5.44	7.44	4.76	1.33	2.05	1.99	3.94	4.96	2.17	2.34	2.47	6.18	5.60
D _s	(-)	0.52	0.46	0.59	0.31	0.32	0.32	0.27	0.34	0.77	0.57	0.58	0.38	0.33	0.55	0.52	0.50	0.30	0.31
Q _y	(kN)	1.71	2.06	1.72	6.97	6.34	6.34	5.56	3.54	2.94	2.65	2.86	5.13	10.88	1.77	2.07	4.73	10.49	13.45
Q _{max} ×2/3	(kN)	2.66	3.22	2.44	7.76	7.41	7.51	6.13	4.69	3.88	3.89	4.18	6.95	13.00	2.64	2.91	7.35	11.97	14.78
Q _u ×0.2/D _s	(kN)	1.19	1.59	1.03	6.78	6.27	6.40	6.03	3.40	1.41	1.68	1.80	4.41	10.15	1.18	1.39	3.38	10.69	12.64
Q _{1/120}	(kN)	1.45	1.93	1.27	7.23	6.62	6.75	5.92	3.53	2.05	2.23	2.45	4.77	10.70	1.32	1.56	3.83	11.05	13.61
Q ₀	(kN)	1.19	1.59	1.03	6.78	6.27	6.34	5.56	3.40	1.41	1.68	1.80	4.41	10.15	1.18	1.39	3.38	10.49	12.64
ΔQ ₀	(kN/m)	0.43	0.58	0.38	2.48	2.30	2.32	2.04	1.24	0.52	0.62	0.66	1.61	3.72	0.43	0.38	0.93	2.88	3.47

K:剛性 Q_y:降伏耐力 Q_u:終局耐力 Q_{max}:最大耐力Q_{1/600}:1/600rad時の耐力 Q_{1/450}:1/450rad時の耐力 Q_{1/300}:1/300rad時の耐力 Q_{1/200}:1/200rad時の耐力Q_{1/150}:1/150rad時の耐力 Q_{1/120}:1/120rad時の耐力 Q_{1/100}:1/100rad時の耐力 Q_{1/75}:1/75rad時の耐力Q_{1/50}:1/50rad時の耐力 Q_{1/30}:1/30rad時の耐力R_y:降伏変形角 R_e:降伏点変形角 R_u:終局変形角 μ:塑性率 D_s:構造特性係数Q₀:短期基準せん断耐力 ΔQ₀:単位長さあたりの短期基準せん断耐力

6) まとめ

本報告の試験では、伝統的構法で用いる床水平構面の仕様として、実の雄部分に釘を斜め打ちすることによって仕上げ床を根太及び桁に直接張る仕様、釘を床板に脳天打ちして根太及び桁に直接張る仕様、これらの2仕様に対して床板間にジベルを挿入した仕様の床水平構面の挙動を実大実験で把握し、試験結果の比較を行った。以下に得られた知見を示す。

- ①本報告で行った伝統的構法で用いる床水平構面の仕様では、すべての仕様において $1/10\text{rad}$ を超えても耐力低下を起こさなかった。
- ②実の雄部分に釘を斜め打ちする仕様では、釘のせん断すべりによる抵抗はほぼ見られず、床板間の摩擦力により抵抗しているため、変形が進むにつれて耐力の上昇が見られたが、耐力としては低い結果となった。また、床板厚の違いによる耐力差は見られなかった。
- ③実の雄部分に釘を斜め打ちする仕様の床板間にジベルを挿入することによって、床板全体の一体性が向上して大幅に耐力が向上することが確認できた。
- ④釘を床板に脳天打ちする仕様も同様に、床板間にジベルを挿入することによって床板全体の一体性が増して、大幅に耐力が向上することが確認できた。
- ⑤床板間に設けるジベルをH型ジベルと合釘の2仕様で床水平構面の性能を確認したが、せん断剛性が高いと考えられるH型ジベルを用いた方が床水平構面の耐力が大幅に向上することが分かった。
- ⑥実の雄部分に釘を斜め打ちする仕様の床板間にジベルを挿入することによって、床水平構面の試験体の大きさの違いによる m 当たりのせん断耐力性能に差が見られることが確認できた。
- ⑦実の雄部分に釘を斜め打ちする仕様では、外周部に釘を脳天打ちすることによって耐力が向上することが確認できた。

(2) 各種板と軸組間に打ち付けられた釘の1面せん断データの収集

1) はじめに

ここでは、脳天釘打ち仕様による水平構面の面内せん断性能を推定するために必要となる釘単体の1面せん断データを収集する。パラメータは、床板の厚み、樹種と軸組の樹種である。なお、通常の釘の1面せん断試験は釘単体の直接せん断試験を実施するが、釘単体での試験の場合、釘を打つ木材の局所的な影響を大きく受けるため、かなりのばらつきが生じる。そのため、一般的な6体の試験体数では、ばらつき係数が大きくなる。一方、実際の水平構面においては、多数の釘接合部が並列関係で抵抗するため、床水平構面のばらつきは抵抗要素単体のばらつきよりも小さくなる。そこで、釘の1面せん断性状を求めるための要素試験として、小型壁体試験体による面内せん断試験を実施し、試験結果より得られる荷重-せん断変形角関係より釘1本あたりのせん断性状を逆算することで、釘単体の1面せん断性状を得る手法を採用した。

2) 試験体概要

試験体形状を図 3.4.1-63 に示す。試験体は、完全ピン接合の軸組とし、床板同士は大変形時にも接触しないように隙間を 5mm 程度空けている。試験体一覧を表 3.4.1-5 に示す。

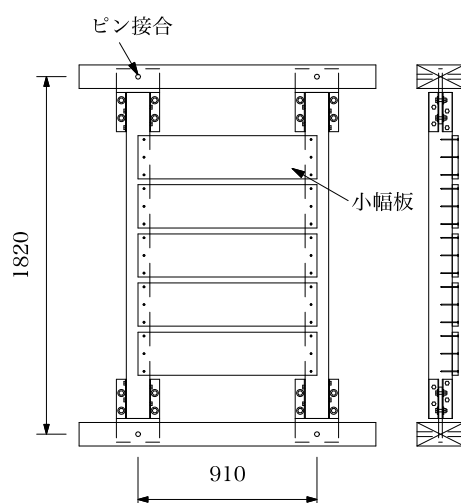


図 3.4.1-63 試験体形状 (1×2P)

表 3.4.1-5 試験体一覧

試験体名称	軸組	床板				試験体数
		樹種	厚み	釘		
ss38	スギ	スギ	38mm	N125	脳天打ち	3
ss30			30mm	N90	脳天打ち	3
ss24			24mm	N75	脳天打ち	3
sh30		ヒノキ	30mm	N90	脳天打ち	3
bs38	ベイマツ	スギ	38mm	N125	脳天打ち	3
bs30			30mm	N90	脳天打ち	3
bs24			24mm	N75	脳天打ち	3
bh30		ヒノキ	30mm	N90	脳天打ち	3

3) 試験方法

正負交番の水平力を桁相当の部材に載荷した。加力履歴は、見かけのせん断変形角が、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30、1/15、1/10、1/7rad にて正負 1 回以上の繰り返しとした。図

3.4.1-64 に変位計測点を示す。軸組のせん断変形の他に、板と軸組とのずれ変形を計測した。

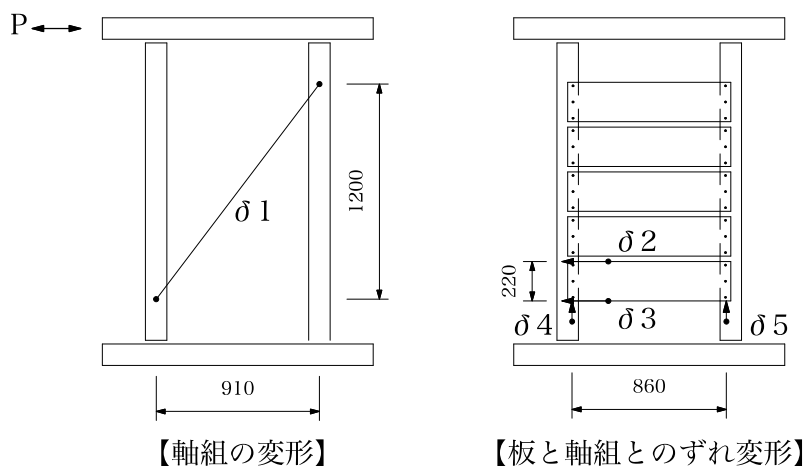


図 3.4.1-64 変位計測点

4) 試験結果

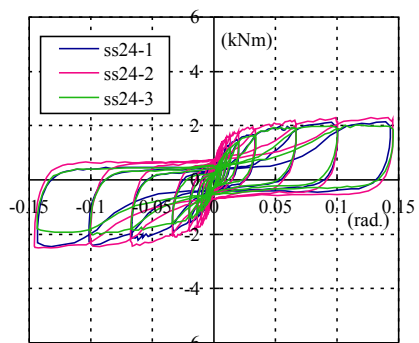
試験体のモーメント-せん断変形角関係の一覧を図 3.4.1-65～図 3.4.1-67 に示す。ここで、モーメントは、桁に作用させた荷重に軸組の高さを乗じた値とした。また、釘接合点は図 3.4.1-68 に示すような挙動をすることから、試験体のせん断力 $Q_{(R)}$ と真の変形角 R を用いて次式より平均的な釘 1 本のせん断力-滑り関係を求める。

$$P_{n(\delta)} = \frac{Q_{(R)} \cdot H}{2 \cdot d \cdot N} \quad (3.4.1-1)$$

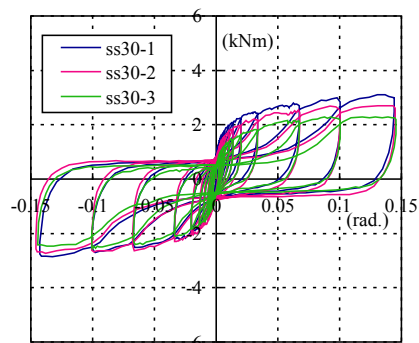
$$\delta = d \cdot R \quad (3.4.1-2)$$

ここで、 N は釘接合点数、 d は図 3.4.1-68 を参照する。

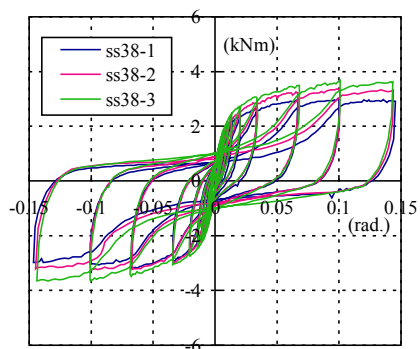
上式より得られた釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係を図 3.4.1-69～図 3.4.1-71 に、破壊後の状況を写真 3.4.1-37～写真 3.4.1-44 に示す。また、釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の正側の包絡線を図 3.4.1-72～図 3.4.1-74 に示す。なお、包絡線を示す図中には、変形角ごとに 3 つのデータから求めた信頼水準 75% の 50% 下限値を結んだ線を併記した。



【床板スギ(t=24mm)・軸組スギ】

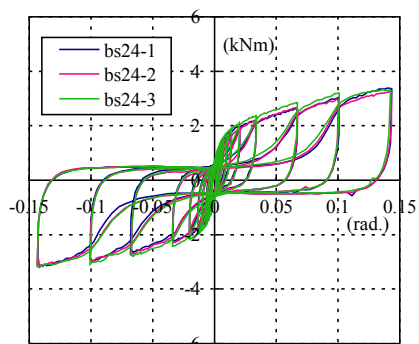


【床板スギ(t=30mm)・軸組スギ】

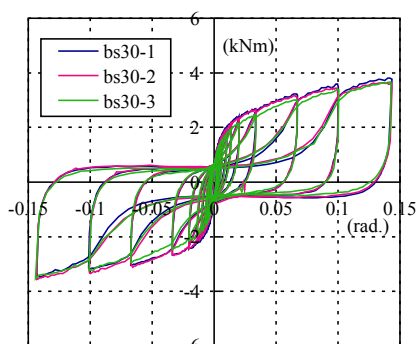


【床板スギ (t=38mm)・軸組スギ】

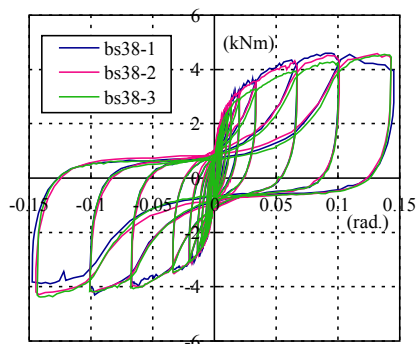
図 3.4.1-65 モーメント-せん断変形角関係(ss シリーズ)



【床板スギ(t=24mm)・軸組ベイマツ】

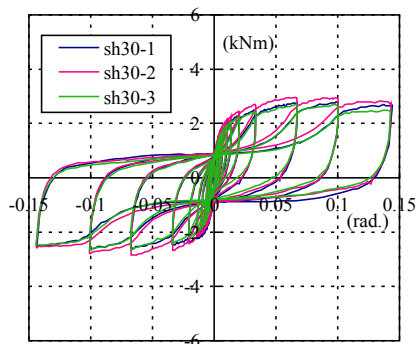


【床板スギ(t=30mm)・軸組ベイマツ】

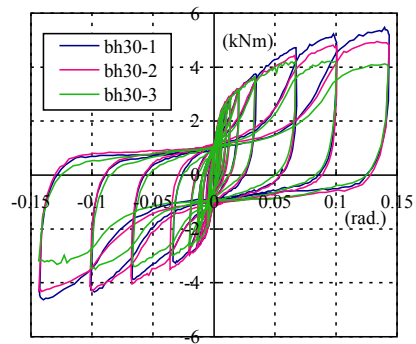


【床板スギ(t=38mm)・軸組ベイマツ】

図 3.4.1-66 モーメント-せん断変形角関係(bs シリーズ)



【床板ヒノキ (t=30mm) ・軸組スギ】



【床板ヒノキ (t=30mm) ・軸組ベイマツ】

図 3.4.1-67 モーメント-せん断変形角関係 (h シリーズ)

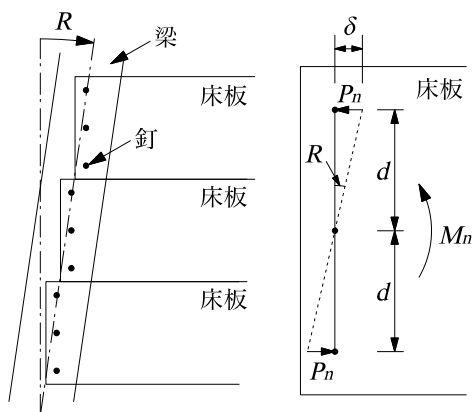
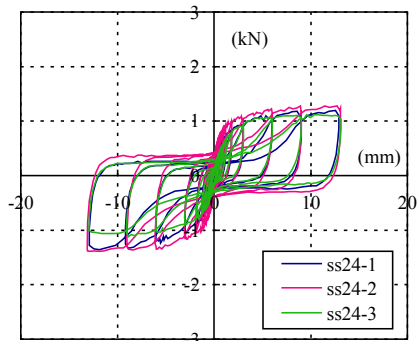
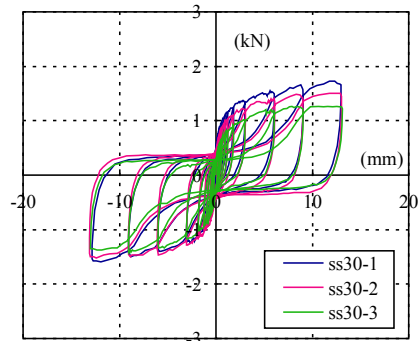


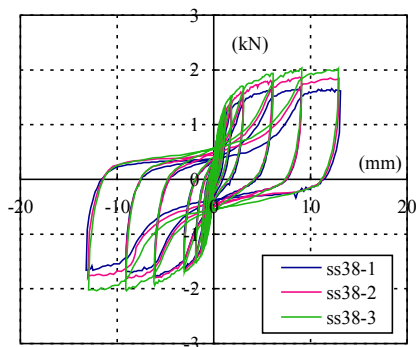
図 3.4.1-68 釘接合点の挙動



【床板スギ (t=24mm) ・軸組スギ】

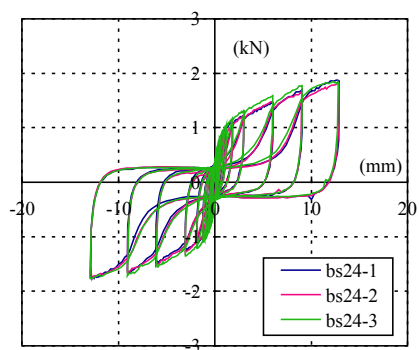


【床板スギ (t=30mm) ・軸組スギ】

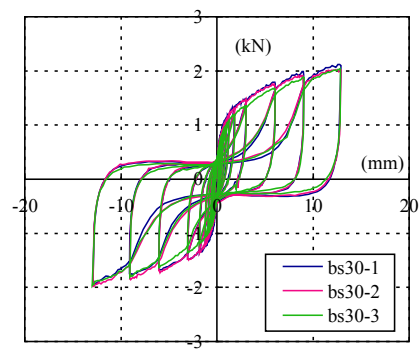


【床板スギ (t=38mm) ・軸組スギ】

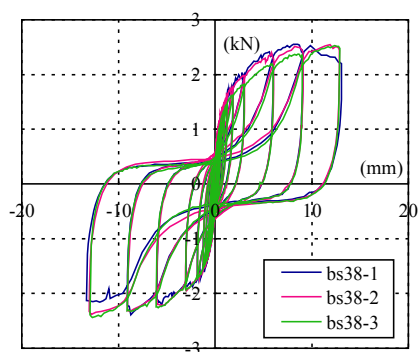
図 3.4.1-69 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係 (ss シリーズ)



【床板スギ(t=24mm)・軸組ベイマツ】

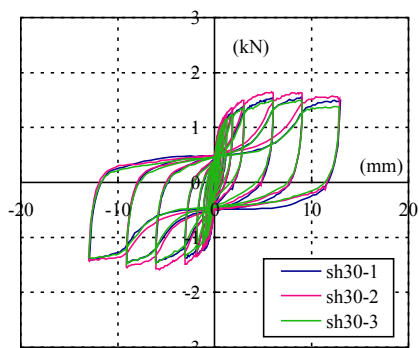


【床板スギ(t=30mm)・軸組ベイマツ】

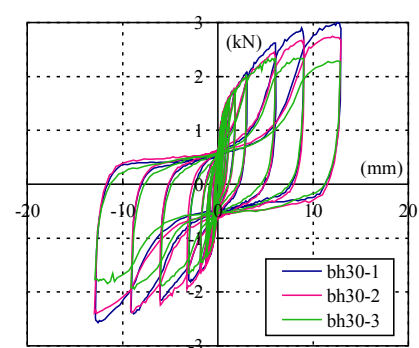


【床板スギ(t=38mm)・軸組ベイマツ】

図 3.4.1-70 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係 (bs シリーズ)

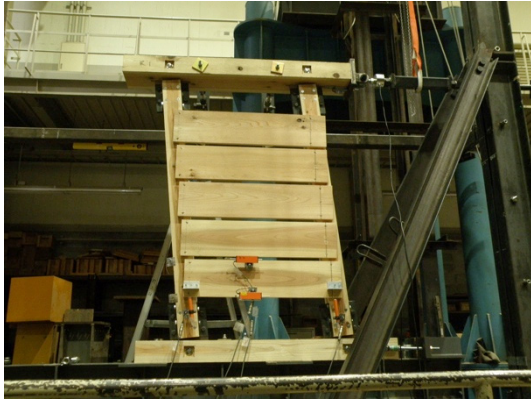


【床板ヒノキ(t=30mm)・軸組スギ】



【床板ヒノキ(t=30mm)・軸組ベイマツ】

図 3.4.1-71 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係 (h シリーズ)



【全体】

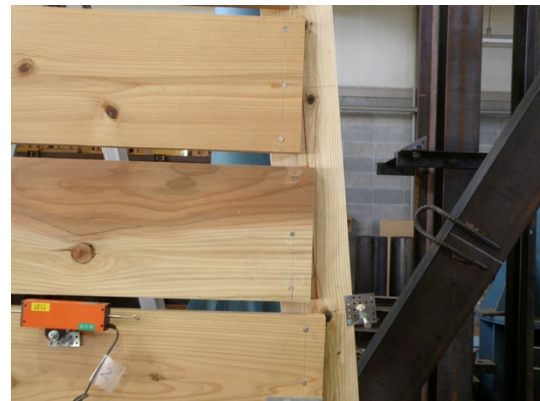


【釘接合点】

【ss24-1】



【全体】



【釘接合点】

【ss24-2】



【全体】



【釘接合点】

【ss24-3】

写真 3.4.1-37 破壊状況 (ss24 シリーズ)



【全体】



【釘接合点】

【ss30-1】



【全体】



【釘接合点】

【ss30-2】



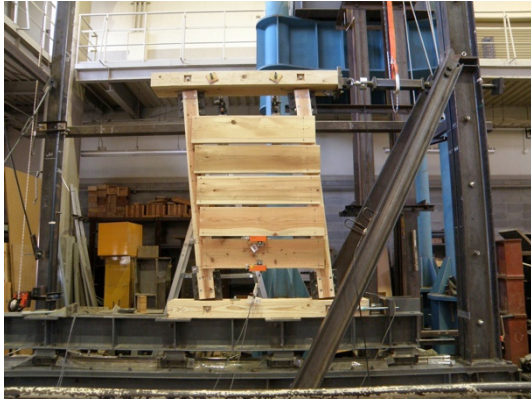
【全体】



【釘接合点】

【ss30-3】

写真 3.4.1-38 破壊状況 (ss30 シリーズ)



【全体】

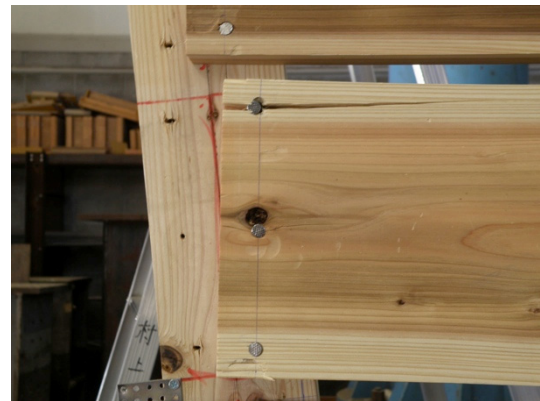


【釘接合点】

【ss38-1】



【全体】



【釘接合点】

【ss38-2】



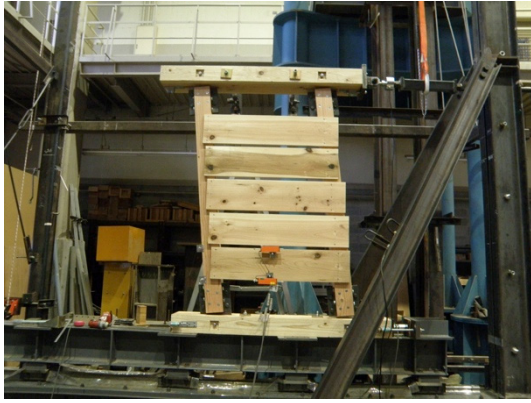
【全体】



【釘接合点】

【ss38-3】

写真 3.4.1-39 破壊状況 (ss38 シリーズ)



【全体】



【釘接合点】

【bs24-1】



【全体】



【釘接合点】

【bs24-2】



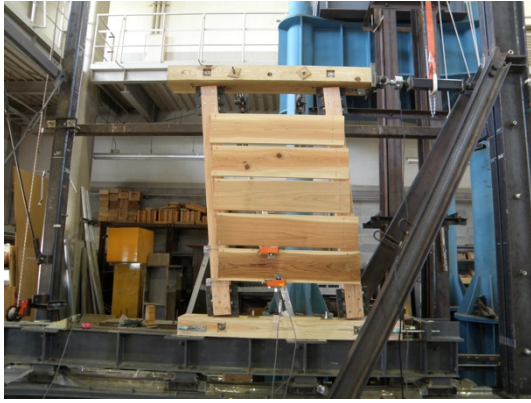
【全体】



【釘接合点】

【bs24-3】

写真 3.4.1-40 破壊状況 (bs24 シリーズ)



【全体】



【釘接合点】

【bs30-1】



【全体】

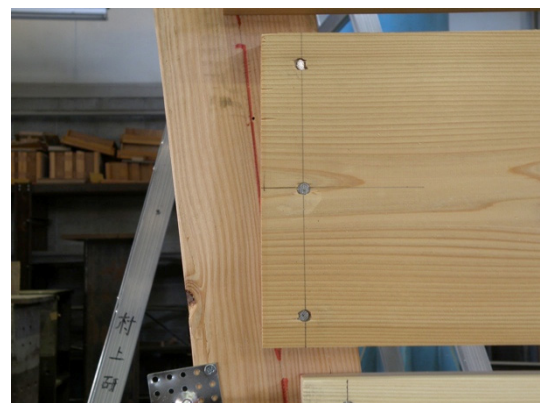


【釘接合点】

【bs30-2】



【全体】



【釘接合点】

【bs30-3】

写真 3.4.1-41 破壊状況 (bs30 シリーズ)



【全体】

【bs38-1】



【釘接合点】



【全体】

【bs38-2】



【釘接合点】



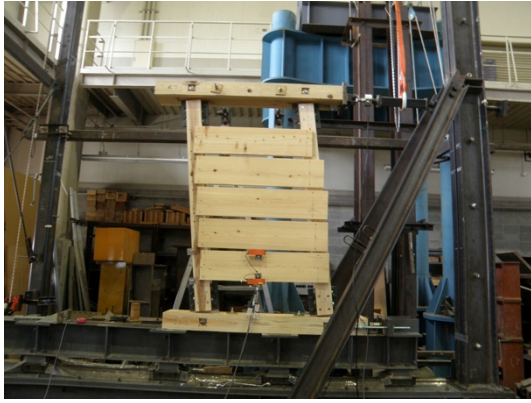
【全体】

【bs38-3】



【釘接合点】

写真 3.4.1-42 破壊状況 (bs38 シリーズ)



【全体】



【釘接合点】

【sh30-1】

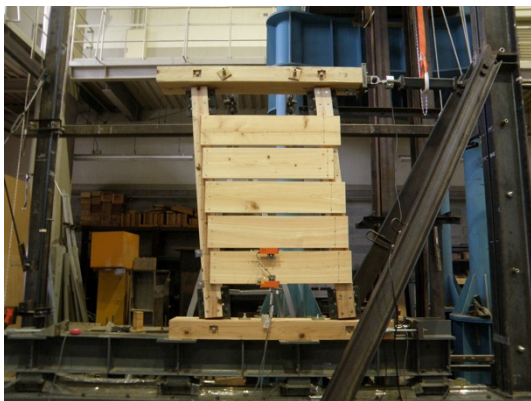


【全体】



【釘接合点】

【sh30-2】



【全体】



【釘接合点】

【sh30-3】

写真 3.4.1-43 破壊状況 (sh30 シリーズ)

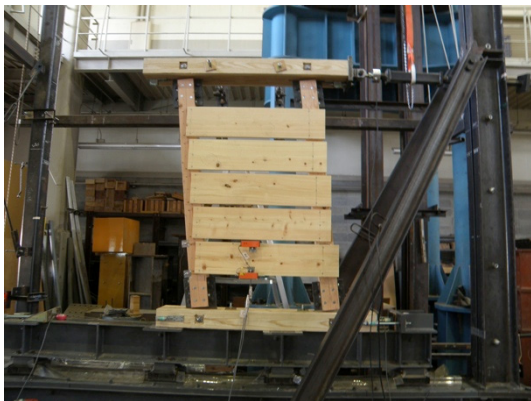


【全体】

【bh30-1】



【釘接合点】



【全体】

【bh30-2】



【釘接合点】



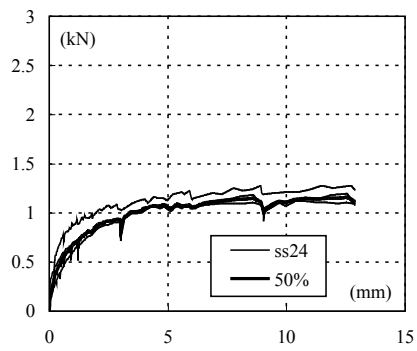
【全体】

【bh30-3】

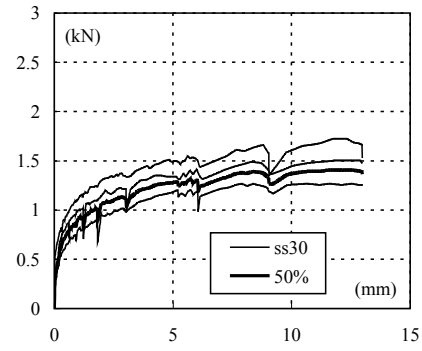


【釘接合点】

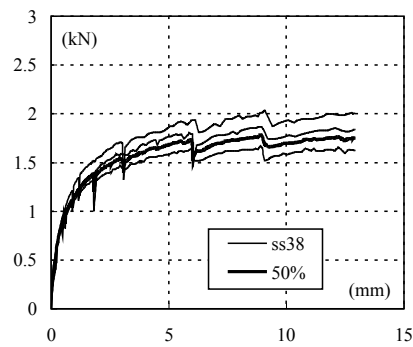
写真 3.4.1-44 破壊状況 (bh30 シリーズ)



【床板スギ(t=24mm)・軸組スギ】

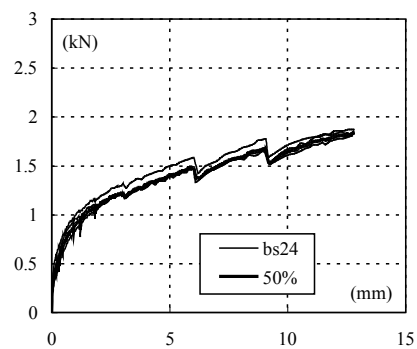


【床板スギ(t=30mm)・軸組スギ】

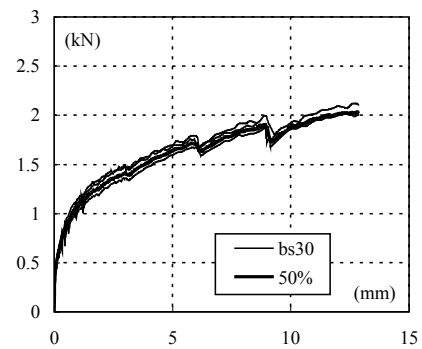


【床板スギ(t=38mm)・軸組スギ】

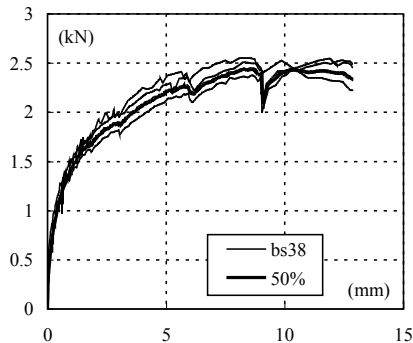
図 3.4.1-72 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線(ss シリーズ)



【床板スギ(t=24mm)・軸組ベイマツ】

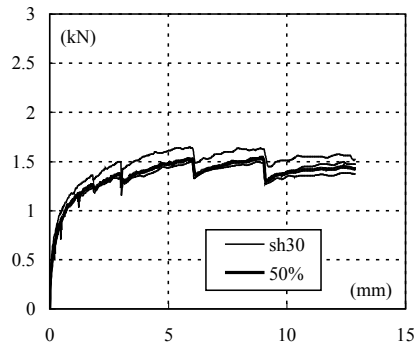


【床板スギ(t=30mm)・軸組ベイマツ】

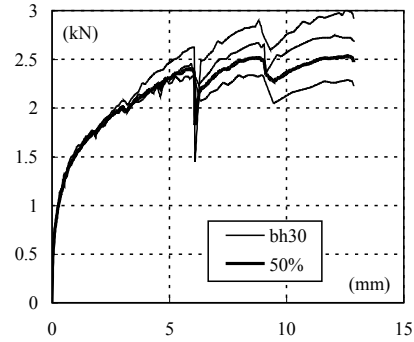


【床板スギ(t=38mm)・軸組ベイマツ】

図 3.4.1-73 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線(bs シリーズ)



【床板ヒノキ (t=30mm) ・ 軸組スギ】

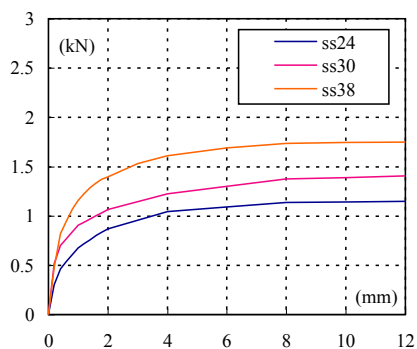


【床板ヒノキ (t=30mm) ・ 軸組ベイマツ】

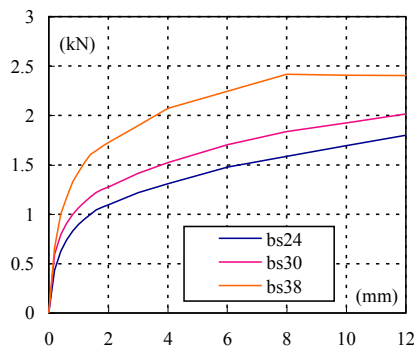
図 3.4.1-74 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線 (h シリーズ)

5) 結果の比較

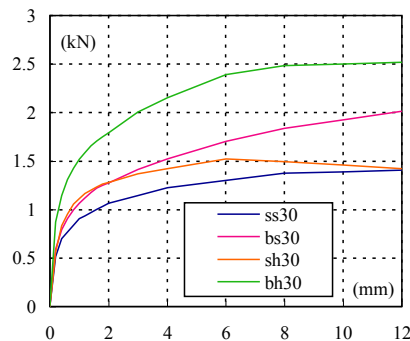
図 3.4.1-75 に釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線の 50% 下限値を比較した結果を示す。床板と軸組とを固定した場合 (ss シリーズ、bs シリーズ)、板厚が大きくなるにつれて降伏点近傍から耐力が上昇する傾向が見られる。しかし、初期剛性については、板厚の差による初期剛性の差はほとんど出なかった。板厚が全て 30mm の結果で比較すると、最も耐力が大きかった試験体は bh30 (床板ヒノキ・軸組ベイマツ) で、ss30 (床板スギ・軸組スギ) 試験体の 2 倍ほどの耐力が得られた。bs30 (床板スギ・軸組ベイマツ) と sh30 (床板ヒノキ・軸組スギ) 試験体は、降伏点付近まではほぼ同様の性能を示したが、降伏点以降においては bs30 (床板スギ・軸組ベイマツ) の方が耐力が上昇する結果となった。また、全てのシリーズにおいて、初期剛性の差は小さかった。



【床板スギ・軸組スギ (ss) シリーズ】



【床板スギ・軸組ベイマツ (bs) シリーズ】



【床板厚 30mm】

図 3.4.1-75 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線 50% 下限値の比較

6) 設計用データ一覧

以上の検討より、水平構面の設計に用いる釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線データを図 3.4.1-76～図 3.4.1-78、表 3.4.1-6 に示す。ここで、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」に記載される方法を用いて、10mm までのデータにより完全弾塑性近似を行い、完全弾塑性近似の初期剛性と降伏耐力の 2 つの指標を表 3.4.1-7 にまとめる。安全側の評価とするために、降伏耐力を釘 1 本あたりのせん断耐力とした。得られた初期剛性とせん断耐力からなる完全弾塑性近似を図 3.4.1-76～図 3.4.1-78 に併記した。

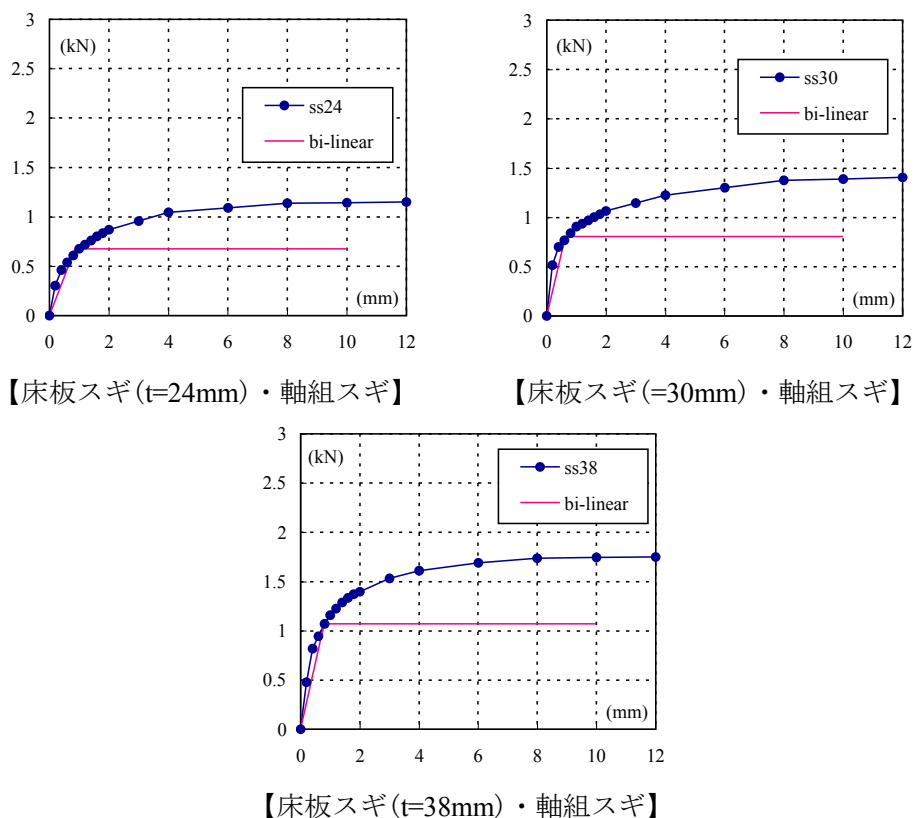
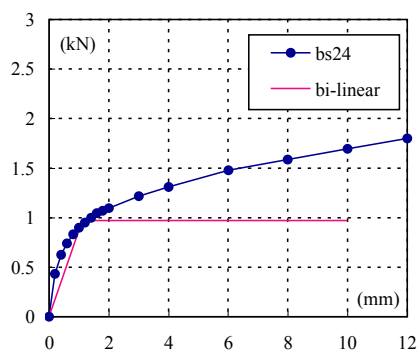
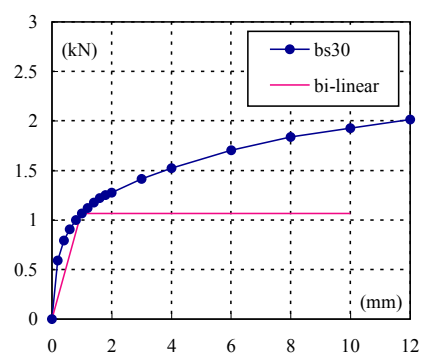


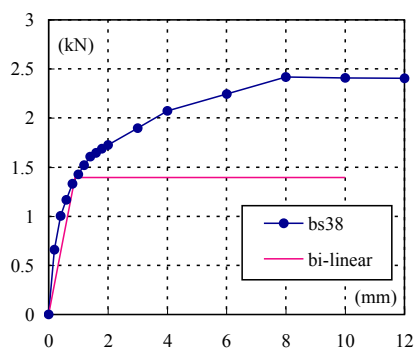
図 3.4.1-76 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線データ (ss シリーズ)



【床板スギ (t=24mm) ・軸組ベイマツ】

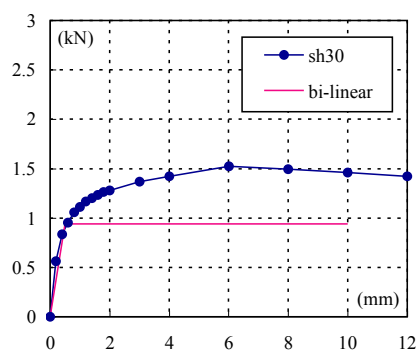


【床板スギ (t=30mm) ・軸組ベイマツ】

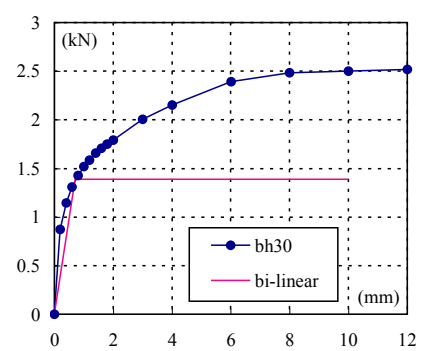


【床板スギ (t=38mm) ・軸組ベイマツ】

図 3.4.1-77 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線データ (bs シリーズ)



【床板ヒノキ (t=30mm) ・軸組スギ】



【床板ヒノキ (t=30mm) ・軸組ベイマツ】

図 3.4.1-78 釘 1 本あたりのせん断力-滑り関係の包絡線データ (h シリーズ)

表 3.4.1-6 床板－根太・野地板－垂木間の釘接合部 1 本当たりのたりのせん断力－滑り関係の包絡線データ

釘の種類	N75	N90	N125	N75	N90	N125	N90	N90
板樹種	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ	スギ	ヒノキ	ヒノキ
厚さ	24mm	30mm	38mm	24mm	30mm	38mm	30mm	30mm
根太・垂木樹種	スギ	スギ	スギ	ベイマツ	ベイマツ	ベイマツ	スギ	ベイマツ
変位 mm	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N	荷重 N
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.2	300.8	514.8	479.1	430.9	592.1	657.3	563.5	874.6
0.4	461.4	701.8	819.8	623.3	793.2	1002.6	834.2	1144.0
0.6	535.1	769.8	944.2	739.6	905.4	1168.1	954.5	1308.5
0.8	608.7	837.8	1068.5	831.3	997.3	1331.1	1056.5	1428.3
1	675.8	905.2	1158.8	898.5	1066.0	1428.6	1112.5	1517.1
1.2	718.0	937.1	1224.2	949.0	1121.1	1517.2	1166.5	1588.1
1.4	760.3	969.0	1289.5	999.5	1176.2	1605.8	1200.9	1659.1
1.6	801.0	1000.9	1332.2	1042.8	1220.2	1645.3	1235.2	1707.8
1.8	834.1	1032.8	1371.2	1069.8	1248.5	1684.9	1261.4	1750.4
2	867.3	1064.7	1398.9	1096.1	1275.8	1724.4	1279.4	1792.8
3	955.2	1144.8	1531.2	1215.3	1412.3	1898.1	1369.4	2004.9
4	1043.1	1224.8	1611.8	1307.7	1521.6	2071.8	1421.2	2151.3
6	1090.2	1301.4	1692.5	1478.9	1703.1	2243.4	1524.8	2391.0
8	1137.3	1374.2	1737.1	1586.8	1836.4	2415.0	1494.8	2484.0
10	1142.9	1389.3	1744.2	1693.2	1925.7	2410.3	1458.7	2500.5
12	1148.5	1404.4	1751.3	1799.7	2015.0	2405.6	1422.7	2517.0

表 3.4.1-7 床板－根太・野地板－垂木間の釘接合部 1 本当たりの初期剛性とせん断耐力

床板・野地板の種類	梁・桁・根太・垂木の種類	釘の種類	初期剛性 kn (kN/m)	せん断耐力 Pna (kN)
スギ／厚み 15mm	スギ	N45		
スギ／厚み 24mm	スギ	N75	689.1	0.67
スギ／厚み 30mm	スギ	N90	1251.1	0.80
スギ／厚み 38mm	スギ	N125	1332.6	1.07
スギ／厚み 24mm	ベイマツ	N75	786.6	0.97
スギ／厚み 30mm	ベイマツ	N90	1066.0	1.06
スギ／厚み 38mm	ベイマツ	N125	1492.9	1.39
ヒノキ／厚み 30mm	スギ	N90	1668.7	0.94
ヒノキ／厚み 30mm	ベイマツ	N90	1786.5	1.39

3.4.2 板壁検討グループ

伝統的木造における重要な耐震要素として、土壁と板壁がある。特に板壁は仕様の変更が容易であり、建物の設計において有効な耐震要素である。

日本各地には、色々な板壁が存在しておりその耐震性能も千差万別である。本項では、実務者との意見交換を踏まえながら、多用されている板壁の特性の大略を把握するために実大の壁を対象に試行実験を実施した。

また、板壁の力学モデル構築するために、壁の構成要素を対象に縮小モデル実験を実施した。以下に実験結果の報告を記載する。

現段階では、板壁は非常に高い変形性能を有するとともに、耐力的にも高い性能を有することが確認された。

しかし、漆喰と併用することで高い耐力が発揮され脚部の引き抜けを生じるので、十分な配慮が必要となる。

板壁は基本的には木材のめり込みと釘のせん断耐力によって抵抗していると考えられる。

(1) 試行実験と木摺り漆喰壁縮小試験体の概要、および試行実験の結果

表 3.4.2-1、表 3.4.2-2 に実大の壁試験体の一覧を示す。実際の板壁では仕上に漆喰を用いることが多いので、現状を把握するという観点から実大壁試験体では、漆喰塗り仕様のパラメータが多くなっている。図 3.4.2-1 に壁試験体図を示す。

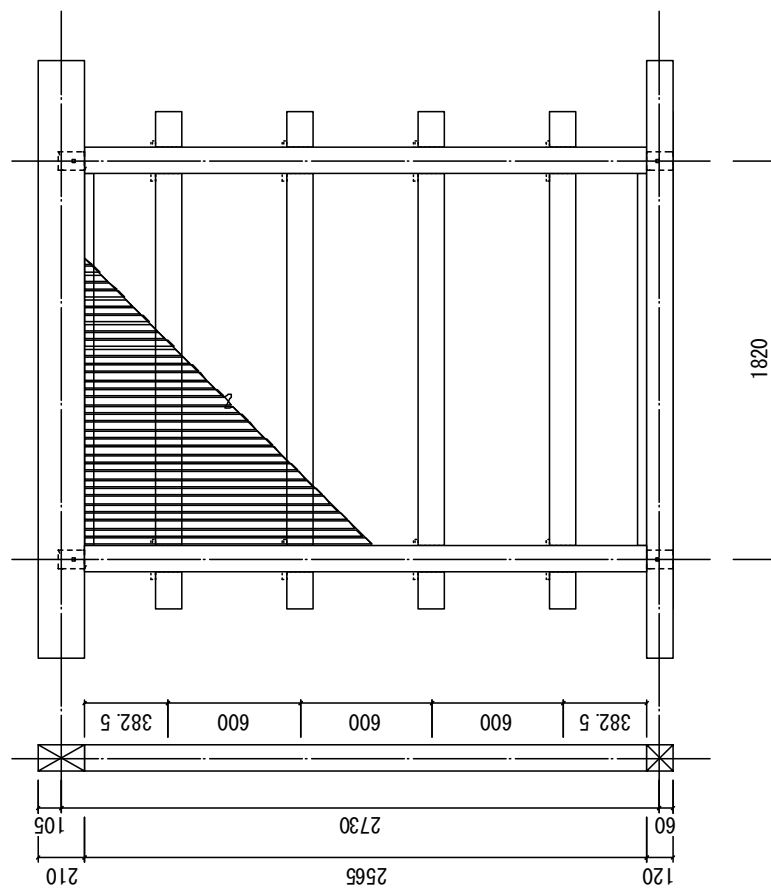
表 3.4.2-1 試行実験の試験体リスト

No.	名称	仕様
1	LPW1-1	木ずり縦、漆喰塗り無
2	LPW1-2	木ずり横、漆喰塗り無
3	LPW2-1	木ずり縦、片面漆喰塗り
4	LPW2-2	木ずり横、片面漆喰塗り
5	LPW3	木ずり縦、片面漆喰塗り、コースレッド使用
6	LPW4-1	木ずり縦、両面漆喰塗り
7	LPW4-2	木ずり横、両面漆喰塗り
8	吸付棧付き板壁	

表 3.4.2-2 縮小モデル試験体一覧

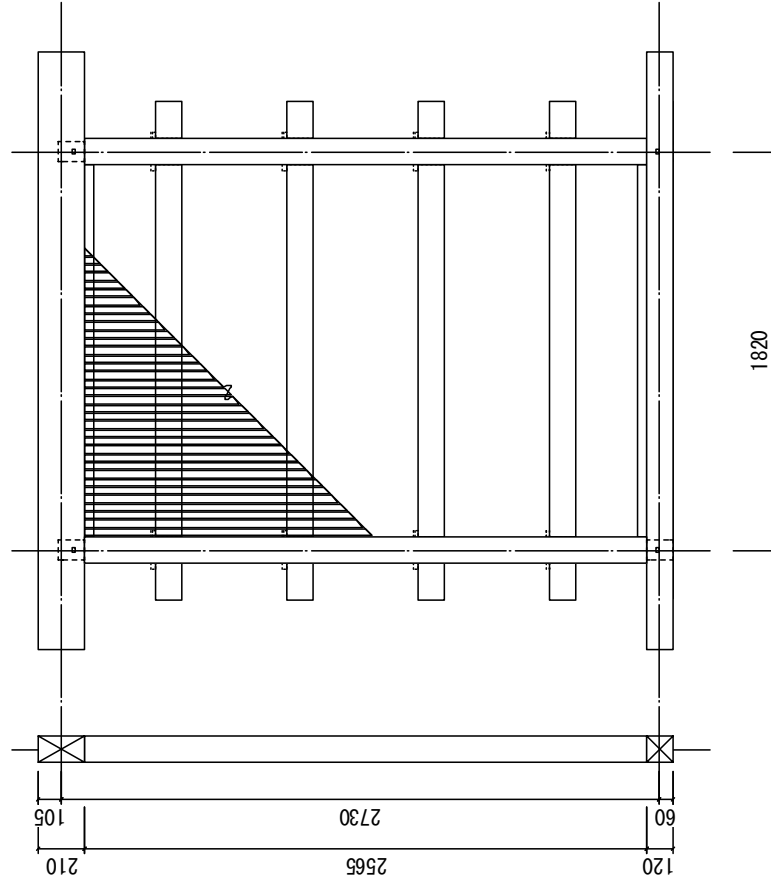
試験体	仕様		
	木摺り	他	塗り
No.1	縦	—	中塗り土
No.2	縦	—	砂漆喰
No.3	横	間柱	中塗り土
No.4	横	間柱	砂漆喰
No.5	横	縦胴縁	中塗り土
No.6	横	縦胴縁	砂漆喰

片面木摺り



杉柱及び杉桁、桧土台120*120
通し貫 杉 24*120 @ 600
貫 杉 桧 18角
込み 桧 1.5ミリ
引き勝手

両面木摺り

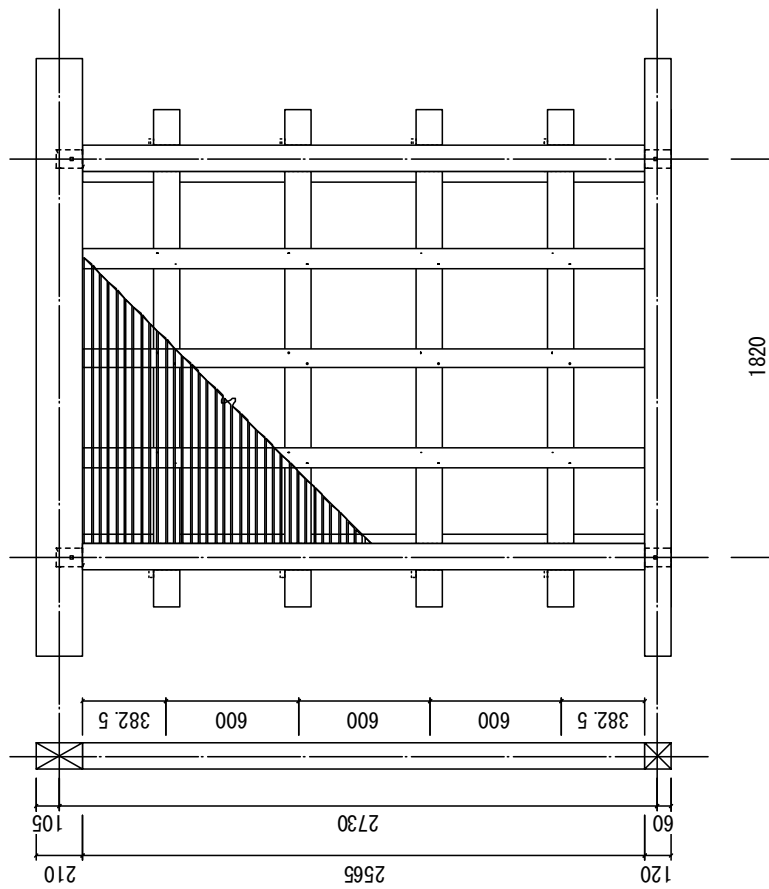


木摺り 杉桁目、追い桟目 8*30@38程度 45本
木摺り取付けは、メッキスクリュー釘2-25ミリ、一体のみビス32ミリ
左官工事 塗り厚12ミリ
トンボ打ち 麻長さ300@300
下地 砂漆喰塗り1:1
中塗 砂漆喰塗り2:1
(上塗 漆喰鍵押さえ
※実験では上塗りは行わない

厚=5
厚=7
厚=2)

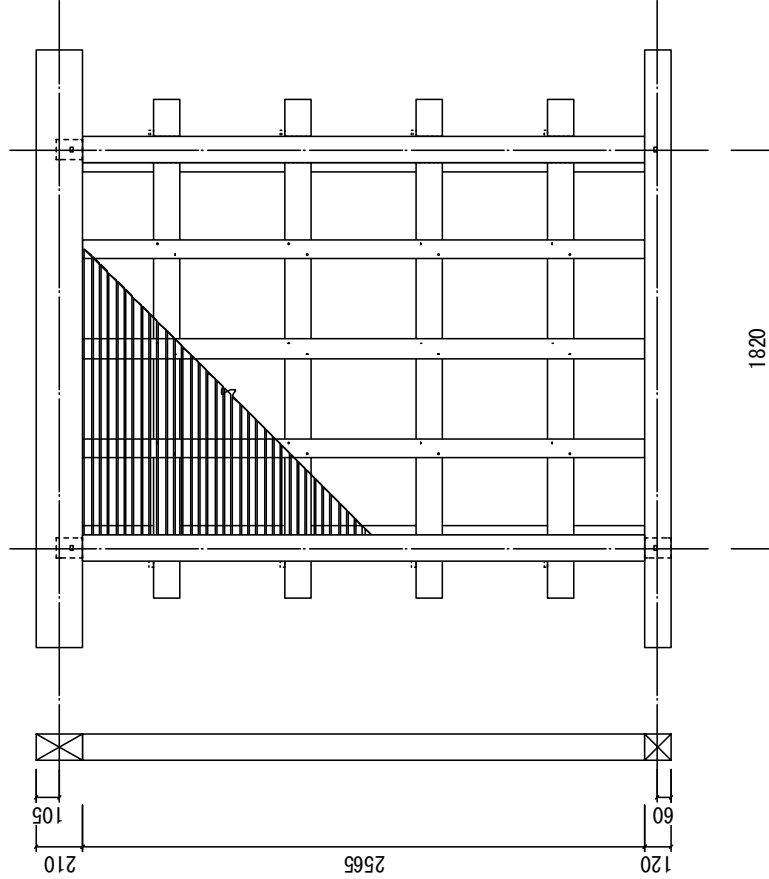
図3.4.2-1 (a) 木摺り漆喰壁 (貫に木摺り縦張り) [LPW1-1,LPW2-1,LPW3,LPW4-1]

片面木摺り



杉柱及び杉桁、桧土台120*120
通し貫 杉 24*120 @ 600
貫 杉 桧 18角
込み 杉 1.5ミリ
引き勝手

両面木摺り



縦貫 杉24*90 通し貫に相欠き 上下端は大入れ15ミリ
木摺り 杉桁目、追い杭目 8*30@38程度 67本
木摺り取付けは、メッキスクリュー釘2-25ミリ
左官工事 塗り厚12ミリ 厚=5
トンボ打ち 麻長さ300@300 厚=7
下地 砂漆喰塗り1:1 厚=2
中塗 砂漆喰塗り2:1
(上塗 漆喰鈑押さえ
※実験では上塗りは行わない

図3.4.2-1 (b) 木摺り漆喰壁 (貫に縦貫を相欠きの上、木摺り横張り) [LPW1-2,LPW2-2,LPW4-2]

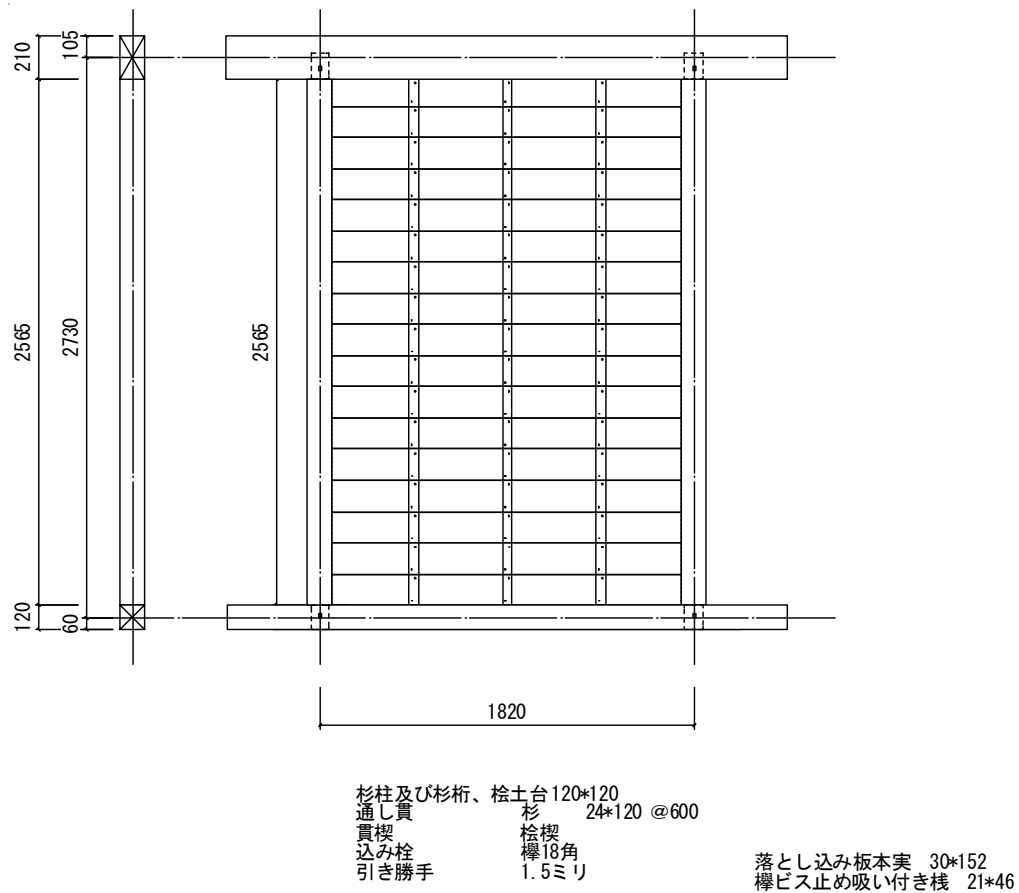


図 3.4.2-1 (c) 吸付棧付き板壁

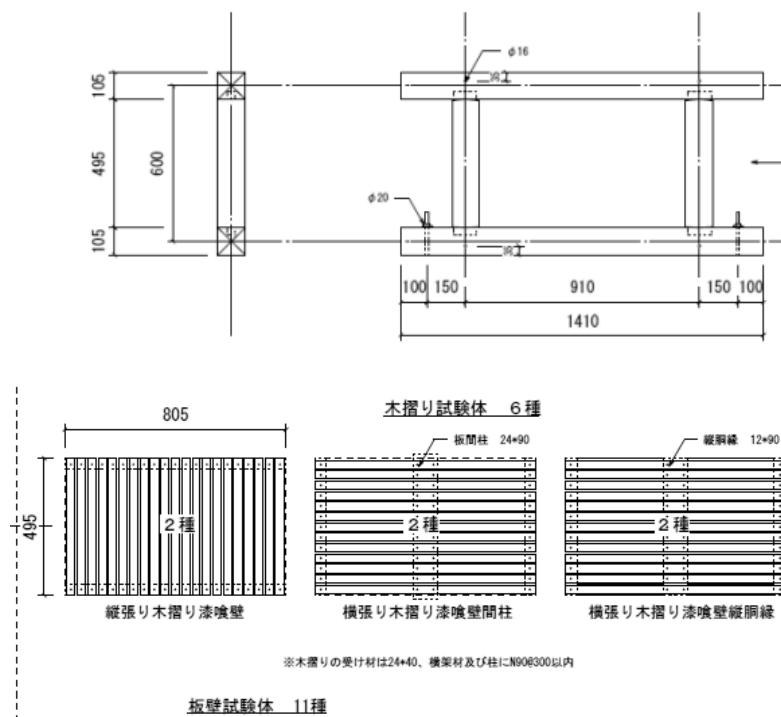


図 3.4.2-2 縮小モデル試験体概要

また、実験装置の概要を図 3.4.2-3 に示す。

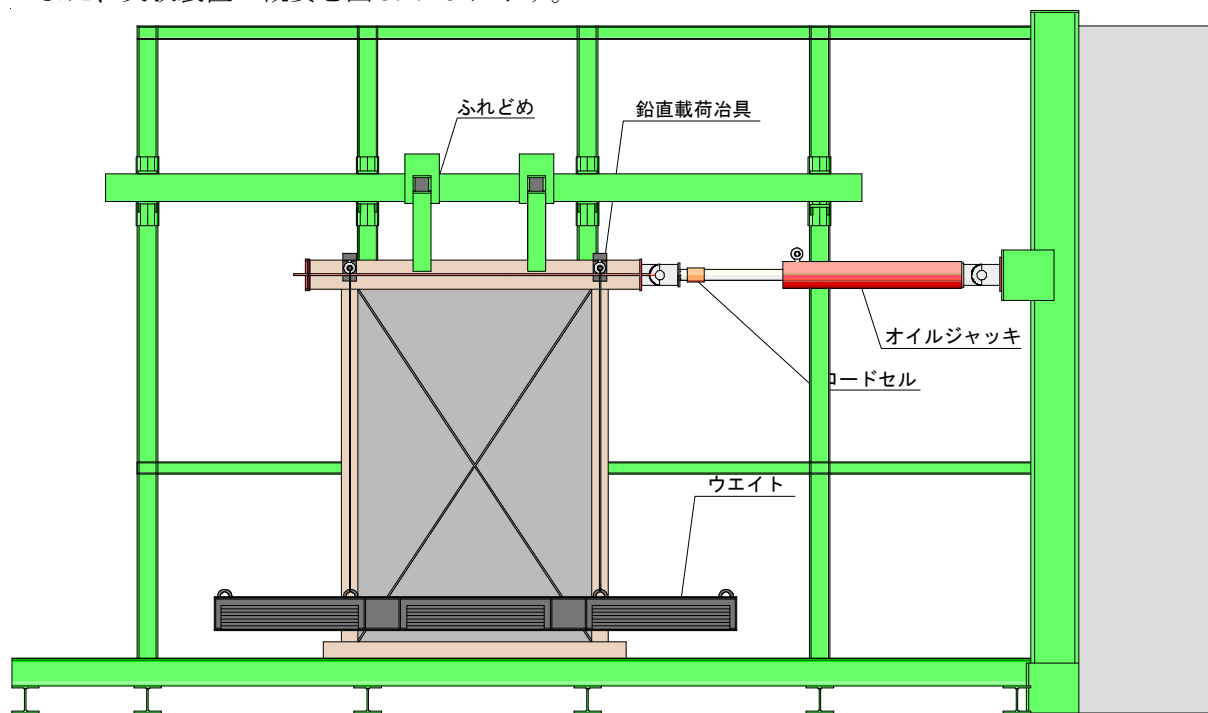


図 3.4.2-3 実験概要

(2) 試行実験の計測計画、実験結果及び損傷状況

1) LPW1-1 (木ずり縦、漆喰塗り無)

①計測計画

実験は、左右柱にそれぞれ 1t 計 2t の鉛直荷重下で、正負交番 3 回繰り返し加力を行う。図 3.4.2-4(a) に計測機器の取り付け箇所を示す。

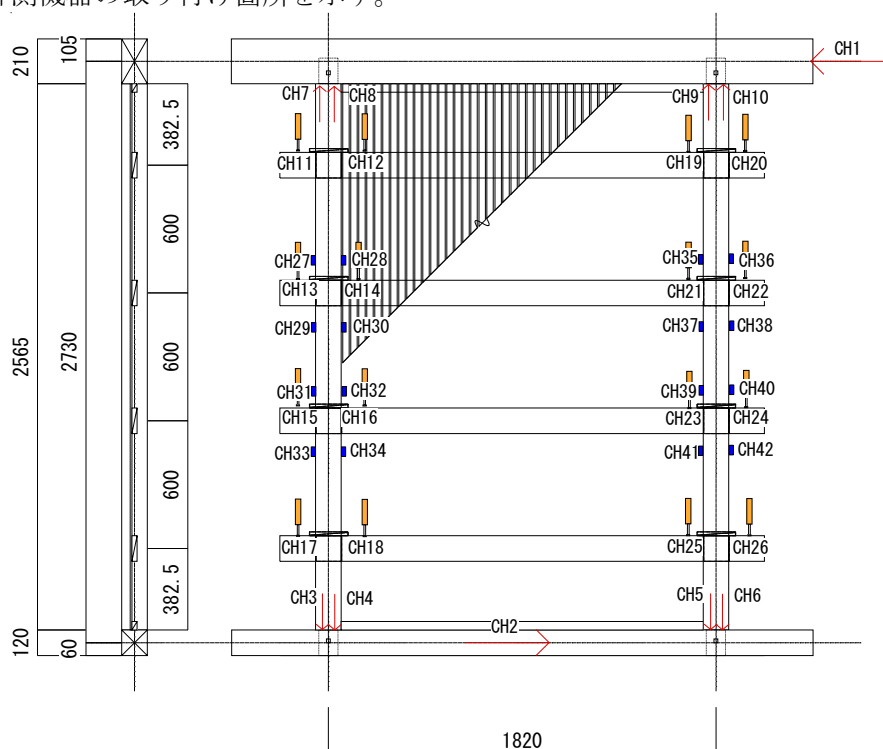


図 3.4.2-4 (a) LPW1-1 計測図

表 3.4.2-3 LPW1-1 計測チャンネルリスト

ch	使用機材	機種	計測対象
0	TCLU-100kN	ロードセル	水平変位
1	DP-2000C	ワイヤー変位計	頂部水平変位
2	CDP-50	高感度変位計	土台水平変位
3	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
4	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
5	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
6	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
7	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
8	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
9	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
10	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
11	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
12	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
13	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
14	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
15	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
16	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
17	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
18	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
19	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
20	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
21	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
22	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
23	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
24	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
25	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
26	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
27~42	PFL-10-11-5LT	歪ゲージ	

②復元力特性

図 3.4.2-4 (b) に実験結果の復元力特性を示す。

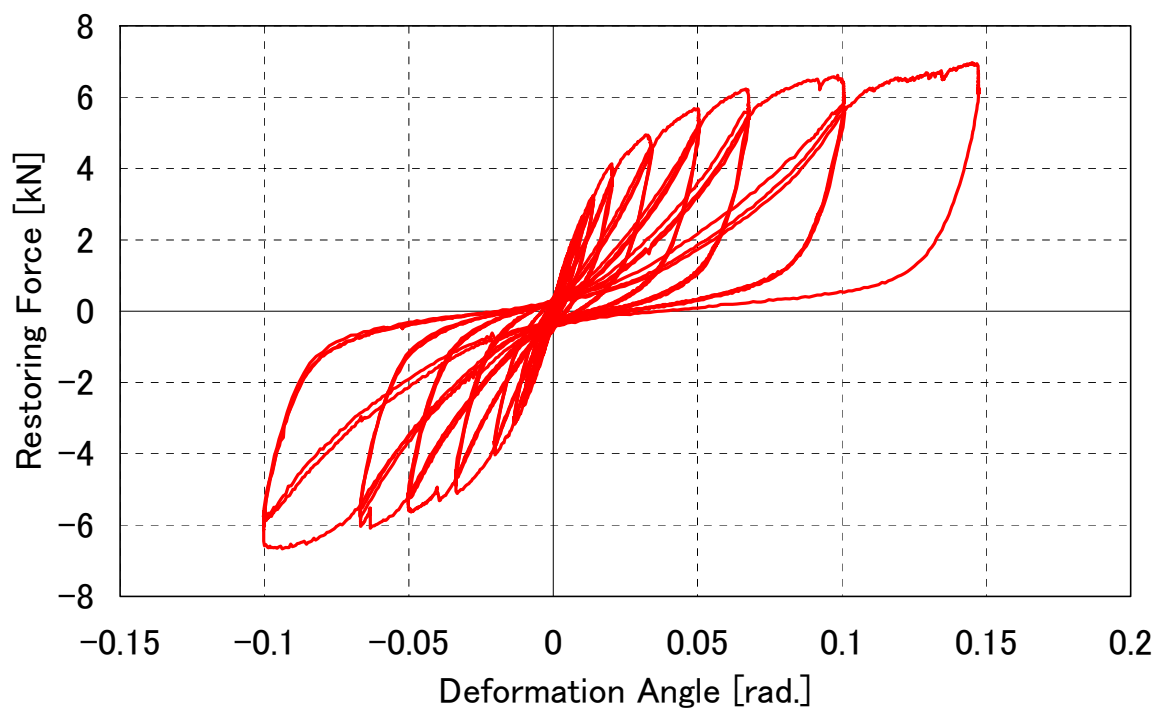


図 3.4.2-4 (b) LPW1-1 復元力特性

③損傷状況

写真 3.4.2-1 に損傷状況を示す。



写真 3.4.2-1 LPW1-1 損傷状況

2) LPW1-2 (木ずり横、漆喰塗り無)

①計測計画

実験は、左右柱にそれぞれ 1t 計 2t の鉛直荷重下で、正負交番 3 回繰り返し加力を行う。図 3.4.2-5(a) に計測機器の取り付け箇所を示す。

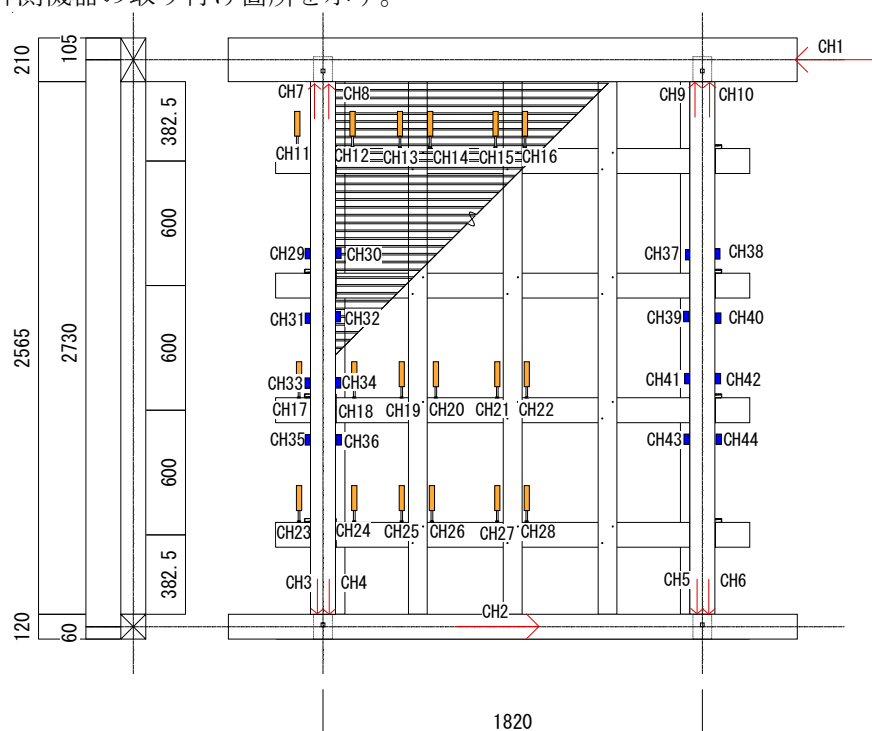


図 3.4.2-5(a) LPW1-2 計測図

表 3.4.2-4 LPW1-2 計測チャンネルリスト

ch	使用機材	機種	計測対象
0	TCLU-100kN	ロードセル	水平変位
1	DP-2000C	ワイヤー変位計	頂部水平変位
2	CDP-50	高感度変位計	土台水平変位
3	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
4	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
5	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
6	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
7	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
8	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
9	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
10	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
11	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
12	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
13	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
14	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
15	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
16	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
17	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
18	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
19	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
20	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
21	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
22	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
23	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
24	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
25	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
26	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
27	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
28	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
29~44	PFL-10-11-5LT	歪ゲージ	右柱-横貫部の曲げ応力

②復元力特性

図 3.4.2-5 (b) に実験結果の復元力特性を示す。

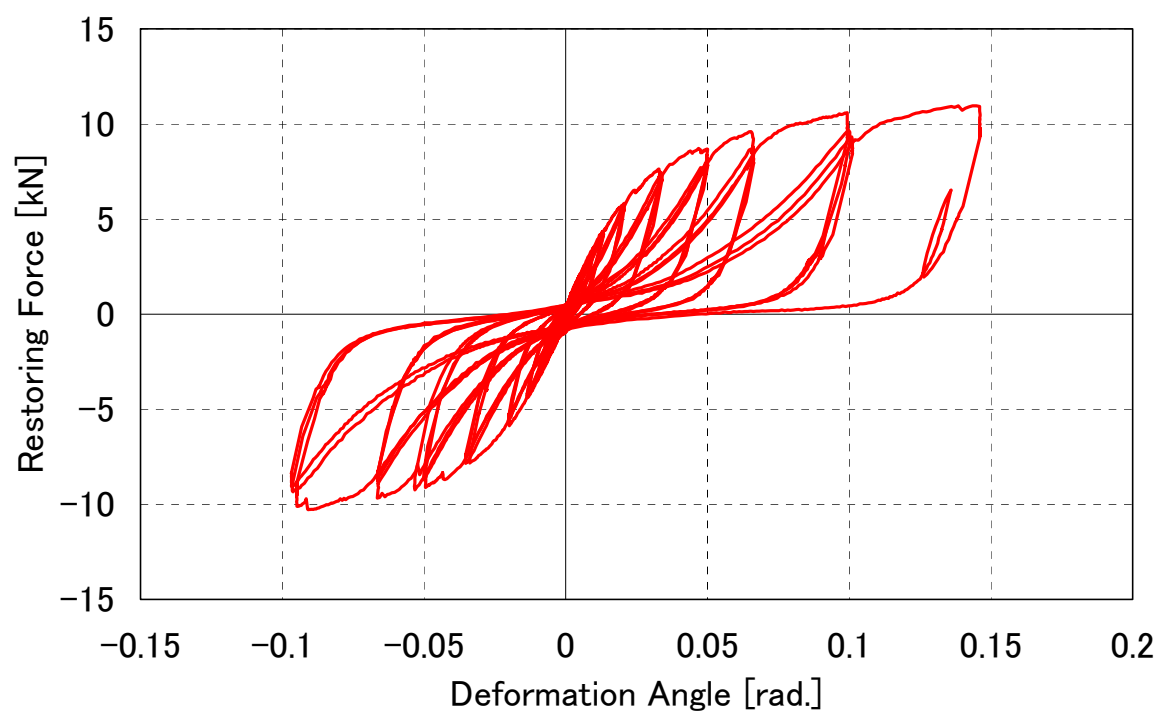


図 3.4.2-5 (b) LPW1-2 復元力特性

③損傷状況

写真 3.4.2-2 に損傷状況を示す。

(a) +1/7rad. 1 回目	(b) 左柱脚	(c) 楔の様子
	(d) 解体後	

写真 3.4.2-2 LPW1-2 損傷状況

3) LPW2-1 (木ずり縦、片面漆喰塗り)

①計測計画

実験は、左右柱にそれぞれ 1t 計 2t の鉛直荷重下で、正負交番 3 回繰り返し加力を行う。図 3.4.2-6(a)に計測機器の取り付け箇所を示す。

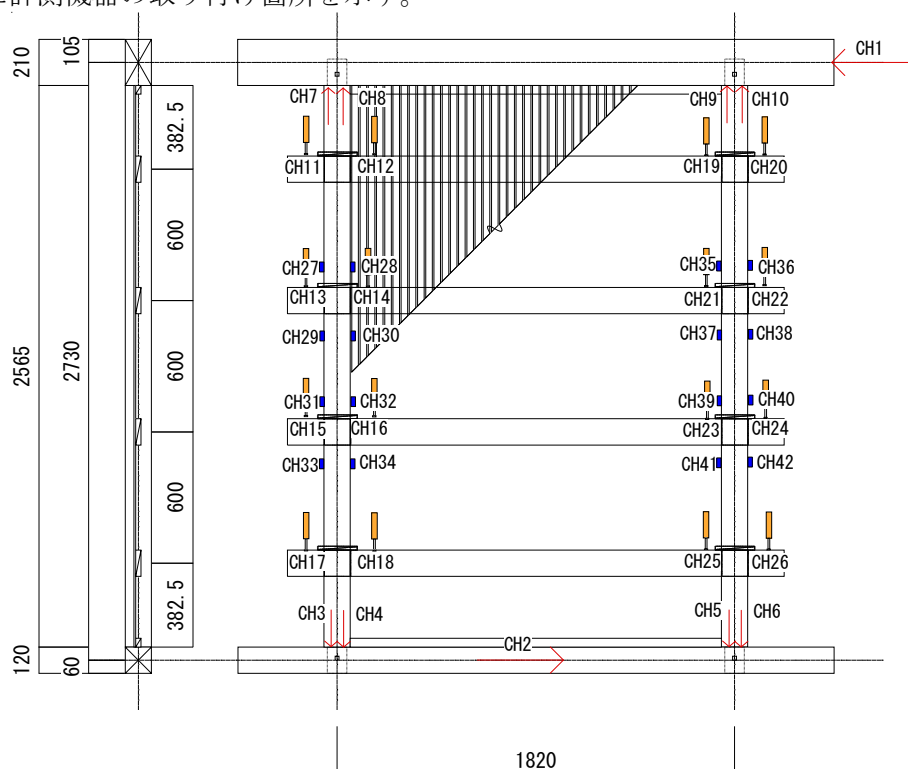


図 3.4.2-6(a) LPW2-1 計測図

表 3.4.2-5 LPW2-1 計測チャンネルリスト

ch	使用機材	機種	計測対象
0	TCLU-100kN	ロードセル	水平変位
1	DP-2000C	ワイヤー変位計	頂部水平変位
2	CDP-50	高感度変位計	土台水平変位
3	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
4	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
5	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
6	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
7	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
8	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
9	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
10	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
11	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
12	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
13	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
14	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
15	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
16	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
17	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
18	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
19	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
20	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
21	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
22	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
23	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
24	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
25	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
26	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
27~42	PFL-10-11-5LT	歪ゲージ	

②復元力特性

図 3.4.2-6(b) に実験結果の復元力特性を示す。

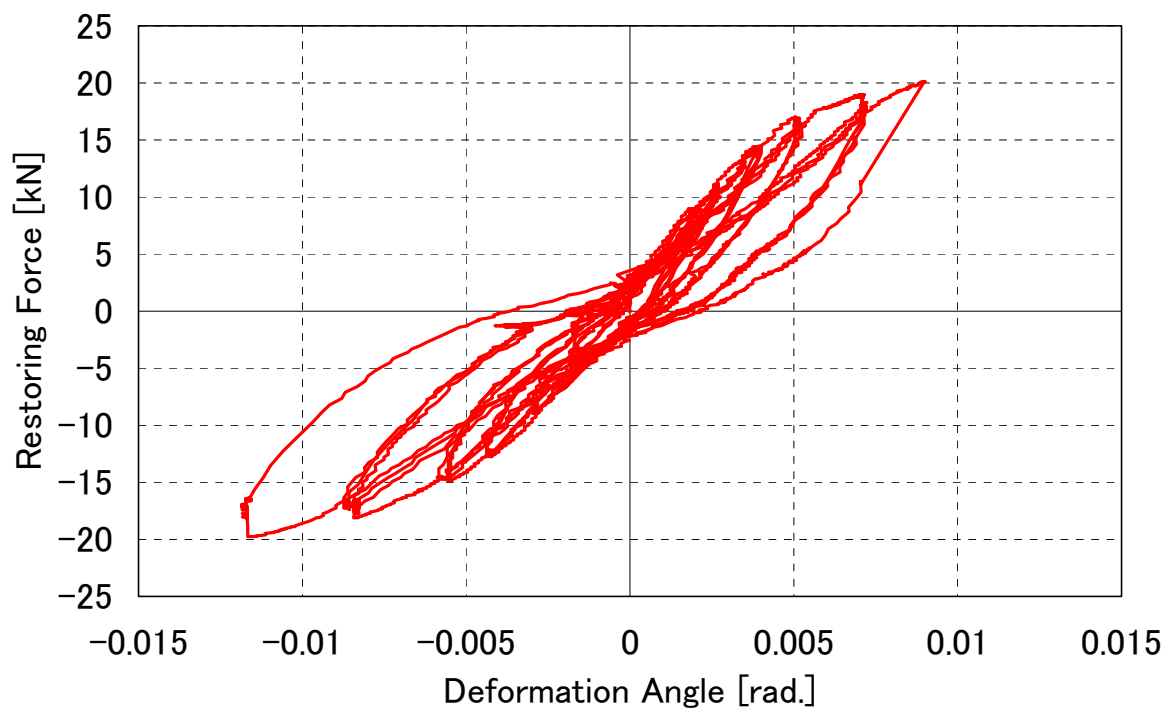


図 3.4.2-6(b) LPW2-1 復元力特性

③損傷状況

写真 3.4.2-3 に損傷状況を示す。

(a) +1/100rad. 1 回目	(b) 壁隅角のクラック	(c) 解体後 1
	(d) 解体後 2	

写真 3.4.2-3 LPW2-1 損傷状況

4) LPW2-2 (木ずり横、片面漆喰塗り)

①計測計画

実験は、左右柱にそれぞれ 1t 計 2t の鉛直荷重下で、正負交番 3 回繰り返し加力を行う。図 3.4.2-7(a)に計測機器の取り付け箇所を示す。

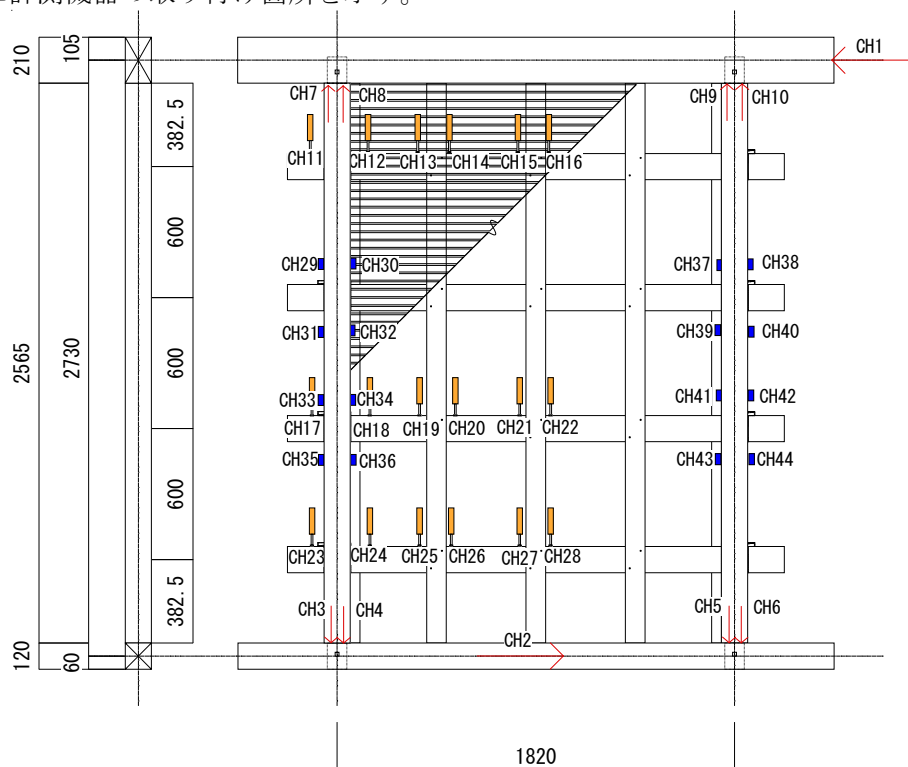


図 3.4.2-7(a) LPW2-2 計測図

表 3.4.2-6 LPW2-2 計測チャンネルリスト

ch	使用機材	機種	計測対象
0	TCLU-100kN	ロードセル	水平変位
1	DP-2000C	ワイヤー変位計	頂部水平変位
2	CDP-50	高感度変位計	土台水平変位
3	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
4	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
5	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
6	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
7	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
8	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
9	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
10	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
11	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
12	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
13	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
14	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
15	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
16	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
17	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
18	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
19	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
20	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
21	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
22	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
23	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
24	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
25	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
26	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
27	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
28	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
29~44	PFL-10-11-5LT	歪ゲージ	右柱-横貫部の曲げ応力

②復元力特性

図 3.4.2-7(b) に実験結果の復元力特性を示す。

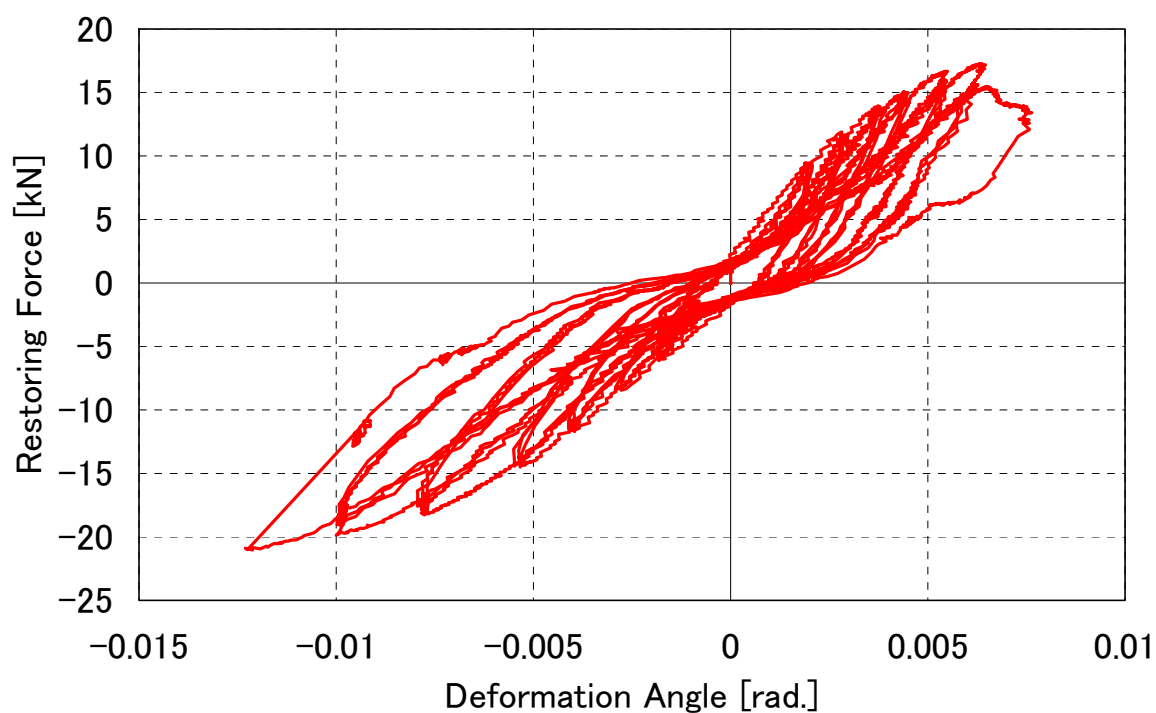


図 3.4.2-7(b) LPW2-2 復元力特性

③損傷状況

写真 3.4.2-4 に損傷状況を示す。

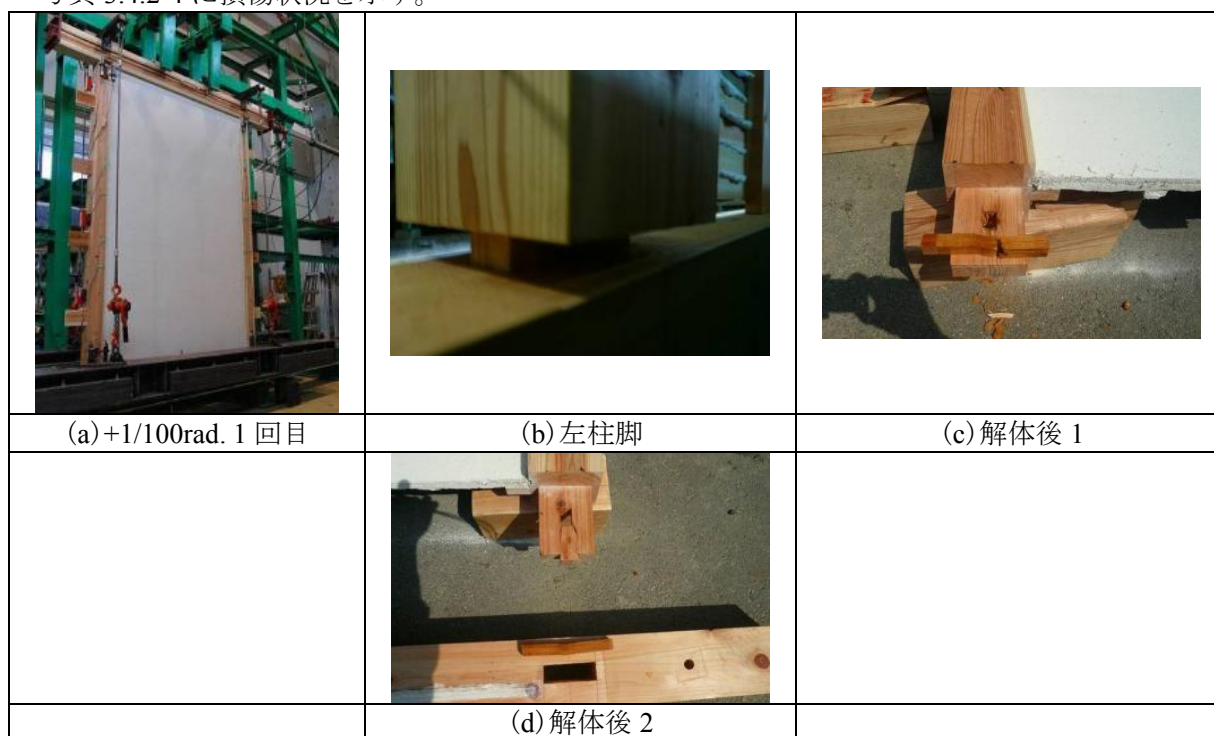


写真 3.4.2-4 LPW2-2 損傷状況

5) LPW3（木ずり縦、片面漆喰塗り、コースレッド使用）

①計測計画

実験は、左右柱にそれぞれ 1t 計 2t の鉛直荷重下で、正負交番 3 回繰り返し加力を行う。図 3.4.2-8(a) に計測機器の取り付け箇所を示す。

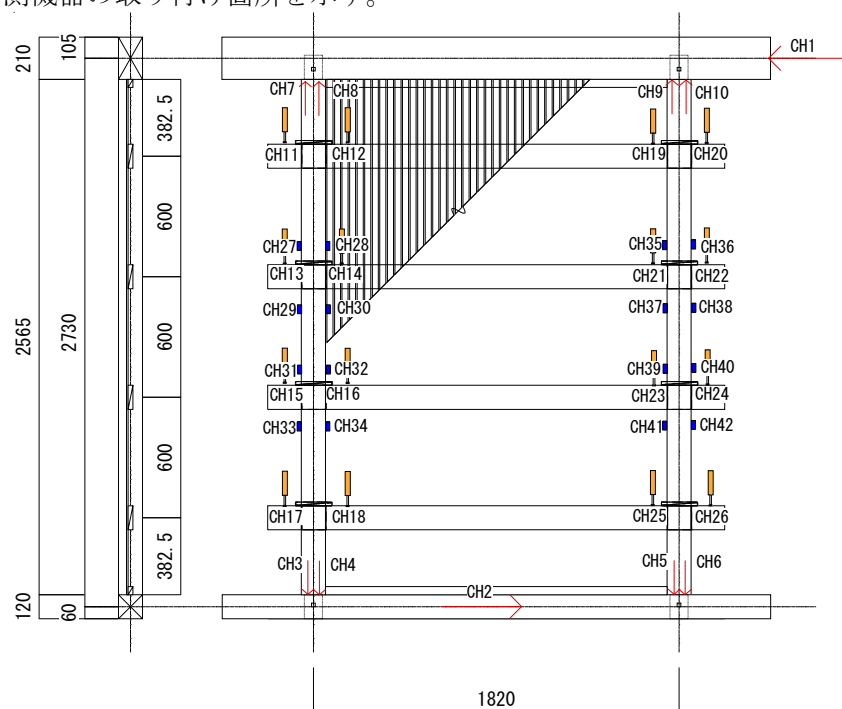


図 3.4.2-8(a) LPW3 計測図

表 3.4.2-7 LPW3 計測チャンネルリスト

ch	使用機材	機種	計測対象
0	TCLU-100kN	ロードセル	水平変位
1	DP-2000C	ワイヤー変位計	頂部水平変位
2	CDP-50	高感度変位計	土台水平変位
3	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
4	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
5	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
6	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
7	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
8	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
9	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
10	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
11	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
12	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
13	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
14	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
15	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
16	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
17	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
18	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
19	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
20	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
21	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
22	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
23	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
24	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
25	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
26	SDP-50C	高感度変位計	横貫の回転剛性
27~42	PFL-10-11-5LT	歪ゲージ	

②復元力特性

図 3.4.2-8 (b) に実験結果の復元力特性を示す。

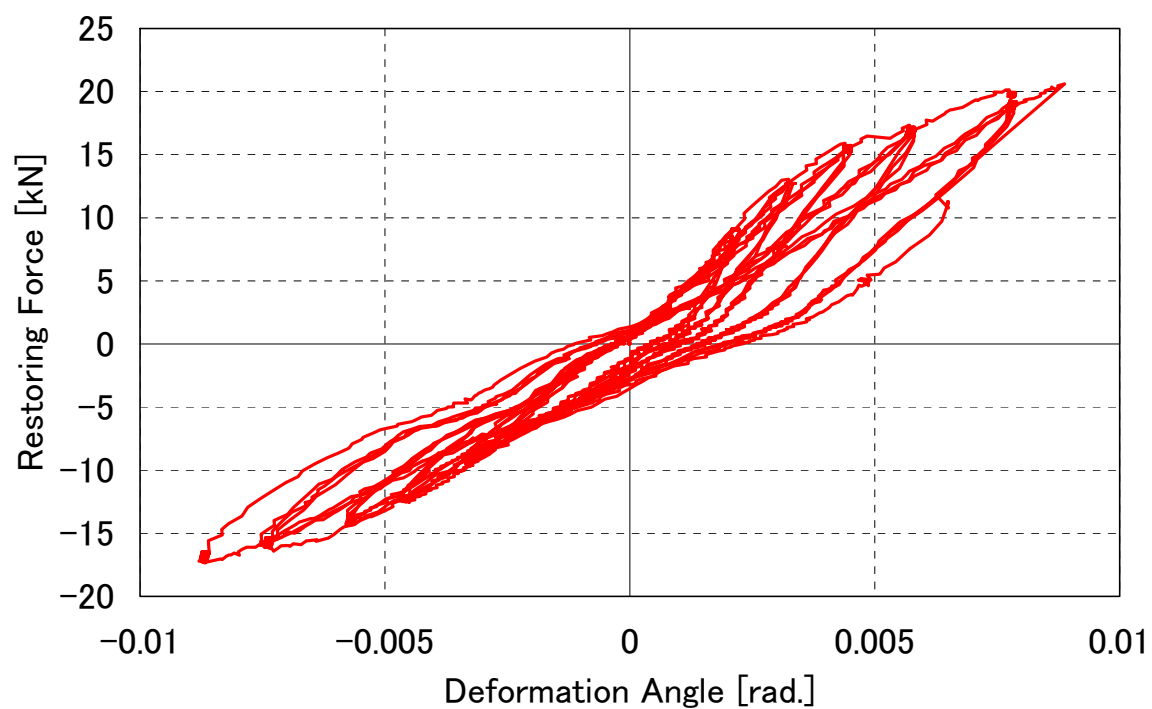


図 3.4.2-8 (b) LPW3 復元力特性

③損傷状況

写真 3.4.2-5 に損傷状況を示す。

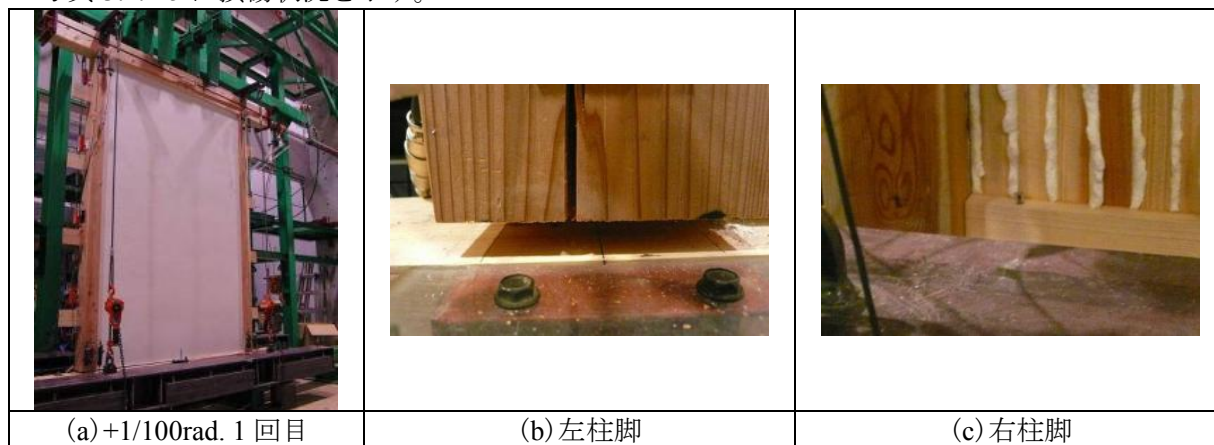
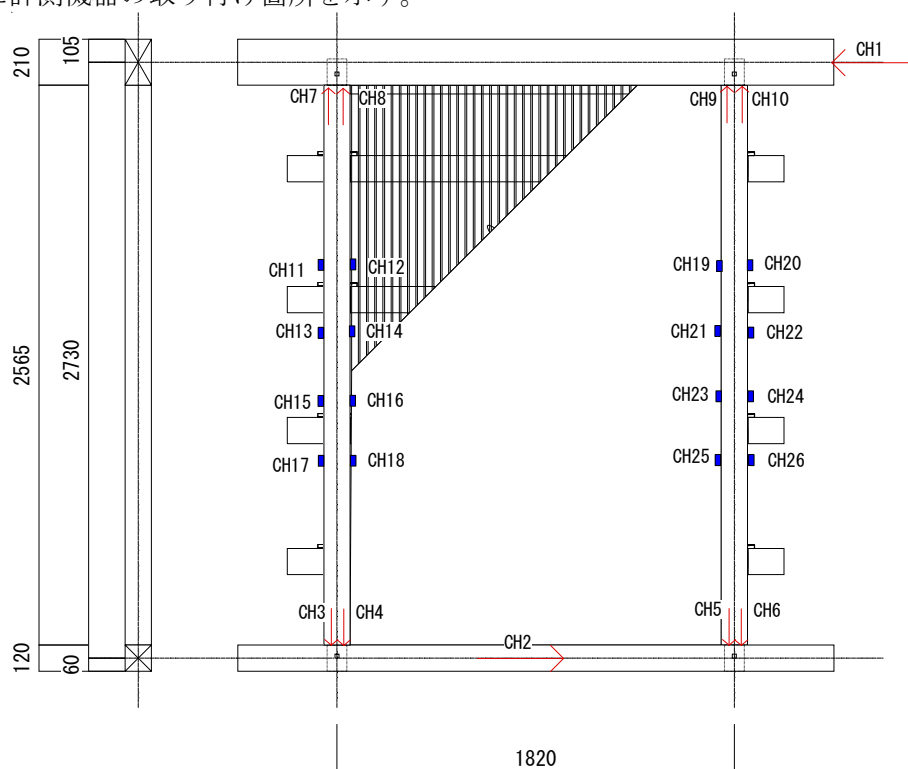


写真 3.4.2-5 LPW3 損傷状況

6) LPW4-1 (木ずり縦、両面漆喰塗り)

①計測計画

実験は、左右柱にそれぞれ 1t 計 2t の鉛直荷重下で、正負交番 3 回繰り返し加力を行う。図 3.4.2-9(a)に計測機器の取り付け箇所を示す。



3.4.2-9(a) LPW4-1 計測図

表 3.4.2-8 LPW4-1 計測チャンネルリスト

ch	使用機材	機種	計測対象
0	TCLU-100kN	ロードセル	水平変位
1	DP-2000C	ワイヤー変位計	頂部水平変位
2	CDP-50	高感度変位計	土台水平変位
3	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
4	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
5	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
6	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
7	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
8	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
9	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
10	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
11~26	PFL-10-11-5LT	歪ゲージ	右柱-横貫部の曲げ応力

②復元力特性

図 3.4.2-9(b) に実験結果の復元力特性を示す。

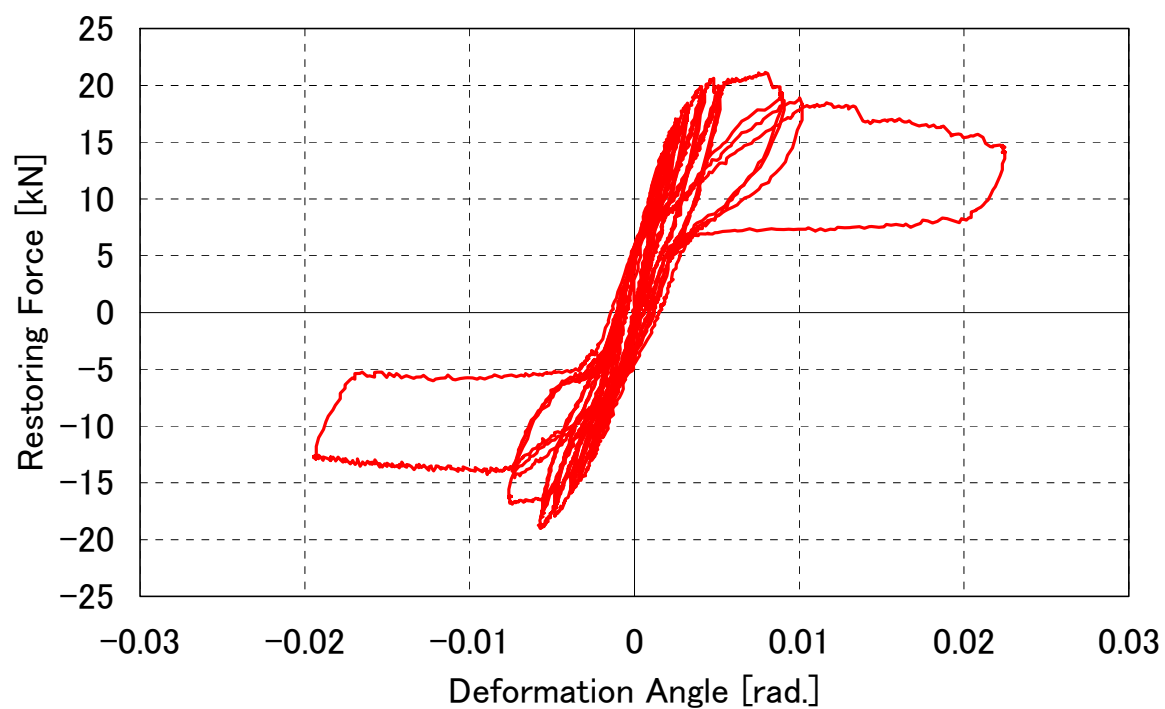


図 3.4.2-9(b) LPW3 復元力特性

③損傷状況

写真 3.4.2-6 に損傷状況を示す。

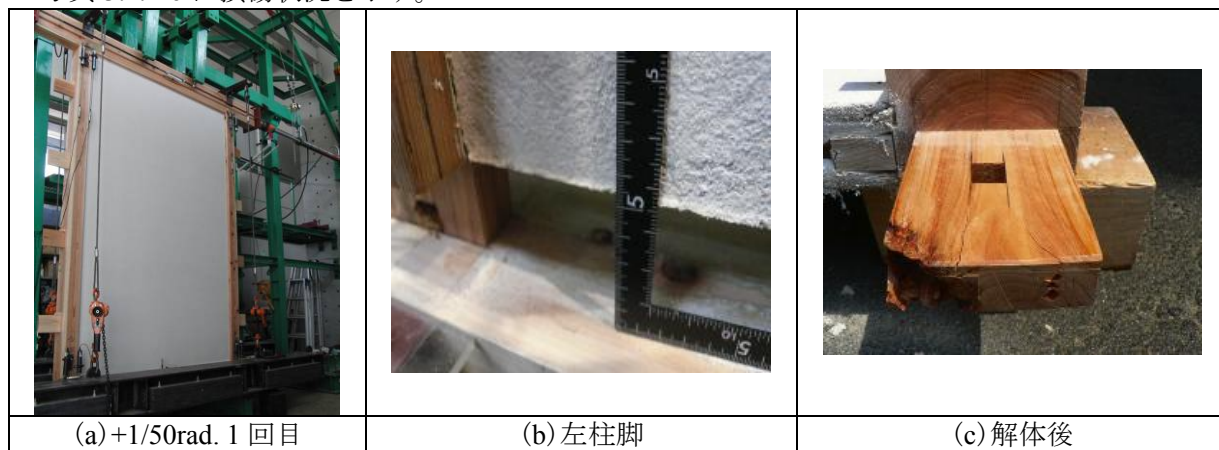
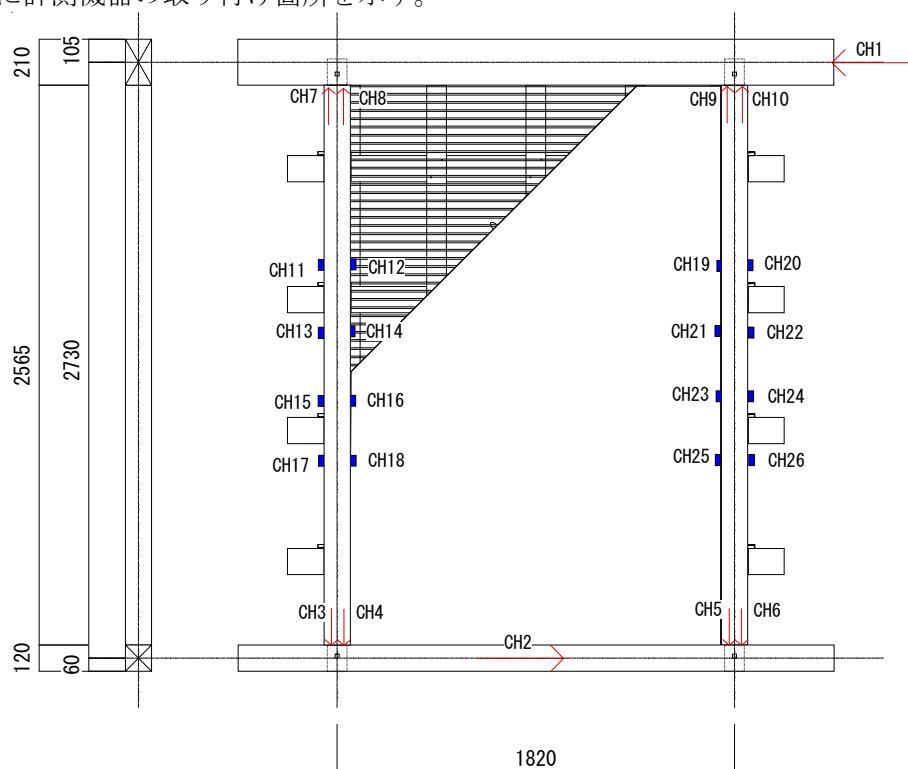


写真 3.4.2-6 LPW3 損傷状況

7) LPW4-2 (木ずり横、両面漆喰塗り)

①計測計画

実験は、左右柱にそれぞれ 1t 計 2t の鉛直荷重下で、正負交番 3 回繰り返し加力を行う。図 3.4.2-10(a) に計測機器の取り付け箇所を示す。



3.4.2-10(a) LPW4-2 計測図

表 3.4.2-9 LPW4-2 計測チャンネルリスト

ch	使用機材	機種	計測対象
0	TCLU-100kN	ロードセル	水平変位
1	DP-2000C	ワイヤー変位計	頂部水平変位
2	CDP-50	高感度変位計	土台水平変位
3	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
4	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
5	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
6	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
7	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
8	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
9	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
10	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
11~26	PFL-10-11-5LT	歪ゲージ	右柱-横貫部の曲げ応力

②復元力特性

図 3.4.2-10(b) に実験結果の復元力特性を示す。

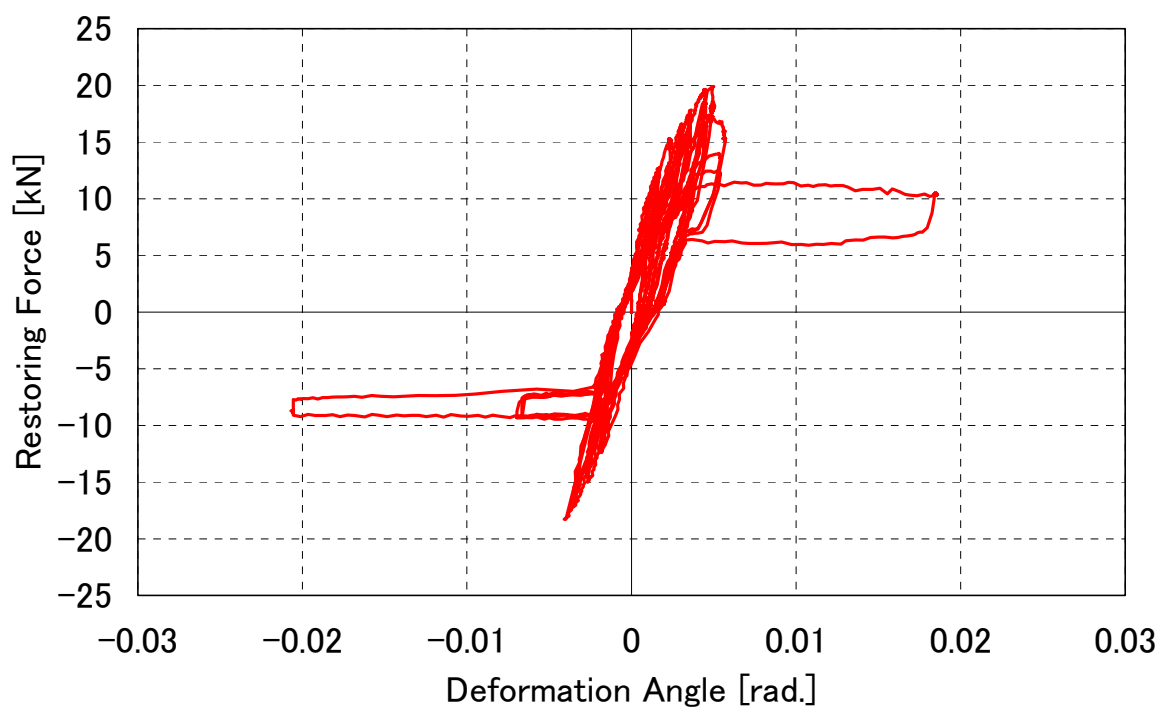


図 3.4.2-10(b) LPW4-2 復元力特性

③損傷状況

写真 3.4.2-7 に損傷状況を示す。

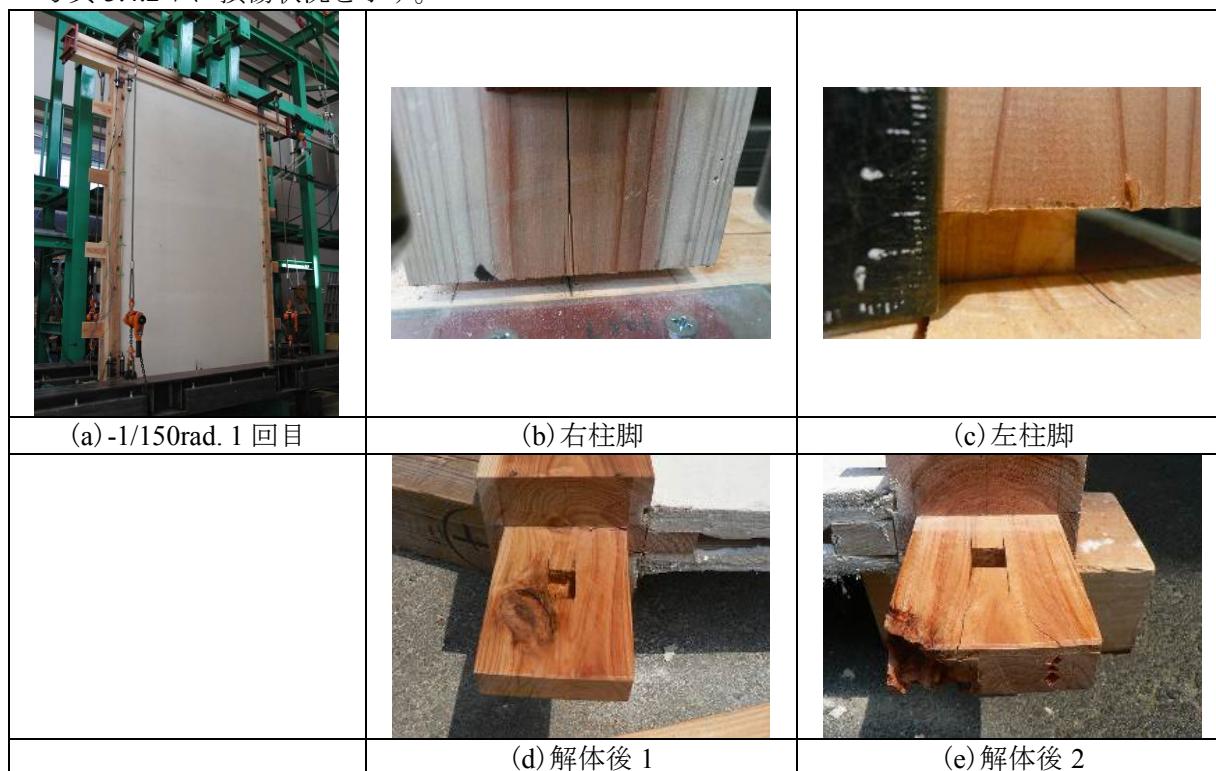


写真 3.4.2-7 LPW4-2 損傷状況

8) 吸付栈付き板壁

①計測計画

実験は、左右柱にそれぞれ 1t 計 2t の鉛直荷重下で、正負交番 3 回繰り返し加力を行う。図 3.4.2-11 (a) に計測機器の取り付け箇所を示す。

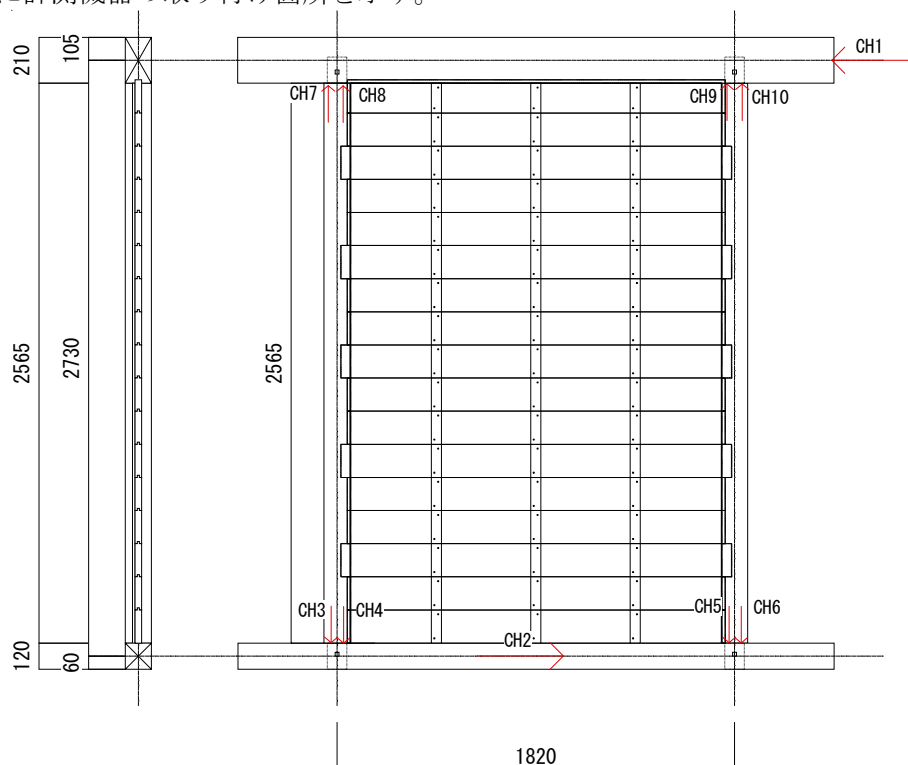


図 3.4.2-11 (a) 吸付栈付き板壁計測図

表 3.4.2-10 吸付栈付き板壁計測チャンネルリスト

ch	使用機材	機種	計測対象
0	TCLU-100kN	ロードセル	水平変位
1	DP-2000C	ワイヤー変位計	頂部水平変位
2	CDP-50	高感度変位計	土台水平変位
3	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
4	CDP-50	高感度変位計	左柱脚の鉛直方向変位
5	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
6	CDP-50	高感度変位計	右柱脚の鉛直方向変位
7	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
8	CDP-50	高感度変位計	左柱頭の鉛直方向変位
9	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位
10	CDP-50	高感度変位計	右柱頭の鉛直方向変位

②復元力特性

図 3.4.2-11 (b) に実験結果の復元力特性を示す。

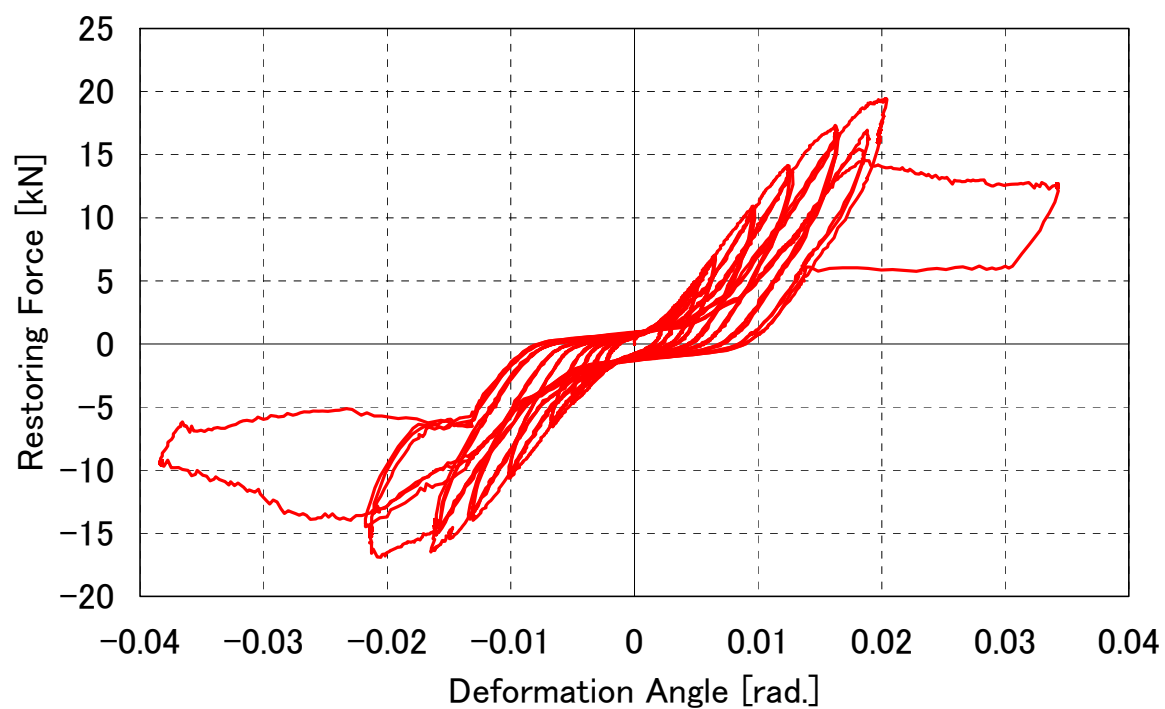


図 3.4.2-11 (b) 吸付栈付き板壁復元力特性

③損傷状況

写真 3.4.2-8 に損傷状況を示す。

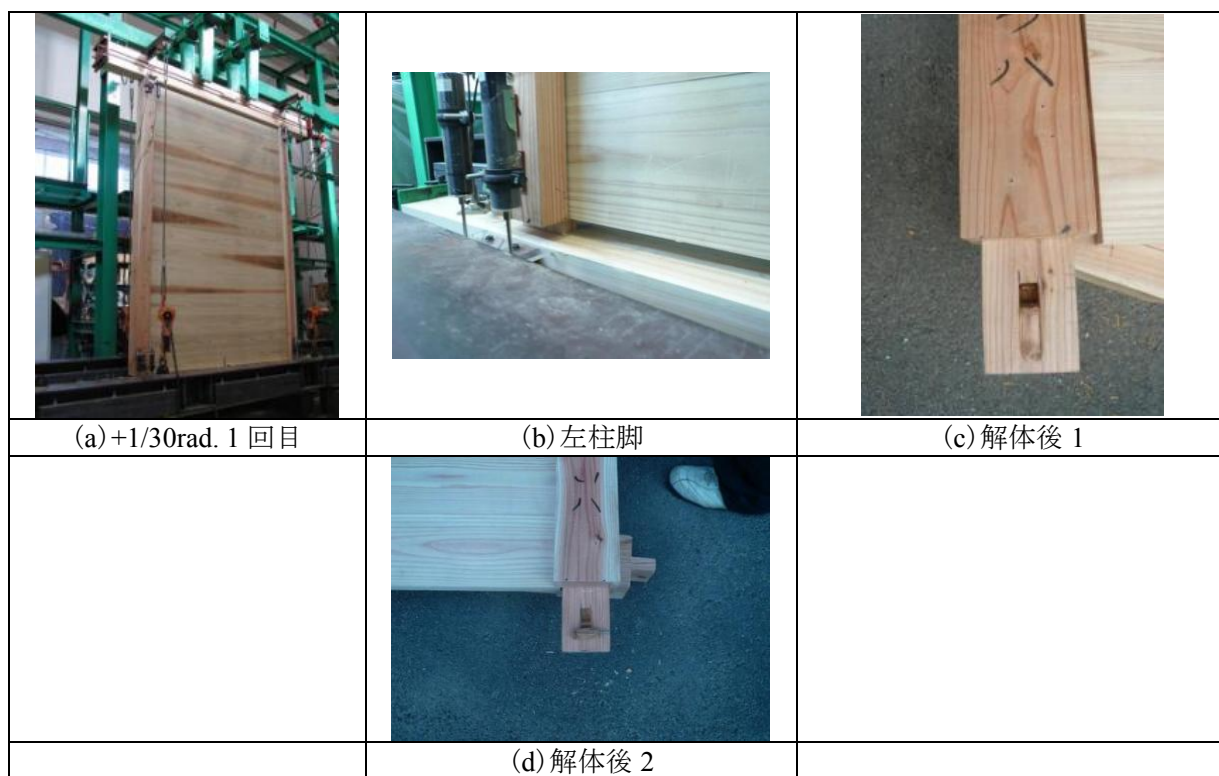


写真 3.4.2-8 吸付栈付き板壁損傷状況

(2) 縮小試験体による木摺り漆喰壁縮水平せん断実験

1) 計測計画

計測機器の取り付け位置を図 3.4.2-12 に、チャンネルリストを表 3.4.2-11 に示す。

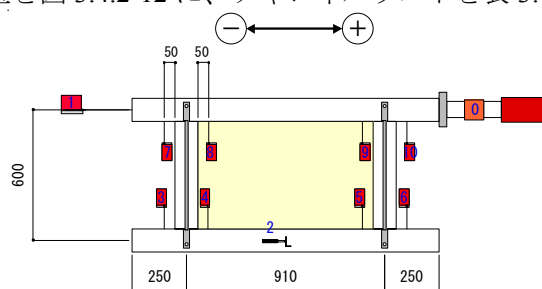


図 3.4.2-12 計測器の取り付け位置

表 3.4.2-11 MWA-2H 計測器リスト

	計測機器	機器名	計測対象
0ch	ロードセル		荷重
1ch	ワイヤー変位計	DP-2000C	頂部の水平変位
2ch	ワイヤー変位計	DP-2000C	足固めの水平変位
3ch	ワイヤー変位計	DP-500E	左柱脚の浮き上がり
4ch	ワイヤー変位計	DP-500E	右柱脚の浮き上がり
5ch	高感度変位計	CDP-50	滑り止め水平移動
6ch	高感度変位計	CDP-50	滑り止め水平移動

2) 実験結果および損傷状況

図 3.4.2-13～図 3.4.2-18 に実験結果の履歴曲線を、写真 3.4.2-9～写真 3.4.2-14 に各試験体の損傷状況を示す。

① No. 1_縦張り木摺り漆喰壁 中塗土

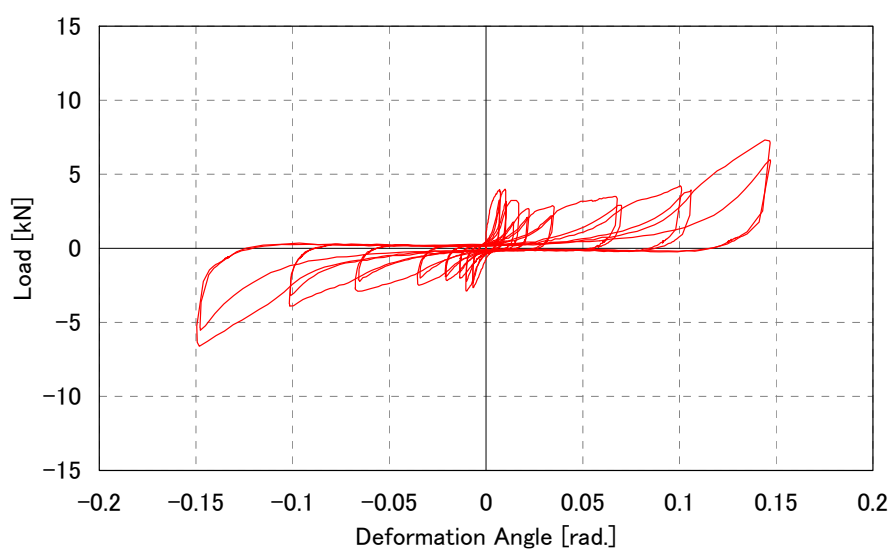


図 3.4.2-13 No.1 復元力特性

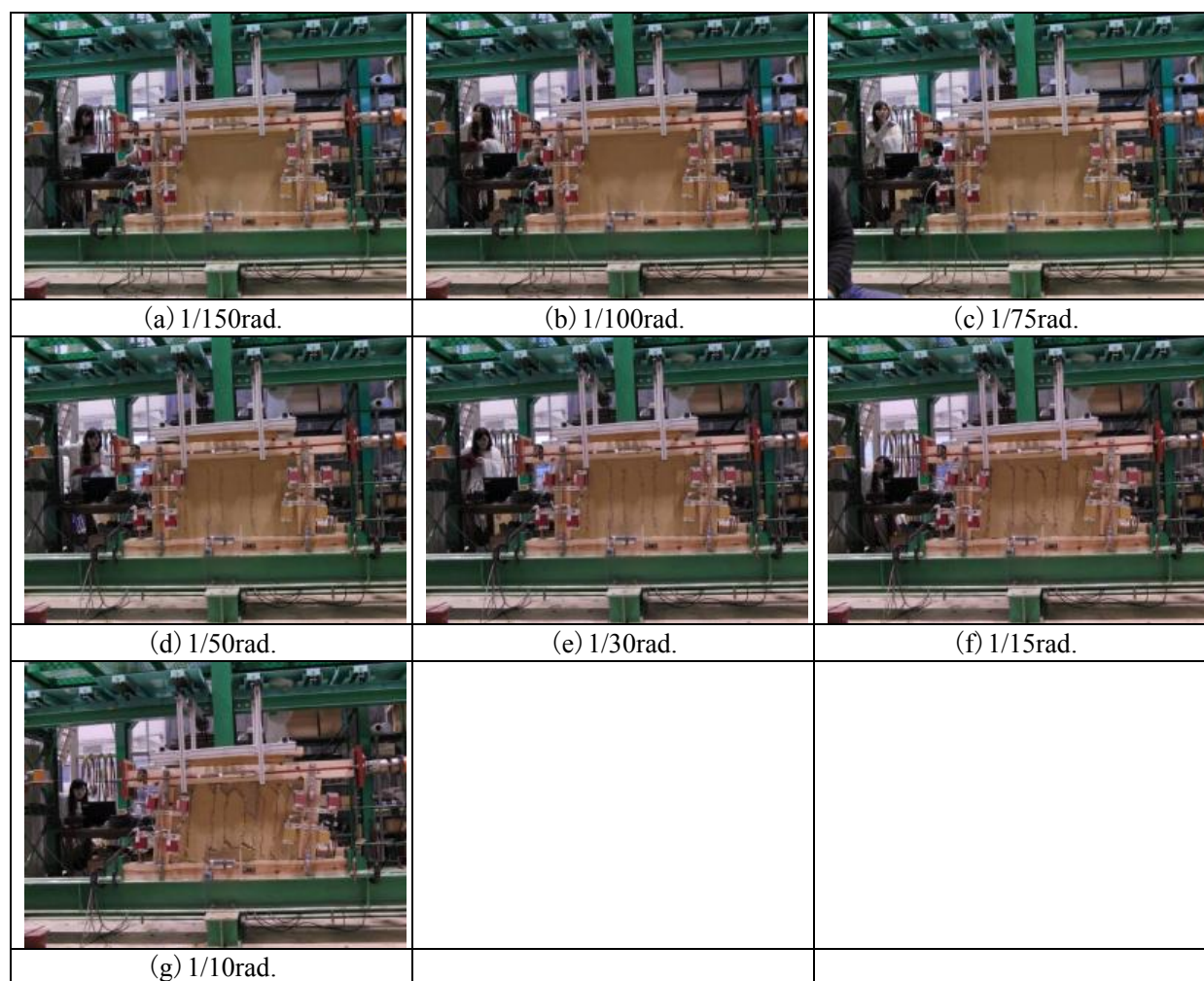


写真 3.4.2-9 No.1 損傷状況

② No. 2_縦張り木摺り漆喰壁 砂漆喰

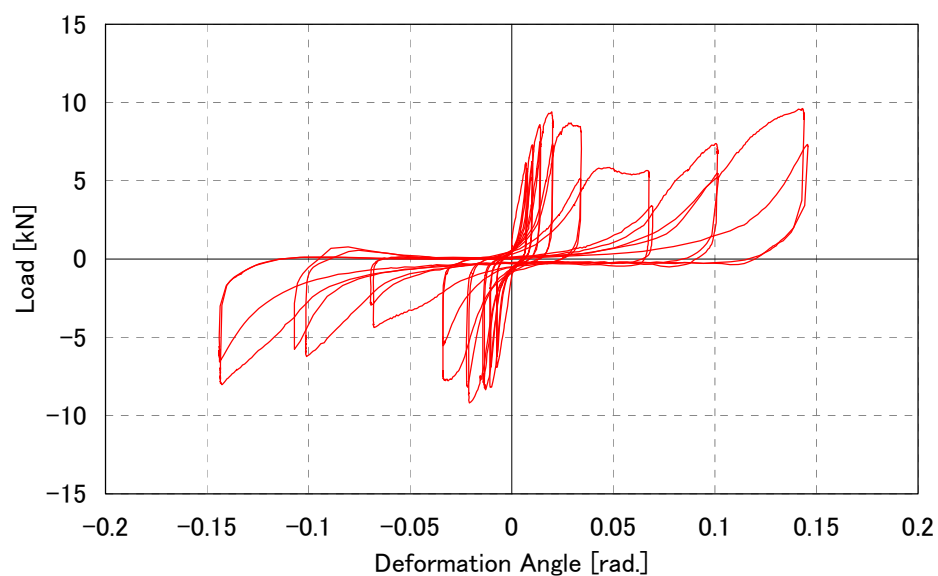


図 3.4.2-14 No.2 復元力特性

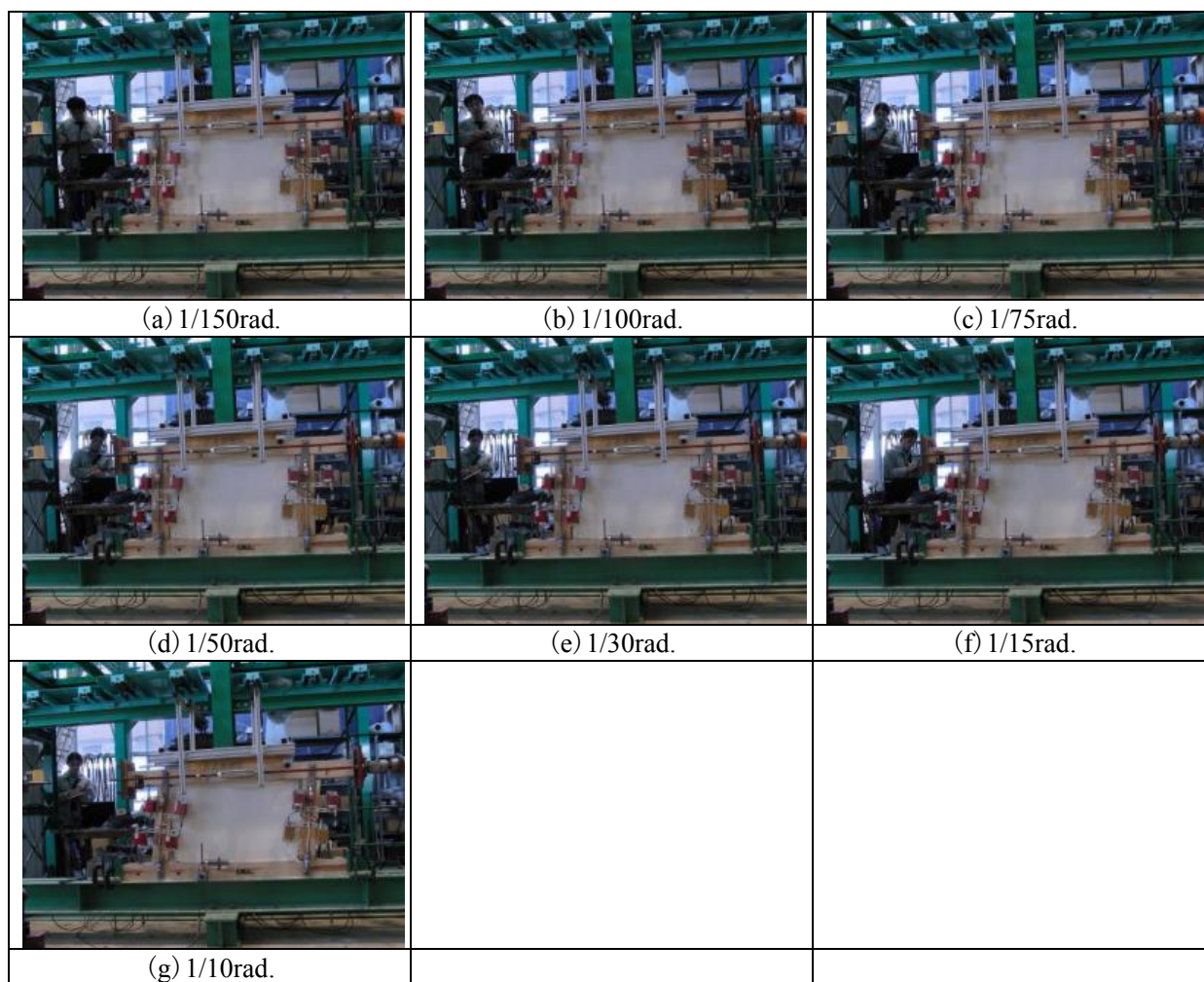


写真 3.4.2-10 No.2 損傷状況

③ No. 3_横張り木摺り漆喰壁間柱 中塗土

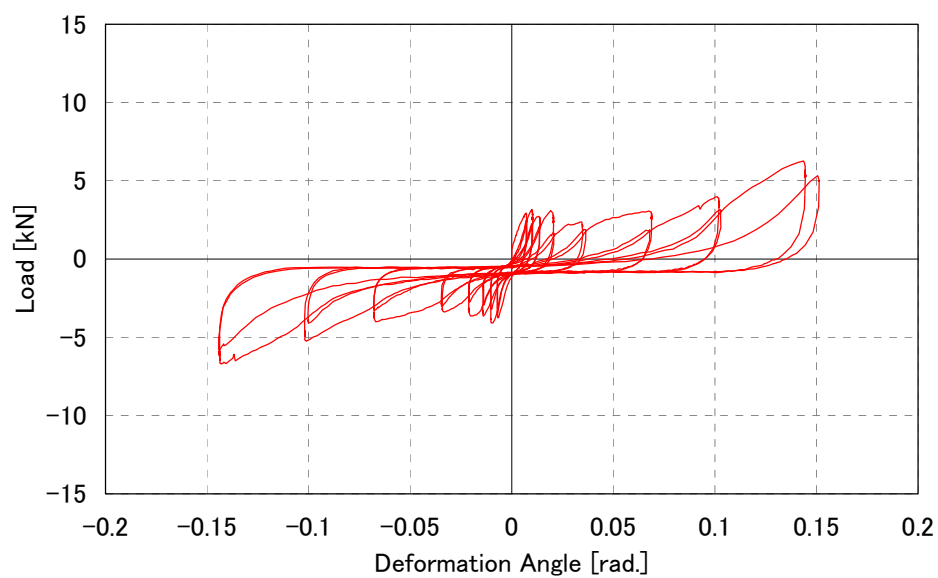


図 3.4.2-15 No.3 復元力特性

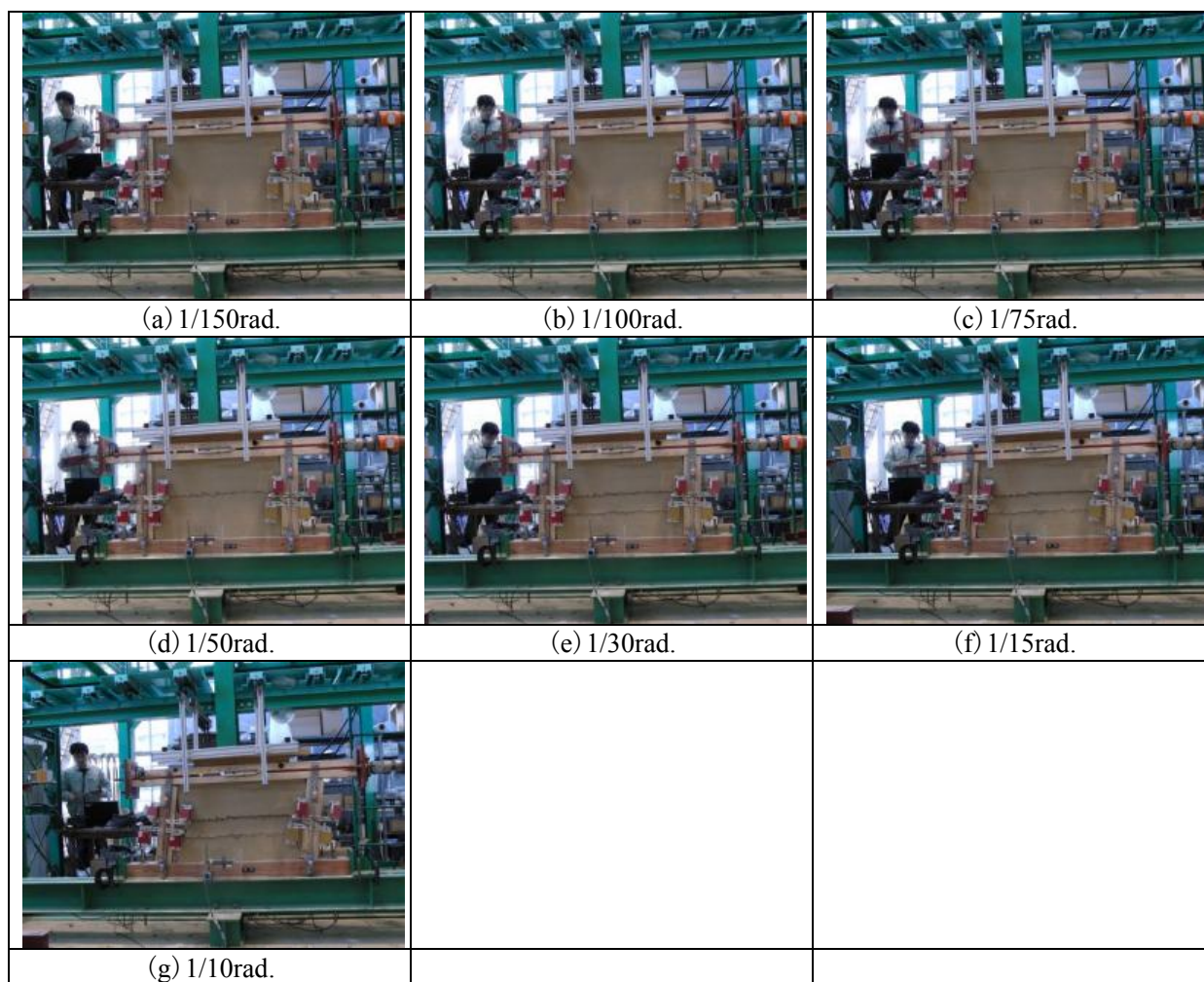


写真 3.4.2-11 No.3 損傷状況

④ No. 4_横張り木摺り漆喰壁間柱 砂漆喰

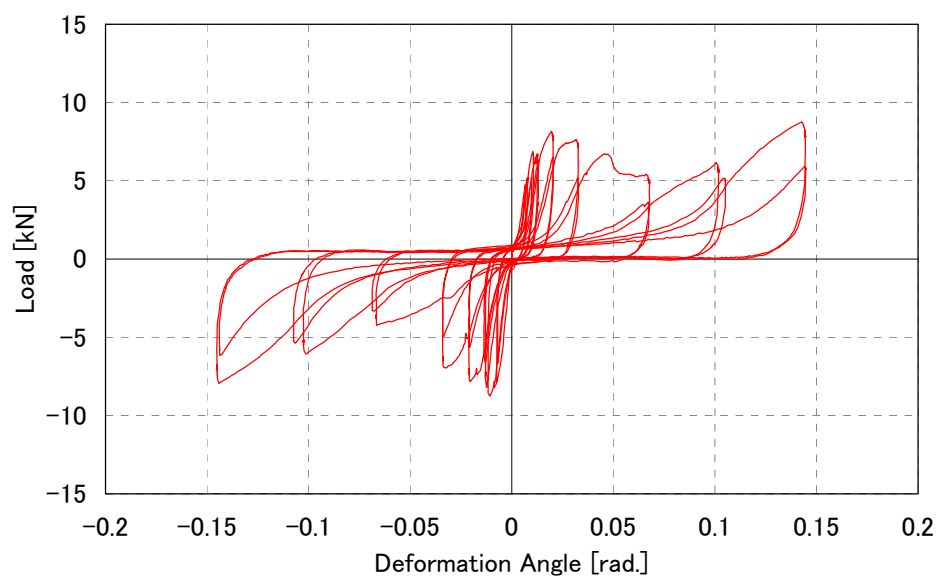


図 3.4.2-16 No.4 復元力特性

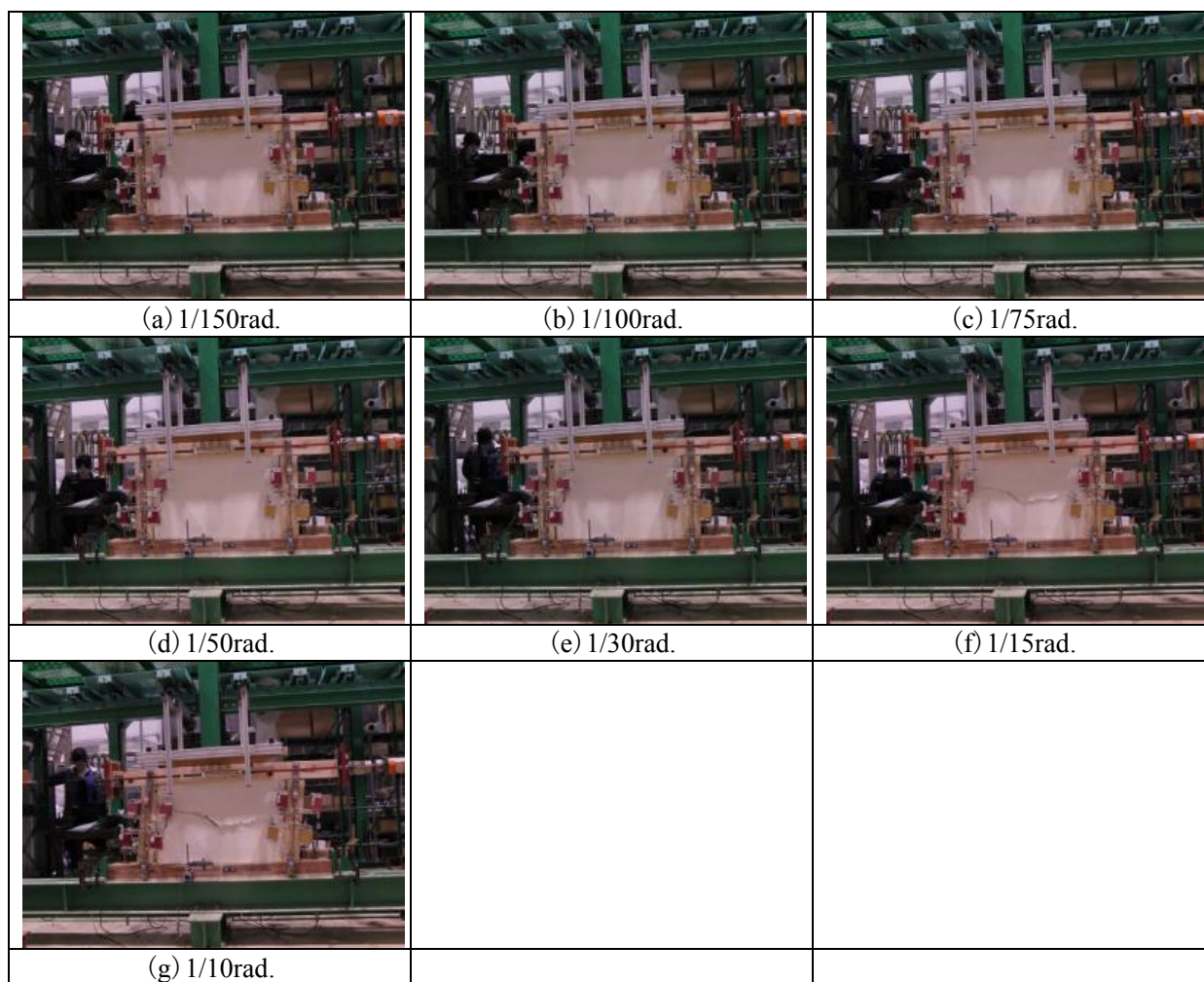


写真 3.4.2-12 No.4 損傷状況

⑤ No. 5_横張り木摺り漆喰壁縦胴縁 中塗土

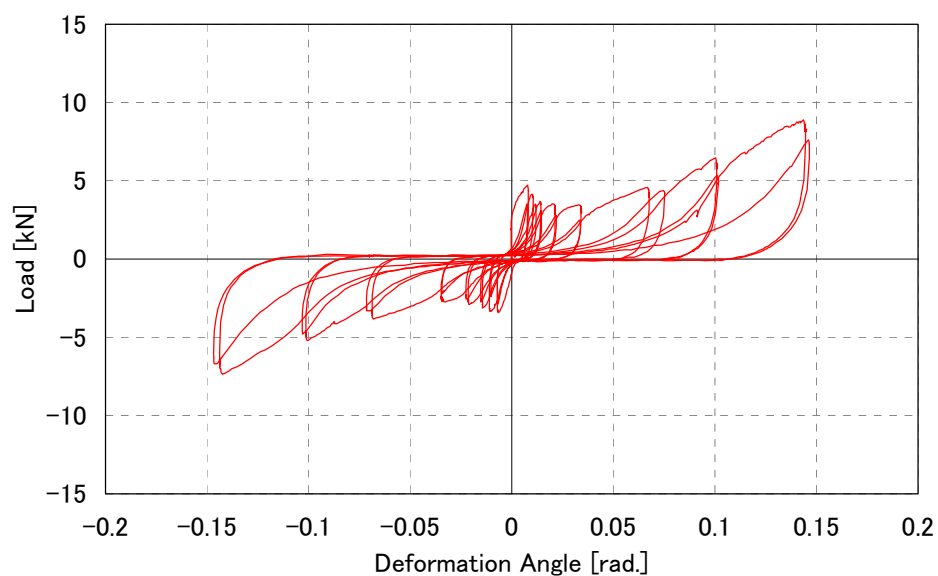


図 3.4.2-17 No.5 復元力特性

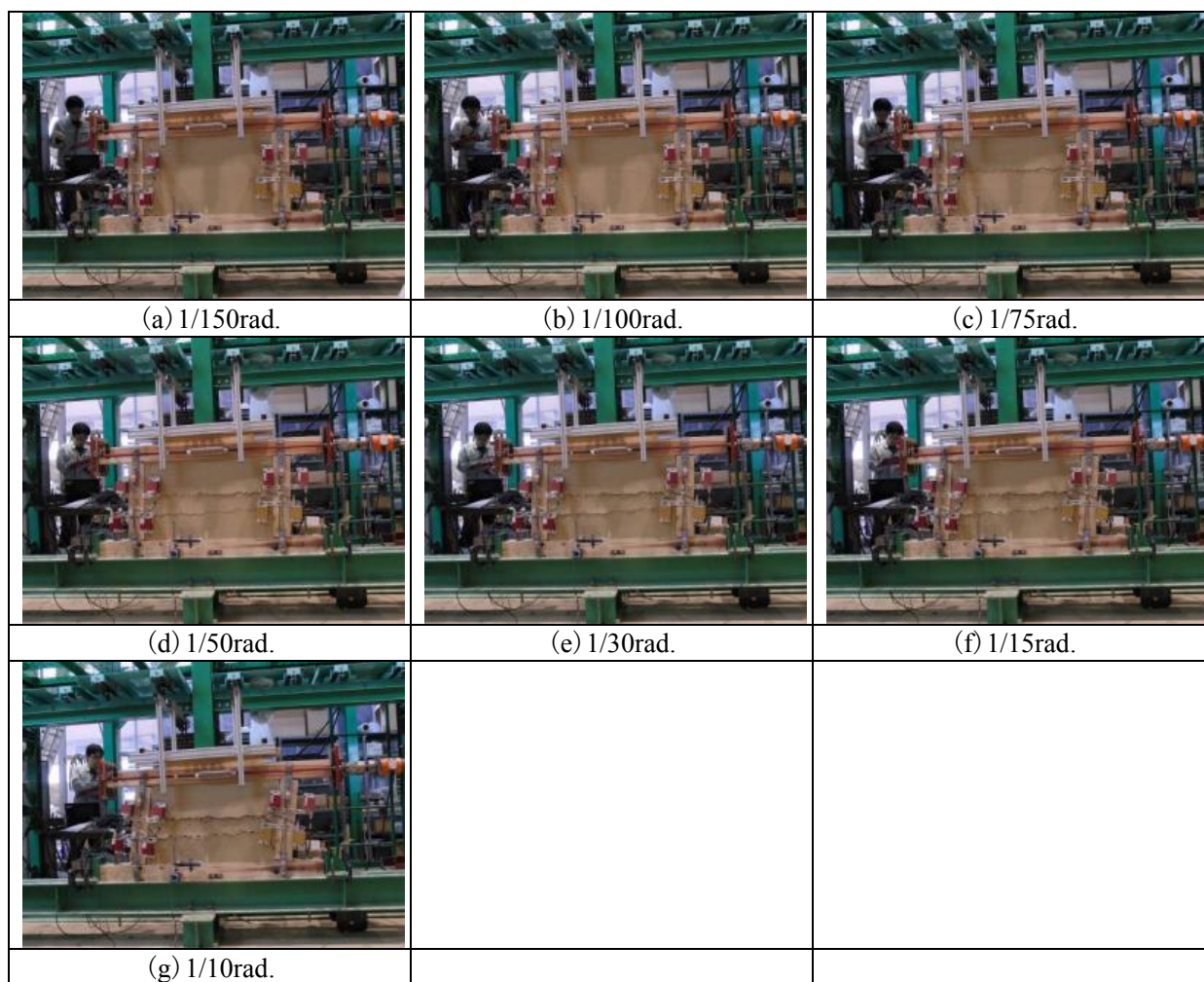


写真 3.4.2-13 No.5 損傷状況

⑥ No. 6_横張り木摺り漆喰壁縦胴縁 砂漆喰

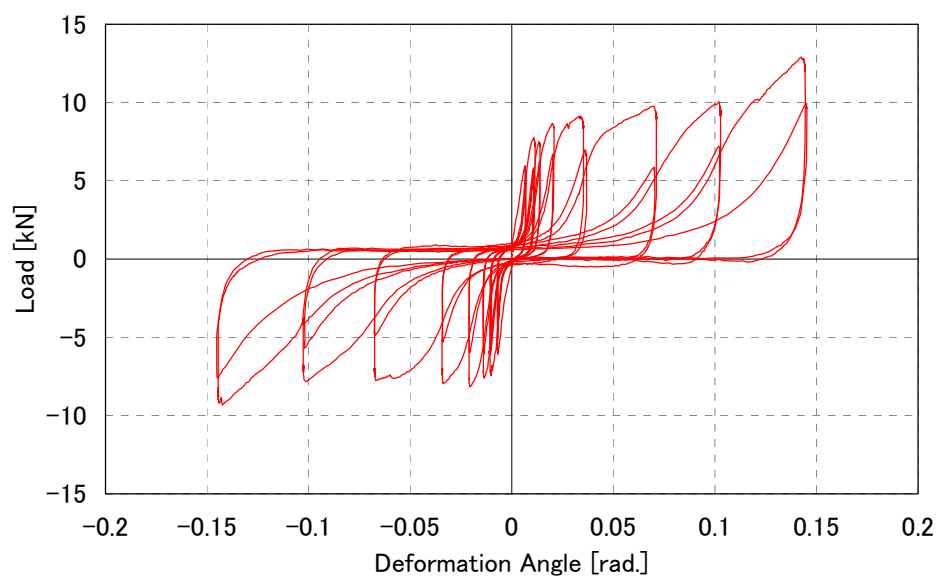


図 3.4.2-18 No.6 復元力特性

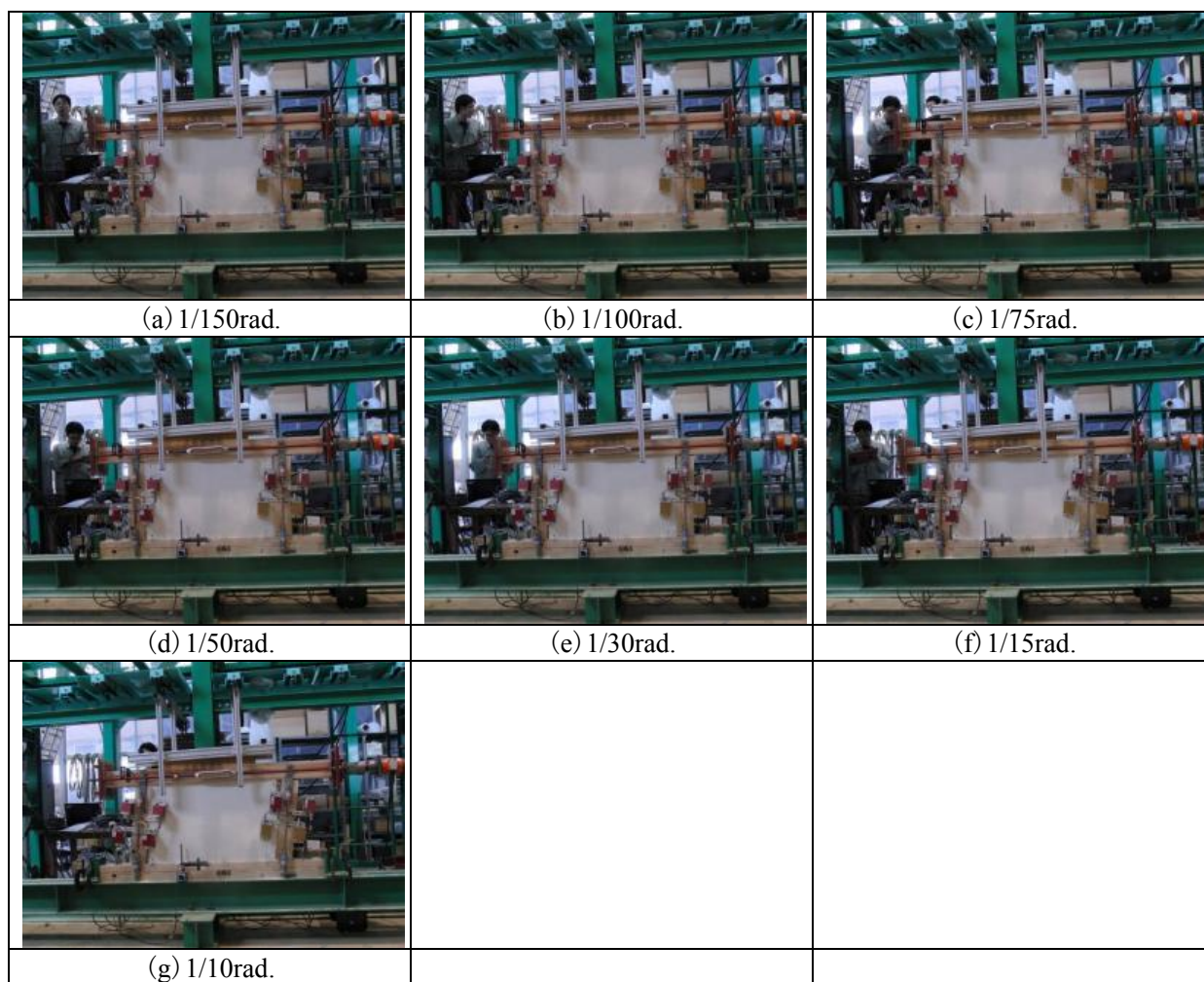


写真 3.4.2-14 No.6 損傷状況

3.4.3 接合部評価式グループ

(1) 評価式作成の方針

本接合部評価式グループでは、まず一昨年度に構法歴史部会より提示された標準的な継ぎ手・仕口の種類に対して、継ぎ手・仕口が主として負担すると考えられる外力(引張力、剪断力、曲げモーメント)を設定して、図 3.4.3-2 に示す一覧表を作成した。次に昨年度にかけて、これら接合部の加力実験を行った。各々について継ぎ手・仕口の各部寸法をパラメータとして試験体種類を設定し、図 3.4.3-3 に示す継ぎ手・仕口の加力実験を接合部評価式 G の各担当者が分担して実施した。

今年度の評価式作成に際しては、各々の継ぎ手・仕口の実験結果における各部の変形と破壊性状を観察・分析したうえで、それぞれの継ぎ手・仕口各部の抵抗メカニズムを表す力学モデルを作成し、力学モデルの各部応力と変形(角)のつりあい条件式をたてて、これを解くことによって弾性域における外力と変形(角)の関係式(剛性評価式)を導出した。また、継ぎ手・仕口の降伏・終局耐力については、実験結果より想定され得る複数の降伏・破壊モードを抽出し、力学モデルにもとづき降伏・破壊が生じる部分の応力度がその部分の木材の降伏応力度・破壊強度に達するときの外力の算定式を各モードについて求め、それらのうちの最小値を継ぎ手・仕口の降伏・終局耐力とした。塑性変形と終局変位については、降伏耐力 P_y が木材のめり込みで決まる場合については、降伏後の 2 次勾配 K_2 を弾性勾配 K の 1/8 程度とし、荷重が終局耐力 P_u に達するときの変位をもって終局変位 δ_u とするなどの方法とした。めり込み降伏よりも割裂や剪断破壊などの脆性的な破壊モードのほうが先行する場合については、それらで決まる終局耐力 P_u に達した後の塑性域は実験結果より $\delta_u = 2\text{mm} \sim 3\text{mm}$ 程度と設定した。また、木栓が曲げ降伏する場合については、実験結果より終局変位 δ_u は木栓の直径程度と設定することとした。これらより継ぎ手・仕口の評価式は、図 3.4.3-1 に示すような荷重変位関係の特性値を導くことができる形にまとめている。

なお、評価式の適用範囲については、原則として今回実験を行った範囲内のうち、脆性的な破壊モードになるような各部設計寸法のものをなるべく除くよう配慮して、実用的な範囲内で各担当者のほうで適用範囲を設定した。また、評価式で用いる材料については、乾燥材の基準強度を前提としたものとなっている。

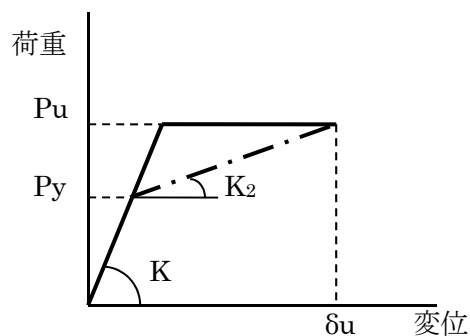
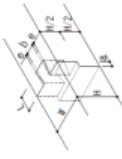
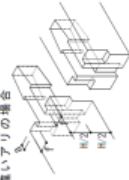
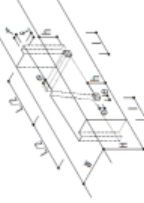


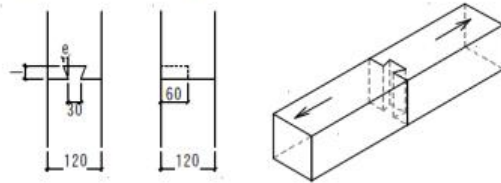
図 3.4.3-1 継ぎ手仕口の評価式で示す荷重変位特性値

I	No. 名称 / 使用部位	軸方向		送軸方向		引 込		送軸方向		引 込		参考図	パラメータ 備考
		圧 縮	引 張	せん断	曲 げ	せん断	曲 げ	せん断	曲 げ	せん断	曲 げ		
	1. 腰掛け継ぎ 土台・桁・母屋	○	△ ※大谷は試験要図	男！女！○	×	○	×	○	×	○	×		試験体の継ぎ：J1 ベイマツ J2 ヒノキ J3 スギ ※以下同じ パラメータ：貫通りの有無 ※以下同じ 寸法パラメータ：H, L, a, b, e 予断端性状：割製 ⇒ Van der put式との比較
	2. 腰掛け継ぎ 7. 間継ぎ 土台・桁・母屋・棟木	○	△	男！女！○	△ ※1方向のみ	○	×	○	×	○	×		パラメータ：柱の貫通、柱の形状(丸/角)、柱の継ぎ、 寸法パラメータ：H, L, a, b, e, f ※予断端性状：割製 ⇒ Van der put式との比較
	3. 透掛け大谷継ぎ 桁・母屋・棟木	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△		パラメータ：柱の貫通、柱の形状(丸/角)、柱の継ぎ、 柱の打込み位置(平行/斜角) 寸法パラメータ：H, L, a, b, f, h, l ※予断端性状：割製 ⇒ Van der put式との比較
	4. 全輪継ぎ 柱・桁・母屋・棟木	○	○	○	○	○	○	○	○	○	△		パラメータ：柱の継ぎ、 寸法パラメータ：H, L, a, b, f, g
	5. 台持ち継ぎ 梁・桁	○	○	上！下！○	×	○	×	○	×	○	△		パラメータ：ダボの形状(丸/角)、ダボの継ぎ、 目通いの有無 寸法パラメータ：H, L, a, b, e, f, g, h, l
	6. 両目通い平置知継ぎ 母屋・棟木	○	○	年！女！○	○	○	○	○	○	○	×		※柱とのセットで考える。
	8. 大入れ継ぎ 9. 兎 継 土台・大梁・小梁・梁一桁	○	△ ※大谷も試験	男！女！○	×	△	×	△	×	△	×		パラメータ：腰掛けの有無、兎の有無 寸法パラメータ：H1, H2, H3, L1, L2, L3, h1, h2, h3, h4, a, b, e ※h1=h2の場合アリ ※兎部分には距離両方を支持しないほうが良い⇒要試験は確の設計
	10. 通り腰掛け 桁・小梁 大梁・小梁(せりい通り) 大梁・小梁(せりい通り) 大梁・小梁(せりい通り)	○	○	○	×	○	×	○	×	○	○		パラメータ：大谷の有無 寸法パラメータ：H1, H2, H3, L1, L2, L3, h1, h2, e, d, l

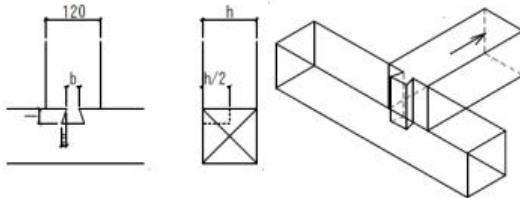
II	タイプNo. 名称	軸方向		送動方向		回転方向		参考図		バラメータ 備考
		圧縮	引張	せん断	曲げ	せん断	曲げ			
	11. 短ホゾ, 12. 長ホゾ, 平ホゾ 13. 短ホゾ, 重ホゾ								※ 鋼製材 等とセットで考える。	
	14. 落とし継 (下げ継)	○	○	○	○	×	×		試験体仕様: J1 ベイマツ J2 ヒノキ J3 スギ バラメータ: 貫貫りの有無 ※以下同じ バラメータ: クサビの仕様 寸法バラメータ: W, H, L, a, e, d, h	
	15. 平引継 (二重差し) (大入りの横断形状止め) 重いホゾ兼引継継の 四方差の要素 ※ 大枠は 断面図一併一重断面	○	○	○	○	△	△		バラメータ: 重引継の仕様、重い継ぎの仕様 目違いの有無 引継の形状 (丸/角)、引継の仕様、 寸法バラメータ: W, H, L, D, a, b, e, d, f, g, h, h2, l, l1, l2, w ※ 高さ方向の引継位置はH/2とする	
	16. 重いホゾ 四方差の要素 柱一重断面	○	○	○	○	△	△		バラメータ: 引継の形状 (丸/角)、引継の仕様、 重引継の仕様 寸法バラメータ: W, H, a, b, d, h, h1, l1, l2	
	17. 側付き小根引継止め 18. 側付き小根引継止め 側付き引継止め 四方差の要素 柱一重断面	○	○	○	○	△	△		バラメータ: 引継の形状 (丸/角)、引継の仕様、 クサビの仕様 寸法バラメータ: W, H, L, L2, a, b, d, h, h1, l, w	
	19. 長ホゾ引継打ち 20. 長ホゾ引継打ち 長ホゾ引継止め 柱一重・細	○	○	○	○	△	△		バラメータ: 引継の形状 (丸/角)、引継の仕様、 クサビの仕様 寸法バラメータ: W, H, L, D, a, b, d, h, h1, l, w	
	21. 大根リダホ 2重・小差	△	△	○	×	×	×		バラメータ: 引継の形状 (丸/角)、引継の仕様 寸法バラメータ: W1, W2, H1, H2, L1, e, g, l	
	22. 通し貫 柱一重	○	○	○	○	△	△		バラメータ: クサビの仕様 寸法バラメータ: W, H, L, D, a, e, d	
	22. 付き付け、平ダホ								※ 別添試験方法を参照する	

図 3.4.3-2 評価式の検討対象とした標準的な継手仕口種類一覧

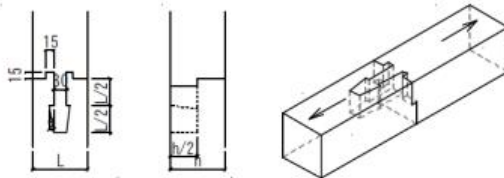
A1: 蟻継ぎ の引張り



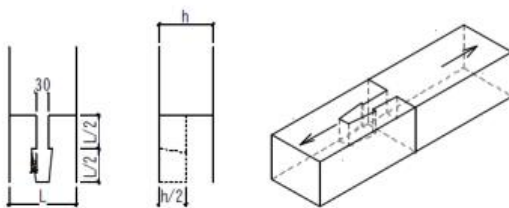
A2: 蟻掛け の引張り



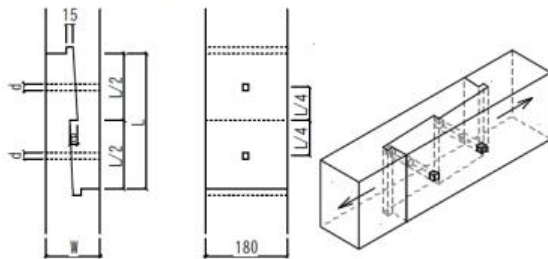
B1: 両目違い敷面(もしくは腰掛)鎌継ぎ の引張り



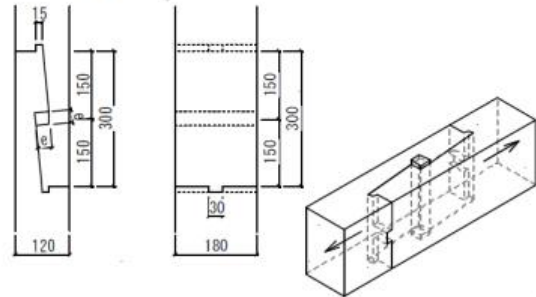
B2: 鎌継ぎ の引張り



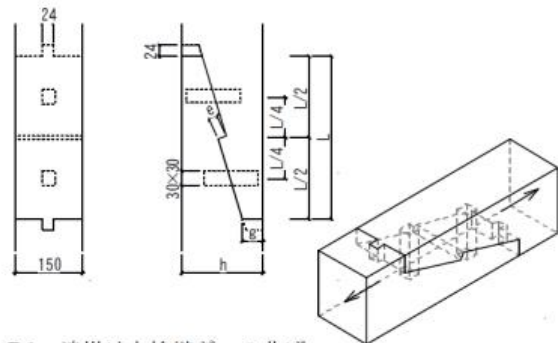
C1: 追掛け大栓継ぎ の引張り



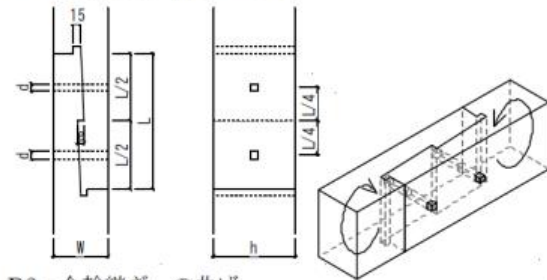
C2: 金輪継ぎ の引張り



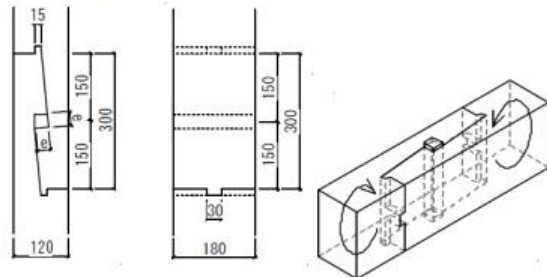
C3: 台持ち継ぎ の引張り



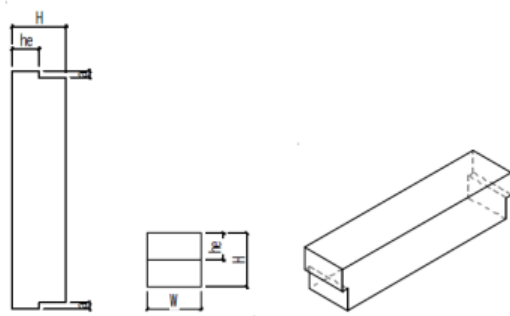
D1: 追掛け大栓継ぎ の曲げ



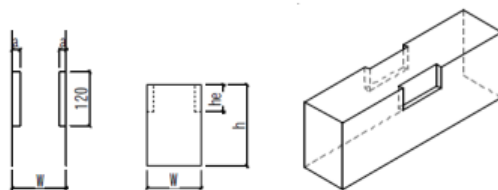
D2: 金輪継ぎ の曲げ



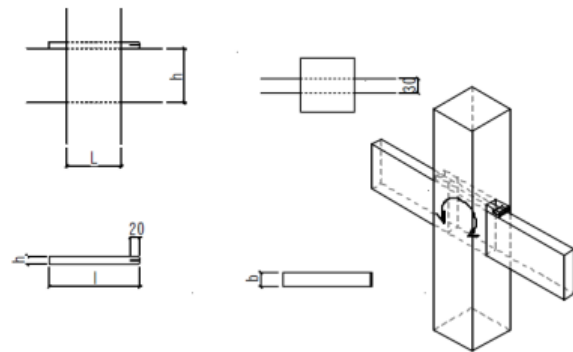
E1: 腰掛け部分男木のせん断



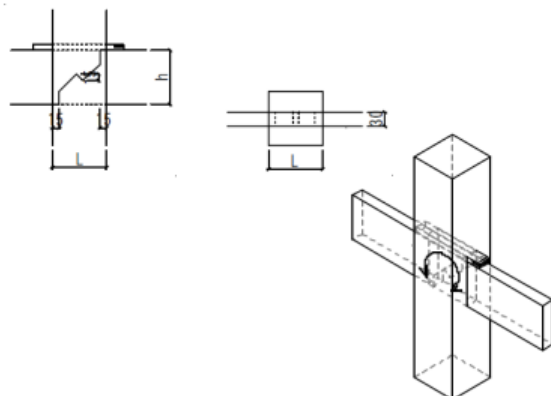
E2: 腰掛け部分女木のせん断



G3: 通し貫の回転



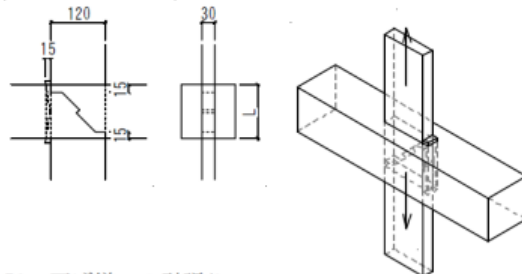
G4: 通し貫（略鎌継ぎ）の回転



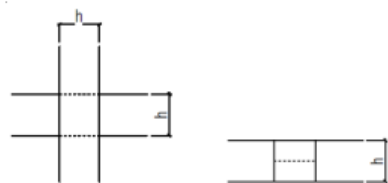
F1: 渡り腿の引張り



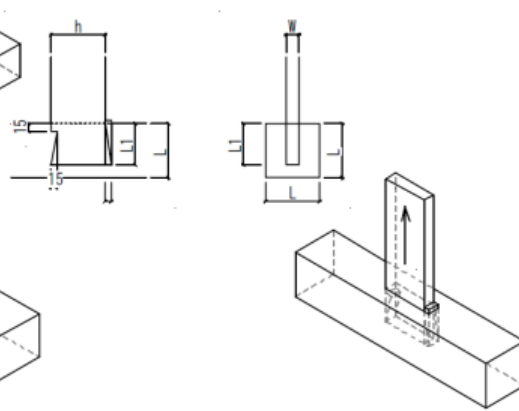
H1: 通し貫（略鎌継ぎ）の引張り



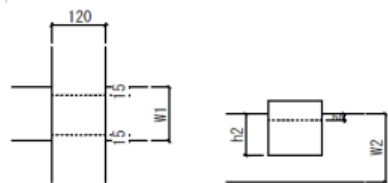
G1: 相欠きの回転



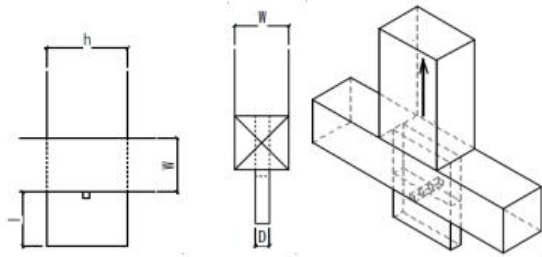
I1: 下げ鎌の引張り



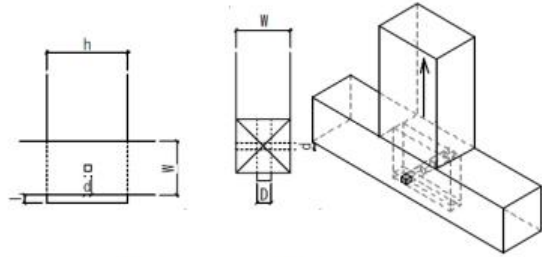
G2: 渡り腿の回転



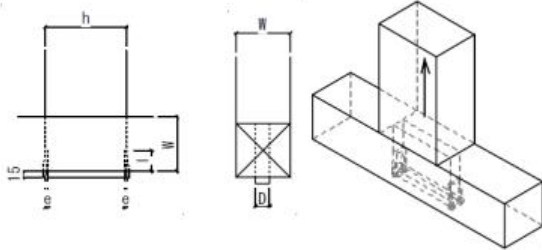
I2 : 長ホゾ鼻栓打ち の引張り



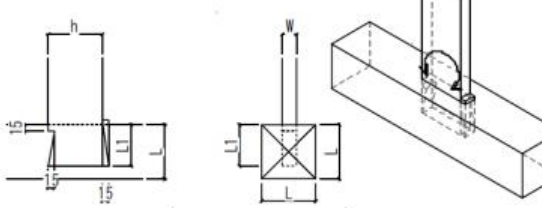
I3 : 長ホゾ込み栓打ち の引張り



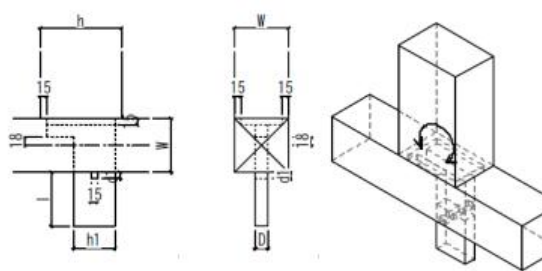
I4 : 長ホゾ割り楔締め の引張り



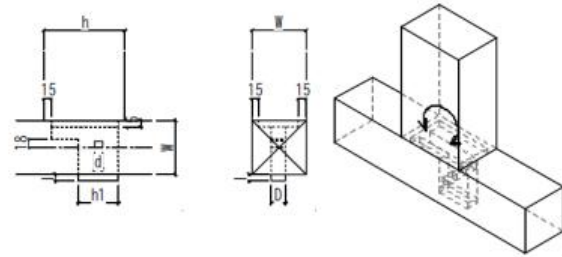
J1 : 下げ鎌 の回転



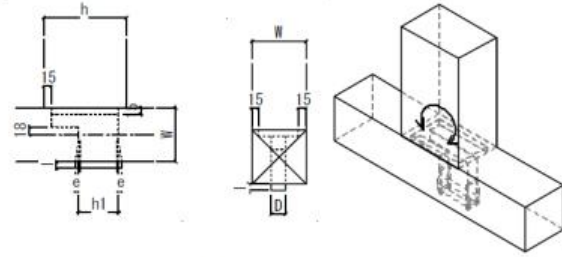
J2 : 胴付き小根ホゾ鼻栓止め の回転



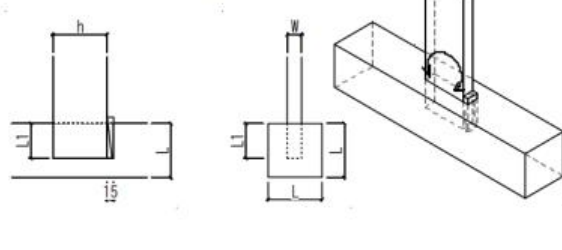
J3 : 胴付き小根ホゾ込み栓止め の回転



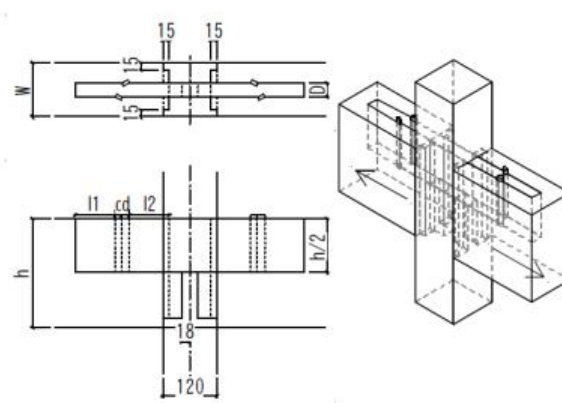
J4 : 胴付き小根ホゾ割り楔締め の回転



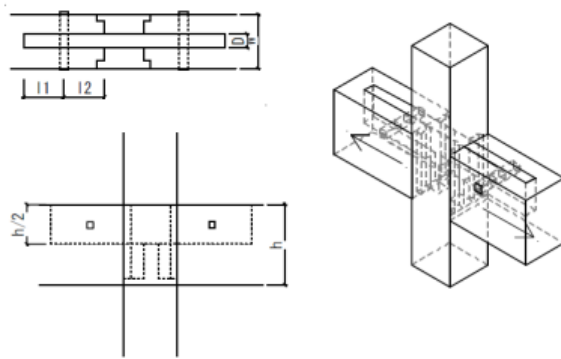
J5 : 包込み貫 の回転



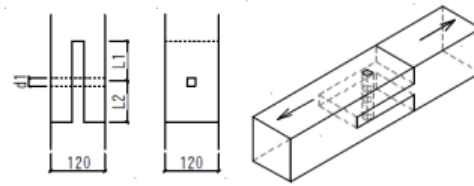
K1 : 屋い竿車知 の引張り



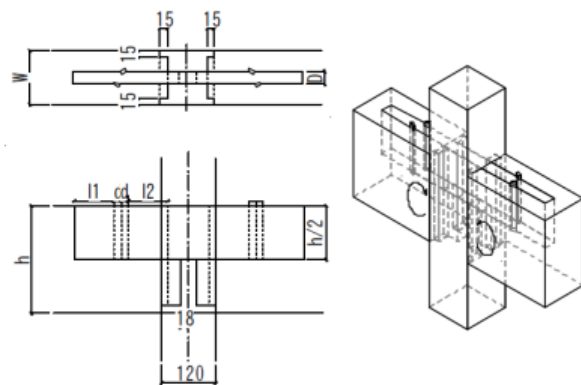
K2: 雇いホゾ胴栓止め の引張り



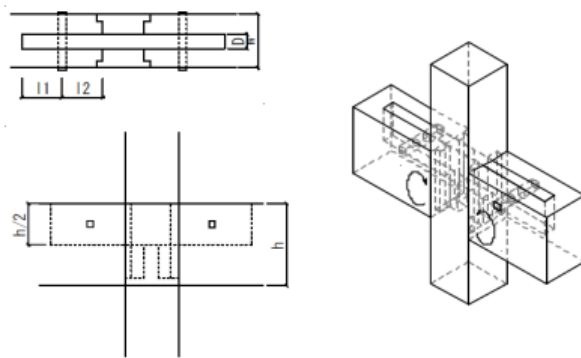
M2: 込み栓 の二面せん断



L1: 雇い竿車知 の曲げ



L2: 雇いホゾ胴栓止め の曲げ



M1: 込み栓 の一面せん断

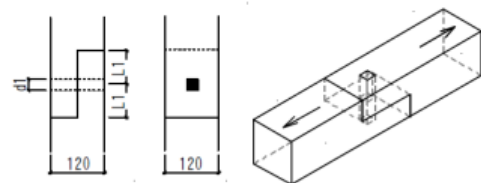


図 3.4.3-3 継手仕口加力実験の試験体種類一覧

(2) A1、A2 蟻継ぎ、蟻掛けの引張りに関する評価式

1) 蟻継ぎの引張り (A1)

① システム模式図

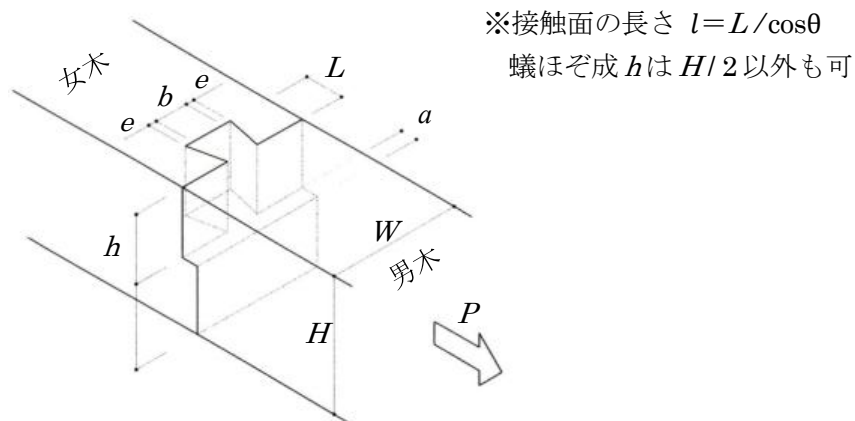


図 3.4.3-4 蟻継ぎの構成

② 適用範囲

評価式の適用範囲として、 $b \leq W/3$ 、 $24\text{mm} \leq L \leq W/2$ 、 $h \leq 90\text{mm}$ 、 $e \leq 15\text{mm}$ 、 $e/L \leq 0.33$ ($\theta < 20^\circ$) 程度を想定する(が、それ以外の寸法を否定するものではない)。

一般的な蟻継ぎの寸法は $b=30\text{mm}$ 、 $L=30\text{mm}$ 、 $h=60\text{mm}$ 、 $e=7.5\text{mm}$ 程度であると思われるが、 $b \cdot W \cdot e \cdot L$ の関係は継手のプロポーシオン、あるいは引張り・せん断等の材料強度のバランスを考慮して総合的に決定すべきである。また本来(引張り耐力を期待する場合には)、それぞれの最小値を規定すべきであるかもしれない。蟻ほぞの付け根幅 b と材幅 W との関係は、男木と女木のほぞ状部分の付根(あるいは残り)幅を一定程度確保するために $b \leq W/3$ とし、蟻ほぞ長さ L は極端に短い場合には早期にせん断破壊を起こしやすいので注意が必要であるが、一方通常より長い場合でも他の部分との寸法関係に留意すれば耐力や靱性の向上に期待できる可能性があると考え $L \leq W/2$ とした。蟻ほぞ成 h は材成が大きくなっても材成に比例して大きくはならず、かつ施工精度の確保等との関係を踏まえ 90mm 以下とした。テーパ部幅 e も L との関係に留意すれば耐力や靱性の向上に期待できる可能性があると考え $e \leq 15\text{mm}$ とした。また e と L の関係によって決まる θ は蟻継ぎの引張りにおける剛性・耐力・靱性への影響が最も大きい部分であると思われ、ここで想定した e/L の最大値は $15\text{mm}/45\text{mm}$ である。特に θ が 20° を越えるような場合には、女木に割裂防止の施策を講じるなど、適用のための前提が必要と考える。

③ 初期剛性 K

男木・女木とも繊維直交方向めり込みとなるため、男木を剛体仮定した場合の女木のめり込み剛性 K_{mw} と、反対に女木を剛体仮定した場合の男木のめり込み剛性 K_{mm} を稲山によるめり込み基準式(以下既存式とする)^{1), 2)}により別に求め、それらの直列バネを初期剛性とする。なお、片側接触面において男木・女木は $P/2$ ずつ負担すると仮定する。

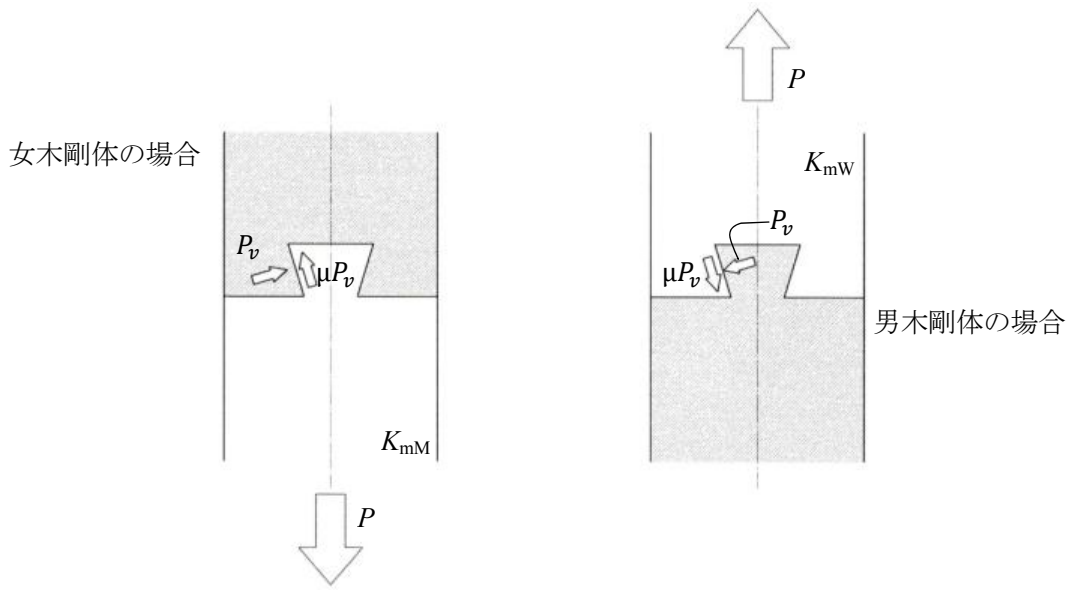


図 3.4.3-5 蟻継ぎの引張りにおける力のつり合い

③-1 女木剛体仮定の場合:男木のめり込み

図 3.4.3-5 より、P の作用線に対し左右対称であるため、以下片側で考える。幾何学的関係より、

$$P/2 = \mu P_v \cos \theta + P_v \sin \theta \quad (3.4.3-1)$$

ここで、摩擦係数 $\mu=0.3^{(3)}$ と仮定する(以下同じ)。

男木の接触面直交方向のめり込み量 δ_{vM} と女木からの男木の加力方向抜け出し量 δ_M の関係は同様に、

$$\delta_M = \frac{\delta_{vM}}{\sin \theta} \quad (3.4.3-2)$$

男木のめり込みにおける荷重と変位の関係(めり込み弾性域)は、

$$P_v = \frac{x_p y_p C_{xM} C_{yM} E_{90}}{z_{oM}} \delta_{vM} = K_{mM} \delta_{vM} = K_{mM} \sin \theta \delta_M \quad (3.4.3-3)$$

ここで、接触面の繊維方向長さ x_p は最初は l であるが、抜け出しに伴って減少するから、また縁端距離は、 $x_1 = \text{無限大}$ 、 $x_2 = 0$ 、 $y_1 = y_2 = 0$ であるから、前式中の各寸法は以下ようになる。

$$x_p = l - \delta_M / \cos \theta, \quad y_p = h, \quad z_{oM} = b/2, \quad E_{90} = E_0 / 50, \quad C_{xM} = 1 + \frac{b}{3(l - \delta_M / \cos \theta)}, \quad C_{yM} = 1 \quad (3.4.3-4)$$

全面横圧縮ヤング係数 E_{90} は既存式同様に、繊維方向ヤング係数 E_0 の 1/50 とする。
式 3.4.3-4 を代入し式 3.4.3-3 を以下のように書き換える。

$$P_v = \frac{2h\{3(l - \delta_M / \cos \theta) + b\}E_{90}}{3b} \sin \theta \delta_M \quad (3.4.3-3')$$

$$K_{mM} = \frac{2h\{3(l - \delta_M / \cos \theta) + b\}E_{90}}{3b} \quad (3.4.3-5)$$

③-2 男木剛体仮定の場合:女木のめり込み

③-1 と同様に求める。

$$P/2 = \mu P_v \cos \theta + P_v \sin \theta \quad (3.4.3-1)$$

$$\delta_W = \frac{\delta_{vW}}{\sin \theta} \quad (3.4.3-6)$$

$$P_v = \frac{x_p y_p C_{xW} C_{yW} E_{90}}{z_{0W}} \delta_{vW} = K_{mW} \delta_{vW} = K_{mW} \sin \theta \delta_W \quad (3.4.3-7)$$

ここで、 $x_p = l - \delta_W / \cos \theta$ 、 $y_p = h$ 、 $z_{0M} = (W - b - 2e) / 2$ 、 $E_{90} = E_0 / 50$ 、

$$C_{xW} = 1 + \frac{W - b - 2e}{3(l - \delta_W / \cos \theta)}、C_{yW} = 1 + \frac{W - b - 2e}{3nh} \left[1 - \exp \left\{ -\frac{3n(H - h)}{W - b - 2e} \right\} \right] \quad (3.4.3-8)$$

式 3.4.3-8 を代入し式 3.4.3-7 を以下のように書き換える。

$$P_v = \frac{2h \left\{ 3 \left(l - \frac{\delta_W}{\cos \theta} \right) + W - b - 2e \right\} \left[3nh + (W - b - 2e) \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{3n(H - h)}{W - b - 2e} \right) \right\} \right] E_{90}}{9nh(W - b - 2e)} \sin \theta \delta_W \quad (3.4.3-7')$$

$$K_{mW} = \frac{2h \left\{ 3 \left(l - \frac{\delta_W}{\cos \theta} \right) + W - b - 2e \right\} \left[3nh + (W - b - 2e) \left\{ 1 - \exp \left(-\frac{3n(H - h)}{W - b - 2e} \right) \right\} \right] E_{90}}{9nh(W - b - 2e)} \quad (3.4.3-9)$$

③-3 蟻継ぎの引張剛性

式 3.4.3-1 より、

$$P = 2P_v (\sin \theta + \mu \cos \theta) \quad (3.4.3-1')$$

男木と女木のめり込み剛性(直列バネ) K_m は、

$$K_m = 1 / (1 / K_{mM} + 1 / K_{mW}) \quad (3.4.3-10)$$

$$\delta_M + \delta_W = \delta \text{ とすると、 } P_v = K_m \sin \theta (\delta_M + \delta_W) = K_m \sin \theta \delta \quad (3.4.3-11)$$

したがってめり込み弾性域における P - δ 関係と引張剛性 K は次のようになる。

$$P = 2K_m (\sin \theta + \mu \cos \theta) \sin \theta \delta \quad (3.4.3-12)$$

$$K = 2K_m (\sin \theta + \mu \cos \theta) \sin \theta \quad (3.4.3-13)$$

③-4 初期剛性 K の簡略解

乾燥収縮や施工精度を想定した場合の剛性の低下やばらつき、引張りに伴う接触面長さの減少を評価することの費用対効果、継手の引張りにおける男木や女木のせん断・引張変形の存在、男木・女木各々のめり込み降伏時期の特定の困難さを考えると、初期剛性を大まかに求めることには現実性があると思われる。つまり、接触面長さ l を初期状態のまま一定とし、男木と女木のめり込みによる剛性を半分として初期剛性を算定する方法である。なぜなら、一般に腰掛寸法 a は 15mm、蟻ほぞの長さ L は 30mm 程度であり、抜け出し量 δ が 15mm の時にはめり込み剛性が初期の半分程度になるからである。

この場合、式 3.4.3-5、式 3.4.3-9、式 3.4.3-13 は次のようにあらわせる。

$$K_{mM} = \frac{2h(3l+b)E_{90}}{3b} \quad (3.4.3-5')$$

$$K_{mW} = \frac{2h\{3l+W-b-2e\} \left[3nh + (W-b-2e) \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3n(H-h)}{W-b-2e}\right) \right\} \right] E_{90}}{9nh(W-b-2e)} \quad (3.4.3-9')$$

$$K_m = 1 / (1/K_{mM} + 1/K_{mW}) \quad (3.4.3-10')$$

$$K = K_m (\sin \theta + \mu \cos \theta) \sin \theta \quad (3.4.3-13')$$

④ 最大耐力 P_u

男木・女木のせん断、女木の割裂の 3 つの破壊モードにおける材料強度のうちの最小値で決まると仮定する。ただし実際には男木と女木は同じ材であることがほとんどであるため、男木と女木のせん断強度は算定上等しくなる。

④-1 女木の割裂耐力(P_{uk})

中村による提案式(下式：詳細は 3.4.3-18)による)を用いる。

$$\frac{V_f}{C_w(\alpha d)} = \frac{\sqrt{G_f/d}}{\sqrt{0.6(\alpha - \alpha^2)/G + \beta \sqrt{6(1/\alpha - \alpha^2)/E_0}}} \quad (3.4.3-14)$$

G_f : 破壊エネルギー (N・m/m²) $G_f = -162 + 1.07\rho$ ρ : 密度 (kg/m³)

C_w : 割裂幅 ($L=30\text{mm}$ では $3W/8$ 程度、 $L=45, 60\text{mm}$ では $W/2$ 程度とする)

G : せん断弾性係数 (N/mm²) $E_0/15$ とする

$$d = \frac{W}{2}, \quad \alpha = \frac{W-b-e}{W}, \quad \beta = \frac{L}{W}$$

$$P_f = P_{uk} = 2V_f \frac{(\sin \theta + \mu \cos \theta)}{(\cos \theta - \mu \sin \theta)} \quad (3.4.3-15)$$

④-2 男木・女木のせん断破壊(P_{us})

$$P_{us} = 2LhF_s \quad (3.4.3-16)$$

F_s : 男木・女木材のせん断基準強度

④-3 最大耐力(P_u)

$$P_u = \min.\{P_{uk}, P_{us}\} \quad (3.4.3-17)$$

⑤ 終局変位 δ_u

$$\delta_u = \min.\{a, L/2\} \quad (3.4.3-18)$$

終局変位としては、図 3.4.3-4 における腰掛け寸法 a と、蟻ほぞ長さの半分 $L/2$ のうちの小さい方を探るものとする。つまり、腰掛け部が鉛直荷重支持能力を失わない範囲、もしくは継手が割裂やせん断などの脆性破壊を起こさずにある程度の引張り耐力を保持している範囲ということである。

⑥試験体の仕様と算定結果

表 3.4.3-1 に試験体毎の各部寸法と算定結果を合わせて示し、図 3.4.3-6 に、引張り試験を実施した試験体を図示する。なお材料は男木・女木ともにスギ、 H はすべて 120mm、腰掛けは「なし」、試験体は各 3 体である。

表 3.4.3-1 算定結果等

	A1-1	A1-2	A1-3	A1-4	A1-5
男木・女木	スギ E70	スギ E70	スギ E70	スギ E70	スギ E70
E_0 (N/mm ²) スギ [*]	7,000	7,000	7,000	7,000	7,000
F_m (N/mm ²) スギ [*]	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
F_s (N/mm ²) スギ [*]	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
W (mm)	120	120	120	120	120
H (mm)	120	120	120	120	120
L (mm)	30	45	60	30	30
l (mm)	31.32	45.89	60.67	30.92	33.54
e (mm)	9	9	9	7.5	15
h (mm)	60	60	60	60	60
b ($=2z_0$) (mm)	30	30	30	30	30
e/L	0.3	0.2	0.15	0.25	0.5
K_{mM} (kN/mm)	23.14	31.30	39.58	22.92	24.38
K_{mW} (kN/mm)	13.94	17.61	21.34	13.57	15.99
K_m (kN/mm)	8.70	11.27	13.86	8.52	9.66
K (kN/mm)	1.44	1.08	0.92	1.10	3.09
δ_{yM} (mm)	1.18	1.92	2.70	1.39	0.77
δ_{yW} (mm)	1.81	3.19	4.70	2.17	1.12
$P_f=P_{uk}$ (kN)	4.25	4.57	4.05	3.95	5.44
P_{us} (kN)	6.48	9.72	12.96	6.48	6.48
$K_{test Ave.}$ (kN/mm)	1.77	1.90	0.94	8.07	12.86
$K_{test 0.5}$ (kN/mm)	1.16	1.46	0.87	3.13	11.71
$P_y test Ave.$ (kN)	4.51	4.71	4.83	4.22	3.71
$P_u test Ave.$ (kN)	5.94	6.81	5.85	6.43	6.68

※ K_m 等は③-4での簡略解を示す。男木の降伏変位 δ_{yM} は、女木を剛体とし既存式によって求めた男木のめり込み降

伏変位 δ_{vyM} を $\sin\theta$ で除した値を、女木の降伏変位 δ_{yW} は、男木を剛体とし既存式によって求めた女木のめり込み

降伏変位 δ_{vyW} を $\sin\theta$ で除した値をそれぞれ示す。添え字に test があるものが実験値、Ave.は平均値、0.5 は 50%下限値。

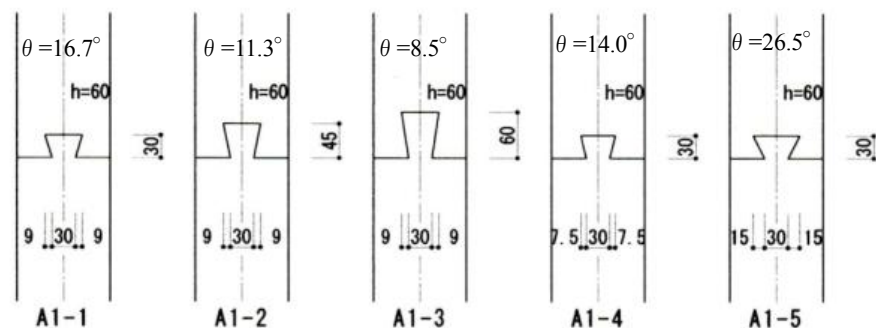
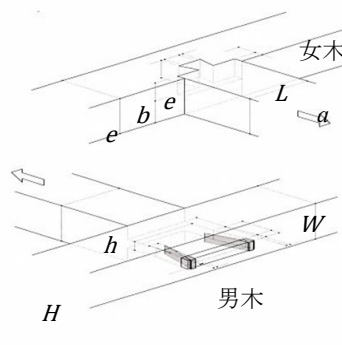


図 3.4.3-6 試験体の各部寸法

2) 蟻掛けの引張り (A2)

① システム模式図



$$\tan^{-1}(e/L) = \theta$$

$L/\cos\theta = l$: 接触面長さ

蟻ほぞ成 $h: H/2$ でなくても可

算定上の仮定

- ・ 女木剛体仮定
- ・ 男木等変位めりこみ仮定

図 3.4.3-7 接合部の模式図

② 適用範囲

評価式の適用範囲として、 $24\text{mm} \leq b \leq W-2e$ 、 $\theta \leq 20^\circ$ 、 $e \leq 15\text{mm}$ 、 $24\text{mm} \leq L \leq 45\text{mm}$ 程度を想定する。

蟻ほぞ成 $h \geq 90\text{mm}$ の場合には、施工精度に留意するか適宜剛性の低減を行う。

③ 初期剛性 K

めり込み弾性域における男木ほぞのめり込みによる、引抜き荷重 P と拔出し量 δ の関係は下式で表される。

$$P = \frac{4hE_{90}\{3(l - \delta/\cos\theta) + b\}}{3b} \sin\theta(\sin\theta + \mu\cos\theta)\delta \quad (3.4.3-18)$$

女木のせん断変形等を考慮し、接合部の引張剛性をめり込み剛性の半分と仮定する。

$$K = \frac{2hE_{90}\{3(l - \delta/\cos\theta) + b\}}{3b} \sin\theta(\sin\theta + \mu\cos\theta) \quad (3.4.3-19)$$

ここで、

n : 繊維方向置換係数

E_{90} : 材の繊維直交方向のヤング係数 (N/mm^2) $E_{90} = E_0/50$ (繊維方向ヤング係数 E_0 の 1/50)

μ : 動摩擦係数 ($\mu=0.3$ とする)

④ 最大耐力 P_u

通常の寸法範囲内では、破壊に先行してめり込み降伏は生じないと考えられる。したがって破壊モードとしては、Ⅰ女木の割裂破壊と、Ⅱ男木ほぞのせん断破壊が想定される。

④-1 女木の割裂破壊 P_f : 割裂耐力(割裂の生じる引張荷重)は中村の提案式による。

$$P_f = 2\beta \sqrt{\frac{G_f GL}{1.2}} \quad (3.4.3-20)$$

G_f : 破壊エネルギー ($\text{N} \cdot \text{m/m}^2$) $G_f = -162 + 1.07\rho$ ρ : 密度 (kg/m^3)

β : 割裂幅 ($h/1.5 \sim h$ とする)

G : せん断弾性係数 (N/mm²) $E_0/15$ とする

④-2 男木ほぞのせん断破壊

$$P_{us} = 2LhF_s \quad (3.4.3-21)$$

F_s : 男木材のせん断基準強度

④-3 終局耐力 P_u

$$P_u = \min.\{P_f, P_{us}\} \quad (3.4.3-22)$$

$$\textcircled{5} \text{ 終局変位 } \delta_u \quad \delta_u = \min.\{a, L/2\} \quad (3.4.3-23)$$

⑥試験体一覧と試験結果との比較

写真 3.4.3-1 に蟻掛けの引張り試験で観察された破壊性状を示す。すべての試験体で、せん断ではなく女木の割裂で耐力が決定する結果となった。各試験体の仕様を図 3.4.3-8 に算定結果と試験結果をまとめて表 3.4.3-2、図 3.4.3-9 に示す。図 3.4.3-9 においては太線が算定値、試験体は各 3 体である。

表 3.4.3-2 試験体各部寸法と特性値の算定結果

	A2-1	A2-2	A2-3	A2-4	A2-5	A2-6	A2-7
男木・女木	スギ E70	スギ E70	スギ E70	スギ E70	スギ E70	スギ E70	スギ E70
E_0 (N/mm ²) 材*	7,000	7,000	7,000	7,000	7,000	7,000	7,000
F_m (N/mm ²) 材*	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8	4.8
F_s (N/mm ²) 材*	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
W (mm)	120	120	120	120	120	120	120
H (mm)	120	120	120	120	180	240	300
L (mm)	30	24	30	30	30	30	30
l (mm)	30.96	25.23	31.40	34.18	30.96	30.96	30.96
e (mm)	7.5	7.5	9	15	7.5	7.5	7.5
h (mm)	60	60	60	60	90	120	150
b (2 z_0) (mm)	30	90	30	30	30	30	30
θ (°)	14.04	17.35	16.70	26.57	14.04	14.04	14.04
P_{vy} (kN)	15.48	10.68	15.72	17.21	23.47	31.46	39.45
δ_{vy} (mm)	0.34	0.52	0.34	0.35	0.34	0.34	0.34
P_y (kN)	8.33	6.33	9.15	12.79	12.63	16.93	21.23
δ_y (mm)	1.36	1.68	1.15	0.72	1.36	1.36	1.36
K (kN/mm)	6.11	3.76	7.98	17.62	9.16	12.21	15.57
$K_{0.5}$ (kN/mm)	3.05	1.88	3.99	8.81	4.58	6.10	7.78
$P_{f \min.}$ (kN)	3.98	3.56	3.98	3.98	5.97	5.97	5.97
$P_{f \max.}$ (kN)	5.97	5.34	5.97	5.97	8.96	8.96	8.96
P_{us} (kN)	6.48	5.18	6.48	6.48	9.72	12.96	16.20
$K_{test \text{ Ave.}}$ (kN/mm)	2.66	7.93	2.62	13.15	8.79	8.91	7.22
$K_{test 0.5}$ (kN/mm)	1.87	4.53	2.08	7.22	7.12	5.29	5.50
$P_{y \text{ test Ave.}}$ (kN)	3.12	2.52	3.88	2.83	4.82	4.60	5.47
$P_{u \text{ test Ave.}}$ (kN)	4.74	4.02	4.79	4.55	7.48	6.62	8.15

※めり込み降伏変位が小さいため、めりこみ剛性・耐力・変位の算定値は、男木ほぞの抜けによる、 x_p の減少は考慮せず $x_p=l$ で一定とした場合の値である。 $P_{f \min.}$ は、A2-1～4 の場合には $\beta=40\text{mm}$ 、A2-5～6 の場合には $\beta=60\text{mm}$ とした時の算定値、 $P_{f \max.}$ は、A2-1～4 の場合には $\beta=60\text{mm}$ 、A2-5～6 の場合には $\beta=90\text{mm}$ とした時の算定値、図 3.4.3-9 には $P_{f \min.}$ のみを示す。添え字に test があるものが実験値、Ave.は平均値、0.5 は 50%下限値。



写真 3.4.3-1 蟻掛けの破壊性状

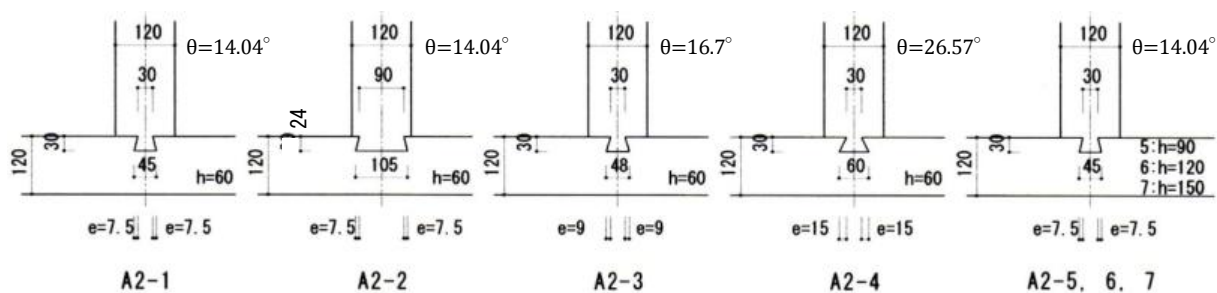
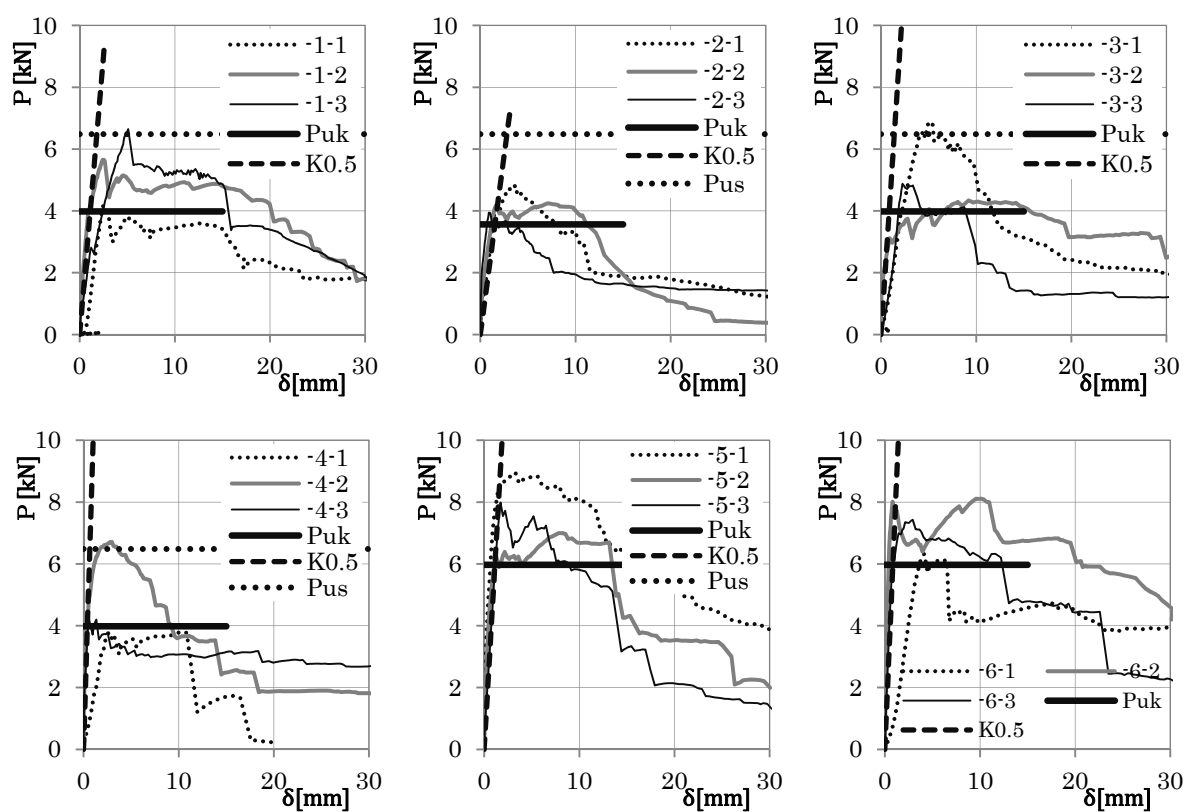


図 3.4.3-8 試験体概要



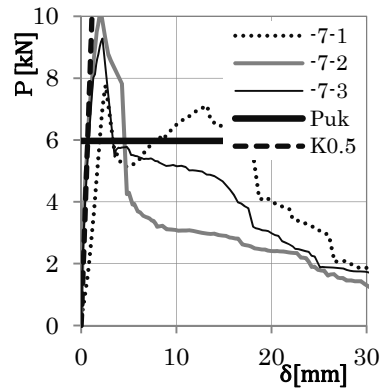


図 3.4.3-9 試験結果と算定値の比較

※ $P_{uk} = P_{f \min.}$ を図示。 $K_{0.5}$ は初期剛性の簡略解(x_p を初期値のまま一定として算定した剛性を半分にしたもの)

参考文献

- 1) 稲山正弘:木材のめり込み理論とその応用 靱性に期待した木質ラーメン接合部の耐震設計法に関する研究、東京大学学位論文、1991 年
- 2) 稲山正弘:木材のめり込みに関する研究 その4 等変位めり込みの弾性剛性の計算式の提案、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅱ、pp.907-908、1993 年
- 3) 和泉智也、岡村雅克、棚橋秀光、鈴木祥之:伝統木造仕口の回転めり込みにおける摩擦係数、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造Ⅲ、pp.7-8、2008 年

(3) B1、B2 鎌継ぎの引張りに関する評価式

図 3.4.3-10 に示す鎌継ぎに引張力が作用する際の引張剛性および降伏耐力の評価式を示す。また、実験結果と比較することで、その精度を検証する。

(単位：mm)

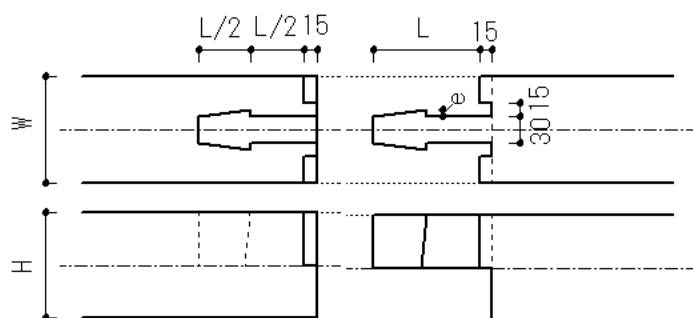


図 3.4.3-10 腰掛け鎌継ぎ



写真 3.4.3-2 男木のせん断破壊

1) 評価式¹⁾

この継手の主な破壊形式としては、「鎌の首の付け根の圧縮破壊」と写真 3.4.3-2 に示すような「男木の鎌部分のせん断破壊」である。

① 引張剛性

$$K = \frac{1}{2} \cdot E k_0 \times 2e \times \frac{h}{2} \quad (3.4.3-24)$$

$$E k_0 = n E_0 \frac{\left(0.02 + \frac{1}{e}\right)}{140 - 0.6e} \quad (3.4.3-25)$$

$E k_0$ ：繊維方向のみかけの面圧剛性(N/mm³)

n ：繊維方向置換係数(樹種によらず $n=5$ とする)

E_0 ：材の繊維方向ヤング率(N/mm²)

② 降伏点

鎌の首の付け根の圧縮破壊

$$P_{uc} = F_c \times 2e \times \frac{H}{2} = F_c \cdot e \cdot h \quad (3.4.3-26)$$

F_c ：材の繊維方向圧縮強度

男木の鎌部分のせん断破壊

$$P_{us} = F_s \times \frac{L}{2} \times \frac{H}{2} \times 2 = \frac{1}{2} F_s \cdot L \cdot H \quad (3.4.3-27)$$

F_s ：材のせん断強度

$$\therefore P_u = \min(P_{uc}, P_{us}) \quad (3.4.3-28)$$

(4) C1 追掛け大栓継ぎの引張に関する評価式¹⁾

1) システム模式図

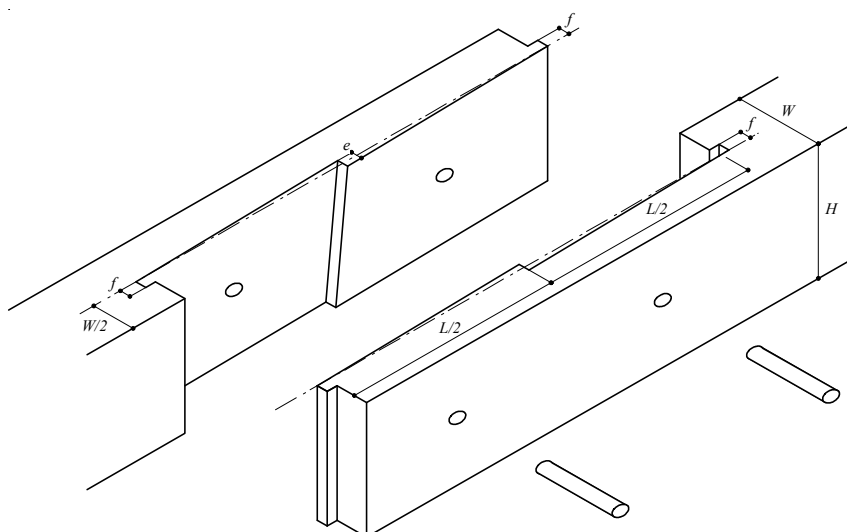
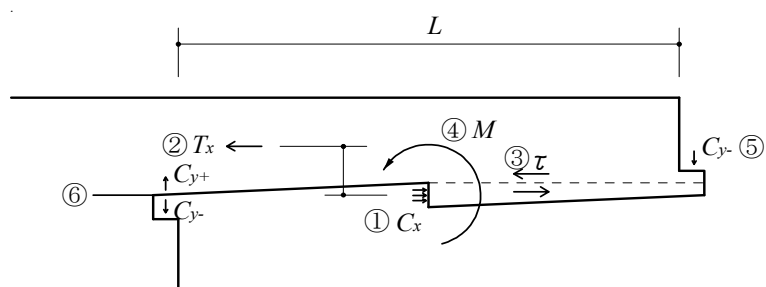


図 3.4.3-11 接合部の模式図

2) 力の伝達形式



- ① C_x : 顎部分の圧縮
- ② $T_x (= C_x)$: 鎌部分の引張
- ③ τ : 顎から先の鎌部分のせん断
- ④ M : C_x と T_x の偏心により生ずる偶力
- ⑤ C_{y-} : による開きを押さえる目違いの内側に働く直交力 ($C_{y-} = C_{y+} = M/L$)
- ⑥ C_{y-} と C_{y+} による割り裂き

図 3.4.3-12 力の伝達形式

3) 初期剛性 K

男木と女木の顎部分の繊維方向圧縮による。込栓の剛性は無視する。

$$K = \frac{1}{2} \cdot {}_E k_0 \cdot e \cdot H \quad (3.4.3-29)$$

${}_E k_0$: 繊維方向のみかけの面圧剛性 (N/mm³)

$${}_E k_0 = nE_0 \frac{\left(0.02 + \frac{1}{e}\right)}{140 - 0.6e} \quad (3.4.3-30)$$

n : 繊維方向置換係数 ($n=5$ とする)

E_0 : 材の繊維方向ヤング率 (N/mm²)

e : 顎寸法 (mm)

H : 材のせい (mm)

4) 最大耐力 P_u

$$P_u = \min(P_{us}, P_{uk}) \quad (3.4.3-31)$$

① 顎から先のせん断破壊

$$P_{us} = \frac{1}{2} \cdot F_s \cdot L \cdot H \quad (3.4.3-32)$$

② 目違いの開きによる割裂破壊

$$P_{uk} = \frac{2 \cdot F_s \cdot L \cdot A_e}{3 \left(\frac{e}{2} + \frac{W}{4} \right)} \quad (3.4.3-33)$$

A_e : 有効断面積 (mm²)

$$A_e = \frac{\left(\frac{W}{2} - f \right)^2}{W} \cdot H \quad (3.4.3-34)$$

W : 材の幅 (mm)

f : 目違い寸法 (mm)

L : 継手長さ (mm)

F_s : 材のせん断強度 (N/mm²)

5) 適用範囲

材の幅 W : 120～150mm

材の背 H : 120～300mm

継手長さ L : 180～450mm

顎寸法 e : 15mm ないし $\frac{L}{20} \sim \frac{L}{15}$

目違い寸法 f : 15mm

$$\text{終局変位 } \delta_{\max} : \delta_{\max} = \min \left[2.0mm, \frac{P_{us}}{K} \right]$$

顎から先がせん断破壊すると脆性的な破壊となるため、 P_{us} に達する変位または 2mm の小さい方を終局変位とする。

(5) C2 金輪継ぎの引張に関する評価式¹⁾

1) システム模式図

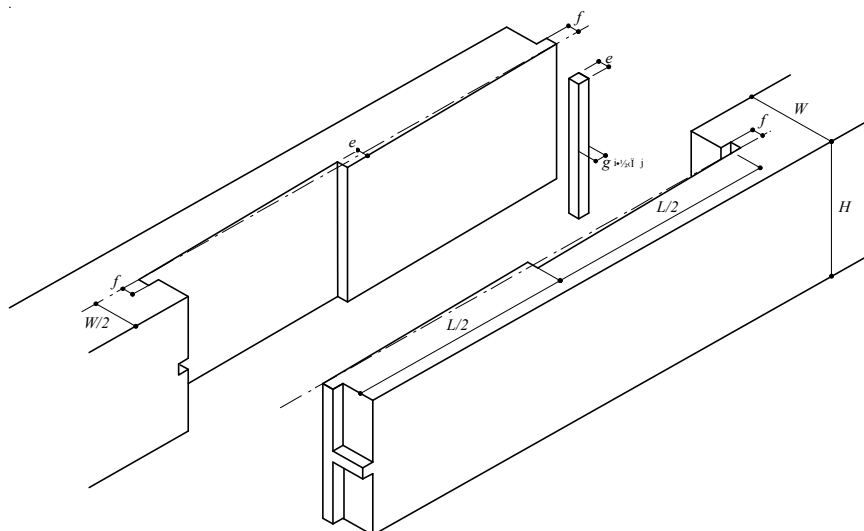


図 3.4.3-13 接合部の模式図

2) 力の伝達形式

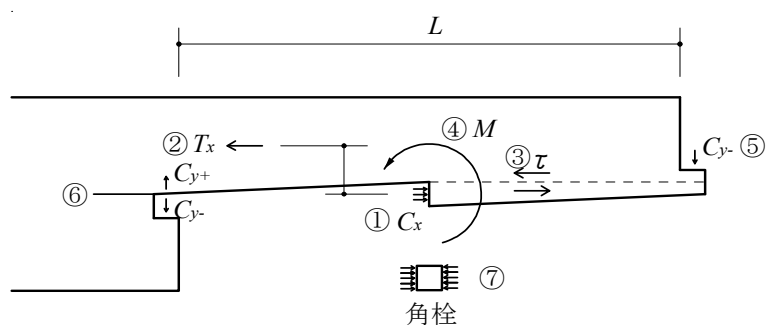


図 3.4.3-14 力の伝達形式

- ① C_x : 顎部分の圧縮
- ② $T_x (= C_x)$: 鎌部分の引張
- ③ τ : 顎から先の鎌部分のせん断
- ④ M : C_x と T_x の偏心により生ずる偶力
- ⑤ C_{y-} : による開きを押さえる目違いの内側に働く直交力 ($C_{y-} = C_{y+} = M/L$)
- ⑥ C_{y-} と C_{y+} による割り裂き
- ⑦ 中央の角栓の全面横圧縮

3) 初期剛性 K

男木と女木の顎部分の繊維方向圧縮および中央の角栓の全面横圧縮の剛性から求める。

$$K = \frac{1}{\left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_2} \right)} \quad (3.4.3-35)$$

$$K_1 = \frac{1}{2} \cdot {}_E k_0 \cdot e \cdot H \quad (3.4.3-36)$$

$$K_2 = \frac{E_{90f} \cdot e \cdot H}{g} \quad (3.4.3-37)$$

${}_E k_0$: 繊維方向のみかけの面圧剛性 (N/mm³)

$${}_E k_0 = n E_0 \frac{\left(0.02 + \frac{1}{e}\right)}{140 - 0.6e} \quad (3.4.3-38)$$

n : 繊維方向置換係数 ($n=5$ とする)

E_0 : 材の繊維方向ヤング率 (N/mm²)

E_{90f} : 角栓の繊維直交方向ヤング率 (N/mm²)

ただし、広葉樹小材なので $E_{90f} = \frac{E_{0f}}{25}$ とする。

e : 顎寸法 (mm)

H : 材のせい (mm)

g : 角栓の厚さ (平均) (mm)

4) 最大耐力 P_u

$$P_u = \min(P_{ycv}, P_{us}, P_{uk}) \quad (3.4.3-39)$$

① 栓の全面横圧縮降伏

$$P_{ycv} = F_{Ef} \cdot e \cdot H \quad (3.4.3-40)$$

$$F_{Ef} = 0.8 F_{cvf} \quad (3.4.3-41)$$

② 顎から先のせん断破壊

$$P_{us} = \frac{1}{2} \cdot F_s \cdot (L - g) \cdot H \quad (3.4.3-42)$$

③ 目違いの開きによる割裂破壊

$$P_{uk} = \frac{2 \cdot F_s \cdot L \cdot A_e}{3 \left(\frac{e}{2} + \frac{W}{4} \right)} \quad (3.4.3-43)$$

A_e : 有効断面積 (mm²)

$$A_e = \frac{\left(\frac{W}{2} - f \right)^2}{W} \cdot H \quad (3.4.3-44)$$

W : 材の幅 (mm)

f : 目違い寸法 (mm)

L : 継ぎ手長さ (mm)

F_s : 材のせん断強度 (N/mm²)

5) 適用範囲

材の幅 W : 120～150mm

材の背 H : 120～300mm

継手長さ L : 180～450mm

顎寸法 e : 15mm ないし $\frac{L}{20} \sim \frac{L}{15}$

目違い寸法 f : 15mm

角栓の厚さ g : 15mm 以上

終局変位 $\delta_{\max}$: $\delta_{\max} = \min \left[2.0mm, \frac{P_{us}}{K} \right]$

顎から先がせん断破壊すると脆性的な破壊となるため、 P_{us} に達する変位または 2mm の小さい方を終局変位とする。

(6) C3 台持ち継ぎの引張に関する評価式

1) システム模式図

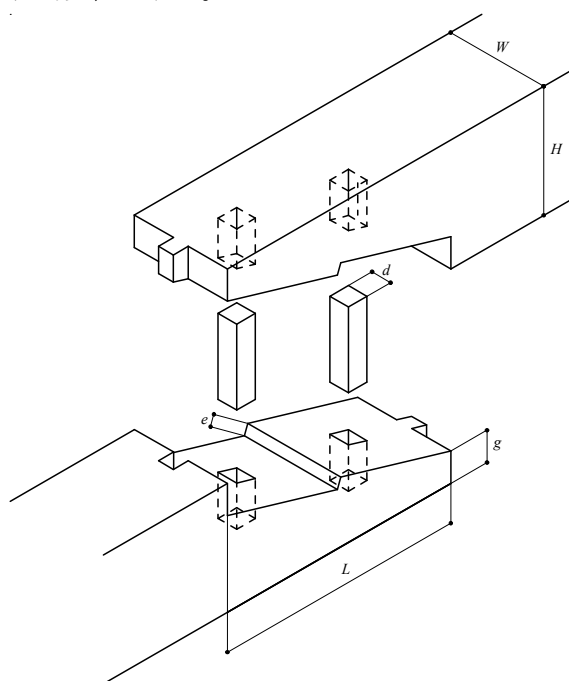
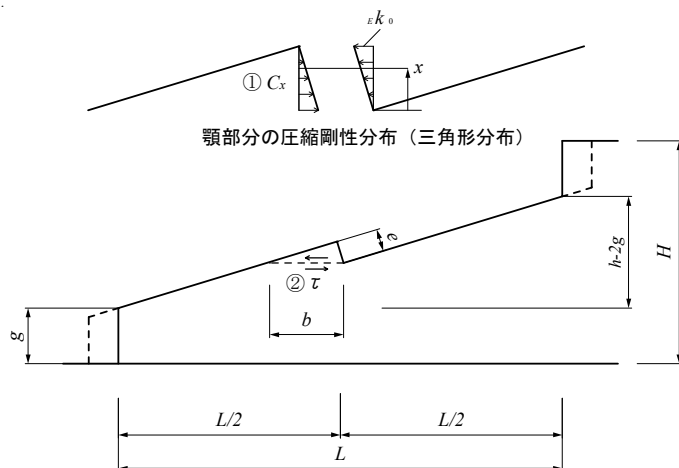


図 3.4.3-15 接合部の模式図

2) 力の伝達形式



- ① C_x : 顎部分の圧縮
② τ : 顎部分のせん断

図 3.4.3-16 力の伝達形式

3) 初期剛性 K

顎部分の形状が三角形であることから、みかけの面圧剛性の分布は三角形分布と仮定し、男木と女木が互い違いに接触することから、顎先端から x の高さ位置で男木と女木をばねを連結した部分面圧剛性 $\Delta k(x)$ は、

$$\Delta k(x) = \frac{1}{\frac{1}{k_1(x)} + \frac{1}{k_2(x)}}$$

$$\Delta k(x) = \frac{1}{\frac{1}{\frac{1}{E k_0} \cdot \frac{x}{e} \cdot W} + \frac{1}{\frac{1}{E k_0} \cdot \frac{(e-x)}{e} \cdot W}}$$

$$\Delta k(x) = E k_0 \cdot W \cdot \frac{x(e-x)}{e^2} \quad (3.4.3-45)$$

$\Delta k(x)$ を積分して圧縮剛性 K を求めると、

$$K = \int_0^e \Delta k(x) dx = \int_0^e E k_0 \cdot W \cdot \frac{x(e-x)}{e^2} dx$$

$$K = \frac{1}{6} E k_0 \cdot e \cdot W \quad (3.4.3-46)$$

$E k_0$: 繊維方向のみかけの面圧剛性 (N/mm³)

$$E k_0 = n E_0 \frac{\left(0.02 + \frac{1}{e}\right)}{140 - 0.6e} \quad (3.4.3-47)$$

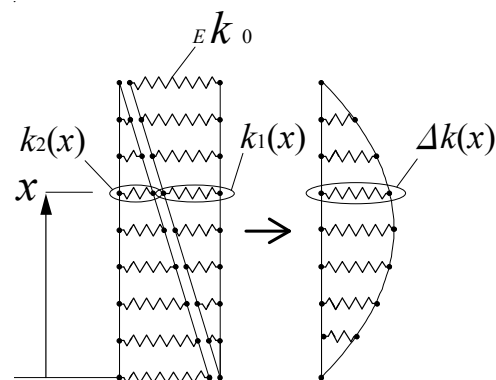


図 3.4.3-17 直列ばねの合成

n : 繊維方向置換係数($n=5$ とする)
 E_0 : 材の繊維方向ヤング率(N/mm²)
 e : 顎寸法(mm)

4) 最大耐力 P_u

最大耐力は顎部分のせん断破壊のみで決定すると考えられる。

$$P_u = F_s \times b \times W \quad (3.4.3-48)$$

b : 顎部分の水平長さ(mm)

$$b = \frac{e \times L}{H - 2g + e}$$

W : 材の幅(mm)

L : 継手長さ(mm)

H : 材の背(mm)

e : 顎寸法(mm)

g : 先端の高さ(mm)

F_s : 材のせん断強度(N/mm²)

5) 適用範囲

材の幅 W : 120～150mm

材の背 H : 180～300mm

継手長さ L : 材の背 H の 2 倍

顎寸法 e : 材の背 H の 1/10

先端の高さ g : 材の背 H の 1/4 程度

栓の径 d : 30×30mm

栓の長さ l : 材の背 H の 2/3 程度

$$\text{終局変位 } \delta_{\max} : \delta_{\max} = \min \left[5.0\text{mm} , \frac{P_u}{K} \right]$$

顎部分がせん断破壊すると脆性的な破壊となるため、 P_{us} に達する変位または 5mm の小さい方を終局変位とする。

(7) D1 追掛け大栓継ぎの曲げに関する評価式

1) 接合部の概要

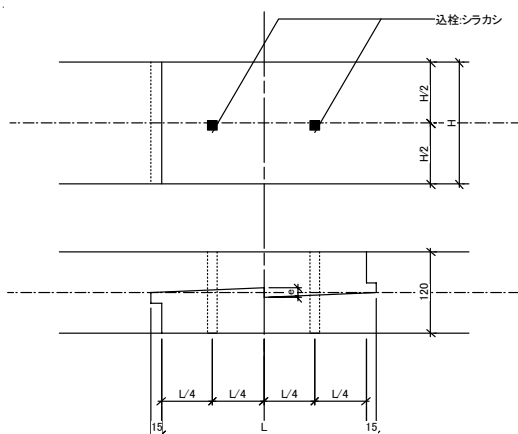


図 3.4.3-18 接合部の模式図



写真 3.4.3-3 接合部の例

2) 力の伝達形式

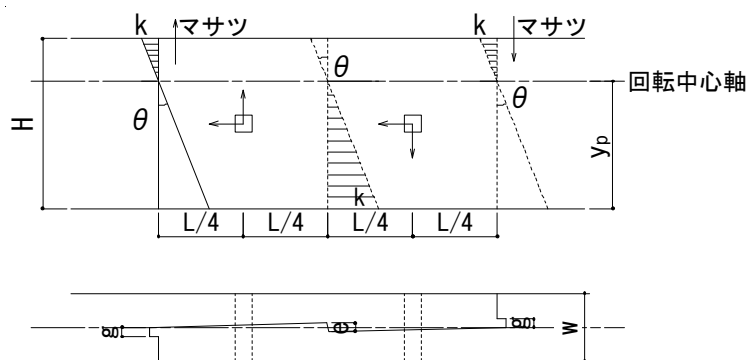


図 3.4.3-19 力の伝達形式

W : 梁幅、 g : 目違い幅、 H : 梁せい、 L : 継ぎ手長さ、 e : 顎幅

大栓の繊維方向一面せん断による回転中心軸への影響を無視し、式 3.4.3-49 のように回転中心軸を算定する。

$$y_p = \frac{\sqrt{W}(\sqrt{W} - \sqrt{\alpha e})}{W - \alpha e} \cdot H \quad (3.4.3-49)$$

$$\alpha = \frac{{}_E k_2}{{}_E k_1} \quad (3.4.3-50)$$

${}_E k_1$: 梁材目違い胴付き面の繊維方向面圧定数

$${}_E k_1 = nE_0 \frac{0.02 + \frac{2}{W}}{140 - 0.3W} \quad (3.4.3-51)$$

${}_E k_2$: 梁材あごの繊維方向面圧定数

$${}_E k_2 = nE_0 \frac{0.02 + \frac{1}{e}}{140 - 0.6e} \quad (3.4.3-52)$$

n : 繊維方向置換係数(=5)

E_0 : 母材の繊維方向のヤング係数(=7000N/mm²)

3) 初期剛性

$$K_\theta = \frac{{}_E k_1 \{4\alpha e y_p^3 + 4W(H - y_p)^3 + 3\mu LW(H - y_p)^2\}}{24} + \frac{k_{s2} L^2}{8} \quad (3.4.3-53)$$

k_{s2} : 込み栓の繊維直交方向すべり係数

4) 降伏モーメント

$$M_y = \min.(K_\theta \theta_y, M_f) \quad (3.4.3-54)$$

$$\theta_y = \min.(\theta_{ye}, \theta_{ys}) \quad (3.4.3-55)$$

① 支圧部の面圧降伏

$$\theta_{ye} = \frac{2F_e}{{}_E k_2 y_p} \quad (3.4.3-56)$$

F_e : 母材の繊維方向基準支圧強度(=19.4N/mm²)

② あご余長にかけてのせん断

梁下端からせん断縁までの距離を x とする。

$$\sum N = \frac{k \cdot W \cdot x \cdot (2y_p - x)}{8} \cdot \theta \quad (3.4.3-57)$$

$$A_s = L \left(\frac{y_p}{2} + \frac{3e}{8} \right) \quad (3.4.3-58)$$

$$\tau = \frac{\sum N}{A_s} = \frac{k \cdot W \cdot x \cdot (2y_p - x)}{L(4y_p + 3e)} \cdot \theta \quad (3.4.3-59)$$

せん断応力度 τ の極大値は、

$$x = \frac{3e}{4} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8y_p}{3e}} \right) \quad (3.4.3-60)$$

よって、

$$\theta_{ys} = \frac{16L\sqrt{1+\frac{8y_p}{3e}}}{{}_E k_2 W \left(3 + \frac{8y_p}{e} - 3\sqrt{1+\frac{8y_p}{3e}} \right) \left(-1 + \sqrt{1+\frac{8y_p}{3e}} \right)} \cdot F_s \quad (3.4.3-61)$$

F_s : 母材のせん断強度 ($= 1.8N/mm^2$)

③ 目違い胴付き部における割裂

$$\text{込み栓なしの場合: } M_f = 2W \sqrt{\frac{G_f GL}{1.2 \left(\frac{1}{H-y_p} - \frac{1}{H} \right) \cdot \mu C_1 W (H-y_p)^2}} \quad (3.4.3-62)$$

$$C_1 = \frac{24}{4\alpha e y_p^3 + 4W(H-y_p)^3 + 3\mu L W (H-y_p)^2} \quad (3.4.3-63)$$

$$\text{込み栓ありの場合: } M_f = 2W \sqrt{\frac{G_f GL}{1.2 \left(\frac{1}{H-y_p} - \frac{1}{H} \right) \cdot \mu C_2 W (H-y_p)^2}} \quad (3.4.3-64)$$

$$C_2 = \frac{24}{4\alpha e y_p^3 + 4W(H-y_p)^3 + 3\mu L W (H-y_p)^2 + \frac{3k_{s2}L^2}{{}_E k_1}} \quad (3.4.3-65)$$

M_f : 割裂モーメント

G_f : 破壊エネルギー

5) 終局モーメント

式 3.4.3-62、式 3.4.3-64) または次式による終局変形角に達したときを以て終局と見なす。

$$\theta_u = \min.(\theta_{ue}, \theta_{us}) \quad (3.4.3-66)$$

① 支圧部の面圧

$$\theta_{ue} = \frac{2\delta_{ue}}{y_p} \quad (3.4.3-67)$$

あごの終局めり込み変位 δ_{ue} は 5mm とする。

② あご余長にかけてのせん断

$$\theta_{us} = \theta_{ys} \quad (3.4.3-68)$$

6) 適用範囲

栓の余長(図 3.4.3-18 中 $L/4$)は栓の直径(正方形の場合一辺)の 7 倍以上確保する。また、あご幅が大きくなると、あごの支圧降伏に先駆けてせん断による脆性破壊が起こりやすくなる他、あご支圧力による偏心モーメントによって割裂を伴うせん断が助長され、せん断耐力の低下を招くため、あご幅は材せいの $1/6$ 以下を適用範囲とする。継手長さ L は 300mm 以上とし、かつ継手長さが大きくなると、継手内における材の曲げ変形が無視できなくなることから、継手長さは梁せいの 2 倍までを適用範囲とする。

(8) D2 金輪継ぎの曲げに関する評価式

1) 接合部の概要

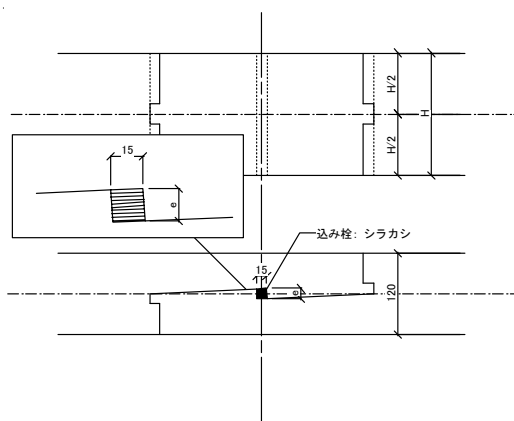


図 3.4.3-20 接合部の模式図



写真 3.4.3-4 接合部の例

2) 力の伝達形式

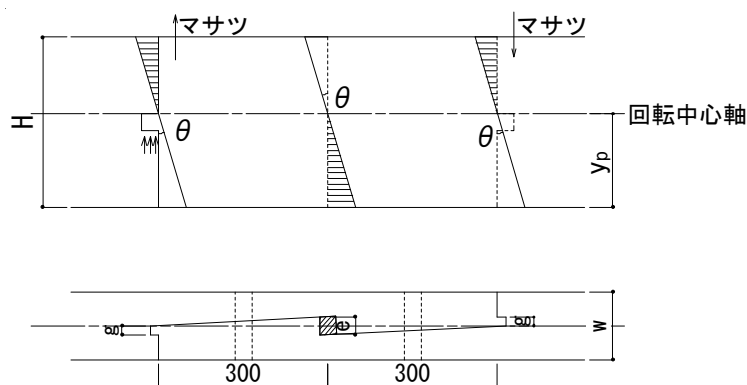


図 3.4.3-21 力の伝達形式

W : 梁幅、 g : 目違い幅、 H : 梁せい、 L : 継手手長さ、 e : 顎幅、 j : 目違いのへその幅
式 3.4.3-69 のように回転中心軸を算定する。

$$y_p = \frac{\sqrt{W}(\sqrt{W} - \sqrt{\alpha e})}{W - \alpha e} \cdot H \quad (3.4.3-69)$$

$$\alpha = \frac{k_2}{E k_1} \quad (3.4.3-70)$$

${}_E k_1$: 梁材目違い胴付き面の繊維方向面圧定数

$${}_E k_1 = nE_0 \frac{0.02 + \frac{2}{W}}{140 - 0.3W} \quad (3.4.3-71)$$

k_2 : 梁材あごの繊維方向面圧と込み栓の全面横圧縮による合成面圧定数

$$k_2 = \frac{1}{\frac{2}{{}_E k_2} + \frac{1}{{}_E k_3}} \quad (3.4.3-72)$$

${}_E k_2$: 梁材あごの繊維方向面圧定数

$${}_E k_2 = nE_0 \frac{0.02 + \frac{1}{e}}{140 - 0.6e} \quad (3.4.3-73)$$

n : 繊維方向置換係数(=5)

E_0 : 母材の繊維方向のヤング係数(=7000N/mm²)

${}_E k_3$: 栓の横圧縮面圧剛性

$${}_E k_3 = \frac{E_{90f}}{e} \quad (3.4.3-74)$$

E_{90f} : 栓の繊維直行方向ヤング係数

$$E_{90f} = \frac{1}{25} E_{0f} \quad (3.4.3-75)$$

E_{0f} : 栓の繊維方向ヤング係数

$$E_{0f} = 2100 + 13700\rho(N/mm^2) \quad (3.4.3-76)$$

ρ : 栓の比重

3) 初期剛性

$$K_\theta = \frac{{}_E k_1 \{8\alpha e y_p^3 + 4W(H - y_p)^3 + 3\mu L W(H - y_p)^2\}}{24} + \frac{k' j(W - 2g)L^2}{8} \quad (3.4.3-77)$$

k' : 母材の繊維直交方向面圧定数

$$k' = \frac{E_0}{75h} \quad (3.4.3-78)$$

h : 目違いのへそのせい

4) 降伏モーメント

$$M_y = \min.(K_\theta \theta_y, M_f) \quad (3.4.3-79)$$

$$\theta_y = \min.(\theta_{ye}, \theta_{ys}) \quad (3.4.3-80)$$

① 支圧部の面圧降伏

$$\theta_{ye} = \min.\left(\frac{F_e}{k_2 y_p}, \frac{F_{e\text{栓}}}{k_2 y_p}\right) \quad (3.4.3-81)$$

F_e : 母材の繊維方向基準支圧強度 ($= 19.4 N / mm^2$)

$F_{e\text{栓}}$: 込み栓の繊維方向基準支圧強度 ($= 5.4 N / mm^2$)

② あご余長にかけてのせん断

$$\theta_{ys} = \frac{16L \sqrt{1 + \frac{8y_p}{3e}}}{k_2 e W \left(3 + \frac{8y_p}{e} - 3 \sqrt{1 + \frac{8y_p}{3e}} \right) \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{8y_p}{3e}} \right)} \cdot F_s \quad (3.4.3-82)$$

F_s : 母材のせん断強度 ($= 1.8 N / mm^2$)

③ 目違い先端へそ部からの割裂破壊

$$M_f = 2W \sqrt{\frac{G_f GL}{1.2 \left(\frac{1}{H - y_p} - \frac{1}{H} \right) \cdot \mu C W (H - y_p)^2}} \quad (3.4.3-83)$$

$$C = \frac{24}{8\alpha e y_p^3 + 4W(H - y_p)^3 + 3\mu L W (H - y_p)^2 + \frac{k_3(W - 2g)L^2}{8_E k_1}} \quad (3.4.3-84)$$

M_f : 割裂モーメント

G_f : 破壊エネルギー

5) 終局モーメント

式 3.4.3-83 または次式の終局変形角に達した時を以って終局とみなす。

$$\theta_u = \min.(\theta_{ue}, \theta_{us}) \quad (3.4.3-85)$$

① 支圧部の面圧降伏

$$\theta_{ue} = \frac{2\delta_{ue}}{y_p} \quad (3.4.3-86)$$

あごの終局めり込み変位 δ_{ue} は 5mm とする。

② あご余長にかけてのせん断

$$\theta_{us} = \theta_{ys} \quad (3.4.3-87)$$

6) 適用範囲

あご幅が大きくなると、あごの支圧降伏に先駆けてせん断による脆性破壊が起こりやすくなる他、あご支圧力による偏心モーメントによって割裂を伴うせん断が助長され、せん断耐力の低下を招くため、あご幅は材せいの 1/6 以下を適用範囲とする。継手長さ L は 300mm 以上とし、かつ継手長さが大きくなると、継手内における材の曲げ変形が無視できなくなることから、継手長さは梁せいの 2 倍までを適用範囲とする。目違い先端のへそは、計算において耐力要素として期待するため、割裂などの破壊が容易に生じないように、へそのせいは梁せいの 1/6 以上とする。

(9) E1 腰掛け部分男木のせん断に関する評価式

1) 接合部の概要

本節では、腰掛け鎌継ぎや腰掛け蟻継ぎなど、腰掛けのある接合部の、腰掛け部分男木について評価式を提案する。図 3.4.3-22 に接合部の模式図を示す。

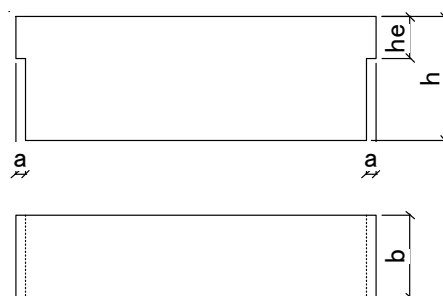


図 3.4.3-22 接合部の模式図

h : 梁せい、 h_e : 腰掛け深さ、 a : 腰掛け長さ、 b : 梁幅

2) 力の伝達形式

腰掛け部分より内側に鉛直荷重が加わった時、腰掛け部のめり込み、腰掛け部分から内側へ向かう割裂、腰掛け部分のみのせん断破壊が接合部の変形として考えられる。この概要を図 3.4.4-23 に示す。

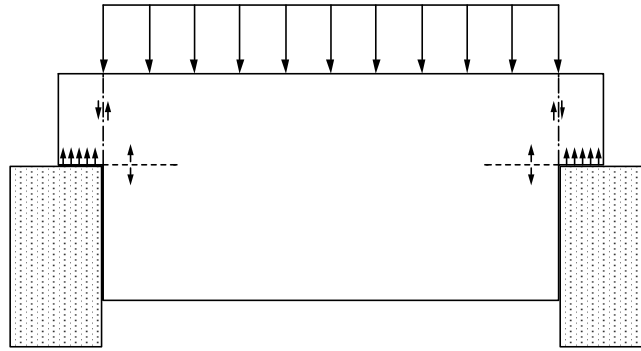


図 3.4.3-23 力の伝達形式

3) 剛性

① めり込みによる初期剛性

初期剛性は、腰掛け部分の引っかかりのめり込み剛性だけに依存するとし、式 3.4.3-88 のように算定する。

$$K = \frac{a \cdot b \cdot E \left(1 + \frac{2h_e}{3a} \right)}{50h_e} \quad (3.4.3-88)$$

② 二次剛性

めり込みによる降伏が発生する場合、二次剛性は初期剛性の 1/8 とする。めり込み降伏以前に破壊が生じる場合、二次剛性は 0 とする。

$$K' = \begin{cases} K/8 \\ 0 \end{cases} \quad (3.4.3-89)$$

4) 降伏および破壊

降伏はめり込みのみによって生じるものとし、めり込み降伏以前に割裂もしくはせん断破壊が生じる場合、その時の変位を終局変位とする。

① めり込みによる降伏耐力

$$P_y = a \cdot b \cdot F_m \sqrt{\frac{1 + \frac{2h_e}{3a}}{\left(1 + \frac{4h_e}{3a} \right) \left(1 + \frac{4h_e}{3nb} \right)}} \quad (3.4.3-90)$$

F_m : 縁端距離を無限大としたときのめり込み降伏応力度 ($= 4.8 \text{ N/mm}^2$)

② 割裂耐力

$$P_f = \frac{b \cdot h_e \cdot \sqrt{\frac{GG_c}{0.6}}}{\sqrt{h_e - \frac{h_e^2}{h} + a \cdot \sqrt{\left(\frac{1}{h_e} - \frac{h_e^2}{h^3} \right) \cdot \frac{10G}{E}}}} \quad (3.4.3-91)$$

E : 繊維方向のヤング係数 $(= 7000 N/mm^2)$

G : せん断弾性係数 (N/mm^2)

G_c : エネルギー解放率 $(kN \cdot mm/mm^2)$

③ せん断耐力

$$P_s = \frac{bh_e^2}{h} \cdot F_s \quad (3.4.3-92)$$

F_s : 材のせん断強度 $(1.8 N/mm^2)$

5) 適用範囲

本評価式は、腰掛け深さ (図 3.4.3-22 中、 h_e) が梁せい (H) の 1/3 以上確保されているものに適用する。

6) 計算値と実験値の比較

① 実験概要

実験は、図 3.4.3-24 に示す形状・表 3.4.3-3 に示すパラメータで、図 3.4.3-25 に示すように加力を行い、変位を計測した。実験の状況を写真 3.4.3-5 に示す。

表 3.4.3-3 パラメータ一覧

No.	H	h_e	a	数
E1-1	120	60	15	6
E1-2	180	90	15	6
E1-3	240	120	15	6
E1-4	300	150	15	6
E1-5	180	30	15	6
E1-6	180	60	15	6
E1-7	180	90	30	6
E1-8	180	120	30	6
E1-9	180	150	30	6
E1-10	180	90	15	6
E1-11	180	90	45	6
E1-12	180	90	60	6
E1-13	180	90	75	6

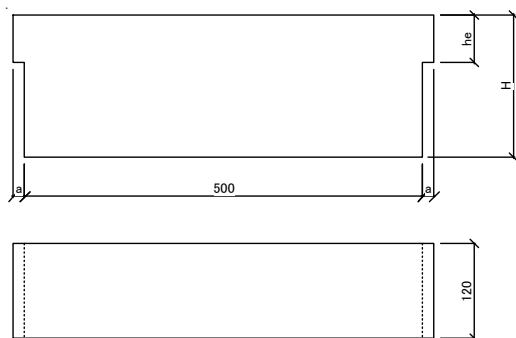


図 3.4.3-24 試験体図

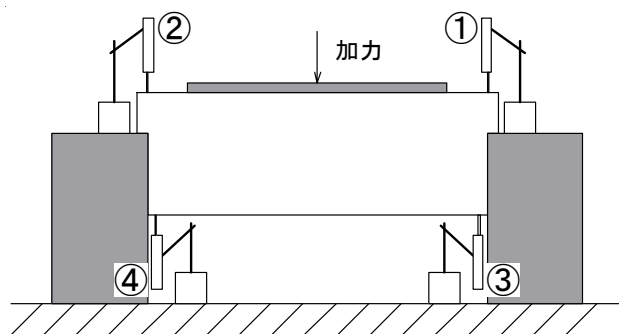


図 3.4.3-25 実験概要



写真 3.4.3-5 実験の様子

(10) E2 腰掛け部分女木のせん断に関する評価式

1) 接合部の概要

本節では、腰掛け鎌継ぎや腰掛け蟻継ぎなど、腰掛けのある接合部の、腰掛け部分女木について評価式を提案する。図 3.4.3-26 に接合部の模式図を示す。

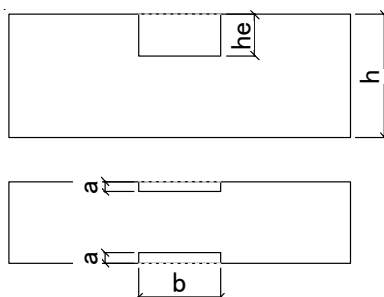


図 3.4.3-26 接合部の模式図

h : 梁せい、 h_e : 腰掛け深さ、 a : 腰掛け長さ、 b : 梁幅

2) 力の伝達形式

腰掛け部分に鉛直荷重が加わった時、その部分のめり込み、 b から幅方向へ割裂、腰掛け部分の深さ方向へのせん断破壊が考えられるが、今回行った実験の試験体寸法の範囲内では、破壊よりめり込みによる降伏が先行するものとして取り扱う。この概要を図 3.4.3-27 に示す。

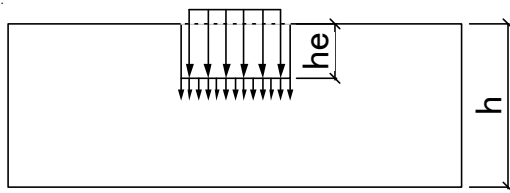


図 3.4.3-27 力の伝達形式

3) 剛性

① めり込みによる初期剛性

初期剛性は、腰掛け部分の引っかかりのめり込み剛性のみに依存するとし、式 3.4.3-93 のように算定する。

$$K = \frac{a \cdot b \cdot (3b + 2h')(3na + 2h') \cdot E}{450nabh'} \quad (3.4.3-93)$$

② 二次剛性

二次剛性は初期剛性の 1/8 とする。

$$K' = K / 8$$

(3.4.3-94)

4) 降伏および破壊

降伏はめり込みのみによって生じるものとし、式 3.4.3-95 にて算定する。

$$P_y = \frac{a \cdot b \cdot (3b + 2h') (3na + 2h') \cdot F_m}{\sqrt{(3b + 2h') (3b + 4h') (3na + 2h') (3na + 4h')}} \quad (3.4.3-95)$$

F_m : 縁端距離を無限大としたときのめり込み降伏応力度 ($= 4.8 \text{ N/mm}^2$)

E : 繊維方向のヤング係数 ($= 7000 \text{ N/mm}^2$)

5) 計算値と実験値の比較

① 実験概要

実験は、図 3.4.3-28 に示す形状・表 3.4.3-4 に示すパラメータで、図 3.4.3-29 に示すように加力を行い、変位を計測した。実験の状況を写真 3.4.3-6 に示す。

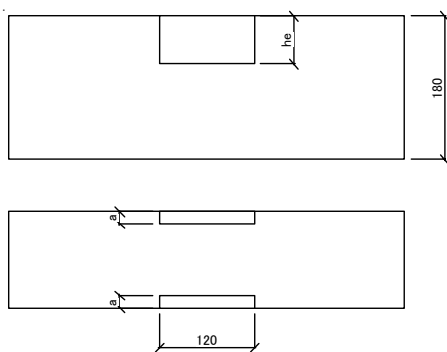


図 3.4.3-28 試験体図

表 3.4.3-4 パラメーター一覧

No.	he	a	数	No.
E2-1	30	15	6	1
E2-2	45	15	6	2
E2-3	60	15	6	3
E2-4	75	15	6	4
E2-5	90	15	6	5
E2-6	90	30	6	6

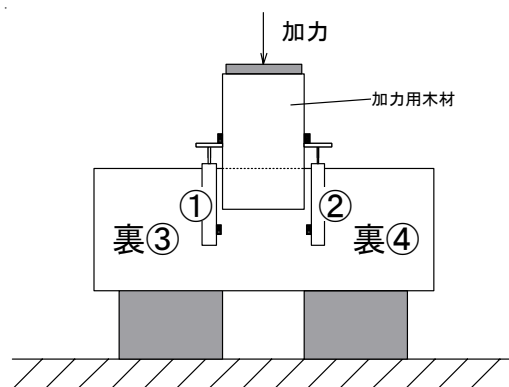


図 3.4.3-29 実験概要



写真 3.4.3-6 実験の様子

(11) G1 相欠きの回転に関する評価式

1) 接合部の概要

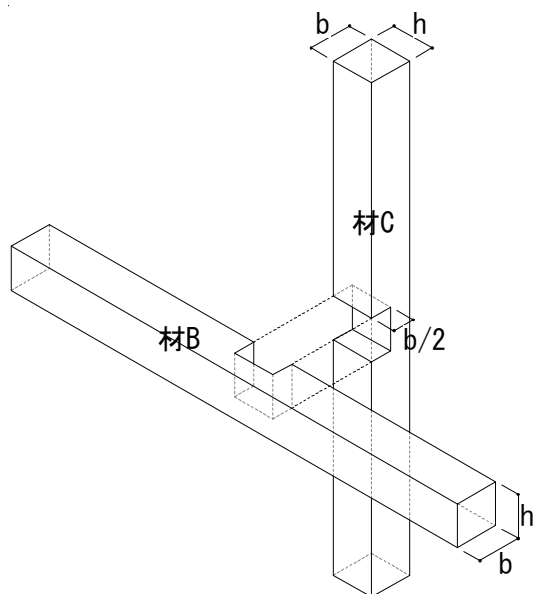


図 3.4.3-30 接合部の模式図



写真 3.4.3-7 接合部の例

2) 力の伝達形式

図 3.4.3-31 のように柱材・梁材の切り欠き部分が相互の柱・梁の繊維直交方向にめり込むことで、抵抗するものとする。

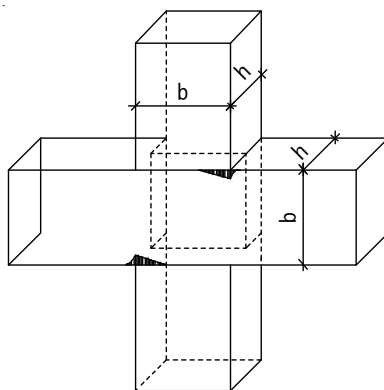


図 3.4.3-31 力の伝達形式

b : 柱幅・梁せい、 h : 柱径・梁幅

3) 初期剛性

初期剛性は、式 3.4.3-96 のように、梁へのめり込みによる柱の回転剛性と柱へのめり込みによる梁の回転剛性を足し合わせて求める。

$$K_{\theta} = K_{\theta c} + K_{\theta b} \quad (3.4.3-96)$$

$x_p = \frac{b}{2}$ 、 $z_0 = b$ 、 $y_p = \frac{h}{2}$ とすると、

$$K_{\theta c} = x_p^2 y_p E_{b90} \left\{ \frac{x_p}{z_0} \left(C_{xmc} - \frac{1}{3} \right) + \frac{1}{2} \mu C_{xmc} \right\} \quad (3.4.3-97)$$

$$K_{\theta b} = x_p^2 y_p E_{c90} \left\{ \frac{x_p}{z_0} \left(C_{ymb} - \frac{1}{3} \right) + \frac{1}{2} \mu C_{ymb} \right\} \quad (3.4.3-98)$$

ここに、

$$C_{xmc} = C_{ymb} = 1 + \frac{4z_0}{3x_p} \quad (3.4.3-99)$$

E_{c90} 、 E_{b90} ：柱材・梁材の全面横圧縮ヤング係数

$$E_{90} = \frac{1}{50} E_0 \quad (3.4.3-100)$$

E_0 ：繊維方向の曲げヤング係数

μ ：摩擦係数

4) 降伏モーメント

降伏モーメントも初期剛性同様に、式 3.4.3-101 のように、梁へのめり込みによる降伏モーメントと柱へのめり込みによる降伏モーメントを足し合わせて求める。

$$M_y = M_{yc} + M_{yb} \quad (3.4.3-101)$$

$$M_{yc} = \frac{K_{\theta c} \cdot z_0 \cdot F_{mb}}{x_p E_{b90} C_{xmc} \sqrt{C_{ymc}}} \quad (3.4.3-102)$$

$$M_{yb} = \frac{K_{\theta b} \cdot z_0 \cdot F_{mc}}{x_p E_{c90} C_{ymb} \sqrt{C_{ymb}}} \quad (3.4.3-103)$$

ここに、

$$C_{ymc} = C_{ymb} = 1 + \frac{4z_0}{3ny_p} \quad (3.4.3-104)$$

F_{mc} 、 F_{mb} ：柱材・梁材のめり込み降伏応力度

n ：繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数

5) 二次剛性

降伏変形角以後の剛性は、初期剛性の 1/8 とする。

$$K_{\theta}' = \frac{1}{8} K_{\theta} \quad (3.4.3-105)$$

(12) G2 渡り梁の回転に関する評価式

1) 接合部の概要

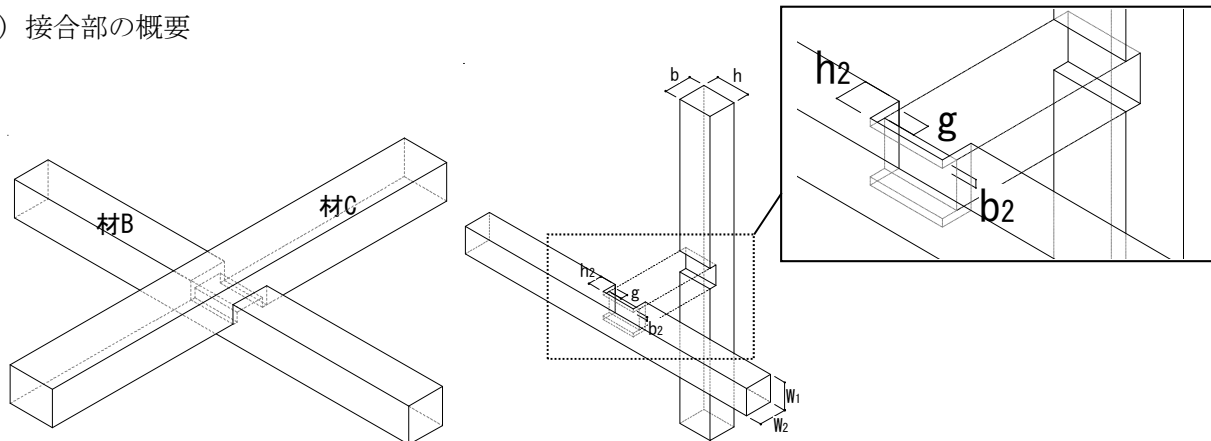


図 3.4.3-32 接合部の模式図

b : 柱幅、 h : 柱径、 W_1 : 梁せい、 W_2 : 梁幅

2) 力の伝達形式

図 3.4.3-33 のように C 材・B 材の切り欠き部分が相互の B 材・C 材の繊維直交方向にめり込むことで、抵抗するものとする。

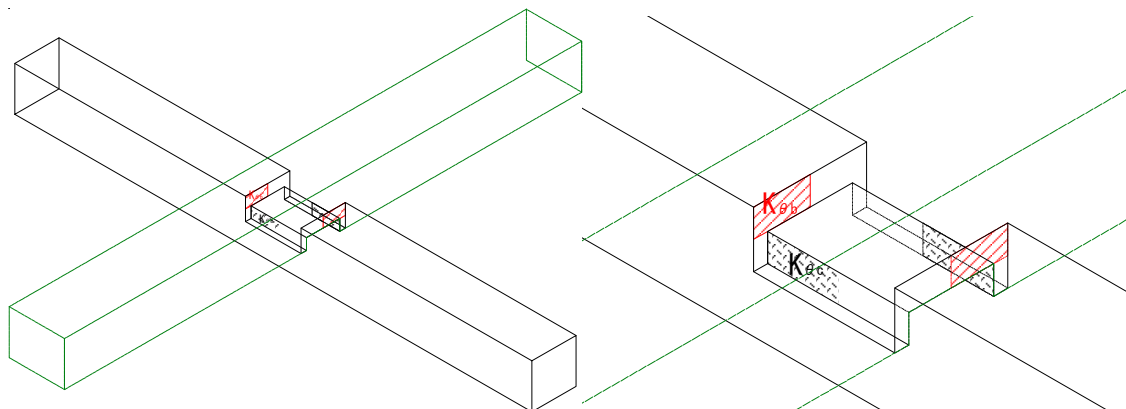


図 3.4.3-33 力の伝達形式

3) 初期剛性

初期剛性は、式 3.4.3-106 のように、梁へのめり込みによる柱の回転剛性と柱へのめり込みによる梁の回転剛性を足し合わせて求める。載荷下では材のねじれなどにより加力直交方向の応力分布が均一でないこと、仕口内部を凸加工する際に加工精度が低くなりがちであることから、足しあわされた剛性を 1/3 倍にする。

$$K_{\theta} = \frac{K_{\theta c} + K_{\theta b}}{3} \quad (3.4.3-106)$$

C 材へのめり込み・B 材へのめり込みによる回転剛性をそれぞれ算出する。

C 材へのめり込みによる回転剛性は、

$x_{pb} = \frac{W_1}{2}$ 、 $z_{0b} = h$ 、 $y_{pb} = h_2$ 、 $y_{lb} = b - h_2$ とすると、モーメントの釣り合いより、

$$K_{\theta b} = x_{pb}^2 y_{pb} C_{yb} E_{c90} \left\{ \frac{x_{pb}}{z_{0b}} \left(C_{ymb} - \frac{1}{3} \right) + \frac{1}{2} \mu_b C_{ymb} \right\} \quad (3.4.3-107)$$

ここに、

$$C_{ymb} = 1 + \frac{4z_{0b}}{3x_{pb}} \quad (3.4.3-108)$$

$$C_{yb} = 1 + \frac{2z_{0b}}{3ny_{pb}} \left\{ 1 - \exp \left(\frac{-3ny_{1b}}{2z_{0b}} \right) \right\} \quad (3.4.3-109)$$

E_{c90} 、 E_{c90} : C材・B材の全面横圧縮ヤング係数

$$E_{90} = \frac{1}{50} E_0 \quad (3.4.3-110)$$

E_0 : 繊維方向の曲げヤング係数

μ_b : 摩擦係数

B材へのめり込みによる回転剛性は、

$x_{pc} = \frac{h}{2}$ 、 $z_{0c} = W_1 - 2b_2$ 、 $y_{pc} = h_2 - g$ 、 $y_{1c} = W_2 - h_2$ とすると、モーメントの釣り合いより、

$$K_{\theta c} = x_{pc}^2 y_{pc} C_{yc} E_{b90} \left\{ \frac{x_{pc}}{z_{0c}} \left(C_{xmc} - \frac{1}{3} \right) + \frac{1}{2} \mu_c C_{xmc} \right\} \quad (3.4.3-111)$$

ここに、

$$C_{xmc} = 1 + \frac{4z_{0c}}{3x_{pc}} \quad (3.4.3-112)$$

$$C_{yc} = 1 + \frac{2z_{0c}}{3ny_{pc}} \left\{ 1 - \exp \left(\frac{-3ny_{1c}}{2z_{0c}} \right) \right\} \quad (3.4.3-113)$$

μ_c : 摩擦係数

4) 降伏モーメント

降伏モーメントも初期剛性同様に、式 3.4.3-114 のように、梁へのめり込みによる降伏モーメントと柱へのめり込みによる降伏モーメントを足し合わせて求める。

$$M_y = M_{yc} + M_{yb} \quad (3.4.3-114)$$

C材へのめり込みによる降伏モーメントは、

$$M_{yb} = \frac{K_{\theta b} \cdot z_{0b} \cdot F_{mc}}{x_{pb} E_{c90} C_{xmb} \sqrt{C_{yb} C_{ymb}}} \quad (3.4.3-115)$$

ここに、

$$C_{ymb} = 1 + \frac{4z_{0b}}{3ny_{pb}} \quad (3.4.3-116)$$

B 材へのめり込みによる降伏モーメントは、式 3.4.3-115 と同様に、

$$M_{yc} = \frac{K_{\theta c} \cdot z_{0c} \cdot F_{mb}}{x_{pc} E_{b90} C_{xmc} \sqrt{C_{yc} C_{ymc}}} \quad (3.4.3-117)$$

ここに、

$$C_{ymc} = 1 + \frac{4z_{0c}}{3ny_{pc}} \quad (3.4.3-118)$$

F_{mc} 、 F_{mb} : C 材・B 材のめり込み降伏応力度

n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数

5) 二次剛性

降伏変形角以後の剛性は、初期剛性の 1/8 とする。

$$K_{\theta}' = \frac{1}{8} K_{\theta} \quad (3.4.3-119)$$

(13) G3 通し貫の回転に関する評価式

1) 接合部の概要

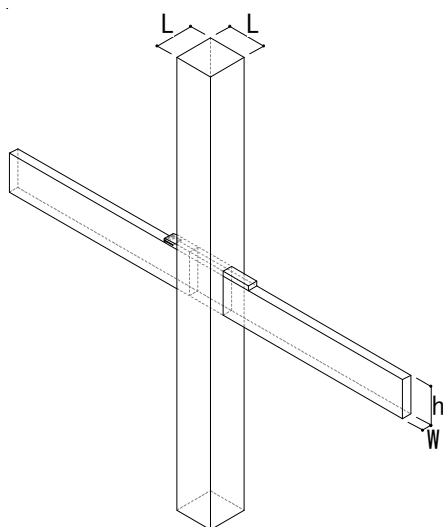


図 3.4.3-34 接合部の模式図

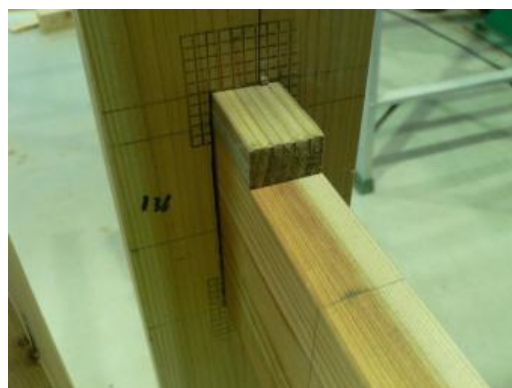


写真 3.4.3-8 接合部の例

2) 力の伝達形式

図 3.4.3-35 のように柱の貫穴端部が貫材の繊維直交方向にめり込むことで抵抗する。

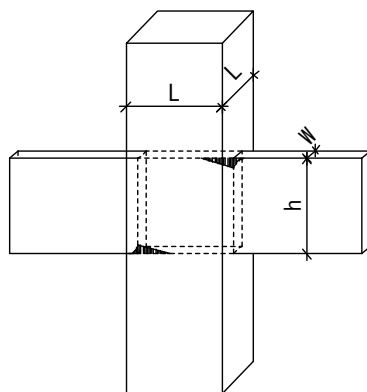


図 3.4.3-35 力の伝達形式

L : 柱径、 h : 貫せい、 W : 貫厚

3) 初期剛性

$x_p = \frac{L}{2}$ 、 $y_p = W$ 、 $z_0 = h$ とすると、初期剛性はモーメントの釣り合いより、

$$K_\theta = x_p^2 y_p E_{90} \left\{ \frac{x_p}{z_0} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + \frac{1}{2} \mu C_{xm} \right\} \quad (3.4.3-120)$$

ここに、

$$C_{xm} = 1 + \frac{4z_0}{3x_p} \quad (3.4.3-121)$$

E_{90} : 全面横圧縮ヤング係数

$$E_{90} = \frac{1}{50} E_0 \quad (3.4.3-122)$$

E_0 : 繊維方向の曲げヤング係数

μ : 摩擦係数

4) 降伏モーメント

降伏モーメントは式 3.4.3-123 のように算定する。

$$M_y = \frac{K_\theta \cdot z_0 \cdot F_m}{x_p E_{90} C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad (3.4.3-123)$$

ここに、

$$C_{ym} = 1 + \frac{4z_0}{3ny_p} \quad (3.4.3-124)$$

F_m : めり込み降伏応力度

n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数

5) 二次剛性

降伏変形角以後の剛性は、初期剛性の 1/8 とする。

$$K_{\theta}' = \frac{1}{8} K_{\theta} \quad (3.4.3-125)$$

(14) G4 通し貫（略鎌継ぎ）の回転に関する評価式

1) 接合部の概要

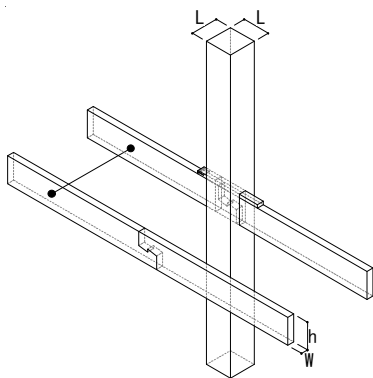


図 3.4.3-36 接合部の模式図

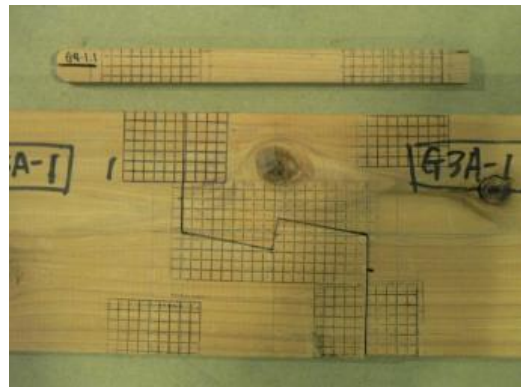


写真 3.4.3-9 接合部の例

2) 力の伝達形式

図 3.4.3-37 のように柱の貫穴端部が貫材の繊維直交方向にめり込むことで抵抗する。

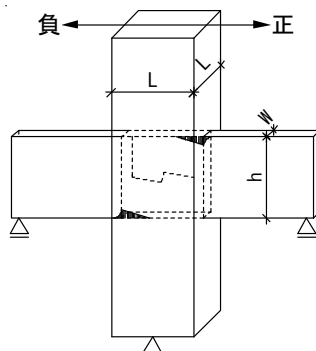


図 3.4.3-37 力の伝達形式

L : 柱径、 h : 貫せい、 W : 貫厚

3) 初期剛性

正の変形方向と負の変形方向のそれぞれで継ぎ手部分の喰い込み効果が異なるため、正負それぞれに初期剛性を与える。

$x_p = \frac{L}{2}$ 、 $y_p = W$ 、 $z_0 = h$ とすると、

$$K_{\theta+} = x_p^2 y_p E_{90} \left\{ \frac{x_p}{z_0} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + \frac{1}{2} \mu_+ C_{xm} \right\} \quad (3.4.3-126)$$

$$K_{\theta-} = x_p^2 y_p E_{90} \left\{ \frac{x_p}{z_0} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + \frac{1}{2} \mu_- C_{xm} \right\} \quad (3.4.3-127)$$

ここに、

$$C_{xm} = 1 + \frac{4z_0}{3x_p} \quad (3.4.3-128)$$

E_{90} : 全面横圧縮ヤング係数

$$E_{90} = \frac{1}{50} E_0 \quad (3.4.3-129)$$

E_0 : 繊維方向の曲げヤング係数

μ_+ : 正方向変形時の摩擦係数

μ_- : 負方向変形時の摩擦係数

4) 降伏モーメント

降伏モーメントも初期剛性同様に、正負それぞれで算定する。

$$M_{y+} = \frac{K_{\theta+} \cdot z_0 \cdot F_m}{x_p E_{90} C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad (3.4.3-130)$$

$$M_{y-} = \frac{K_{\theta-} \cdot z_0 \cdot F_m}{x_p E_{90} C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad (3.4.3-131)$$

ここに、

$$C_{ym} = 1 + \frac{4z_0}{3ny_p} \quad (3.4.3-132)$$

F_m : めり込み降伏応力度

n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数

5) 二次剛性

降伏変形角以後の剛性は、初期剛性の 1/8 とする。

$$K_{\theta}' = \frac{1}{8} K_{\theta} \quad (3.4.3-133)$$

(15) I1 下げ鎌の引張りに関する評価式

図 3.4.3-38 に示す下げ鎌仕口の貫に引張力が作用する際の引張剛性および降伏耐力の評価式を示す。また、実験結果と比較することで、その精度を検証する。

(単位：mm)

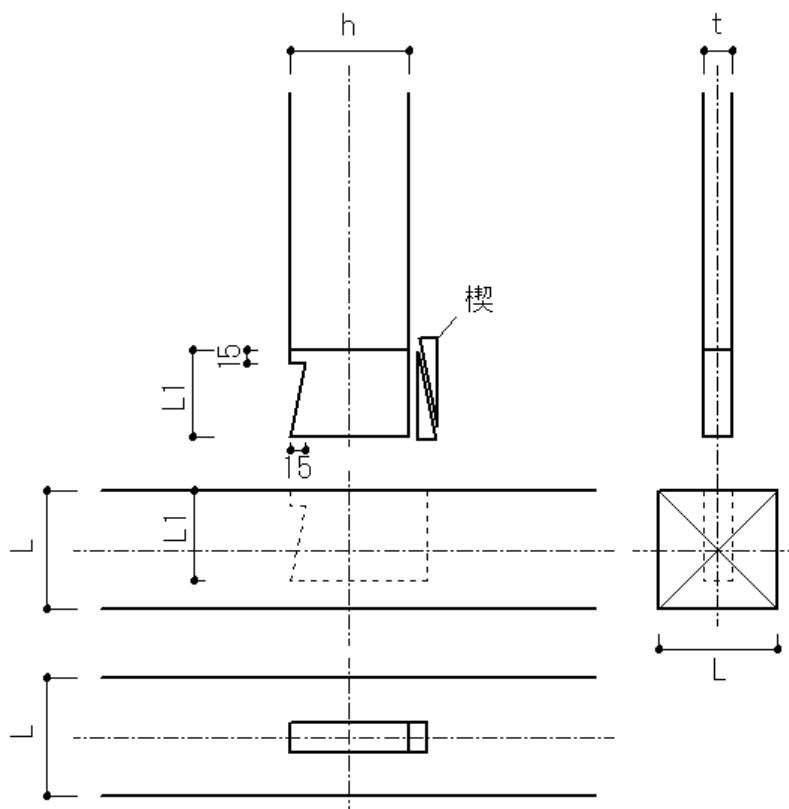


図 3.4.3-38 下げ鎌仕口

1) 評価式

この仕口の主な破壊形式は、「鎌部のせん断破壊」写真 3.4.3-10 と「柱で鎌部が掛かる部分の割れ」写真 3.4.3-11 であった。降伏点荷重としては、鎌部のせん断破壊時の荷重としている。

① 引張剛性

$$K = 15 \times t \times E k_0$$

$$E k_0 = n E_0 (0.02 + 1/15) / (140 - 0.6 \times 15) = n E_0 \times 6.62 \times 10^{-4} \text{ N/mm}^3 \quad (3.4.3-134)$$

t : 貫の厚さ (mm)

$E k_0$: 繊維方向のみかけの面圧剛性 (N/mm³)¹⁾

n : 繊維方向置換係数 (樹種によらず $n=5$ とする)

E_0 : 材の繊維方向ヤング率 (N/mm²)

② 降伏点

$$P_u = F_s \times (L_1 - 15) \times t$$

$$F_s : \text{材のせん断強度 (N/mm}^2\text{)} \quad (3.4.3-135)$$

L_1 : 鎌長さ(貫の柱への差し込み長さ) (mm)
 t : 貫の厚さ (mm)



写真 3.4.3-10 鎌部せん断破壊



写真 3.4.3-11 鎌を受ける部分の割れ

2) 適用範囲

貫厚さ(t) : 15mm 以上

貫せい(h) : 120mm 以上

柱径(L) : 120mm 以上

鎌長さ(貫の柱への差し込み長さ) (L_1) : 45mm 以上

終局変位 : 鎌長さ(貫の柱への差し込み長さ) (L_1) の 1/3

3) 評価式の検証

① 試験体のパラメータ

表 3.4.3-5 に、検証に用いた試験体のパラメーター一覧を示す。

表 3.4.3-5 下げ鎌試験体のパラメーター一覧

No.	W	h	L	L1
1	15	120	120	90
②	30	120	120	90
3	45	120	120	90
4	30	120	120	45
5	30	120	120	60
6	30	120	120	105

② 材料定数

評価式を用いた計算には、以下の定数を用いた。

$$_E k_0 \text{ (繊維方向のみかけの面圧剛性)} : nE_0(0.02+1/e) / (140-0.6e) = 23.2 \text{ N/mm}^3$$

$$n = 5, E_0 = 7000 \text{ N/mm}^2, e = 15 \text{ mm}$$

$$F_s : \text{材のせん断強度 (N/mm}^2\text{)} : 1.8 \text{ N/mm}^2$$

(16) I2 長ホゾ鼻栓打ちの引張りに関する評価式

図 3.4.3-39 に示す長ホゾ 鼻栓打ち仕口の横架材に引張力が作用する際の引張剛性および降伏耐力の評価式を示す。また、実験結果と比較することで、その精度を検証する。

(単位：mm)

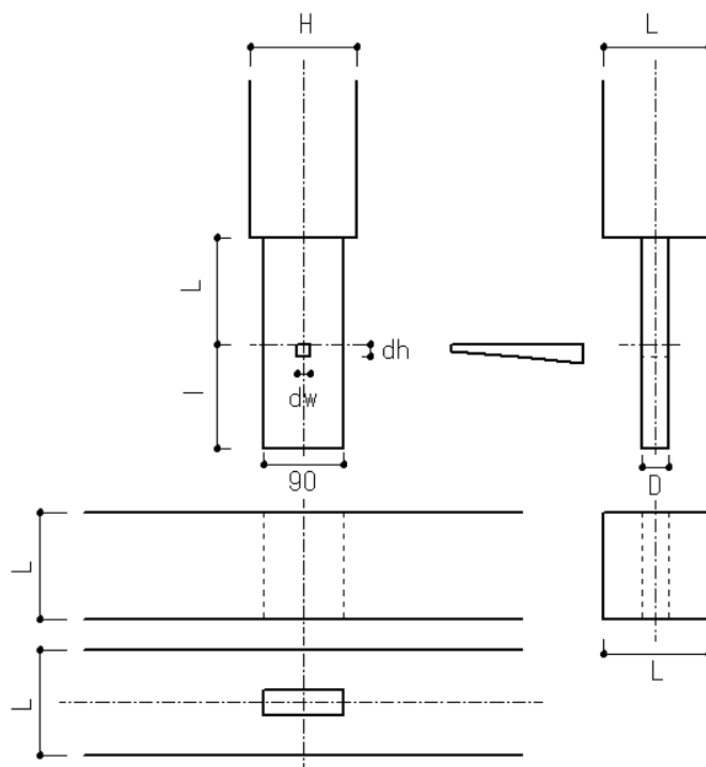


図 3.4.3-39 長ホゾ 鼻栓打ち仕口

1) 評価式

この仕口における破壊形式は、「鼻栓の曲げ破壊」や写真 3.4.3-12 に示す「ほぞせん断破壊」である。評価式は基本的に文献 1) のとおりであるが、

- ・剛性計算時の K_1 および K_2 は第 2 項のみ
- ・側材と栓との複合面圧降伏応力を計算する際のめり込み降伏応力増大係数 (α_{F2}) は 1.0 とする。
(主材側の α_{F1} は 1.5。)
- ・耐力計算における降伏モード 3 は図 3.4.3-40 を考慮した式とし、モード 4 および 5 は考慮しない。



写真 3.4.3-12 ほぞのせん断破壊

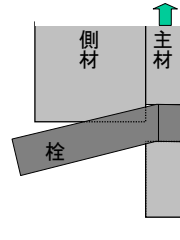


図 3.4.3-40 長ホゾ鼻栓打ち仕口の栓降伏モード 3

① 引張剛性

$$K = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \quad (3.4.3-136)$$

$$K_i = \frac{1}{3} \left(E_{0f} d_w^7 k_{cpi}^3 \right)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cpi} d_w}{E_{0f}}} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (3.4.3-137)$$

E_{0f} : 木ダボのヤング率 2100+13700 ρ

ρ : 木ダボの密度

d_w : 木ダボの幅

k_{cp1} : 主材と木ダボの複合面圧係数 $(k_{E0} \times \alpha_k k_{cvf}) / (k_{E0} + \alpha_k k_{cvf})$

k_{cp2} : 側材と木ダボの複合面圧係数 $(k_{E90} \times \alpha_k k_{cvf}) / (k_{E90} + \alpha_k k_{cvf})$

k_{E0} : 母材の繊維方向の面圧定数 $E_0 / (31.6 + 10.9 d_w)$

E_0 : 材の繊維方向ヤング率

k_{E90} : 母材の繊維直交方向の面圧定数 $k_{E0} / 3.4$

α_k : めりこみ補剛効果係数 1.5

k_{cvf} : 木ダボのめり込み剛性 $E_{0f} / (11 \times d_w)$

η : 木ダボのヤング率とせん断弾性係数との比 E_{0f} / G_f

② 降伏点

木ダボせん断接合の降伏耐力

$$P_{yj} = \min \left(\begin{array}{l} d_w D F_{Ecp1} \\ d_w D F_{Ecp1} \times 2\alpha\beta \\ d_w D F_{Ecp1} \times \sqrt{\frac{8\beta \cdot M_y}{d_w D^2 F_{Ecp1} (1 + \beta)}} \end{array} \right) \quad (3.4.3-138)$$

$$F_{Ecp1} = \min(F_{E0}, \alpha_{F1} F_{cvf}) \quad (3.4.3-139)$$

$$F_{Ecp2} = \min(F_{E90}, \alpha_{F2} F_{cvf}) \quad (3.4.3-140)$$

F_{E0} : 主材の繊維方向の基準支圧強度

F_{E90} : 側材の繊維直交方向の基準支圧強度

α_{F1} : 主材内の木ダボに対するめり込み降伏応力増大係数 1.5

α_{F2} : 側材に接する木ダボに対するめり込み降伏応力増大係数 1.0

F_{cvf} : 木ダボのめり込み降伏耐力(平均値) $-8.2 + 35.4\rho$

$$\alpha = \frac{(L-D)/2}{D} \quad (3.4.3-141)$$

$$\beta = \frac{F_{Ecp2}}{F_{Ecp1}} \quad (3.4.3-142)$$

$$M_y = Z_f F_{bf} \quad (3.4.3-143)$$

Z_f : 木ダボの断面係数

F_{bf} : 木ダボの曲げ強度(平均値) $8.1+136\rho$

長ほぞせん断

$$P_{us} = F_{s1} \times (l - d_h) \times D \times 2 \quad (3.4.3-144)$$

F_{s1} : ほぞのせん断強度

$$\therefore P_u = \min.(P_{yj}, P_{us}) \quad (3.4.3-145)$$

2) 適用範囲

柱径(L) : 120mm 以上

横架材せい(H) : 120mm 以上 (ほぞ幅 : 90mm 以上)

ほぞ先長さ(l) : 75mm 以上

ほぞ厚さ(D) : 24mm 以上

破壊形式 : ほぞのせん断破壊が栓の曲げ降伏(モード1~3)より先行しないこと。

終局変位 : 栓のせい(d_h)と同じ

(17) I3 長おび込み栓打ちの引張りに関する評価式

図 3.4.3-41 に示す長おび込み栓打ち仕口のおび側の材に引張力が作用する際の引張剛性および降伏耐力の評価式を示す。また、実験結果と比較することで、その精度を検証する。

(単位 : mm)

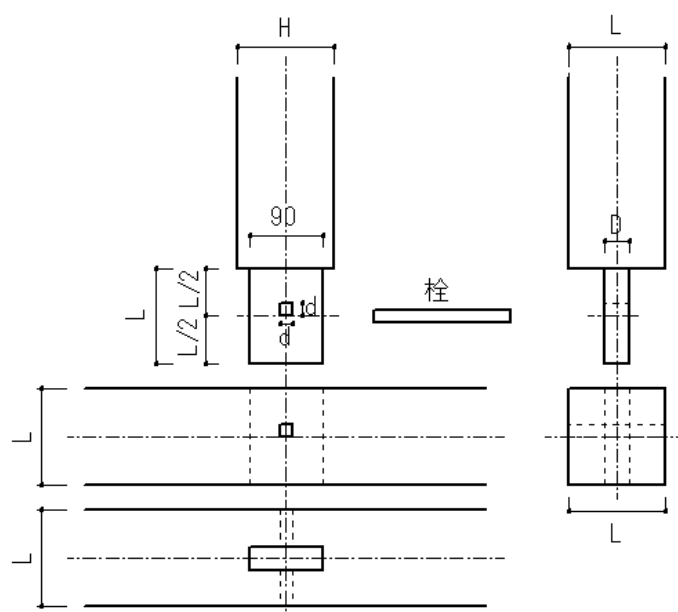


図 3.4.3-41 長おび込み栓打ち仕口

1) 評価式¹⁾

この仕口の破壊形式は、「込栓の曲げ破壊」、「ほぞのせん断破壊」写真 3.4.3-13、「土台の割裂」写真 3.4.3-14 である。

① 引張剛性

$$K = \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \quad (3.4.3-146)$$

$$K_i = \min. \left(\frac{dk_{cpi} D / 2}{\frac{1}{3} (E_{0f} d^7 k_{cpi}^3)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cpi} d}{E_{0f}}} \right)^{-\frac{1}{2}}} \right) \quad (3.4.3-147)$$

E_{0f} : 木ダボのヤング率 2100+13700ρ

ρ : 木ダボの密度

d : 木ダボの径

k_{cp1} : 主材と木ダボの複合面圧係数 $(k_{E0} \times \alpha_k k_{cvf}) / (k_{E0} + \alpha_k k_{cvf})$

k_{cp2} : 側材と木ダボの複合面圧係数 $(k_{E90} \times \alpha_k k_{cvf}) / (k_{E90} + \alpha_k k_{cvf})$

k_{E0} : 母材の繊維方向の面圧定数 $E_0 / (31.6 + 10.9d)$

E_0 : 材の繊維方向ヤング率

k_{E90} : 母材の繊維直交方向の面圧定数 $k_{E0} / 3.4$

α_k : めりこみ補剛効果係数 1.5

k_{cvf} : 木ダボのめり込み剛性 $E_{0f} / (11 \times d)$

η : 木ダボのヤング率とせん断弾性係数との比 E_{0f} / G_f

② 降伏点

木ダボせん断接合の降伏耐力

$$P_{yj} = \min. \left(\frac{dDF_{Ecp1}}{dDF_{Ecp1} \times 2\alpha\beta}, \frac{dDF_{Ecp1} \times \sqrt{\frac{16\beta M_y}{dD^2 F_{Ecp1}(2\beta+1)} + \frac{8\alpha^2 \beta^2 (\beta+1)}{(2\beta+1)^2}} - \frac{2\alpha\beta}{2\beta+1}}{\sqrt{\frac{16dF_{Ecp1} M_y \beta}{1+\beta}}}, \frac{2 \times A \times F_{sf}}{\kappa} \right) \quad (3.4.3-148)$$

$$F_{Ecp1} = \min(F_{E0}, \alpha_F F_{cvf}) \quad (3.4.3-149)$$

$$F_{Ecp2} = \min(F_{E90}, \alpha_F F_{cvf}) \quad (3.4.3-150)$$

F_{E0} : 主材の繊維方向の基準支圧強度

F_{E90} : 側材の繊維直交方向の基準支圧強度

α_F : 木ダボのめり込み降伏応力増大係数 1.5

F_{cvf} : 木ダボのめり込み降伏耐力(平均値) $-8.2 + 35.4\rho$

$$\alpha = \frac{(L-D)/2}{D} \quad (3.4.3-151)$$

$$\beta = \frac{F_{Ecp2}}{F_{Ecp1}} \quad (3.4.3-152)$$

$$M_y = Z_f F_{bf} \quad (3.4.3-153)$$

Z_f : 木ダボの断面係数

F_{bf} : 木ダボの曲げ強度(平均値) $8.1+136\rho$

長ほぞせん断

$$P_{us} = F_{s1} \times L / 2 \times D \times 2 \quad (3.4.3-154)$$

F_{s1} : ほぞのせん断強度

側材割裂

$$P_{uk} = \frac{2(L-D) \cdot C_r}{\sqrt{\frac{1}{L/2} - \frac{1}{L}}} \quad (3.4.3-155)$$

C_r : J1 の場合 12.0、J2 の場合 10.0、J3 の場合 8.0

$$\therefore P_u = \min.(P_{yj}, P_{us}, P_{uk}) \quad (3.4.3-156)$$



写真 3.4.3-13 ほぞのせん断破壊



写真 3.4.3-14 土台の割裂

2) 適用範囲

土台径(L): 120mm 以上

柱せい(H): 120mm 以上 (ほぞ幅: 90mm 以上)

ほぞ厚(D): 24mm 以上

破壊形式: ほぞのせん断破壊や土台の割裂が栓の曲げ降伏(モード 1~5) より先行しないこと。

終局変位: 栓径(d) と同じ

(18) I4 長ほぞ割り楔締めに関する評価式

① システム模式図と $P-\delta$ 関係

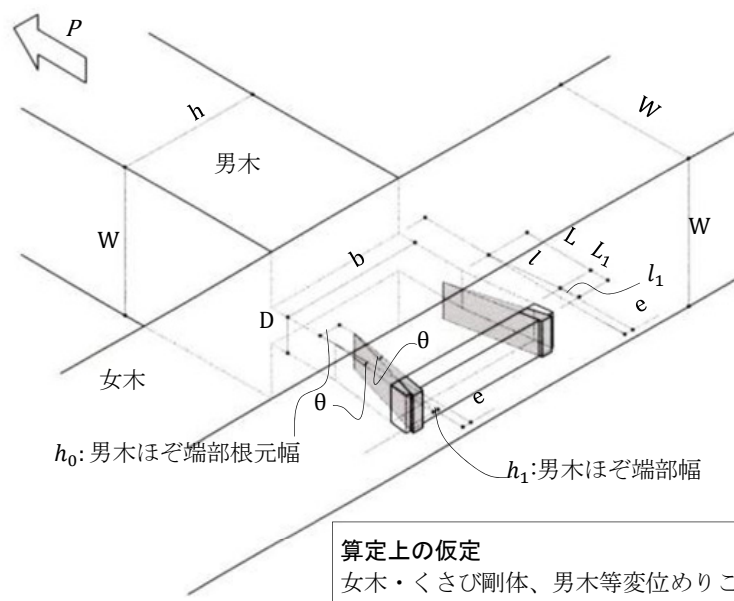


図 3.4.3-42 接合部の模式図

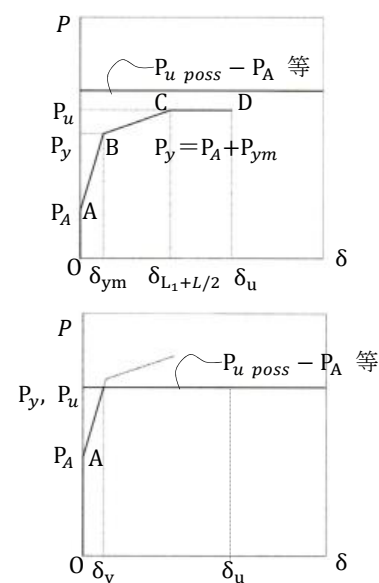


図 3.4.3-43 $P-\delta$ 関係推定モデル

図 3.4.3-43 に長ほぞ割りくさび締め(以下割くさびとする)の引張りにおける $P-\delta$ 関係の推定モデルを示す。詳細は⑥、⑩にて述べるが、くさびの打込み程度等により $P-\delta$ 関係が図の上下のように異なる可能性がある。よりくさびを多く(深く)打ち込んだ場合には、下図のように初期応力 P_A が大きくなる。ここで $P_{u\text{ poss}}$ とは、男木ほぞ端部の断面 ($2h_0D$) での男木材の引張強度 (F_s) によって決まると仮定する割くさびの引張りにおける最大耐力とする。

② 適用範囲

テーパ角度(=くさび角度) $\leq 7^\circ$ 程度 (*2.5°以上)、非テーパ部長さ(女木の割裂で決まらないこと) $\geq 45\text{mm}$ 程度、 $b \geq W/2$ 程度、 $D \geq W/4$ 程度、 $h_0 \geq 12\text{mm}$ 程度、 $L \geq 45\text{mm}$ 程度、くさびの個数 ≤ 2 丁、を想定する。例えばくさび角度は、大きいと打込み時に男木の損傷が懸念され、小さいと引張抵抗が得られないということであるように、各部の寸法は適切なバランスによって構成されるものとする。

③ 初期剛性等

③-1 初期抵抗 P_A

くさび打込みによるプレストレス P_{pre} が加力初期の抵抗要素であり、引抜き力 P が、静摩擦力をともなう P_{pre} の加力方向分力 P_A に達するまでは剛性無限大と考える。そのあと初めてめり込み抵抗が始まるものとする。

$$P_A = P_{pre}(\sin\theta + \mu \cos\theta) = 2w(L + L_1)(\sin\theta + \mu \cos\theta) \quad (3.4.3-157)$$

$$w = \frac{2E_0Da^3\delta_x}{\left[\frac{2c}{a} \log_e |ax+c| + \frac{c^2}{2a(ax+c)} + \frac{ax+c}{a} (\log_e |ax+c| - 1) - \left(\frac{3}{2} + \log_e |c| \right) x - \frac{c}{a} \left(3 \log_e |c| - \frac{1}{2} \right) \right]} (l + l_1)$$

E_0 : 男木材の繊維方向のヤング係数(N/mm²)

μ : 静摩擦係数($\mu=0.4$ とする)

δ_x : くさび打込みによる男木ほぞ端部の持ちあがり寸法(mm)

$ax + c$: 男木ほぞ端部の幅(成) 付根部 : $x = 0$, 先端部 : $x = L + L_1$

③-2 めり込み弾性剛性 K_m

I 男木ほぞに余長 L_1 のある場合のめり込み弾性範囲における P - δ 関係は下式で表せる。

$$P = \frac{4lDE_{90} \sin \theta (\sin \theta + \mu \cos \theta) \left[1 + \frac{b}{3l} \left\{ 2 - \exp \left(\frac{3\delta / \cos \theta - 3l_1}{b} \right) \right\} \right]}{b} \delta = K_{m1} \delta \quad [\text{N}] \quad (3.4.3-158)$$

II 男木ほぞに余長がない場合のめり込み弾性範囲における P - δ 関係は下式で表せる。

$$P = \frac{4(l - \delta / \cos \theta) DE_{90} \sin \theta (\sin \theta + \mu \cos \theta) \left\{ 1 + \frac{b}{3(l - \delta / \cos \theta)} \right\}}{b} \delta = K_{m2} \delta \quad [\text{N}] \quad (3.4.3-159)$$

③-3 めり込み塑性剛性 K_{mp}

塑性域の引抜き荷重 P_p と抜け出し量 δ の関係は下式で表せる。

I 余長のある場合

I-1 $0 \leq \delta \leq L_1$ の場合

$$P_p = \frac{0.5lDE_{90} \left[1 + \frac{b}{3l} \left\{ 2 - \exp \left(\frac{3\delta / \cos \theta - 3l_1}{b} \right) \right\} \right]}{b} \sin \theta (\sin \theta + \mu \cos \theta) (\delta - \delta_y) = K_{mp1} \delta_p \quad [\text{N}] \quad (3.4.3-160)$$

I-2 $\delta > L_1$ の場合

$$P_p = \frac{0.5\{l - (\delta - L_1) / \cos \theta\} DE_{90} \left\{ 1 + \frac{b}{3\{l - (\delta - L_1) / \cos \theta\}} \right\}}{b} \sin \theta (\sin \theta + \mu \cos \theta) (\delta - L_1) = K_{mp1} \delta_p \quad [\text{N}] \quad (3.4.3-161)$$

II 余長のない場合

$$P_p = \frac{0.5\{l - \delta / \cos \theta\} DE_{90} \left\{ 1 + \frac{b}{3\{l - \delta / \cos \theta\}} \right\}}{b} \sin \theta (\sin \theta + \mu \cos \theta) (\delta - \delta_y) = K_{mp2} \delta_p \quad [\text{N}] \quad (3.4.3-162)$$

④ めり込み降伏変位 δ_{ym}

I 余長のある場合

$$\left[4E_{90}^2 \sin^2 \theta \left\{ 1 + \frac{b}{3l} \left(2 - \exp \left(-\frac{3(l_1 - \delta / \cos \theta)}{b} \right) \right) \right\} \left(1 + \frac{2b}{3l} \right) \left(1 + \frac{2b}{3nD} \right) \right] \delta_{ym1}^2 - b^2 F_m^2 = 0 \quad [\text{mm}] \quad (3.4.3-163)$$

II 余長のない場合

$$\left[4E_{90}^2 \sin^2 \theta \{3(l - \delta / \cos \theta) + b\} \{3(l - \delta / \cos \theta) + 2b\} \left(1 + \frac{2b}{3nD} \right) \right] \delta_{ym2}^2 - 9b^2 F_m^2 (l - \delta / \cos \theta)^2 = 0 \quad (3.4.3-164)$$

⑤ めり込み降伏耐力 P_{ym}

式 3.4.3-158、式 3.4.3-159、式 3.4.3-163、式 3.4.3-164 により求める。

⑥ 接合部の降伏耐力 P_y

割くさび接合部の引張における最大耐力は、男木ほぞ端部くさび外側付根部断面の引張強度 $P_{u\text{ poss}}$ に依存すると考える。

$$P_{u\text{ poss}} = 2h_0DF_t \quad (3.4.3-165)$$

F_t : 男木材の引張基準強度

接合部の降伏耐力は、Ⅰくさび打込みによる初期応力の加力方向抵抗力 P_A と、めり込み降伏耐力 P_{ym} の和と、Ⅱ男木ほぞ端付根部全断面の引張耐力 $P_{u\text{ poss}}$ から、 P_A を除いた耐力、あるいは、Ⅲくさび打込みによる男木ほぞ端付根部の曲げ歪みによる損傷部の断面を除いた有効断面 A_0 における引張耐力 $P_u(A_0)$ の小さい方によって決まると仮定する。

$$\text{接合部の降伏耐力 } P_y : \min.\{P_A + P_{ym}, P_{u\text{ poss}} - P_A, P_u(A_0)\} \quad (3.4.3-166)$$

ただしⅢについては適切な算定法が提案できていないため、損傷部の実情に近い推定法が望まれる。(※ P_u も同じ)

⑦ 接合部の最大耐力 P_u

終局が女木のほぞ穴からの割裂で決まらないような寸法設計を前提とする。また、⑥のⅡとⅢがⅠに比して高い場合には、めり込み塑性変形における耐力増大を評価するのは変位が、余長(L_1) + テーパー巾の半分($L/2$)までとし、その時点の耐力をⅣ($P_A + P_{\delta=L_1+L/2}$)とする。(図 3.4.3-43 上部参照)

$$\text{接合部の最大耐力 } P_u : \min.\{P_A + P_{ym}, P_{u\text{ poss}} - P_A, P_u(A_0), P_A + P_{\delta=L_1+L/2}\} \quad (3.4.3-167)$$

⑧ 接合部の終局変位 δ_u

$W/2$ 程度、 l 程度、男木と女木の接触面が 15mm 程度に減少するまでとする。

(19) J1 下げ鎌の回転に関する評価式

1) 評価式

木質構造接合部設計マニュアル(p257)にある掘立柱式柱脚接合部の式に準拠する。

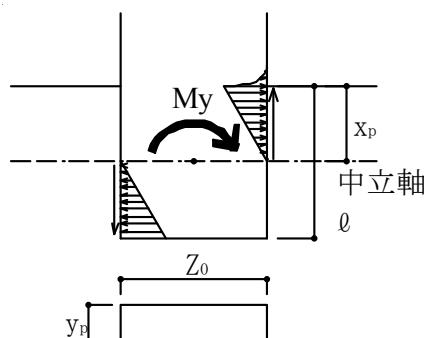


図 3.4.3-44 掘立柱式柱脚接合部の模式図

中立軸

$$x_p = \frac{3\ell^2}{4Z_0 + 6\ell} \quad (3.4.3-168)$$

回転剛性 K_θ

$$K_\theta = \frac{y_p E_\perp}{3Z_0} \left\{ x_p^3 + 2x_p^2 + (\ell - x_p)^3 + \frac{3}{2}(\ell - x_p)^2 \mu Z_0 \right\} \quad (3.4.3-169)$$

降伏変形角

$$\theta_y = \frac{Z_0 F_m}{x_p E_\perp C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad (3.4.3-170)$$

$$\text{ここで、} C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_p} \quad (3.4.3-171)$$

である。

2) 1)に基づいた評価式

1)で示した式に $Z_0 = h$ 、 $y_p = b$ 、 $\ell = L_1$ (図 3.4.3-45 参照) として得られた下式を用いる。ここでは下げ鎌(J1)における切欠き部分は考慮しない式とした。

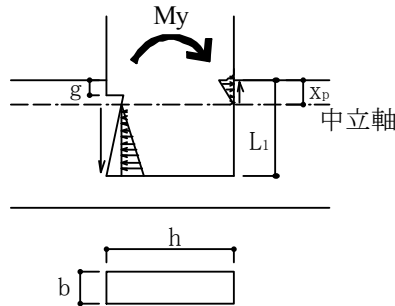


図 3.4.3-45 下げ鎌(J1)のめり込み図

中立軸

$$x_p = \frac{3L_1^2}{4h + 6L_1} \quad (3.4.3-172)$$

回転剛性

$$K_\theta = \frac{bE_\perp}{3h} \left\{ x_p^3 + 2x_p^2 h + (L_1 - x_p)^3 + \frac{3}{2}(L_1 - x_p)^2 \mu h \right\} \quad (3.4.3-173)$$

降伏変形角

$$\theta_y = \frac{h \cdot F_m}{x_p E_\perp C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad (3.4.3-174)$$

(3.4.3-175)

3) 材料定数

計算に用いる材料定数は表 3.4.3-6 による。

表 3.4.3-6 材料定数一覽

E ₀	材の繊維方向ヤング係数	7000	N/mm ²
F _c	材の繊維方向圧縮強度	17.7	N/mm ²
F _{E0}	繊維方向の基準支圧強度	19.4	N/mm ²
F _{E90}	繊維直交方向の基準支圧強度	9.7	N/mm ²
F _s	材のせん断強度	1.8	N/mm ²
E _{k0}	繊維方向のみかけの面圧剛性	n=5	N/mm ³

(20) J2 胴付き小根ボゾ鼻栓止めの回転に関する評価式

1) 試験体の図と説明

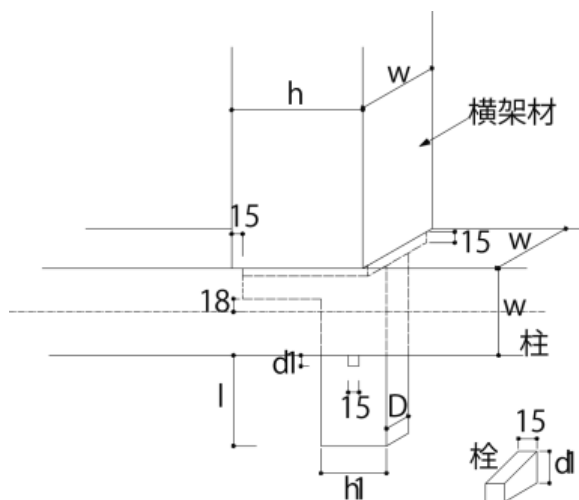


表 3.4.3-7 試験体寸法

No.	W	h	l	h1	d1	D
J2-1	120	180	120	90	15	30
J2-2	150	180	120	90	15	30
J2-3	120	240	120	120	15	30
J2-4	120	300	120	150	15	30
J2-5	120	180	105	90	15	30
J2-6	120	180	150	90	15	30
J2-7	120	180	120	90	30	30
J2-8	120	180	120	90	15	36

図 3.4.3-46 胴付き小根ホゾ鼻栓止めの形状

2) 評価式の考え方

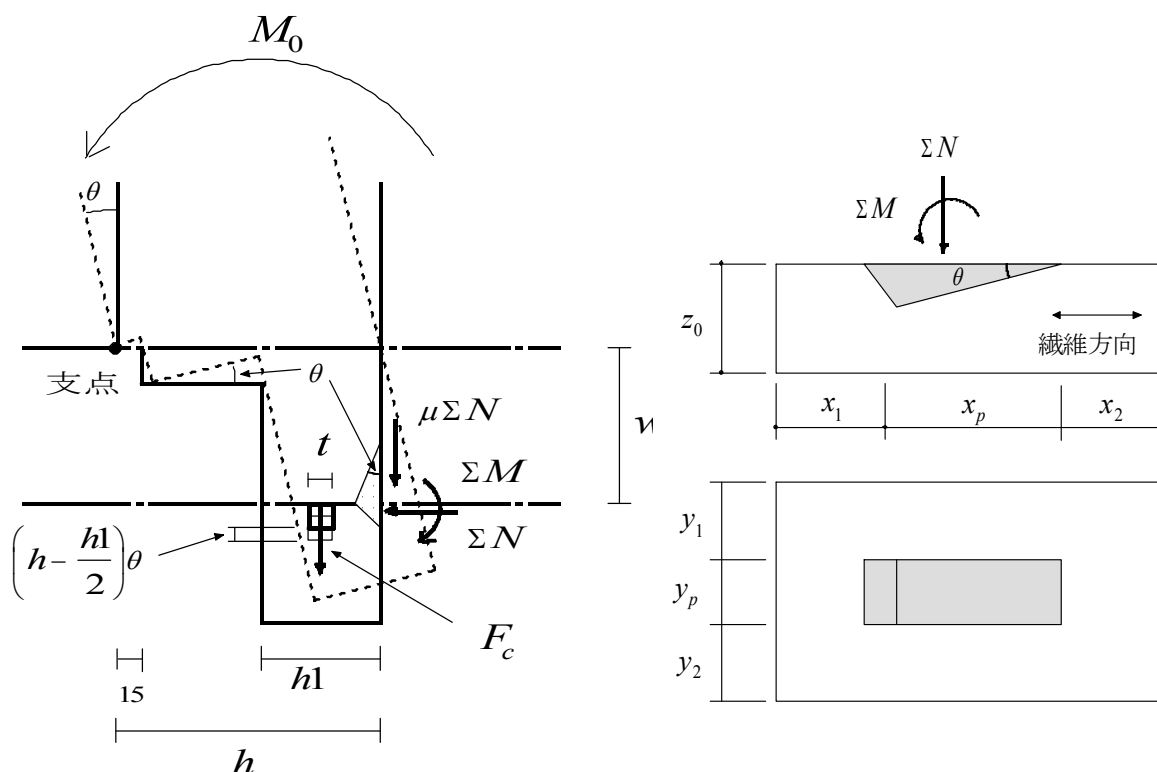


図 3.4.3-47 力学モデル(正側)

鼻栓によるめり込み量を $(h - h1/2) \cdot \theta$ とすると、モーメントの釣り合いより、次式が得られる。

$$M_0 = K_c \cdot \left(h - \frac{h1}{2} \right)^2 \theta + \Sigma N \cdot W + \mu \Sigma N \cdot h + \Sigma M \quad (3.4.3-176)$$

ただし、ホゾの柱へのめり込み長さ x_p は $W \times 1/2$ 、摩擦係数 μ は 0.7 とする。また、鼻栓のホゾへのめり込み剛性 K_c は、木質構造接合部設計マニュアル「長ホゾ込栓」(pp.175-177)を準用する。

式(3.4.3(20)-1)より、回転剛性 $K_\theta = M_0 / \theta$ は次式で求められる。

$$\begin{aligned} K_\theta = K_c \cdot \left(h - \frac{h1}{2} \right)^2 + \frac{x_p^2 y_p C_y E_{c90}}{z_0} \left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p} \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-3x_1}{2z_0} \right) \right\} \right] \cdot W \\ + \mu \cdot \frac{x_p^2 y_p C_y E_{c90}}{z_0} \left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p} \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-3x_1}{2z_0} \right) \right\} \right] \cdot h \\ + \frac{x_p^3 y_p C_y E_{c90}}{z_0} \left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p} \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-3x_1}{2z_0} \right) \right\} \right] \end{aligned} \quad (3.4.3-177)$$

$$x_p = W/2, y_p = D, z_0 = h1, x_1 = 1, x_2 = \infty, y_1 = y_2 = 0, d = 15$$

E_{c90} : 柱の繊維直交方向のヤング係数(= $E_0/50$, E_0 : 繊維方向のヤング係数=7000N/mm²)

$$K_c = \frac{K_1 \cdot K_2}{K_1 + K_2}, C_y = 1 + \frac{2z_0}{3ny_p} \left\{ 2 - \exp\left(\frac{-3ny_1}{2z_0} \right) - \exp\left(\frac{-3ny_2}{2z_0} \right) \right\} = 1 \quad (3.4.3-178)$$

$$K_1 = \frac{1}{3} \left(Ed^7 k_{cp1}^3 \right)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp1} d}{E}} \right)^{-\frac{1}{2}}, \quad K_2 = \frac{1}{3} \left(Ed^7 k_{cp2}^3 \right)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp2} d}{E}} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (3.4.3-179)$$

E : 木ダボの繊維方向ヤング係数=2100+13700×0.95=15115 N/mm²

k_{cp1} : 主材 (ホゾ) とダボの複合面圧定数、 k_{cp2} : 側材 (柱) とダボの複合面圧定数

$$k_{cp1} = \frac{k_E \times \alpha_k k_{cvf}}{k_E + \alpha_k k_{cvf}} = \frac{35.9 \times 1.5 \times 91.6}{35.9 + 1.5 \times 91.6} = 28.5, \quad k_{cp2} = \frac{10.6 \times 1.0 \times 91.6}{10.6 + 1.0 \times 91.6} = 9.5 \quad (3.4.3-180)$$

$$k_E = \begin{cases} k_{E0} = E / (31.6 + 10.9d) = 7000 / (31.6 + 10.9 \cdot 15) = 35.9 \\ k_{E90} = k_{E0} / 3.4 = 10.6 \end{cases} \quad (3.4.3-181)$$

α_k : めり込み補剛係数 (主材では 1.5、側材では 1.0)

k_{cvf} : 木ダボのめり込み剛性= $E_0 / (11d) = 15115 / (11 \times 15) = 91.6$

η : $E/G=15$ (G はせん断弾性係数)

また、降伏変形角 θ_y は、ホゾの柱へのめり込み降伏による θ_{y1} と、準用した木ダボ接合部の降伏による θ_{y2} のうち小さい方とする。

$$\theta_y = \min. \{ \theta_{y1}, \theta_{y2} \}$$

①ホゾの柱へのめり込み降伏

$$\theta_{y1} = \frac{z_0 F_E}{x_p E_{c90} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}}, \quad C_{xm} = 1 + \frac{4z_0}{3x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4z_0}{3y_p} \quad (3.4.3-182)$$

②木ダボ接合部の降伏 (P_y の 3 つ目の式 3) は文献 1) による)

$$\theta_{y2} = \frac{P_y}{K_c (h - h1/2)}, \quad P_y = \min. \begin{cases} 1) dt_1 F_{Ecp1} \\ 2) dt_1 F_{Ecp1} \times 2\alpha\beta \\ 3) \sqrt{8dM_y F_{Ecp2} / (1 + \beta)} \end{cases} \quad (3.4.3-183)$$

$$t_1 = D, \quad L_2 = (W - D) / 2, \quad F_{Ecp1} = \min. \{ F_{E1}, \alpha_F F_{cvf} \}, \quad F_{Ecp2} = \min. \{ F_{E2}, \alpha_F F_{cvf} \}$$

F_{Ecp} : 複合面圧降伏応力、 α =側材厚/主材厚=($W-D$)/2/ D 、 β = F_{Ecp2}/F_{Ecp1}

F_{cvf} : 木ダボのめり込み降伏応力= $-8.2+35.4\rho=-8.2+35.4 \times 0.95=25.4$ (平均値)

F_{E1} 、 F_{E2} : 主材および側材の面圧降伏応力 (=基準支圧強度) (主材はホゾ、側材は柱)

スギ : 繊維方向=19.4N/mm²、繊維直交方向=9.7N/mm²

α_F : めり込み応力増大係数 (側材では 1.0、主材では 1.5)、 β = F_{Ecp2}/F_{Ecp1}

M_y : 木ダボの曲げ強度=8.1+136ρ=137.3 (平均値)

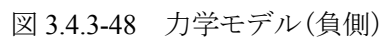

$$M_0 = K_c \cdot \left(\frac{h1}{2} \right)^2 \theta + \Sigma N \cdot W + \mu \Sigma N \cdot h1 + 2 \Sigma M \quad (3.4.3-184)$$
$$\begin{aligned}
K_{\theta} = & K_c \cdot \left(\frac{h1}{2} \right)^2 + \frac{x_p^2 y_p C_y E_{c90}}{z_0} \left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p} \left\{ 1 - \exp \left(\frac{-3x_1}{2z_0} \right) \right\} \right] \cdot W \\
& + \mu \cdot \frac{x_p^2 y_p C_y E_{c90}}{z_0} \left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p} \left\{ 1 - \exp \left(\frac{-3x_1}{2z_0} \right) \right\} \right] \cdot h1 \\
& + 2 \cdot \frac{x_p^3 y_p C_y E_{c90}}{z_0} \left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p} \left\{ 1 - \exp \left(\frac{-3x_1}{2z_0} \right) \right\} \right]
\end{aligned} \tag{3.4.3-185}$$
$$\theta_{y2} = \frac{P_y}{K_c \cdot \hbar l / 2} \quad (3.4.3-186)$$

表 3.4.3-8 (20)～(22)を通じて共通な材料定数など

スギ (E70)		式あるいは値	単位
E_0	材の繊維方向ヤング係数	7000	N/mm^2
E_{90}	材の繊維直交方向ヤング係数	$E_0/50$ (ただし広葉樹は $E_0/25$)	N/mm^2
F_c	材の繊維方向圧縮強度	17.7	N/mm^2
F_{E0}	繊維方向の基準支圧強度	19.4	N/mm^2

F_{E90}	繊維直交方向の基準支圧強度	9.7	N/mm ²
F_s	材のせん断強度	1.8	N/mm ²
k_{E0}	母材の繊維方向の面圧定数	$E_0 / (31.6+10.9d)$	N/mm ³
k_{E90}	母材の繊維直交方向の面圧定数	$k_{E0} / 3.4$	N/mm ³
n	繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数	5	-
F_b	曲げの基準強度	22.2	N/mm ²
栓 (木ダボ)		式あるいは値	単位
ρ	カシの密度	0.95	
E_{0f}	木ダボのヤング係数	$2100+13700\rho$	N/mm ²
F_{bf}	木ダボの曲げ強度	$8.1+136\rho$	N/mm ²
F_{cvf}	木ダボのめり込み降伏応力度	$-8.2+35.4\rho$	N/mm ²
F_{sf}	木ダボのせん断強度 (平均値)	$(-7.7+100\rho) d^{-0.4}$	N/mm ²
k_{cp}	母材と木ダボの複合面圧係数	$(k_{E0} \times \alpha_k k_{cvf}) / (k_{E0} + \alpha_k k_{cvf})$	N/mm ²
k_{cvf}	木ダボのめり込み剛性	$E_{0f} / (11 \times d)$	N/mm ³
α_F	めりこみ降伏応力増大係数	1.5 (ただし、鼻栓の場合は 1.0)	-
α_k	めりこみ補剛効果係数	1.5 (ただし、鼻栓の場合は 1.0)	-
κ	せん断補正係数 (矩形断面)	3/2	-
κ	せん断補正係数 (円形断面)	4/3	-
d	木ダボの径あるいは幅	-	-
η	E_0/G	15	-

(21) J3 胴付き小根ホゾ込み栓止めの回転に関する評価式

1) 試験体の図と説明

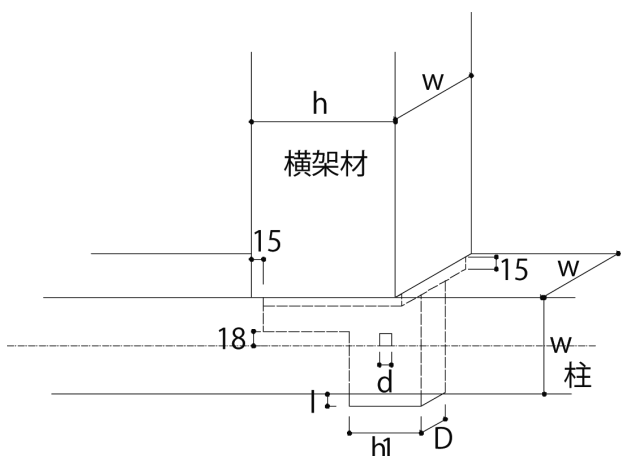


表 3.4.3-9 J3 試験体寸法

No	W	h	h1	d	l	D
J3-1	120	180	90	15 角	0	30
J3-2	150	180	90	15 角	0	30
J3-3	120	240	120	15 角	0	30
J3-4	120	300	50	15 角	0	30
J3-5	120	180	90	18 角	0	30
J3-6	120	180	90	15 丸	0	30
J3-7	120	180	90	18 丸	0	30
J3-8	120	180	90	15 角	15	30
J3-9	120	180	90	15 角	30	30
J3-10	120	180	90	15 角	0	36

図 3.4.3-49 胴付き小根ホゾ鼻栓止めの形状

2) 評価式の考え方

(20) J2 胴付き小根ホゾ鼻栓止めの回転に関する評価式と同じである。ただし、摩擦係数 μ は 0.4、 α_k : めり込み補剛係数 (主材および側材で 1.5) α_F : めり込み応力増大係数 (主材および側材で 1.5) とする。また、準用した木ダボ接合部の降伏による θ_{y2} は次式とする。

$$\theta_{y2} = \frac{P_y}{K_c (h - h1/2)} \quad (3.4.3-187)$$

$$P_y = \min. \left\{ \begin{array}{l} 1) dt_1 F_{Ecp1} \\ 2) dt_1 F_{Ecp1} \times 2\alpha\beta \\ 3) dt_1 F_{Ecp1} \times \left[\sqrt{16\beta M_y / dt_1^2 F_{Ecp1} (2\beta + 1) + 8\alpha^2 \beta^2 (\beta + 1) / (2\beta + 1)^2} - 2\alpha\beta / (2\beta + 1) \right] \\ 4) \sqrt{16dF_{Ecp1} M_y \beta / (1 + \beta)} \\ 5) 2AF_s / \kappa \end{array} \right. \quad (3.4.3-188)$$

3) 適用範囲

$W < 150$ 、 $h < 180$ 、 $h1 < 120$ 、 $\theta < 1/10$

(22) J4 胴付き小根ホゾ割り楔締めの回転に関する評価式

1) 試験体の図と説明

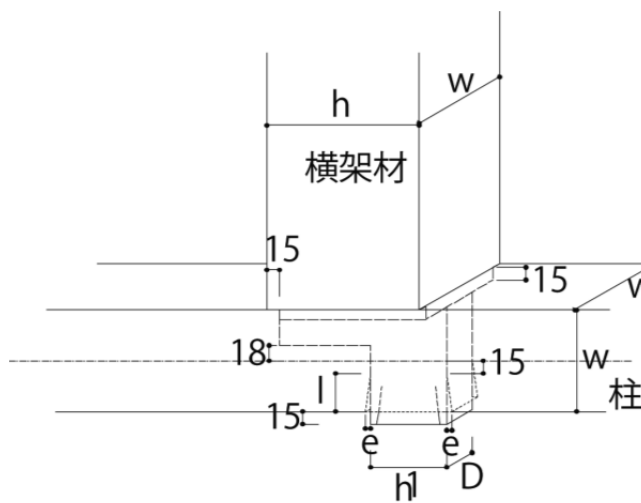


表 3.4.3-10 J4 試験体寸法

No	W	h	h1	e	l	D
J4-1	120	180	90	6	45	30
J4-2	150	180	90	6	60	30
J4-3	120	240	120	6	45	30
J4-4	120	300	50	6	45	30
J4-5	120	180	90	3	45	30
J4-6	120	180	90	9	45	30
J4-7	120	180	90	6	45	36

図 3.4.3-50 胴付き小根ホゾ割り楔締めの形状

2) 評価式の考え方

(18) I4 長ホゾ割り楔締めの引張りに関する評価式の評価式を用いる。楔の打ち込みによって、男木女木接触面直交方向に等分布荷重が発生すると考え、初期加力時には、その等分布荷重による静止摩擦力で抵抗すると考える。等分布荷重 w は、次式から算出する。

$$\delta_x = \frac{6w}{E_0 D a^3} \left[\frac{2c}{a} \log_e |ax + c| + \frac{c^2}{2a(ax + c)} + \frac{ax + c}{a} (\log_e |ax + c| - 1) - \left(\frac{3}{2} + \log_e |c| \right) x - \frac{c}{a} \left(3 \log_e |c| - \frac{1}{2} \right) \right] \quad (3.4.3-189)$$

ただし、男木端部楔外側のせい h は先端に行くほど細くなるので、 $h = ax + c$ と表わす。また、 $x = l$ における δ_x を e とする。図 3.4.3-51 参照。例えば、J4-1 では、 $l = 45$ であり、 $h = (4.5 - 12) / (45 + 15) \times x + 12 = -0.125 \times x + 12$ 、 $x = 45$ における変位 δ_x の値は $e = 6$ である。これより w を求めると、 356.7 N/mm となり、合力は $P_A = 4.7 \times 45 = 16050 \text{ N}$ である。したがって、静止摩擦係数を 0.4 とすれば、初期の抵抗力は $16050 \times 0.4 = 6420 \text{ N}$ と算出される。

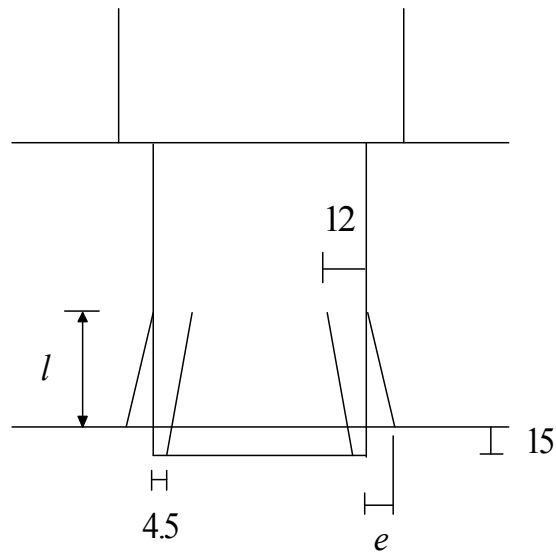


図 3.4.3-51 小根ホゾ割楔の形状

次に、図 3.4.3-52 に示すように、モーメントが加わった場合、片側の小根ホゾ割楔しか抵抗しないと仮定し、初期における釣合い式は、次式で表わされる。つまり、このモーメントまでは静止したままである。

$$M_0 = \mu P_A h \quad (3.4.3-190)$$

回転し出した後については、(20)および(21)と同様に、三角形めり込みが生じ、抵抗するものとする。

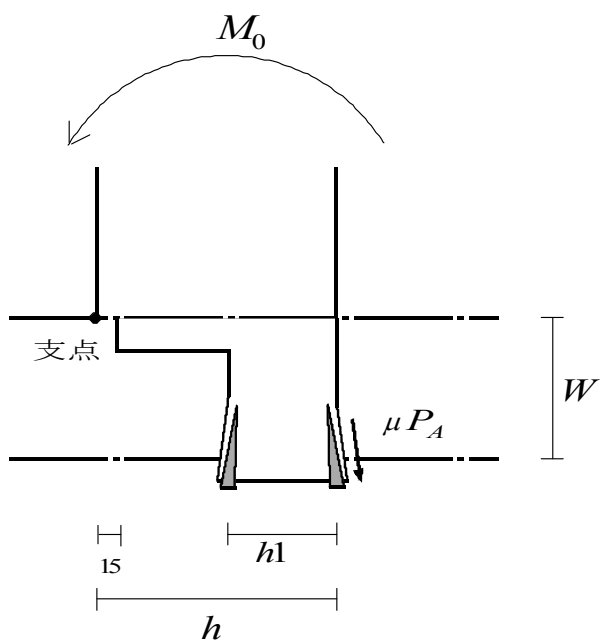


図 3.4.3-52 力学モデル（正側）

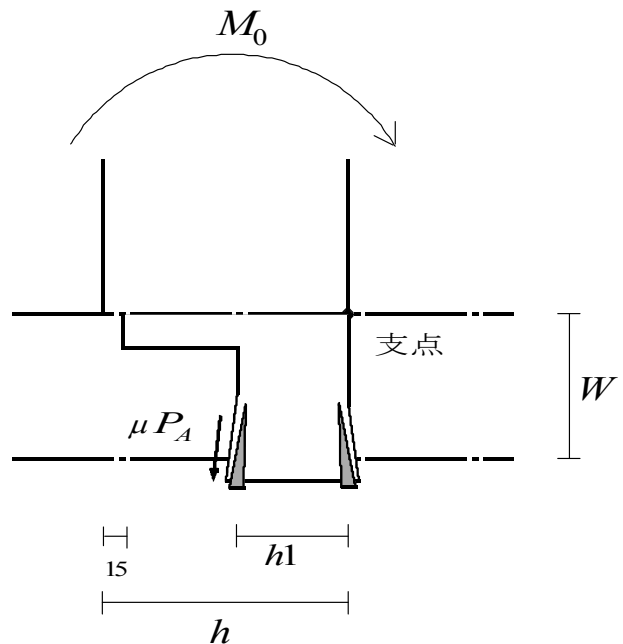


図 3.4.3-53 力学モデル（負側）

$$\begin{aligned}
K_{\theta} = & \frac{x_p^2 y_p C_y E_{c90}}{z_0} \left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p} \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-3x_1}{2z_0}\right) \right\} \right] \cdot W \\
& + \mu \cdot \frac{x_p^2 y_p C_y E_{c90}}{z_0} \left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p} \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-3x_1}{2z_0}\right) \right\} \right] \cdot h \\
& + \frac{x_p^3 y_p C_y E_{c90}}{z_0} \left[\frac{1}{2} + \frac{2z_0}{3x_p} \left\{ 1 - \exp\left(\frac{-3x_1}{2z_0}\right) \right\} \right]
\end{aligned} \tag{3.4.3-191}$$

また、降伏変形角 θ_y は、ホゾの柱へのめり込み降伏によるものとする。

$$\theta_y = \frac{z_0 F_E}{x_p E_{c90} \sqrt{C_x C_y C_{xm} C_{ym}}}, \quad C_{xm} = 1 + \frac{4z_0}{3x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4z_0}{3ny_p} \tag{3.4.3-192}$$

以上の特性値を用いたグラフと実験値を比べると、静止摩擦力は見受けられない。そこで、図 3.4.3-54 に示すように、原点と (θ_y, M_y) を結び、この傾きを回転剛性 K とすると、 K は次式で表わすことができる。

$$K = K_{\theta} + \frac{M_0}{\theta_y} \tag{3.4.3-193}$$

以後は塑性とし、完全弾塑性モデルで表わすことにすれば、図 3.4.3-55～図 3.4.3-61 に実験値と推定値の比較を示す。また、図 3.4.3-53 に示したように、負側についても同様に考える。

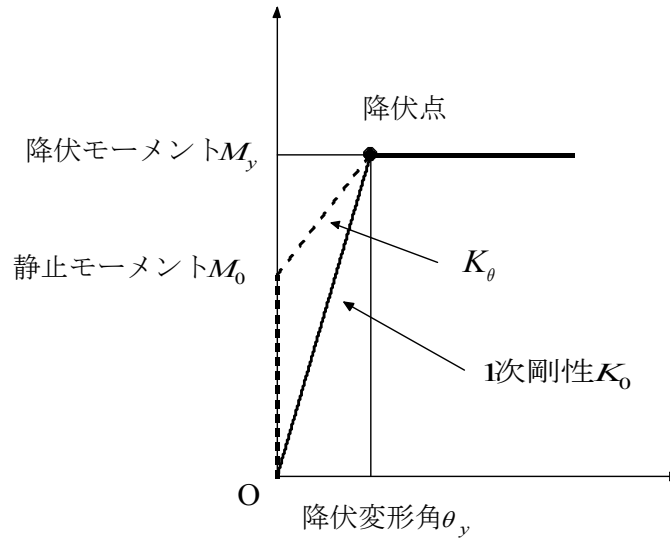


図 3.4.3-54 回転剛性の考え方

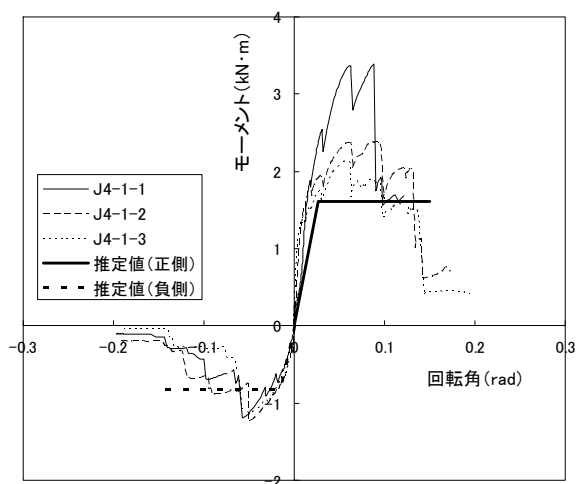


図 3.4.3-55 J4-1 試験体における M-θ 関係

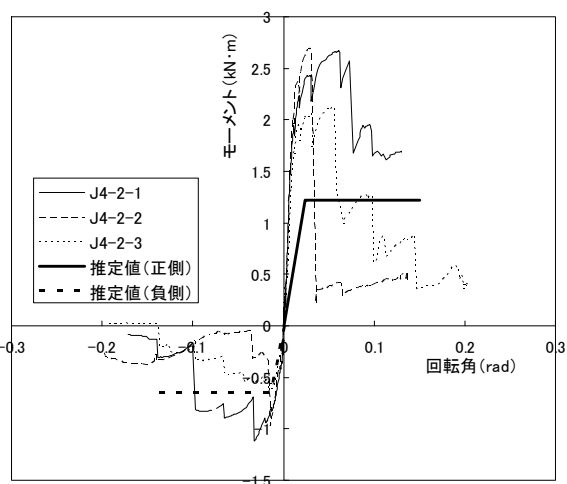


図 3.4.3-56 J4-2 試験体における M-θ 関係

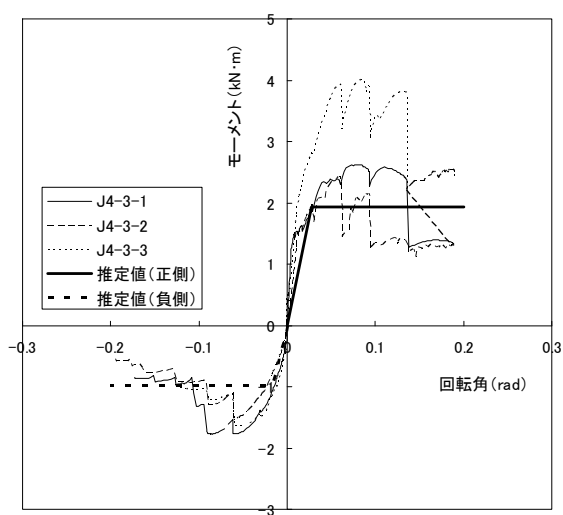


図 3.4.3-57 J4-3 試験体における M-θ 関係

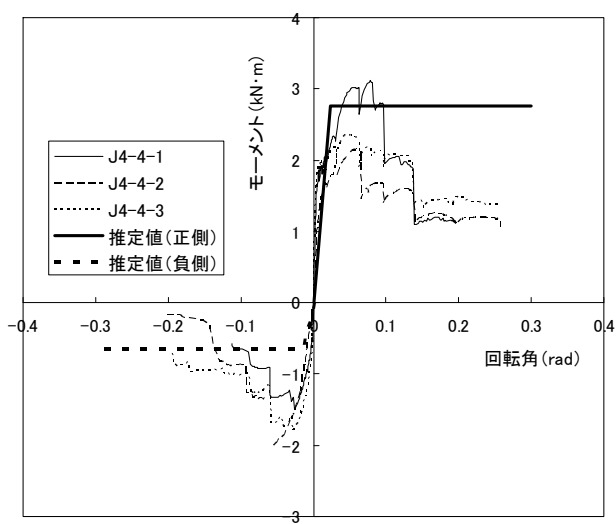


図 3.4.3-58 J4-4 試験体における M-θ 関係

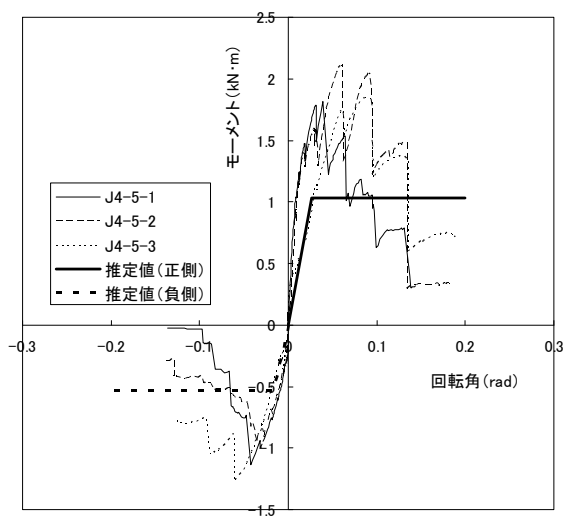


図 3.4.3-59 J4-5 試験体における M-θ 関係

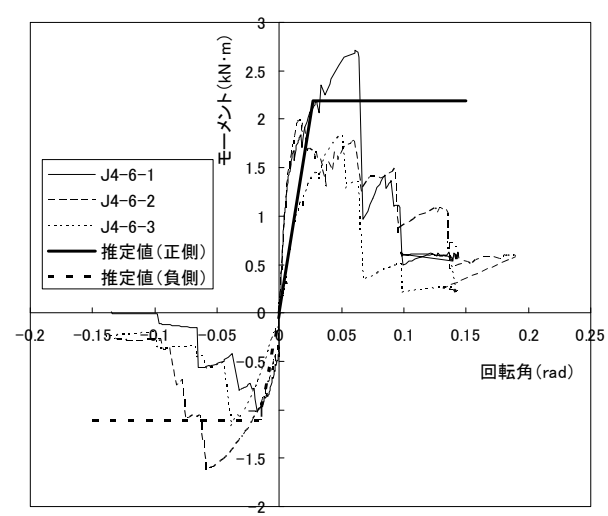


図 3.4.3-60 J46 試験体における M-θ 関係

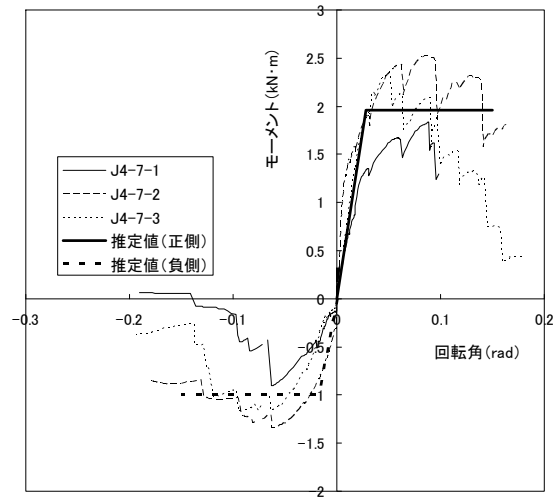


図 3.4.3-61 J4-7 試験体における M-θ 関係

3) 適用範囲

$$W < 120, h < 180, h_l < 90, \theta < 1/10$$

(23) J5 包み込み貫の回転に関する評価式

1) 評価式

木質構造接合部設計マニュアル(p257)にある掘立柱式柱脚接合部の式に準拠する。

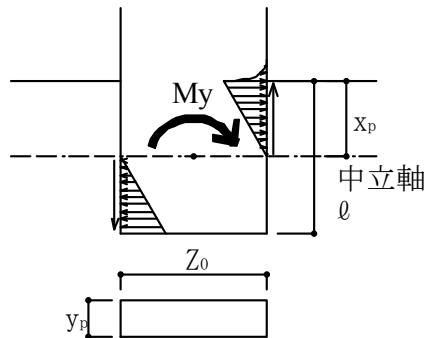


図 3.4.3-62 掘立柱式柱脚接合部の模式図

中立軸

$$x_p = \frac{3\ell^2}{4Z_0 + 6\ell} \quad (3.4.3-194)$$

回転剛性

$$K_\theta = \frac{y_p E_\perp}{3Z_0} \left\{ x_p^3 + 2x_p^2 + (\ell - x_p)^3 + \frac{3}{2}(\ell - x_p)^2 \mu Z_0 \right\} \quad (3.4.3-195)$$

降伏変形角

$$\theta_y = \frac{Z_0 F_m}{x_p E_\perp C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad (3.4.3-196)$$

$$\text{ここで、} C_{xm} = 1 + \frac{4Z_0}{3x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4Z_0}{3ny_p} \quad (3.4.3-197)$$

である。

2) 1)に基づいた評価式

1)で示した式に $Z_0 = h$ 、 $y_p = b$ 、 $\ell = L_1$ (図 3.4.3-63 参照) として得られた下式を用いる。

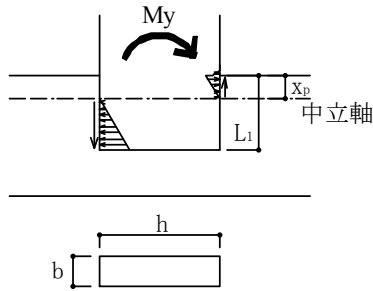


図 3.4.3-63 包み込み貫(J5)のめり込み図

中立軸

$$x_p = \frac{3L_1^2}{4h + 6L_1} \quad (3.4.3-198)$$

回転剛性

$$K_\theta = \frac{bE_\perp}{3h} \left\{ x_p^3 + 2x_p^2h + (L_1 - x_p)^3 + \frac{3}{2}(L_1 - x_p)^2 \mu h \right\} \quad (3.4.3-199)$$

降伏変形角

$$\theta_y = \frac{h \cdot F_m}{x_p E_\perp C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad (3.4.3-200)$$

$$\text{ここで、} C_{xm} = 1 + \frac{4h}{3x_p}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4h}{3nb}, \quad \text{摩擦係数 } \mu = 0.3 \quad (3.4.3-201)$$

である。

3) 材料定数

計算に用いる材料定数は表 3.4.3-11 による。

表 3.4.3-11 材料定数一覧

E0	材の繊維方向ヤング係数	7000	N/mm ²
Fc	材の繊維方向圧縮強度	17.7	N/mm ²
FE0	繊維方向の基準支圧強度	19.4	N/mm ²
FE90	繊維直交方向の基準支圧強度	9.7	N/mm ²
Fs	材のせん断強度	1.8	N/mm ²
EK0	繊維方向のみかけの面圧剛性	n=5	N/mm ³

4) 試験体

パラメータは貫厚(b)、貫幅(h)差込深さ(L_I)で、試験体は全部で7タイプである。図 3.4.3-64 に試験体概要、表 3.4.3-12 に試験体パラメータ一覧を示す。

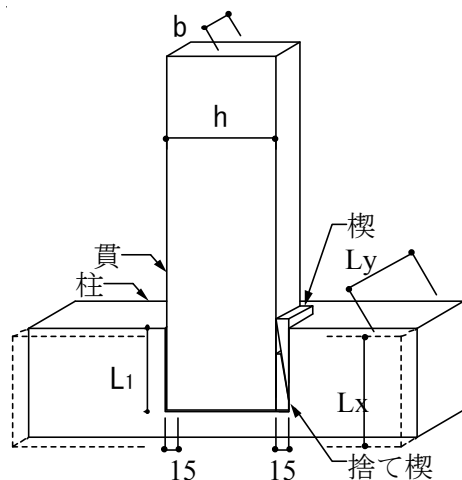


表 3.4.3-12 包み込み貫試験体(J5)
パラメータ一覧

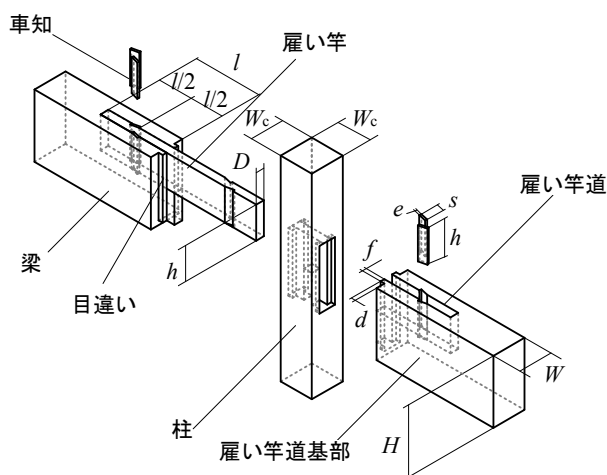
No	b	h	L _x	L _y	L _I
J5No1	15	120	120	120	75
J5No2	30	120	120	120	75
J5No3	45	120	120	120	75
J5No4	60	120	120	120	75
J5No5	30	105	120	120	75
J5No6	30	120	120	120	90
J5No7	30	120	150	120	135

図 3.4.3-64 包み込み貫試験体(J5)

(24) K1 雇い竿車知の引張りに関する評価式

1) システム模式図

断面 $e \times s$ の車知は、その一端が雇い竿道中央にくるように互い違いにずらした位置において、その断面上の対角が梁軸方向と一致するように、雇い竿の全せいに涉って打ち込まれているものとする。



W : 梁幅
 W_c : 柱幅
 H : 梁せい
 D : 雇い竿幅
 h : 雇い竿せい
 l : 梁における片側雇い竿長
 e : 車知厚
 s : 車知幅
 d : 目違い深さ
 f : 目違い幅

図 3.4.3-65 接合部の模式図

2) 設計情報

① 適用範囲

以下では図 3.4.3-65 中の記号を用いる。以下の評価式は目違いや雇い竿道基部が無い条件にも対応している。各変数の寸法は任意だが、各変数間が次の比率の関係内であるものとする。

$$D < W/3, D < W_c/4, D/3 > e > 5\text{mm}, s/e > 3$$

- 雇い竿と車知には節や目切れ等の欠点の無いものを用い、また車知栓にはカシ、ナラ、ケヤキ等の堅木を用いる。
- 接合部に粘り性能を持たせたい場合、 $s/e > 6$ 、 $L > 36e$ 、 $H/h > 2$ とし、ほどよい大きさの目違いを設ける。
- 車知栓の欠落を防ぐために、車知栓は梁上側から打ち込むものとし、特に $H=h$ の場合には車知栓に大きな滑り勾配を設ける。

② 初期剛性 K_t

$$K_t = \cos^2\left(\frac{e}{s}\right) \left/ \left(\frac{1}{K_{cb}} + \frac{1}{K_{cs}} + \frac{1}{K_{cw}} \right) \right. \quad (3.4.3-202)$$

- a) K_{cb} : 車知栓接触部における梁の繊維方向面圧剛性
 b) K_{cs} : 車知栓接触部における雇い竿の繊維方向面圧剛性
 c) K_{cw} : 車知栓の横圧縮変形剛性

$$a) K_{cb} = 2eh \cdot {}_E k_{0b} \quad (3.4.3-203)$$

$$b) K_{cs} = 2eh \cdot {}_E k_{0s} \quad (3.4.3-204)$$

$${}_E k_{0b} = 5E_{0b} \frac{(0.02 + \frac{1}{e})}{140 - 0.6e}, \quad {}_E k_{0s} = 5E_{0s} \frac{(0.02 + \frac{1}{e})}{140 - 0.6e}$$

E_{0b} , E_{0s} : 梁および雇い竿の繊維方向ヤング率

※車知の打ち込み角度が大きい場合には、ハンキンソン式により梁および雇い竿の面圧剛性の角度補正を行う。

$$c) K_{cw} = \frac{2eh}{25s} E_{0wf} \quad (3.4.3-205)$$

E_{0wf} : 車知栓の繊維方向ヤング率 ($E_{0wf} = 2100 + 13700\rho$)

ρ : 車知栓比重

③ 終局耐力 P_{tu}

$$P_{tu} = \min[P_{us}, P_{uc}, P_{ue}, P_{uk}, P_{ut}] \quad (3.4.3-206)$$

- a) P_{us} : 車知栓接触部における梁または雇い竿のせん断破壊耐力
 b) P_{uc} : 車知栓の全面横圧縮または座屈終局耐力
 c) P_{ue} : 車知栓接触部における梁または雇い竿の部分縦圧縮降伏耐力
 d) P_{ut} : 雇い竿の引張破壊耐力
 e) P_{uk} : 梁材または柱材の割裂耐力

$$a) P_{us} = \min[(l - 2s)(h + e)F_{sb}, (l - 2s)hF_{ss}] \quad (3.4.3-207)$$

F_{sb} , F_{ss} : 梁または雇い竿の基準せん断強度

$$b) P_{ucy} = 2ehF_{Efw} \left(1 - \frac{15s^2}{2e^2} \frac{F_{Efw}}{E_{0wf}} \right) \cos\left(\frac{e}{s}\right) \quad (3.4.3-208)$$

(車知栓の全面横圧縮または座屈降伏耐力)

F_{cvwf} : 車知栓の全面横圧縮強度 ($F_{cvwf} = -8.2 + 35.4\rho$)
 F_{Ewf} : 車知栓の全面横圧縮降伏応力度 ($F_{Ewf} = 0.8F_{cvwf}$)

$$P_{uc} = 1.5P_{ucv} \quad (3.4.3-209)$$

(車知栓の全面横圧縮または座屈終局耐力)

$$c) \quad P_{ue} = \min[2ehF_{E0b}, 2ehF_{E0s}] \quad (3.4.3-210)$$

F_{E0b} , F_{E0s} : 梁または雇い竿の基準支圧強度

※車知の打ち込み角度が大きい場合には、ハンキンソン式により角度補正を行う。

$$d) \quad P_{ut} = \frac{(D-e)}{2} h \cdot F_{ts} \quad (3.4.3-211)$$

F_{ts} : 雇い竿の基準引張強度×2

※雇い竿には欠点の無いものを用いることを前提に、基準強度を2倍して良いものとする。

$$e) \quad P_{uk} = \min[P_{ukt}, P_{ukc}, P_{ukb}, P_{ubb}] \quad (3.4.3-212)$$

(目違いが働く場合)

ア) 梁先端目違いからのせん断耐力	イ) 柱における目違いからのせん断耐力
$P_{ukt} = \frac{2A_{et}F_{sb}}{3R_{yt}\alpha_b} \quad P_{ukt} = \frac{2A_{et}F_{sb}}{R_{yt}\alpha_b}$ (3.4.3-213)	$P_{ukc} = \frac{4A_{ec}F_{sc}}{3R_{yt}\alpha_b\alpha_c} \quad P_{ukc} = \frac{4A_{ec}F_{sc}}{R_{yt}\alpha_b\alpha_c}$ (3.4.3-214)
$A_{et} = fh \quad A_{et} = \frac{2f^2}{(W-D)} h$ (3.4.3-215)	$A_{ec} = \frac{(W_c - D - 2f)}{2} d \quad A_{ec} = \frac{(W_c - D - 2f)^2}{4W_c} d$ (3.4.3-216)
$R_{yt} = \frac{1}{64} \left\{ \frac{10e}{s} + \frac{9(W-D-2e)}{l} \right\}$ (3.4.3-217)	
ウ) 竿道基部の開きによるせん断耐力	エ) 竿道基部の開きによる曲げ耐力
$P_{ukb} = \frac{2A_{eb}F_{sb}}{R_{yb}\alpha_b}$ (3.4.3-218)	$P_{ukb} = \frac{Z_{eb}F_{bb}}{R_{mb}\alpha_b}$ (3.4.3-219)
$A_{eb} = \frac{(W-D)^2}{4W} h$ (3.4.3-220)	$Z_{eb} = 0.45 \frac{h(W-D)^2}{24}$ (3.4.3-221)
$R_{yb} = \frac{1}{64} \left\{ \frac{22e}{s} - \frac{9(W-D-2e)}{l} \right\}$ (3.4.3-222)	$R_{mb} = \frac{1}{64} \left\{ \frac{3el}{s} - W + D + 2e \right\}$ (3.4.3-223)
$\alpha_b = 1 / \left\{ 1 + \frac{\kappa(W-D)^2}{hl} \right\}, \quad \alpha_c = 1 / \left\{ 1 + \frac{\kappa(W-D-2f)^2}{100d} \right\} \quad (\kappa = 1.2)$ (3.4.3-224)	

(目違いが働かない場合)

ア) 竿道基部の開きによるせん断耐力	イ) 竿道基部の開きによる曲げ耐力
$P_{ukb} = \frac{2A_{eb}F_{sb}}{R_{yb}\alpha_b}$ (3.4.3-225)	$P_{ukb} = \frac{Z_{eb}F_{bb}}{R_{mb}\alpha_b}$ (3.4.3-226)
$A_{eb} = \frac{(W-D)^2}{4W} h$ (3.4.3-227)	$Z_{eb} = 0.45 \frac{h(W-D)^2}{24}$ (3.4.3-228)
$R_{yb} = \frac{e}{2s}$ (3.4.3-229)	$R_{mb} = \frac{el}{4s} + \frac{W-D-2e}{8}$ (3.4.3-230)
$\alpha_b = 1 / \left\{ 1 + \frac{\kappa(W-D)^2}{hl} \right\} \quad (\kappa=1.2)$ (3.4.3-231)	

④ 終局変位 δ_{tu}

a)	$\delta_v = P_{tu} / K_t$	: 完全弾塑性モデルの折れ点の変位
b)	$\delta_{tu} = \delta_v$	: 耐力が P_{us} または P_{ut} で決定される場合。または雇い道基部、目違いのいずれかが無い条件の場合。
c)	$\delta_{tu} = \delta_v + 0.1s$	: 耐力が P_{uc} , P_{ue} または P_{uk} で決定される場合。
※ $P_{ucy} < P_{tu}$ の場合には a)、b) にさらに $0.1s$ を加えて良い。		

3) 力の伝達形式

① 荷重-変形関係と破壊の例

図 3.4.3-66 に引張力を受ける雇い竿車知仕口の変形と破壊モードの模式図を示す。梁に引張力が作用すると、雇い竿両側の車知を介し、それぞれ半分の力(圧縮)で雇い竿に伝達される。このとき車知栓に対する圧縮力作用線のずれにより車知栓は回転しようとするが、周りの梁によって包み込まれていることから、垂直反力により押し留められた状態となる。この垂直反力が大きくなると、梁に割裂を生じ、車知栓は回転し、耐力を失う。割裂を生じる場所は、梁の先端部および根元部または目違いを留めている柱部が考えられる。その他の破壊モードとしては、雇い竿先端または梁先端部のせん断破壊、車知栓の横圧縮降伏、車知栓と雇い竿、梁との面圧降伏、雇い竿の引張破断がある。このうち、雇い竿先端または梁先端部のせん断破壊と雇い竿の引張破断では脆性的に耐力を失う一方で、車知栓の横圧縮降伏、車知栓と雇い竿、梁との面圧降伏のモードでは粘り強い大変形を示す。梁の割裂による破壊では、それ以上の耐力上昇と大きな変形性能は期待できず、車知栓の回転に従って徐々に耐力低下する。

これらの耐力は微妙な寸法変化によって大小が入れ替わるものであり、結果として雇い竿車知仕口の破壊モードは多岐に渉る。

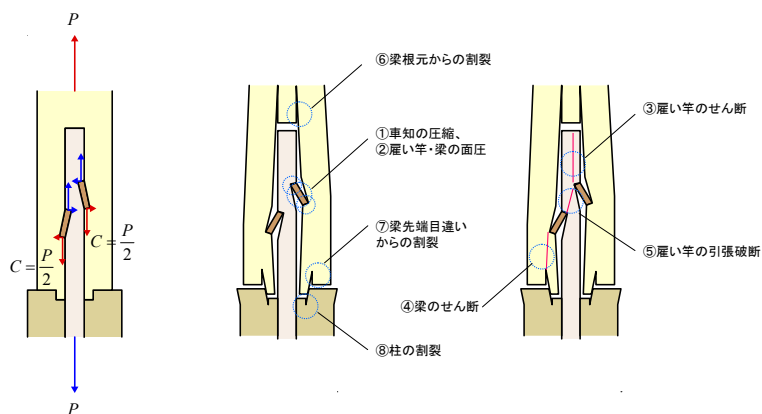


図 3.4.3-66 接合部の変形と破壊モードの模式図

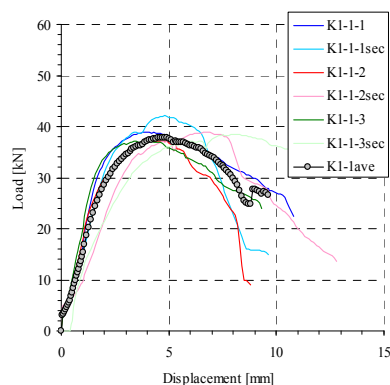


図 3.4.3-67 荷重・変形関係の模式図



写真 3.4.3-14 実験における破壊の様子

② 車知にかかる力

図 3.4.3-68 に圧縮力を受ける車知部の力の釣り合いを示す。車知の圧縮力 C と垂直反力 V は偶力として釣り合うが、 V の作用点が問題となる。 V の作用点を車知栓の回転後の状態を考慮した三角めり込み条件から推定する仮定もあるが、車知が扁平な場合、圧縮力によって車知栓と母材木口面との間に生じる摩擦力が滑りを拘束するために回転めり込みは生じず、反力の作用点も摩擦面であるものとして考える。すなわち、 $V=eC/s=eP/2s$

なお、この際車知の傾き角度を θ として、車知には $C'=C\cos\theta$ の圧縮力が作用している。

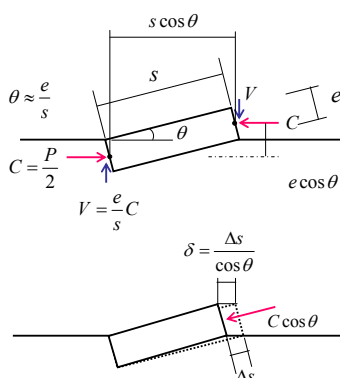


図 3.4.3-68 車知部の力の釣り合い

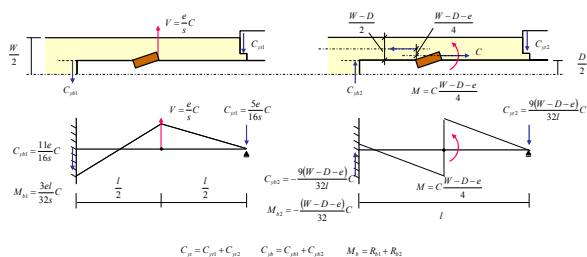


図 3.4.3-69 支持反力の算定・
目違いがある場合

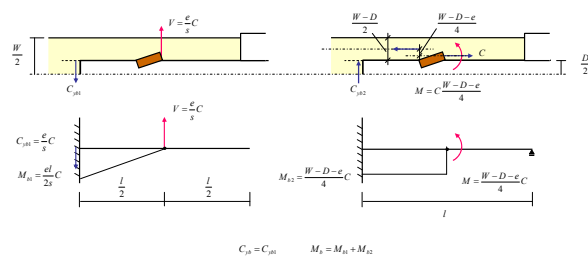


図 3.4.3-70 支持反力の算定・
目違いが無い場合

(25) K2 雇いホゾ胴栓止めの引張りに関する評価式

1) 評価式の理論及び材料定数

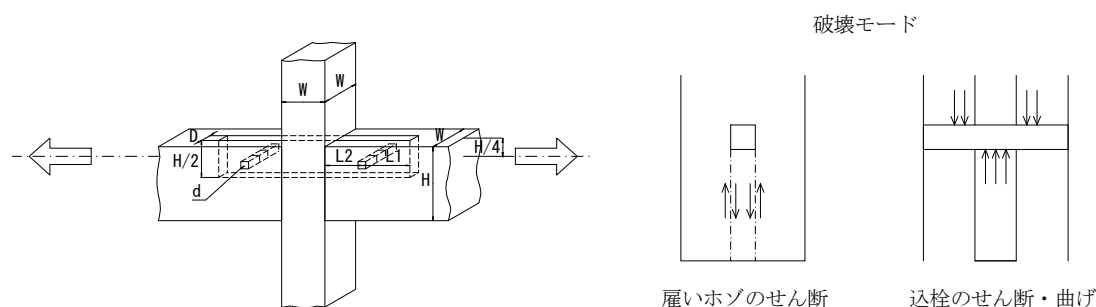


図 3.4.3-71 模式図及び破壊モード

「木質構造接合部設計マニュアル」により、剛性 K_t 及び降伏耐力 P_{yt} を推定した。

①剛性 K_t

木ダボ接合(せん断抵抗型)、対称な 2 面せん断の剛性計算より、以下で求められる。

$$K_1 = \min. \left[dk_{cp1} \frac{D}{2}, \frac{1}{3} (E_{of} d^7 k_{cp1}^3)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp1} d}{E_{of}}} \right)^{-\frac{1}{2}} \right] \quad (3.4.3-232)$$

$$K_2 = \min. \left[dk_{cp2} \frac{W-D}{2}, \frac{1}{3} (E_{of} d^7 k_{cp2}^3)^{\frac{1}{4}} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp2} d}{E_{of}}} \right)^{-\frac{1}{2}} \right] \quad (3.4.3-233)$$

$$\therefore K_t = 2 \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \quad (3.4.3-234)$$

ここで、 k_{cp1} ： 雇いホゾと込栓の複合面圧定数 (N/mm³)
 k_{cp2} ： 梁材と込栓の複合面圧定数 (N/mm³)
 E_{of} ： 込栓の曲げヤング係数 (N/mm²)
 η ： せん断弾性係数と曲げヤング係数の比 E/G：15

②降伏耐力 P_{yt}

a. 込栓 2 面せん断接合部の降伏 P_{yd}

$$P_{yd} = \min. \left\{ \begin{array}{l} 1) dDF_{Ecp1} \\ 2) dDF_{Ecp1} \times 2\alpha\beta \\ 3) dDF_{Ecp1} \times \left[\sqrt{\frac{16\beta M_y}{dD^2 F_{Ecp1}(2\beta+1)} + \frac{8\alpha^2\beta^2(\beta+1)}{(2\beta+1)^2}} - \frac{2\alpha\beta}{2\beta+1} \right] \\ 4) \sqrt{\frac{16dF_{Ecp1}M_y\beta}{1+\beta}} \\ 5) \frac{2 \times A \times F_{sf}}{\kappa} \end{array} \right. \quad (3.4.3-235)$$

ここで、 F_{Ecp1} ： 雇いホゾの複合面圧降伏応力 (N/mm²) = $\min. \{F_{E1}, \alpha_F F_{cvf}\}$
 F_{Ecp2} ： 梁材の複合面圧降伏応力 (N/mm²) = $\min. \{F_{E2}, \alpha_F F_{cvf}\}$
 F_{E1} ： 雇いホゾの面圧降伏応力 (N/mm²)
 F_{E2} ： 梁材の面圧降伏応力 (N/mm²)
 α_F ： めり込み降伏応力増大係数 = 1.5
 F_{cvf} ： 込栓のめり込み降伏応力 (N/mm²) = $-8.2+35.4\rho$
 ρ ： 込栓の密度 (kg/m³) = 実測値
 α ： $(W-D)/2D$
 β ： F_{Ecp2}/F_{Ecp1}
 M_y ： $Z \times F_{bf}$
 Z ： 込栓の弾性断面係数 (mm³) = $bh^2/6$
 F_{bf} ： 込栓の曲げ強さ (N/mm²) = $8.1+136\rho$
 A ： 込栓の断面積 (mm²)
 F_{sf} ： 込栓のせん断強さ (N/mm²) = $(-7.7+100\rho)d^{0.4}$
 κ ： せん断補正係数 = 3/2

b. ホゾ先端のせん断破壊 P_{us}

$$P_{us} = F_s \times \left(L1 - \frac{d}{2} \right) \times D \times 2 \quad (3.4.3-236)$$

ここで、 F_s ： 雇いホゾ (ヒノキ) のせん断強さ 2.1N/mm²

$$\therefore P_{yt} = \min(P_{yd}, P_{us}) \quad (3.4.3-237)$$

このときの終局変位 D_u

$$D_u = \begin{cases} d & (P_{yt}=P_{yd} \text{ の場合、込栓の降伏}) \\ P_{yt}/K_t & (P_{yt}=P_{us} \text{ の場合、ホゾのせん断}) \end{cases} \quad (3.4.3-238)$$

2) 適用範囲

込栓径 (d) : 15～24mm

雇いホゾ高さ ($h/2$) : 90～150mm

雇いホゾ厚さ (D) : 30～36mm

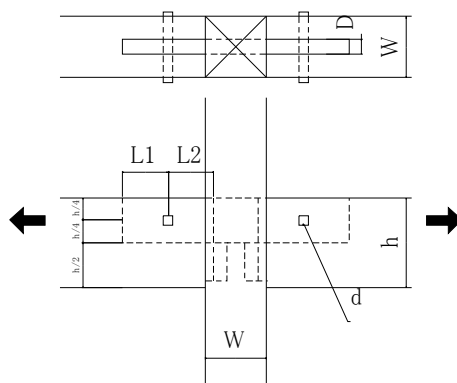
込栓から雇いホゾ端部までの端距離 ($L1$) : 75～120mm

込栓から梁端部までの距離 ($L2$) : 75～120mm

3) 設定したパラメータ

表 3.4.3-13 パラメーター一覧

試験体	W	D	h	d	$L1$	$L2$
K2-1	120	30	180	18角	90	90
K2-2	150	36	180	18角	90	90
K2-3	120	30	240	18角	90	90
K2-4	120	30	300	18角	90	90
K2-5	120	30	180	15角	90	90
K2-6	120	30	180	24角	90	90
K2-7	120	30	180	18丸	90	90
K2-8	120	30	180	18角	75	90
K2-9	120	30	180	18角	120	90
K2-10	120	30	180	18角	90	75
K2-11	120	30	180	18角	90	120



(26) L1 雇い竿車知の曲げに関する評価式

1) システム模式図

基本的に(24)K1の条件と同一。断面 $e \times s$ の車知は、その一端が雇い竿道中央にくるように互い違いにずらした位置において、その断面上の対角が梁軸方向と一致するように、雇い竿の全せいに涉って打ち込まれているものとする。梁は目違いと小根ほぞによってせん断力を負担する。

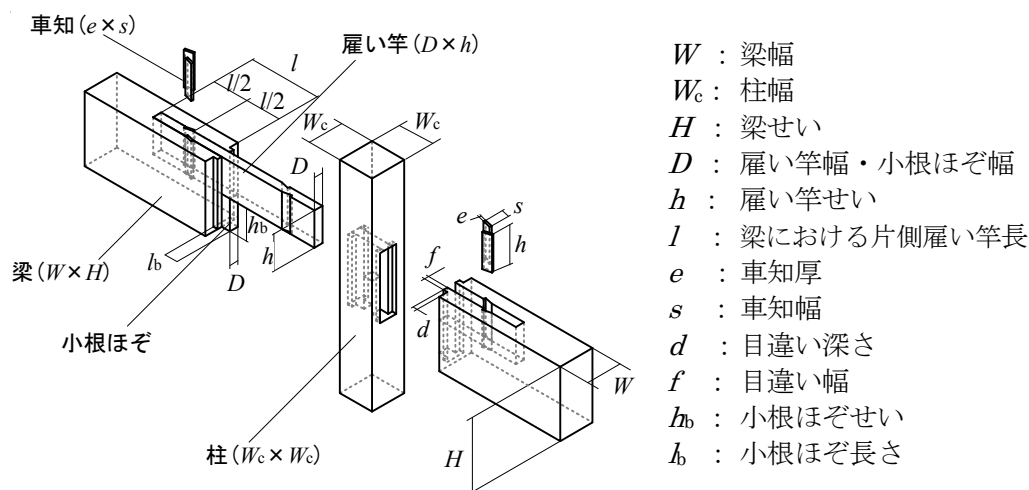


図 3.4.3-72 接合部の模式図

2) 設計情報

① 適用範囲

以下では図 3.4.3-72 中の記号を用いる。以下の評価式は目違いや雇い竿道基部が無い条件にも対応している。各変数の寸法は任意だが、各変数間が次の比率の関係内であるものとする。

$$D < W/3, D < W_c/4, D/3 > e > 5\text{mm}, s/e > 3$$

- 雇い竿と車知には節や目切れ等の欠点の無いものを用い、また車知栓にはカシ、ナラ、ケヤキ等の堅木を用いる。
- 接合部に粘り性能を持たせたい場合、 $s/e > 6, L > 36e, H/h > 2$ とし、ほどよい大きさの目違いを設ける。
- 車知栓の欠落を防ぐために、車知栓は梁上側から打ち込むものとし、特に $H=h$ の場合には車知栓に大きな滑り勾配を設ける。

② 回転剛性

- | | |
|--------------------|----------------|
| a) 正の対称モーメントに対する剛性 | $K_{\theta H}$ |
| b) 負の対称モーメントに対する剛性 | $K_{\theta V}$ |
| c) 逆対称モーメントに対する剛性 | $K_{\theta R}$ |

- a) 正の対称モーメントに対する引きボルト効果による剛性

$$K_{\theta H} = K_t \left\{ H - \frac{h}{2} - \frac{x_{pH}}{3C_{xm}} \right\} \left(H - \frac{h}{2} - x_{pH} \right) \quad (3.4.3-239)$$

$$x_{pH} = \left(\sqrt{\left(\frac{2}{3} + \alpha \right)^2 + \frac{(2H-h)\alpha}{W_c}} - \left(\frac{2}{3} + \alpha \right) \right) W_c \quad (3.4.3-240)$$

$$\alpha = \frac{50K_t}{WE_{0c}}$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{4W_c}{3x_{pH}}$$

E_{0c} : 柱の繊維方向基準弾性係数

K_t : 3.4.3 (24) で求めた車知の引張剛性

b) 負の対称モーメントに対する肘木効果による剛性

$$K_{\theta V} = \frac{K_{eV} K_{bV}}{K_{eV} + K_{bV}} \quad (3.4.3-241)$$

$$K_{eV} = \left\{ l(l - x_{pV})\phi - x_{pV}^2 \left(\frac{x_{pV}}{6} + \frac{\mu(H-h)}{2} \right) \right\} Dk_b \quad K_{bV} = \frac{E_{0s} D h^3}{2(l - x_{pV}/3)}$$

$$x_{pV} = \sqrt{\left(\frac{2(H-h)}{3C_{yb}} + \phi \right)^2 + 2l\phi - \left(\frac{2(H-h)}{3C_{yb}} + \phi \right)} \quad (3.4.3-242)$$

$$\beta = \frac{E_{0b}}{50k_b h_b} \quad k_b = \frac{E_{0s} E_{0b} C_{yb}}{50(H-h)E_{0s} + 50hE_{0b} C_{yb}} \quad \phi = \frac{(Dl_b + 2df)C_{xc}\beta}{D}$$

$$C_{xc} = 1 + \frac{2h_b}{3 \left(\frac{Dl_b + 2df}{D + 2f} \right)}, \quad C_{yb} = C_{ymb} = 1 + \frac{4(H-h)}{3nD}$$

(ただし、n : 繊維直交方向置換係数 (=5))

E_{0b} , E_{0s} : 梁・屋い実の繊維方向基準弾性係数

μ : 梁と柱の繊維直交接触による摩擦係数 (=0.3)

c) 逆対称モーメントに対する剛性

$$K_{\theta R} = \frac{K_{\theta r1} + \frac{K_{\theta r1} K_{\theta r2}}{K_{\theta r1} + K_{\theta r2}}}{2} \quad (3.4.3-243)$$

ア) 逆対称モーメントに対する引きボルト効果による正側回転剛性

$$K_{\theta H} = K_t \left[\frac{1}{2} \left(H - \frac{h}{2} \right) \left\{ H - h - \left(\sqrt{\frac{W}{(W-D)}} + 1 \right) x_{pH} \right\} - \frac{x_{pH}^3}{6\alpha W_c} \right] \quad (3.4.3-244)$$

$$x_{pH} = \left[\sqrt{\left\{ \frac{2}{3} + \frac{\alpha}{2} \left(\sqrt{\frac{W}{(W-D)}} + 1 \right) \right\}^2 + \frac{(H-h)\alpha}{W_c}} - \left\{ \frac{2}{3} + \frac{\alpha}{2} \left(\sqrt{\frac{W}{(W-D)}} + 1 \right) \right\} \right] W_c \quad (3.4.3-245)$$

$$\alpha = \frac{50K_t}{WE_{0c}}$$

E_{0c} : 柱の繊維方向ヤング率

K_t : 3.4.3 (24) で求めた車知の引張剛性

イ) 逆対称モーメントに対する肘木効果による負側回転剛性

$$K_{\theta r1} = K_{\theta V} \quad (3.4.3-246)$$

ウ) 逆対称モーメントに対する貫効果による負側回転剛性

$$K_{\theta r2} = W_c^2 \left\{ \frac{W_c}{h} \left(C_{xms} - \frac{1}{3} \right) + \mu C_{xms} \right\} \frac{DE_{0s}}{200} \quad (3.4.3-247)$$

$$C_{xms} = 1 + \frac{4h}{3W_c}$$

③ 降伏モーメント、終局モーメント

- | | |
|---|----------------|
| a) 正の対称モーメントに対する降伏、終局モーメント M_{eH}, M_{uH} | |
| b) 負の対称モーメントに対する剛性 | $K_{\theta V}$ |
| c) 逆対称モーメントに対する剛性 | $K_{\theta R}$ |

a)

正の対称モーメントに対するめり込みによる降伏モーメント

$$M_{eH} = \frac{2x_{pH}WF_{cvc}}{5\sqrt{C_{ym}}} \left(H - \frac{h}{2} - \frac{x_{pH}}{3C_{xm}} \right) \quad (3.4.3-248)$$

めり込み降伏が先行する場合、最大モーメント時の変形角

$$\theta_{u1H} = \frac{(8+\varphi)M_u - 7M_e}{(1+\varphi)K_{\theta H}}$$

正の対称モーメントに対する車知の引張耐力による最大モーメント

$$M_{uH} = P_u \left(H - \frac{h}{2} - \frac{x_{pH}}{3C_{xm}} \right) \quad (3.4.3-249)$$

最大モーメントに達した後の終局変形角

$$\theta_{u2H} = \theta_{u1H} + \frac{2\delta_{t+}}{2H-h}$$

$$x_{pH} = \left(\sqrt{\left(\frac{2}{3} + \alpha \right)^2 + \frac{(2H-h)\alpha}{W_c}} - \left(\frac{2}{3} + \alpha \right) \right) W_c \quad (3.4.3-250)$$

$$\alpha = \frac{50K_t}{WE_{0c}}$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{4W_c}{3x_{pH}}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4W_c}{3nW} \quad (\text{ただし、} n : \text{繊維直交方向置換係数}(=5))$$

$$\varphi = \frac{x_{pH} C_{xm}}{2\alpha W_c}, \quad \delta_{t+} = \min \left[\frac{P_{tu}}{K_t} (\eta_t - 1), \frac{d}{3} - \frac{P_{tu}}{K_t} \right]$$

E_{0c} : 柱の繊維方向基準弾性係数

F_{cvc} : 柱のめり込み基準強度

K_t : 3.4.3 (24) で求めた車知の引張剛性

P_u : 3.4.3 (24) で求めた車知の引張強度 $P_u \times 4/5$

η_t : 3.4.3 (24) で求めた車知の塑性率 ($=\delta_v / \delta_u$)

b)

負の対称モーメントに対するめり込みによる降伏モーメント

$$M_{yV} = K_{eV} \times \theta_{yV} \quad (3.4.3-251)$$

$$\theta_{yV} = \min [\theta_{yVc}, \theta_{yVs}, \theta_{yVb}]$$

めり込み降伏後の 2 次剛性

$$K_{\theta V} = \frac{K_{eV} K_{bV}}{K_{eV} + 8K_{bV}}$$

負の対称モーメントに対する雇い竿の曲げ破壊による最大モーメント

$$M_{uV} = \frac{Dh^2 F_{bs}}{3} \quad (3.4.3-252)$$

$$\theta_{yVc} = \frac{40h_b F_{cvc}}{E_{0b} (l - x_{pV}) \sqrt{C_{xc} C_{xmc} C_{ymc}}} \quad (3.4.3-253)$$

$$C_{xc} = 1 + \frac{2h_b(D+2f)}{3(Dl_b+2df)}, \quad C_{xmc} = 1 + \frac{4h_b(D+2f)}{3(Dl_b+2df)}, \quad C_{ymc} = 1 + \frac{4h_b}{3n(D+2f)}$$

$$\theta_{bsy} = \frac{40hF_{cvs}}{x_{pV} E_{0s} \sqrt{C_{xms} C_{yms}}} \quad (3.4.3-254)$$

$$C_{xms} = 1 + \frac{4h}{3x_{pV}}, \quad C_{xms} = 1 + \frac{4h}{3nD}$$

$$\theta_{bby} = \frac{40hF_{cvb}}{x_{pV} E_{0b} C_{ymb} \sqrt{C_{xb} C_{ymb}}} \quad (3.4.3-255)$$

$$C_{xb} = 1 + \frac{2(H-h)}{3x_{pV}}, \quad C_{ymb} = 1 + \frac{4(H-h)}{3x_{pV}}, \quad C_{yb} = C_{ymb} = 1 + \frac{4(H-h)}{3nD}$$

3) 力の伝達形式と評価式の策定

① 力の伝達形式

ア) 変形の模式図と仕口にかかる力：対称モーメント

図 3.4.3-73 に正負のモーメントを受ける時の雇い竿車知仕口の状態を示す。図 3.4.3-73 の様に、正負では抵抗機構が全く異なる。正モーメント(車知に引張力がかかる側)に対しては仕口上部で雇い竿車知が引張力を負担し、仕口下部において梁が柱へとめり込むことで偶力を構成する。すなわち、水平方向の力の釣り合いによって成り立つ。なおこのとき、回転中心は単位車知接合部の軸方向剛性と仕口下部のめり込み剛性の釣り合いによって決定される。

一方、負モーメント(車知の側が圧縮変形)に対しては車知接合部は抵抗機構を持たない。また、仕口下部では引張抵抗機構が無い為、水平方向には力が働かない。一方、柱を貫通している雇い竿先端が梁の回転を押さえ込む効果を持つ。このとき雇い竿は柱心で対称のため、回転は生じない。梁は雇い竿先端から圧縮抵抗を受け、また梁先端部の小根ほぞが柱にめり込み抵抗することで偶力を構成する。すなわち、鉛直方向の力の釣り合いによって成り立つと説明できる。

以上の機構において、車知に作用する微小なこじり抵抗や、小根ほぞのめり込みによる摩擦と梁上部の柱へのめり込みによる偶力は無視した。

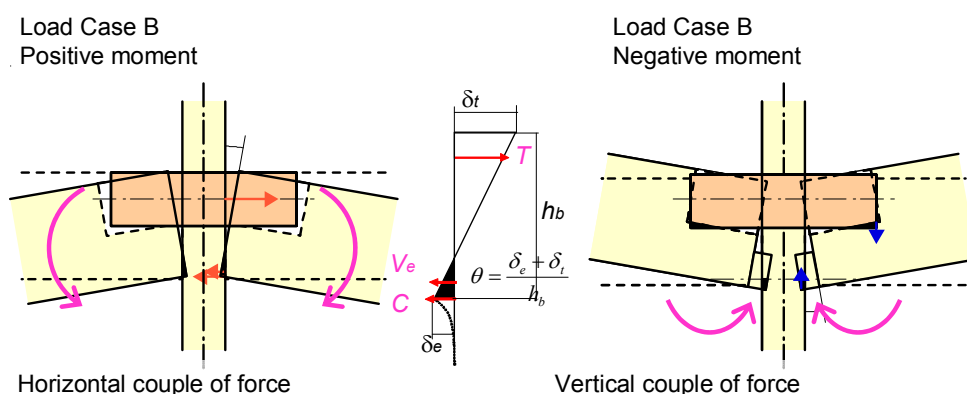


図 3.4.3-73 接合部の模式図(対称モーメント)

イ) 変形の模式図と仕口にかかる力：逆対称モーメント

一方、逆対称モーメントに対しては左右に取り付く梁で抵抗機構が異なる。すなわち、正モーメントを受ける梁では水平抵抗メカニズムが、負モーメントを受ける梁では鉛直抵抗メカニズムが働くことと仮定できる。ただし水平抵抗に対しては単位車知接合部は柱の両側で変形を生じ、また雇い竿は貫のように回転抵抗しながら鉛直抵抗力を発揮するため、このとき前項の釣り合い式をそのまま用いるわけには行かず、逆対称モーメント用の力学モデルを新たに策定する必要がある。

なお、負モーメント側の雇い竿の上部では、車知の軸抵抗力と梁上部の柱へのめり込みによる偶力が生じると考えられるが、距離が小さく全体に与える影響が小さいと想定されるため、ここでは無視する。

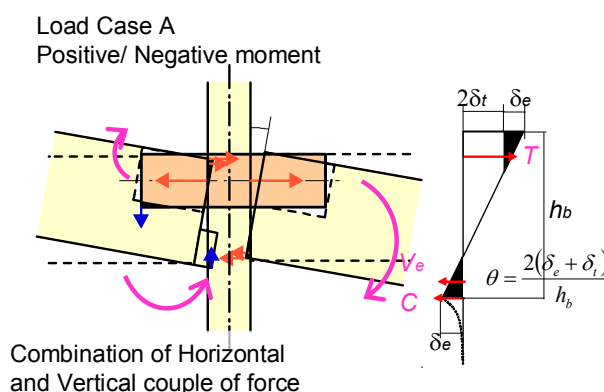


図 3.4.3-74 接合部の模式図(逆対称モーメント)

ウ) 破壊の様子

対称モーメントの正モーメントに対しては、仕口下部でめり込み降伏を生じた後に車知の引張耐力に達し、梁の割裂によって急激に耐力を失う。負モーメントに対してはめり込み降伏を生じながら大変形まで追従するが雇い竿が長く断面が小さい場合曲げ折れる場合もある。

② 正の対称モーメントに対する回転剛性の計算

抵抗要素は単位車知接合部の引張抵抗と梁下部のめり込み抵抗の水平偶力である。これを引きボルト効果と呼ぶ。

梁下部のめり込み変形と、単位雇い竿車知接合部の引張変形とのバランスによりめり込み量と梁下端からのめり込み中立軸距離 x_{pH} が決定される。

-----力学モデル釣り合い図-----

$\alpha = \frac{50K_t}{WE_{0c}}$ とおく。	(3.4.3-256)
K_t : 3.4.3(24)で求めた車知の引張剛性	
<u>変位と変形角</u>	
$\delta_t = \left(H - \frac{h}{2} - x_{pH} \right) \theta$: 単位車知接合部引張変位	(3.4.3-257)
$\delta_e = x_{pH} \theta$: 梁下部の最外縁めり込み変位	(3.4.3-258)
<u>接合部に作用する力と変位</u>	
$T = K_t \delta_t$: 単位車知接合部に作用する引張軸力	
$C = \frac{2}{150} WE_{0c} \delta_e = \frac{2K_t}{3\alpha} \delta_e$: 梁下部のめり込み余長効果による反力	(3.4.3-259)
$V = \frac{x_{pH}}{100W_c} WE_{0c} \delta_e = \frac{x_{pH}}{2W_c} \frac{K_t}{\alpha} \delta_e$: 梁下部のめり込み直下部反力	(3.4.3-260)
<u>力の釣り合い</u>	
$T = C + V$	(3.4.3-261)

上記の連立方程式を解けば梁下端からのめり込み中立軸距離 x_{pH} が求まる。

$$x_{pH} = \left(\sqrt{\left(\frac{2}{3} + \alpha \right)^2 + \frac{(2H-h)\alpha}{W_c}} - \left(\frac{2}{3} + \alpha \right) \right) W_c \quad (3.4.3-262)$$

めり込み中立軸距離 x_{pH} を用いて、下記を計算する。なお C_x, C_y について、繊維方向の余長は無限とし、繊維著好方向の余長は 0 とする。

$$C_x = C_{xm}, \quad C_{xm} = 1 + \frac{4W_c}{3x_{pH}}, \quad C_y = 1, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4W_c}{3nW}$$

接合部梁端モーメントの計算

$$\text{式 3.4.3-259 式 3.4.3-260 式 3.4.3-261 より、} V + C = VC_{xm} = T \text{ より、} V = \frac{T}{C_{xm}} \quad (3.4.3-263)$$

$$\begin{aligned}
M &= T \times \left(H - \frac{h}{2} \right) - V \times \frac{x_{pH}}{3} \\
&= T \times \left(H - \frac{h}{2} - \frac{x_{pH}}{3C_{xm}} \right) \\
&= K_t \left\{ H - \frac{h}{2} - \frac{x_{pH}}{3C_{xm}} \right\} \left(H - \frac{h}{2} - x_{pH} \right) \theta
\end{aligned} \tag{3.4.3-264}$$

接合部回転剛性（正の対称モーメント）

$$\therefore K_{\theta H} = K_t \left\{ H - \frac{h}{2} - \frac{x_{pH}}{3C_{xm}} \right\} \left(H - \frac{h}{2} - x_{pH} \right) \tag{3.4.3-265}$$

③ 正の対称モーメントに対する降伏・終局モーメントの計算

接合部はバイリニア挙動を示す梁下端のめり込みによって降伏モーメントが定まる。また完全弾塑性挙動を示す単位車知接合部の引張耐力によって終局モーメントを決定する。

めり込みによる降伏モーメント

三角形めり込みに対するめり込み基準式より、めり込み降伏を生じる際の変形角は、

$$\theta_e = \frac{W_c F_{mc}}{x_{pH} E_{90c} \sqrt{C_x C_{xm} C_y C_{ym}}} = \frac{4}{5} \frac{\alpha W W_c F_{cvc}}{x_{pH} K_t C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} : \text{めり込み降伏変形角} \tag{3.4.3-266}$$

このときのめり込み部分直下反力は式 3.4.3-258 式 3.4.3-260 式 3.4.3-266 より、

$$V_y = \frac{x_{pH}^2}{2W_c} \frac{K_t}{\alpha} \theta_e = \frac{2}{5} \frac{x_{pH} W F_{cvc}}{C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \tag{3.4.3-267}$$

式 3.4.3-263 を変形して、

$$T = V C_{xm} \tag{3.4.3-268}$$

式 3.4.3-264 より、 $M = T \times \left(H - \frac{h}{2} - \frac{x_{pH}}{3C_{xm}} \right)$ であるので、

$V=V_y$ として式 3.4.3-267 式 3.4.3-268 を代入し、

$$M_{eH} = \frac{2x_{pH} W F_{cvc}}{5\sqrt{C_{ym}}} \left(H - \frac{h}{2} - \frac{x_{pH}}{3C_{xm}} \right) : \text{めり込み降伏モーメント} \tag{3.4.3-269}$$

または下記により直接求める。

$$M_{eH} = K_{\theta H} \times \theta_e \tag{3.4.3-270}$$

車知による終局モーメント

単位車知接合部の引張軸力 T の最大値を車知の引張終局耐力とする。

3.4.3(24) の条件のような単純引張試験の場合と比べて、曲げ変形しながら引張力が作用する場合、車知の長さ方向に涉ってこじり力が生じ、梁の上縁付近の応力が大きくなると想像され、耐力が減少すると考えられる。これを考慮し、曲げの場合の車知の引張終局耐力 P_u は単純引張試験時の終局耐力 P_{tu} に低減係数 4/5 を掛けたものとする。

$$P_u = \frac{4}{5} \times P_{tu}$$

P_{tu} : 3.4.3(24) で求めた車知の引張耐力

式 3.4.3-264 より、 $M = T \times \left(H - \frac{h}{2} - \frac{x_{pH}}{3C_{xm}} \right)$ であるので、

$$M_{uH} = P_u \left(H - \frac{h}{2} - \frac{x_{pH}}{3C_{xm}} \right) \quad (3.4.3-271)$$

降伏変形角

ア) $M_{eH} < M_{uH}$ 場合、めり込み降伏変形角 θ_e を降伏変形角とする。

$$\theta_{yH} = \frac{4}{5} \frac{\alpha W W_c F_{cvc}}{x_{pH} K_t C_{xm} \sqrt{C_{ym}}} \quad \text{or} \quad \theta_{yH} = \frac{M_{eH}}{K_{\theta H}} : \text{降伏変形角}$$

降伏変形角に達した後は、剛性を低減し、終局モーメントまで耐力を増大する。

接合部の回転剛性は車知の引張変形 (kt) とめり込み変形 (ke) の並列バネで成り立っており、その剛比 $\varphi (=ke/kt)$ は、式 3.4.3-260 式 3.4.3-263 より、

$$\varphi = \frac{\delta_t}{\delta_e} = \frac{x_{pH} C_{xm}}{2\alpha W_c} \text{ である。これをを用いて、めり込みに関する剛性のみが } 1/8 \text{ に低下すると仮定す}$$

ると、めり込み降伏後の剛性は、

$$K_{\theta H2} = \frac{1+\varphi}{8+\varphi} K_{\theta H} \text{ となる。これより、最大モーメント時の変形角は次式であらわされる。}$$

$$\theta_{u1H} = \frac{(8+\varphi)M_u - 7M_e}{(1+\varphi)K_{\theta H}} : \text{最大モーメント時変形角}$$

単位車知接合部の引張性能に塑性変形能力がある場合、接合部は更に曲げ変形することが可能である。

単位車知接合部の塑性率を $\eta_t = \frac{\delta_{ut}}{\delta_{vt}}$ とすると、最大モーメントに達したときより更に $\delta_{t+} = \delta_{vt}(\eta_t - 1)$

だけの引張変形が可能である。ただし、梁上端で目違いの抜け出しが生じると割裂破壊を生じやすい状態となる。ここでは目違いの 1/3 の長さの抜け出しで終局時の変形量を制限する。

このことから終局変形角を

$$\theta_{u2H} = \theta_{u1H} + \frac{2\delta_{t+}}{2H - h} : \text{終局変形角}$$

$$\delta_{t+} = \min \left[\frac{P_{tu}}{K_t} (\eta_t - 1), \frac{d}{3} - \frac{P_{tu}}{K_t} \right]$$

とする。

(27) L2 履いホゾ胴栓止めの曲げに関する評価式

1) 抵抗メカニズム及び各部寸法

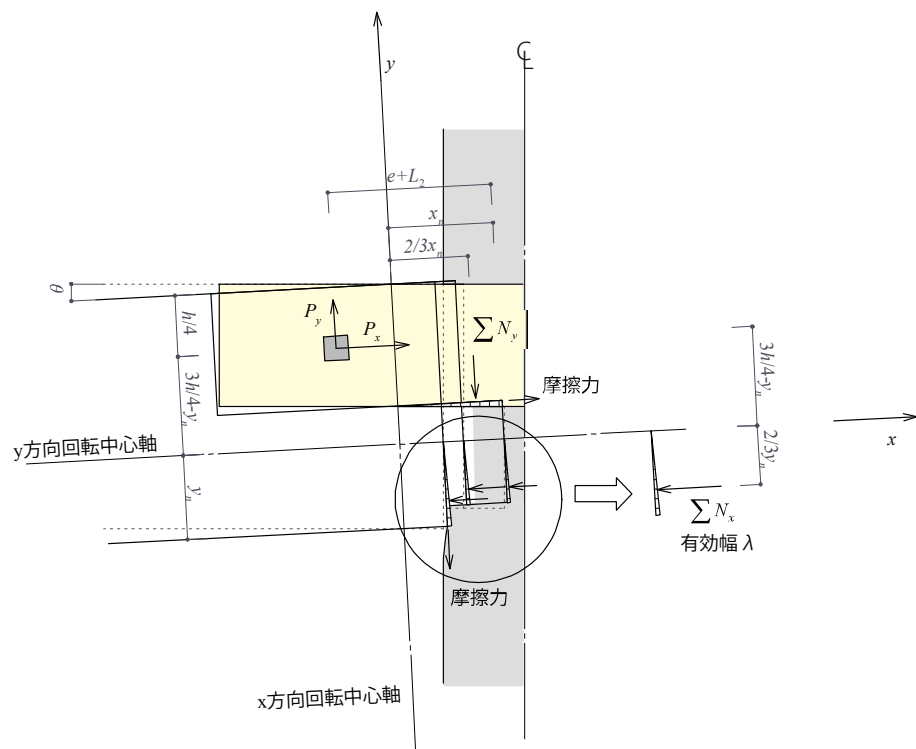


図 3.4.3-75 正モーメント(凸変形モード)に対する抵抗メカニズム

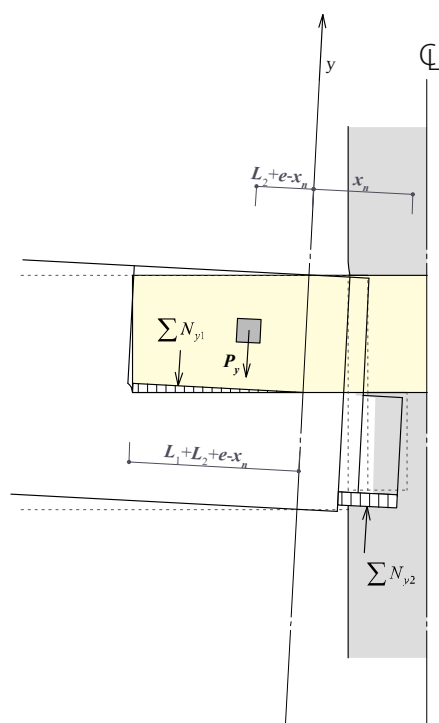


図 3.4.3-76 負モーメント(凹変形モード)に対する抵抗メカニズム

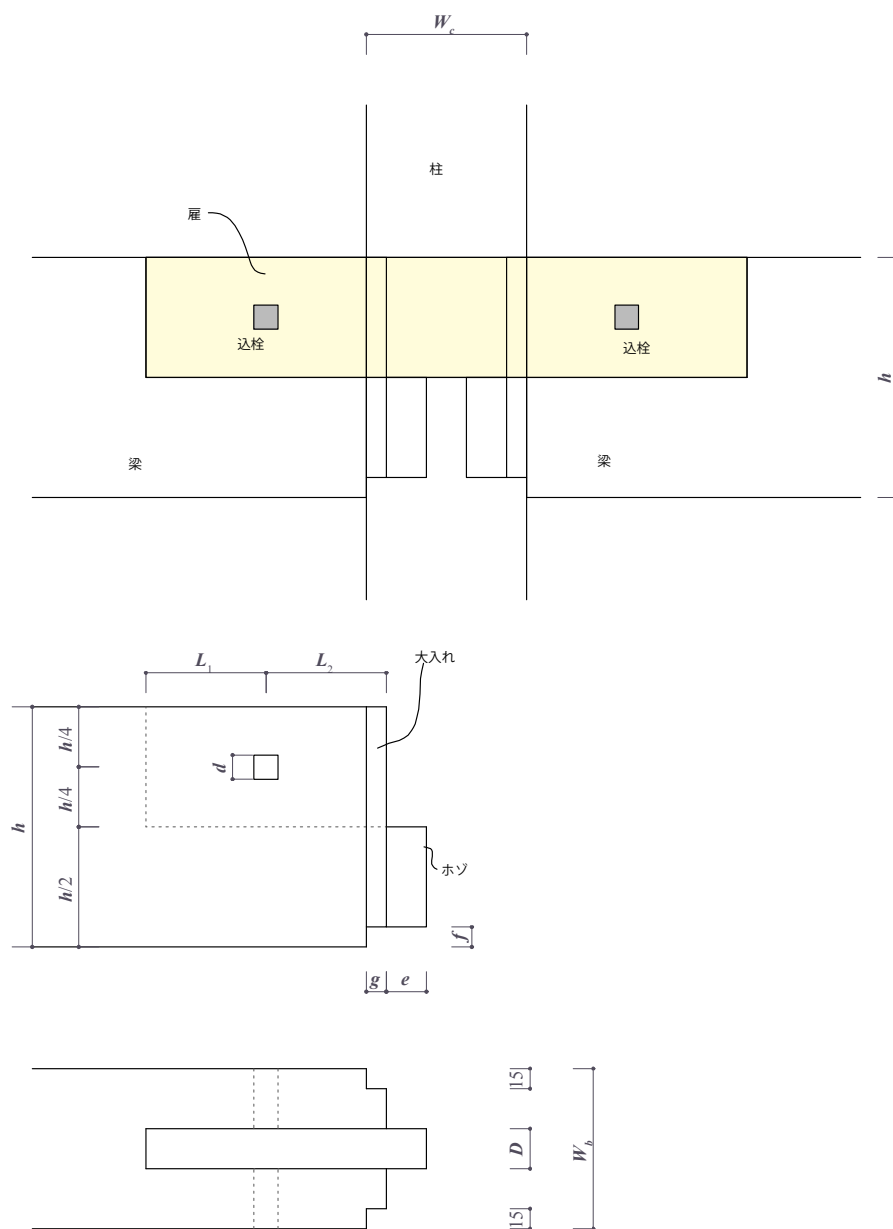


図 3.4.3-77 各部寸法

2) 適用範囲

雇の幅は梁幅の 1/4 以上とし、込み栓から雇端部にかけての余長は込み栓直径（矩形断面の場合は長辺寸法）の 7 倍以上確保する。小根ホソ部先端胴付き面の柱に対する圧縮抵抗が加工精度の観点から期待できない場合は、以下の計算においてホソ部の有効幅を適切に設定した計算を行うこととする。

3) 特性値の算出方法

以下 T 字型柱梁接合部で正モーメント、負モーメントを受ける場合と、十字型接合部で逆対称モーメントを受ける場合の接合部回転剛性、降伏モーメント、二次剛性および終局モーメント/終局回転角の評価方法を示す。

① 正モーメントを受ける場合(凸変形モード)

x, y それぞれの方向の回転中心軸を下式に基づいて誘導する。

$$\sum N_x - P_x - \mu \sum N_y = 0 \quad (3.4.3-272)$$

$$P_y - \sum N_y - \mu \sum N_x = 0 \quad (3.4.3-273)$$

$$\sum N_x = \frac{2C_y y_n^2 \lambda E_{90c}}{W_c} \left(\frac{1}{2} + \frac{2W_c}{y_n} \right) \theta \quad (3.4.3-274)$$

$$\sum N_y = \frac{2\alpha x_n^2 E_{90b} D}{h - 2f} \theta \quad (3.4.3-275)$$

$$P_x = \left(\frac{3}{4}h - y_n \right) k_{s0} \theta \quad (3.4.3-276)$$

$$P_y = (e + L_2 - x_n) k_{s90} \theta \quad (3.4.3-277)$$

$\sum N_x$: x 方向の回転めり込みの合力 $\sum N_y$: y 方向の回転めり込みの合力

P_x : x 方向の込栓の 2 面せん断力 P_y : y 方向の込栓の 2 面せん断力

E_{90c} : 柱の繊維直交方向ヤング係数 E_{90b} : 梁の繊維直交方向ヤング係数

n : 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数

μ : 摩擦係数 h : 梁せい W_c : 柱幅 D : ホゾ (雇) 幅

e : ホゾ長さ f : 梁下端からホゾ下端までの距離

L_2 : 大入れ胴付き面から込栓までの距離 k_{s0} : 込栓の繊維方向加力に関する 2 面せん断剛性

k_{s90} : 込栓の繊維直交方向加力に関する 2 面せん断剛性

λ : 梁木口胴付き面の圧縮に関する有効幅

α : ほぞ・雇めり込み部の低減係数

(雇が堅木の場合 1、梁と同一材の場合 0.5、その他の場合は $\alpha = \frac{E_{雇材}}{E_{雇材} + E_{梁材}}$)

x_n : 梁のホゾ先端から x 方向回転中心軸までの距離

y_n : 梁下端から y 方向回転中心軸までの距離

ここで、摩擦力を無視して、式 3.4.3-272、式 3.4.3-273 より回転中心位置について下式を得る。

$$y_n = W_c \left(\frac{1}{3} + \frac{k_{s0}}{2\lambda E_{90c}} \right) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{3k_{s0}hW_c\lambda E_{90c}}{W_c^2 \left(\frac{2\lambda E_{90}}{3} + k_{s0} \right)^2}} \right] \quad (3.4.3-278)$$

$$x_n = \frac{k_{s90}(h-2f)}{4\alpha E_{90b}D} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8\alpha E_{90b}D(e+L_2)}{k_{s90}(h-2f)}} \right] \quad (3.4.3-279)$$

これを用いて全抵抗モーメントの合計から初期回転剛性の評価式を誘導する。

$$M = \left[\left(\frac{3h}{4} - y_n \right)^2 k_{s0} + \frac{4\lambda E_{90c}}{3W_c} \left(\frac{y_n^3}{2} + \frac{2y_n^2}{3} \right) + (e+L_2-x_n)^2 k_{s90} + \frac{2\alpha E_{90b}D}{3W_c} x_n^3 \right] \theta \quad (3.4.3-280)$$

$$K_\theta = \left(\frac{3h}{4} - y_n \right)^2 k_{s0} + \frac{4\lambda E_{90c}}{3W_c} \left(\frac{y_n^3}{2} + \frac{2y_n^2}{3} \right) + (e+L_2-x_n)^2 k_{s90} + \frac{2\alpha E_{90b}D}{3W_c} x_n^3 \quad (3.4.3-281)$$

降伏は、柱の横圧縮によるめり込み降伏と、繊維方向加力を受ける込栓の2面せん断による降伏時の降伏回転角のうち小さい方によって決定されるものとし、

$$\theta_{yめり込み} = \frac{F_m W_c}{2E_{90c} \left(y_n + \frac{2W_c}{3} \right) \sqrt{1 + \frac{2W_c}{3n\lambda}}} \quad (3.4.3-282)$$

$$\theta_{y込栓} = \frac{4P_{y0}}{(3h-y_n)k_{s0}} \quad (3.4.3-283)$$

$$M_y = K_\theta \theta_y \quad (3.4.3-284)$$

$$\theta_y = \min(\theta_{yめり込み}, \theta_{y込栓}) \quad (3.4.3-285)$$

$$\text{降伏後の2次剛性は、降伏条件がめり込みによる場合：} K_\theta' = \frac{K_\theta}{8} \quad (3.4.3-286)$$

$$\text{込栓のせん断降伏による場合：} K_\theta' = 0 \quad (3.4.3-287)$$

終局は、込栓せん断によって生じる屋根材余長にかけてのせん断破壊が生じるものとし、終局時にホゾめり込み部は全面降伏しているものとして、終局時の回転中心軸を弾性時の回転中心軸と見なせるものとして、

$$M_u = \left(\frac{3}{4}h - \frac{y_n}{3} \right) P_{ws} \quad (3.4.3-288)$$

$$P_{ws} = A_s F_s \quad (3.4.3-289)$$

$$A_s = 2 \left(L_1 - \frac{d}{2} \right) D \quad (3.4.3-290)$$

P_{ws} : 屋根のせん断破壊荷重 L_1 : 込栓から屋根材端部までの端距離 A_s : せん断面積

F_s : 屋根材せん断強度 d : 込栓直径(角栓の場合は一辺)

以上から、

$$M_u = \left(\frac{3}{4}h - \frac{y_n}{3} \right) (2L_1 - d) DF_s \quad (3.4.3-291)$$

込栓のせん断降伏が先行し 2 次剛性をゼロとする場合は実験結果に基づき安全側に終局変位を与えるものとして、1/30rad とする。

② 負モーメントを受ける場合（凹変形モード）

x 方向のモーメント抵抗性能は小さいと考えられるので、これを無視し、雇の曲げ変形を無視して y 軸方向について図の変形模式図に基づき力のつり合いから回転中心軸を求める。

$$\sum N_{y1} + P_y - \sum N_{y2} = 0 \quad (3.4.3-292)$$

$$\sum N_{y1} = \frac{2\alpha(L_1 + L_2 + e - x_n)^2 E_{90b} D}{h} \left[1 + \frac{2h}{3nD} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3n(W_b - D)}{2h}\right) \right\} \right] \theta \quad (3.4.3-293)$$

$$P_y = (L_2 + e - x_n) k_{s90} \theta \quad (3.4.3-294)$$

$$\sum N_{y2} = \frac{\left(e + g + \frac{h-2f}{3} \right) E_{90b} D (2x_n - e - g)}{h - 2f} \theta \quad (3.4.3-295)$$

g : 大入れ深さ W_b : 梁幅

$$x_n = \frac{\phi_2 - \sqrt{\phi_2^2 - 4\phi_1 \left[\phi_1 (L_1 + L_2 + e)^2 + (L_2 + e) k_{s90} + \frac{(e + g) \left(e + g + \frac{h-2f}{3} \right) E_{90b} D}{h - 2f} \right]}}{2\phi_1} \quad (3.4.3-296)$$

$$\phi_1 = \frac{2\alpha E_{90b} D}{h} \left[1 + \frac{2h}{3nD} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3n(W_b - D)}{2h}\right) \right\} \right] \quad (3.4.3-297)$$

$$\phi_2 = 2\phi_1 (L_1 + L_2 + e) + k_{s90} + \frac{2 \left(e + g + \frac{h-2f}{3} \right) E_{90b} D}{h - 2f} \quad (3.4.3-298)$$

$$K_\theta = \frac{4\alpha(L_1 + L_2 + e - x_n)^2 E_{90b} D}{3h} \left[1 + \frac{2h}{3nD} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{3n(W_b - D)}{2h}\right) \right\} \right] + k_{s90} (L_2 + e - x_n)^2 + \frac{\left(e + g + \frac{h-2f}{3} \right) E_{90b} D (2x_n - e - g)^2}{2(h - 2f)} \quad (3.4.3-299)$$

降伏は、ほぞの柱に対するめり込みと、梁の雇ほぞに対するめり込みによって生じるものとする
と、ほぞの柱に対するめり込みの場合、

$$\theta_{\text{よほぞ}} = \frac{F_m (h - 2f)}{E_{90b} (x_n - e - g) \sqrt{C_x C_{xm} C_{ym}}} \quad (3.4.3-300)$$

梁の雇ほぞに対するめり込みの場合、

$$\theta_{y\text{雇}} = \frac{hF_m}{2\alpha E_{90b}(L_1 + L_2 + e + 2h - x_n) \left(1 + \frac{2h}{3nD}\right)} \quad (3.4.3-301)$$

$$\theta_y = \min(\theta_{y\text{ほぞ}}, \theta_{y\text{雇}}) \quad (3.4.3-302)$$

$$M_y = K_\theta \theta_y \quad (3.4.3-303)$$

降伏後の2次剛性は、弾性剛性の1/8として

$$K_\theta' = \frac{K_\theta}{8} \quad (3.4.3-304)$$

終局変形は、大入れ部分が外れる変形時として、込栓位置をy方向の回転中心軸と仮定して、

$$\frac{3h}{4}\theta_u = g \quad (3.4.3-305) \quad \text{これより、} \quad \theta_u = \frac{4g}{3h} \quad (3.4.3-306)$$

③ 逆対称モーメントを受ける場合

逆対称曲げを受ける場合については、正側は柱を介して反対側の込み栓の変形を考慮して剛性を1/2とし、

$$P_x = \left(\frac{3}{4}h - y_n\right) \frac{k_{s0}}{2} \theta \quad (3.4.3-307)$$

また、小根ほぞ先端の柱に対するめり込み抵抗は期待できないものとして、 λ は柱面にあたる長さおよび梁幅より小さな幅で大入れとなっている先端部分から、加工精度に応じて適切な寸法とする。

$$y_n = W_c \left(\frac{1}{3} + \frac{k_{s0}}{2\lambda E_{90c}} \right) \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{3k_{s0}hW_c\lambda E_{90c}}{2W_c^2 \left(\frac{2\lambda E_{90}}{3} + k_{s0} \right)^2}} \right] \quad (3.4.3-308)$$

$$x_n = \frac{k_{s90}(h-2f)}{4\alpha E_{90b}D} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{8\alpha E_{90b}D(e+L_2)}{k_{s90}(h-2f)}} \right] \quad (3.4.3-309)$$

これを用いて初期回転剛性の評価式は次式のように求めることができる。

$$K_\theta = \left(\frac{3h}{4} - y_n \right)^2 \frac{k_{s0}}{2} + \frac{4\lambda E_{90c}}{3W_c} \left(\frac{y_n^3}{2} + \frac{2y_n^2}{3} \right) + (e + L_2 - x_n)^2 k_{s90} + \frac{2\alpha E_{90b}D}{3W_c} x_n^3 \quad (3.4.3-310)$$

降伏変形角、終局モーメントの算出方法は①の正モーメントの場合と同様である。また、負側については②の負モーメントの場合の計算式を準用する。

4) 適用範囲(試験体寸法)

込栓径(d): 15~24mm

雇いホゾ高さ($h/2$): 90~150mm

雇いホゾ厚さ(D): 30~36mm

込栓から雇いホゾ端部までの端距離($L1$): 75~120mm

込栓から梁端部までの距離($L2$): 75~120mm

(28) M1 込み栓の一面せん断に関する評価式

1) 評価式の考え方

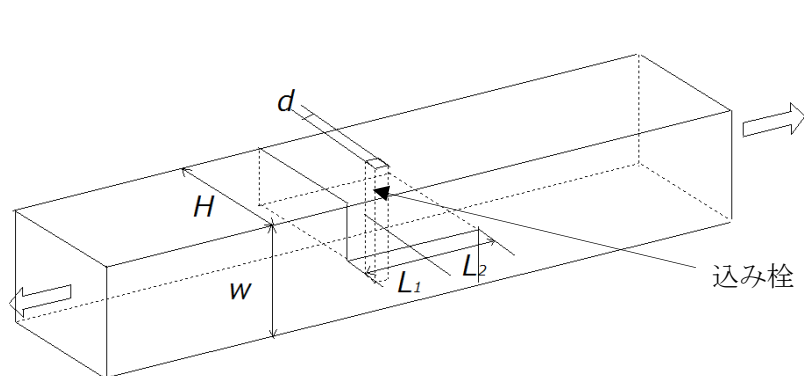


図 3.4.3-78 一面せん断試験体概要図

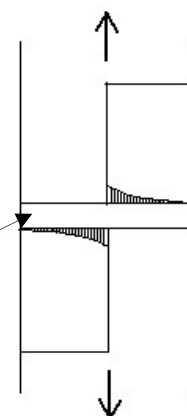


図 3.4.3-79 変形モデル

込み栓の一面せん断では、引張力により主材へのダボのめり込み変形とダボの曲げおよびせん断変形が想定される。破壊性状としては、ダボの曲げおよびせん断破壊、そして主材の割裂、せん断とダボによるめり込み破壊が想定される。検証実験において実際に生じた破壊性状を写真 3.4.3-15 に示す。

込み栓の一面せん断について、「木質構造接合部設計マニュアル¹⁾」3.4 木ダボ接合 pp94-112 より、引張剛性 K_t 及び引張降伏耐力 P_{yt} を算出した。



(a) 込み栓の曲げ破壊



(b) 込み栓の曲げ破壊



(c) 込み栓穴のめり込み変形



(d) 主材の割裂破壊

写真 3.4.3-15 込み栓一面せん断の破壊性状

2) 引張剛性 K_t

「木質構造接合部設計マニュアル」3.4.2.4 剛性の計算より、以下の式から各部材に関する剛性をそれぞれ求め、そして直列バネとして結び、全体の剛性を与えた。

$$K_1 = \min. \begin{cases} dk_{cp1}l_1 \\ \frac{1}{3}(E_{of}d^7k_{cp1}^3)^{1/4} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp1}d}{E_{of}}}\right)^{-1/2} \end{cases} \quad (3.4.3-311)$$

$$K_2 = \min. \begin{cases} dk_{cp2}l_2 \\ \frac{1}{3}(E_{of}d^7k_{cp2}^3)^{1/4} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp2}d}{E_{of}}}\right)^{-1/2} \end{cases} \quad (3.4.3-312)$$

ここで、 k_{cp1} ：母材(ほぞ)と込み栓の複合面圧定数(N/mm³)

k_{cp2} ：母材と込み栓の複合面圧定数(N/mm³)

本実験条件(ほぞ、母材が同条件)では $k_{cp1} = k_{cp2} = (k_E \times \alpha_k k_{cvf}) / (k_E + \alpha_k k_{cvf})$

k_{cvf} ：込み栓のめり込み剛性 $E_{of} / (11 \times d)$

E_{of} ：込み栓の曲げヤング係数 $2100 + 13700\rho$ (N/mm²) = 14.1 GPa

ρ ：込み栓の密度(kg/m³) = 実測値(カシ)平均 0.88 g/cm³

η ： $E/G = 15$

また、一面せん断の場合、

l_1, l_2 ： $W/2$ (図中)

故に、一面せん断の込み栓接合の剛性 K_{tl} は以下の式で算出した。

$$K_{t1} = \min. \begin{cases} \frac{K_1 K_2}{(K_1 + K_2)} \\ d \left[\frac{1}{k_{cp1}l_1} + \frac{1}{k_{cp2}l_2} + \frac{3(l_1 + l_2)(l_1 + l_2 - 0.8d)}{k_{cp1}l_1^3 + k_{cp2}l_2^3} \right]^{-1} \\ d \left[\frac{1}{k_{cp1}l_1} + \frac{1}{k_{cp2}l_2} \right]^{-1} \end{cases} \quad (3.4.3-313)$$

3) 引張降伏耐力・引張最大耐力

「木質構造接合部設計マニュアル」の 3.4.2.3 耐力計算より、込み栓一面せん断の耐力を以下の式より算出した。

込み栓の一面せん断(引張降伏耐力： P_{y1})

$$P_{y1} = \min. \begin{cases} 1) dl_1 F_{cp1} \\ 2) dl_1 F_{cp1} \times 2\alpha\beta \\ 3) dl_1 F_{cp1} \times \frac{\sqrt{\alpha^2\beta^2 + (2\alpha^2 + 2\alpha + 2)\beta^2 + \beta} - \beta(\alpha - 1)}{1 + \beta} \\ 4) dl_1 F_{cp1} \times \left[\sqrt{\frac{4\beta M_y}{dl_1^2 F_{cp1}(\beta + 2)} + \frac{2\beta(\beta + 1)}{(\beta + 2)^2}} - \frac{\beta}{\beta + 2} \right] \\ 5) dl_1 F_{cp1} \times \left[\sqrt{\frac{4\beta M_y}{dl_1^2 F_{cp1}(2\beta + 1)} + \frac{2\alpha^2\beta^2(\beta + 1)}{(2\beta + 1)^2}} - \frac{\alpha\beta}{2\beta + 1} \right] \\ 6) \sqrt{\frac{4dF_{cp1}M_y\beta}{1 + \beta}} \\ 7) P_{Qy} = \frac{A \times F_{sf}}{k} \end{cases} \quad (3.4.3-314)$$

ここで、 l_1, l_2 ： $W/2$

F_{Ecp1} ：母材 1 の複合面圧降伏応力(N/mm²) = $\min. \{F_{E1}, \alpha_F F_{cvf}\}$

F_{Ecp2} ：母材 2 の複合面圧降伏応力(N/mm²) = $\min. \{F_{E2}, \alpha_F F_{cvf}\}$

F_{E1} : 母材 1 の面圧降伏応力(N/mm²) スギ : 19.4N/mm²
 F_{E2} : 母材 2 の面圧降伏応力(N/mm²) スギ : 19.4N/mm²
 ただし、本実験条件では母材 1 と母材 2 は同条件
 故に、 $\beta : F_{Ecp2}/F_{Ecp1} = 1$
 α_F : むり込み降伏応力増大係数 = 1.5
 F_{cvf} : 込み栓のむり込み降伏応力(N/mm²) = $-8.2+35.4 \rho$
 ρ : 込み栓の密度(kg/m³) = 実測値平均(カシ)平均 0.88 g/cm³
 α : l_1/l_2
 M_y : $Z \times F_b$
 Z : 込み栓の弾性断面係数(mm³)
 F_b : 込み栓の曲げ強さ(N/mm²) = $8.1+136 \rho$
 A : 込み栓の断面積(mm²)
 F_{sf} : 込み栓のせん断強さ(N/mm²) $(-7.7+100 \rho) d^{0.4}$
 κ : せん断補正係数 矩形断面 3/2、円形断面 4/3

4) 適用範囲

込み栓の形状 : 丸、正方形

込み栓の直径および辺の長さ d : 15~24mm

端距離 L : 75mm 以上

(29) M2 込み栓の二面せん断に関する評価式

1) 評価式の考え方

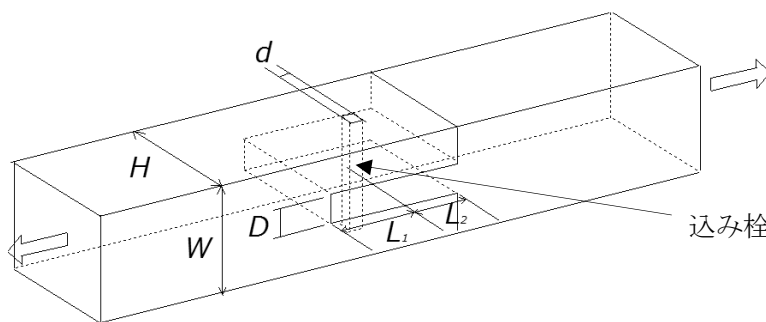


図 3.4.3-80 二面せん断試験体概要図

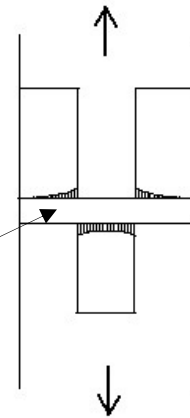


図 3.4.3-81 変形モデル

込み栓の二面せん断では、引張力により主材へのダボのむり込み変形とダボの曲げおよびせん断変形が想定される。破壊性状は、込み栓の曲げおよびせん断破壊、そしてホゾの割裂およびせん断破壊が想定される。検証実験において実際に生じた破壊性状を写真 3.4.3-16 に示す。

込み栓の二面せん断について、「木質構造接合部設計マニュアル¹⁾」3.4 木ダボ接合 pp94-112 より、引張剛性 K_t 及び引張降伏耐力 P_{yt} を算出した。



(a) 込み栓が曲げによる試験体の破壊



(b) 込み栓の曲げおよびせん断破壊



(c) ホゾのせん断による試験体の破壊



(d) ホゾのせん断破壊

写真 3.4.3-16 込み栓二面せん断の破壊性状

2) 引張剛性 K_t

「木質構造接合部設計マニュアル¹⁾」の 3.4.2.4 剛性の計算より、以下の式から各部材に関する剛性をそれぞれ求め、そして直列バネとして結び、全体の剛性を与えた。

$$K_1 = \min. \left\{ \frac{dk_{cp1}l_1}{\frac{1}{3}(E_{of}d^7k_{cp1}^3)^{1/4} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp1}d}{E_{of}}}\right)^{-1/2}} \right. \quad (3.4.3-315)$$

$$K_2 = \min. \left\{ \frac{dk_{cp2}l_2}{\frac{1}{3}(E_{of}d^7k_{cp2}^3)^{1/4} \times \left(1 + 0.188 \times \eta \sqrt{\frac{k_{cp2}d}{E_{of}}}\right)^{-1/2}} \right. \quad (3.4.3-316)$$

ここで、 k_{cp1} ：母材(ほぞ)と込み栓の複合面圧定数(N/mm³)

k_{cp2} ：母材と込み栓の複合面圧定数(N/mm³)

本実験条件(ほぞ、母材が同条件)では $k_{cp1} = k_{cp2} = (k_E \times \alpha_k k_{cvf}) / (k_E + \alpha_k k_{cvf})$

k_{cvf} ：込み栓のめり込み剛性 $E_{of} / (11 \times d)$

E_{of} ：込み栓の曲げヤング係数 $2100 + 13700\rho$ (N/mm²) = 14.1 GPa

ρ ：込み栓の密度(kg/m³) = 実測値(カシ) 平均 0.88 g/cm³

η ： $E/G = 15$

また、二面せん断の場合、

l_1 ：(W-D) / 2 (図中)

l_2 ：D / 2 (図中)

故に、二面せん断の込み栓接合の剛性 K_{t2} は以下の式で算出した。

$$K_{t2} = 2 \frac{K_1 K_2}{(K_1 + K_2)} \quad (3.4.3-317)$$

3) 引張降伏耐力・引張最大耐力

「木質構造接合部設計マニュアル¹⁾」の3.4.2.3 耐力計算より、込み栓二面せん断の耐力を以下の式より算出した。

込み栓の二面せん断(引張降伏耐力・引張最大耐力 P_t)について、破壊性状もしくは降伏性状として①、②、③の3通りが想定される。

$$P_t = \min(P_{y2}, P_{us}, P_{uk})$$

① 込み栓二面せん断の降伏 P_{y2}

$$P_{y2} = \min. \begin{cases} 1) dDF_{cp1} \\ 2) dDF_{cp1} \times 2\alpha\beta \\ 3) dl_1F_{cp1} \times \left[\sqrt{\frac{4\beta M_y}{dl_1^2 F_{cp1}(2\beta+1)} + \frac{2\alpha^2\beta^2(\beta+1)}{(2\beta+1)^2}} - \frac{\alpha\beta}{2\beta+1} \right] \\ 4) \sqrt{\frac{16dF_{cp1}M_y\beta}{1+\beta}} \\ 5) P_{Qy} = \frac{2 \times A \times F_{sf}}{k} \end{cases} \quad (3.4.3-318)$$

② ほぞ先端のせん断破壊 P_{us}

$$P_{us} = F_s \times \left(l_1 - \frac{d}{2} \right) \times D \times 2 \quad (3.4.3-319)$$

③ 女木の込栓部分からの割裂破壊 P_{uk}

$$P_{uk} = \frac{2(H-D)Cr}{\sqrt{\frac{1}{L_2} - \frac{1}{(L_1+L_2)}}} \quad (3.4.3-320)$$

ここで、 F_{Ecp1} : ほぞの複合面圧降伏応力 (N/mm^2) = $\min. \{F_{E1}, \alpha_F F_{cvf}\}$

F_{Ecp2} : 側材の複合面圧降伏応力 (N/mm^2) = $\min. \{F_{E2}, \alpha_F F_{cvf}\}$

F_{E1} : ほぞの面圧降伏応力 (N/mm^2) スギ : 19.4 N/mm^2

F_{E2} : 側材の面圧降伏応力 (N/mm^2) スギ : 19.4 N/mm^2

α_F : めり込み降伏応力増大係数 = 1.5

F_{cvf} : 込栓のめり込み降伏応力 (N/mm^2) = $-8.2 + 35.4\rho$

ρ : 込栓の密度 (kg/m^3) = 実測値平均(カシ) : $0.88 \text{ (g/cm}^3\text{)}$

α : $(W-D)/2D$ (図 1-3 中)

β : F_{Ecp2}/F_{Ecp1}

M_y : $Z \times F_b$

Z : 込栓の弾性断面係数 (mm^3)

F_b : 込栓の曲げ強さ (N/mm^2) = $8.1 + 136\rho$

A : 込栓の断面積 (mm^2)

F_{sf} : 込栓のせん断強さ (N/mm^2) $(-7.7 + 100\rho)d^{0.4}$

κ : せん断補正係数 = 3/2

F_s : 材のせん断強度 1.8 N/mm^2

Cr : J1 : 12.0、J2 : 10.0、J3 : 8.0 木質構造設計基準と同様

4) 適用範囲

込み栓の形状：丸、正方形

込み栓の直径および辺の長さ d ：15～24mm

端距離 L_1 ：90～45mm、ただし端距離が短い場合にはほぞがせん断破壊を起こすため注意が必要
(推奨： L_1 は90mm以上)

ほぞの厚さ：36～30mm

(30) 各種接合部の割裂耐力に関する評価式

1) コンプライアンスによる割裂耐力の算定

既往の文献と同様に考える。以下、少し記述する。せん断力 V が一定であり、切り欠き先端からクラックが長さ Δx 発生した時、変位は $\Delta\delta$ 増加するので、ポテンシャルエネルギーは ΔW_p だけ変化する。このときの変化量は次式で表わされる。

$$\Delta W_p = -\frac{1}{2}V\Delta\delta = -\frac{1}{2}V^2\Delta\left(\frac{\delta}{V}\right) \quad (3.4.3-321)$$

クラックは明瞭な先端を有し、クラックの進展はせん断力 V が V_f のとき生じるとすると、ポテンシャルエネルギーの損失 ($-\Delta W_p$) はクラックを生じるエネルギーに等しいと考えられる。この破壊エネルギーは、材料の性質に依存している。したがって、クラックの表面積に対する破壊エネルギーの比を G_f とすると、次式が得られる。

$$\frac{1}{2}V_f^2\Delta\left(\frac{\delta}{V}\right) = G_f b \Delta x \quad (b : \text{割裂の幅}) \quad (3.4.3-322)$$

(3.4.3-30-1)式より、求めたい V_f は次式で表わされる。

$$V_f = \sqrt{\frac{2G_f b \Delta x}{\Delta(\delta/V)}} = \sqrt{\frac{2G_f b}{\frac{\partial(\delta/V)}{\partial x}}} \quad (3.4.3-323)$$

したがって、 $\frac{\partial(\delta/V)}{\partial x}$ を求める必要がある。

また、曲げの場合は次のように考えることができる。曲げモーメントが加わった場合、梁の横断面には応力 σ とひずみ ε が生じる。単位長さあたりに蓄えられる歪エネルギー U は、次式で求められる。

$$U = \int_A \frac{1}{2} \sigma \varepsilon dA \quad (3.4.3-324)$$

ここで、中立軸の曲率を R とすれば、歪は中立軸からの距離 z に比例し $\varepsilon = \frac{z}{R}$ 、そして、 $\int_A \sigma z dA = M$ であることを考慮すれば、 U は次式となる。

$$U = \frac{1}{2} \int_A \sigma \cdot \frac{z}{R} dA = \frac{1}{2} \frac{M}{R} \quad (3.4.3-325)$$

また、 $R\theta = 1$ であるから、結局 U は次式で表わされる。

$$U = \frac{1}{2} M \theta \quad (3.4.3-326)$$

これから、せん断と同様の考えにより、曲げの場合式 3.4.3-322 は次式となる。

$$\frac{1}{2}M_f^2\Delta\left(\frac{\theta}{M}\right)=G_fb\Delta x \quad (3.4.3-327)$$

$\Delta x \rightarrow 0$ の極限を考えれば、次式となる。

$$M_f = \sqrt{\frac{2G_fb\Delta x}{\Delta(\theta/M)}} = \sqrt{\frac{2G_fb}{\frac{\partial(\theta/M)}{\partial x}}} \quad (3.4.3-328)$$

2) 評価式

① 蟻掛けの引張り

$$\text{割裂荷重 } P_f: P_f = \beta \sqrt{\frac{G_f GI}{1.2}}, \quad G: \text{せん断弾性係数}(E_0/15) \quad (3.4.3-329)$$

G_f : 破壊エネルギー (スギ=212.5N・m/m²、ヒノキ=266 N・m/m²)

β : 割裂幅 ($h=120$ の場合 40~60mm、 $180 \leq h \leq 240$ の場合 60~90mm)

② 蟻継ぎ引張り

$$\text{割裂荷重 } V_f: \frac{V_f}{b(\alpha d)} = \frac{\sqrt{G_f/d}}{\sqrt{0.6(\alpha - \alpha^2)/G + \beta\sqrt{6(1/\alpha - \alpha^2)/E_0}}} \quad (3.4.3-330)$$

$$d = \frac{W}{2}, \quad \alpha = \frac{W-b-e}{W}, \quad \beta = \frac{I}{W}$$

G : せん断弾性係数 ($E_0/15$)

G_f : 破壊エネルギー (スギ=212.5N・m/m²、ヒノキ=266 N・m/m²)

b : 割裂幅 ($I=30$ mm の場合 45mm、 $I=45$ 、60mm の場合 60mm (= $h/2$))

③ 腰掛け男木部分のせん断

$$\text{割裂荷重 } V_f: \frac{V_f}{b(\alpha d)} = \frac{\sqrt{G_f/d}}{\sqrt{0.6(\alpha - \alpha^2)/G}} \quad (3.4.3-331)$$

$$d = H, \quad \alpha = \frac{he}{H}, \quad \beta = \frac{a}{H}$$

G : せん断弾性係数 ($E_0/15$)

G_f : 破壊エネルギー (スギ=212.5N・m/m²、ヒノキ=266 N・m/m²)

b : 幅

④ 長ホゾ込み栓打ち

$$\text{割裂荷重 } V_f: \frac{V_f}{b\alpha h} = \frac{\sqrt{GG_C/W}}{\sqrt{0.6\alpha(1-\alpha)}}, \quad G: \text{せん断弾性係数}(E_0/15) \quad (3.4.3-332)$$

G_f : 破壊エネルギー (スギ=212.5N・m/m²、ヒノキ=266 N・m/m²)

b : 幅 ($W-D$)、 $\alpha=W/2$

⑤ 追掛継ぎの曲げ

割裂モーメント M_f :

$$M_f = 4g \sqrt{\frac{G_f GL}{1.2 \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \cdot \mu A \cdot (W - 2g)(H - y_p)^2}}, \quad G: \text{せん断弾性係数 } (E_0/15) \quad (3.4.3-333)$$

G_f : 破壊エネルギー (スギ=212.5 N・m/m²、ヒノキ=266 N・m/m²)

W : 材幅、 H : 材せい、 L : 継ぎ手長さ、 y_p : 引張側縁から中立軸までの距離、 g : 目違幅

e : 顎幅、 μ : 摩擦係数、 $a = H - y_p$

$$A = \frac{24}{\{4ey_p^3 + 4(W - 2g)(H - y_p)^3 + 3\mu L(W - 2g)(H - y_p)^2\}} \quad (3.4.3-334)$$

$$y_p = \frac{H\sqrt{W - 2g}(\sqrt{W - 2g} - \sqrt{e})}{W - 2g - e} \quad (3.4.3-335)$$

⑥ 金輪継ぎの曲げ

割裂モーメント M_f :

$$M_f = 4g \sqrt{\frac{G_f GL}{1.2 \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \cdot \mu B \cdot (W - 2g)(H - y_p)^2}}, \quad G: \text{せん断弾性係数 } (E_0/15) \quad (3.4.3-336)$$

G_f : 破壊エネルギー (スギ=212.5 N・m/m²、ヒノキ=266 N・m/m²)

W : 材幅、 H : 材せい、 L : 継ぎ手長さ、 y_p : 引張側縁から中立軸までの距離、 g : 目違幅

e : 顎幅、 μ : 摩擦係数、 $a = H - y_p$

$$B = \frac{1}{\frac{4ey_p^3 + 4(W - 2g)(H - y_p)^3 + 3\mu L(W - 2g)(H - y_p)^2}{24} + \frac{jWL^2}{8 \times 3.4}} \quad (3.4.3-337)$$

$$y_p = \frac{H\sqrt{W - 2g}(\sqrt{W - 2g} - \sqrt{e})}{W - 2g - e} \quad (3.4.3-338)$$

⑦ 追掛大栓継ぎの曲げ

割裂モーメント M_f :

$$M_f = 4g \sqrt{\frac{G_f GL}{1.2 \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \cdot \mu C \cdot (W - 2g)(H - y_p)^2}}, \quad G: \text{せん断弾性係数 } (E_0/15) \quad (3.4.3-339)$$

G_f : 破壊エネルギー (スギ=212.5 N・m/m²、ヒノキ=266 N・m/m²)

W : 材幅、 H : 材せい、 L : 継ぎ手長さ、 y_p : 引張側縁から中立軸までの距離、 g : 目違幅

e : 顎幅、 μ : 摩擦係数、 $a = H - y_p$

$$C = \frac{1}{\frac{4ey_p^3 + 4(W - 2g)(H - y_p)^3 + 3\mu L(W - 2g)(H - y_p)^2}{24} + \frac{k_{s2}L^2}{8}} \quad (3.4.3-340)$$

$$y_p = \frac{H\sqrt{W-2g}(\sqrt{W-2g}-\sqrt{e})}{W-2g-e} \quad (3.4.3-341)$$

k_{S2} : 込み栓繊維直交方向すべり係数、実験値による

3) 蟻掛けの引張り

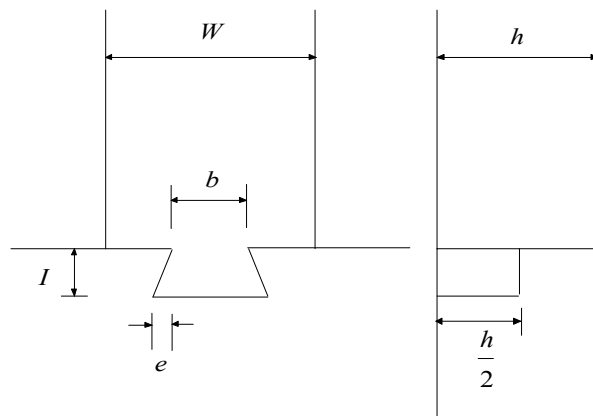


図 3.4.3-82 蟻掛けの形状

表 3.4.3-14 A2 試験体寸法

No.	W	h	b	e	I
A2-1	120	120	30	7.5	30
A2-2	120	120	90	7.5	24
A2-3	120	120	30	9	30
A2-4	120	120	30	15	30
A2-5	120	180	30	7.5	30
A2-6	120	240	30	7.5	30
A2-7	120	300	30	7.5	30

① 評価式の考え方

(2) A1、A2 蟻継ぎ、蟻掛けの引張りに関する評価式によれば、弾性域における引張力と変位の関係は、次のように表わされている。

男木に加わる引張力を P 、変位を δ とする。また、女木剛体・男木等変位めり込み仮定する。

$$\frac{P}{2} = P_v \sin \theta + \mu P_v \cos \theta, \quad \delta = \frac{\delta_v}{\sin \theta}, \quad P_v = \frac{x_p y_p C_x C_y E_{90}}{z_0} \delta_v \quad (3.4.3-342)$$

$$y_p = b, \quad z_0 = d/2, \quad C_x = 1 + \frac{2z_0}{3x_p}, \quad C_y = 1 + \frac{2z_0}{3ny_p}, \quad E_{90} = E_0/50, \quad x_p = I - \delta/\cos \theta \text{ とすると、} P$$

と δ の関係は、次式となる。

$$P = \frac{4(3nb+d)E_{90} \sin \theta (\sin \theta + \mu \cos \theta)}{9nd} \left\{ 3 \left(I - \frac{\delta}{\cos \theta} \right) + d \right\} \delta \quad (3.4.3-343)$$

ここで、図 3.4.3-83 に示すように、割裂が生じるとすると、割裂が生じた部分の曲げ変形およびせん断変形が生じる。その増分を $\Delta\delta$ とする。このとき、せん断力は、めり込みによる荷重 P_v と摩擦力による μP_v から、 $P_v \cdot \sin \theta + \mu P_v \cdot \cos \theta$ となるが、結局これは $P/2$ と同じである。割裂の幅を β (男木の幅 $h/2$ と同じではない) とすれば、次式が得られる。

$$\Delta\delta = \left(\frac{1.2}{G} \frac{\Delta x}{\beta I} + \frac{\Delta x^3}{3EI_s} \right) \frac{P}{2} \quad (3.4.3-344)$$

(I_s : 図 3.4.3-83 の点で示した部分の断面二次モーメント)
したがって、

$$\frac{\partial(\delta/P)}{\partial x} = \left(\frac{1.2}{G} \frac{1}{\beta I} + \frac{3\Delta x^2}{3EI_s} \right) \frac{1}{2} \quad (3.4.3-345)$$

となる。割裂長さの極限を考えれば、 $\Delta x \rightarrow 0$ となるので、曲げの項は無視でき、結局次式が得られる。

$$\frac{\partial(\delta/P)}{\partial x} = \frac{1.2}{G} \frac{1}{\beta I} \frac{P}{2} = \frac{1.2}{G} \frac{1}{2\beta I} \quad (3.4.3-346)$$

したがって、割裂の生じる引張力 P_f は、次式で表わされる。

$$P_f = \sqrt{\frac{2G_f\beta}{\frac{\partial(\delta/P)}{\partial x}}} = \sqrt{\frac{2G_fb}{\frac{1.2}{G} \frac{1}{2\beta I}}} = 2\beta \sqrt{\frac{G_f GI}{1.2}} \quad (3.4.3-347)$$

問題は、割裂の幅 b である。おそらく初期の割裂は、男木全体の幅と同じにはならないと考えられる。しかし、それがどれくらいかは分らない。そこで、実験値から推定してみる。ただし、 G_f は、密度 ρ (kg/m³) との関係式 $G_f = -162 + 1.07\rho$ を用いる。スギは $\rho = 350$ (kg/m³) とすると、スギは $G_f = 212.5$ N・m/m² と算定される。 $E_0 = 7000$ N/mm²、 $G = E_0/15$ とする。

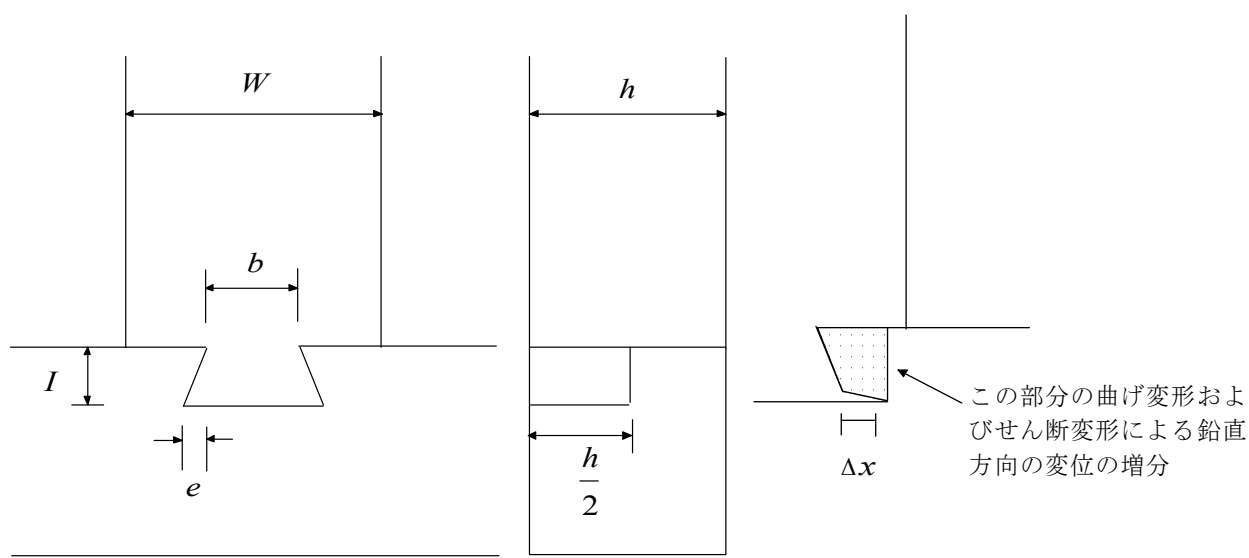


図 3.4.3-83 蟻掛けにおける割裂

$h=120$ の場合 b は 25mm～35mm、また、 $180 \leq h \leq 240$ では b は 45mm～60mm と考えられる。これらの下限値と上限値も図に示してある。

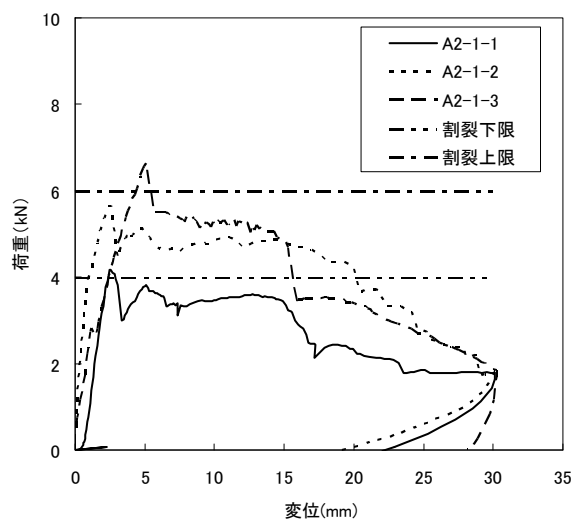


図 3.4.3-84 A2-1 における荷重と変位の関係

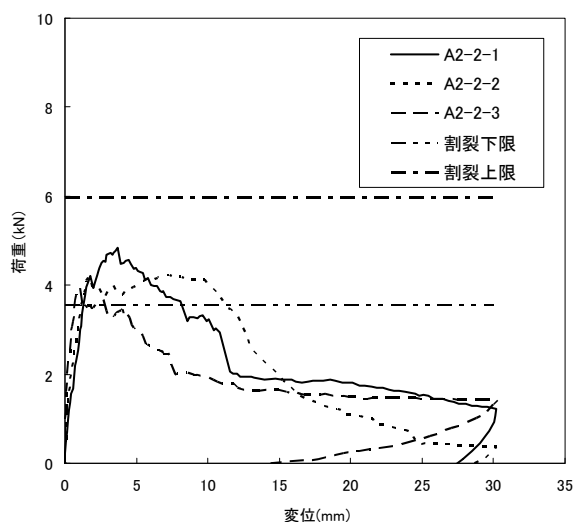


図 3.4.3-85 A2-2 における荷重と変位の関係

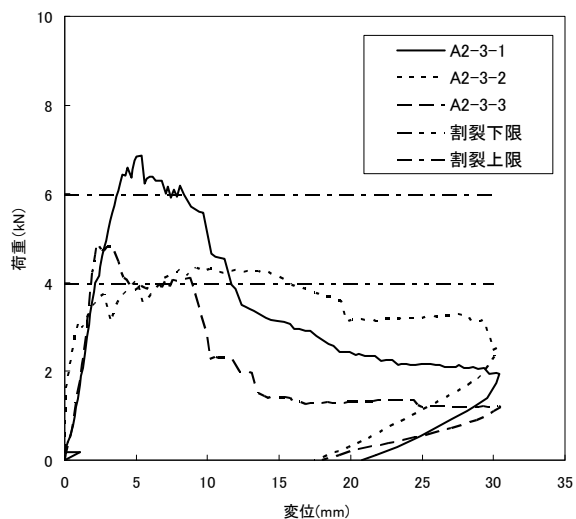


図 3.4.3-86 A2-3 における荷重と変位の関係

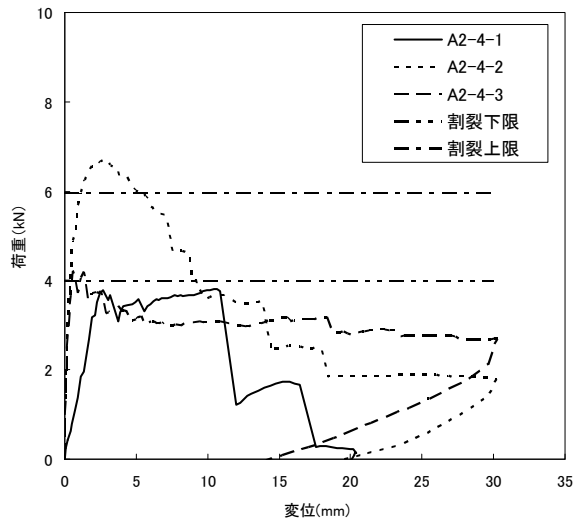


図 3.4.3-87 A2-4 における荷重と変位の関係

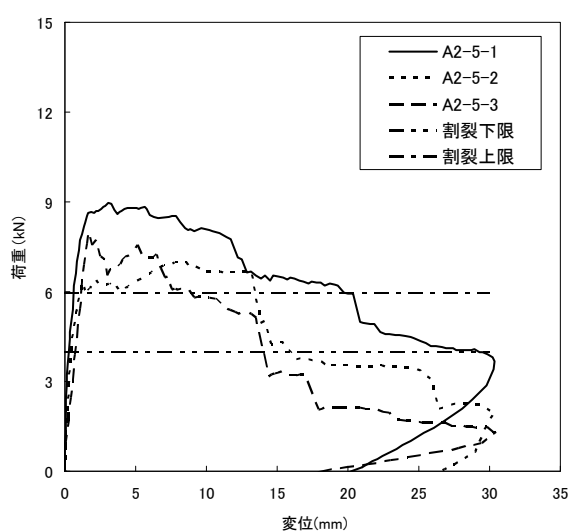


図 3.4.3-88 A2-5 における荷重と変位の関係

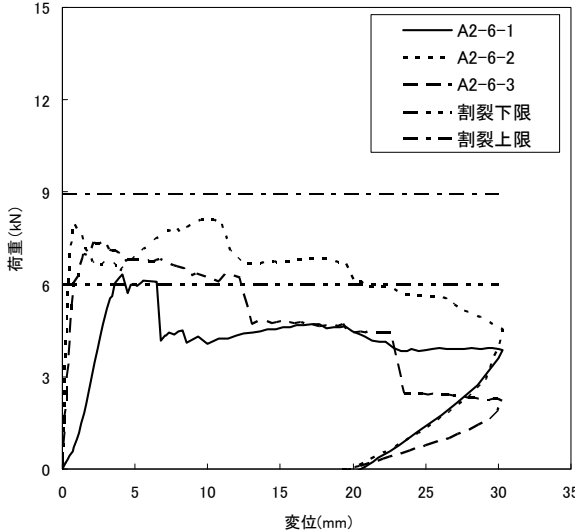


図 3.4.3-89 A2-6 における荷重と変位の関係

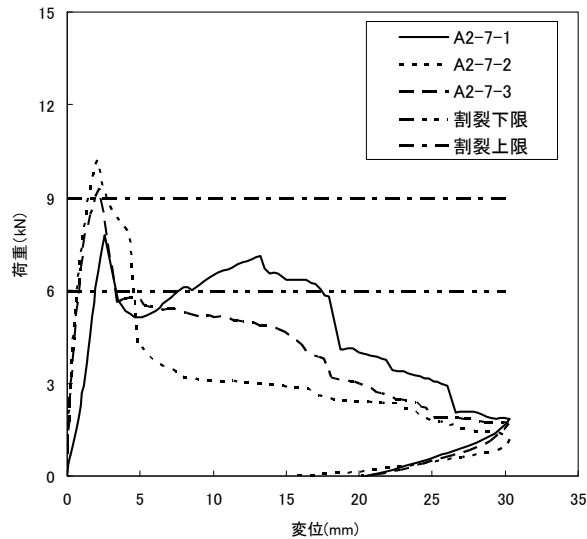


図 3.4.3-90 A2-7 における荷重と変位の関係

4) 蟻継ぎの引張り

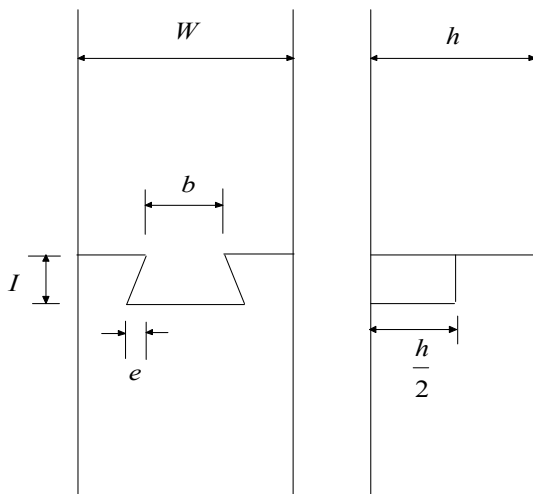


図 3.4.3-91 蟻継ぎの形状

表 3.4.3-15 A1 試験体寸法

No.	W	h	b	e	I
A1-1	120	120	30	9	30
A1-2	120	120	30	9	45
A1-3	120	120	30	9	60
A1-4	120	120	30	7.5	30
A1-5	120	120	30	15	30

① 評価式の考え方

蟻掛けと同様に考える。蟻継ぎの場合、せん断力 V はおよび引張力 P は次式で表わされる。

$$V = P_v(\cos\theta - \mu\sin\theta), \quad \frac{P}{2} = P_v(\sin\theta + \mu\cos\theta) \quad (3.4.3-348)$$

せん断力 V による変位は引張力と直交する方向であり、その変位を Δ_s とすると、次式で求めることができる。 β は割裂幅であり、蟻継ぎの場合は男木の幅 $h/2$ と考える。

$$\Delta_s = \frac{1.2}{G} \frac{\Delta x}{\beta l} V + \frac{\Delta x^3}{3EI_s} V \quad (3.4.3-349)$$

(I_s : 図 3.4.3(30)-11 の点で示した部分の断面二次モーメント)

$$\ell = \frac{W - b - e}{2} \quad (3.4.3-350)$$

(図 3.4.3(30)-11 の点で示した部分を梁と見立てた場合のせい、矩形の平均値)
 Δs により、鉛直方向には $\Delta \delta$ の変位が生じるが、 Δs と $\Delta \delta$ の関係は、次式である。

$$\Delta \delta = \frac{\Delta s}{\tan \theta} \quad (3.4.3-351)$$

したがって、せん断力 V による、鉛直方向の変位の増分 $\Delta \delta$ は次式で表わされる。

$$\Delta \delta = \left(\frac{1.2}{G} \frac{\Delta x}{\beta \ell} + \frac{\Delta x^3}{3EI_s} \right) \frac{\cos \theta - \mu \sin \theta}{\sin \theta + \mu \cos \theta} \frac{1}{\tan \theta} \frac{P}{2} \quad (3.4.3-352)$$

割裂長さの極限を考えれば、曲げの項は無視できるので、結局次式が得られる。

$$\frac{\partial(\delta/P)}{\partial x} = \frac{1.2}{G} \frac{1}{\beta \ell} \frac{\cos \theta - \mu \sin \theta}{2(\sin \theta + \mu \cos \theta)} \frac{1}{\tan \theta} \quad (3.4.3-353)$$

したがって、割裂の生じる外力 P_f は、次式で表わされる。

$$P_f = \sqrt{\frac{2G_f \beta}{\frac{\partial(\delta/P)}{\partial x}}} = 2\beta \sqrt{\frac{G_f G \ell (\sin \theta + \mu \cos \theta) \tan \theta}{1.2(\cos \theta - \mu \sin \theta)}} \quad (\beta: \text{割裂幅}=h/2) \quad (3.4.3-354)$$

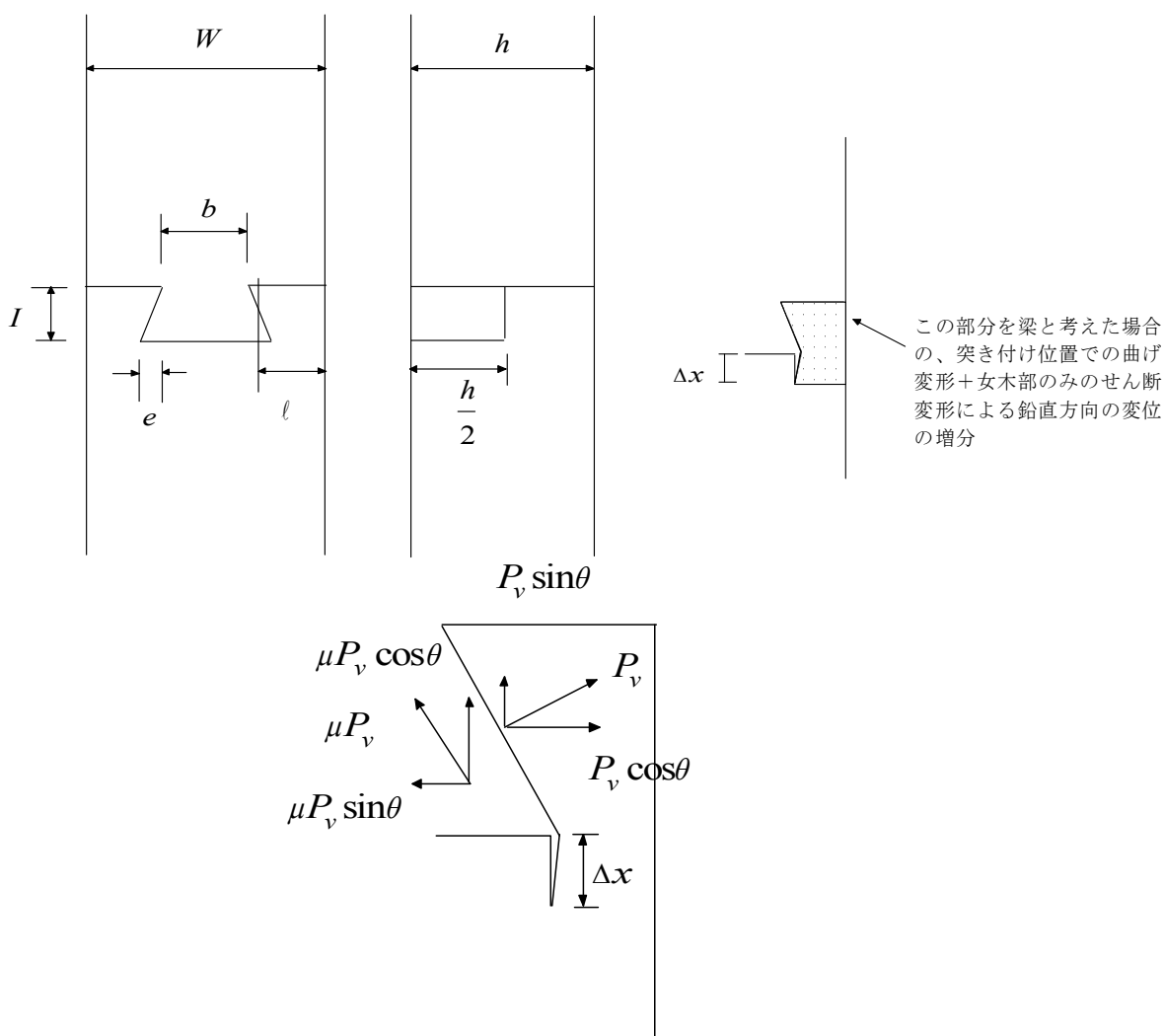


図 3.4.3-92 蟻継ぎにおける割裂

図 3.4.3-93～図 3.4.3-97 に実験値との比較を示したが、これらの図を見ると、実験値に比べ、割裂耐力の推定値はかなり小さいことが分る。これは、せん断力 V が女木に分布しており、それを集中力とした場合、割裂面とはかなり離れた位置にあるからと考えられる。そこで、考え方を改めてみる。

5) に示す、腰掛け継ぎ男木における考え方をを用いる。この考え方は、切り欠き材にせん断力が加わった場合の割裂耐力を求めるものである。図 3.4.3-98 のようにせいが $W/2$ の梁と考え、次式を適用する。ただし、次式の b が割裂幅に当たる。

$$\frac{V_f}{b(\alpha d)} = \frac{\sqrt{G_f/d}}{\sqrt{0.6(\alpha - \alpha^2)/G + \beta\sqrt{6(1/\alpha - \alpha^2)/E_0}}} \quad d = \frac{W}{2}, \quad \alpha = \frac{W - b - e}{W}, \quad (3.4.3-355)$$

図 3.4.3-99～図 3.4.3-103 に推定値と実験値の比較を示した。ただし、割裂幅 b の値は $I=30\text{mm}$ では 45mm 、 $I=45$ 、 60mm では 60mm ($=h/2$) とした。

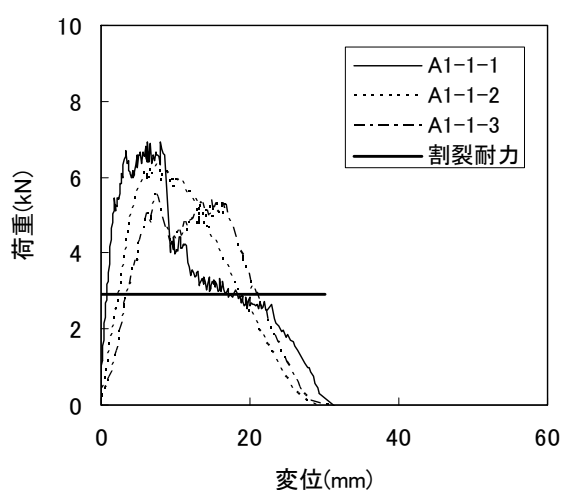


図 3.4.3-93 A1-1 における荷重と変位の関係

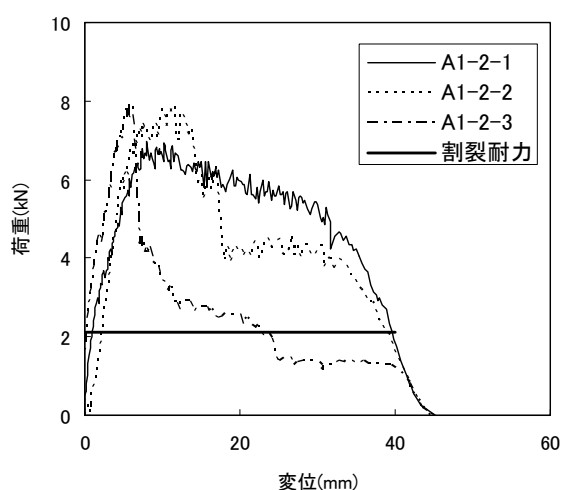


図 3.4.3-94 A1-2 における荷重と変位の関係

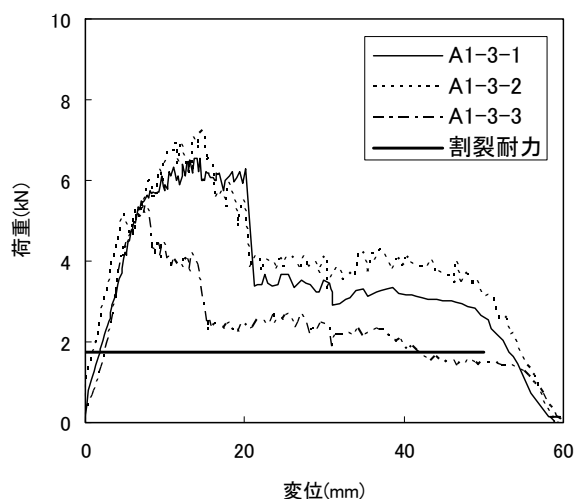


図 3.4.3-95 A1-3 における荷重と変位の関係

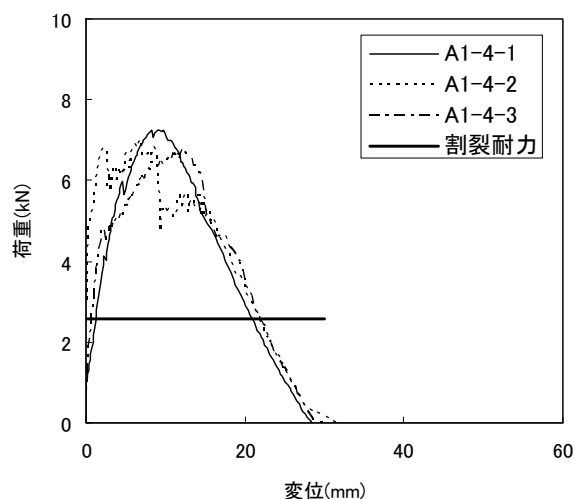


図 3.4.3-96 A1-4 における荷重と変位の関係

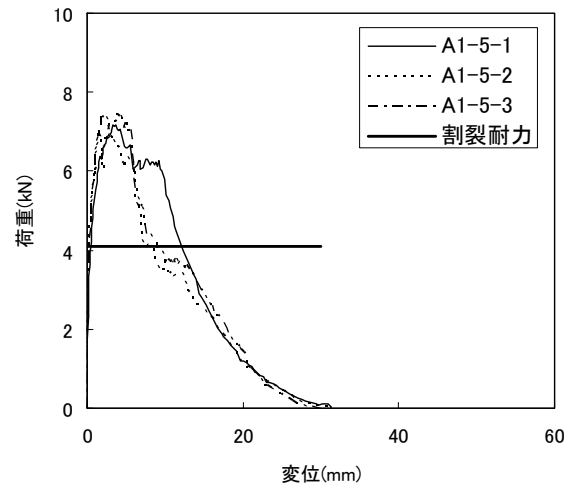


図 3.4.3-97 A1-5 における荷重と変位の関係

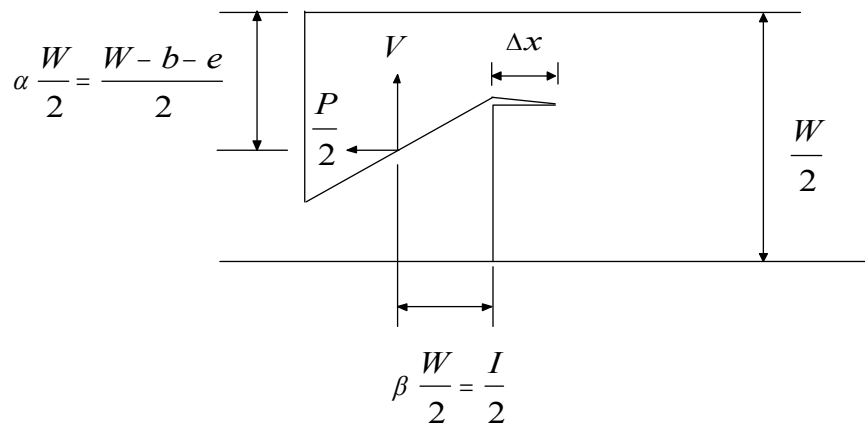


図 3.4.3-98 切り欠き材のアナロジー

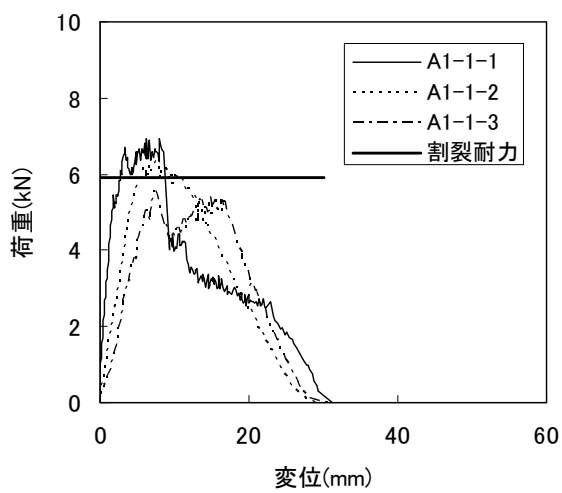


図 3.4.3-99 A1-1 における荷重と変位の関係

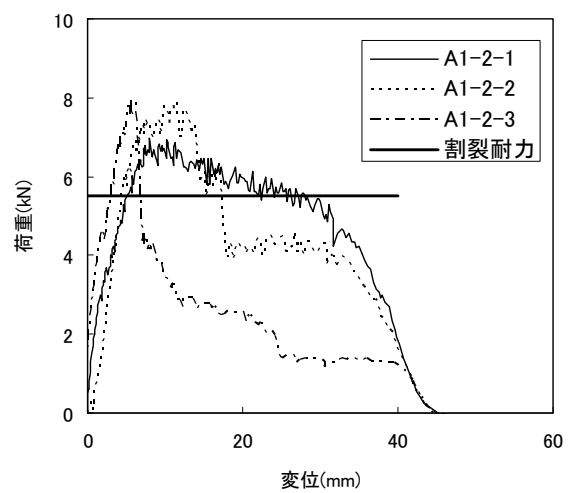


図 3.4.3-100 A1-2 における荷重と変位の関係

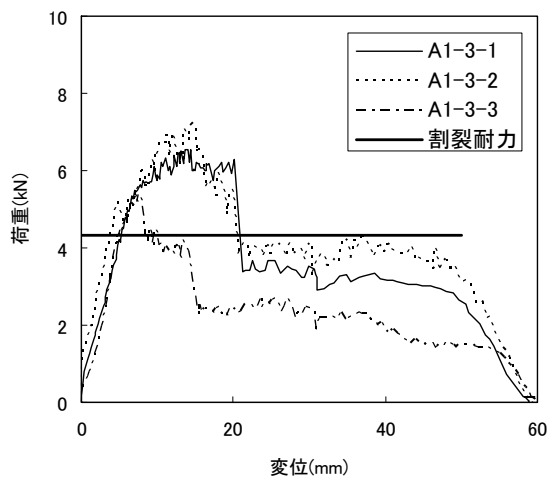


図 3.4.3-101 A1-3 における荷重と変位の関係

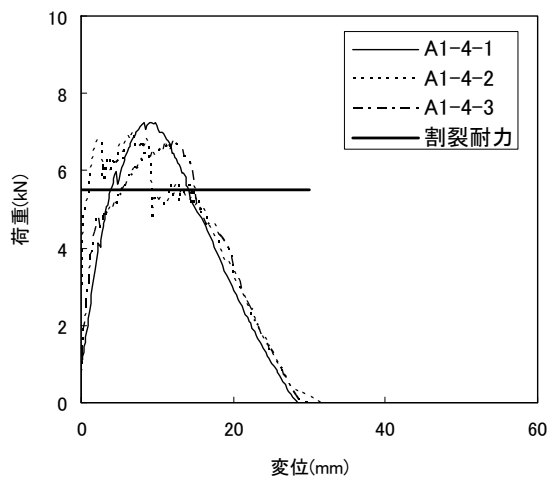


図 3.4.3-102 A1-4 における荷重と変位の関係

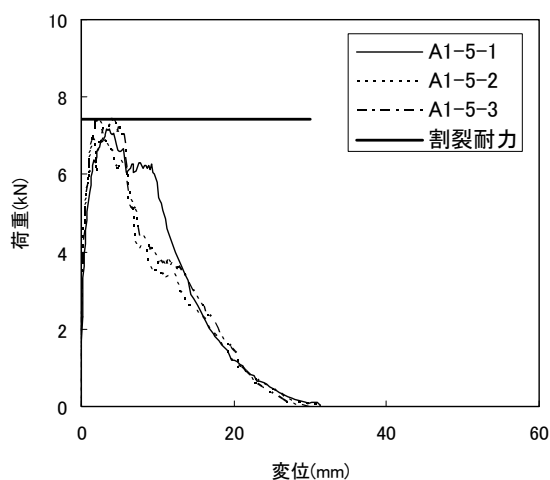


図 3.4.3-103 A1-5 における荷重と変位の関係

5) 腰掛け部分男木のせん断

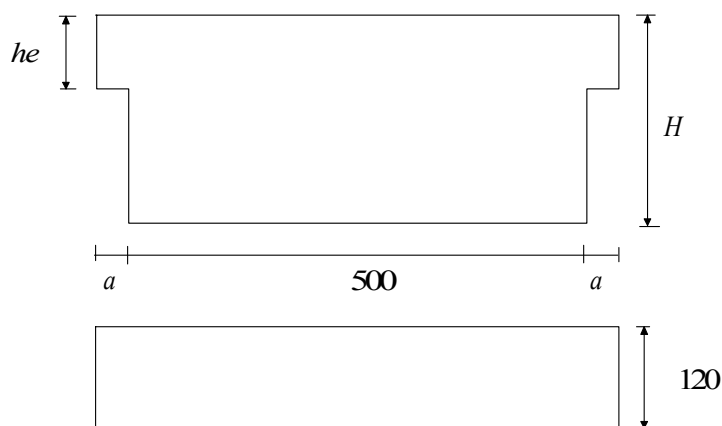


図 3.4.3-104 腰掛け継ぎ男木の形状

表 3.4.3-16 E1 試験体寸法

No.	H	he	a
E1-1	120	60	15
E1-2	180	90	15
E1-3	240	120	15
E1-4	300	150	15
E1-5	180	30	15
E1-6	180	60	15
E1-7	180	90	30
E1-8	180	120	30
E1-9	180	150	30
E1-10	180	90	15
E1-11	180	90	45
E1-12	180	90	60
E1-13	180	90	75

「A STUDY OF STRENGTH OF NOTCHED BEAMS、Per Johan

Gustafsson, CIB-W18A, 1988」における式を使う。評価式を以下に示す。

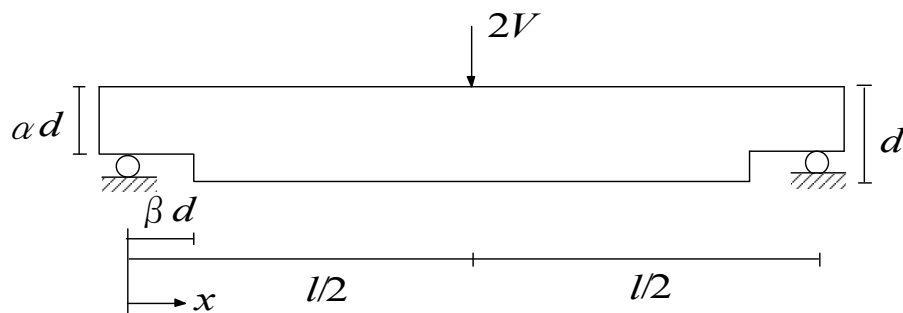


図 3.4.3105 文献における切り欠き材のせん断試験

$$\frac{V_f}{b(\alpha d)} = \frac{\sqrt{G_f/d}}{\sqrt{0.6(\alpha - \alpha^2)/G + \beta\sqrt{6(1/\alpha - \alpha^2)/E_0}}} \quad d = H, \quad \alpha = \frac{he}{H}, \quad \beta = \frac{a}{H} \quad (3.4.3-356)$$

実験は図 3.4.3-106 のように行なったので、 β をどのように考えるのかだが、 a をせい H で除した値をそのまま用いた。割裂耐力の推定値を表 3.4.3-17 に、また図 3.4.3-107～図 3.4.3-119 に実験値との比較を示した。これらの図を見ると、割裂耐力の推定値は実際に割裂すると考えられる値よりも推定値の方が小さいのではないと思われる。文献に示されている式 3.4.3-356 は、切り欠き部分の曲げたわみとせん断たわみを考慮して導き出されたものである。しかし、文献における図 3.4.3-105 と実験をおこなった図 3.4.3-106 を比べると、実験を行った方法では、曲げたわみはほとんど生じていると考えられる。そこで、式 3.4.3-356 から、曲げたわみに相当する部分、具体的には右辺分母の第二項を除いた式により割裂耐力を推定する方が適切と考えられる。そのようにして算出した割裂耐力の値も、図 3.4.3-107～図 3.4.3-119 に示してある。バラツキはあるが、せん断たわみのみを考慮した推定値の方が実験値に近いと思われる。

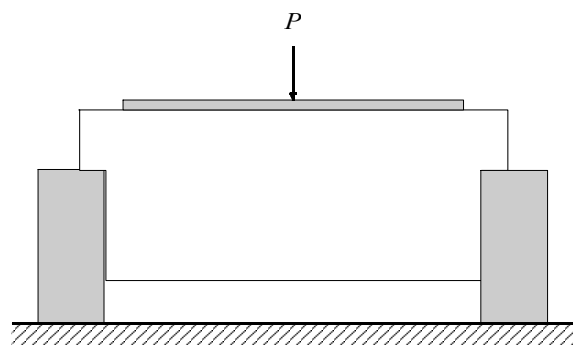


図 3.4.3-106 腰掛け継ぎ男木のせん断試験

表 3.4.3-17 割裂耐力の推定値

No.	H	he	a	α	β	b	割裂耐力 (kN)	割裂耐力(kN) (せん断のみ)
1	120	60	15	0.5	0.125	120	11.9	13.1
2	180	90	15	0.5	0.083	120	15.0	16.0
3	240	120	15	0.5	0.063	120	17.6	18.5
4	300	150	15	0.5	0.05	120	19.9	20.7
5	180	30	15	0.17	0.083	120	6.10	7.20
6	180	60	15	0.33	0.083	120	10.4	11.3

7	180	90	30	0.5	0.167	120	14.1	16.0
8	180	120	30	0.67	0.167	120	20.3	22.7
9	180	150	30	0.83	0.167	120	32.6	35.8
10	180	90	15	0.5	0.083	120	15.0	16.0
11	180	90	45	0.5	0.25	120	13.3	16.0
12	180	90	60	0.5	0.333	120	12.5	16.0
13	180	90	75	0.5	0.417	120	11.9	16.0

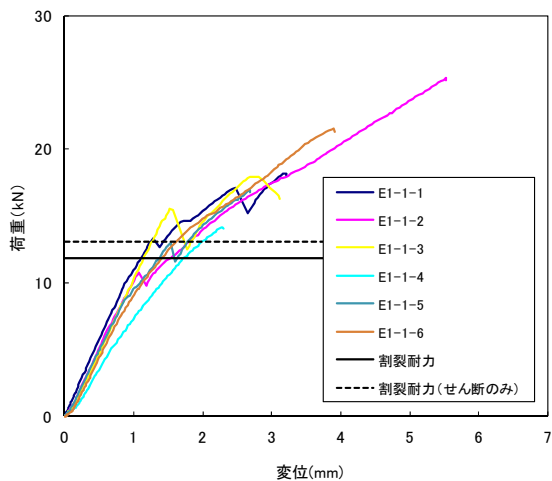


図 3.4.3-107 E1-1 における荷重と変位の関係

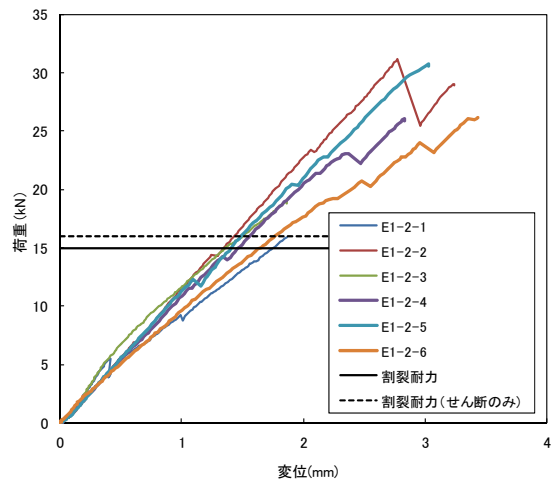


図 3.4.3-108 E1-2 における荷重と変位の関係

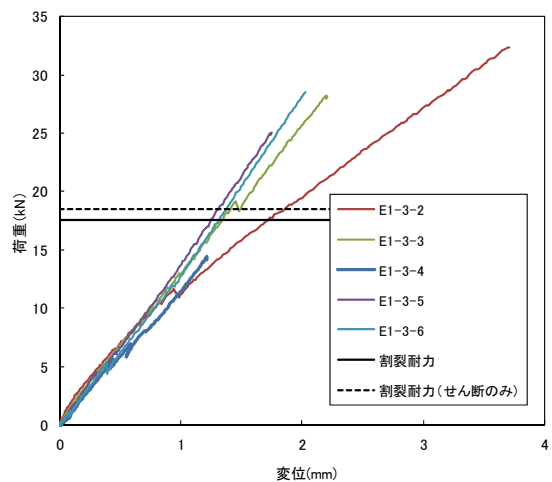


図 3.4.3-109 E1-3 における荷重と変位の関係

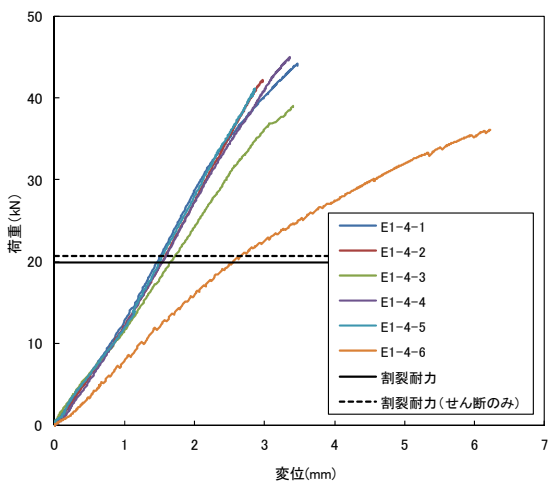


図 3.4.3-110 E1-4 における荷重と変位の関係

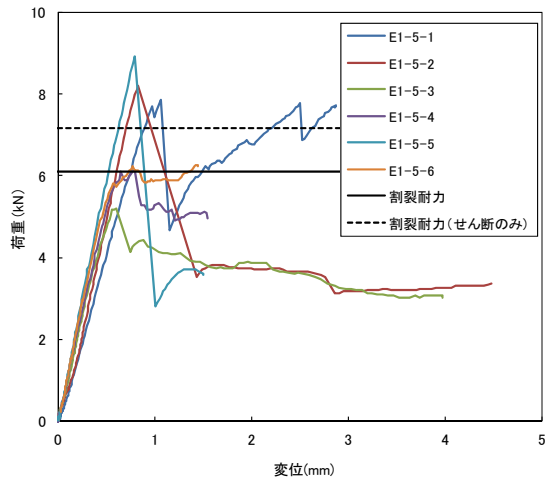


図 3.4.3-111 E1-5 における荷重と変位の関係

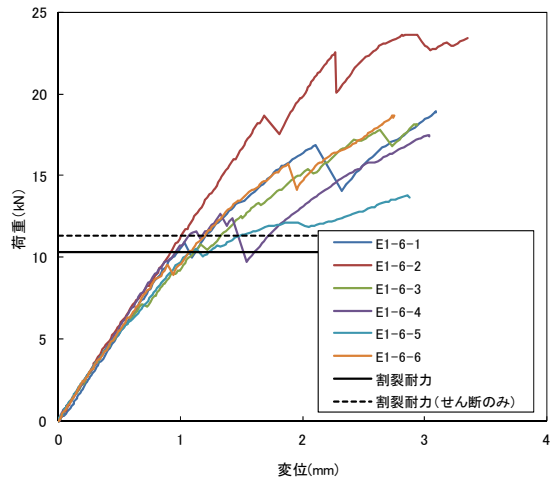


図 3.4.3-112 E1-6 における荷重と変位の関係

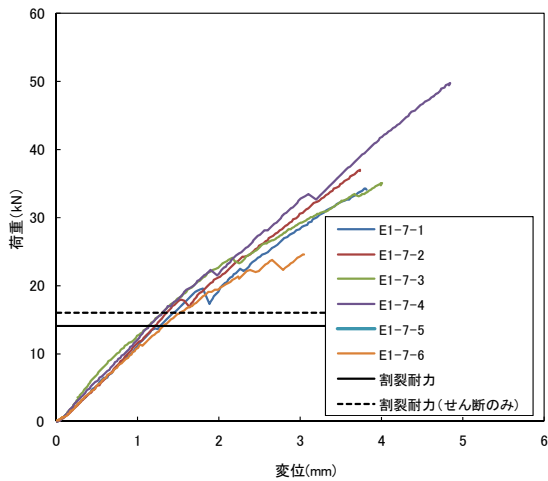


図 3.4.3-113 E1-7 における荷重と変位の関係

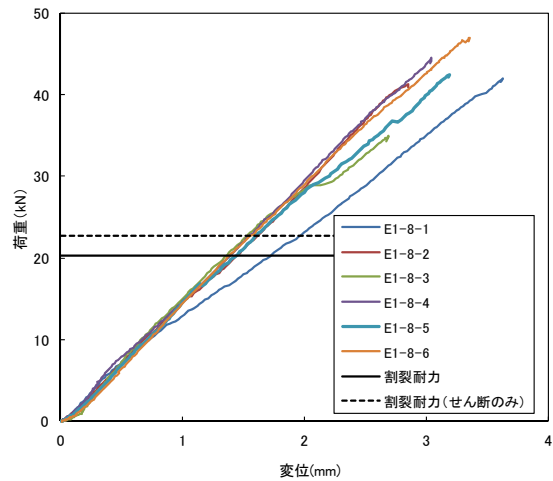


図 3.4.3-114 E1-8 における荷重と変位の関係

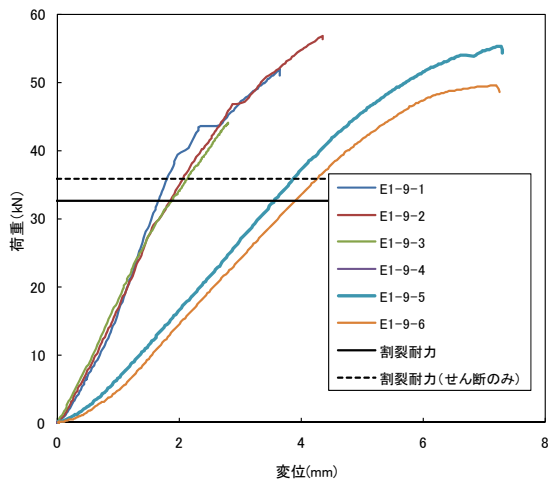


図 3.4.3-115 E1-9 における荷重と変位の関係

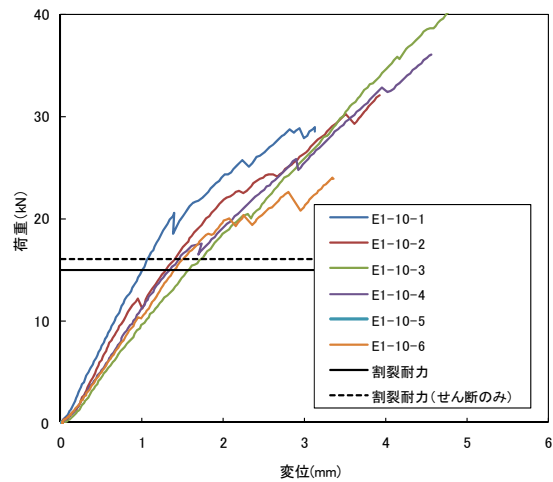


図 3.4.3-116 E1-10 における荷重と変位の関係

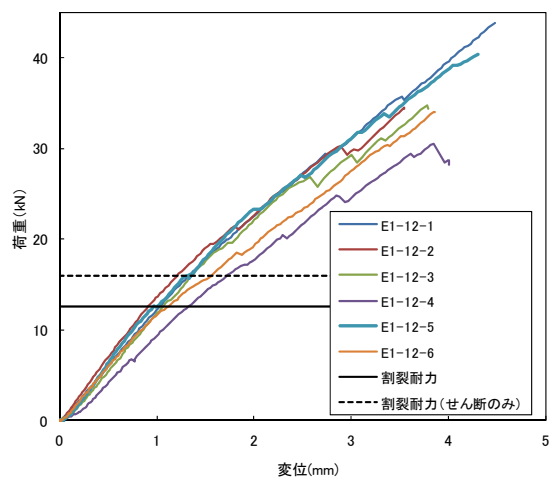
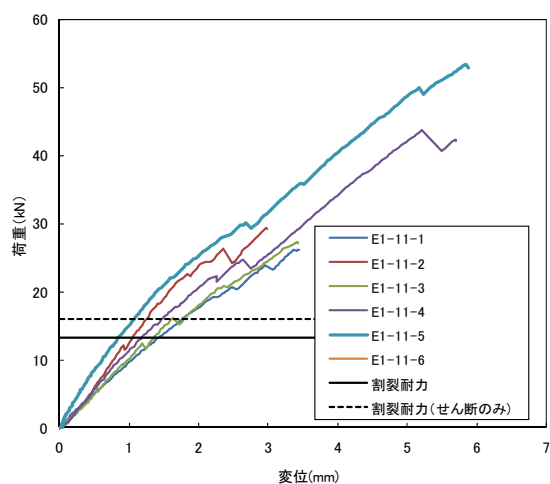


図 3.4.3-117 E1-11 における荷重と変位の関係

図 3.4.3-118 E1-12 における荷重と変位の関係

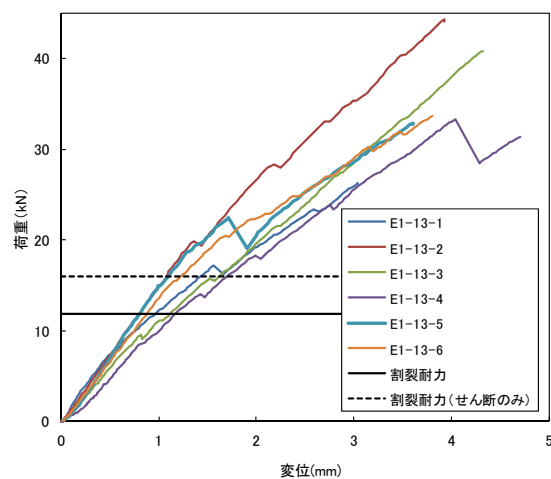


図 3.4.3-119 E1-13 における荷重と変位の関係

6) 長ホゾ込み栓打ちの引張り

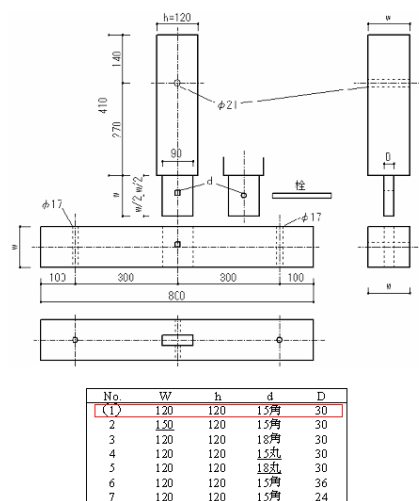


図 3.4.3-120 長ホゾ込み栓打ちの形状

① 評価式の考え方

[†]Evaluation of perpendicular to grain failure of beams caused by concentrated loads of joints, T.C.M. van

der Put, A.J.M. Leijten, Proceedings of 33rd CIB-W18, paper 33-7-7, August 2000.]
 などを使う。評価式を以下に示す。

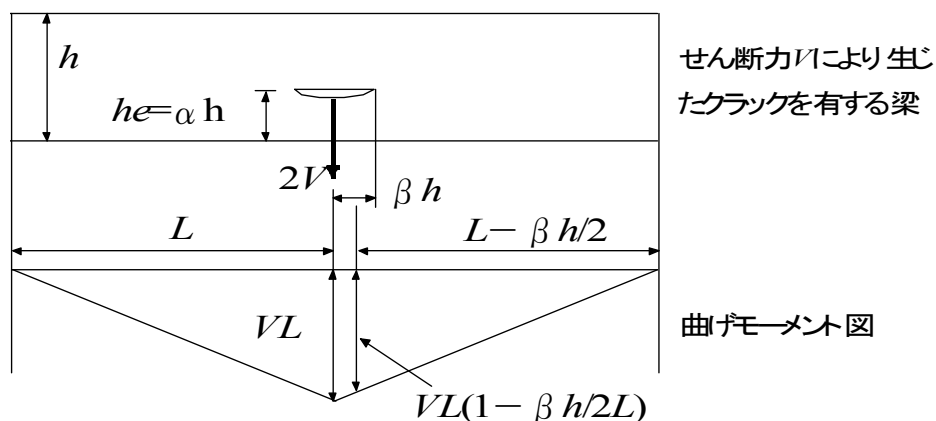


図 3.4.3-121 割裂の模式図

$$\frac{V_f}{bah} = \frac{\sqrt{GG_f/h}}{\sqrt{0.6\alpha(1-\alpha)}} \quad (3.4.3-357)$$

b については、土台幅(W)からホゾの幅(D)を引いた値を用いた。図 3.4.3-122～図 3.4.3-128 に推定値と実験値の比較を示した。実験値に比べ、少し大きめの値である。この理由は、栓がめり込んでいるためと考えられる。

表 3.4.3-18 I3 におけるパラメータと推定値

No.	W	h	d	D	he	α	b=W-D	割裂耐力(kN)
I3-1	120	120	15	30	60	0.5	90	12.67
I3-2	150	120	15	30	75	0.5	120	18.89
I3-3	120	120	18	30	60	0.5	90	12.67
I3-4	120	120	15	30	60	0.5	90	12.67
I3-5	120	120	18	30	60	0.5	90	12.67
I3-6	120	120	15	36	60	0.5	84	11.83
I3-7	120	120	15	24	60	0.5	96	13.52

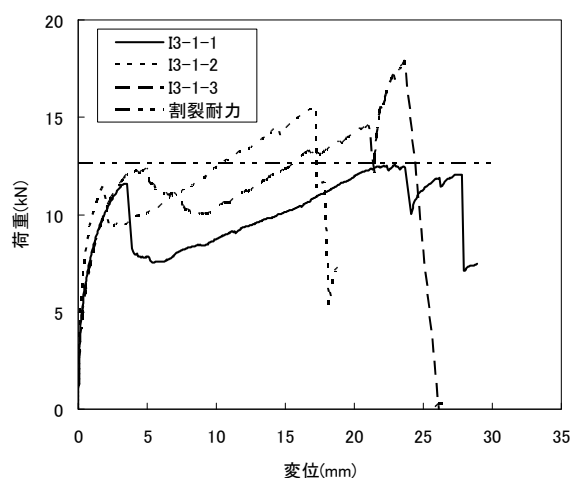


図 3.4.3-122 I3-1 における荷重と変位の関係

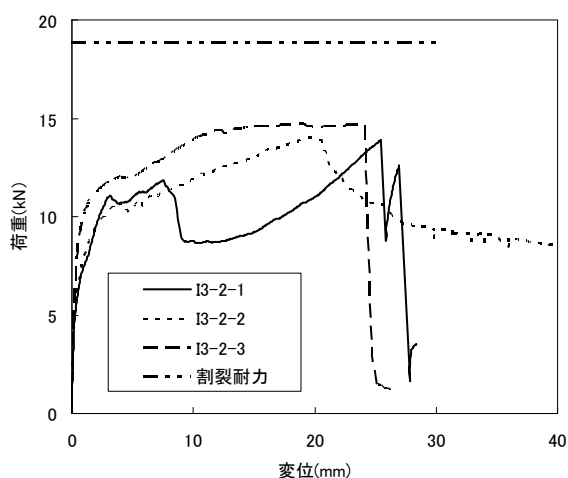


図 3.4.3-123 I3-2 における荷重と変位の関係

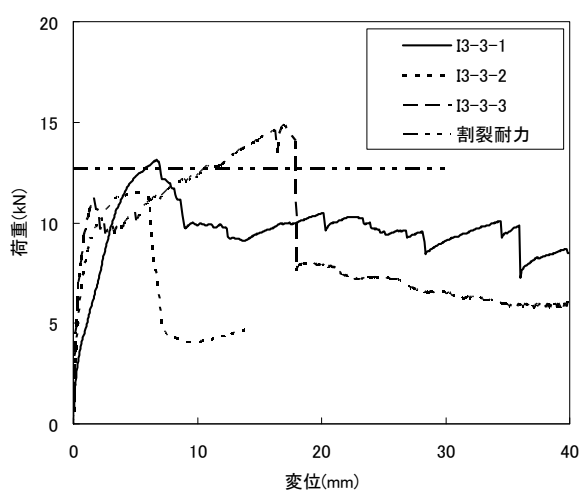


図 3.4.3-124 I3-3 における荷重と変位の関係

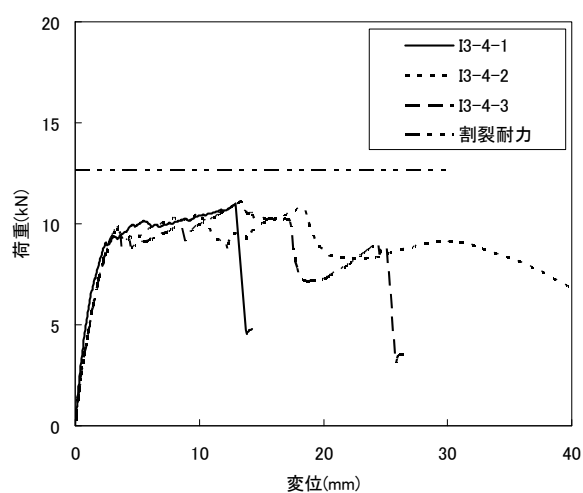


図 3.4.3-125 I3-4 における荷重と変位の関係

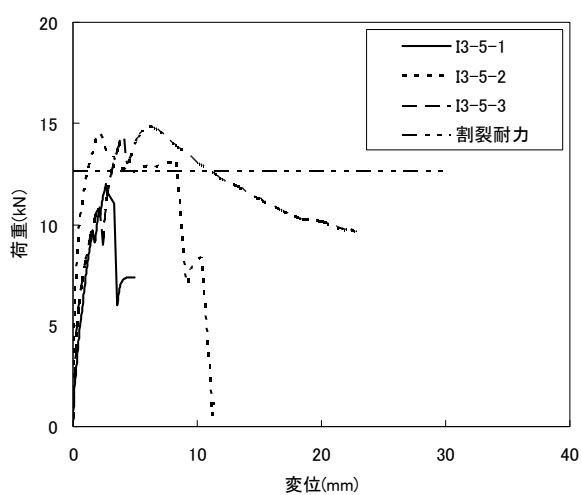


図 3.4.3-126 I3-5 における荷重と変位の関係

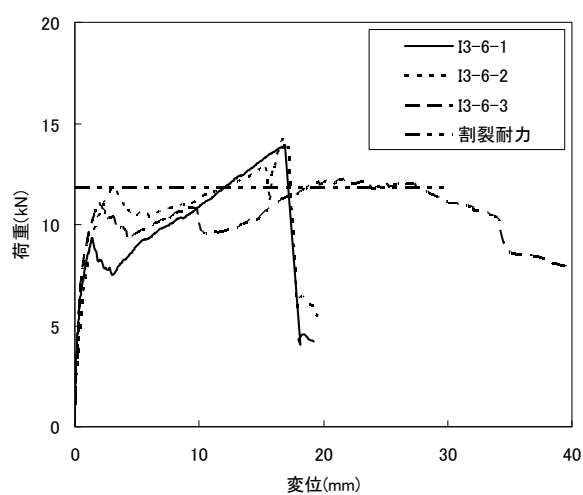


図 3.4.3-127 I3-6 における荷重と変位の関係

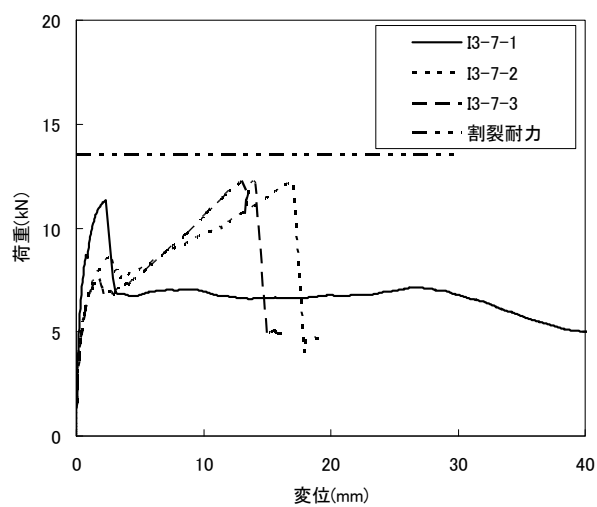


図 3.4.3-128 I3-7 における荷重と変位の関係

7) 追掛継ぎの曲げ

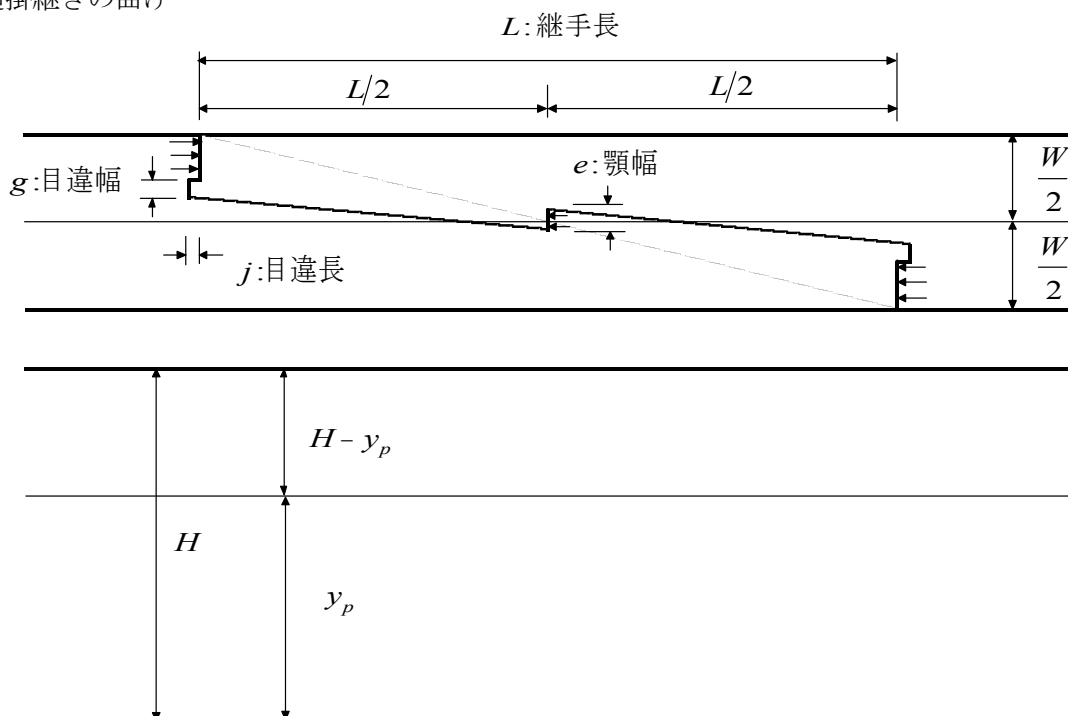


図 3.4.3-129 追掛継ぎの形状

表 3.4.3-19 追掛継ぎの形状

樹種	試験体名	寸法							
		W	H	e	L	g	w	yp	yp/H
ベイマツ	DH120-e15-L300	120	120	15	303	15	45	85.2	0.71
	DH180-e15-L300	120	180	15	303	15	45	128	0.71
	DH240-e15-L300	120	240	15	303	15	45	170	0.71
	DH300-e15-L300	120	300	15	303	15	45	213	0.71
	DH180-e30-L300	120	180	30	303	15	45	114	0.63
	DH180-e45-L300	120	180	45	303	15	45	105	0.59
	DH180-e60-L300	120	180	60	303	15	45	99.1	0.55
	DH180-e15-L180	120	180	15	182	15	45	128	0.71
	DH180-e15-L450	120	180	15	455	15	45	128	0.71
スギ	CH120-e15-L300	120	120	15	303	15	45	85.2	0.71
	CH180-e15-L300	120	180	15	303	15	45	128	0.71
	CH240-e15-L300	120	240	15	303	15	45	170	0.71
	CH300-e15-L300	120	300	15	303	15	45	213	0.71
	CH180-e30-L300	120	180	30	303	15	45	114	0.63
	CH180-e45-L300	120	180	45	303	15	45	105	0.59
	CH180-e60-L300	120	180	60	303	15	45	99.1	0.55
	CH180-e15-L180	120	180	15	182	15	45	128	0.71
	CH180-e15-L450	120	180	15	455	15	45	128	0.71

① 評価式の考え方

これまでのせん断力による割裂ではなく、追掛継ではモーメントによる割裂を考えるため、モーメントによるポテンシャルエネルギーを用いる。つまり、モーメント M が一定で、 M_f に達したとき割裂により回転角 θ が増加したとすると、これまでと同様に考えれば、次式が得られる。ただし、 Δx は割裂長さである。

$$\frac{1}{2}M_f^2\Delta\left(\frac{\theta}{M}\right)=G_fb\Delta x \quad (3.4.3-358)$$

$\Delta x \rightarrow 0$ の極限を考えれば、次式となる。

$$M_f = \sqrt{\frac{2G_fb\Delta x}{\Delta(\theta/M)}} = \sqrt{\frac{2G_fb}{\frac{\partial(\theta/M)}{\partial x}}} \quad (3.4.3-359)$$

したがって、 $\frac{\partial(\theta/M)}{\partial x}$ を求める必要がある。

胴付部で割裂が生じる前は、図 3.4.3-130 に示すせい H 全体に摩擦力(せん断力 V_f) が加わっていたが、割裂が生じた後は、割裂から上の部分に加わると考える。したがって、割裂が生じる前後の変位の差 $\Delta\delta$ から、 $\Delta\theta$ を求める。同図より、

$$\Delta\theta = \frac{\Delta\delta}{L} \quad (3.4.3-360)$$

と算定できる。胴付部の幅を b とし、 $I_1=bH^3/12$ 、 $I_2=ba^3/12$ とすれば、 $\Delta\delta$ は、次式で求めることができる。ただし、割裂は中立軸の位置で生じると仮定する。

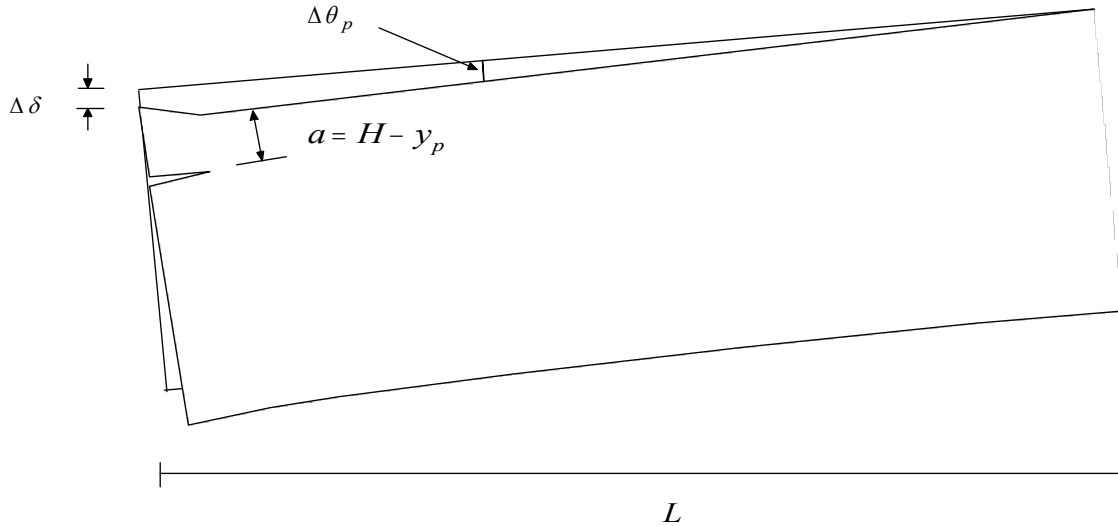


図 3.4.3-130 追掛継ぎの割裂における模式図

$$\Delta\delta = \left\{ \frac{1.2}{Gb} \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \Delta x + \frac{\Delta x^3}{3E} \left(\frac{1}{I_2} - \frac{1}{I_1} \right) \right\} \cdot V_f \quad (3.4.3-361)$$

また、せん断力 V_f は文献より、 μ を摩擦係数、 k_E を繊維方向の面圧剛性とすれば、次式で表わされる。

$$V_f = \frac{\mu N_U L}{2} = \frac{\mu}{2} \frac{1}{2} \frac{k_E \theta}{2} (W - 2g)(H - y_p)^2 \quad (3.4.3-362)$$

したがって、

$$\Delta\theta = \frac{\Delta\delta}{L} = \left\{ \frac{1.2}{Gb} \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \Delta x + \frac{\Delta x^3}{3E} \left(\frac{1}{I_2} - \frac{1}{I_1} \right) \right\} \cdot \frac{1}{L} \cdot \frac{\mu k_E \theta}{8} (W - 2g)(H - y_p)^2 \quad (3.4.3-363)$$

が得られる。また、文献 1) より、次式が得られている。

$$M = \frac{k_E \theta \{4ey_p^3 + 4(W-2g)(H-y_p)^3 + 3\mu L(W-2g)(H-y_p)^2\}}{24} \quad (3.4.3-364)$$

よって、

$$k_E \theta = \frac{24}{\{4ey_p^3 + 4(W-2g)(H-y_p)^3 + 3\mu L(W-2g)(H-y_p)^2\}} M = AM \quad (3.4.3-365)$$

となるので、これを上式に代入すると、次式が得られる。

$$\Delta\theta = \left\{ \frac{1.2}{Gb} \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \Delta x + \frac{\Delta x^3}{3E} \left(\frac{1}{I_2} - \frac{1}{I_1} \right) \right\} \cdot \frac{1}{L} \cdot \frac{\mu AM}{8} (W-2g)(H-y_p)^2 \quad (3.4.3-366)$$

$$\frac{\Delta\theta}{M} = \left\{ \frac{1.2}{Gb} \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \Delta x + \frac{\Delta x^3}{3E} \left(\frac{1}{I_2} - \frac{1}{I_1} \right) \right\} \cdot \frac{1}{L} \cdot \frac{\mu A}{8} (W-2g)(H-y_p)^2 \quad (3.4.3-367)$$

よって、

$$\frac{\partial(\theta/M)}{\partial x} = \left\{ \frac{1.2}{Gb} \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) + \frac{3\Delta x^2}{3E} \left(\frac{1}{I_2} - \frac{1}{I_1} \right) \right\} \cdot \frac{1}{L} \cdot \frac{\mu A}{8} (W-2g)(H-y_p)^2 \quad (3.4.3-368)$$

$\Delta x \rightarrow 0$ の極限を考えれば、次式となる

$$\frac{\partial(\theta/M)}{\partial x} = \frac{1.2}{Gb} \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \cdot \frac{1}{L} \cdot \frac{\mu A}{8} (W-2g)(H-y_p)^2 \quad (3.4.3-369)$$

これより、割裂を生じるモーメント M_f は次式で得られる。

$$\begin{aligned} M_f &= \sqrt{\frac{2G_f b}{\frac{\partial(\theta/M)}{\partial x}}} \\ &= \sqrt{\frac{2G_f b}{\frac{1.2}{Gb} \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \cdot \frac{1}{L} \cdot \frac{\mu A}{8} (W-2g)(H-y_p)^2}} \\ &= 4b \sqrt{\frac{G_f GL}{1.2 \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \cdot \mu A \cdot (W-2g)(H-y_p)^2}} \end{aligned} \quad (3.4.3-370)$$

文献 1) より割裂が生じた試験体における割裂モーメントの実験値と推定値の比較を表に示した。
また、次ページ以降にグラフを示した。

表 3.4.3-20 追掛継ぎの形状

樹種	試験体名	寸法							割裂モーメント(kN・m)		
		W	H	e	L	g	w	yp	平均値 M_{fa}	推定値 M_{fe}	M_{fe}/M_{fa}
ベイマツ	DH120-e15-L300	120	120	15	303	15	45	85.2	1.60	2.29	1.43
	DH180-e15-L300	120	180	15	303	15	45	127.8	3.10	3.18	1.02
	DH240-e15-L300	120	240	15	303	15	45	170.4	4.81	4.06	0.84
	DH300-e15-L300	120	300	15	303	15	45	213	6.85	4.93	0.72
	DH180-e30-L300	120	180	30	303	15	45	114.1	3.48	3.78	1.09
	DH180-e45-L300	120	180	45	303	15	45	105.4	3.47	4.19	1.21
	DH180-e60-L300	120	180	60	303	15	45	99.1	3.01	4.50	1.49
	DH180-e15-L180	120	180	15	182	15	45	127.8	3.87	2.29	0.59
	DH180-e15-L450	120	180	15	455	15	45	127.8	3.70	4.21	1.14
スギ	CH120-e15-L300	120	120	15	303	15	45	85.2	1.64	1.87	1.14
	CH180-e15-L300	120	180	15	303	15	45	127.8	3.28	2.59	0.79
	CH240-e15-L300	120	240	15	303	15	45	170.4	4.80	3.31	0.69
	CH300-e15-L300	120	300	15	303	15	45	213	7.88	4.02	0.51
	CH180-e30-L300	120	180	30	303	15	45	114.1	2.86	3.08	1.08
	CH180-e45-L300	120	180	45	303	15	45	105.4	3.44	3.41	0.99
	CH180-e60-L300	120	180	60	303	15	45	99.1	2.60	3.67	1.41
	CH180-e15-L180	120	180	15	182	15	45	127.8	2.50	1.87	0.75
	CH180-e15-L450	120	180	15	455	15	45	127.8	3.44	3.44	1.00

8) 金輪継ぎの曲げ

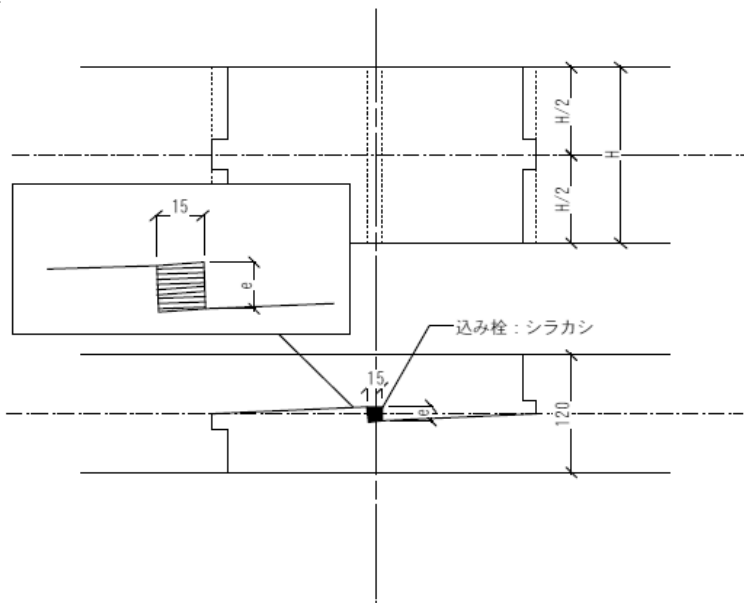


図 3.4.3-131 金輪継ぎの形状

表 3.4.3-21 追掛継ぎの形状

No.	e	H	L
D2-1	15	180	300
D2-2	30	180	300
D2-3	45	180	300
D2-4	30	300	300
D2-5	30	180	450

① 評価式の考え方

追掛継ぎと同様であるが、目違いのへそのめり込みが加わる。詳細は、(7)D1 追掛け大栓継ぎの曲げに関する評価式を参照していただきたい。実験値との比較を次ページの図に示した。ただし、回転角はどのように算出しているのか分らずプロットしたので、縦軸のモーメントを見ていただきたい。割裂荷重が分らないが、推定値はかなり低めであると思われる。

$$M = \frac{k_E \theta \{ 4ey_p^3 + 4(W-2g)(H-y_p)^3 + 3\mu L(W-2g)(H-y_p)^2 \}}{24} + \frac{k' \theta jWL^2}{8} \quad (3.4.3-371)$$

$k' = \frac{k_E}{3.4}$ より、次式が得られる。

$$k_E \theta = \frac{1}{\frac{4ey_p^3 + 4(W-2g)(H-y_p)^3 + 3\mu L(W-2g)(H-y_p)^2}{24} + \frac{jWL^2}{8 \times 3.4}} M = BM \quad (3.4.3-372)$$

よって、割裂を生じるモーメント M_f は次式で得られる。

$$M_f = 4b \sqrt{\frac{G_f GL}{1.2 \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \cdot \mu B \cdot (W-2g)(H-y_p)^2}} \quad (3.4.3-373)$$

9) 追掛大栓継ぎ

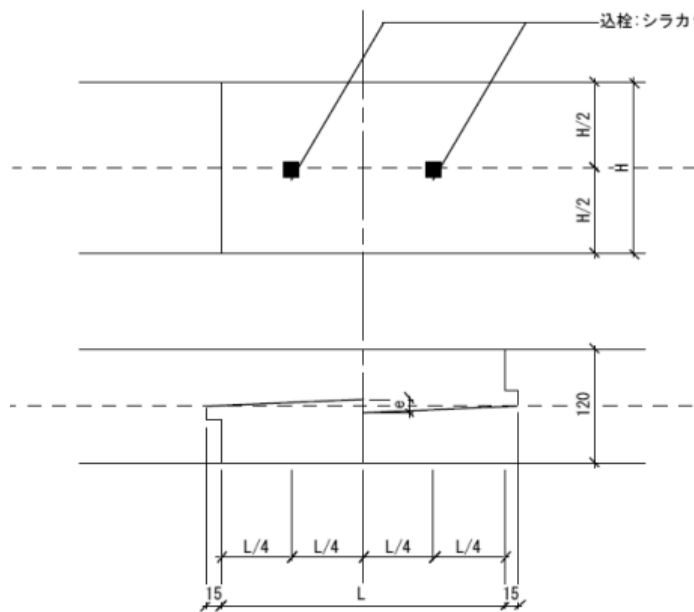


表 3.4.3-22 追掛大栓継ぎの形状

No.	e	H	L	込み栓
D1-11	15	180	300	15 角
D1-12	15	180	300	24 角
D1-13	15	180	300	15 丸
D1-14	15	180	300	24 丸
D1-15	15	180	450	15 角
D1-16	15	180	180	15 角

図 3.4.3-132 追掛大栓継ぎの形状

① 評価式の考え方

追掛継ぎおよび金輪継ぎと同様であるが、込み栓のめり込みが加わる。詳細は、(8) D2 金輪継ぎの曲げに関する評価式を参照していただきたい。

$$M = \frac{k_E \theta \{ 4ey_p^3 + 4(W-2g)(H-y_p)^3 + 3\mu L(W-2g)(H-y_p)^2 \}}{24} + \frac{k_{s2} L^2}{8} \quad (3.4.3-374)$$

k_{s2} は、込み栓繊維方向のすべり係数であるが、これは実験により求める。

$$k_E \theta = \frac{1}{\frac{4ey_p^3 + 4(W-2g)(H-y_p)^3 + 3\mu L(W-2g)(H-y_p)^2}{24} + \frac{k_{s2}L^2}{8}} M = BM \quad (3.4.3-375)$$

よって、割裂を生じるモーメント M_f は次式で得られる。

$$M_f = 4b \sqrt{\frac{G_f GL}{1.2 \left(\frac{1}{a} - \frac{1}{H} \right) \cdot \mu B \cdot (W-2g)(H-y_p)^2}} \quad (3.4.3-376)$$

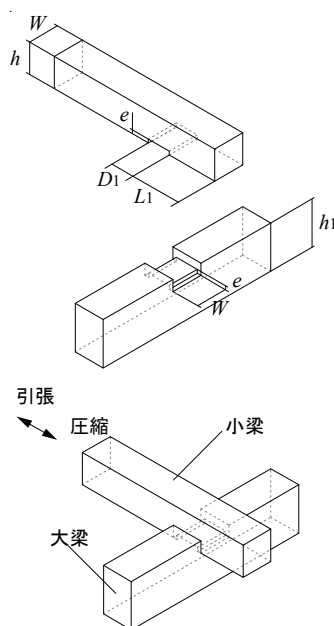
文献

1) 小林良洋: 追掛継の回転剛性と曲げ耐力に関する研究、東京大学大学院農学生命科学研究科学位論文、2012年3月。

(31) F1 渡り腮の引張りに関する評価式

1) システム模式図

大梁と小梁の接合であるが、ここでは小梁端部における小梁の軸方向力に対する接合性能について取り上げる。小梁に限ってみれば単純な相欠き形状をしており、腮の深さ $e \times$ 小梁幅 W で大梁と接触する。力の伝達は大梁側における eW の面積のめり込み抵抗による。引張力作用時には小梁腮部から端部まで(距離 L_1)の間で小梁のせん断破壊を生じることもある。



W : 小梁幅
 h : 小梁せい
 e : 小梁腮深さ
 L_1 : 小梁腮部・端部間長さ
 D_1 : 大梁の欠き込み後の仕口幅
 h_1 : 小梁下面位置からの大梁せい

図 3.4.3-133 接合部の模式図

2) 設計情報

① 適用範囲

以下では図 3.4.3-133 中の記号を用いる。各変数の寸法は任意だが、各変数間が次の比率の関係内であるものとする。

- ① $e > 15\text{mm}$ かつ $h/6 < e < h/2$
 ② $D_1 > 2e$
 ③ $L_1 > 6e$

②剛性評価式

- a) 圧縮剛性 K_c
 b) 引張剛性 K_t

$$\text{a) } K_c = \frac{2}{3} K_{cv} \quad (\text{圧縮剛性簡易評価式}) \quad (3.4.3-377)$$

$$K_{cv} = \frac{1}{50} \frac{WeC_{xm}C_yE_{02}}{D_1} \quad (3.4.3-378)$$

$$C_{xm} = 1 + \frac{4D_1}{3W}, \quad C_y = 1 + \frac{2D_1}{3ne} \quad (3.4.3-379)$$

E_{02} : 大梁の繊維方向ヤング率

n : 繊維直交方向の置換係数 (スギの場合 $n=5$)

真のめり込み圧縮剛性 K_{cv} の計算には等変位めり込み式を用いる。通常の場合、大梁の軸方向左右余長、直交方向余長はそれぞれ $1.5 D_1$ 、 $0.5 e$ 以上を満足しており、 C_x 、 C_y の計算には余長が十分な場合の条件式を用いて良い。直交方向の余長は片側のみに存在する。

K_{cv} は、実験値の圧縮剛性より高い剛性を与える。これは部分的に力を負担する大梁に横せん断変形が生じること、圧縮力作用線と面圧抵抗力作用線がずれているため、モーメントによる部材の面外方向への変形が生じること、などの付加的な変形要素の存在が考えられる。

ここでは上記を勘案し、圧縮剛性 K_c は K_{cv} に低減係数として $2/3$ を乗じて定めた。

なお、大梁の横せん断変形を考慮し、次式によって K_c を求めても良い。

$$K_c = \frac{K_{cv}K_{gc}}{K_{cv} + K_{gc}} \quad (\text{圧縮剛性詳細評価式}) \quad (3.4.3-380)$$

$$K_{gc} = \frac{4h_1WG_{902}}{e} = \frac{h_1WE_{02}}{75e} \quad (3.4.3-381)$$

G_{902} : 大梁の繊維直交方向せん断弾性係数 $G_{902} = G_{02}/20 = E_{02}/300$ とする。

$$\text{b) } K_t = \frac{1}{2} K_{cv} \quad (\text{引張剛性簡易評価式}) \quad (3.4.3-382)$$

引張に対する抵抗メカニズムは圧縮の場合と同様であるが、小梁に作用する軸力作用線と接触部の圧縮力作用線のずれによるモーメントの影響を圧縮側に比べてさらに受けやすい。このため圧縮側と比べてさらに小さな低減係数 ($1/2$) を乗じた。

なお、梁のせん断変形を考慮し、次式によって K_t を求めても良い。引張に対する場合、大梁の横せん断変形に加えて小梁のせん断変形を考慮し直列バネとして考える。

$$K_t = \frac{K_{cv} K_{gt}}{K_{cv} + K_{gt}} \quad (\text{引張剛性詳細評価式}) \quad (3.4.3-383)$$

$$K_{gt} = \frac{4h_1 l_1 W^2 G_{01} G_{902}}{(h_1 G_{902} + l_1 G_{01}) e W} = \frac{4h_1 l_1 W^2 E_{01} E_{02}}{(15h_1 E_{02} + 300l_1 E_{01}) e W} \quad (3.4.3-384)$$

G_{01} : 小梁の繊維方向せん断弾性係数 $G_{01} = E_{01} / 15$

③ 降伏・終局耐力評価式

- a) 圧縮降伏耐力 P_{yc}
- b) 引張降伏耐力 P_{yt}
- c) 引張終局耐力 P_{ut}

$$a) P_{yc} = \frac{4}{5} W e F_{cv2} \sqrt{\frac{C_y}{C_{ym}}} \quad (\text{圧縮降伏耐力評価式}) \quad (3.4.3-385)$$

$$C_y = 1 + \frac{2D_1}{3ne}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4D_1}{3ne} \quad (3.4.3-386)$$

F_{cv2} : 大梁の部分横圧縮強度

$K_{c2} = \frac{3}{17} K_c$: 圧縮降伏後の 2 次剛性

めり込み基準式より、

$$P_{yc} = K_{cv} \delta_y = \frac{4}{5} W e F_{cv2} \sqrt{\frac{C_y}{C_{ym}}} \quad (3.4.3-387)$$

$$\delta_y = \frac{D_1 F_{E2}}{E_{902} \sqrt{C_x C_{xm} C_y C_{ym}}} = \frac{40 D_1 F_{cv2}}{E_{02} C_{xm} \sqrt{C_y C_{ym}}} \quad (3.4.3-388)$$

$$K_{c2} = \frac{2}{17} K_{cv} = \frac{3}{17} K_c \quad : \text{圧縮降伏後の 2 次剛性} \quad (3.4.3-389)$$

圧縮降伏耐力 P_{yc} は、大梁の横せん断変形を無視し、めり込み降伏変位にめり込み剛性 K_{cv} を乗じて得られる。降伏耐力に達した後は、剛性を低減し、更に耐力増加を生じる。2 次剛性については K_c のうち、 K_{cv} に関する成分のみが 1/8 に低下すると仮定し、簡易評価式である $K_c = 2K_{cv}/3$ の関係から定まる。

$$b) P_{yt} = P_{ycv}$$

$$K_{t2} = \frac{1}{9} K_{cv} = \frac{2}{9} K_t \quad : \text{引張降伏後の 2 次剛性}$$

$$P_{yt} = P_{ycv} = \frac{4}{5} WeF_{cv2} \sqrt{\frac{C_y}{C_{ym}}} \quad (\text{引張降伏耐力評価式}) \quad (3.4.3-390)$$

$$C_y = 1 + \frac{2D_1}{3ne}, \quad C_{ym} = 1 + \frac{4D_1}{3ne} \quad (3.4.3-391)$$

$$K_{t2} = \frac{1}{9} K_{cv} = \frac{2}{9} K_t \quad : \text{引張降伏後の2次剛性} \quad (3.4.3-392)$$

引張降伏耐力 P_{yt} は、圧縮降伏耐力に等しい。降伏耐力に達した後は、剛性を低減し、更に耐力増加を生じる。2次剛性については K_t のうち、 K_{cv} に関する成分のみが $1/8$ に低下すると仮定し、簡易評価式である $K_t = K_{cv}/2$ の関係から定まる。

$c) \quad P_{ut} = \frac{1}{2} \times WL_1 F_{s1} \quad (\text{引張終局耐力評価式}) \quad (3.4.3-393)$ F_{s1} : 小梁の基準せん断強度

引張最大耐力は小梁腮部のせん断耐力に達したときに決定される。通常せん断耐力は断面積にせん断強度を乗じて求めるが、実験事実では危険側の推定となる。これは渡り腮では圧縮と引張の作用線に大きくずれてせん断力が作用するため、腮の切り込み部にモーメントによる横引張力が作用し、これがせん断強度を引き下げるためであると推定される。これを適切に評価する方法が無いため、ここでは低減係数として $1/2$ を乗じた。

せん断では脆性的な破壊を生じるため、これ以降の変形性能は認めない。

④ 終局変位

引張側について、最大耐力 P_{ut} に達したときの変位とする。

$a) \quad P_{ut} < P_{yt} \text{ の場合 : } \quad \delta_u = \frac{P_{ut}}{K_t}$ $b) \quad P_{ut} > P_{yt} \text{ の場合 : } \quad \delta_u = \frac{9P_{ut} - 7P_{yt}}{2K_t} < 10\text{mm}$

圧縮側について、大変形になると渡り腮部が圧縮によって崩れ、仕口が外れるように挙動するため、最大変位を 10mm とする。

(32) H1 通し貫(略鎌継ぎ)の引張りに関する評価式

1) システム模式図

柱の双方から差し込む通し貫で、柱中央で略鎌により接合されている。略鎌の落とし代を埋め、部材を密着させるために楔を打ち込む。柱には貫を落とし込みする欠き込みは設けない。

ここでは引張性能について取り上げる。略鎌部分の噛み合わせで引張力に抵抗する機構である。

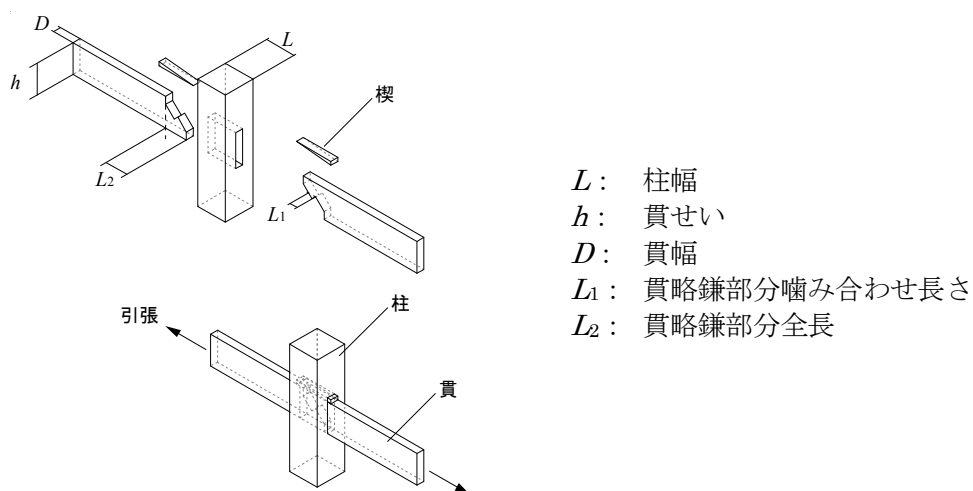


図 3.4.3-134 接合部の模式図

2) 設計情報

① 適用範囲

以下では図 3.4.3-134 中の記号を用いる。各変数の寸法は任意だが、各変数間が次の比率の関係内であるものとする。

$$D < L/2, 1/2 < h/L < 2, L_1 > 30\text{mm}, 0.5L < L_2 < 2L$$

継ぎ手の鼻端部が楔によって押さえ込まれていることを前提とし、顎部分に十分な引っかけり代があり、かつ過大過ぎないこと(顎の引っかけり高さと L_1 の比が 1.5・3 程度とする)。

② 最大耐力 P_u

略鎌顎部分のせん断破壊により、大きな耐力は期待出来ず、極めて脆性的な挙動を示す。非常に小さい変形で破壊を生じるため、剛性は定義しない。

$$P_u = DL_1 F_{sb} \quad (3.4.3-394)$$

F_{sb} : 貫の基準せん断強度

通し貫(略鎌継ぎ)の引張に対する抵抗は基本的に略鎌顎部分の引っかけりによって定まる。破壊形態は顎部分の繊維に沿ったせん断破壊である。楔は耐力には直接寄与しないが、顎部分のはずれを防止するために必要な要素である。

3) 算定値と試験結果との比較

① 試験体パラメータと入力値

表 3.4.3-23 H1 パラメータ (mm)、(N/mm²)

No.	D	h	L	L_1	樹種	F_{sb}
H1	30	120	120	30	スギ	1.8

3.5 要素実験に基づく設計用土壁復元力特性（土壁WG）

3.5.1 2012 年度土壁要素実験

2012 年度には、設計法作成に向けてさまざまな土壁の復元力特性を補完するため、壁高さや壁厚さの異なる全面壁について面内せん断加力実験を行った。

(1) 壁高さの異なる全面壁

1) 土台仕様

2010 年度に実施した 2730mm の MWD-2 を基準として、地域性や利用箇所による壁高さの違いの影響を明らかにするため、2012 年度には、壁長さ 2P(柱芯々距離 1820mm)、壁高さが土台桁芯々距離で 2100mm および 3600mm に増減させた試験体について実大実験を行った。試験体図面を図 3.5.1-1 に示す。壁高さが 3600mm の試験体(せいの高い試験体 MWD-2H)は、貫 4 段を標準として 3 体、比較のために貫が 5 段のものと 3 段のものをそれぞれ 1 体ずつ、壁高さが 2100mm の試験体(せいの低い試験体 MWD-2L)を 3 体、合計 8 体の試験体を用意した。試験体名称と仕様、試験体数などを表 3.5.1-1 に示す。

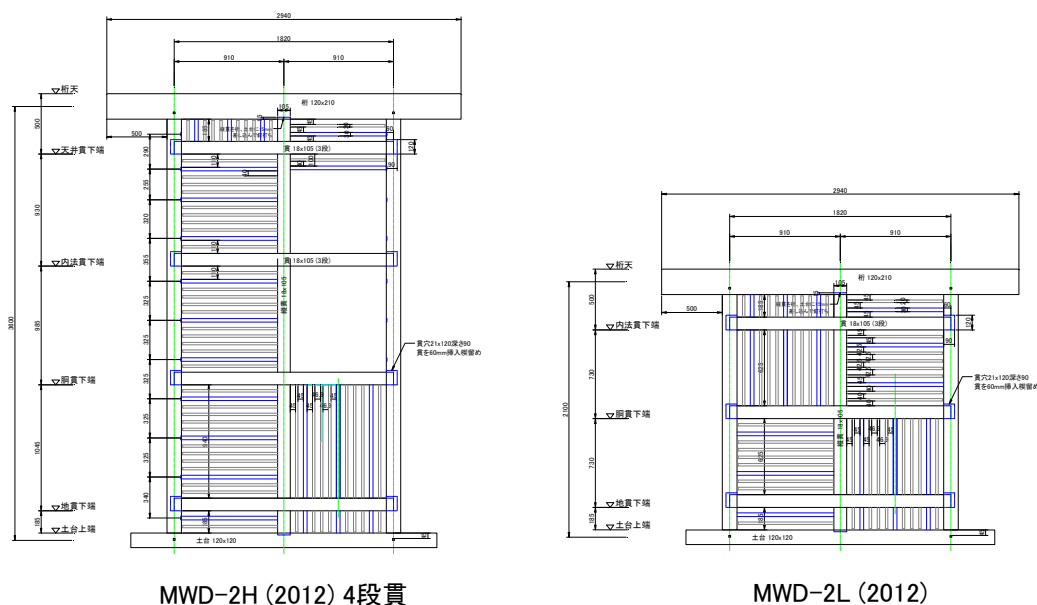


図 3.5.1-1 壁高さの異なる土壁試験体(左：壁高さ 3600mm、右：壁高さ 2100mm)

表 3.5.1-1 壁高さの異なる土壁試験体

壁高さ H	貫段数	試験体数	試験体名称	実験状況	備考
3600mm	4 段	3	MWD-2H4-1	済	実験時、柱脚に ホールダウン金 物を使用
			MWD-2H4-2	済	
			MWD-2H4-3	済	
	5 段	1	MWD-2H5-1	未	
	3 段	1	MWD-2H3-1	未	
2100mm	3 段	3	MWD-2L-1	済	
			MWD-2L-2	済	
			MWD-2L-3	済	

せいの高い土壁(MWD-2H)とせいの低い土壁(MWD-2L)に共通する主な仕様は、2010 年度、2011 年度の試験体と同様で、以下のとおりである。

- 柱 120×120、桁 120×210、貫 18×105 スギ
- 土台 120×120 ヒノキ
- 間渡し竹は幅 30mm 程度、小舞竹は幅 20mm 程度
- 竹小舞間隔は内法 45mm を標準とする
- 柱と土台・桁仕口は長ほぞ 120mm、込栓打ち
- 貫は柱に 60mm 差し込んで釘 2 本留め付け
- 荒壁厚さ 36mm、中塗り仕上げ後の壁厚さ 60mm

実験方法は以下のとおりである。重量 9.62kN の鋼製おもり 2 個を桁からワイヤーで吊す載荷式の正負繰り返し面内せん断加力試験とした。繰り返しにおける折り返し変形は、桁の水平変位を試験体高さ(3600mm or 2100mm)を見かけの変形角で除した見かけの変形角が、1/480、1/240、1/120、1/90、1/60、1/45、1/30、1/20、1/15、1/10、1/7(rad)となるように設定した。各折り返し変形を 2 回ずつ経験するように繰り返し加力を行った。表 3.5.1-1 の備考に記した通り、せいの高い MWD-2H 試験体では柱脚に生じる柱軸力が過大となるため、N 値換算で 2.5 以上のホールダウン金物を用いて柱脚仕口部を補強して、土壁のせん断性能を評価できるようにした。

図 3.5.1-2 に示すように、桁・土台の水平変位(①、②)、土台の浮き上がり(③、④)、柱土台仕口(⑤～⑧)および柱桁仕口の抜け・回転(⑨～⑭)、ならびに柱頭・柱脚で柱軸方向ひずみ(20～27)を計測した。表 3.5.1-2 に、図 3.5.1-2 の各番号に対応する計測器の一覧を示す。MWD-2H4-3 の設置状況を写真 3.5.1-1 に示す。

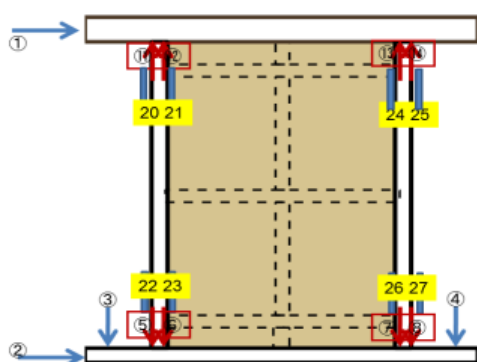


図 3.5.1-2 計測概要



写真 3.5.1-1 MWD-2H4-3 の設置状況

表 3.5.1-2 使用した計測機器一覧

チャンネル	使用機器	計測内容	チャンネル	使用機器	計測内容
0	TCLP-30KNB	荷重	13	CDP-50	右柱頭左
1	DP-1000C	桁変位	14	CDP-50	右柱頭右
2	CDP-50	土台水平	20	PFL-10-11-5LT	左柱頭左ひずみ
3	CDP-50	土台左	21	PFL-10-11-5LT	左柱頭右ひずみ
4	CDP-50	土台右	22	PFL-10-11-5LT	左柱脚左ひずみ
5	CDP-100	左柱脚左	23	PFL-10-11-5LT	左柱脚右ひずみ
6	CDP-100	左柱脚右	24	PFL-10-11-5LT	右柱頭左ひずみ
7	CDP-100	右柱脚左	25	PFL-10-11-5LT	右柱頭右ひずみ
8	CDP-100	右柱脚右	26	PFL-10-11-5LT	右柱脚左ひずみ
11	CDP-50	左柱頭左	27	PFL-10-11-5LT	右柱脚右ひずみ
12	CDP-50	左柱頭右			

本報告書執筆時点で、MWD-2H4 試験体 3 つと MWD-2L 試験体 3 つの実験が完了している。これら 6 つについて、荷重変形関係を図 3.5.1-3～図 3.5.1-8 に示す。縦軸の荷重では、次式により、おもりによる $P\Delta$ 効果を除いている。図の赤線は、1 度目の折り返し変形点での荷重変形点を結んだ骨格曲線である。

$$P' = P + W \tan \theta$$

ここで、

P' : $P\Delta$ 効果を除いた荷重 P : 実験時の計測荷重 W : 鋼製おもり重量 (19.24kN)

θ : 見かけの変形角

である。見かけの変形角は、図 3.5.1-2 で計測した桁変位 d_1 と土台水平変位 d_2 、表 3.5.1-1 に示した壁高さ H を用いて、次式で求めた。

$$\theta = \frac{d_1 - d_2}{H} \quad H = \begin{cases} 3600 & (\text{MWD-2H}) \\ 2100 & (\text{MWD-2L}) \end{cases}$$

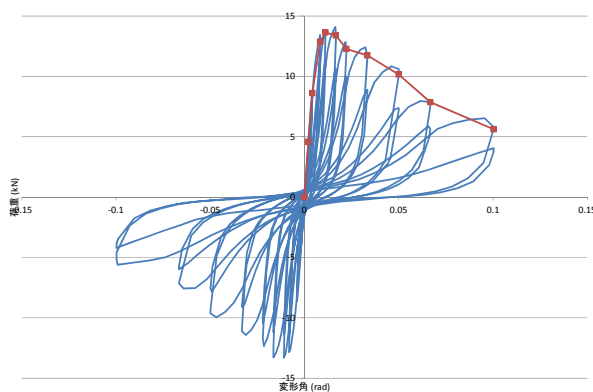


図 3.5.1-3 MWD-2H4-1 の荷重変形関係

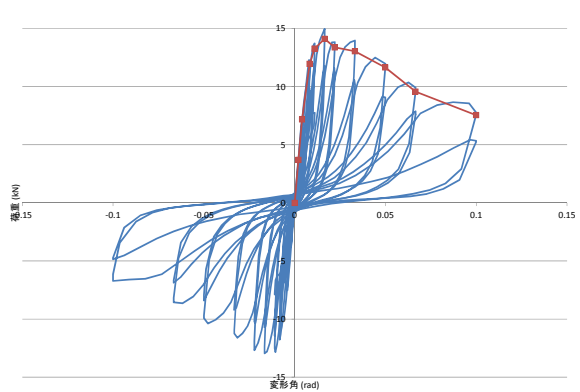


図 3.5.1-4 MWD-2H4-2 の荷重変形関係

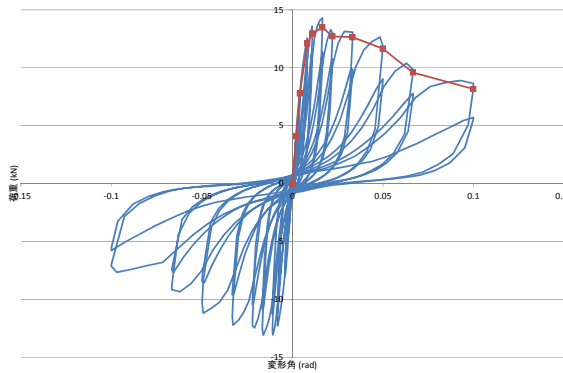


図 3.5.1-5 MWD-2H4-3 の荷重変形関係

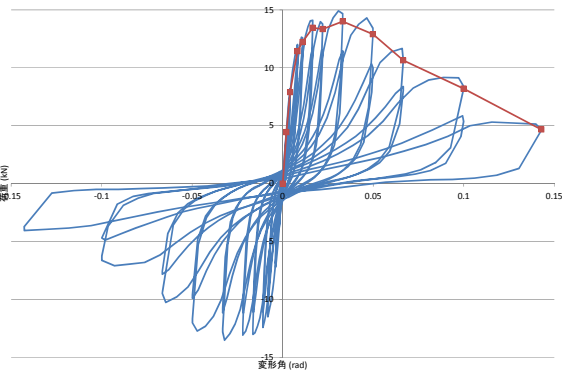


図 3.5.1-6 MWD-2L-1 の荷重変形関係

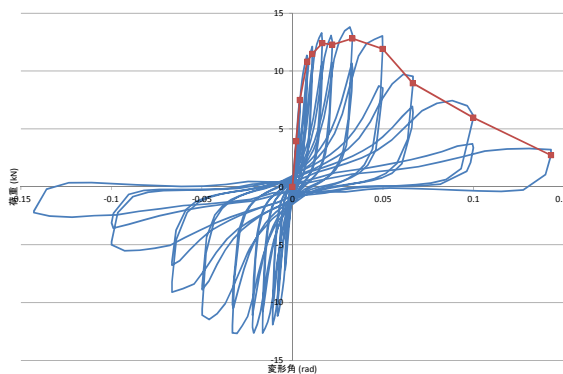


図 3.5.1-7 MWD-2L-2 の荷重変形関係

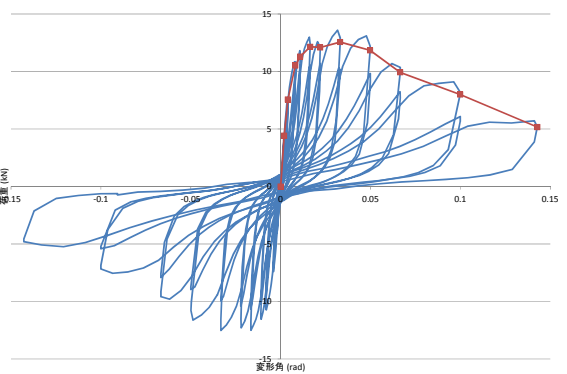


図 3.5.1-8 MWD-2L-3 の荷重変形関係

図 3.5.1-3～図 3.5.1-8 で示した骨格曲線を重ねて図 3.5.1-9 に示す。せん断ひび割れが生じ始める $1/90\text{rad}$ までは、壁高さによらず、ほぼ等しい復元力特性を示している。 $1/90\text{rad}$ 以降の違いは、昨年度までの実験結果から、バラツキの範囲にあると判断できる。

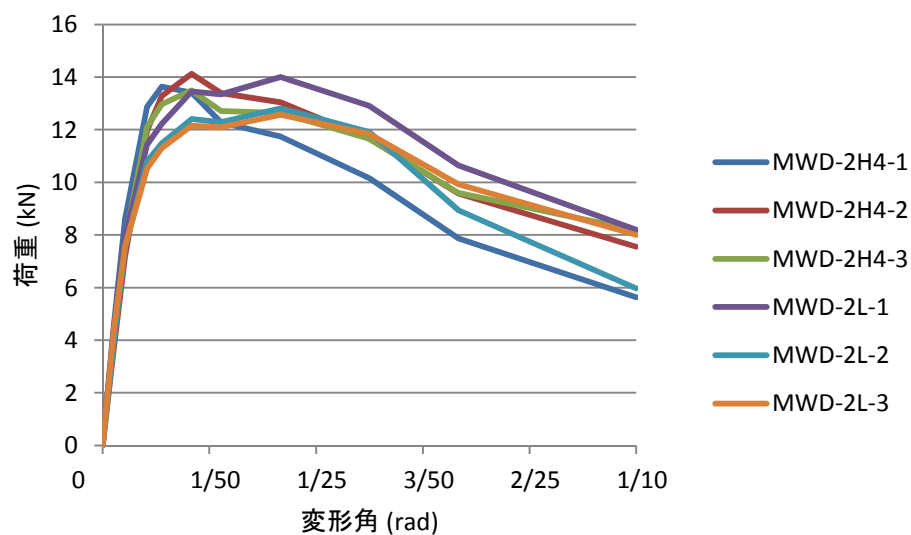


図 3.5.1-9 骨格曲線の比較

同一変形時の荷重の平均で求めた、MWD-2H4 試験体 3 体と MWD-2L 試験体 3 体の平均骨格曲線を図 3.5.1-10 に示す。

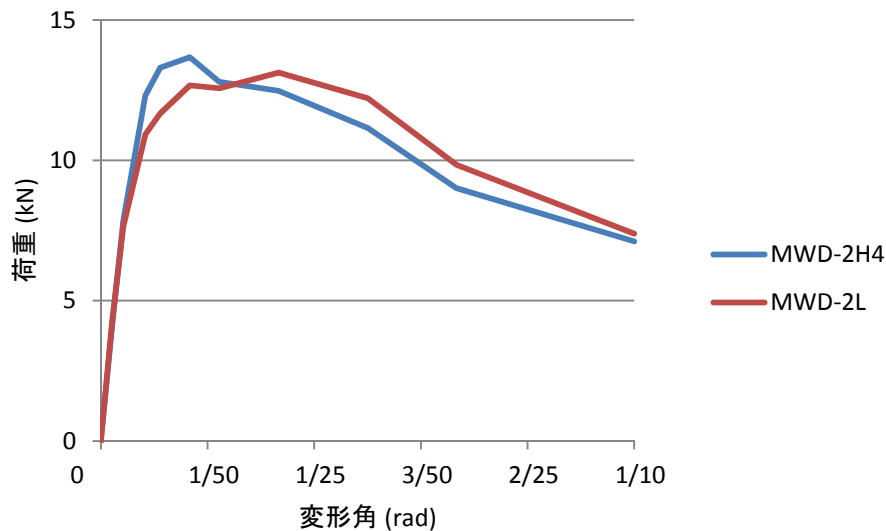


図 3.5.1-10 平均骨格曲線

MWD-2H4 試験体の最大耐力は 1/60rad 変形時にみられる一方、MWD-2L 試験体では 1/30rad である。各試験体の最大耐力とその時の変形角を表 3.5.1-3 に示す。

表 3.5.1-3 最大耐力と変形角

試験体 (MWD-)	2H4-1	2H4-2	2H4-3	2L-1	2L-2	2L-3
最大耐力(kN)	14.08	14.12	13.49	14.00	12.81	12.56
変形角(rad)	1/60	1/60	1/60	1/30	1/30	1/30

MWD-2H および MWD-2L の平均骨格曲線の荷重から軸組のみの試験体(MWDF-2)の平均骨格曲線の荷重を差し引き、壁土の断面積 $1.82 \times 0.06 = 0.1092 (\text{m}^2)$ で割った「壁土のせん断応力度」と変形角の関係を図 3.5.1-11 に示す。比較のために、文化庁指針の壁土せん断応力度も重ねて示している。実験結果は、文化庁指針を上回る値である。

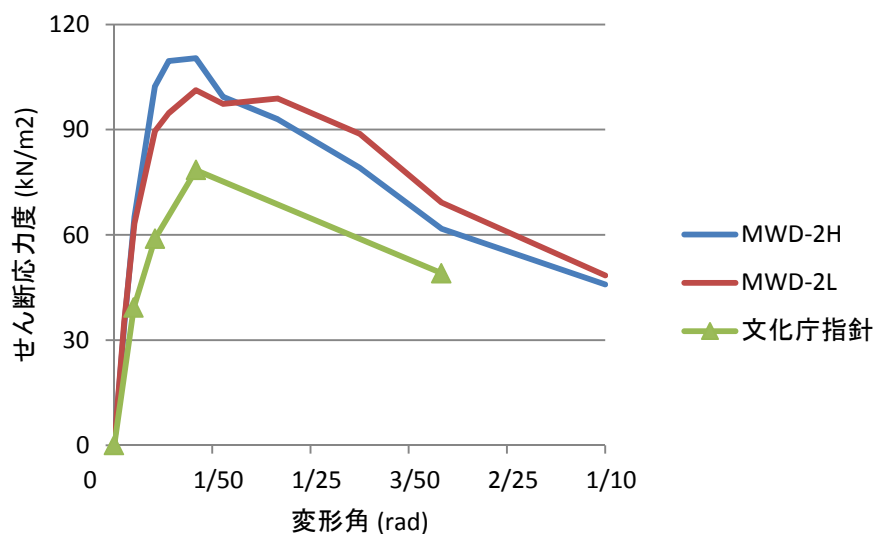


図 3.5.1-11 壁土のせん断応力度

表 3.5.1-4 に、MWD-2H4 試験体と MWD-2L 試験体の各変形時の主な損傷状況の推移を示す。MWD-2H4 試験体に比べて MWD-2L 試験体では壁土の斜めのせん断ひび割れが顕著である。MWD-2H4 試験体では、1/10rad までの加力だったこともあり、壁土が大きく剥落することはなかった。昨年までの実験でも、壁土が大きく剥落するのは 1/10rad 以上の変形であった。

表 3.5.1-4 損傷状況

変形角 (rad)	MWD-2H4	MWD-2L
1/480	目立った損傷はなし	目立った損傷はなし
1/240		
1/120		
1/90	横貫に沿ったひび割れ発生	横貫に沿ったひび割れ発生
1/60	縦貫に沿ったひび割れ発生	縦貫に沿ったひび割れ発生
1/45	ひび割れ進展	ひび割れ進展
1/30		斜めのせん断ひび割れも発生
1/20	胴貫付近で壁土が盛り上がる、せん断ひび割れ部分の小さな剥落が始まる	ひび割れ進展、横貫と柱交差部で壁土の面外への盛り上がり増大
1/15	壁土の盛り上がり増大、剥落もみられる	
1/10	縦横貫交差部での壁土剥落(実験終了)	ひび割れ、盛り上がり増大、剥落
1/7		大きく剥落(実験終了)

写真 3.5.1-2～写真 3.5.1-7 に各折り返し変形時の試験体の状況を示す。



1/120 rad



1/90 rad



1/20 rad

写真 3.5.1-2 MWD-2H4-1 損傷状況



1/120 rad



1/90 rad



1/20 rad

写真 3.5.1-3 MWD-2H4-2 損傷状況



1/120 rad



1/90 rad



1/20 rad

写真 3.5.1-4 MWD-2H4-3 損傷状況



1/120 rad



1/90 rad



1/20 rad

写真 3.5.1-5 MWD-2L-1 損傷状況



1/120 rad



1/90 rad



1/20 rad

写真 3.5.1-6 MWD-2L-2 損傷状況



1/120 rad



1/90 rad



1/20 rad

写真 3.5.1-7 MWD-2L-3 損傷状況

壁高さの影響を考察するため、壁長さ L に対する壁高さ H の比 (H/L) と最大耐力の関係を図 3.5.1-12 に示す。2010～2011 年度に実施した MWD-2、MWD-2-1W ならびに MWD-2-2W の結果も合わせて「MWD-2」として示している。バラツキがあるものの、壁長さ/壁高さをパラメータとして比較すると、壁高さの影響はほとんど見られない。

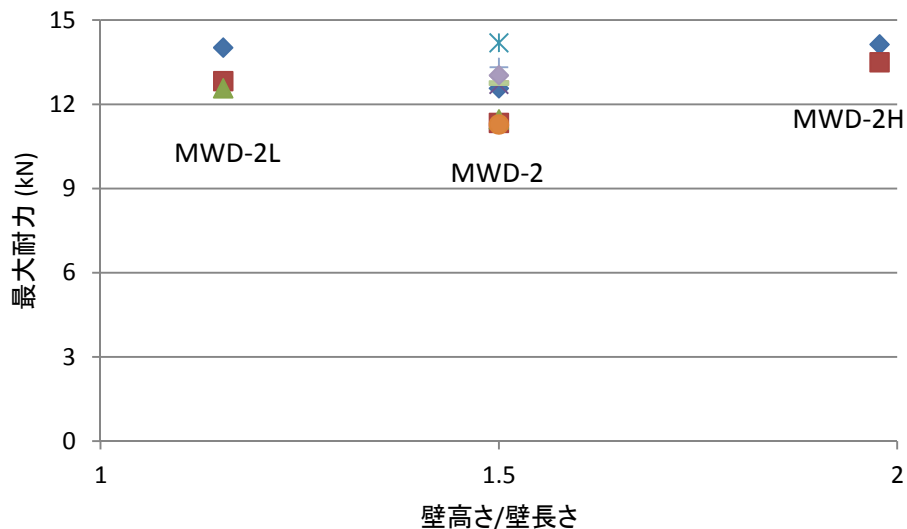


図 3.5.1-12 壁長さ L に対する壁高さ H の比 (H/L) と最大耐力の関係

壁高さが 3600mm と 2100mm の土台仕様全面壁について実大面内せん断加力実験を行った結果、通常用いられる壁高さ 2730mm のものと比べて、復元力特性に顕著な違いは見られないことが明らかとなった。

2) 足固め仕様

土壁は実務では、建築計画に応じて様々な寸法で用いられることが多い。ここでは、前年まで実施してきた標準寸法の土壁に対して、高さが異なる影響を明らかにするために、補足の束実験を実施した。

①試験体概要

試験体のパラメータとしては土壁部分の高さの増減及びそれに伴う貫段数である。試験体の一覧を表 3.5.1-5 に示す。

表 3.5.1-5 試験体一覧

No.	名称	試験体高さ[mm]		貫段数	柱脚の浮き上がり拘束	試験体数
		足固め-桁	G.L.-桁			
1	MWA-2H3	3600	4045	3	無	1
2	MWA-2H3_fix				有	
3	MWA-2H4	3600	4045	4	無	3
4	MWA-2H4_fix				有	
5	MWA-2H5	3600	4045	5	無	1
6	MWA-2H5_fix				有	
7	MWA-2L3	2100	2545	3	無	3
8	MWA-2L3_fix				有	

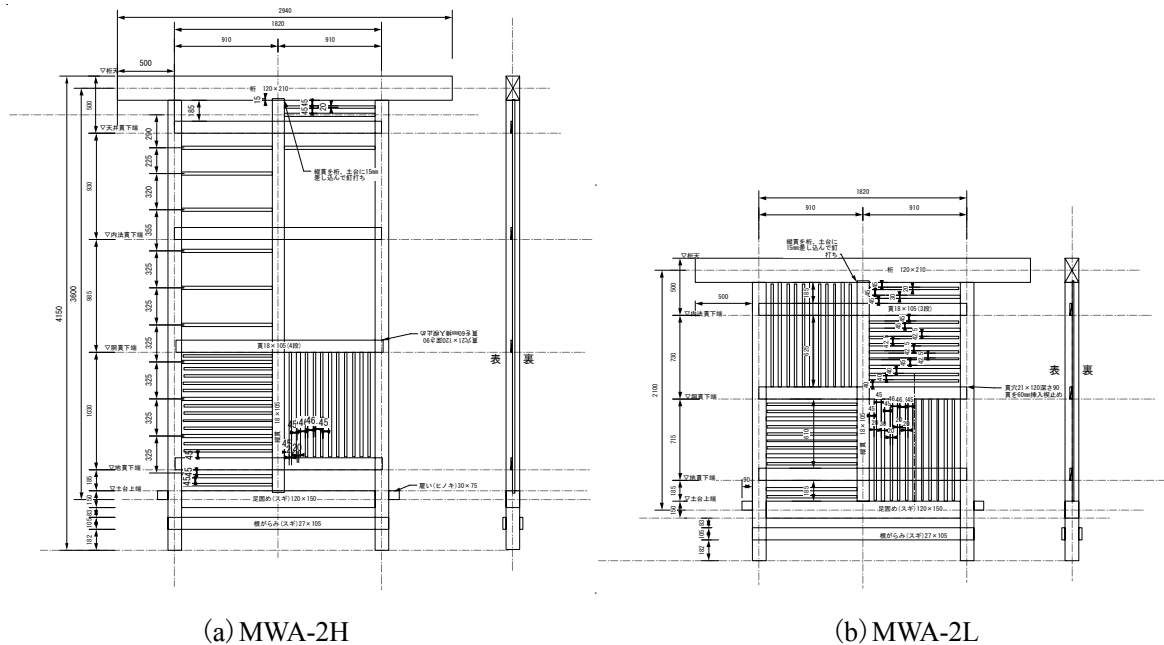


図 3.5.1-13 試験体概要

②実験概要

実験は載荷方式として、柱 1 本当たり約 10kN の鉛直荷重を載荷した。また、脚部は水平移動を拘束し、上下の浮き上がりは拘束していないが、実験中に脚部の浮き上がりを確認した場合には、一時実験を中断して、脚部をボルトで拘束しピン支持として実験を再開した。図 3.5.1-14 に実験の概要を示す。

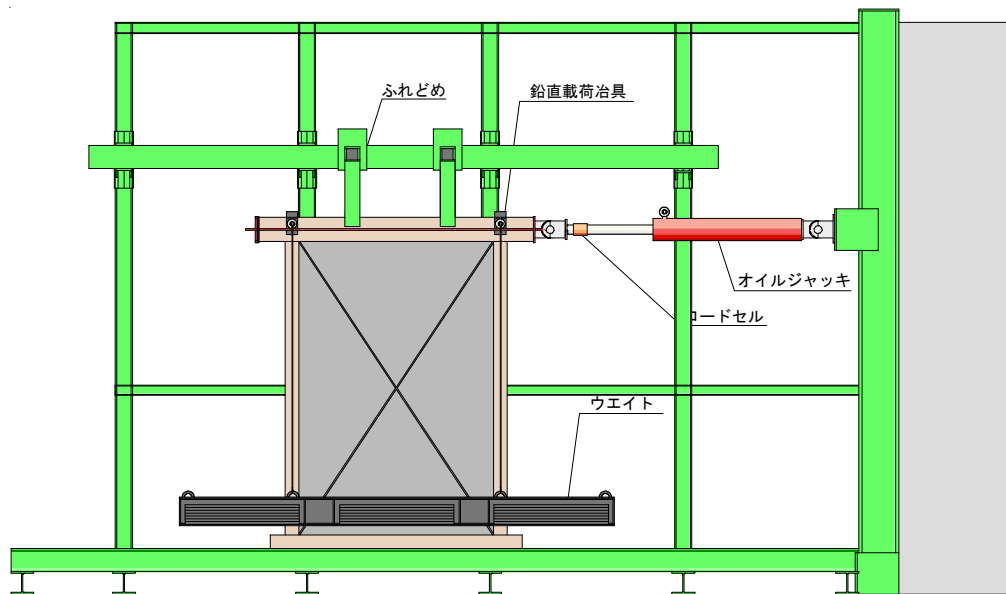


図 3.5.1-14 実験概要

③計測計画

計測としては土壁のせん断変形、脚部の浮き上がりを行ったが、土壁隅角部の土のめり込みを計測する目的で 4 角に変位計を設置した。計測機器の取り付け箇所を図 3.5.1-15 に示す。併せて、表

3.5.1-6～表 3.5.1-7 に計測器リストを示す。

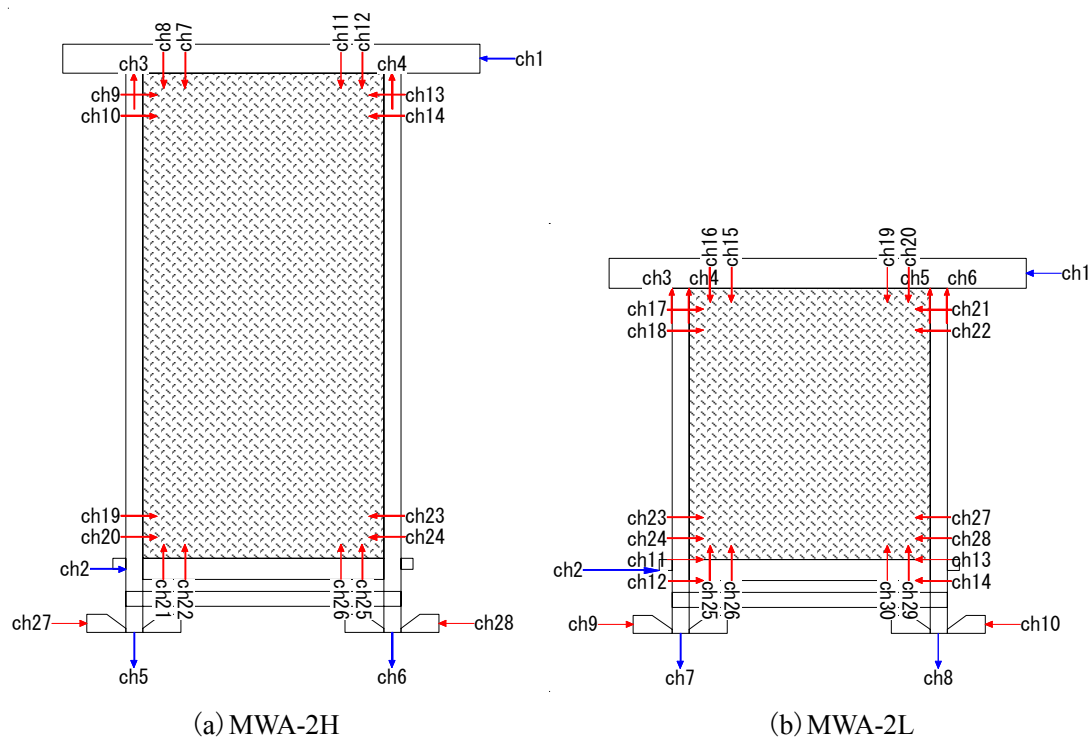


図 3.5.1-15 計測器の取り付け位置

表 3.5.1-6 MWA-2H 計測器リスト

	計測機器	機器名	計測対象
0ch	ロードセル		荷重
1ch	ワイヤー変位計	DP-2000G	頂部の水平変位
2ch	ワイヤー変位計	DP-2000G	足固めの水平変位
3ch	高感度変位計	CDP-50	左柱頭の抜け
4ch	高感度変位計	CDP-50	右柱頭の抜け
7ch	高感度変位計	CDP-50	壁土左上隅部の圧縮の変位
8ch	高感度変位計	CDP-25M	
9ch	高感度変位計	CDP-25M	
10ch	高感度変位計	CDP-50	壁土右上隅部の圧縮の変位
11ch	高感度変位計	CDP-50	
12ch	高感度変位計	CDP-25M	
13ch	高感度変位計	CDP-25M	壁土左下隅部の圧縮の変位
14ch	高感度変位計	CDP-50	
19ch	高感度変位計	CDP-50	
20ch	高感度変位計	CDP-25M	壁土右下隅部の圧縮の変位
21ch	高感度変位計	CDP-25M	
22ch	高感度変位計	CDP-50	
23ch	高感度変位計	CDP-50	滑り止め水平移動
24ch	高感度変位計	CDP-25M	
25ch	高感度変位計	CDP-25M	
26ch	高感度変位計	CDP-50	滑り止め水平移動
27ch	高感度変位計	CDP-50	
28ch	高感度変位計	CDP-50	

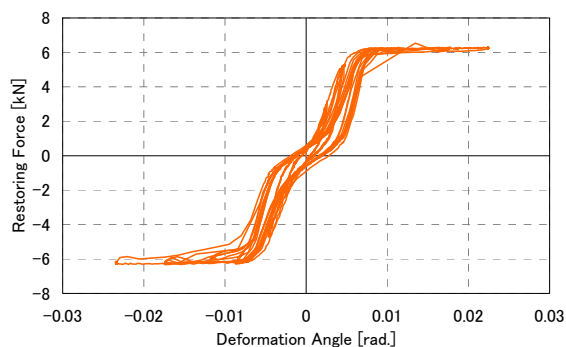
表 3.5.1-7 MWA-2L 計測器リスト

	計測機器	機器名	計測対象
0ch	ロードセル		荷重
1ch	ワイヤー変位計	DP-2000G	頂部の水平変位
2ch	ワイヤー変位計	DP-2000G	足固めの水平変位
3ch	高感度変位計	CDP-50	左柱頭の抜け
4ch	高感度変位計	CDP-50	右柱頭の抜け
5ch	高感度変位計	CDP-50	右柱頭の抜け
6ch	高感度変位計	CDP-50	右柱頭の抜け
7ch	ワイヤー変位計	DP-500E	左柱脚の浮き上がり
8ch	ワイヤー変位計	DP-500E	右柱脚の浮き上がり
9ch	高感度変位計	CDP-50	滑り止め水平移動
10ch	高感度変位計	CDP-50	滑り止め水平移動
11ch	高感度変位計	CDP-50	左側足固め-柱回転
12ch	高感度変位計	CDP-50	左側足固め-柱回転
13ch	高感度変位計	CDP-50	右側足固め-柱回転
14ch	高感度変位計	CDP-50	右側足固め-柱回転
15ch	高感度変位計	CDP-50	壁土左上隅部の圧縮の変位
16ch	高感度変位計	CDP-25M	
17ch	高感度変位計	CDP-25M	
18ch	高感度変位計	CDP-50	壁土右上隅部の圧縮の変位
19ch	高感度変位計	CDP-50	
20ch	高感度変位計	CDP-25M	
21ch	高感度変位計	CDP-25M	壁土左下隅部の圧縮の変位
22ch	高感度変位計	CDP-50	
23ch	高感度変位計	CDP-50	
24ch	高感度変位計	CDP-25M	壁土右下隅部の圧縮の変位
25ch	高感度変位計	CDP-25M	
26ch	高感度変位計	CDP-50	
27ch	高感度変位計	CDP-50	滑り止め水平移動
28ch	高感度変位計	CDP-25M	
29ch	高感度変位計	CDP-25M	
30ch	高感度変位計	CDP-50	滑り止め水平移動

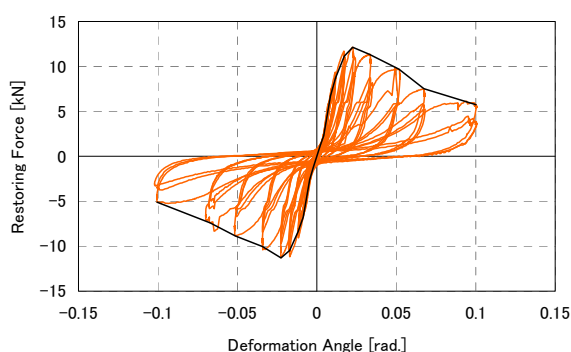
④実験結果

実験結果の復元力特性を図 3.5.1-16～図 3.5.1-23 に、各実験結果の包落線を図 3.5.1-24 に示す。
全面土壁では、土壁の耐力が高くほぼ全ての試験体で脚部の浮き上がりが発生した。

各包落線を比較すると試験体の高さが低くなると若干耐力が高くなる傾向にあるが、個体差の範囲で収まっていると考えられる。

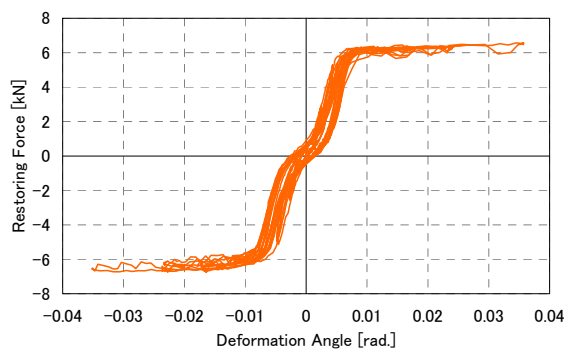


(a) MWA-2H3

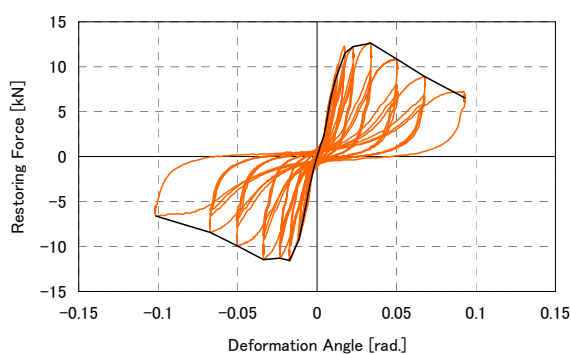


(b) MWA-2H3_fix

図 3.5.1-16 MWA-2H3 の復元力特性

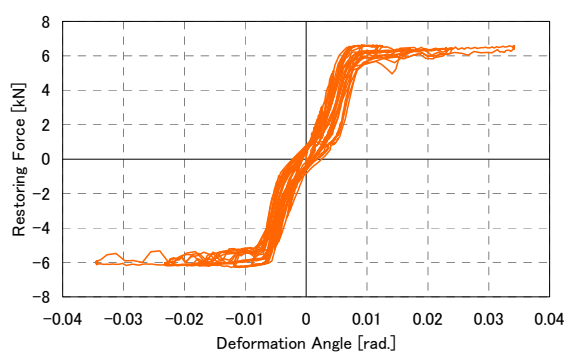


(a) MWA-2H4-1

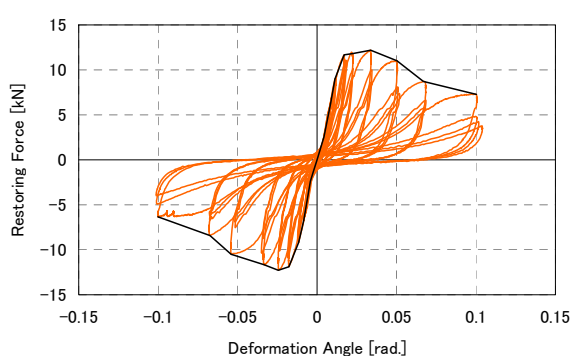


(b) MWA-2H4-1_fix

図 3.5.1-17 MWA-2H4-1 の復元力特性

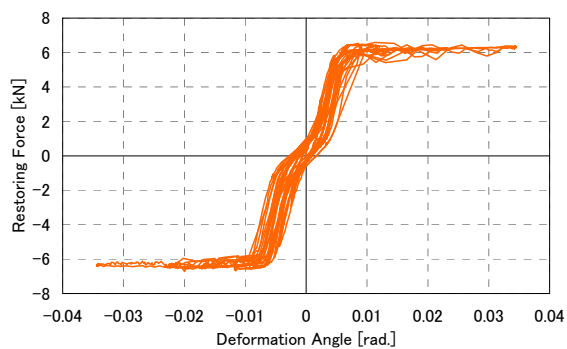


(a) MWA-2H4-2

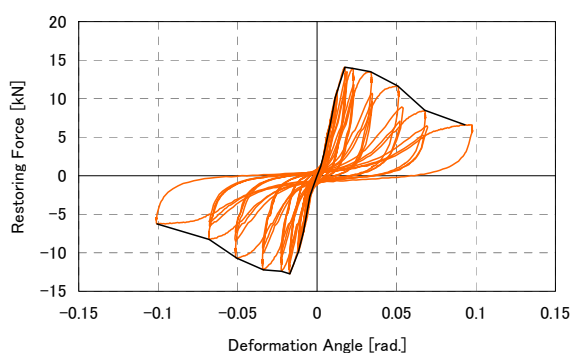


(b) MWA-2H4-2_fix

図 3.5.1-18 MWA-2H4-2 の復元力特性

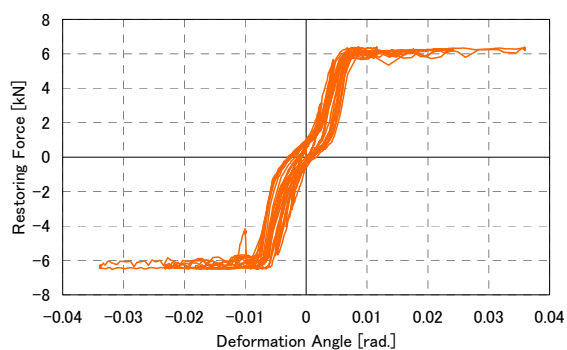


(a) MWA-2H4-3

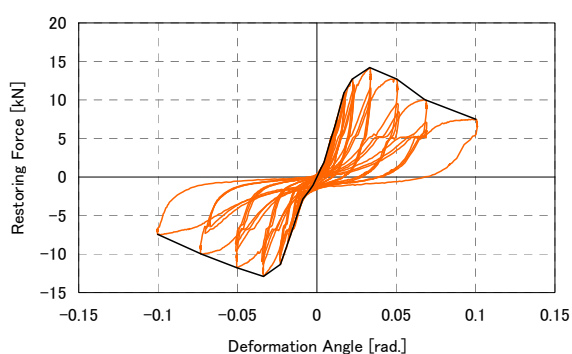


(b) MWA-2H4-3_fix

図 3.5.1-19 MWA-2H4-3 の復元力特性

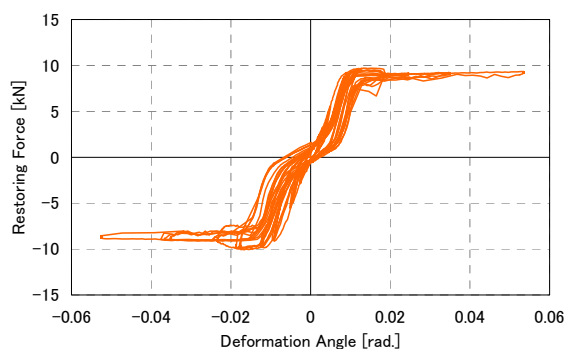


(a) MWA-2H5

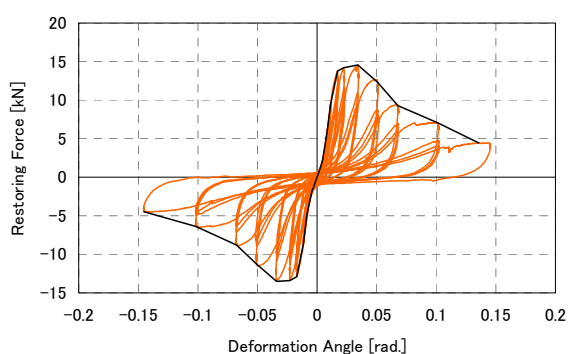


(b) MWA-2H5_fix

図 3.5.1-20 MWA-2H5 の復元力特性

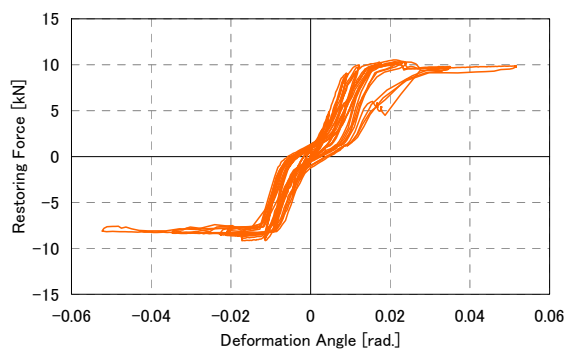


(a) MWA-2L3-1

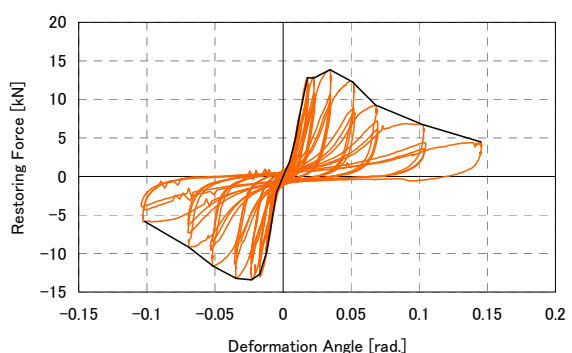


(b) MWA-2L3-1_fix

図 3.5.1-21 MWA-2L3-1 の復元力特性

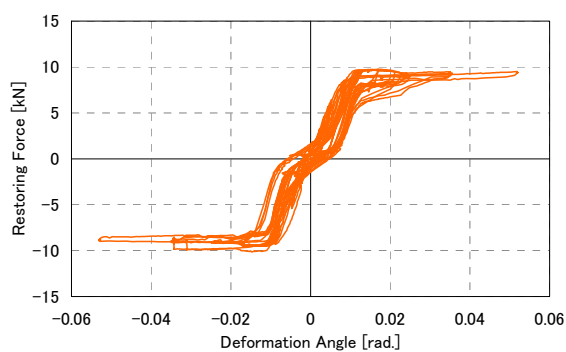


(a) MWA-2L3-2

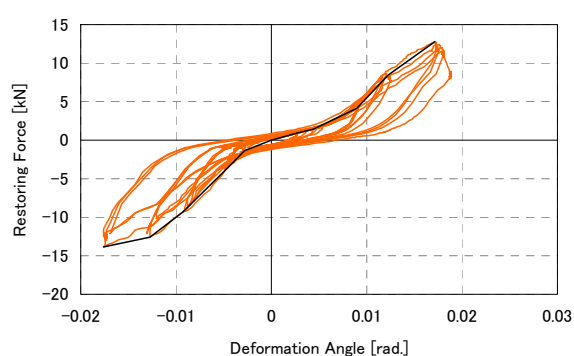


(b) MWA-2L3-3_fix

図 3.5.1-22 MWA-2L3-2 の復元力特性



(a) MWA-2L3-3



(b) MWA-2L3-3_fix

図 3.5.1-23 MWA-2L3-3 の復元力特性

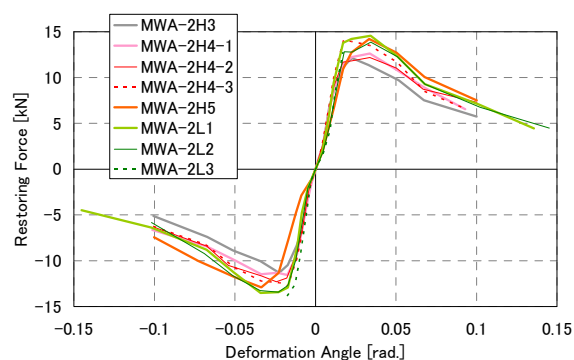


図 3.5.1-24 骨格曲線の比較

⑤損傷状況

損傷過程では殆どの試験体で $1/90\text{rad}$ 辺りまでは目立った損傷は観察できず、若干のひびが発生したのみである。また、最大耐力が発現された後は、変形と共に耐力劣化が生ずるが、 $1/10\text{rad}$ 程度までは最大耐力の 5 割以上の耐力を保持していた。

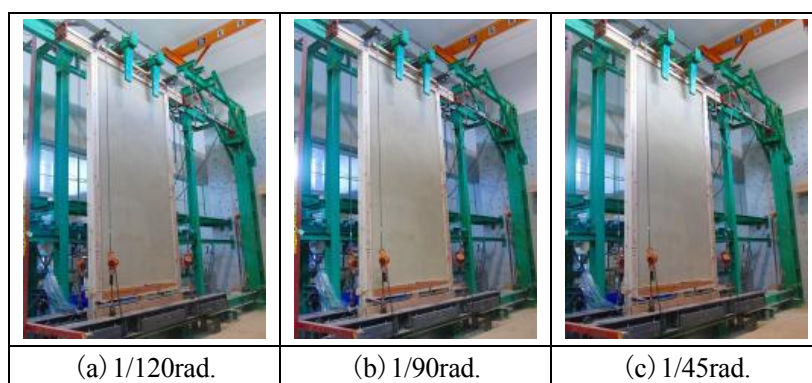


写真 3.5.1-8 WMA-2H3 の損傷状況

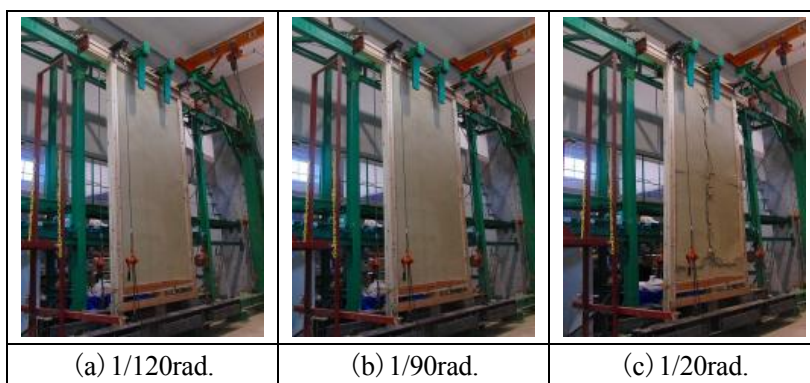


写真 3.5.1-9 WMA-2H3_fix の損傷状況

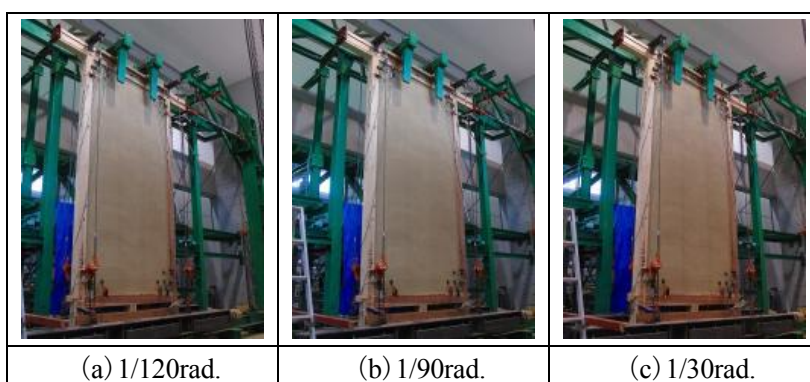


写真 3.5.1-10 WMA-2H4-1 の損傷状況

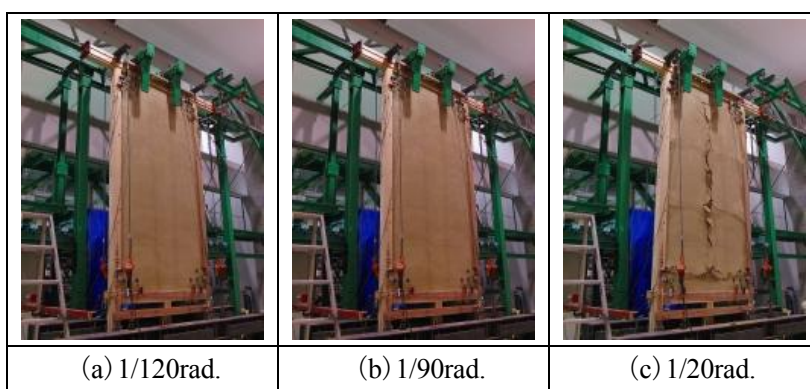


写真 3.5.1-11 WMA-2H4-1_fix の損傷状況

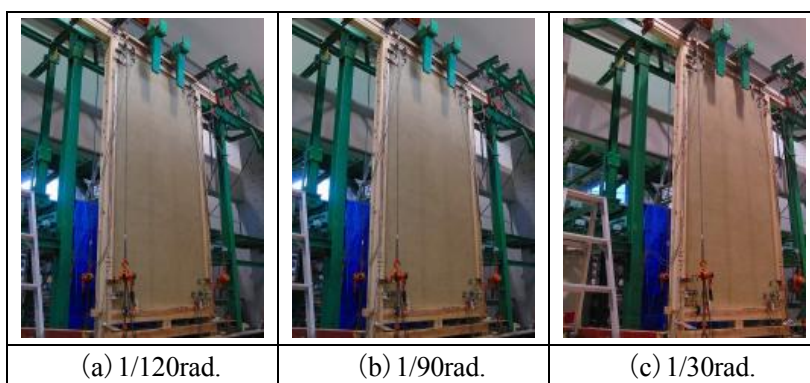


写真 3.5.1-12 WMA-2H4-2 の損傷状況

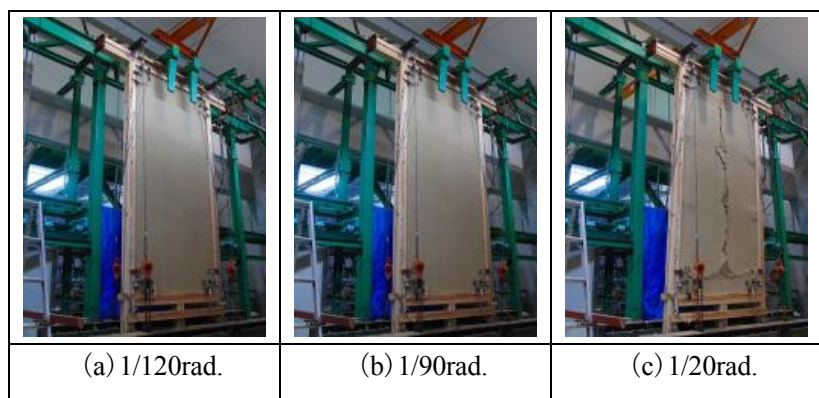


写真 3.5.1-13 WMA-2H4-2_fix の損傷状況

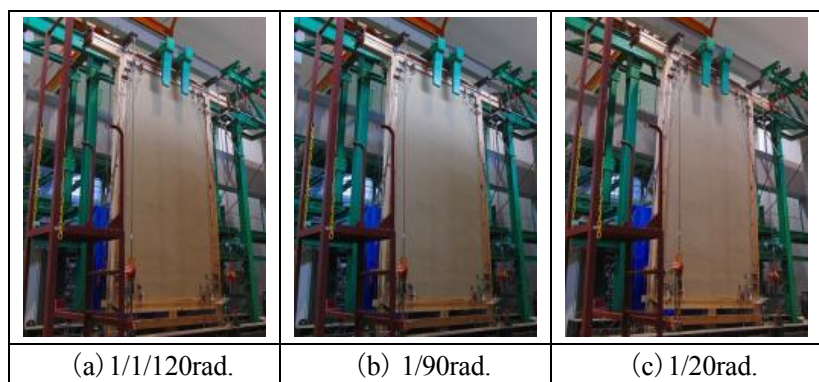


写真 3.5.1-14 WMA-2H4-3 の損傷状況

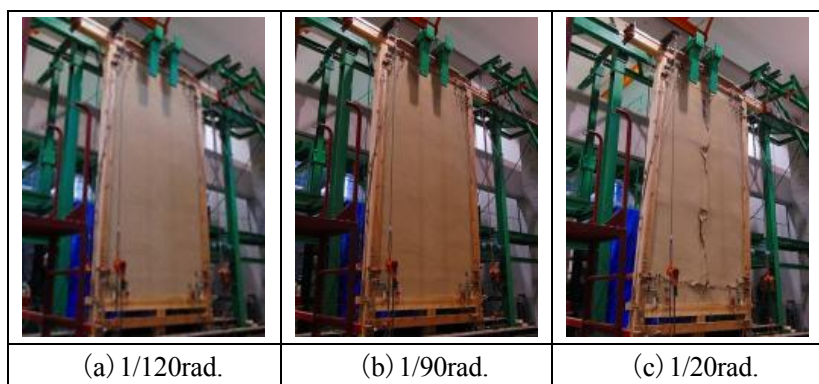


写真 3.5.1-15 WMA-2H4-3_fix の損傷状況

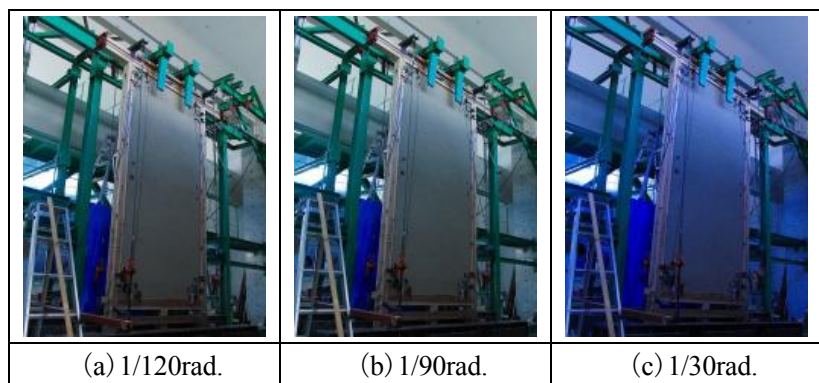


写真 3.5.1-16 WMA-2H5 の損傷状況

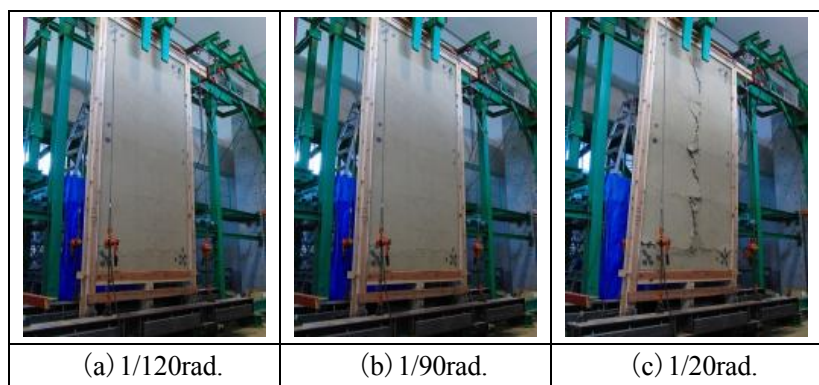


写真 3.5.1-17 WMA-2H5_fix の損傷状況

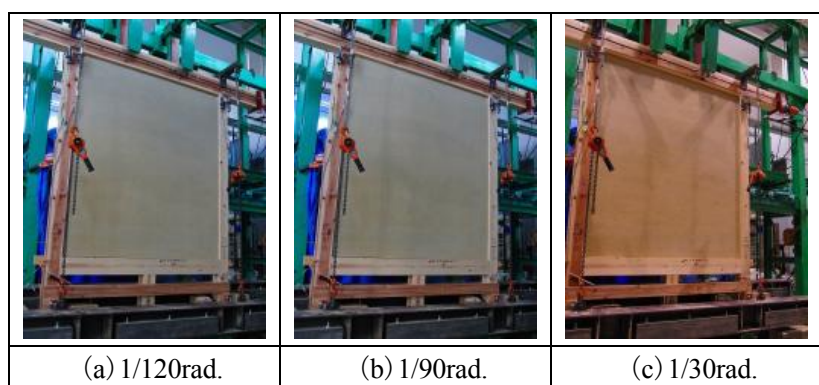


写真 3.5.1-18 WMA-2L3-1 の損傷状況

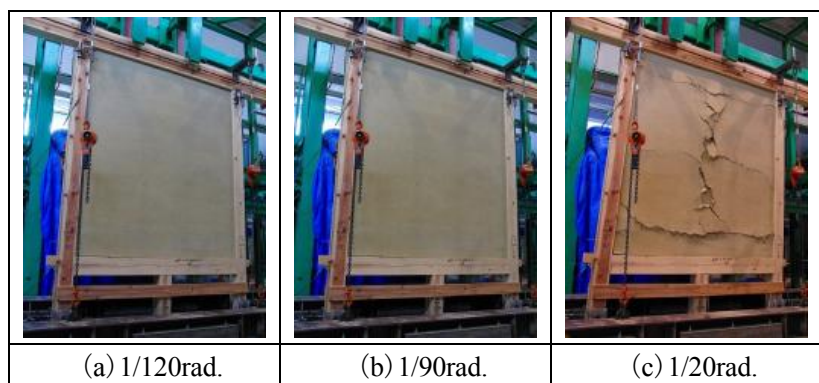


写真 3.5.1-19 WMA-2L3-1_fix の損傷状況

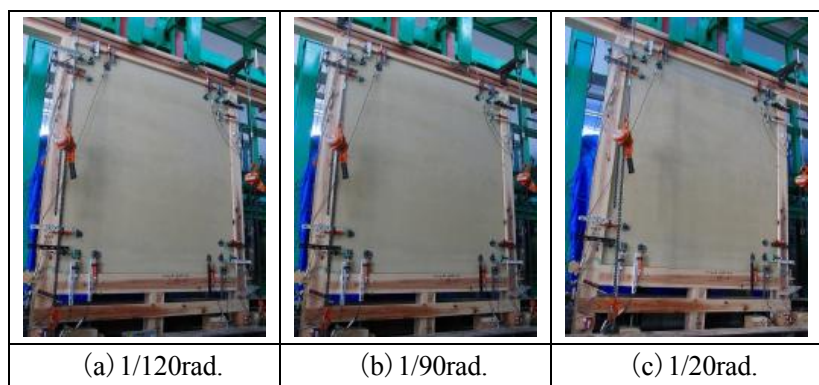


写真 3.5.1-20 WMA-2L3-2 の損傷状況

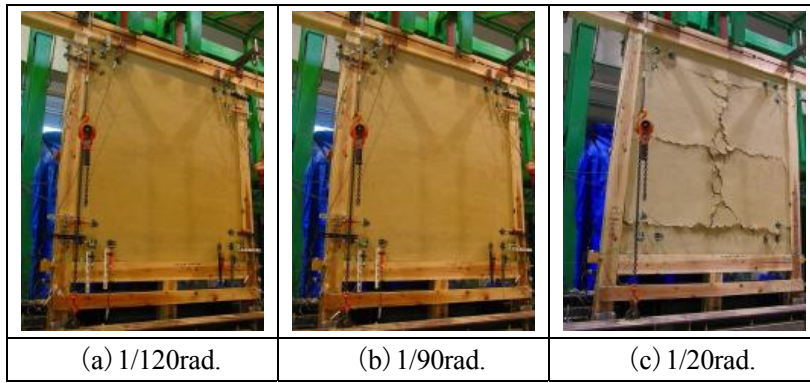


写真 3.5.1-21 WMA-2L3-2_fix の損傷状況

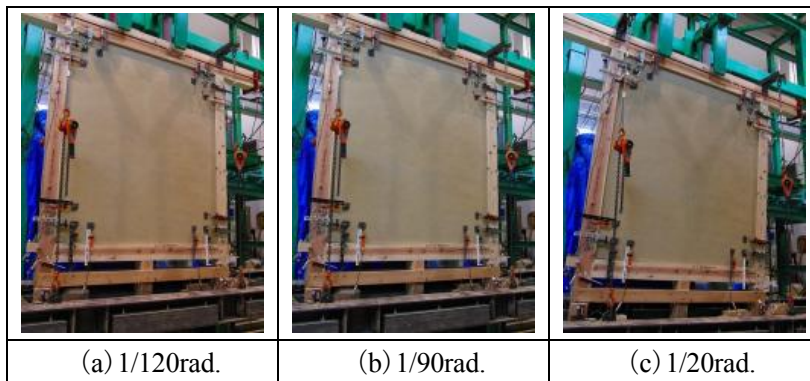


写真 3.5.1-22 WMA-2L3-3 の損傷状況

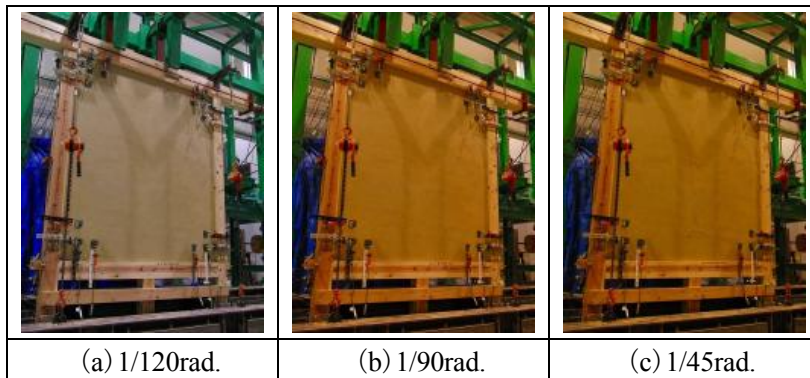


写真 3.5.1-23 WMA-2L3-3_fix の損傷状況

(2) 壁厚さの異なる全面壁

1) 1P 試験体

1P 試験体の実験について、実験概要(試験体仕様、载荷、計測)、実験結果の整理(荷重から $P\Delta$ 効果を除く式、せん断変形角の算定式)、各実験結果、包絡曲線の比較の順に示す。

試験体仕様について

壁厚さの異なる 1P の全面壁 4 体について、復元力特性を確認する実験を行った。表 3.5.1-8 に試験体名と仕様を示す。両面壁の貫厚は、荒壁面と貫面とが合う位置関係とするため、荒壁厚の $1/2$ となっている。

表 3.5.1-8 試験体仕様

試験体名	荒壁厚さ (mm)	中塗り厚さ (mm)	壁厚 (mm)	貫厚 (mm)
MWD-1-1812-1	18	12 (片面)	30	17
MWD-1-3648-1	36	48 (両面)	84	17
MWD-1-6624-1	66	24 (両面)	90	33
MWD-1-5424-1	51	24 (両面)	75	25

軸組の共通仕様を以下に示す。

- ・柱 120×120、梁 120×210、貫せい 105、材種スギ
- ・土台 120×120、材種ヒノキ
- ・間渡し竹は幅 30mm 程度、小舞竹は幅 20mm 程度
- ・竹小舞間隔は内法 45mm を標準とする。
- ・柱と土台・桁仕口は長柄 120mm、込栓打ち
- ・貫は柱に 60mm 差し込んで釘 2 本留め付け(貫厚 17mm は釘長 45mm, それ以上は 75mm)

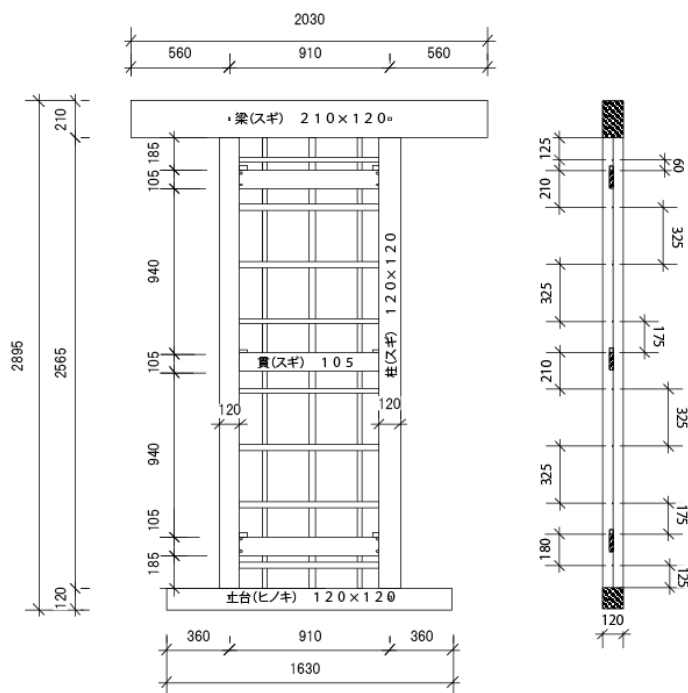


図 3.5.1-25 試験体軸組



写真 3.5.1-24 小舞の様子

荒壁塗り、中塗りについて

2012年9月3日に間渡し、小舞を掻いた後、1回目の荒壁塗りを行った。次の日の9月4日に2回目の荒壁塗りを行い、2層目を塗った。しかしながら、MWD-1-1812-1の試験体の荒壁土の表と裏を間違えて塗っていたことが判明したため、9月8日に荒壁土を剥がし、再度塗り直しを行った。その後、3週間乾燥させ、9月24日に中塗りを行った。

1層目の荒壁土は、3か月寝かせた深草土に8~10cmほどの藁を多めに混ぜたものを使用した。貫の出が少ない方から塗っていき、その後裏返し塗りを行った。途中で粘り気が多くなり、藁とバケツ1/4ほどの水が加えられた。次の日に塗った2層目の荒壁土は前日の荒壁土と色が異なっており、半年ほど寝かせたものであった。2層目を塗った後、貫伏せのように25cmほどの藁を5cm間隔で15本ほど貼り付けた。

中塗り土は、荒壁土と同じものに砂と水を入れ、藁をバケツ2杯分入れて練ったものを使用した。

試験体の設置・載荷計画について

試験体の設置状況を写真3.5.1-25に示す。加力装置はストローク400mm、載荷可能荷重60kN(反力枠の仕口接合強度による)のスクリージャッキを使用した。土台の浮き上がり防止のために、土台を反力枠H形鋼に写真3.5.1-26のように固定した。柱には9.80kNの軸力が生じるように鋼製おもり2個を柱頭の梁上部からワイヤーで吊した。

載荷履歴計画は、試験体の梁せいのほぼ中央位置にピンで連結したスクリージャッキにより繰り返し水平変位を与える方法で行なった。土台の水平変位がないものとした見かけのせん断変形角が $\pm 1/480$ 、 $\pm 1/240$ 、 $\pm 1/120$ 、 $\pm 1/90$ 、 $\pm 1/60$ 、 $\pm 1/45$ 、 $\pm 1/30\text{rad}$ となるように、それぞれ2回ずつ繰り返し実験を行なった。その後MWD-1-1812-1の試験体は2回ずつ $\pm 1/20$ 、 $\pm 1/15\text{rad}$ となるように変形させた後、終了した。その他の試験体では $+1/20$ 、 $-1/30$ 、 $+1/15$ 、 $-1/30$ 、 $+1/10$ 、 $-1/30\text{rad}$ となるように2回ずつ変形させた後、終了した。

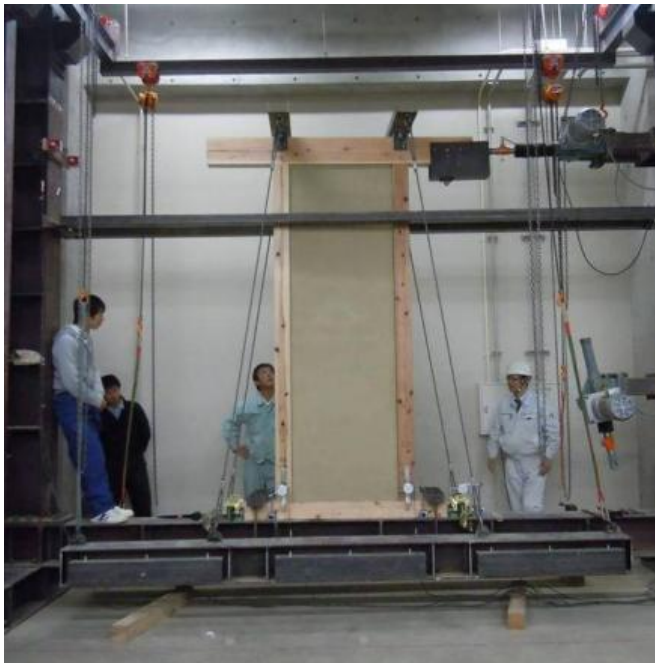


写真 3.5.1-25 試験体の設置状況



写真 3.5.1-26 土台の固定状況
試験体の設置状況

計測について

計測は、ジャッキの荷重と図 3.5.1-26 に矢印で示す箇所の変位である。変位 1 および変位 2 は巻き取り型変位計で、変位 3~5 はダイヤル型変位計を使用した。

実験結果の整理について

結果に示す荷重は、次式により、おもりによる $P\Delta$ 効果を除いている。

$$P' = P + W \tan \theta$$

ここで、

： $P\Delta$ 効果を除いた荷重

P ： 実験時の計測荷重

W ： 鋼製おもり重量(19.24kN)

： 見かけのせん断変形角

見かけのせん断変形角は、変位 1 と変位 2 の平均値

から変位 5 の値を減じ、高さ $H=2730$ で除して求めた。今回の実験では、MWD-1-1812-1 の試験体を除いて、柱の浮き上がりが顕著となり、それに伴う回転角 r を除いた真のせん断変形角 R も求めた。

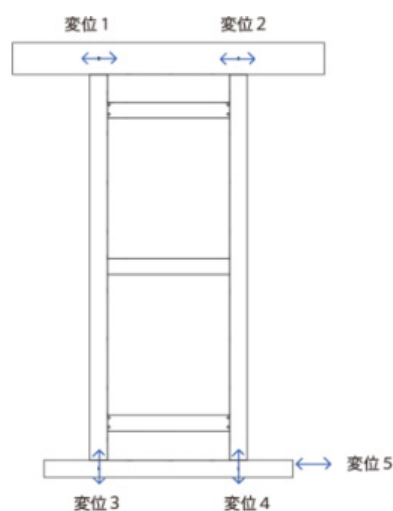


図 3.5.1-26 変位の計測位置

実験結果

試験体ごとに、荷重層間変形角関係、包絡曲線、各折り返し変形角における損傷状況および特徴的な写真を示す。

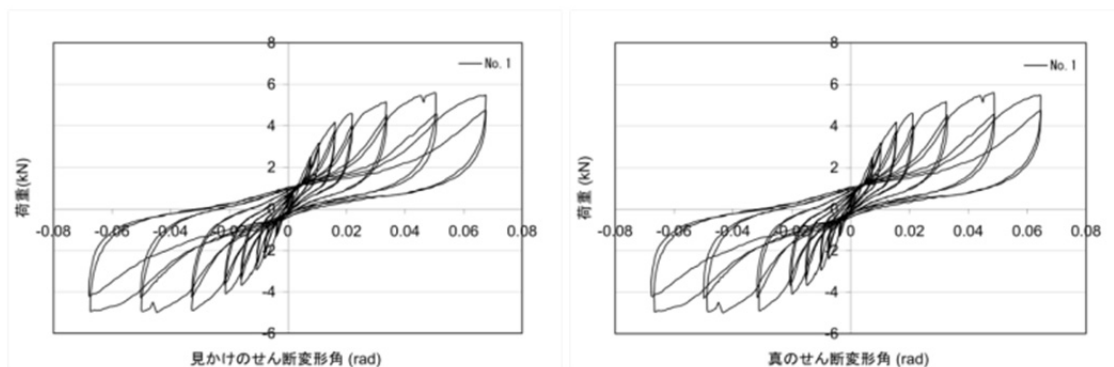


図 3.5.1-27 荷重～層間変形角関係 (MWD-1-1812-1)

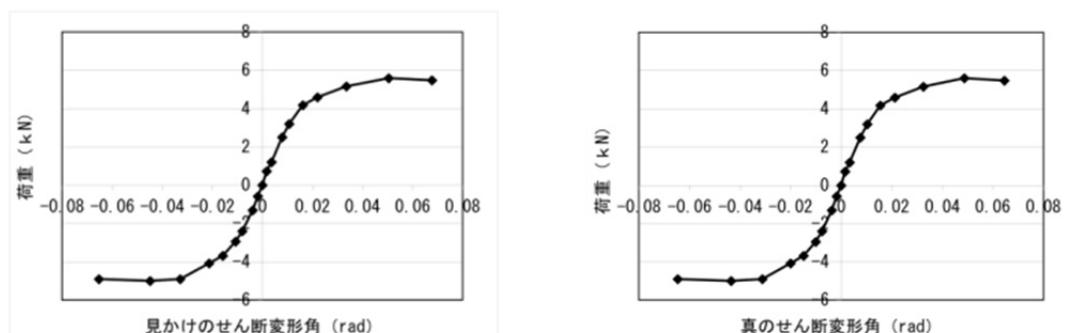


図 3.5.1-28 包絡曲線 (MWD-1-1812-1)

MWD-1-1812-1

表 3.5.1-9 損傷状況 (MWD-1-1812-1)

	MWD-1-1812-1
1/480	目立った損傷は無し
1/240	試験体にきしむ音が鳴り始める。また、表面の両柱脚部の隅に隙間が少し入り始め、表面に浅い亀裂が入る。
1/120	1 サイクル目の負方向時に表面の土がパラパラと落ち始める。また、2 サイクル目の正方向時には表面の上貫付近に亀裂が入り、負方向時には下貫付近に亀裂が入る(写真 3.5.1-27(a)、(b))。
1/90	表面の上貫、下貫付近の亀裂がさらに大きくなり、上貫側の亀裂はつながる(写真 3.5.1-27(c))。
1/60	表面の梁チリ部付近に亀裂が入り、下貫側の亀裂がつながる(写真 3.5.1-27(d))。
1/45	両柱が大きく音をたてる。表面の上貫、下貫付近の亀裂がさらに大きくなる(写真 3.5.1-27(e)、(f))。
1/30	中貫付近にも大きい亀裂が入り、つながる(写真 3.5.1-27(g))。2 サイクル目には左の柱脚付近に亀裂が入り、隅の土の一部が剥がれてくる(写真 3.5.1-27(h))。
1/20	1 サイクル目に右の柱が大きい音をたて、中貫付近より下に斜めの亀裂が入る(写真 3.5.1-27(i))。2 サイクル目には表面の隅の土が膨らみ始める。また、裏面の土台と土壁に隙間ができる。
1/15	1 サイクル目に両柱がさらに大きい音をたてる。2 サイクル目には中貫に大きい亀裂がつながる(写真 3.5.1-27(j))。



(a) 上貫付近の亀裂(1/120)



(b) 下貫付近の亀裂(1/120)



(c) 上貫付近の亀裂が繋がる (1/90)



(d) 下貫付近の亀裂が繋がる (1/60)



(e) 上貫付近の亀裂の進展 (1/45)



(f) 下貫付近の亀裂の進展 (1/45)



(i) 中貫付近の亀裂の進展 (1/20)



(j) 中貫付近の亀裂の更なる進展 (1/15)



(g) 中貫付近の亀裂 (1/30)



(h) 下隅角部の亀裂と土の剥がれ (1/30)

写真 3.5.1-27 土壁の損傷状況 (MWD-1-1812-1)

MWD-1-3648-1

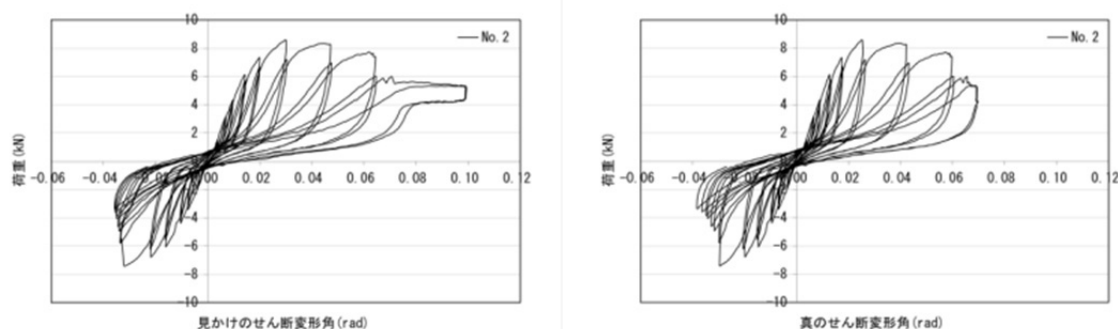


図 3.5.1-29 荷重～層間変形角関係 (MWD-1-3648-1)

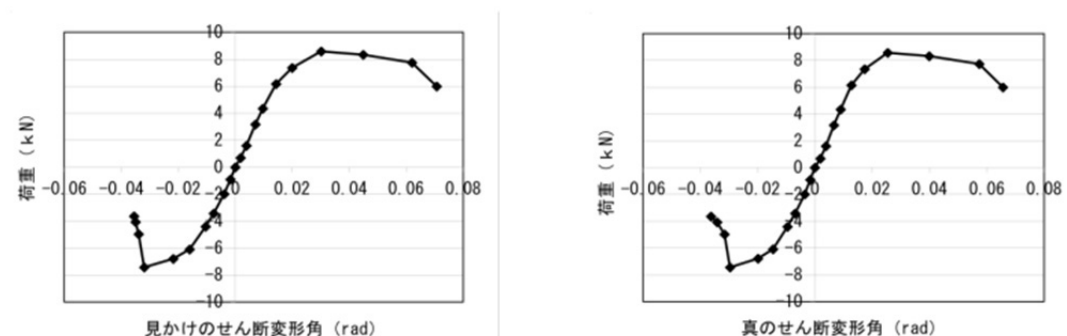


図 3.5.1-30 包絡曲線 (MWD-1-3648-1)

表 3.5.1-10 損傷状況 (MWD-1-3648-1)

	MWD-1-3648-1
1/480	目立った損傷は無し。
1/240	
1/120	表面のチリ部に隙間が生じる(写真 3.5.1-28(a))。また、裏面のチリ近傍に亀裂が生じる(写真 3.5.1-28(b))。
1/90	表面にも裏面と同様にチリ近傍に亀裂が生じる(写真 3.5.1-28(c))。また、裏面のチリ部にも表面のように隙間が生じる(写真 3.5.1-28(d))。
1/60	1 サイクル目に土がパラパラと落ち始め、試験体に軋む音が鳴る。また、2 サイクル目に両面のチリ付近の亀裂が大きくなる(写真 3.5.1-28(e)、(f))。
1/45	1 サイクル目に表面の上貫と下貫付近に、裏面の上貫付近に亀裂が生じる(写真 3.5.1-28(g))。2 サイクル目には両面のチリ近傍の亀裂がさらに大きくなる(写真 3.5.1-28(h))。
1/30	1 サイクル目に両面の上貫、下貫、チリ付近の亀裂がさらに大きくなる(写真 3.5.1-28(i))。また、チリ部の隙間がさらに大きくなる(写真 3.5.1-28(j))。2 サイクル目には下貫付近の土が浮いてくる。
1/20	1 サイクル目に上貫、下貫付近の亀裂がより大きくなり始める(写真 3.5.1-28(k))。2 サイクル目には表面の下貫付近の土がさらに膨らみ試験体面外に出始める(写真 3.5.1-28(l))。

1/15	1 サイクル目に表面の上貫、中貫にも下貫と同様の膨らみが生じる(写真 3.5.1-28(m))。2 サイクル目には面外に出た表面の下貫の土壁が剥がれる(写真 3.5.1-28(n))。また、裏面のチリ部の隙間がより顕著になり、柱にも隙間が生じる。
1/10	1 サイクル目の正方向に押す途中に上貫の膨らみ、亀裂がより顕著になり、下貫と同様に試験体面外に出る(写真 3.5.1-28(o))。その後、大きい音をたて右柱、間渡しが土台から抜け始め、土壁も土台から外れる(写真 3.5.1-28(p))。



(a) チリ部の隙間(1/120)



(b) チリ付近の亀裂(1/120)



(c) 表面に生じたチリ付近の亀裂(1/90)



(d) 裏面のチリ部に生じた隙間(1/90) (1/120)



(e) 大きくなった表面のチリ付近の亀裂(1/60)



(f) 大きくなった裏面のチリ付近の亀裂(1/60)



(g) 表面の上貫付近の亀裂(1/45)



(h) 裏面の上貫付近にも亀裂が発生(1/45)



(i) 表面の上貫付近の亀裂の進行(1/30)



(j) 裏面の下側の隙間の拡がり(1/30)



(k) 表面の上貫付近の亀裂の進行(1/20)



(l) 裏面の面外に出てきた下貫近くの土(1/20)



(m) 表面中貫付近の土壁の膨らみ (1/15)



(n) 裏面の下貫近くの土壁の剥がれ (1/15)



(o) 表面の上貫付近の亀裂の進行 (1/10)



(p) 裏面から見た柱の抜け状況 (1/10)

写真 3.5.1-28 土壁の損傷状況 (MWD-1-3648-1)

MWD-1-6624-1

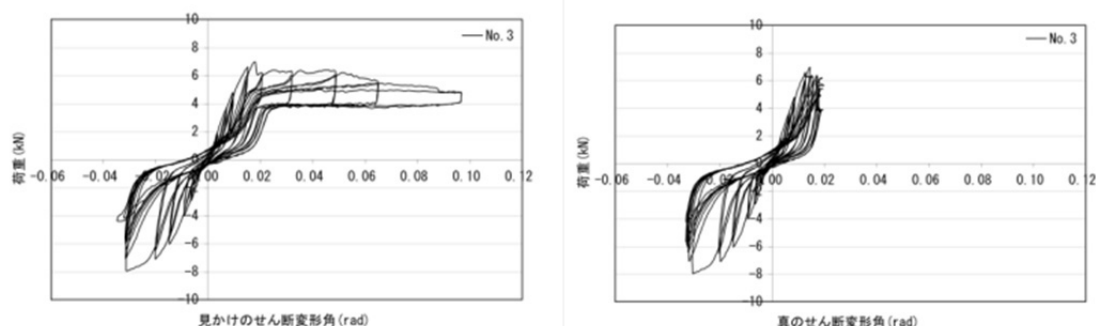


図 3.5.1-31 荷重～層間変形角関係(MWD-1-6624-1)

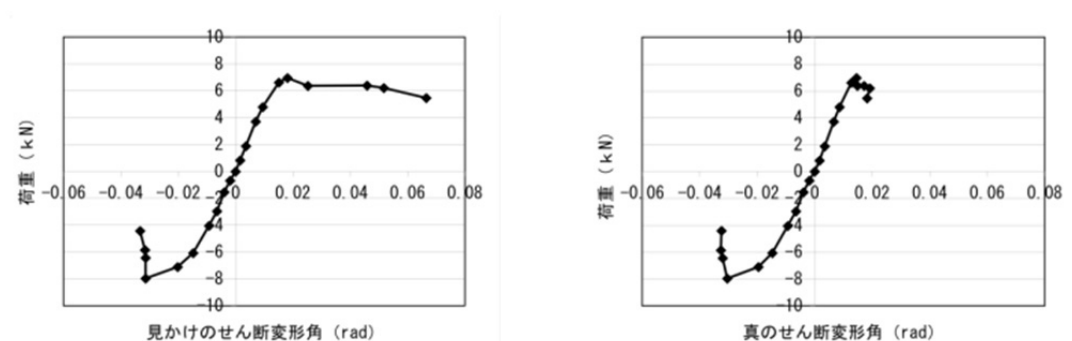


図 3.5.1-32 包絡曲線(MWD-1-6624-1)

表 3.5.1-11 損傷状況(MWD-1-6624-1)

	MWD-1-6624-1
1/480	目立った損傷は無し。
1/240	1 サイクル目に試験体に軋む音が鳴り始める。2 サイクル目には表面の柱脚とチリ部に隙間ができ始める。
1/120	1 サイクル目に柱のチリ部に隙間が生じる(写真 3.5.1-29(a))。2 サイクル目には裏面のチリ付近に亀裂が生じる(写真 3.5.1-29(b))。
1/90	1 サイクル目に 1/120 で生じた隙間がさらに大きくなる(写真 3.5.1-29(c))。2 サイクル目には表面の上貫付近に亀裂が生じる(写真 3.5.1-29(d))。
1/60	1 サイクル目に両面の上貫、下貫付近に亀裂が生じる(写真 3.5.1-29(e))。2 サイクル目には、さらに亀裂が大きくなる(写真 3.5.1-29(f))。
1/45	1 サイクル目に表面の上貫と下貫の亀裂がさらに大きくなり、2 サイクル目には 1 サイクル目に大きくなった亀裂がつながり、下貫付近の土壁が浮き始める。(写真 3.5.1-29(g))。また、右の柱は大きい音をたて、両柱に少し隙間ができる。
1/30	1 サイクル目に 1/45 で空いた柱との隙間、下貫付近の土壁の浮きが顕著になる(写真 3.5.1-29(h))。2 サイクル目には表面の中貫付近にも亀裂が生じ、浮き始める(写真 3.5.1-29(i))。また、左の柱も大きい音をたて、隙間が大きくなる。
1/20	両柱の抜けがさらに顕著になり、下貫付近の土壁の浮きが試験体面外に出る(写真 3.5.1-29(j))。
1/15	1 サイクル目に大きい音をたて、1/20 のときよりもさらに柱の抜けが進む(写真

	3.5.1-29(k))。
1/10	1 サイクル目の正方向で全ての間渡しが抜け、右の柱に柄穴が見えてくる(写真 3.5.1-29(l)) 負方向では左の柱の抜けもさらに進行する。後日、柄孔が抜けていることを確認した(写真 3.5.1-29(m))。



(a) 柱チリ部の隙間(1/120)



(b) 裏面チリ付近の亀裂(1/120)



(c) 隅角部の隙間(1/90)



(d) 表面上貫付近の亀裂(1/90)



(e) 表面下貫付近の亀裂(1/60)



(f) 裏面下貫付近の亀裂(1/60)



(g) 繋がった下貫付近の亀裂と浮き始めた土壁と左の柱(1/45)



(h) 表面下貫付近の亀裂の進展(1/30)



(i) 面外に浮き始めた中貫付近の土壁(1/30)



(j) 表面下貫付近の亀裂の進展(1/20)



(k) 土台から抜けた間渡し、柱(1/15)



(l) 全て抜けた間渡し、抜けかけている柱(1/10)



(m) 柄孔が抜けた右柱

写真 3.5.1-29 土壁の損傷状況 (MWD-1-6624-1)

MWD-1-5424-1

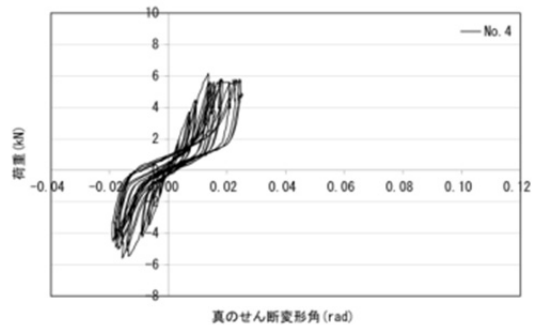
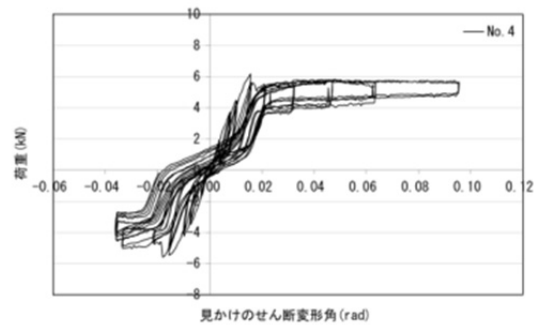


図 3.5.1-33 荷重～層間変形角関係 (MWD-1-5424-1)

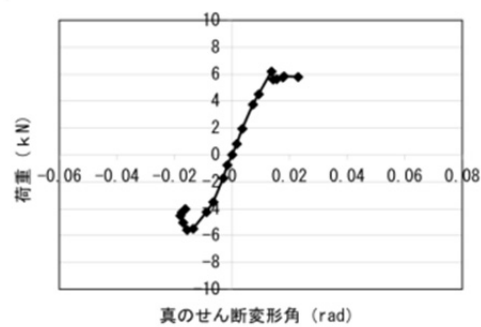
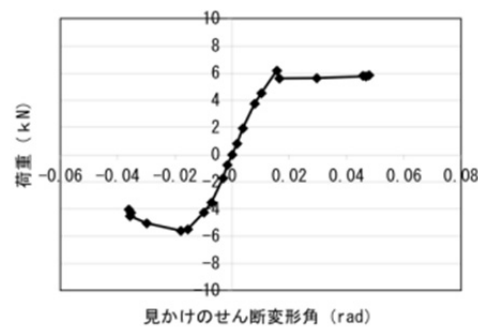


図 3.5.1-34 包絡曲線 (MWD-1-5424-1)

表 3.5.1-12 損傷状況 (MWD-1-5424-1)

MWD-1-5424-1	
1/480	目立った損傷は無し。
1/240	
1/120	土がパラパラと落ち始める。表面の柱と土壁に、裏面は土台と土壁に隙間ができ始める (写真 3.5.1-30 (a)、(b))。
1/90	1 サイクル目には表面の上貫、両面のチリ付近に亀裂ができ始める (写真 3.5.1-30 (c))。2 サイクル目には表面の下貫付近に亀裂が生じる (写真 3.5.1-30 (d))。

1/60	1 サイクル目に表面の上貫付近の亀裂がより大きくなる。裏面にも表面と同様に上貫付近に亀裂ができる(写真 3.5.1-30(e)。2 サイクル目には表面の下貫付近の亀裂がより大きくなる(写真 3.5.1-30(f))。
1/45	1 サイクル目の正方向では右の柱と土台の間に、負方向では左の柱と土台の間にそれぞれ隙間が顕著に生じる。(写真 3.5.1-30(g)、(h))。2 サイクル目には両面の上貫、下貫の亀裂がさらに大きくなり、亀裂がつながる(写真 3.5.1-30(i)、(j))。
1/30	1 サイクル目、2 サイクル目とも両面の亀裂がさらに大きくなり、右の柱が抜け始める(写真 3.5.1-30(k)、(l))。
1/20	1 サイクル目に右の柱、間渡しの抜けが顕著になり、変位計が外れてしまう(写真 3.5.1-30(m)、(n))。以降、盛り替えの作業を行う。
1/15	1 サイクル目の正方向時に大きい音をたて、亀裂および間渡し、右の柱の抜けがさらに顕著になる(写真 3.5.1-30(o))。負方向時(1/30)には左の柱にも隙間が生じる(写真 3.5.1-30(p))。
1/10	1 サイクル目の正方向時に、試験体の傾きが大きくなり、真ん中の間渡しが抜け、右の柱の柄孔が見えてきた(写真 3.5.1-30(q))。 後日、試験体を解体し、柱の柄の状況を確認した(写真.5.1-30(r))。



(a) 表面チリ部の隙間 (1/120)



(b) 裏面チリ部の隙間 (1/120)



(c) 表面の上貫、チリ付近の亀裂(1/90)



(d) 表面下貫付近に生じた亀裂 (1/90)



(e) 裏面上貫、チリ付近の亀裂(1/60)



(f) 大きくなった表面の下貫付近の亀裂(1/60)



(g) 表面から見た下隅角部の隙間(1/45)



(h) 裏面から見た下隅角部の隙間、亀裂(1/45)



(i) 表面の上貫付近の亀裂の進行(1/45)



(j) 裏面の下貫付近の亀裂の進行(1/45)



(k) 抜け始めた裏面から見た柱(1/30)



(l) 表面上貫付近の亀裂の進展(1/30)



(m) 外れた変位計(1/20)



(n) 土台から抜けた柱と間渡し(1/20)



(o) さらに大きくなった表面の亀裂
柱、間渡しの抜け(1/15)



(p) 抜け始めた左の柱の抜け状況(1/30)

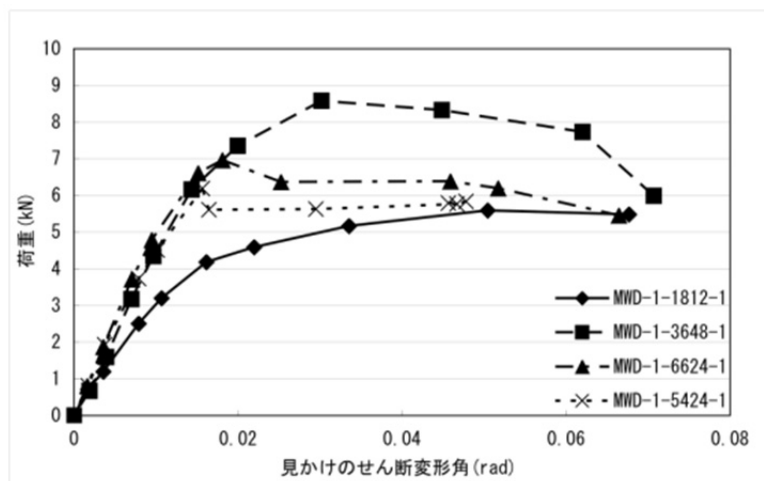


(q) 柄孔が見えてきた柱 (1/10)

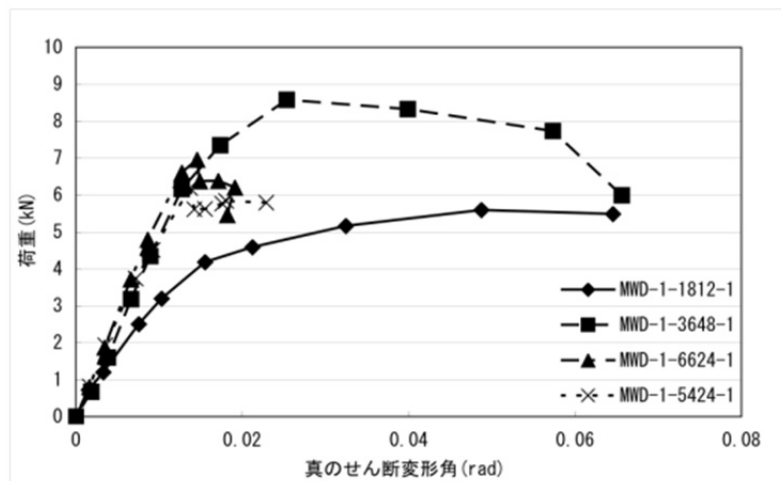


(r) 柄孔が抜けた左の柱(後日)

写真 3.5.1-30 土壁の損傷状況 (MWD-1-5424-1)



(a) 見かけのせん断変形角



(b) 真のせん断変形角

図 3.5.1-35 包絡曲線

絡曲線の比較について

図 3.5.1-35 に 4 つの試験体の正の側の包絡曲線の比較を示す。

MWD-1-1812-1 の片面土壁(壁厚 30mm)はなだらかに耐力が上昇し、1/20rad 程度で最大値をとる。耐力は土壁によって支配されている。壁厚の大きい他の 3 試験体は、土壁が厚くなることによる剛性、耐力の増加が予想され、確かに初期剛性が MWD-1-1812-1 とは明瞭に大きくなっている。しかし、最大耐力は壁厚に比例するようには上がらず、MWD-1-3648-1(壁厚 85mm)では 1/30rad で柱脚に浮きが見られ、MWD-1-6624-1(壁厚 90mm)、MWD-1-5424-1(壁厚 80mm)では 1/45rad で柱脚に浮きが見られ、その後変形を増大させると柱脚が浮き、柄の抜けが生じ、耐力が増加しなくなる。今回の実験では、柱脚の抜けを防止する施策を講じていないため、浮き上がりを除いて整理すると、1/50rad 程度までの土壁耐力しか評価できておらず、壁厚をパラメータとした土壁そのものの耐力評価としては不十分な結果となった。当然ではあるが、柱脚の浮き上がりを防止するように接合部を十分に補強していなければ、単純に壁厚を大きくしてもその効果は得られない。

2) 2P 試験体

2P 試験体の実験について、実験概要(試験体仕様、載荷、計測)、実験結果の整理(荷重から PA 効果を除去する式、層間変形角の算定式)、各実験結果、骨格曲線の比較の序に示す。

試験体仕様について以下に示す。

壁厚さの異なる 2P の全面壁 4 体についてのせん断耐力を検証する実験を行った。表 3.5.1-13 に試験体名と仕様を示す。貫厚は荒壁面と貫面とが合う位置関係とするため、両面壁の貫厚は荒壁厚の 1/2 となっている。

表 3.5.1-13 試験体仕様

試験体名	荒壁厚さ(mm)	中塗り厚さ(mm)	壁厚(mm)	貫厚(mm)
MWD-2-1812-1	18	12 (片面)	30	18
MWD-2-3648-1	36	48 (両面)	84	18
MWD-2-6624-1	66	24 (両面)	90	33
MWD-2-5424-1	51	24 (両面)	75	27

軸組の共通仕様を以下に示す。

- ・柱 120×120、桁 120×210、貫 18×105 スギ
- ・土台 120×120 ヒノキ
- ・間渡し竹は幅 30mm 程度、小舞竹は幅 20mm 程度
- ・竹小舞間隔は内法 45mm を標準とする
- ・柱と土台・桁仕口は長ほぞ 120mm、込栓打ち
- ・貫は柱に 60mm 差し込んで釘 2 本留め付け
- ・荒壁厚さ 36mm、中塗り仕上げ後の壁厚さ 60mm

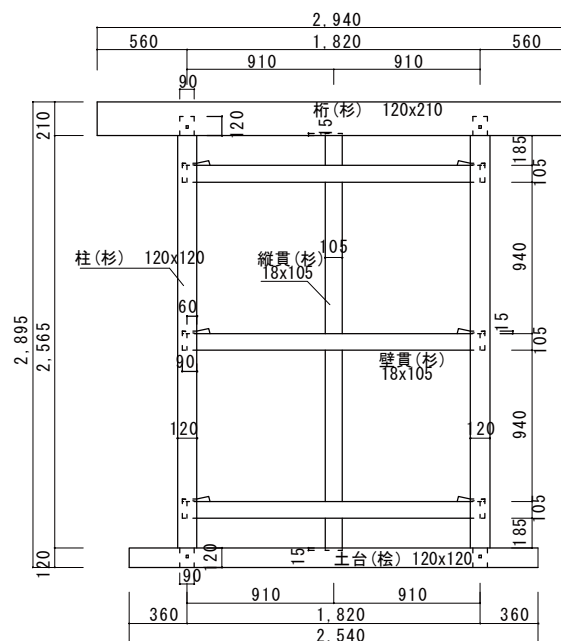


図 3.5.1-36 試験体軸組(貫厚 18mm)

載荷について以下に示す。

試験体の土台の浮き上がりを生じさせないために、土台に直径 18mm の穴を開け、M16 の中ボルトで鋼製土台に締め付けた。土台両端部には土台の水平移動を拘束するため金物を鋼製土台に固定する。柱には 9.80kN の軸力が生じるように鋼製おもり 2 個を柱頭の桁上部からワイヤーで吊す。その状態で載荷式の正負繰り返し面内せん断加力試験とした。繰り返しにおける折り返し変形は、桁の水平変位を試験体高さ(2730mm)を除した見かけの変形角が、1/480、1/240、1/120、1/90、1/60、1/45、1/30、1/20、1/15、1/10、1/7(rad)となるように設定した。各折り返し変形を 2 回ずつ経験するように繰り返し加力を行った。MWD-2-1812-1 の設置状況を写真 3.5.1-31 に示す。

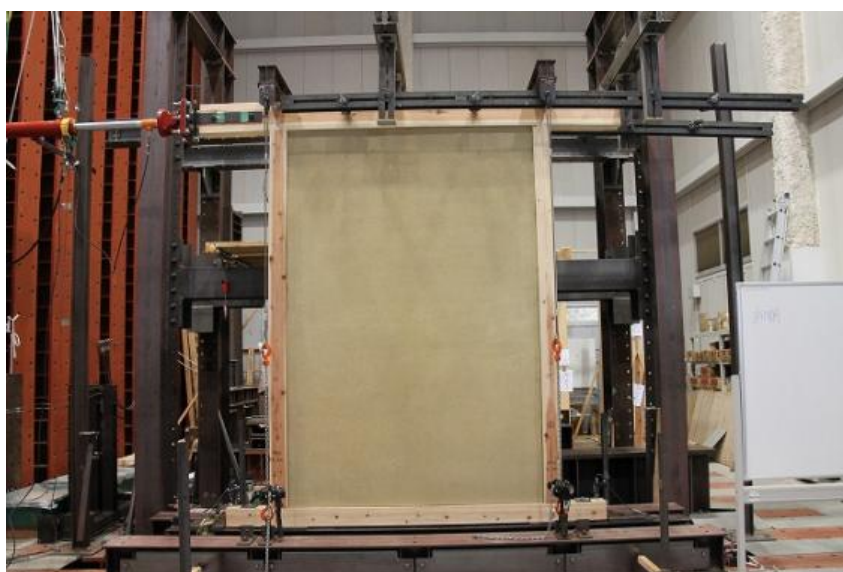


写真 3.5.1-31 試験体 MWD-2-1812-1 の設置状況

計測について以下に示す。

計測はジャッキの荷重と図 3.5.1-37 に矢印で示す箇所の変位である。変位の詳細については表 3.5.1-14 に示す。桁の変位は①、土台のすべりについては②、柱頭と桁との抜けと相対回転角は⑤⑥と⑨⑩、柱脚の浮き上がりと絶対回転角は⑦⑧と⑪⑫によって評価する。

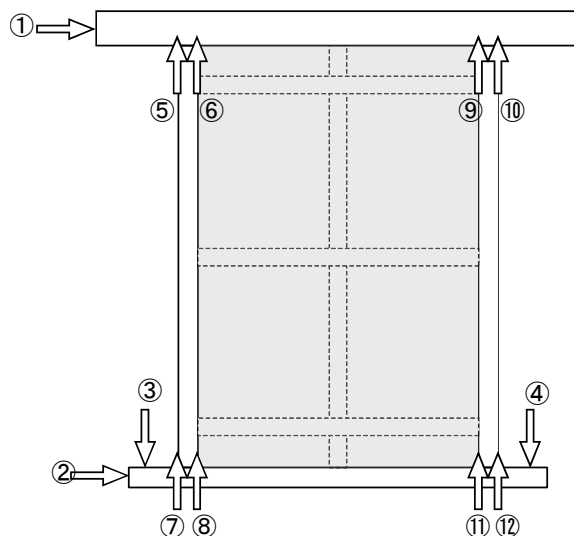


図 3.5.1-37 計測概要

表 3.5.1-14 計測変位

計測番号	計測対象	機器
①	桁の水平変位	東京測器 DP-1000E
②	土台の水平変位	東京測器 SDP-50
③、④	土台の左端と右端の鉛直変位	東京測器 CDP-25
⑤、⑥	柱頭(左)と桁の相対鉛直変位 2 つの変位計は柱心から左と右に 60mm 離れた位置を計測する。従って、2 つの変位計の間隔は 120mm	東京測器 SDP-50
⑦、⑧	柱脚(左)の絶対鉛直変位 2 つの変位計は柱心から左と右に 60mm 離れた位置を計測する。従って、2 つの変位計の間隔は 120mm	東京測器 SDP-50
⑨、⑩	柱頭(右)と桁の相対鉛直変位 2 つの変位計は柱心から左と右に 60mm 離れた位置を計測する。従って、2 つの変位計の間隔は 120mm	東京測器 SDP-50
⑪、⑫	柱脚(右)の絶対鉛直変位 2 つの変位計は柱心から左と右に 60mm 離れた位置を計測する。従って、2 つの変位計の間隔は 120mm	東京測器 SDP-50

実験結果の整理について以下に示す。

結果に示す荷重は、次式により、おもりによる $P\Delta$ 効果を除いている。

$$P' = P + W \tan \theta \quad (3.5.1-1)$$

ここで、

P' : $P\Delta$ 効果を除いた荷重

P : 実験時の計測荷重

W : 鋼製おもり重量 (19.24kN)

θ ：見かけの変形角

層間変形角は表 3.5.1-14 の①と②、即ち桁の水平変位変位 d_1 と土台水平変位 d_2 と壁高さ $H=2730$ を用いて、次式で求めた。

$$\theta = \frac{d_1 - d_2}{H} \quad (3.5.1-2)$$

各実験結果を以下に示す。

試験体ごとに、荷重層間変形角関係と包絡線を重ねた図、確変計画における損傷状況の表、写真としては 1/120、1/90、1/20、1/7(rad) の繰り返し載荷の 1 回目を示す。

MWD-2-1812-1

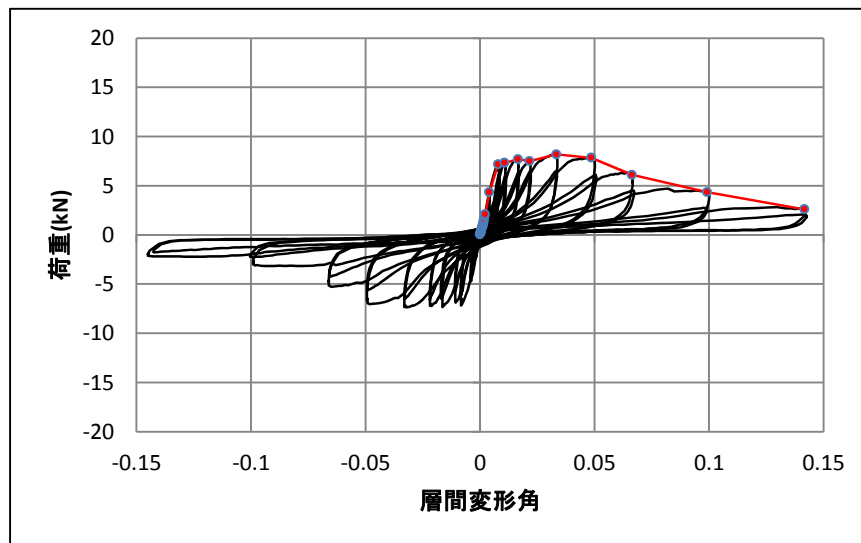


図 3.5.1-38 荷重～層間変形角関係 (MWD-2-1812-1)

表 3.5.1-15 損傷状況 (MWD-2-1812-1)

MWD-2-1812-1	
1/480	目立った損傷は無し
1/240	
1/120	3本の貫に沿ってひび割れ
1/90	貫に沿ったひび割れが大きくなる。特に中段がひび割れの進展が大きい
1/60	貫に沿ったひび割れが大きくなる。3つの貫に沿ったひび割れも大きくなる
1/45	
1/30	貫に沿ったひび割れが盛り上がり、小さな壁の剥離が見られる
1/20	貫の沿ったひび割れの間クロスひび割れが入るとともに、貫に沿ったひび割れ付近からの小さい剥離が目立ってくる

1/15	
1/10	
1/7	貫間の壁の中央付近にひび割れが横に進展し、そのひび割れと貫に沿ったひび割れとの間の壁が崩落



(a) 1/120



(b) 1/90



(f) 1/20



(i) 1/7

写真 3.5.1-32 土壁の損傷状況 (MWD-2-1812-1)

MWD-2-3648-1

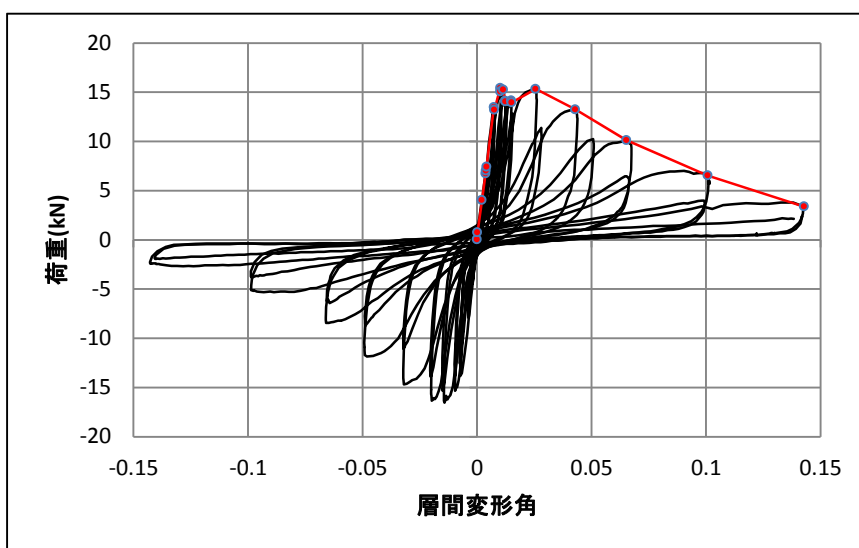


図 3.5.1-39 荷重～層間変形角関係 (MWD-2-3648-1)

表 3.5.1-16 損傷状況 (MWD-2-3648-1)

	MWD-2-3648-1
1/480	目立った損傷は無し
1/240	
1/120	上段貫の左右の隅に軽微なひび割れ 下段の貫周辺にも軽微なひび割れ
1/90	上下段貫の左右の隅のひび割れが進展
1/60	上下段貫上にひび割れが進展しつながら 中段貫の中央付近と縦貫に沿ってひび割れ
1/45	ひび割れが大きくなる
1/30	
1/20	縦貫上のひび割れがクロスに進展し、ひび 割れ部分から壁が浮き上がってきた
1/15	一部剥離

1/10	一部剥離
1/7	壁、右半分が崩落



(a) 1/120



(b) 1/90



(f) 1/20



(i) 1/7

写真 3.5.1-33 土壁の損傷状況 (MWD-2-3648-1)

MWD-2-6624-1

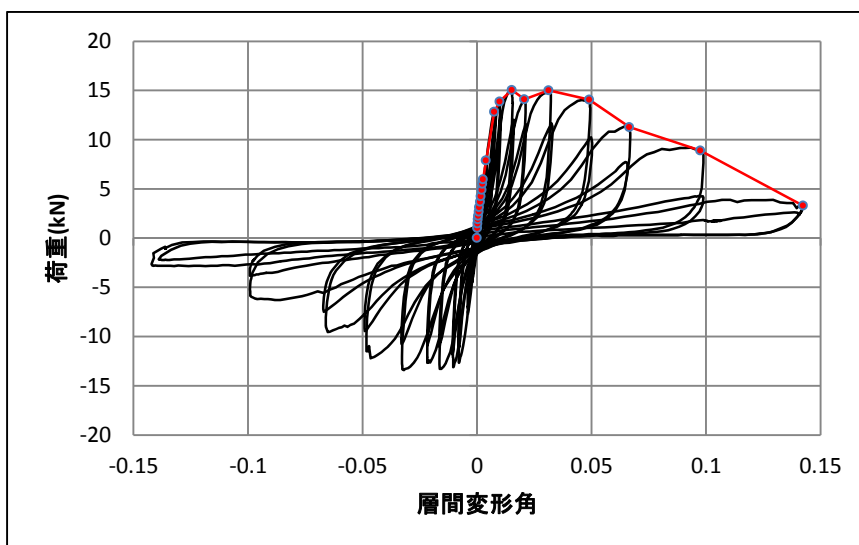


図 3.5.1-40 荷重～層間変形角関係 (MWD-2-6624-1)

表 3.5.1-17 損傷状況 (MWD-2-6624-1)

	MWD-2-6624-1
1/480	目立った損傷は無し
1/240	
1/120	上段貫の左右の隅に軽微なひび割れ 下段の貫周辺にも軽微なひび割れ
1/90	上下段貫上にひび割れが進展しつながる 中段貫の中央付近に軽微なひび割れ
1/60	3本の貫上のひび割れが進展し、縦貫に 沿ってひび割れ発生
1/45	縦貫に沿ったひび割れがクロス状に進展
1/30	ひび割れ付近の壁が浮き上がる
1/20	浮き上がった壁が一部剥離
1/15	剥離が進行
1/10	壁の左半分崩落
1/7	壁全面が崩落



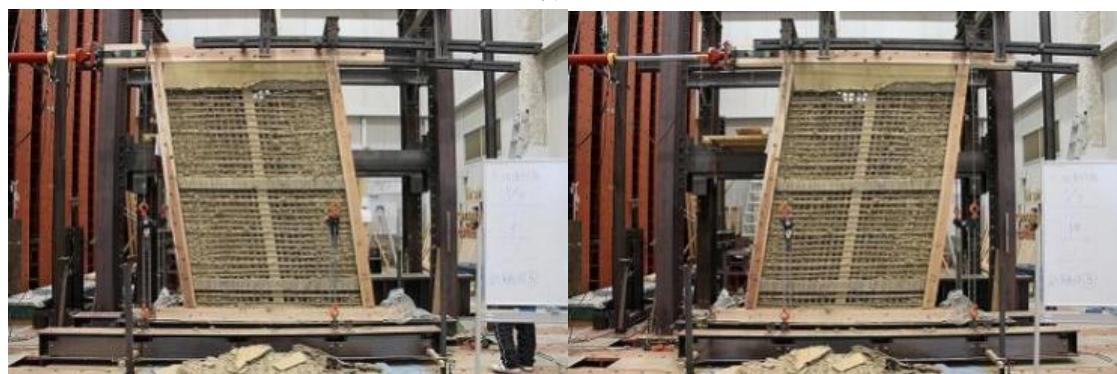
(a) 1/120



(b) 1/90



(f) 1/20



(i) 1/7

写真 3.5.1-34 土壁の損傷状況 (MWD-2-6624-1)

MWD-2-5424-1

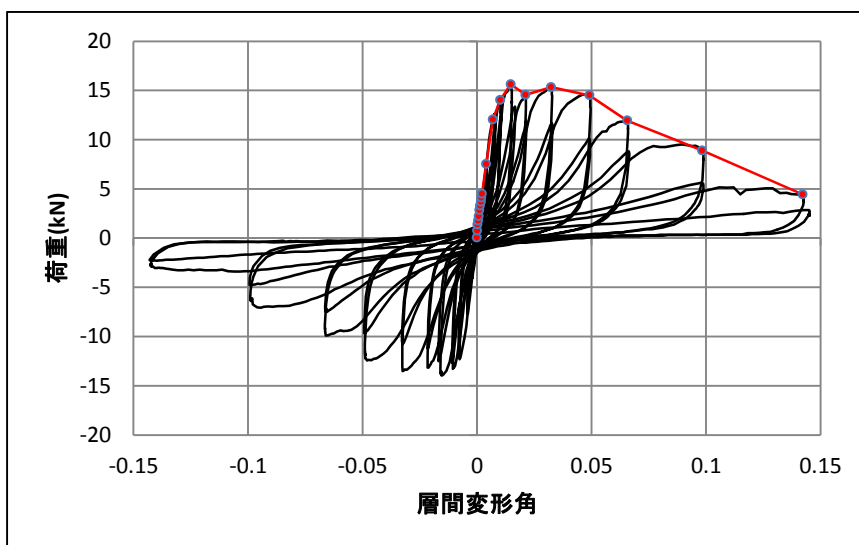


図 3.5.1-41 荷重～層間変形角関係 (MWD-2-5424-1)

表 3.5.1-18 損傷状況 (MWD-2-5424-1)

	MWD-2-5424-1
1/480	目立った損傷は無し
1/240	
1/120	上段貫の左右の隅に軽微なひび割れ 下段の貫周辺にも軽微なひび割れ
1/90	上下段貫上にひび割れが進展しつながる 中段貫の中央付近に軽微なひび割れ
1/60	3本の貫上のひび割れが進展し、縦貫に沿ってひび割れ発生
1/45	縦貫に沿ったひび割れがクロス状に進展
1/30	ひび割れ付近の壁が浮き上がる
1/20	ひび割れ付近の壁が浮き上がる
1/15	浮き上がった壁が一部剥離
1/10	剥離が進行
1/7	壁左半面の崩落の後、全面崩落



(a) 1/120



(b) 1/90



(f) 1/20



(i) 1/7

写真 3.5.1-35 土壁の損傷状況 (MWD-2-5424-1)

3.5.2 土壁復元力特性の設定

(1) 全面壁

土壁の破壊形式としては、軸組内での壁土のロッキングによる隅角部や貫周辺の壁土の圧壊(図 3.5.2-1 (a))と壁土のせん断破壊(図 3.5.2-1 (b))の 2 種類に大別される。概して壁長が 1P の場合は前者、2P の場合は后者の破壊形式になることが多く、異なる破壊形式であるものを同じせん断応力度であるとみなすことはできないため、両者の復元力特性は区別することとした。

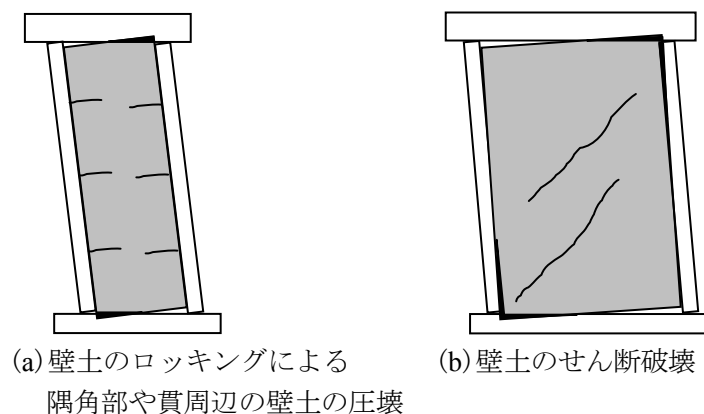


図 3.5.2-1 土壁の破壊形式

全面土壁の設計用復元力特性は、表 3.5.2-1 に示す仕様の壁長が 1P および 2P の土壁の静的せん断加力実験結果から、次のようにして求めた。まず、実験で得られた復元力より、別途行った軸組のみの試験体の復元力を差し引いて壁土の負担せん断力を求め、さらに、断面積(柱芯々間距離×壁厚)で除して得られたせん断応力度について、信頼水準 75%の 50%下限値を特定変形角毎に計算し、それを参考に設計用復元力を設定した。図 3.5.2-2 に 1P および 2P 全面壁の実験結果と設計用復元力特性を示す。上限値は、設計用復元力の 1.25 倍である。

1P 試験体は、同じ仕様のもの 4 体について実験を行ったが、2P 試験体については、標準仕様のもの 4 体(MWD2)のほか、荒壁の裏返しの時期を変えたもの(MWD2-1W および MWD2-2W)を含む全 10 体について実験を行ったので、試験体数(N)は 10 として 50%下限値を計算した。

なお、実験を行った試験体に使用した壁土の圧縮強度は、荒壁が 0.45N/mm^2 、中塗り土が 0.55N/mm^2 であった。従って、別の産地の壁土であっても、 0.5N/mm^2 以上であれば、上記の復元力特性が得られるものと考えられる。

表 3.5.2-1 実験を行った土壁の仕様

壁土の産地	京都
圧縮強度	角柱(ようかん) : 荒壁 0.86N/mm^2 、中塗り 0.87N/mm^2 円柱 : 荒壁 0.45N/mm^2 、中塗り 0.55N/mm^2
壁厚	荒壁 36mm 中塗り 24mm (両面それぞれ 12mm ずつ)
貫	3段
下地	竹小舞下地 (内法間隔 45mm)

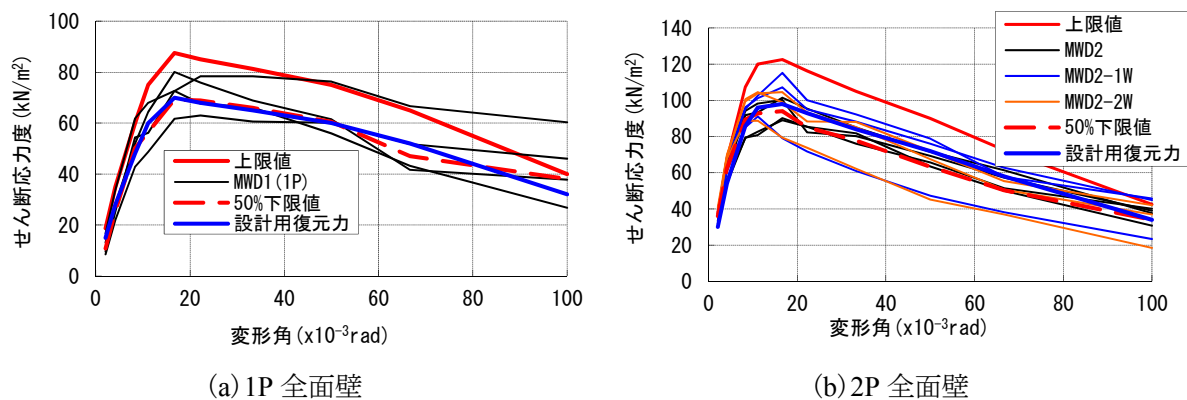


図 3.5.2-2 全面壁の実験結果と設計用復元力特性

図 3.5.2-3 に、竹小舞の内法間隔を 35mm にした場合と 55mm にした場合の 1P 試験体 (MWD1-35、MWD1-55) のせん断応力度と 2P 試験体 (MWD2-35、MWD2-55) のせん断応力度を示す。これより、標準の内法間隔 (45mm) である MWD1 や MWD2 と比べて、35mm や 55mm の場合でも大差なく、竹小舞の内法間隔が異なっても、標準仕様の試験体の実験結果をもとに設定した設計用復元力を用いてもよいといえる。

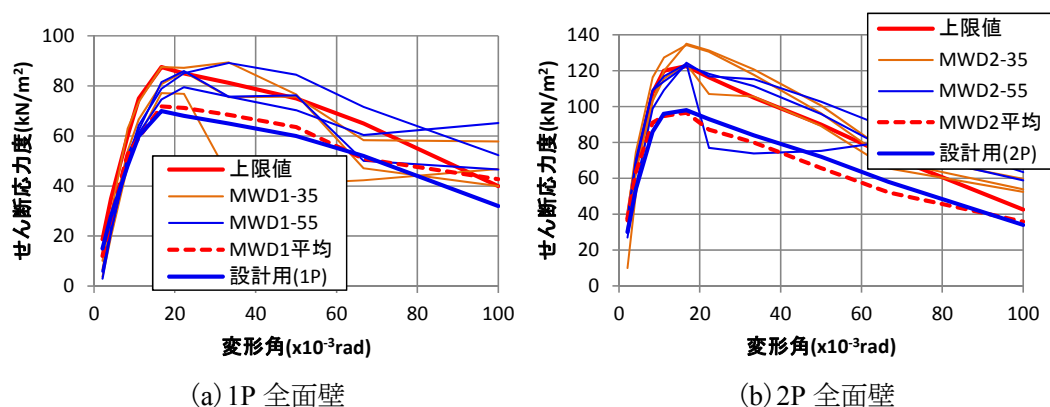


図 3.5.2-3 小舞の内法間隔が異なる全面壁の実験結果と設計用復元力特性

図 3.5.2-4 に小舞の材料がススキの場合の 1P および 2P 試験体のせん断応力度 (MWD1S、MWD2S) とヨシの場合の 1P および 2P 試験体のせん断応力度 (MWD1Y、MWD2Y) を示す。これより、竹の場合 (MWD1、MWD2) と比べて、ススキやヨシの場合であっても大きな差は認められない。従って、小舞の材料が異なっても、設計用復元力特性は、竹の場合と同じものを使用して差し支えないと判断できる。

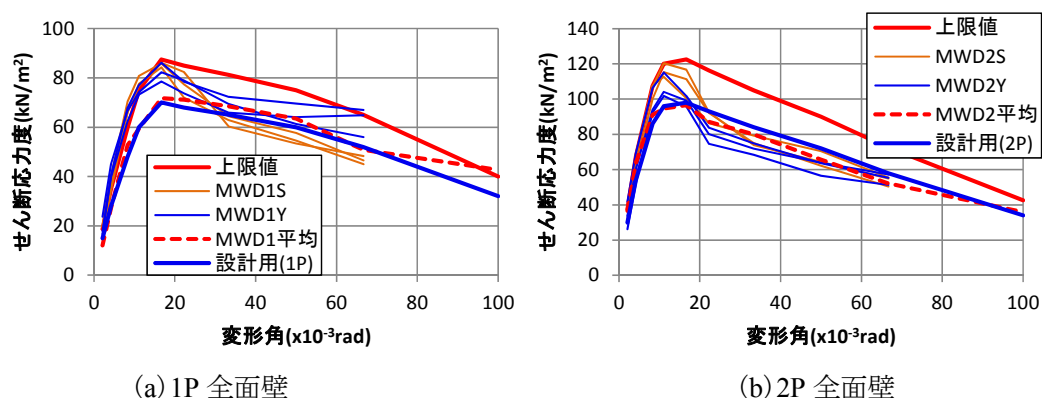


図 3.5.2-4 下地の材料が異なる全面壁の実験結果と設計用復元力特性

図 3.5.2-5 に、試験体の高さが標準の 2730mm より高い場合(3600mm、MWD2H)と低い場合(2100mm、MWD2L)の実験結果と設計用復元力特性を示す。これより、この高さ範囲であれば、復元力に大きな影響がないことが分かる。従って、設計用復元力特性の高さの適用範囲としては、2100mm～3600mm として差し支えないと考えられる。

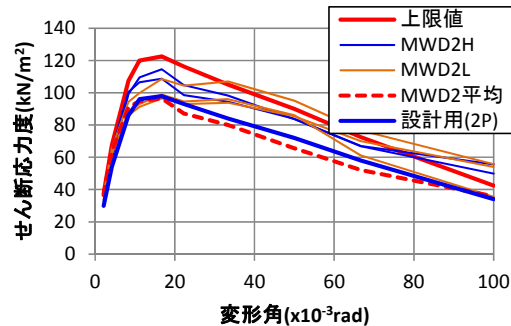


図 3.5.2-5 高さが異なる 2P 全面壁の実験結果と設計用復元力特性

なお、壁長が 1P と 2P 以外の場合についてであるが、既往の研究¹⁾では、1P と 2P の復元力からその間の壁長の土壁の復元力を求める式 3.5.2-1 が提案されている。

$$Q_y = \min \left(\left(\frac{L_X}{L_{X1P}} \right)^2 Q_{y1P}, \frac{L_X}{L_{X2P}} Q_{y2P} \right) \quad (3.5.2-1)$$

ここで、

L_X : 任意壁長土壁の柱間内法長さ L_{X1P} : 1P 土壁の柱間内法長さ
 L_{X2P} : 2P 土壁の柱間内法長さ Q_{y1P} : 1P 土壁の耐力 Q_{y2P} : 2P 土壁の耐力

これによると、図 3.5.2-6 のように、1.5P 以上になると 2P のせん断応力度とほぼ同じであることが分かる。従って、設計用のせん断応力度としては、「1P 以上 1.5P 未満」の土壁に適用するものと「1.5P 以上 2P 以下」の土壁に適用するものの 2 種類とした。

1P 未満の全面壁については、現状では実験例が少なく、また、単体ではあまり大きなせん断力を負担できないと考えられることから、評価の対象としないこととした。また、2P を超える場合についても、実験例が少ないことから、2P のせん断応力度を使用することとした。

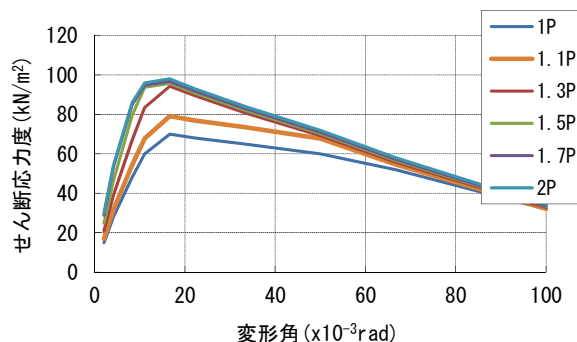


図 3.5.2-6 壁長が異なる全面壁のせん断応力度

(2) 小壁

小壁の復元力特性は、表 3.5.2-1 に示す仕様の 2P 垂壁試験体(垂壁高さ 475mm)および 2P 腰壁試験体(腰壁高さ 695mm)の静的せん断加力実験の結果から、図 3.5.2-7 のようなモデルを設定し、小壁自体のせん断力(Q_w)－変形角関係を求めた。小壁が負担するせん断力 Q_w は式 3.5.2-2～式 3.5.2-4 から導かれる式 3.5.2-5 で求めることができる。せん断変形角は、実験で計測された小壁の対角距離の変位図 3.5.2-8 より求めた。

図 3.5.2-9 と図 3.5.2-10 に実験結果と信頼水準 75%の 50%下限値および設計用復元力特性を示す。設計用復元力としては、同図に示す 50%下限値をそれぞれ壁高さと壁厚さで除して得られた値の平均値とした。図 3.5.2-9 と図 3.5.2-10 には、その設計用復元力に壁高さと壁厚さを乗じた値を結ぶ曲線を示している。なお、上限値は設計用復元力の 1.25 倍である。

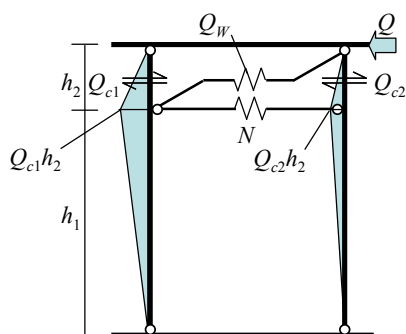


図 3.5.2-7 垂壁の解析モデル

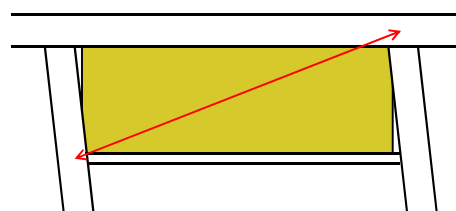


図 3.5.2-8 小壁の対角距離

$$Q_{c1} + Q_w + Q_{c2} = Q \quad (3.5.2-2)$$

$$Q_{c1} = -(Q_w - N) \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (3.5.2-3)$$

$$Q_{c2} = -N \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (3.5.2-4)$$

$$\therefore Q_w \frac{h_2}{h_1 + h_2} = Q \quad (3.5.2-5)$$

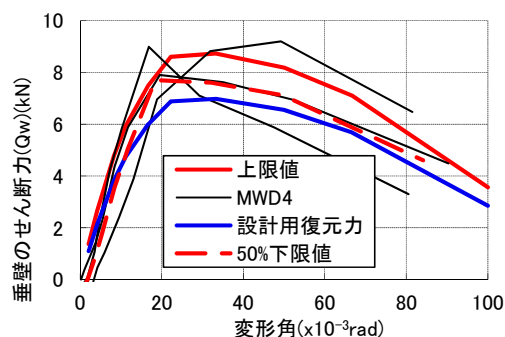


図 3.5.2-9 垂壁(MWD4)の実験結果と設計用復元力特性

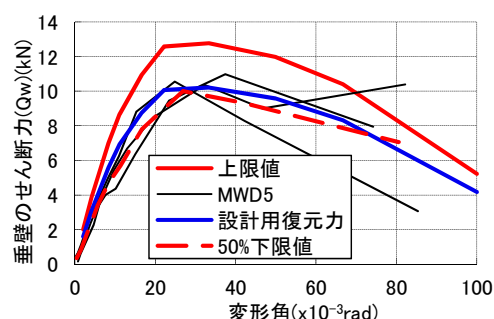


図 3.5.2-10 腰壁(MWD5)の実験結果と設計用復元力特性

小壁の負担せん断力は、壁高さに比例するとしている。また、1P の負担せん断力の 1.5 倍が 2P、さらに、2P の 1.5 倍が 4P とした。その考え方を以下に示す。

小壁のせん断抵抗機構の仮定と耐力評価式

図 3.5.2-11 のように小壁の抵抗機構として以下の 3 種類を考慮する。

- ・隅角部の圧縮抵抗
- ・貫による圧縮抵抗
- ・えつりによる圧縮抵抗

いずれも、図 3.5.2-12 のような形状の応力分布であると仮定すると、小壁の負担せん断力とそれぞれの抵抗機構で負担するせん断力は、式 3.5.2-6～式 3.5.2-9 で表すことができる。

$$V_{co} = {}_cV_{co} + {}_nV_{co} + {}_eV_{co} \quad (3.5.2-6)$$

$${}_cV_{co} = \frac{11}{48} \sigma_c \cdot t_w \cdot h_2^2 / h_2 \quad (3.5.2-7)$$

$${}_nV_{co} = \frac{11}{48} \sigma_c \cdot t_n \cdot N_n \cdot h_2^2 / h_2 \quad (3.5.2-8)$$

$${}_eV_{co} = \frac{11}{48} \sigma_c \cdot t_e \cdot N_e \cdot h_2^2 / h_2 \quad (3.5.2-9)$$

V_{co} : 各部の圧壊で決まる最大耐力 ${}_cV_{co}$: 隅角部の圧縮抵抗

${}_nV_{co}$: 貫による圧縮抵抗 ${}_eV_{co}$: えつりによる圧縮抵抗 σ_c : 壁土の圧縮強度

t_w : 壁厚 t_n : 貫の厚さ N_n : 貫の本数 t_e : えつりの厚さ N_e : えつりの本数

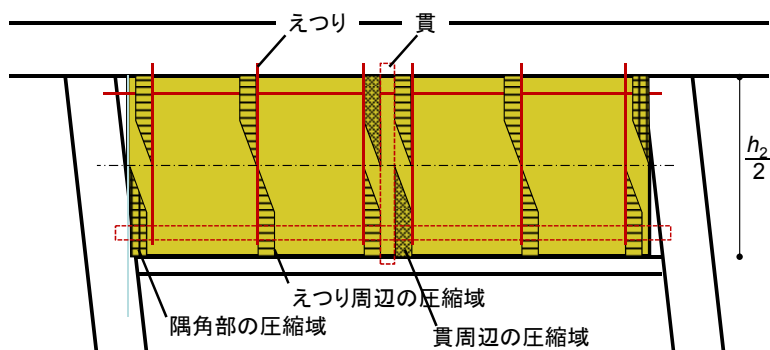


図 3.5.2-11 小壁の抵抗機構

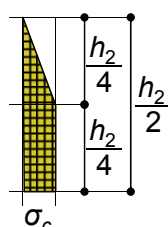


図 3.5.2-12 圧縮応力の分布

■ 小壁の設計用復元力(最大耐力)との比較

式 3.5.2-6～式 3.5.2-9 による計算値と設計用復元力との比較を行う。なお、壁土の圧縮強度 σ_c としては 0.5N/mm^2 を用いる。

① 壁長 2P、 $t_w=60\text{mm}$ 、 $h_2=475\text{mm}$ (MWD4) の場合

$${}_cV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 60 \times 475 = 3266\text{N}$$

$${}_nV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 18 \times 1 \times 475 = 980\text{N}$$

$${}_eV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 10 \times 4 \times 475 = 2177\text{N}$$

$$V_{co}=3266+980+2177=6423\text{N}$$

ここで、えつりの厚さは 10mm とした。また、存在するえつりの本数は 6 であるが、隅角部や貫周辺の圧壊の影響を受ける部分は算入しないこととし、 $N_e=4$ とした。

設計用復元力(最大)は 6700N であり、概ね一致する。

② $h_2=695\text{mm}$ (MWD5) の場合は、これの $695/475=1.46$ 倍になる。

$$6423 \times 1.46 = 9378\text{N}$$

設計用復元力(最大耐力)は 9700N であり、概ね一致する。

- ・ 上記(1)、(2)より、評価式による計算値と設計用復元力(最大耐力)とは概ね一致する。
- ・ 式の構成より、耐力は壁高さ(h_2)に比例するが、壁高さがある高さ以上になると、せん断破壊が生じ、頭打ちになると考えられる。
- ・ 評価式により算定される耐力は、貫やえつりの本数に依存する。壁長が大きくなれば、これらの数が増えるので、耐力が増加するといえる。

■ 壁長が異なる場合

① 1P の場合(壁高さ 475mm 、貫なし、えつり 2 本)

$${}_cV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 60 \times 475 = 3266\text{N}$$

$${}_nV_{co}=0$$

$${}_eV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 10 \times 2 \times 475 = 1089\text{N}$$

$$V_{co}=3266+1089=4355\text{N}$$

2P の場合 6423N であるので、 $4355/6423=0.68$ 倍となる。=>2P の $2/3$ 倍と評価。

(文献 2)では、軸組の負担力を差し引いた 1P 小壁の負担せん断力は、概ね、2P の $2/3$ であることと対応する。)

② 1.5P の場合

下地の構成が 2P と同じであれば 6423N であるが、安全側として 1P と同じと評価。

③ 4P の場合(壁高さ 475mm 、貫 3 本、えつり 8 本)

$${}_cV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 60 \times 475 = 3266\text{N}$$

$${}_nV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 18 \times 3 \times 475 = 2939\text{N}$$

$${}_eV_{co}=11/48 \times 0.5 \times 10 \times 8 \times 475 = 4354\text{N}$$

$$V_{co}=3266+2939+4354=10559\text{N}$$

2P の場合 6423N であるので、 $10559/6423=1.64$ 倍となる。=>2P の 1.5 倍と評価。

(文献 3)の結果とも概ね同じ傾向である。)

④ 3P(中央に束がある)場合

上記(2)の2倍。

⑤ 4P(中央に束がある)場合

2Pの2倍と考えられるので、

$$6423 \times 2 = 12846 \text{ N}$$

(文献3)の結果とも概ね同じ傾向である。)

柱の曲げ変形を考慮した、小壁付き単位フレームの層間変位 δ は、図 3.5.2-13 を参照し、小壁の特定変形角毎に式 3.5.2-10～式 3.5.2-12 で求める。この式は、差し鴨居等があり、2本の柱とも有効である場合の式であるが、式 3.5.2-12 の δ_c を2倍することで、柱1本のみ有効とした場合の結果を得ることができる。

このようにして得られた小壁を含む単位フレームの層せん断力－層間変形角関係は、全面壁などの標準の特定変形角とは異なっているので、標準の特定変形角時の層せん断力を線形補間などの方法で求めておく必要がある。

$$\delta = \delta_w + \delta_c \quad (3.5.2-10)$$

$$\delta_w = \gamma(h_1 + h_2) \quad (3.5.2-11)$$

$$\delta_c = \frac{\frac{Q_w}{2} h_1^2 h_2^2}{3E_c I_c (h_1 + h_2)} \cdot \frac{h_1 + h_2}{h_2} = \frac{\frac{Q_w}{2} h_1^2 h_2}{3E_c I_c} \quad (3.5.2-12)$$

δ_w : 柱を剛体とみなしたときの層間変位 (mm) γ : 小壁のせん断変形角 (rad)

δ_c : 柱の曲げ変形による層間変位の増分 (mm) (図 3.5.2-13)

Q_w : 小壁の負担せん断力 (kN) E_c : 柱のヤング係数 (kN/mm²)

I_c : 柱の断面二次モーメント (mm⁴)

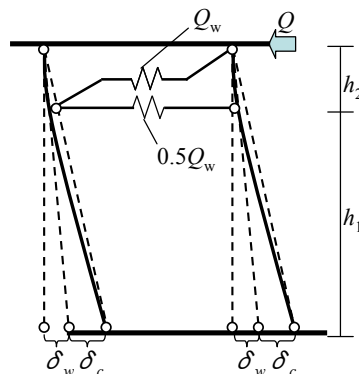


図 3.5.2-13 小壁付きフレームの柱の曲げ変形

- 1) 岡本 滋史、村上 雅英、稲山 正弘：破壊モードの異なる2種類の土壁の包絡線から任意壁長の土壁の包絡線を推定する方法とその検証、日本建築学会、日本建築学会構造系論文集、第74巻、第639号、pp.881-888、2009.5
- 2) 早坂洋一：伝統的構法による木造住宅の性能検証 小壁の性能、建築技術、pp.140-143、2010.12
- 3) 鎌田輝男、清水秀丸、細入夏加、中治弘行、鈴木祥之、後藤正美：土塗り垂れ壁構面の耐震性能評価に関する研究、第12回日本地震工学シンポジウム、0167、pp.774-777、2006.11

3.5.3 耐力要素の加算

建築物の各層の復元力は、以下に分類・加算する方法としている。なお、板壁系についても土壁系と同様に扱う。

- ① 全面壁(壁のみ)の復元力
- ② 小壁(垂壁、腰壁、垂壁+腰壁)は、壁と柱(1本あるいは2本)を考慮した復元力
- ③ 柱の端部の長ぼぞ仕口接合部の復元力
- ④ 柱-横架材(差し鴨居、足固め、貫)の復元力

各特定層間変形角において、式 3.5.3-1 のように、存在する耐力要素の復元力を加算することで求める。

$$\text{層の復元力} = \Sigma (\text{全面壁の復元力} + \text{小壁の復元力} + \text{軸組の復元力}) \quad (3.5.3-1)$$

全面壁や小壁といった各耐力要素の復元力は、単位フレーム毎とし、図 3.5.3-1 の例の場合、以下の耐力要素の復元力を加算することになる。

- ・ 1P 全面土壁(図 3.5.3-1 の①、図 3.5.3-2(a)) : 1 箇所
- ・ 2P 垂壁を含む単位フレーム(両柱間開き止め効果あり、図 3.5.3-1 の②、図 3.5.3-2(b)) : 1 箇所
- ・ 2P 全面土壁(図 3.5.3-1 の③、図 3.5.3-2(c)) : 1 箇所
- ・ 2P 垂壁を含む単位フレーム(両柱間開き止め効果なし、図 3.5.3-1 の④、図 3.5.3-2(d)) : 1 箇所
- ・ 2P 腰壁を含む単位フレーム(両柱間開き止め効果なし、図 3.5.3-1 の⑤、図 3.5.3-2(e)) : 1 箇所
- ・ 長ぼぞ仕口(図 3.5.3-2(f)) : 5 箇所
- ・ 差し鴨居を含む単位フレーム(図 3.5.3-2(g)) : 1 箇所
- ・ 足固めを含む単位フレーム(図 3.5.3-2(h)) : 4 箇所

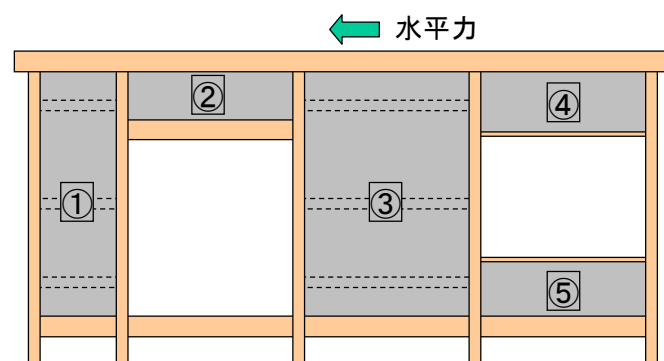


図 3.5.3-1 建物内の構面の例

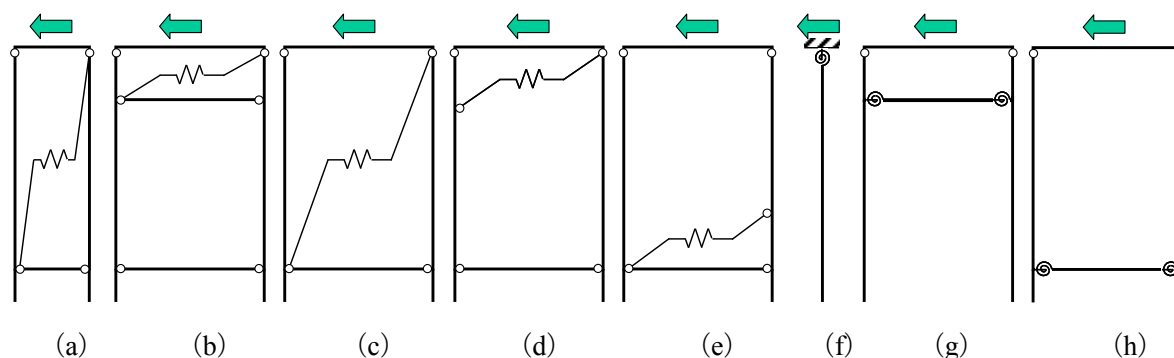


図 3.5.3-2 単位フレームの構造モデル

3.5.4 軸組の復元力特性の設定

(1) 長ほぞ仕口

柱2本を有する軸組のみの土台仕様試験体(MWDF0)の実験結果をもとに、各特定変形角時の荷重の信頼水準 75%の 50%下限値を求め、これを参考に、設計用復元力を設定した。図 3.5.4-1 に実験結果とその 50%下限値および設計用復元力特性を示す。上限値は設計用復元力の 1.25 倍である。

層せん断力と層間変形角との関係は、図 3.5.4-2 より、曲げモーメント M と階高 H から、回転角毎に柱 1 本あたりの負担せん断力を計算する。なお、回転角と層間変形角は等しいとみなす。

なお、ここで示した長ほぞ仕口の曲げモーメントー回転角関係は、長ほぞの強軸方向に曲げモーメントが作用する場合である。弱軸方向については、文献¹⁾に示された実験結果のように、強軸方向に比べて変形能力が低く、また、最大曲げモーメントも概ね 2/3 であるため、設計において評価の対象としていない。

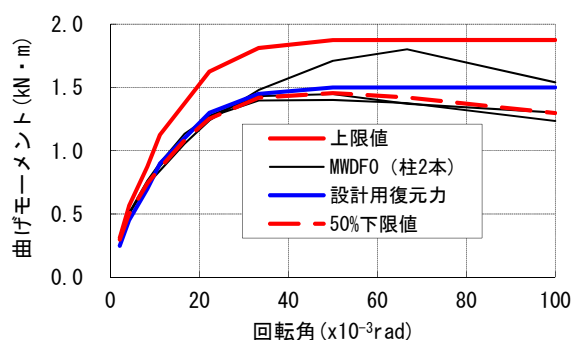
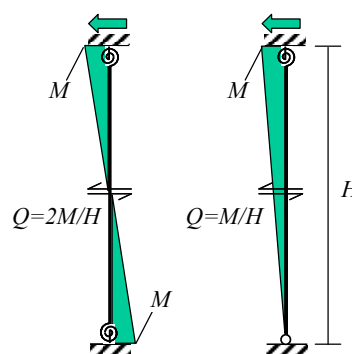


図 3.5.4-1 長ほぞ仕口の実験結果と設計用復元力特性



(a) 土台仕様の場合 (b) 石場建ての場合

図 3.5.4-2 長ほぞ仕口の曲げモーメントとせん断力

(2) 差し鴨居・足固め

① 雇いほぞ胴栓止め

実験は図 3.5.4-3 のように、対称曲げ加力で行われた。図 3.5.4-4 と図 3.5.4-5 に正加力時(凸型変形時)と負加力時(凹型変形時)における特定回転角毎の信頼水準 75%の 95%下限値と設計用復元力を示す。上限値は設計用復元力の 1.25 倍である。ここでの曲げモーメントは、柱の左右にある梁端ー柱接合部の一箇所あたりである。また、逆対称曲げ加力時の曲げモーメントー回転角関係に変換するため、回転角(横軸)を正加力時には 2 倍、負加力時には 1.5 倍してある。そして、逆対称曲げ加力を行ったときのこの十字型仕口一箇所あたりの曲げモーメントー回転角関係としては、同一回転角における正側と負側の曲げモーメントの加算となる。図 3.5.4-4 と図 3.5.4-5 は、梁せいが 180mm と 300mm の場合であるが、その他の梁せい時の曲げモーメントは、梁せいに比例するとして線形補完し、設計用復元力特性とした。

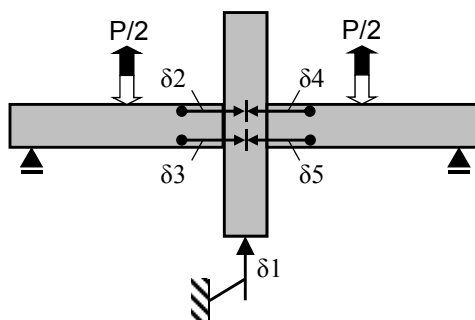
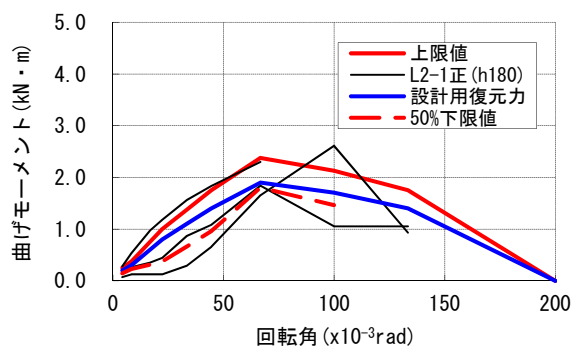
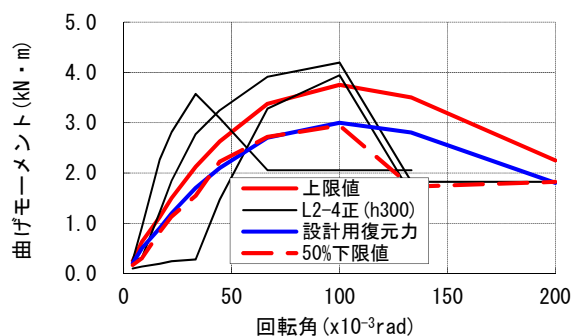


図 3.5.4-3 雇いほぞ胴栓止め仕口試験体の加力方法

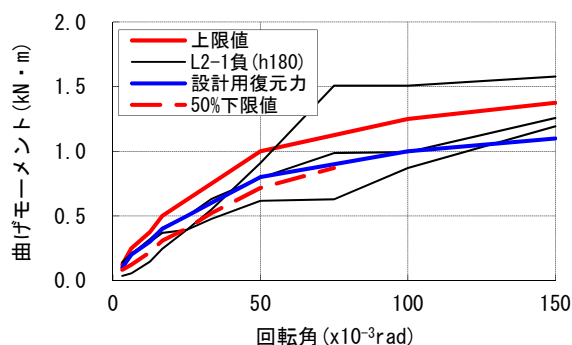


(a) 梁せい(h)が 180mm の場合

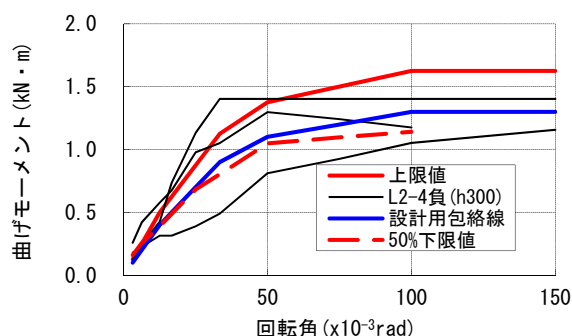


(b) 梁せい(h)が 300mm の場合

図 3.5.4-4 正側加力時の実験結果と設計用復元力特性



(a) 梁せい(h)が 180mm の場合



(b) 梁せい(h)が 300mm の場合

図 3.5.4-5 負側加力時の実験結果と設計用復元力特性

② 雇い竿車知

雇い竿車知仕口の実験は、図 3.5.4-6 のように、逆対称曲げ加力で行われた。図 3.5.4-7 に特定回転角毎に求めた信頼水準 75%の 95%下限値と設計用復元力を示す。上限値は設計用復元力の 1.25 倍である。図 3.5.4-7 は、梁せいが 300mm、240mm、150mm の場合であるが、その他の梁せい時の曲げモーメントは、梁せいに比例するとして線形補完し、設計用復元力特性とした。

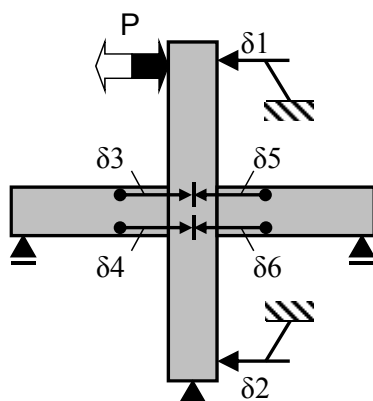
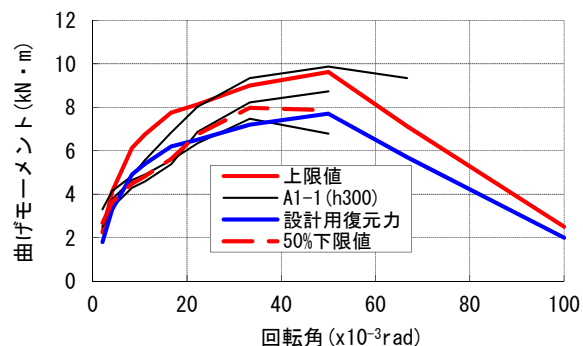
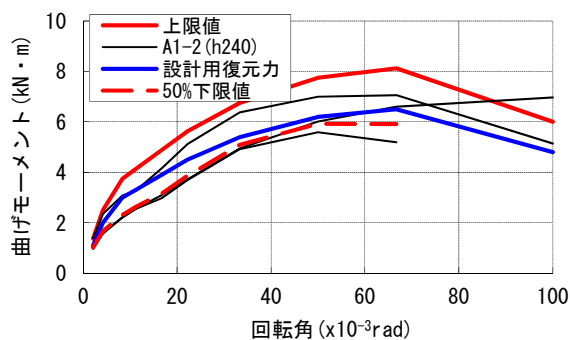


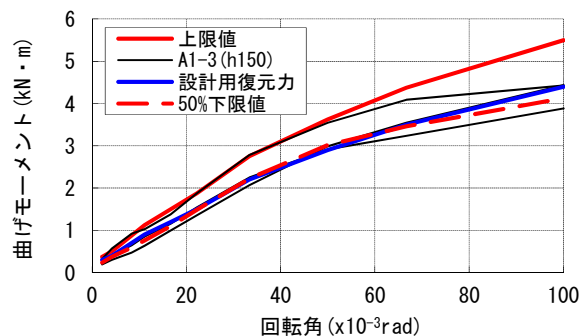
図 3.5.4-6 雇い竿車知仕口試験体の加力方法



(a) 梁せい(h)が 300mm の場合



(b) 梁せい(h)が 240mm の場合



(c) 梁せい(h)が 150mm の場合

図 3.5.4-7 雇い竿車知仕口の実験結果と設計用復元力特性

骨格曲線の比較について、図 3.5.4-8 に示す。

MWD-2-3648-1 の中塗り壁厚 48mm (両面) は層間変形角 $1/60$ 引き一回目に右注脚のほぞに損傷を受け、注脚が土台から抜け始め、荷重に抵抗できなくなった。注脚が完全に抜けるのを防止するために浮き上がりを数 cm 以内となるように拘束をして載荷を継続した。この試験体は $1/90$ は他の両面壁の 2 つの試験体より大きなせん断抵抗を示していたが、この損傷のためか $1/60$ では小さいせん断抵抗となっている。ほぞの損傷がなければ最大のせん断抵抗を示していたと予想される。

MWD-2-6624-1 と MWD-2-5424-1 は中塗り壁の厚さ 24mm は等しく、荒壁厚が 66mm と 54mm である。骨格曲線はほぼ等しく、荒壁が厚くなっても土壁のせん断耐力の向上は見られない結果となった。

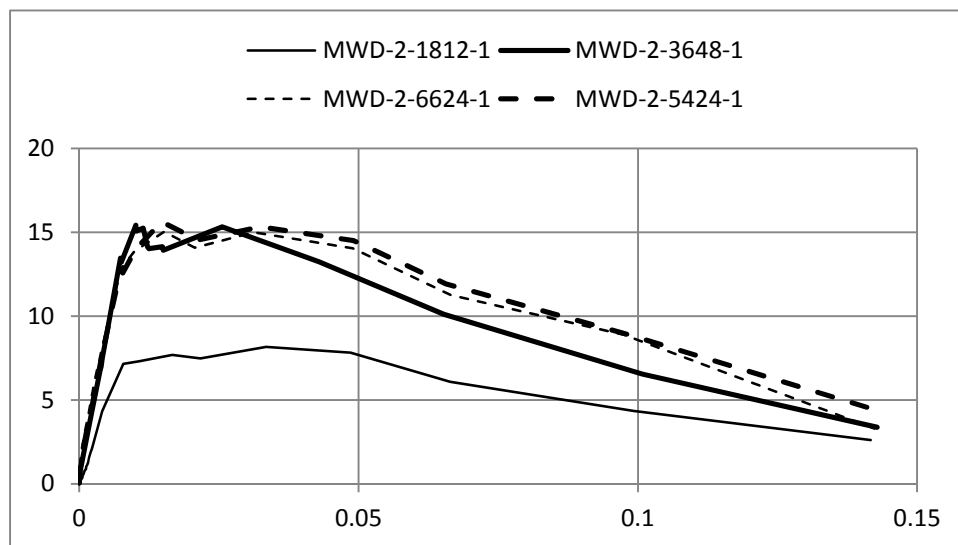


図 3.5.4-8 骨格曲線

- 1) 中尾 方人、後藤 正美、鈴木 祥之：曲げモーメントが作用する長ほぞ込栓打ち仕口の引抜き耐力 作用する曲げモーメントが一定の場合、日本建築学会構造系論文集、vol. 76、No. 663、pp. 951-958、2011.5

3.6 地域産土の材料特性(土壁 WG)

3.6.1 実験目的

土壁用の原土は無尽蔵で、多種多様なものが国内の多くの地域で産出され利用されている。しかし、産出地域が広く分布することから、その性質を明らかにすることが困難なことは周知のとおりである。

本章では、現場で実際に使用している原土を各地の左官業および建材業を通して採取した地域の土について、基礎的性質を調べている。

3.6.2 実験概要

土壁用の原土は、はじめに土質試験に関連の JIS に従い、表 3.6.2-1 の内容を実施した。また、φ20×40mm(円筒)型枠を用いて強度試験を行った。次いで、目標フロー値 135±10 の壁土の基本調合を用いてモルタル試験用三連型枠で供試体を作製し、大気中で質量一定を確認した後に強度試験を行った。

実験内容は、次の 2 種類に分けられる。

- 1) 壁土用原土の土質試験(SALD、JIS、φ20×40 供試体)
- 2) 壁土用原土の基礎実験(40×40×160 供試体)

表 3.6.2-1 土壁用原土の土質試験項目

JIS 番号	題目	求められる値	備考
JIS A 1202	土粒子の密度実験	土粒子の密度	
JIS A 1203	土の含水比実験	含水比	
JIS A 1204	土の粒度試験	粒径加積曲線 有効径 均等係数 曲率係数	
JIS A 1205	土の液性限界・塑性限界試験	液性限界 塑性限界 塑性指数	
JIS A 1224 JGS0051 JGS0162	地盤材料の工学的分類	分類名 分類記号	
SALD	レーザー回折式粒度分布測定装置 SALD-3000S	粒度分布 平均粒径	株式会社 島津製作所

(1) 使用材料

図 3.6.2-1 に採取地域、写真 3.6.2-1 に原土の写真、表 3.6.2-2 に各地域の搬入時の状態を示す。

試料は各地域で荒壁土および中塗土として用いられているものを使用した。届けられた試料で既に練混ぜられた物や量の少ない物は S/C85%およびせん断供試体の無い物もある。表 3.6.2 に地域と用途名称を示す。また、スサは強度のばらつきを押さえるためモミスサを用いた。

搬入時の試料は赤味を帯びたもの、焦げ茶、黒いものなどが見られ、握り拳大の大きな塊、石および木根が混入しているものもある。

備考の用語

用途名称：配送元が明記したもの

試験済み：配送元が一度壁土として試験したもの

粉 体：乾燥状態で届き粉末のもの

水 合 せ：配送元が水合せして送付してきたもの

表 3.6.2-2 地域と用途

記号	産地	用途名称	見目	備考
	基準			京都産の土を基準に用とする
1	京都府	荒壁土		製品、40～100mm の塊が見られる
お	埼玉県	荒壁土		製品、(荒木田土) せん断供試体無し
a	石川県輪島市	荒壁土		
A	岐阜県大垣市糸坂町	荒壁土		練混済、せん断供試体無し
ア	岡山県倉敷市	荒壁土		
イ	鳥取県鳥取市用瀬町家奥	荒壁土		
あ	荒井家	荒壁土	焦げ茶色、スサ入り	粉体、試験済み、S/C85%、曲げ
い	那須町	荒壁土	白みを帯びた色、スサ入り	粉体、試験済み、S/C85%、曲げ
I	徳島県徳島市八万町大坪	荒壁土	茶色	粉体
II	徳島県美馬市脇町馬木	荒壁土	白みを帯びた色	粉体、曲げのみ、
2	京都府	中塗土		製品
3	滋賀県東近江市	中塗土		
4	兵庫県	中塗土		
i	福岡県糸島市飯原	中塗土		練混済、S/C85%供試体無し
ウ	鳥取県鳥取市用瀬町家奥	中塗土		
B	石川県輪島市	中塗土		練混済、S/C85%供試体無し
う	荒井家	中塗土	焦げ茶色、スサ入り	粉体、試験済み、S/C85%、曲げ
え	那須町	中塗土	白みを帯びた色、スサ入り	粉体、試験済み、曲げのみ
III	徳島県徳島市八万町大坪	中塗土	茶色	粉体
IV	徳島県美馬市脇町馬木	中塗土	白みを帯びた色	粉体、せん断なし
5	京都府	原土		
ii	福岡県糸島市本	原土		100mm 以上の塊が見られる、せん断供試体無し
iii	福岡県糸島市飯原	原土		30～50mm 以上の塊が見られる、せん断供試体無し
エ	琴浦町	原土	茶色、小石あり、粘土質	水含み、塊あり
オ	倉吉市	原土	茶色、スサ入り、砂入り	水合せ
か	栃木市室町	原土	茶色、スサ入り、粘土質	塊あり、せん断なし
一	福島県郡山	棟瓦用土		製品、50～70mm の塊が見られる

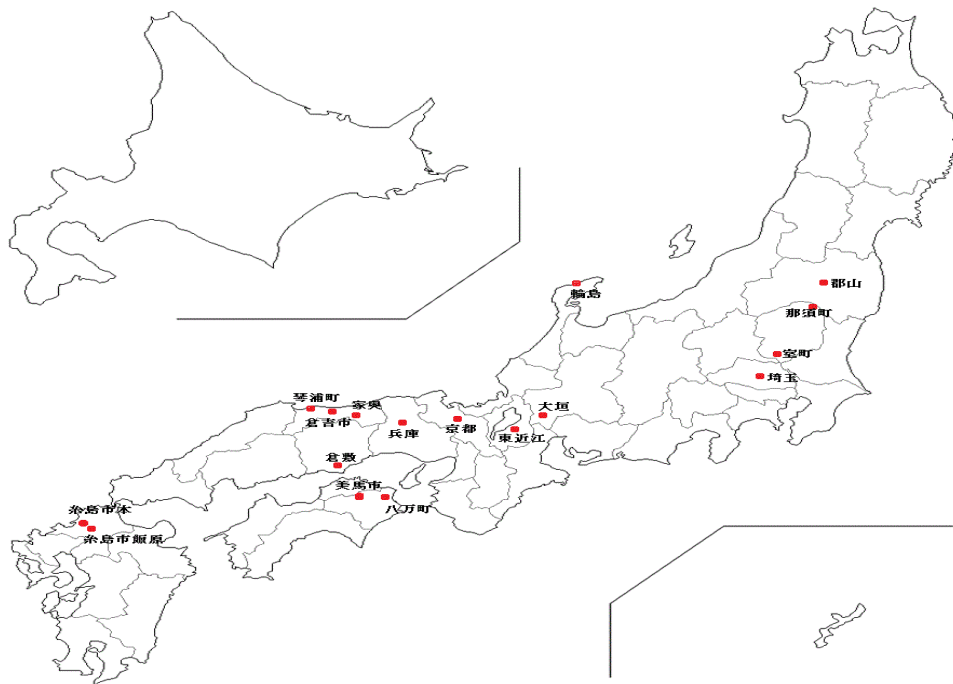
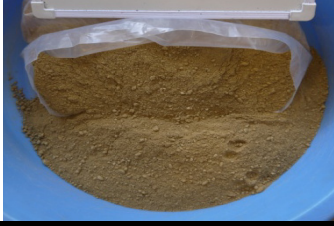
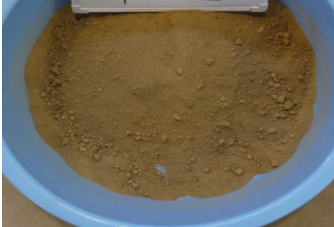


図 3.6.2-1 各土の採取地域

産地	用途名称	写真
基準		—
京都府	荒壁土	
埼玉県 (荒木田土)	荒壁土	
石川県輪島市	荒壁土	
岐阜県大垣市糸坂町	荒壁土	
岡山県倉敷市	荒壁土	
鳥取県鳥取市用瀬町家奥	荒壁土	
荒井家	荒壁土	

那須町	荒壁土	
徳島県徳島市八万町大坪	荒壁土	
徳島県美馬市脇町馬木	荒壁土	
京都府	中塗土	
滋賀県東近江市	中塗土	
兵庫県	中塗土	
福岡県糸島市飯原	中塗土	
鳥取県鳥取市用瀬町家奥	中塗土	

石川県輪島市	中塗土	—
荒井家	中塗土	
那須町	中塗土	
徳島県徳島市八万町大坪	中塗土	
徳島県美馬市脇町馬木	中塗土	
京都府	原土	
福岡県糸島市本	原土	
福岡県糸島市飯原	原土	

琴浦町	原土	
倉吉市	原土	
栃木市室町	原土	
福島県郡山	棟瓦用土	

写真 3.6.2-1 原土の写真

(2) 調合

1) 基本調合

表 3.6.2-3 に基本調合を示す。

調合は、絶対容積調合を基本とし、目標フロー135±10 とした。調合方法は以下に示す。また、実施調合で満足しない場合は加水調整して供試体の作製を行った。

表 3.6.2-3 基本調合

砂原土比 S/C (%)	材料(g/l)			
	原土(C)	砂(S)	水(W)	スサ(St)
0	1096.1	0.0	449.4	27.4
85	730.9	621.3	385.0	19.3

2) 地域別の調合

表 3.6.2-4 および表 3.6.2-5 に、S/C 別の各原土の調合を示す。また、目標フロー値が得られない場合は加水調整を行った。

表 3.6.2-4 各原土の調合(S/C0%)

地域	用途	材料(g)				
		原土(C)	砂(S)	水(W)	スサ(St)	加水量
基準		1096.1	0.0	449.4	27.4	—
京都府	荒壁土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
埼玉県	荒壁土	1150.0	0.0	75.0	27.4	125.0

石川県輪島市	荒壁土	1096.1	0.0	449.4	27.4	100.0
岐阜県大垣市糸坂町	荒壁土	1150.0	0.0	75.0	27.4	150.0
岡山県倉敷市	荒壁土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
鳥取県鳥取市用瀬町家奥	荒壁土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
徳島県徳島市八万町大坪	荒壁土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
徳島県美馬市脇町馬木	荒壁土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
京都府	中塗土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
滋賀県東近江市	中塗土	1096.1	0.0	449.4	27.4	333.3
兵庫県	中塗土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
福岡県糸島市飯原	中塗土	1572.9	0.0	0.0	0.0	66.7
鳥取県鳥取市用瀬町家奥	中塗土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
石川県輪島市	中塗土	1572.9	0.0	0.0	0.0	—
那須町	中塗土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
徳島県徳島市八万町大坪	中塗土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
徳島県美馬市脇町馬木	中塗土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
京都府	原土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
福岡県糸島市本	原土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
福岡県糸島市飯原	原土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
琴浦町	原土	1096.1	0.0	0.0	27.4	600g
栃木市室町	原土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—
福島県郡山	棟瓦用土	1096.1	0.0	449.4	27.4	—

表 3.6.2-5 各原土の調合 (S/C85%)

地域	用途	材料 (g)				
		原土 (C)	砂 (S)	水 (W)	スサ (St)	加水量
基準		710.1	621.3	385.0	19.3	—
京都府	荒壁土	710.1	603.6	394.8	20.3	—
埼玉県	荒壁土	800.0	603.6	75.0	20.3	75.0
石川県輪島市	荒壁土	710.1	603.6	394.8	20.3	100.0
岐阜県大垣市糸坂町	荒壁土	800.0	603.6	75.0	20.3	—
岡山県倉敷市	荒壁土	710.1	603.6	394.8	20.3	66.7
鳥取県鳥取市用瀬町家奥	荒壁土	710.1	603.6	394.8	20.3	—
荒井家	荒壁土	710.1	621.3	385.0	19.3	—
那須町	荒壁土	710.1	621.3	385.0	19.3	50
徳島県徳島市八万町大坪	荒壁土	710.1	621.3	385.0	19.3	—
徳島県美馬市脇町馬木	荒壁土	710.1	621.3	385.0	19.3	—
京都府	中塗土	710.1	603.6	394.8	20.3	—
滋賀県東近江市	中塗土	710.1	603.6	394.8	20.3	100.0
兵庫県	中塗土	710.1	603.6	394.8	20.3	—
福岡県糸島市飯原	中塗土	—	—	—	—	—
鳥取県鳥取市用瀬町家奥	中塗土	710.1	603.6	394.8	20.3	—
石川県輪島市	中塗土	—	—	—	—	—
荒井家	中塗土	710.1	621.3	385.0	19.3	20
那須町	中塗土	710.1	621.3	385.0	19.3	—
徳島県徳島市八万町大坪	中塗土	710.1	621.3	385.0	19.3	—
徳島県美馬市脇町馬木	中塗土	710.1	621.3	385.0	19.3	—
京都府	原土	710.1	603.6	394.8	20.3	—

福岡県糸島市本	原土	710.1	603.6	394.8	20.3	—
福岡県糸島市飯原	原土	710.1	603.6	394.8	20.3	—
琴浦町	原土	710.1	621.3	0.0	19.3	700g
倉吉市	原土	6000	0.0	0.0	0.0	500g
栃木市室町	原土	710.1	621.3	385.0	19.3	—
福島県郡山	棟瓦用土	710.1	603.6	394.8	20.3	—

3.6.3 壁土用原土の土質試験(SALD、JIS、 $\phi 20 \times 40$ 供試体)

(1) 実験方法

1) 壁土用原土の土質試験

土質試験は、JIS 規格に準じて試験を行った。前述の 3.6.2 実験概要の表 3.6.2-1 の試験項目に従う。

2) SALD による

粒度分布試験は、レーザー回折式粒度分布測定装置 SALD-3000S(株式会社 島津製作所)を用い、測定値が安定するまで行った。

攪拌水槽に投入する試料は、原土約 3g を 50g 程度の水に溶かした。原土(以後、粉体と表記する)の場合は粒径の大きなものを避け、粒の小さな粉体試料を投入した。これは、粒の大きな試料を投入すると装置内のガラスに傷がつく恐れからである。尚、水に溶かした試料は粒度が安定するまで繰り返し試験したが、原土(粉体)の場合、1~3 回で終了した。

3) 供試体の作製($\phi 20 \times 40$ mm)

供試体の作製は、以下に示す。なお、荒井家荒壁および中塗りと那須町荒壁および中塗りに関しては、3 本ずつ作製する。写真 3.6.3-1 にふるい分け方法を示す。

- 1) 土は、JISA1204(土の粒度試験)に従い試験を行った。土は 2.5mm(2500 μ m)ふるいを通過したものをそれぞれ 150g 採取した。
- 2) 採取した土に水を重さの大略 3 割加え、ペースト状にする。
- 3) 内径 20mm、高さ 40mm のアクリルパイプ(シリンダー)の内側に薄くグリースを塗り、自由に収縮できるようにする。
- 4) アクリルパイプ 4 本に試料を流し込む。予備実験より、ペースト状で流し込まないと供試体に空隙が多く、途中で破損することから決定した。
- 5) 供試体乾燥後に 2 本の丸棒で平行になるように挟み、上下部の変形部分にやすりをかけて平行にする。
- 6) 4 本の試験体は直径、高さを揃えるために JISA1107(コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮試験方法)を参考に補正している。
- 7) 養生方法および脱型

供試体の養生は、自然乾燥とし実験室内で温度、湿度に関わらず気中養生とした。脱型は供試体作製後 7 日目を目安とした。



写真 3.6.3-1 ふるい分け方法

4) 圧縮試験 (φ20×40mm)

試験は JISA1216 (土の一軸圧縮試験) に従い、載荷速度は 0.5mm/min とした。圧縮強度 σ_c は JISA1107 (コンクリートからのコアの採取方法及び圧縮試験方法) に従い、補正係数 S を乗じて求めた。表 3.6.3-1 に補正係数を示す。

$$\sigma_c = N/A$$

ここに、 σ_c : 圧縮強度 (N/mm²)、 N : 最大荷重 (N)、 S : 補正係数 A : 断面積 (cm²)

表 3.6.3-1 補正係数 (JISA1107)

高さ と 直径 と の 比 h/d	補正係数	備考
2.00	1.00	h/d が この 表 に 表 す 値 の 中 間 に 有 る 場 合、 補正係数は、補間して求める。
1.75	0.98	
1.50	0.96	
1.25	0.93	
1.00	0.87	

(2) 実験結果および考察

1) 粒度分布および土質試験

表 3.6.7~9 に地盤材料の分類名、SALD および土質試験 (JIS に準ずる) の原土特性を示し、図 3.6.2 および 3 に SALD の用途土別の粒度分布および加積曲線を、図 3.6.4 に土質試験の用途土別の加積曲線を示す。また、図 3.6.5 に、SALD および JIS の粒子径と頻度の関係を示す。

① SALD 試験

図 3.6.3-1 より、粒度分布は一部例外があるものの用途土で差異がみられない。分布形状は 1000 μ m 以下でみると、地域および用途に関係なく 0.1~100 μ m の範囲に存在することが確認できる。また、一部例外として京都府、鳥取県および徳島県などの西日本側の土は粒度の範囲が 100~1000 μ m を超えるものも多数存在している。このことから、土の粒度特性は用途に関係なく、主に粒子径 1~100 μ m を多く持つものである。例外として、西日本側の土の場合、粒子径が 100~1000 μ m を多く持つものもある。

図 3.6.3-2 より、粒径加積曲線は中塗土および原土で 75 μ m より細かい粒度特性を持っているが、荒壁土のみ粒度範囲が広い。粒径加積曲線の分布において 100~1000 μ m の範囲が多い西日本側もしくは沿岸部の土であり、一部例外があるものの内陸部の土は細かい粒度特性を持っていることが確認できる。

これらのことから、ほとんどの土の粒度範囲は、SALD を使用した場合、用途に関係なく 1~1000 μ m 程度になる。これは液中による検査で 0.01~3000 μ m を調査するため、土本来の粒度特性を測れることが推測できる。また、地域別でみると、西日本側の土が一部 100~1000 μ m と大きい範囲に粒度特性を持つものの、基本的には地域に関係なく 1~100 μ m 程度の粒度を持つことが認められる。

参考までに、φ20×40mm の密度を載せている。その密度は、荒壁土で 1.192~2.130g/cm³、中塗土は 1.406~1.895g/cm³、原土で 1.553~1.724g/cm³ を得る。

② 土質試験 (JIS)

土粒子の粒径区分で分類すると、荒壁土の場合、粘性土質砂、砂まじりシルト、砂質シルトおよび砂質粘土が 4、1、1 および 2 個、中塗土で粘性土質砂、粘土および砂質粘土が 4、1 および 3 個、原土は粘性土質砂、砂まじりシルト、砂質シルトおよび砂質粘土が 1、1、1 および 2 個ある。密度は、荒壁土で 2.611~2.821g/cm³、中塗土は 2.629~2.816g/cm³、原土で 2.645~2.685g/cm³ を得る。また、φ20×40 および JIS の密度は、前者を基準にすると後者は荒壁土で 1.31~2.19 倍、中塗土は 1.49~1.87 倍、原土で 1.56~1.70 倍となる。

図 3.6.3-3 より粒径加積曲線は荒壁土、中塗土および原土で変化がそれほど見られないが、僅かに原土が緩やかなのに対し、荒壁土および中塗土が急である。粒径加積曲線の分布は荒壁土およ

び中塗土でほとんどの試料は 100~1000 μ m の範囲に多くあるが、原土では粒子の大きさが均等であることが認められる。JIS の試験方法は、75 μ m 以上はふるいを使い、それ以下の場合、薬品を使用して測定を行っている。よって、荒壁土および中塗土が 100~1000 μ m の範囲に粒子が多く存在するのは、人力によるふるい分けのため、誤差が生じた可能性がある。原土でその傾向がみられなかったのは、試料として送付した原土が、すでに練り混ぜられたものであったため、今回の結果になったと考える。

③ 評価

①および②より、SALD と JIS の結果に差異を認めるが、曲線傾向は酷似することが明らかになった。また、図 3.6.3-4 に両者の粒子径の割合の関係を示す。

SALD は、1~100 μ m に多くあり、土質試験は 100~1000 μ m に存在を確認できる。また、平均粒径は、SALD の荒壁土、中塗土および原土で 0.0064~0.2522、0.019~0.352 および 0.006~0.0534mm を得る。同様に、JIS は 0.0013~0.3557、0.0032~0.2630 および 0.0073~0.1776mm をとる。これは、前者は土自体を液中に溶かして測定し、後者は人力によるふるい分けの後、薬品を使用した検査の違いと推察できる。SALD の場合、まず、土を水に入れてある程度かき混ぜてから検査を行うので、運搬中に凝固を生じたとしても、溶けて土本来の粒子径を測定できることから範囲が 1~100 μ m になったと考える。しかし、粒子径が容器の底に沈んで測定できない事も考えられ、注意が必要である。

図 3.6.3-6 を見るとわかるように、一部例外があるものの SALD と JIS の頻度は、値に違いがあるものの傾向は酷似していると言える。前者は 10~100 μ m の範囲を明確に示し、後者は 10~1000 μ m と広い範囲を示している。

これらのことから、土質試験で薬品を使用しなくとも、SALD を用いれば簡単に粒子径を導き出すことが可能であることが明らかになった。

表 3.6.3-2 用途別の地盤材料の分類名

地盤材料の分類名		荒壁土			中塗土			原土		煉瓦用土	
		粘性土質	砂質	砂混じり	粘性土質	砂質		粘性土質	砂質	砂混じり	
個数	全体	4	3	1	5	3		2	3	1	
	高液性限界 低液性限界	— —	1 2	1 —	1 — — 3	— — — 3		— — 2 1	1 —		
密度	$\phi 20 \times 40(\text{g/cm}^3)$	1.192~2.130			1.406~1.895			1.553~1.724		1.488	
	JIS(g/cm^3)	2.611~2.821			2.629~2.816			2.645~2.685		2.663	

表 3.6.3-3 粒度特性(SALD)

産地	記号	用途	密度 ⁴⁾ (g/cm^3)	粒度組成(%)					平均粒径 (mm)	粒径 D60 (mm)	粒径 D30 (mm)	粒径 D10 (mm)	均等係数	曲率係数	圧縮強度 (N/m^2)
				粘土	シルト	細砂	中砂	粗砂							
基準	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
京都府	1	荒壁土	1.732	6.4	22.0	24.1	46.9	1.0	0.2370	0.2960	0.0833	0.0096	30.8	2.4	1.06
埼玉県	あ	荒壁土	1.933	53.7	46.3	0.0	0.0	0.0	0.0048	0.0065	0.0043	0.0015	4.3	1.9	5.00
石川県輪島市	a	荒壁土	1.640	45.4	54.6	0.1	0.0	0.0	0.0064	0.0082	0.0029	0.0011	7.5	0.9	1.13

大垣市糸坂町	A	荒壁土	2.130	39.5	55.6	4.9	0.0	0.0	0.0082	0.0125	0.0035	0.0011	11.4	0.9	2.92
岡山県倉敷市	ア	荒壁土	1.644	12.6	48.8	30.8	7.8	0.0	0.0460	0.0666	0.0191	0.0042	15.9	1.3	0.60
用瀬町家奥	イ	荒壁土	1.444	0.79	15.6	33.3	38.1	12.1	0.2522	0.3246	0.1382	0.0433	7.5	1.36	0.31
荒井家	い	荒壁土	1.192	1.17	25.0	32.5	40.5	0.8	0.196	0.2587	0.091	0.0265	9.78	1.21	0.48
那須町	う	荒壁土	1.199	0.54	17.9	21.8	52.7	7.0	0.317	0.382	0.170	0.025	15.1	3.0	0.47
徳島市八万町	I	荒壁土	1.836	13.6	53.9	12.3	19.6	0.6	0.028	0.044	0.012	0.004	12.1	0.9	1.07
美馬市脇町	II	荒壁土	1.636	3.9	32.9	24.1	37.0	2.0	0.164	0.2431	0.0506	0.0161	15.1	0.7	0.82
京都府	2	中塗土	1.708	7.3	24.4	18.9	46.3	3.4	0.2390	0.2970	0.0548	0.0067	44.3	1.5	1.19
滋賀県東近江市	3	中塗土	1.895	27.1	55.1	17.0	0.8	0.0	0.0154	0.0436	0.0066	0.0018	24.2	0.6	3.03
兵庫県	4	中塗土	1.858	18.6	61.0	19.0	1.4	0.0	0.0190	0.0290	0.0095	0.0028	10.4	1.1	3.01
糸島市飯	i	中塗土	1.692	9.1	58.0	32.9	0.0	0.0	0.0444	0.0568	0.0236	0.0066	8.6	1.5	0.17
用瀬町家奥	ウ	中塗土	1.538	0.38	8.9	33.4	48.5	8.5	0.291	0.348	0.183	0.080	4.37	1.20	0.44
石川県輪島市	b	中塗土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

荒井家	え	中塗土	1.456	12.4	60.9	24.7	2.00	0.0	0.033	0.046	0.015	0.0039	11.9	1.31	0.66
那須町	お	中塗土	1.406	0.5	9.3	20.2	58.9	10.2	0.352	0.40	0.25	0.078	5.16	2.00	0.18
徳島市八万町	Ⅲ	中塗土	1.758	14.8	70.4	14.5	0.3	0.0	0.020	0.027	0.010	0.004	7.5	1.06	1.25
美馬市脇町	Ⅳ	中塗土	1.662	4.9	28.1	26.8	39.2	1.1	0.19	0.25	0.062	0.014	18.5	1.1	0.74
京都府	5	原土	1.724	4.2	62.9	29.7	3.2	0.0	0.0534	0.0642	0.0343	0.0137	4.69	1.34	0.84
糸島市本	ii	原土	1.553	17.5	57.8	23.1	1.7	0.0	0.0291	0.0430	0.0125	0.0028	15.4	1.3	0.85
糸島市飯原	iii	原土	1.670	25.4	62.1	12.4	0.0	0.0	0.0154	0.0210	0.0068	0.0019	11.1	1.2	1.01
琴浦町	エ	原土	1.573	39.9	59.1	1.0	0.0	0.0	0.007	0.010	0.0035	0.0012	8.0	1.0	0.94
倉吉市	オ	原土	1.772	44.4	55.4	0.2	0.0	0.0	0.006	0.0085	0.0030	0.001	8.586	1.05	1.38
栃木市室町	カ	原土	—	23.3	62.1	14.4	0.26	0.0	0.020	0.029	0.0073	0.0020	14.2	0.9	2.52
福島県郡山	一	棟瓦用土	1.488	21.4	75.1	3.5	0.0	0.0	0.0210	0.027	0.0098	0.0022	12.3	1.6	1.48
備考	—	—	—	5μm 以下	5μm ～ 75μ m	75μ m～ 250μ m	250μ m～ 850μ m	850μ m～ 2mm	—	—	—	—	—	—	—

注 (JIS A 1204 1) 均等係数 10 以上 2) 曲率係数 1～3 3) 積算値 50% 粒径 (μm)
4) φ20mm×40mm 供試体で求めた値

表 3.6.3-4 粒度特性 (JIS)

産地	記号	用途	地盤材料の分類名	密度 (g/cm ³)	粒度組成 (%)						平均粒径 (mm)	粒径 D60 (mm)	粒径 D30 (mm)	粒径 D10 (mm)	均等係数	曲率係数	液性限界 WL (%)	塑性限界 WP (%)	塑性指数 IP (%)
					粘土	シルト	細砂	中砂	粗砂	細礫									
基準	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

京都府	I	荒壁土	粘性土質砂	2.646	15.6	15.2	28.1	32.3	8.4	0.4	0.18 54	0.25 91	0.06 91	—	—	—	30.1	19.1	11
埼玉県	あ	荒壁土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
石川県輪島市	a	荒壁土	砂まじりシルト	2.706	67.7	26.6	3.7	1.8	0.2	0.0	0.00 13	0.00 33	—	—	—	—	69.3	37	32.3
大垣市糸坂町	A	荒壁土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
岡山県倉敷市	ア	荒壁土	粘性土質砂	2.651	21.6	12.8	15.6	30.9	18.5	0.6	0.25 00	0.38 75	0.02 38				49.2	23.3	25.9
用瀬町家奥	イ	荒壁土	粘性土質砂	2.629	16.1	10.9	15.1	32.9	24.4	0.6	0.35 57	0.52 49	0.10 51	0.00 1	524. 9	21. 0	41.9	25.9	16
荒井家	い	荒壁土	粘性土質砂	2.611	18.7	30.4	16.4	26.5	8.0	0.0	0.08 22	0.18 49	0.01 30	0.00 21	88.0	0.4	55.2	40.3	14.9
那須町	う	荒壁土	砂質シルト	2.661	22.2	39.6	16.0	19.6	2.6	0.0	0.03 31	0.06 23	0.00 96	—	—	—	59.1	41.5	17.6
徳島市八万町	I	荒壁土	砂質粘土	2.821	26.2	30.4	12.4	20.7	10.3	0.0	0.03 90	0.10 83	0.00 69	—	—	—	40.1	22.7	17.4
美馬市脇町	II	荒壁土	砂質粘土	2.679	28.1	17.4	13.4	19.4	1.7	0.0	0.04 90	0.10 81	0.00 59	—	—	—	35.0	18.8	16.2
京都府	2	中塗土	粘性土質砂	2.645	16.1	13.7	27.2	33.2	9.6	0.2	0.19 84	0.27 5	0.07 61	—	—	—	23.3	15.7	7.6
滋賀県東近江市	3	中塗土	粘土	2.690	58.8	38.3	2.2	0.6	0.1	0.0	0.00 32	0.05 4	—	—	—	—	62.4	28	34.4
兵庫県	4	中塗土	砂質粘土	2.694	24.3	36.2	25.3	11.5	2.6	0.1	0.03 53	0.07 25	0.00 73	—	—	—	36.9	17.4	19.5

糸島市飯原	i	中塗土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
用瀬町家奥	ウ	中塗土	粘性土質砂	2.629	17.9	9.9	16.2	34.1	21.7	0.2	0.3197	0.4602	0.0969	—	—	—	41	25.9	15.1
石川県輪島市	b	中塗土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
荒井家	え	中塗土	粘性土質砂	2.678	19.0	16.9	14.4	38.2	11.5	0.0	0.2466	0.3558	0.0218	—	—	—	44.7	28.3	16.4
那須町	お	中塗土	粘性土質砂	2.749	11.5	15.0	21.3	45.9	6.3	0.0	0.2630	0.3243	0.1125	0.0033	98.3	14.0	32.8	24.4	8.4
徳島市八万町	Ⅲ	中塗土	砂質粘土	2.816	22.8	37.3	11.9	19.8	8.2	0.0	0.0364	0.0744	0.0079	—	—	—	40.4	22.7	17.7
美馬市脇町	Ⅳ	中塗土	砂質粘土	2.677	27.8	27.0	24.2	19.7	1.3	0.0	0.0452	0.1104	0.0060	—	—	—	34.1	18.7	15.4
京都府	5	原土	粘性土質砂	2.645	15.6	15.7	28.5	31.5	8.3	0.4	0.1776	0.2516	0.0624	—	—	—	29.6	18.8	10.8
糸島市本	ii	原土	砂質シルト	2.680	40.4	19.4	16.1	20.9	3.2	0.0	0.0163	0.0766	—	—	—	—	70	35.2	34.8
糸島市飯原	iii	原土	砂質粘土	2.661	35.5	27.1	13.5	16.8	7.1	0.0	0.0176	0.0520	0.0029	—	—	—	44.8	23.4	21.4
琴浦町	エ	原土	砂質粘土	2.685	44.7	32.3	9.9	8.9	1.9	2.3	0.0073	0.0160	—	—	—	—	70.4	31.2	39.2
倉吉市	才	原土	粘性土質礫質砂	2.658	29.2	18.8	7.1	11.5	11.4	22.0	0.1125	0.4397	0.0056	—	—	—	53.4	25.1	28.3
栃木市室町	か	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

福島県郡山	—	棟瓦用土	砂まじりシルト	2.663	53.6	32.5	8.1	5.6	0.2	0.0	0.00 38	0.00 74	—	—	—	—	86.4	50.4	36
備考	—	—	—	—	5 μ m 以下	5 μ m~ 75 μ m	75 μ m~ 250 μ m	250 μ m~ 850 μ m	850 μ m~ 2m	—	—	—	—	—	—	—	WL.WP および IP の値は 425 μ m 通過試料による。		

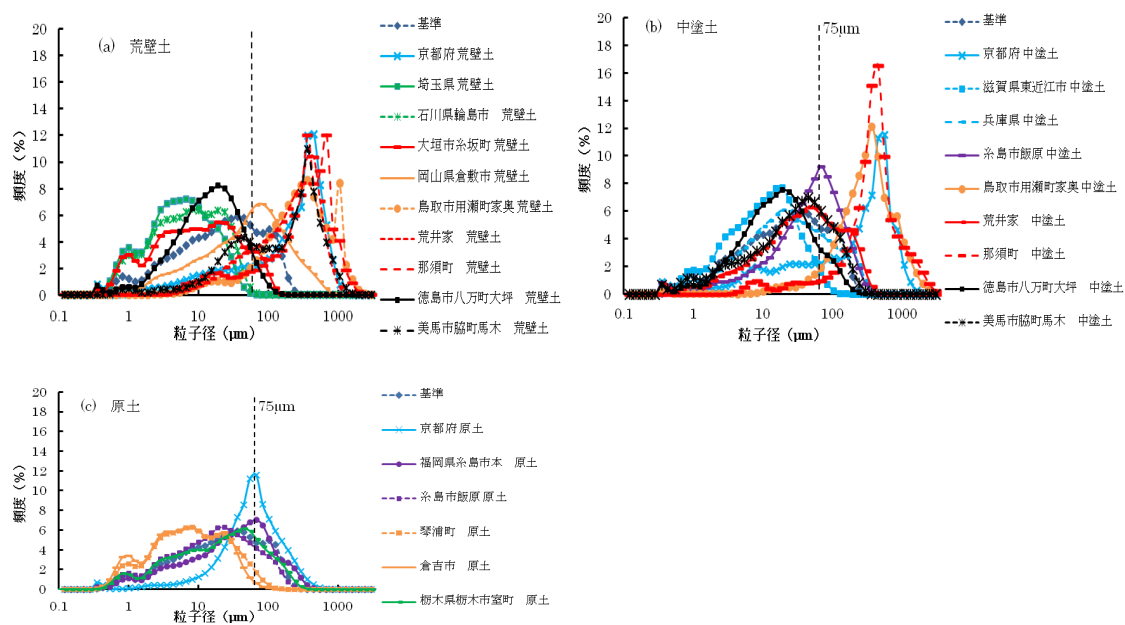


図 3.6.3-1 (a) (b) (c) 用途土別の粒度分布 (SALD)

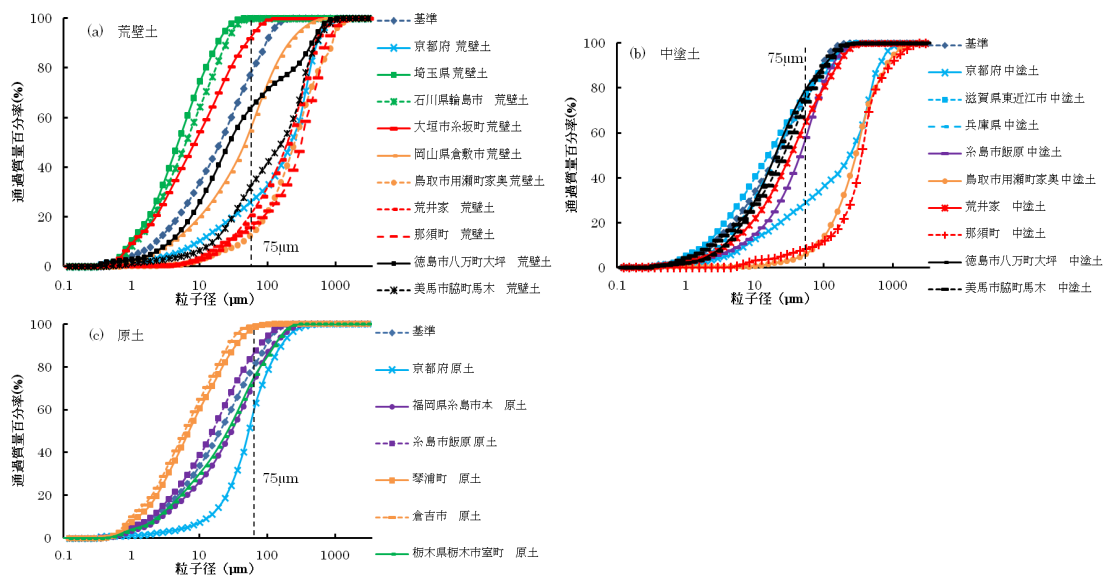


図 3.6.3-2 (a) (b) (c) 用途土別の加積曲線 (SALD)

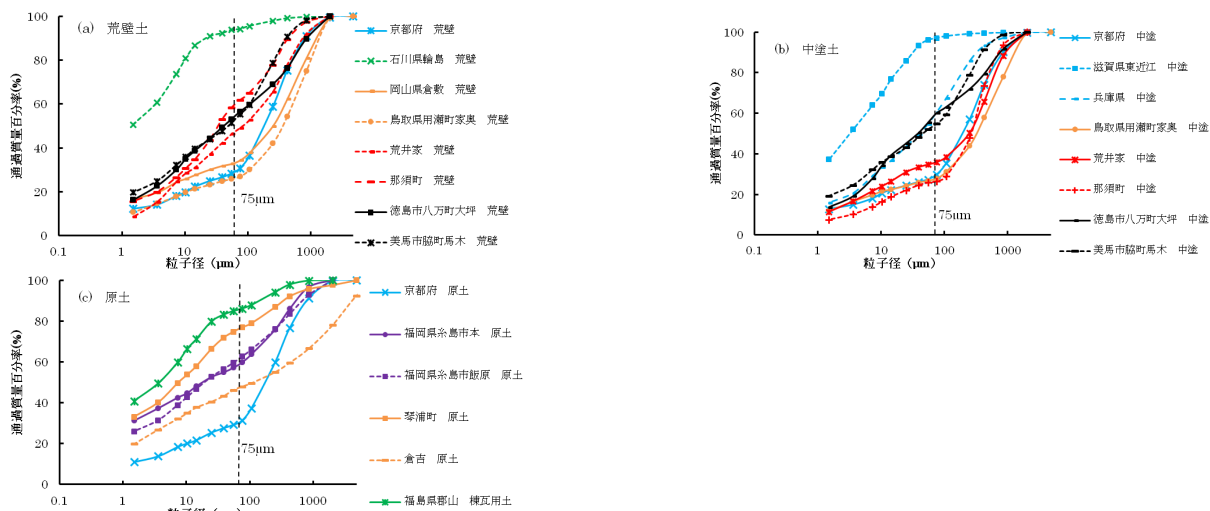


図 3.6.3-3 (a) (b) (c) 用途土別の加積曲線 (JIS)

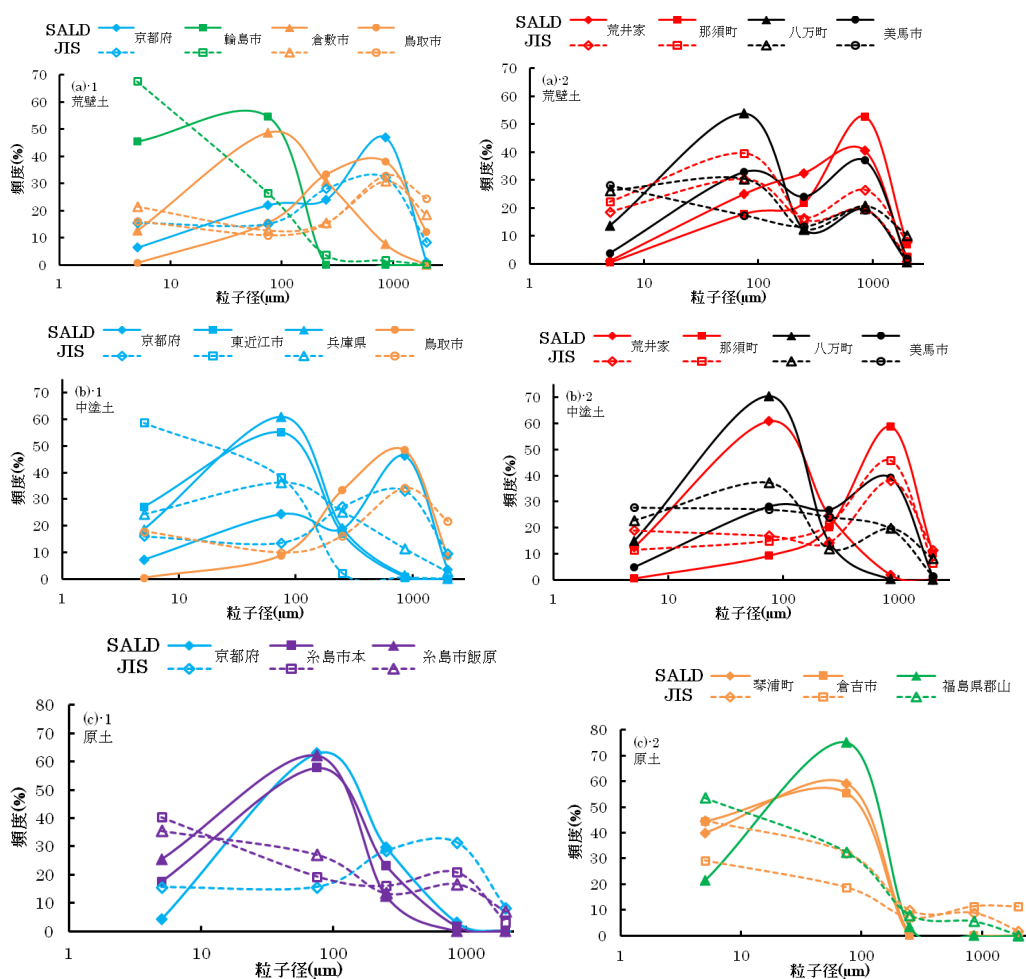


図 3.6.3-4 (a) (b) (c)-1.2 SALD および JIS の粒子径と頻度の関係

2) SALD および JIS の平均粒径および 75μm 以下の積算値の関係

図 3.6.3-5 および図 3.6.3-6 に SALD および JIS の平均粒径および 75μm 以下の積算値の関係を示す。

図 3.6.3-5 および図 3.6.3-6 からわかるように、SALD および JIS の平均粒径および 75μm 以下の積算値の関係は目立った傾向はみられない。

参考までに、両者の関係を原点を通る一次式と看做し以下に示す。

x : SALD

図 3.6.3-6 の決定係数 R^2 が負の値になっているのは、ソフトの関係上であって、実際の値とは異なるが参考として載せている。

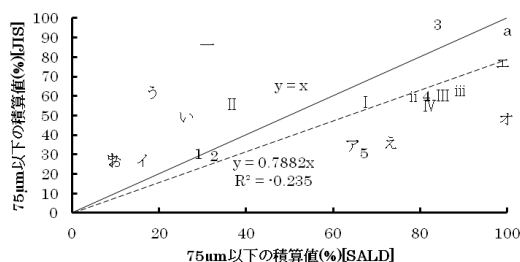


図 3.6.3-6 JIS および SALD の 75 μ m 以下の積算値の関係

参考までに、それぞれの関係を一次式と看做し以下に示す。

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)
 x : 割合 (%)

また、図 3.6.3-9 より、原点を通る一次式($y=ax$)と看做し以下に示す。

$$\begin{aligned}
 (\text{粘土}) &: y = 0.5721x & (r=0.741 \quad n=21) \\
 (\text{シルト}) &: y = 1.0912x & (r=0.637 \quad n=21) \\
 (\text{細砂}) &: y = 1.0659x & (r=0.444 \quad n=21) \\
 (\text{中砂}) &: y = 1.0793x & (R^2=-4.766 \quad n=21)
 \end{aligned}$$

ここに、 y : SALD の各割合 (%)

x : JIS の各割合 (%)

式から明らかなように、SALD および JIS の粘土およびシルト割合は相関係数 r が 0.741 および 0.637 と密接であるが、細砂以降になると、 $r=0.444$ と僅かに関係が確認できる。中砂割合の決定係数がソフトの関係上値が違っているので参考までに載せている。

3) および 4) から、圧縮強度と各割合の関係は、粘土およびシルトの割合が高くなると大きくなる傾向がある。

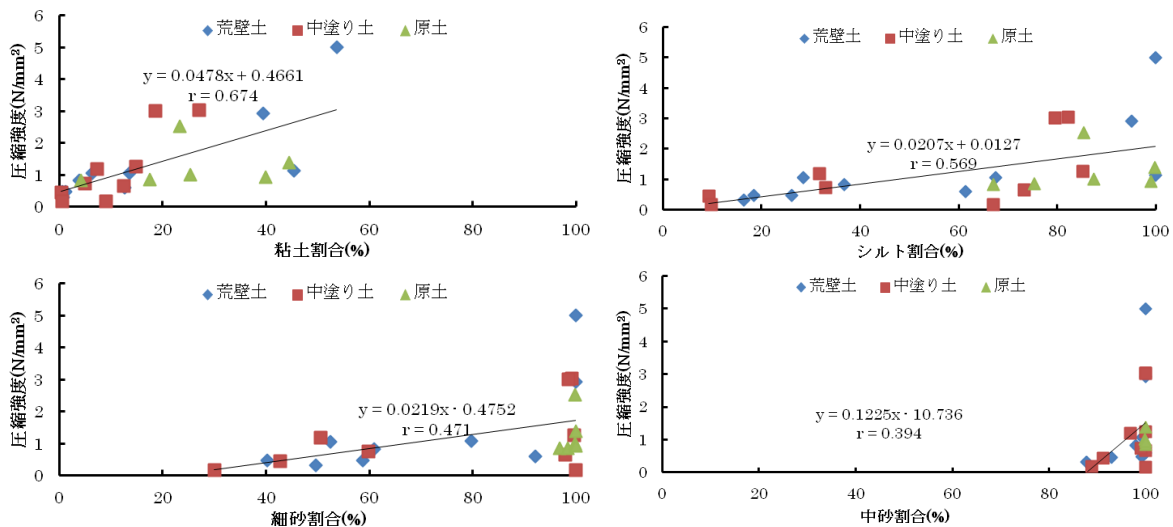


図 3.6.3-7 SALD の粘土、シルト、細砂および中砂割合と圧縮強度の関係

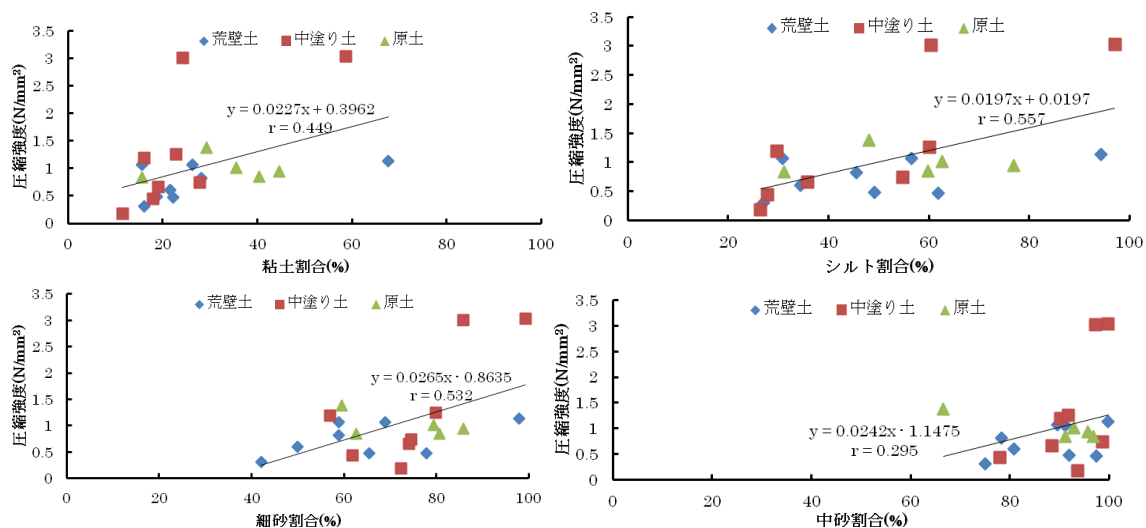


図 3.6.3-8 JIS の粘土、シルト、細砂および中砂割合と圧縮強度の関係

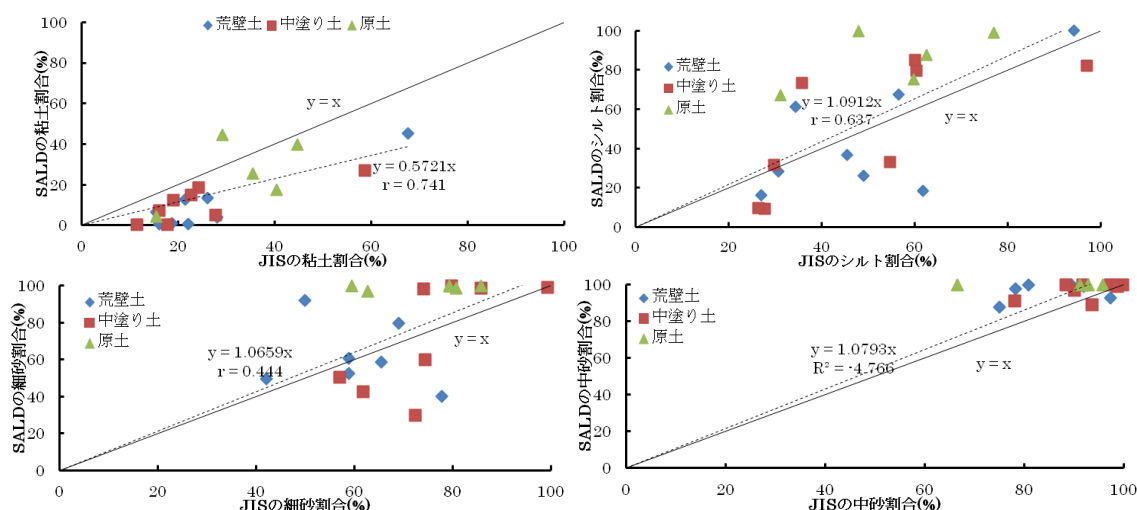


図 3.6.3-9 SALD および JIS の粘土、シルト、細砂および中砂割合の関係

5) 平均粒径と密度の関係

図 3.6.3-10 および図 3.6.3-11 に SALD の平均粒径と $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の密度および JIS の平均粒径と密度の関係を示す。また、図 3.6.3-10 の密度は $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 円柱供試体より求めたものを用いている。

① 用途別

SALD および JIS の平均粒径は、前者の荒壁土、中塗り土および原土で 0.0048~0.317、0.019~0.352 および 0.006~0.0534mm を与える。また、後者は 0.0013~0.3557、0.0032~0.3197 および 0.006~0.1776mm を得る。これらから、平均粒径は SALD で中塗り土、JIS は荒壁土であるが、両者の最大および最小値をみると、差が僅かであることも確認できる。

密度は $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の荒壁土、中塗り土および原土で 1.192~2.13、1.406~1.895 および 1.553~1.772g/cm³ を与え、同様に JIS は 2.611~2.821、2.629~2.816 および 2.645~2.685g/cm³ を得る。これらの値から両者とも、密度の範囲に僅かに差が認められる。

SALD の平均粒径と $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の密度および JIS の平均粒径と密度の関係は、一部例外があるものの両者ともに平均粒径が大きくなるのに伴い密度は小さくなる傾向が確認される。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$\phi 20 \times 40 \text{mm}$	全体	: $y = -1.0181x + 1.7662$	($r = -0.619$ $n = 25$)
	荒壁土	: $y = -1.8702x + 1.8742$	($r = -0.751$ $n = 10$)
	中塗り土	: $y = -0.9949x + 1.8373$	($r = -0.909$ $n = 9$)
	原土	: $y = 0.5544x + 1.6178$	($r = 0.089$ $n = 6$)
JIS	全体	: $y = -0.1325x + 2.7003$	($r = -0.347$ $n = 22$)
	荒壁土	: $y = -0.4297x + 2.7558$	($r = -0.791$ $n = 8$)
	中塗り土	: $y = -0.1182x + 2.7201$	($r = -0.321$ $n = 8$)
	原土	: $y = -0.143x + 2.6708$	($r = -0.663$ $n = 6$)

ここに、 y : 密度 (g/cm³)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、SALD および $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の相関係数 r は、 $r = -0.619 \sim -0.909$ と密接な関係を有するが、原土のみ $r = 0.089$ と小さく、平均粒径が 0.01~0.05mm とごく小さい範囲でみているため、全体的にも影響がないことが認められる。JIS の荒壁土および原土の相関係数 r は -0.791 および -0.663 と密接であるが、全体および中塗り土は $r = -0.347$ および -0.321 と小さい。

② 地域別

SALD の平均粒径と $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の密度は、近畿で 0.019~0.239mm および 0.442~0.895g/cm³、中国は 0.007~0.291mm および 0.197~0.467g/cm³、四国で 0.02~0.164mm および 0.311~1.272g/cm³ を得る。同様に、JIS は近畿で 0.0032~0.1984mm および 2.645~2.694g/cm³、中国は 0.0073~0.3557mm および 2.645~2.694g/cm³ を得る。

よび 2.629~2.685g/cm³、四国で 0.039~0.049mm および 2.677~2.821g/cm³、関東は 0.0331~0.2466mm および 2.611~2.749g/cm³ となる。また、地域別に関係なく密度は平均粒径の増加に伴い低下するが、JIS の関東のみ密度も増える傾向にある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

φ20×40mm	近畿	:	y = -0.5688x + 1.8475	(r=-0.759	n=5)
	中国	:	y = -0.6545x + 1.673	(r=-0.744	n=4)
	四国	:	y = -0.9249x + 1.816	(r=-0.897	n=4)
	関東	:	y = -1.2421x + 1.7526	(r=-0.652	n=5)
	JIS	:	y = -0.2702x + 2.6964	(r=-0.981	n=5)
JIS	近畿	:	y = -0.2702x + 2.6964	(r=-0.981	n=5)
	中国	:	y = -0.1544x + 2.6827	(r=-0.969	n=5)
	四国	:	y = -13.242x + 3.3097	(r=-0.937	n=4)
	関東	:	y = 0.364x + 2.6179	(r=0.738	n=4)

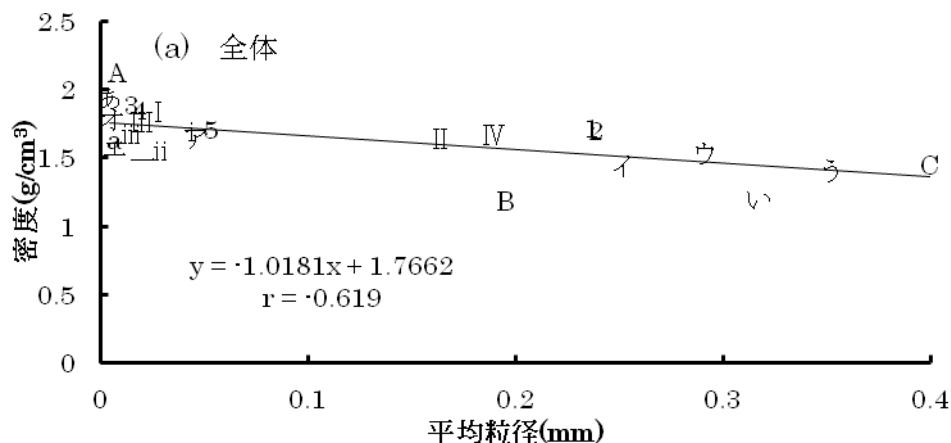
ここに、y：密度 (g/cm³)

x：平均粒径 (mm)

式から明らかなように、近畿、中国、四国および関東地方で平均粒径と密度の関係の相関係数は、SALD および φ20×40mm で、r=-0.759、-0.744、-0.897 および -0.652、JIS の場合、r=-0.981、-0.969、-0.937 および 0.738 となり両者とも密接に関係していると言える。また、地域のみで見ると一部例外があるものの平均粒径が大きくなるのに伴い密度は小さくなる傾向にある。

③ 評価

これらより、密度は用途および地域に関わらず、平均粒径が大きくなるのに伴い低下するが、φ20×40mm の原土および JIS の関東のみ増える傾向がある。φ20×40 の原土は平均粒径が 0.01~0.05 mm の範囲で検討をしており、また相関係数 r も 0.089 と小さいため平均粒径と密度の関係は無いと言える。しかし、JIS の関東の場合 r=0.738 と高く密接な関係が認められるが、試料不足もあり一概には言えない。



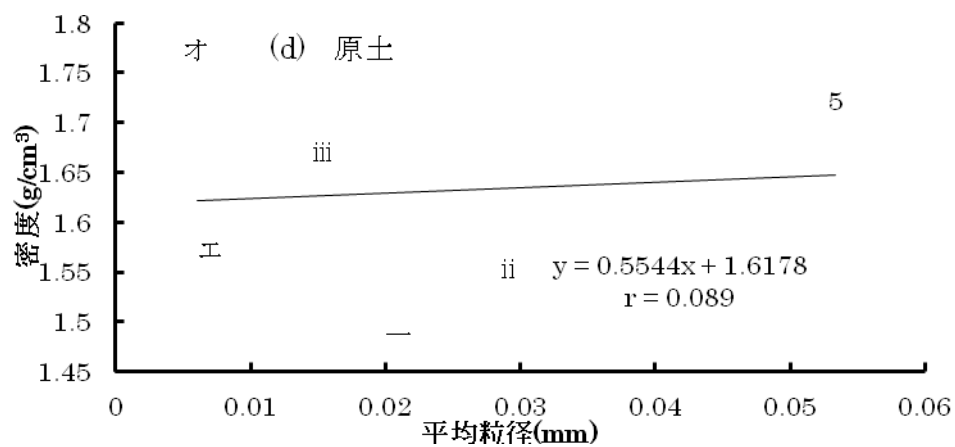
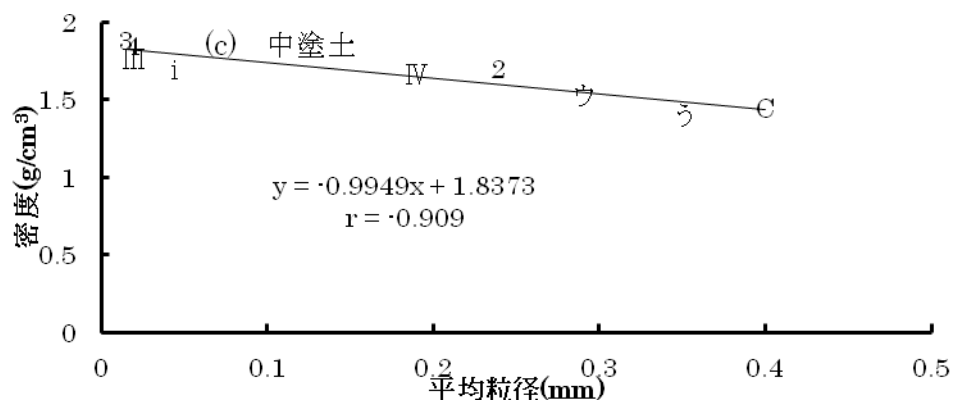
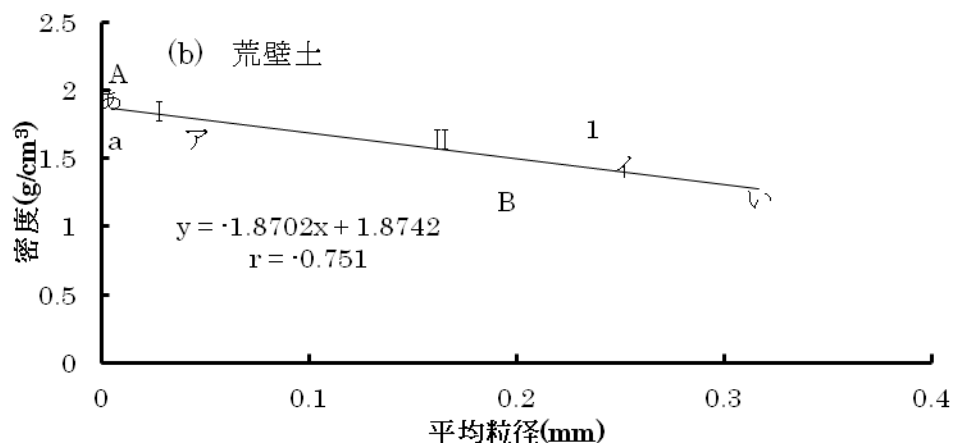
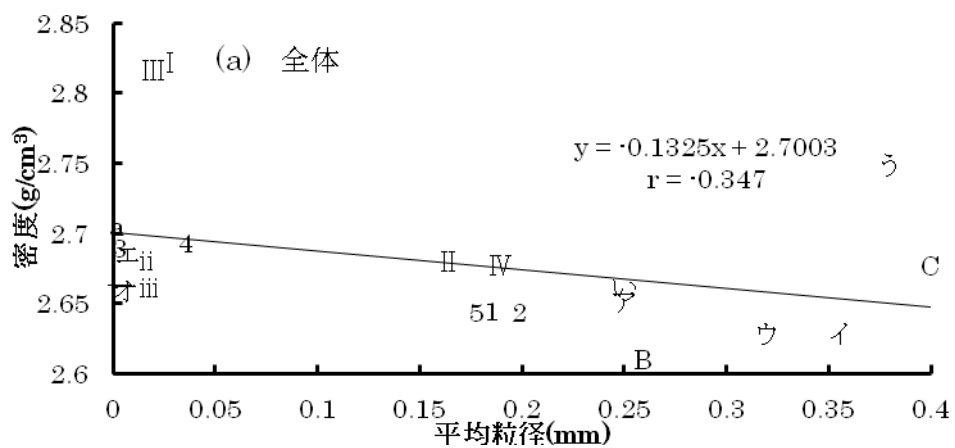


図 3.6.3-10(a) (b) (c) (d) 平均粒径と密度の関係(SALD と $\phi 20 \times 40$)



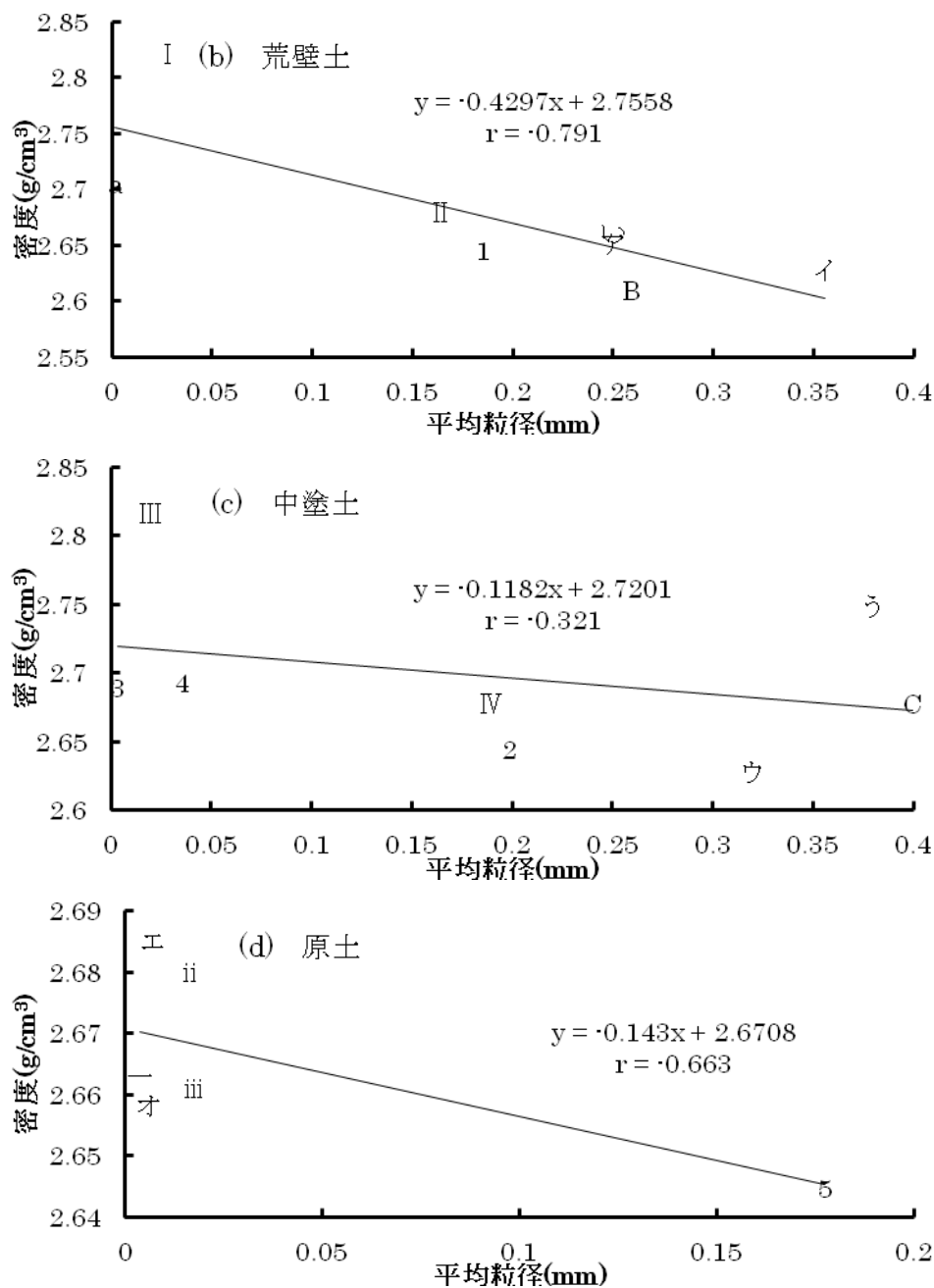


図 3.6.3-11 (a) (b) (c) (d) 平均粒径と密度の関係 (JIS)

6) 平均粒径と液性および塑性限界の関係

図 3.6.3-12 および図 3.6.3-13 に、平均粒径と液性および塑性限界の関係を示す。

① 用途別

液性および塑性限界は、前者の荒壁土、中塗土および原土で、30.1~69.3、23.3~62.4 および 29.6~86.4%を与え、同様に後者は、18.8~41.5、15.7~28.3 および 18.8~50.4%を得る。液性限界の平均は、47.5、39.5 および 59.1%となり、塑性限界の平均は、28.6、22.6 および 30.7%を示す。両者ともに中塗土、荒壁土、原土の順で値が大きくなる。

液性および塑性限界は、一部例外があるものの平均粒径が大きくなるのに伴い小さくなる傾向がみられる。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{液性限界 (全体)} : y = -71.246x + 55.759 \quad (r = -0.504 \quad n = 22)$$

(荒壁土) :	$y = -41.677x + 52.675$	($r=-0.398$ $n=8$)
(中塗土) :	$y = -30.376x + 43.808$	($r=-0.339$ $n=8$)
(原土) :	$y = -220.79x + 71.431$	($r=-0.779$ $n=6$)
塑性限界 (全体) :	$y = -25.442x + 29.857$	($r=-0.326$ $n=22$)
(荒壁土) :	$y = -29.956x + 32.303$	($r=-0.398$ $n=8$)
(中塗土) :	$y = 10.611x + 21.115$	($r=0.275$ $n=8$)
(原土) :	$y = -103.9x + 36.486$	($r=-0.667$ $n=6$)

ここに、 y : 液性および塑性限界 (%)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、液性限界の相関係数 r は -0.339~-0.735 と小さい。塑性限界では全体、荒壁土、中塗土および原土の相関係数 r は -0.326、-0.398、0.275 および -0.667 を得る。全体、荒壁土および原土は、僅かであるが関係している。また、中塗土は平均粒径が大きくなるのに伴い塑性限界も高くなり、全体と反対の傾向を示している。

② 地域別

近畿、中国、四国および関東地方の試料が 4~5 個ずつあるため、この 4 つの地方を比較した。

それぞれの液性および塑性限界の平均は、近畿地方で 36.5 および 19.8%、中国地方は 51.2 および 26.3%、四国地方で 37.4 および 20.7%、関東地方は 48.0 および 33.6% となる。液性および塑性限界の値は中国地方が最も大きな差があり、それに続いて近畿および四国で、関東地方の差が少ない。これは中国および近畿などの西日本側の土は、練り混ぜ時に水量に差があっても、塑性体状のネバネバした状態にしやすく、関東地方の土では水量を適量でなければ、液状もしくは半固体状の打込みづらい状態になり易いと言える。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

液性限界 (近畿) :	$y = -142.08x + 53.506$	($r=-0.864$ $n=5$)
(中国) :	$y = -77.943x + 67.473$	($r=-0.956$ $n=5$)
(四国) :	$y = -528.09x + 59.791$	($r=-0.915$ $n=4$)
(関東) :	$y = -95.028x + 62.796$	($r=-0.933$ $n=4$)
塑性限界 (近畿) :	$y = -34.125x + 23.894$	($r=-0.664$ $n=5$)
(中国) :	$y = -12.855x + 28.967$	($r=-0.637$ $n=5$)
(四国) :	$y = -373.28x + 36.552$	($r=-0.940$ $n=4$)
(関東) :	$y = -72.87x + 45.009$	($r=-0.985$ $n=4$)

ここに、 y : 液性および塑性限界 (%)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、平均粒径と液性および塑性限界の相関係数は、前者の近畿、中国、四国および関東地方で $r=-0.864$ 、-0.956、-0.915 および -0.933、後者の場合、 $r=-0.664$ 、-0.637、-0.940 および -0.985 となり、両者ともに密接な関係がある。各地方は、用途に関係なく平均粒径が大きくなるのに伴い液性および塑性限界は小さくなる傾向が認められる。

③ 評価

①および②より、液性および塑性限界は用途および地域別に関係なく粒子径が大きくなるのに伴い小さくなる傾向にある。用途別での平均粒径と液性および塑性限界の関係は僅かであるが、地域で見ると密接な関係が認められる。

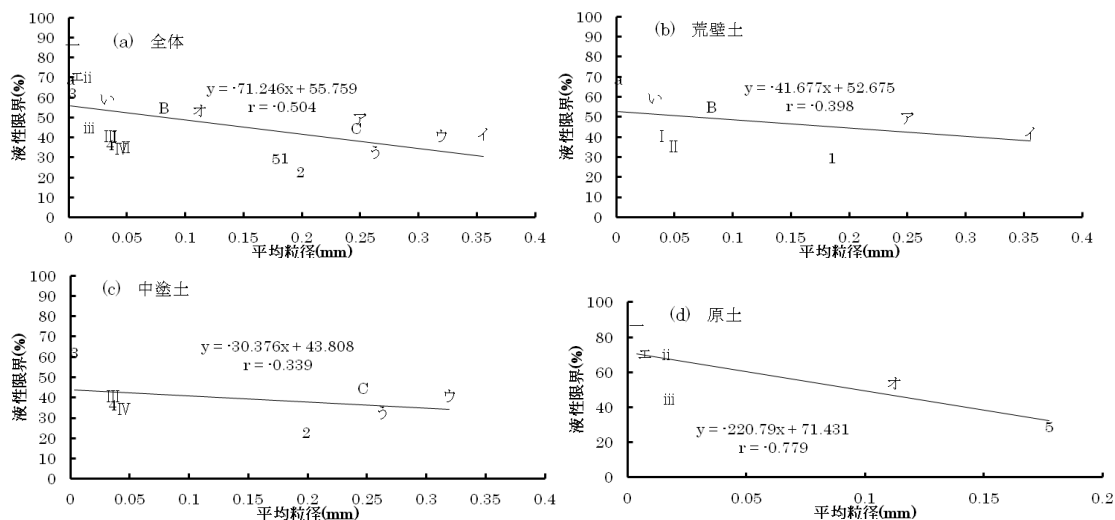


図 3.6.3-12 (a) (b) (c) (d) 平均粒径と液性限界の関係

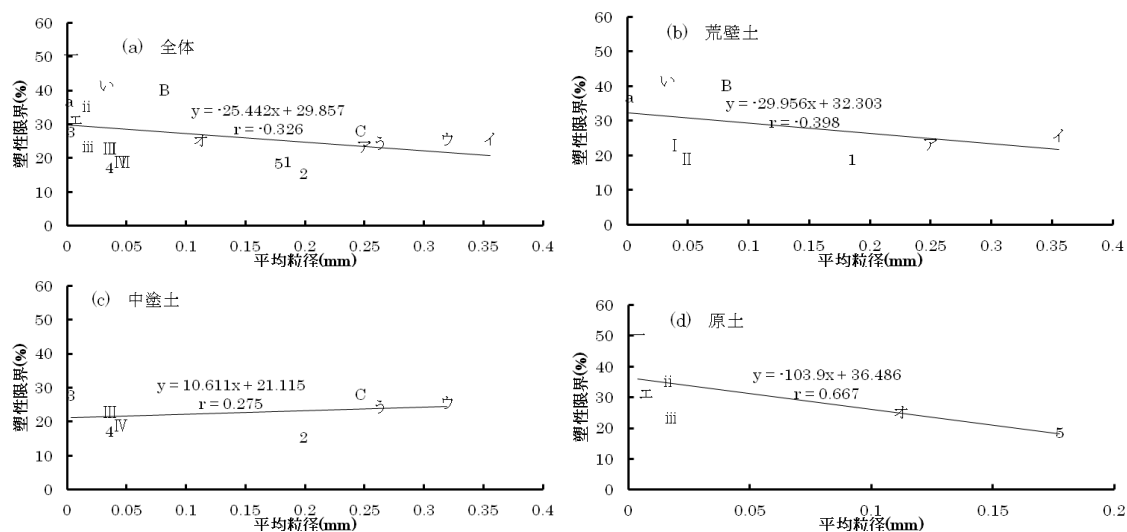


図 3.6.3-13 (a) (b) (c) (d) 平均粒径と塑性限界の関係

7) 密度と液性および塑性限界の関係

図 3.6.3-14 および図 3.6.3-15 に密度と液性および塑性限界の関係を示す。

① 用途別

密度と液性および塑性限界の関係は、原土のみ密度は液性および塑性限界が大きくなるのに伴い増えるが、荒壁土および中塗土はその傾向が僅かなことも確認できる。

液性限界 (全体)	: $y = -19.068x + 98.846$	($r = -0.062$ $n = 22$)
(荒壁土)	: $y = -12.895x + 81.988$	($r = -0.064$ $n = 8$)
(中塗土)	: $y = 14.229x + 1.0696$	($r = 0.075$ $n = 8$)
(原土)	: $y = 934.76x - 2432.3$	($r = 0.675$ $n = 6$)
塑性限界 (全体)	: $y = -24.873x + 93.665$	($r = -0.149$ $n = 22$)
(荒壁土)	: $y = -34.619x + 121.2$	($r = -0.239$ $n = 8$)
(中塗土)	: $y = 7.4896x + 2.4363$	($r = 0.092$ $n = 8$)
(原土)	: $y = 315.12x - 809.22$	($r = 0.414$ $n = 6$)

ここに、 y : 液性および塑性限界 (%)

x : 密度 (g/cm^3)

式から明らかなように、密度と液性および塑性限界の関係の相関係数 r は全体、荒壁土、中塗土および原土、前者で $r = -0.062$ 、 -0.064 、 0.075 および 0.675 、後者は $r = -0.149$ 、 -0.239 、 0.092 およ

び 0.414 を得る。液性および塑性限界の原土のみは $r=0.675$ および 0.414 と密接であるが、全体的にほとんど関係がないと言える。

② 地域別

液性および塑性限界は全体で言えば密度が大きくなるのに伴い増加するが、関東のみ小さくなる傾向がみられる。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

液性限界 (近畿)	:	$y = 450.99x - 1165$	($r=0.756$ $n=5$)
(中国)	:	$y = 505.32x - 1288.1$	($r=0.988$ $n=5$)
(四国)	:	$y = 40.547x - 74.034$	($r=0.933$ $n=4$)
(関東)	:	$y = -179.09x + 526.98$	($r=-0.867$ $n=4$)
塑性限界 (近畿)	:	$y = 95.614x - 234.92$	($r=0.512$ $n=5$)
(中国)	:	$y = 80.941x - 188.25$	($r=0.640$ $n=5$)
(四国)	:	$y = 28.098x - 56.496$	($r=0.999$ $n=4$)
(関東)	:	$y = -126.43x + 371.79$	($r=-0.843$ $n=4$)

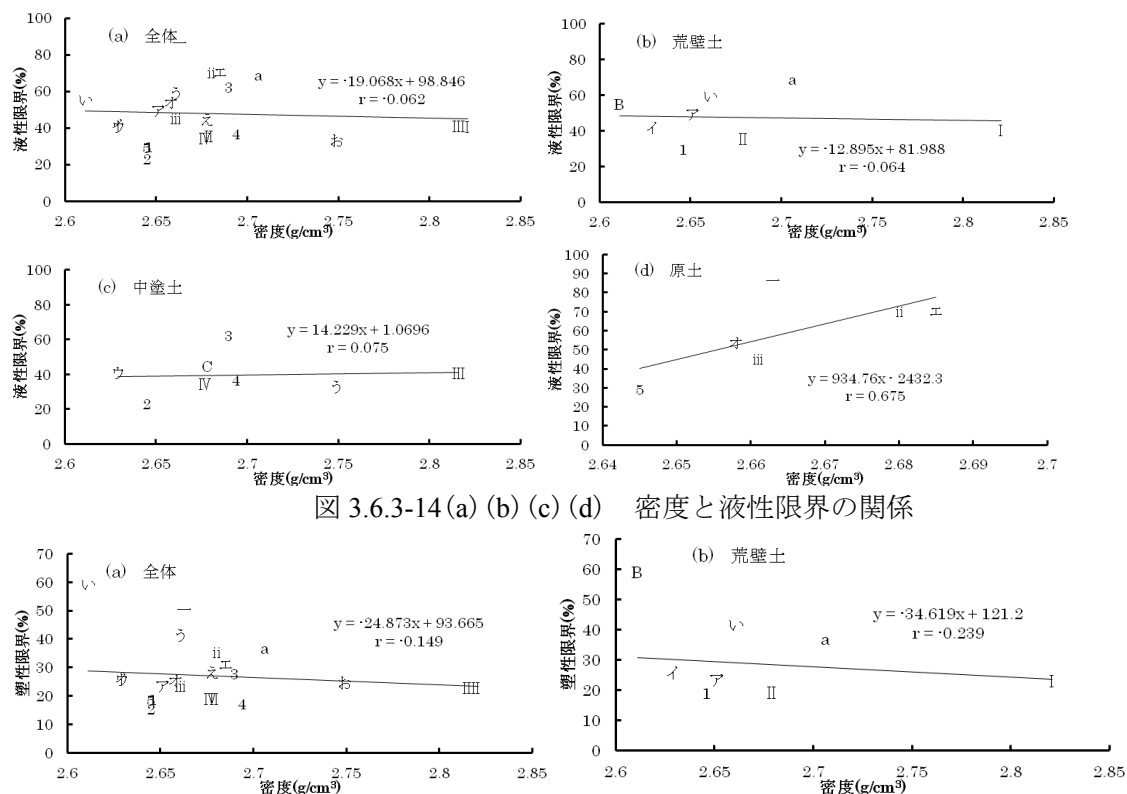
ここに、 y : 液性および塑性限界 (%)

x : 平均粒径 (mm)

式からも明らかなように、液性および塑性限界の相関係数 r は近畿、中国、四国および関東で、前者は $r=0.756$ 、 0.988 、 0.933 および -0.867 、後者は $r=0.512$ 、 0.640 、 0.999 および -0.843 を示す。よって、両者ともに密接に関係していることが確認できる。

③ 評価

①および②より、密度と液性および塑性限界は、用途別の場合、相関係数が小さいため関係が無いと考える。地域別の場合、近畿以西の土は密度が大きくなるのに伴い液性および塑性限界も増加するが、関東のみ液性および塑性限界は低下する傾向がある。



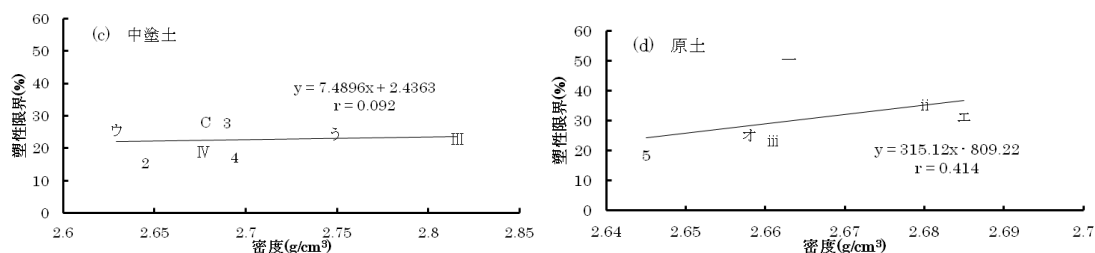


図 3.6.3-15 (a) (b) (c) (d) 密度と塑性限界の関係

8) 含水比と落下回数との関係 (JIS)

図 3.6.3-16 および図 3.6.3-17 に JIS のふるい分け分布および含水比と落下回数との関係を、表 3.6.3-5 に全用途別土の含水比と落下回数との関係の一次式、相関係数 r 、液性および塑性限界を示す。

粒子径 0.01mm での通過質量百分率および含水比の平均値は、一部例外があるものの、八万町および美馬市の荒壁土、京都府の中塗土、滋賀県、兵庫県、琴浦町および倉吉市の原土で、前者は 35.1、36.0、20.6、69.6、33.4、53.8 および 35.0%、後者は 40.1、35.0、23.3、62.4、36.9、70.4 および 53.4% である。ふるい分け分布の粒子径は 0.01~0.1mm の範囲で、通過質量百分率の値が増える地域の土ほど含水比も高い値を示す。また、含水比の平均は液性限界となり、粒子径 0.01mm は 100 μ m で、細砂と呼ばれる粒径の範囲が 75~250 μ m となる。よって、液性限界とシルトおよび細砂までの粒径で関係があると推察できる。

液性限界は地域別にみると、一部例外があるものの京都府、鳥取県および糸島市飯原などの西日本側の土が 30.1、41.0 および 44.8% で平均 38.6% を与える。同様に石川県、滋賀県および福島県などの東日本側の土は、69.3、62.4 および 86.4% で平均 72.7% を得る。また、ふるい分け分布での通過質量百分率の西および東日本の土の関係は、前者は粒子径 0.1~1mm の範囲の割合が高いため粒子が粗く、後者は 0.01~0.1mm の範囲の割合が高く粒子が細かいことが分かる。よって、粒子の割合に液性限界の増減が関係していると考ええる。

表 3.6.3-5 用途別土の含水比と落下回数との関係の一次式、相関係数 r 、液性および塑性限界

地域	用途	一次式	相関係数 r	液性限界 W_L (%)	塑性限界 W_p (%)
京都府	荒壁土	$y = -0.072x + 32.008$	$r = -0.986$	30.1	19.1
石川県輪島市	荒壁土	$y = -0.1956x + 74.494$	$r = -0.986$	69.3	37.0
岡山県倉敷市	荒壁土	$y = -0.3175x + 57.34$	$r = -0.979$	49.2	23.3
鳥取市用瀬町家奥	荒壁土	$y = -0.125x + 45.21$	$r = -0.996$	41.9	25.9
荒井家	荒壁土	$y = -0.1091x + 58.062$	$r = -0.990$	55.2	40.3
那須町	荒壁土	$y = -0.1413x + 62.757$	$r = -0.983$	59.1	41.5
徳島市八万町大坪	荒壁土	$y = -0.1151x + 43.145$	$r = -0.991$	40.1	22.7
美馬市脇町馬木	荒壁土	$y = -0.1096x + 37.951$	$r = -0.991$	35.0	18.8
京都府	中塗土	$y = -0.107x + 26.097$	$r = -0.956$	23.3	15.7
滋賀県東近江市	中塗土	$y = -0.232x + 68.34$	$r = -0.975$	62.4	28.0
兵庫県	中塗土	$y = -0.1423x + 40.564$	$r = -0.975$	36.9	17.4
鳥取市用瀬町家奥	中塗土	$y = -0.1412x + 44.751$	$r = -0.985$	41.0	25.9
荒井家	中塗土	$y = -0.09x + 47.085$	$r = -0.974$	44.7	28.3
那須町	中塗土	$y = -0.0904x + 35.2$	$r = -0.980$	32.8	24.4
徳島市八万町大坪	中塗土	$y = -0.1357x + 44.067$	$r = -0.969$	40.4	22.7
美馬市脇町馬木	中塗土	$y = -0.1427x + 37.858$	$r = -0.987$	34.1	18.7
京都府	原土	$y = -0.1215x + 32.731$	$r = -0.991$	29.6	18.8
福岡県糸島市本	原土	$y = -0.381x + 79.997$	$r = -0.976$	70.0	35.2
福岡県糸島市飯原	原土	$y = -0.171x + 49.263$	$r = -0.987$	44.8	23.4
琴浦町	原土	$y = -0.1527x + 74.457$	$r = -0.985$	70.4	31.2
倉吉市	原土	$y = -0.145x + 57.196$	$r = -0.981$	53.4	25.1
福島県郡山	煉瓦用土	$y = -0.2217x + 92.218$	$r = -0.994$	86.4	50.4

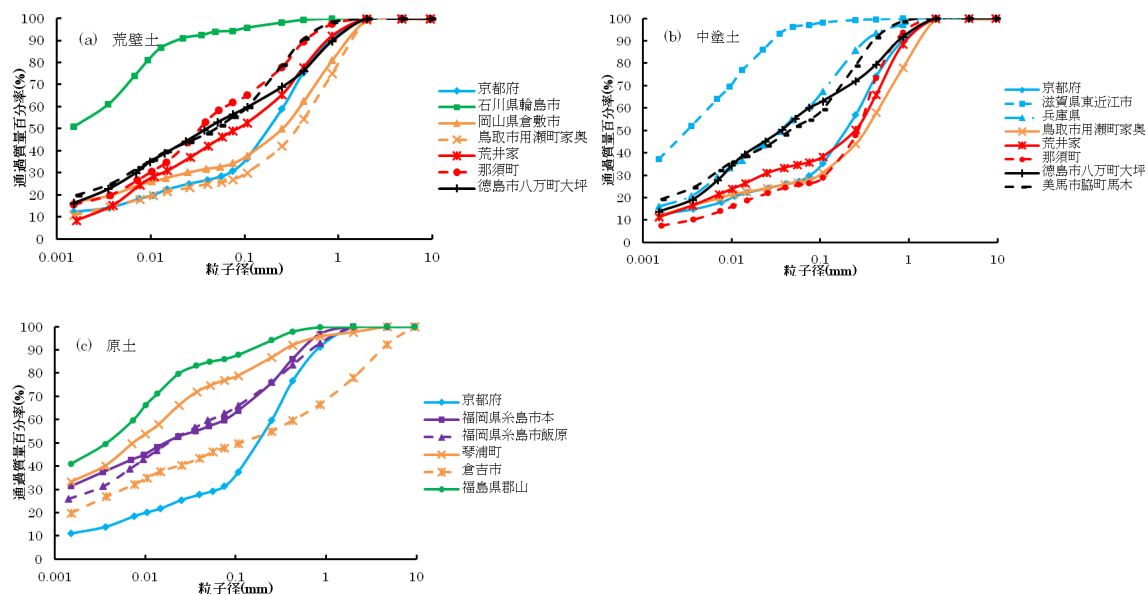


図 3.6.3-16(a) (b) (c) JIS のふるい分け分布

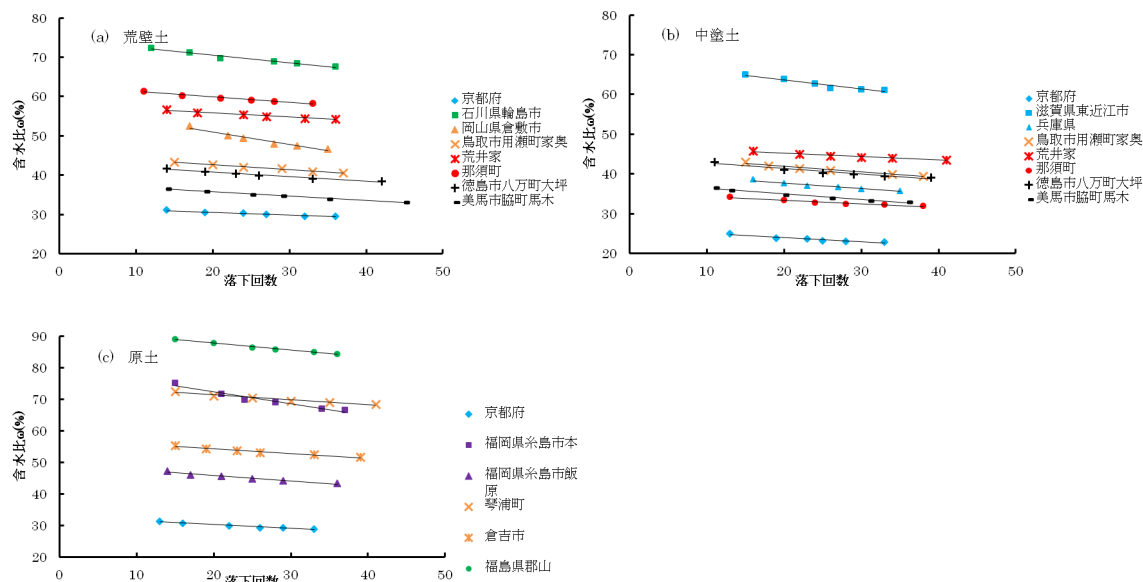


図 3.6.3-17(a) (b) (c) 含水比と落下回数の関係

9) $\phi 20 \times 40\text{mm}$ および JIS の密度の関係

図 3.6.3-18 に $\phi 20 \times 40\text{mm}$ および JIS の密度の関係を示す。

JIS および $\phi 20 \times 40\text{mm}$ の密度の関係は、用途により種々の傾向を示す。前者の密度は、蒸留水や温度など多くの因子を利用して求めるが、後者は供試体の体積と質量のみの簡易な方法で導き出しているため差異が生じたと考える。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

(荒壁土と中塗土)	:	$y = 1.5147x - 2.4687$	($r=0.436$ $n=16$)
(荒壁土)	:	$y = 2.3276x - 4.687$	($r=0.637$ $n=8$)
(中塗土)	:	$y = 0.2339x + 1.0292$	($r=0.077$ $n=8$)
(原土)	:	$y = -4.6143x + 13.929$	($r=-0.623$ $n=6$)

ここに、 y : $\phi 20 \times 40\text{mm}$ の密度 (g/cm^3)

x : JIS の密度 (g/cm^3)

式から明らかなように、相関係数 r は荒壁土、中塗土および原土で $r=0.637$ 、 0.077 および -0.623

となる。同様に、荒壁土と中塗土を合わせた場合 $r=0.436$ を得るが、試料数の少ないこともあり用途との関わりについては一概に言えない。

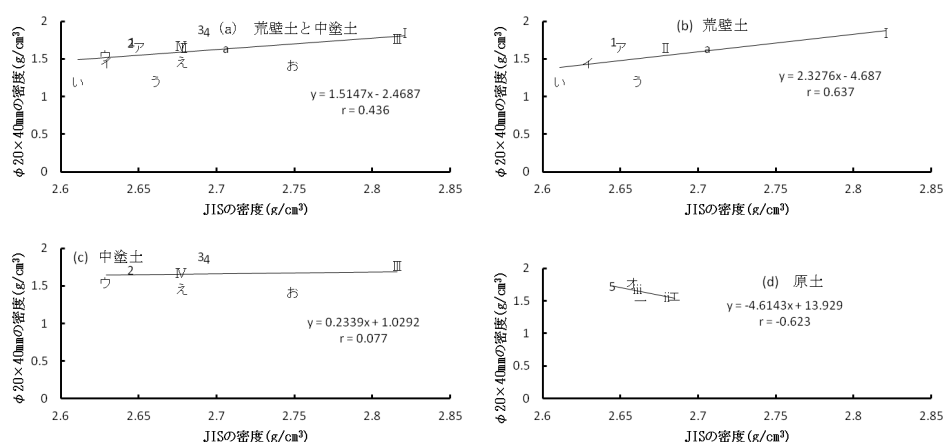


図 3.6.3-18(a) (b) (c) (d) $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ および JIS の密度の関係

10) 圧縮強度 ($\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 円柱供試体)

図 3.6.3-19~図 3.6.3-21 および表 3.6.3-6 に $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 供試体の圧縮試験結果を示す。図に記されている基準は、京都産の土を使用している。

① 用途別

$\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 供試体の圧縮強度は、荒壁土で $0.31 \sim 5.00 \text{N/mm}^2$ 、中塗土は $0.18 \sim 3.03 \text{N/mm}^2$ および $0.84 \sim 2.52 \text{N/mm}^2$ を得る。また、圧縮強度の割合は、京都府の強さを 1 とすると荒壁土で $0.29 \sim 4.71$ 倍、中塗土は $0.16 \sim 2.85$ 倍、原土で $0.79 \sim 2.37$ 倍となる。

圧縮応力ひずみ曲線は、使用用途に関わらず 2 種類の傾向がある。一つは、応力が緩慢に増加するものと急激に増えるもので、両者とも最大応力に達すると前者はほぼ横ばいで粘りがあるが、後者はすぐに応力低下する脆いことが確認できる。圧縮強度は緩慢に増加する場合、ひずみ 0.02 前後で $0.18 \sim 1.5 \text{N/mm}^2$ 、急激に増加する方はひずみ 0.01 前後で $3.00 \sim 5.00 \text{N/mm}^2$ を得る。

荒壁土および中塗土は、両者とも 2 種類の傾向があり、全体としては緩慢に増加する傾向が多い。原土は、緩慢に増加する傾向のみ確認できる。全用途で見ると、圧縮強度は $0.18 \sim 1.5 \text{N/mm}^2$ 程度の高くない傾向が一般的で、例外として $3.00 \sim 5.00 \text{N/mm}^2$ を得る場合がある。

② 地域別

地域別にみると、圧縮強度は関東および東海地方の土が 5.00 および 2.92N/mm^2 と高く、最大応力に達した後の粘りもほとんどない。近畿地方の滋賀県および兵庫県は 3.03 および 3.01N/mm^2 を得、同じ地方の京都府は 1.06 、 1.19 および 0.84N/mm^2 と差異がある。中国、四国および関東などは違いが見られず、圧縮強度および図の傾向が類似していることが分かる。また、中国、四国、九州および近畿地方の土は、一部例外があるものの圧縮強度は小さいが、粘り強い性質がある。

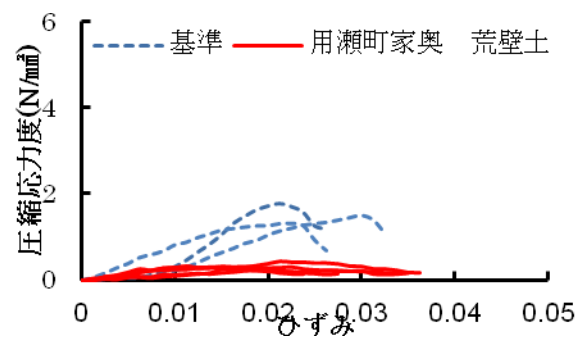
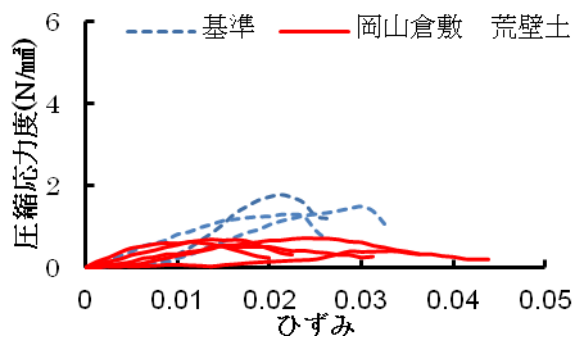
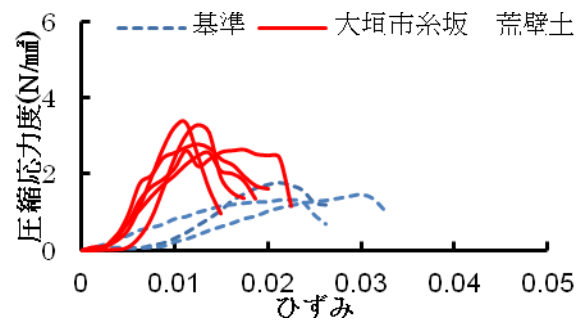
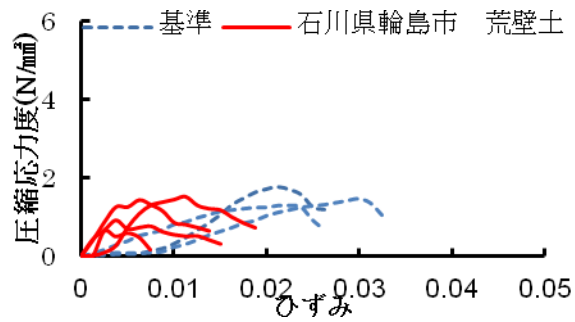
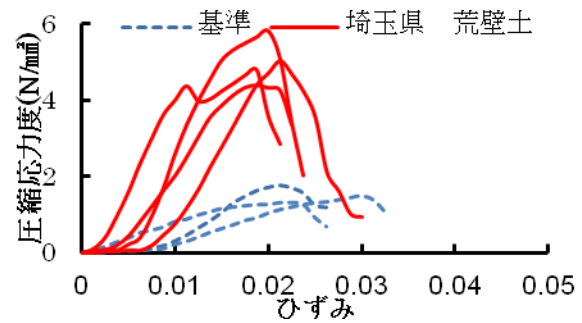
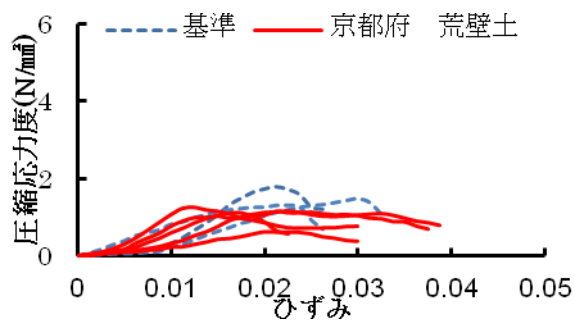
③ 評価

①および②より、 $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 供試体の圧縮強度は用途および地域に関わらず $0.18 \sim 1.5 \text{N/mm}^2$ を与える。その中でも、関東などの東日本側の土は、最大応力度が高く脆いものが多く見られるが、用途別による差異はほとんど認められない。

表 3.6.3-6 $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 供試体の用途および地域別の圧縮試験結果

地域	用途別の強度	圧縮強度 (N/mm^2)			
		荒壁土	中塗土	原土	煉瓦用土
基準		—	—	—	

京都府	近畿	1.06	1.19	0.84	—
埼玉県	関東	5.00	—	—	—
石川県輪島市	北陸	1.13	—	—	—
岐阜県大垣市糸坂町	東海	2.92	—	—	—
岡山県倉敷市	中国	0.60	—	—	—
鳥取県鳥取市用瀬町家奥	中国	0.31	0.44	—	—
滋賀県東近江市	近畿	—	3.03	—	—
兵庫県	近畿	—	3.01	—	—
福岡県糸島市本	九州	—	—	0.85	—
福岡県糸島市飯原	九州	—	—	1.01	—
福島県郡山	東北	—	—	—	1.48
荒井家	関東	0.48	0.66	—	—
那須町	関東	0.47	0.18	—	—
徳島県徳島市八万町大坪	九州	1.07	1.25	—	—
徳島県美馬市脇町馬木	九州	0.82	0.74	—	—
琴浦町	中国	—	—	0.94	—
倉吉市	中国	—	—	1.38	—
栃木県栃木市室町	関東	—	—	2.52	—



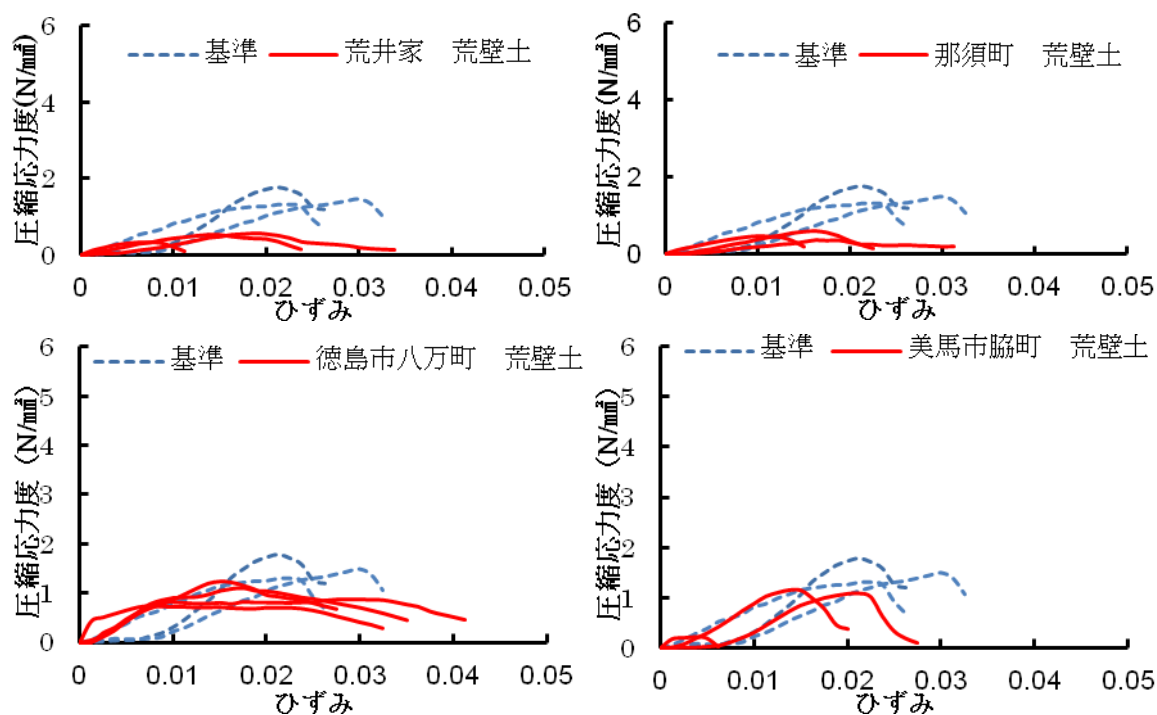
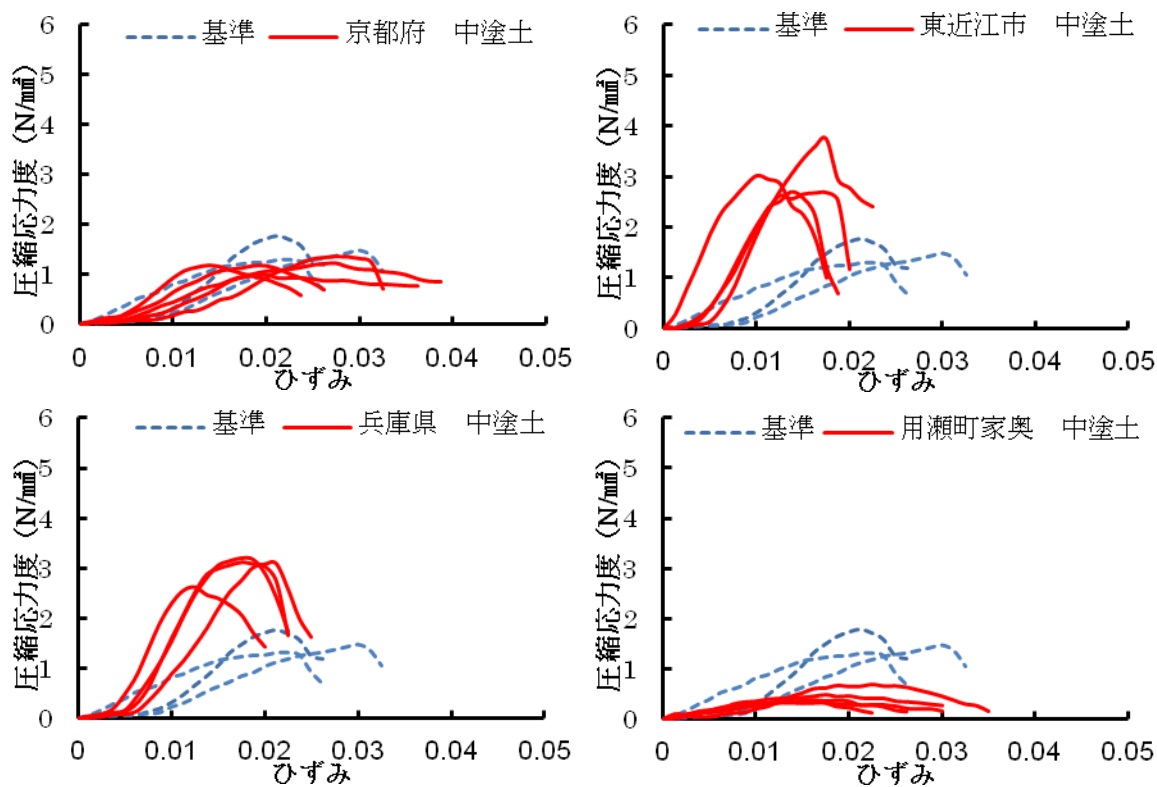


図 3.6.3-19 圧縮応力度とひずみの関係($\phi 20 \times 40mm$ 供試体、荒壁土)



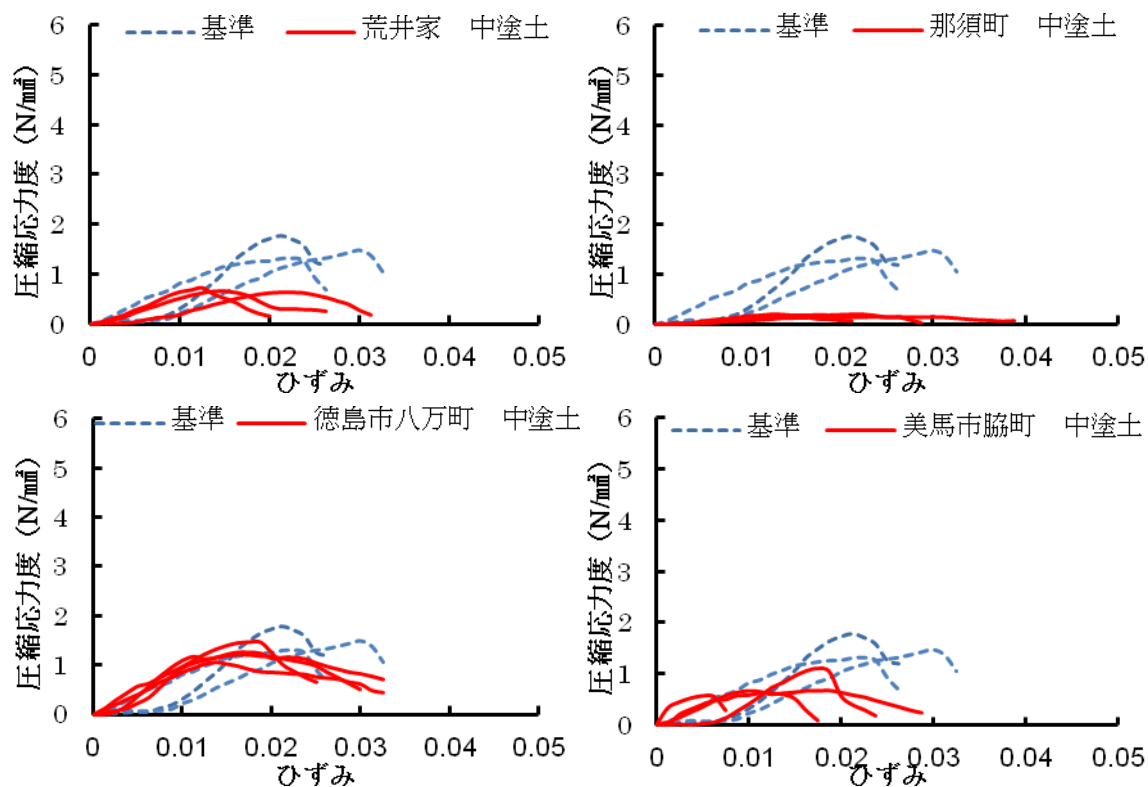
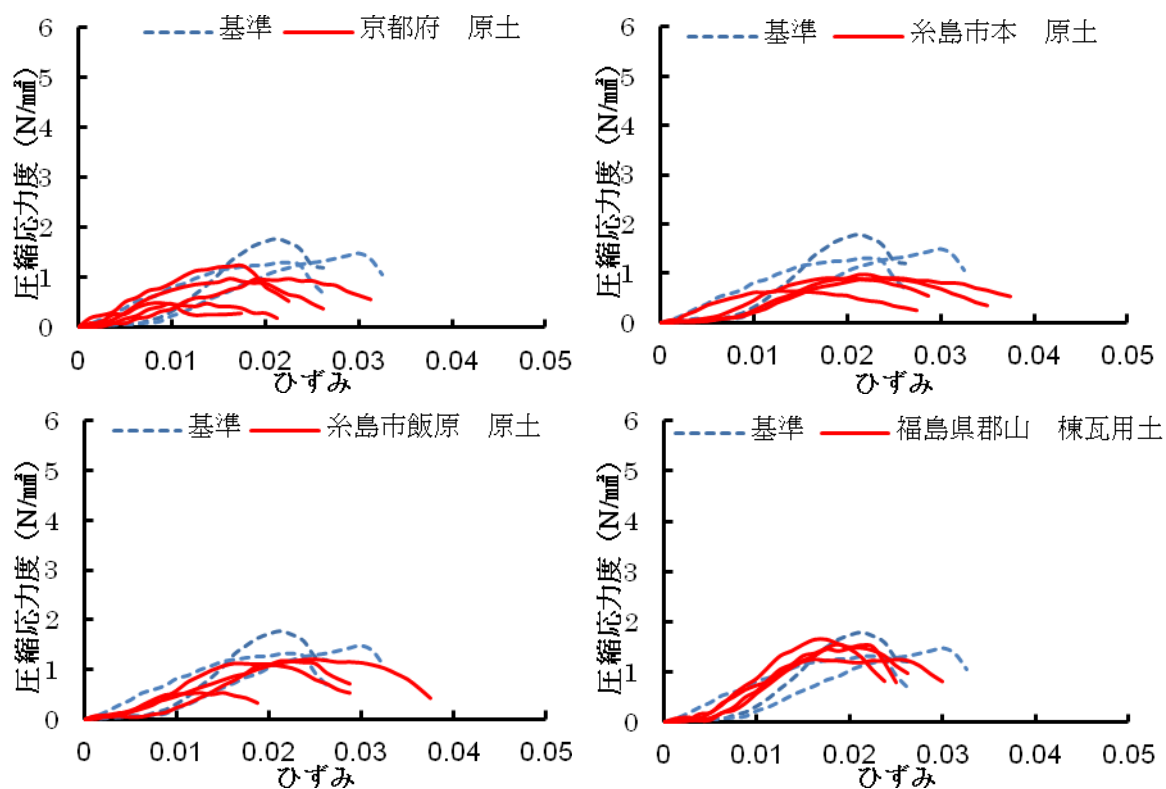


図 3.6.3-20 圧縮応力度とひずみの関係(φ20×40mm 供試体、中塗土)



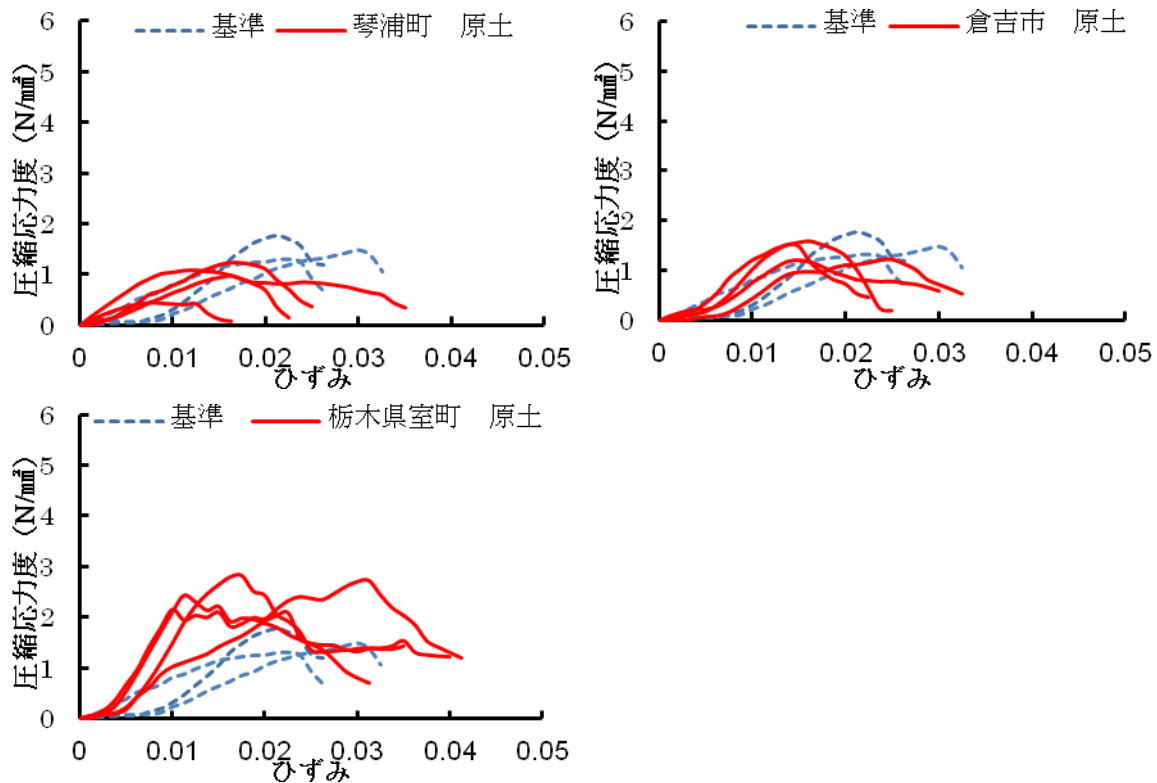


図 3.6.3-21 圧縮応力度とひずみの関係 (φ20×40mm 供試体、原土)

11) 圧縮強度と含水率の関係

図 3.6.3-22 に φ20×40mm の圧縮強度と含水率の関係を示す。また、含水率は試料数の少ないことから、荒井家、那須町、徳島市および美馬市の荒壁土および中塗土と琴浦町および倉吉市の原土の計 10 種で検討した。

圧縮強度は含水率の増加に伴い低下する傾向がある。また、検討した土は、関東、四国および中国で 4、4 および 2 種となる。圧縮強度と含水率は、関東で前者は低く後者が高い、四国は圧縮強度が高く含水率が低い、中国で両者とも高い傾向がみられるが、試料数の少ないことから一概には言えない。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$y = -0.1001x + 1.1532 \quad (r = -0.544 \quad n = 10)$$

ここに、 y : φ20×40mm の圧縮強度 (N/mm²)

x : 含水率 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は $r = -0.544$ と関係が認められる。

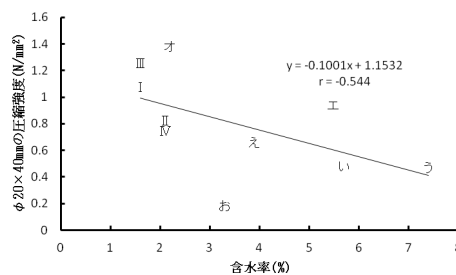


図 3.6.3-22 φ20×40mm の圧縮強度と含水率の関係

12) φ20×40mm 供試体の圧縮強度と SALD および JIS の平均粒径の関係

図 3.6.3-23 および図 3.6.3-24 に、φ20×40mm 供試体の圧縮強度と SALD および JIS の平均粒径の関係を示す。

① SALD

用途別

平均粒径は、圧縮強度が低くなるのに伴い大きくなるが、圧縮強度 $3.00\sim 5.00\text{N/mm}^2$ になるものが少数含まれ、それが今回の結果を示したと考える。それらを例外として省くと、圧縮強度は平均粒径が大きくなるに伴い僅かに低くなる傾向が認められ、両者は僅かに関係すると考える。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

全体	:	$y = -4.47x + 1.82$	($r=-0.527$ $n=24$)
全体(一部例外を除く)	:	$y = -1.80x + 1.10$	($r=-0.672$ $n=20$)
荒壁土	:	$y = -7.13x + 2.28$	($r=-0.583$ $n=10$)
中塗土	:	$y = -5.79x + 2.42$	($r=-0.816$ $n=8$)
原土	:	$y = -7.56x + 1.25$	($r=-0.482$ $n=6$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、原土の相関係数は $r=-0.482$ と小さいが、全体、例外を除いた全体、荒壁土および中塗土の相関係数 r は -0.527 、 -0.672 、 -0.583 および -0.816 と密接に関係している。一部の圧縮強度の高い土を省いた場合と全体の相関係数 r は -0.672 および -0.527 を与え、両者とも同様の傾向を示している。

地域別

各地方の圧縮強度と平均粒径は、中国および四国で $0.6\sim 1.38\text{N/mm}^2$ および $0.006\sim 0.291\text{mm}$ 、近畿は $0.84\sim 3.03\text{N/mm}^2$ および $0.19\sim 0.239\text{mm}$ 、関東が $0.18\sim 5.00\text{N/mm}^2$ および $0.0048\sim 0.352\text{mm}$ となる。これより、地域が西から東になるのに伴い圧縮強度と平均粒径にばらつきが出ると考える。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

近畿	:	$y = -6.49x + 2.56$	($r=-0.682$ $n=5$)
中国	:	$y = -2.48x + 1.03$	($r=-0.803$ $n=5$)
四国	:	$y = -2.52x + 1.22$	($r=-0.960$ $n=4$)
関東	:	$y = -11.26x + 4.22$	($r=-0.873$ $n=5$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、中国および四国の一次式および相関係数 r が酷似している。近畿および関東を見ると、一次式の傾きなどはかなり差異があるが、両者とも相関係数 r は -0.682 および -0.873 と密接な関係と言える。

② JIS

用途別

JIS の平均粒径と $\phi 20\times 40\text{mm}$ の圧縮強度に多少ばらつきのあることが分かる。また、圧縮強度は平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向がある。前述の(1)SALDと同様に、圧縮強度は 3.00N/mm^2 を越えるものがあり、それを省略したものも上記の傾向を示す。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

全体	:	$y = -3.10x + 1.39$	($r=-0.491$ $n=22$)
全体(一部例外を除く)	:	$y = -1.76x + 1.06$	($r=-0.569$ $n=20$)
荒壁土	:	$y = -1.30x + 0.90$	($r=-0.511$ $n=8$)
中塗土	:	$y = -6.50x + 2.25$	($r=-0.738$ $n=8$)
原土	:	$y = -0.55x + 1.11$	($r=-0.144$ $n=6$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、相関係数 r は用途別に見ると原土が -0.144 と小さいが、それを除いた用途別では $r=-0.491\sim -0.738$ となり関係があると言える。全体および例外を除いた場合は $r=-0.491$ お

よび-0.569を与え、前者よりも後者が密接と考える。

地域別

圧縮強度は近畿、中国および四国の場合、平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向にあるが、関東のみ変化はみられない。また、近畿および四国は、平均粒径の増加に伴い圧縮強度が低下する割合が大きいことも確認できる。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

近畿	:	$y = -11.51x + 3.21$	$(r = -0.975 \quad n = 5)$
中国	:	$y = -2.39x + 1.23$	$(r = -0.810 \quad n = 5)$
四国	:	$y = -36.92x + 2.54$	$(r = -0.908 \quad n = 4)$
関東	:	$y = -0.36x + 0.50$	$(r = -0.211 \quad n = 4)$

ここに、y：圧縮強度 (N/mm²)

x：平均粒径 (mm)

式から明らかなように、相関係数 r は近畿、中国および四国の場合 $r = -0.975$ 、 -0.810 および -0.908 と密接な関係があるが、関東のみ $r = -0.211$ と小さい。JIS の平均粒径と $\phi 20 \times 40$ の圧縮強度の地域による特徴はあまりみられないが、用途別では顕著に現れる。

③ 評価

①および②より、圧縮強度は、用途別に見ると平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向にある。また、圧縮強度が 2.80 N/mm^2 を超える試料を省いた状態で見ると、SALD および JIS の傾向が酷似することが確認された。地域別に見ると、一部例外があるものの同様の傾向を示し、西から東になると、平均粒径と圧縮強度の差が広がると言える。

参考までに両者の関係を一次式として以下に示す。

SALD	全体	:	$y = -4.47x + 1.83$	$(r = -0.527 \quad n = 24)$
	全体 (一部例外を除く)	:	$y = -1.80x + 1.10$	$(r = -0.672 \quad n = 20)$
JIS	全体	:	$y = -3.10x + 1.39$	$(r = -0.491 \quad n = 22)$
	全体 (一部例外を除く)	:	$y = -1.76x + 1.06$	$(r = -0.569 \quad n = 20)$

ここに、y：圧縮強度 (N/mm²)
x：平均粒径 (mm)

式から明らかなように、SALD および JIS の相関係数 r は多少差異が見られるが、近似曲線は類似する。さらに例外として省いた場合の一次式はほぼ一致することが分かる。よって、JIS および SALD の平均粒径は同様の結果を示したと言え、SALD による実験から推察できることが明らかになった。

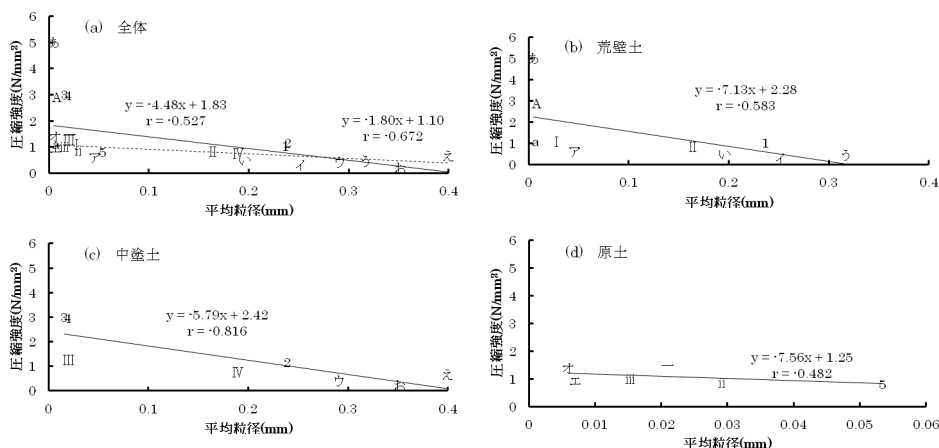


図 3.6.3-23 (a) (b) (c) (d) $\phi 20 \times 40 \text{ mm}$ 供試体の圧縮強度と SALD の平均粒径の関係

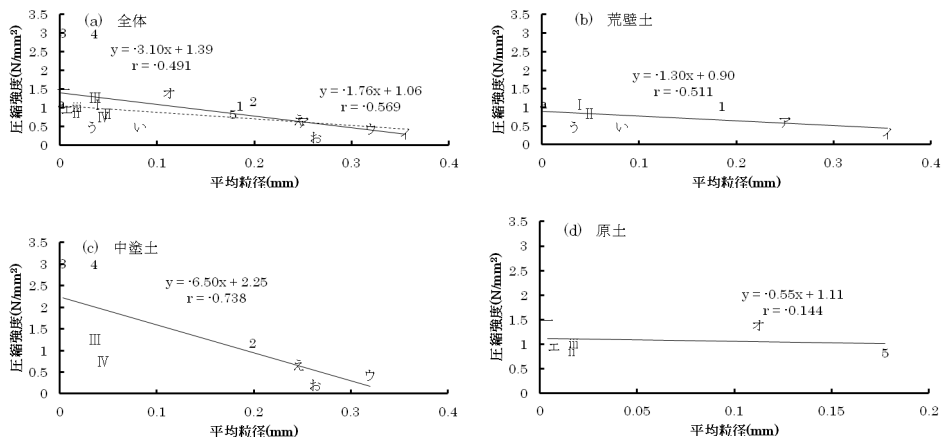


図 3.6.3-24 (a) (b) (c) (d) $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 供試体の圧縮強度と SALD の平均粒径の関係

13) $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 供試体の圧縮強度と密度の関係

図 3.6.3-25 および図 3.6.3-26 に圧縮強度と $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 供試体および JIS の密度の関係を示す。

① $\phi 20 \times 40$ 供試体の密度

用途別

全体、荒壁土および中塗土は、圧縮強度が高くなるのに伴い密度も高くなるが、原土のみ逆の傾向を示した。これは原土として送られてきた試料に、粒径の荒い粒もかなり混入されていたので、それが $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 供試体の圧縮強度と密度に影響を及ぼしたと考える。全体にみて、ばらつきはあまりないようである。荒壁土および中塗土を比較すると、前者は密度にばらつきがみられ、後者は圧縮強度にばらつきがあると言える。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

全体	:	$y = 3.64x - 4.70$	($r=0.710$ $n=24$)
荒壁土	:	$y = 3.40x - 4.18$	($r=0.692$ $n=10$)
中塗土	:	$y = 5.51x - 7.84$	($r=0.894$ $n=8$)
原土	:	$y = -0.23x + 1.46$	($r=-0.091$ $n=6$)
ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)			
x : 密度 (g/cm^3)			

式から明らかなように、相関係数 r は全体、荒壁土、中塗土および原土で $r=0.710$ 、 0.692 、 0.894 および -0.091 となる。全体、荒壁土および中塗土は密接を有するが、原土のみ圧縮強度と密度の関係が無いと言える。

地域別

中国および四国の圧縮強度と密度は酷似していることが分かる。また、近畿も中国および四国に類似する箇所もあるが、圧縮強度が高い土もあるためズレを確認できる。圧縮強度と密度は、関東で $0.18 \sim 5.00 \text{N/mm}^2$ および $1.19 \sim 1.93 \text{g/cm}^3$ である。同様に、近畿、中国および四国で $0.84 \sim 3.03$ 、 $0.31 \sim 1.38$ および $0.74 \sim 1.25 \text{N/mm}^2$ で、密度が $1.71 \sim 1.90$ 、 $1.44 \sim 1.77$ および $1.66 \sim 1.84 \text{g/cm}^3$ である。これらから、関東は他と比較して圧縮強度と密度に大きな差が生じていることが分かる。これは、東日本の土が粒子径が若干大きめであることと試料数の少ないことも一因と考える。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

近畿	:	$y = 12.338x - 20.177$	($r=0.972$ $n=5$)
中国	:	$y = 3.0538x - 4.1344$	($r=0.869$ $n=5$)
四国	:	$y = 1.9056x - 2.3133$	($r=0.749$ $n=4$)
関東	:	$y = 6.1981x - 7.5499$	($r=0.915$ $n=5$)
ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)			
x : 密度 (g/cm^3)			

式から明らかなように、相関係数 r は近畿、中国、四国および関東で $r=0.972$ 、 0.869 、 0.749 お

よび 0.915 と密接である。また、圧縮強度と密度の関係は、中国および四国で傾き等が類似するが、近畿および関東はそれぞれ特徴が出ている。

② JIS

用途別

圧縮強度と JIS の密度の関係は全体、荒壁土、中塗土および原土の傾向がバラバラである。全体および荒壁土は、密度の増加に伴い圧縮強度も大きくなるが、原土の場合は逆の傾向を示す。中塗土は、密度が増加しても圧縮強度に変化はみられない。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

全体	:	$y = 2.3541x - 5.2677$	($r=0.173$	$n=22$)
荒壁土	:	$y = 3.1498x - 7.6848$	($r=0.647$	$n=8$)
中塗土	:	$y = 0.2441x + 0.6541$	($r=0.014$	$n=8$)
原土	:	$y = -3.7287x + 11.021$	($r=-0.199$	$n=6$)
ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)				
x : 密度 (g/cm^3)				

式から明らかなように、相関係数 r は荒壁土で $r=0.647$ であるが、全体、中塗土および原土は $r=0.173$ 、 0.014 および -0.199 と無関係と言える。

これらから圧縮強度と JIS の密度の用途別による関係は無いと考える。

地域別

近畿、中国および四国の土は、密度の増加に伴い圧縮強度も増える傾向にある。また、四国<中国<近畿に圧縮強度の増加率が高いことも分かる。関東は前述した地域と異なり、反対の傾向を示している。これらより、関東などの東日本と近畿以西の西日本で特性が変わると推測する。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

近畿	:	$y = 42.498x - 111.39$	($r=0.972$	$n=5$)
中国	:	$y = 12.584x - 32.618$	($r=0.680$	$n=5$)
四国	:	$y = 2.6839x - 6.4061$	($r=0.932$	$n=4$)
関東	:	$y = -2.2045x + 6.3439$	($r=-0.634$	$n=4$)
ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)				
x : 密度 (g/cm^3)				

式から明らかなように、各地域の相関係数 r は、近畿、中国および四国の場合 $r=0.972$ 、 0.680 および 0.932 となり、関東のみ $r=-0.634$ を得る。全地域で $r=0.6$ 以上あり密接であるが、関東は負の値を取る。

③ 評価

①および②より、 $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の圧縮強度と密度は関係があるが、JIS の密度は無いと言える。 $20 \times 40 \text{mm}$ の密度と圧縮強度の場合、比較する試料が同一のものを使用しているため相関係数 r が高い値を示した。JIS の密度は、送付された試料から取り出しているが、それぞれで試験した粒子に差異があったり環境の違いからこのような結果になったと推察する。

圧縮強度と密度は地域別に見ると、 $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ および JIS に関係なく密接に関係している。また、近畿、中国および四国は、密度の増加に伴い圧縮強度も増える傾向と言える。関東では $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の場合、前述と同様になるが、JIS では逆になる。圧縮強度と $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ および JIS の密度の関係は、上記の傾向にあると言えるが、関東のみ逆になっていることから、今後はその部分に重点を置いて検討することも必要と考える。

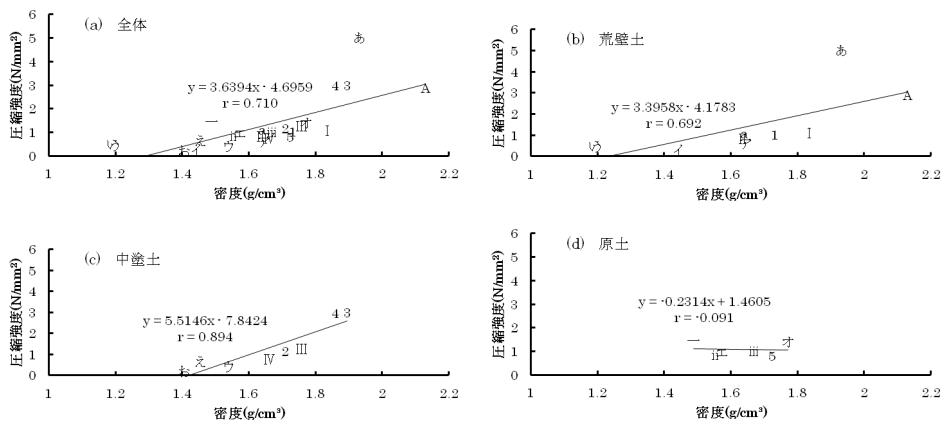


図 3.6.3-25 (a) (b) (c) (d) φ20×40mm の圧縮強度と密度の関係

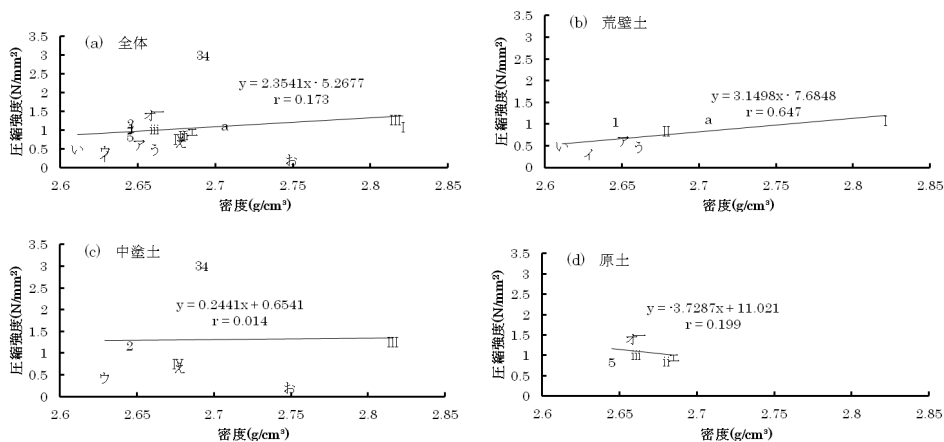


図 3.6.3-26 (a) (b) (c) (d) φ20×40mm の圧縮強度と JIS の密度の関係

14) φ20×40mm の圧縮強度と SALD および JIS の粘土割合の関係

図 3.6.3-27 および図 3.6.3-28 に、圧縮強度と SALD および JIS の粘土割合の関係を示す。また、粘土割合は前述の 3.6.3 の 1) の表 3.6.3-3 および表 3.6.3-4 の粒度特性 (SALD および JIS) の値を使用している。

① SALD

用途別

圧縮強度と粘土割合は、荒壁土で 0.31~5.00N/mm² および 0.54~53.7%、中塗土は 0.18~3.03 N/mm² および 0.38~27.1%、原土で 0.85~1.48N/mm² および 17.5~44.4% となり、荒壁土>原土>中塗土の順に両者の値に差が生じ、ばらつきがある。また、圧縮強度は用途に関係なく粘土割合が増えるのに伴い増加する傾向がある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

全体	:	$y = 0.0458x + 0.4874$	($r=0.673$ $n=24$)
荒壁土	:	$y = 0.0592x + 0.3348$	($r=0.822$ $n=10$)
中塗土	:	$y = 0.1063x + 0.17$	($r=0.890$ $n=8$)
原土	:	$y = 0.009x + 0.8525$	($r=0.476$ $n=6$)
ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm ²)			
x : 粘土割合 (%)			

式から明らかなように、相関係数 r は全体で $r=0.673$ 、荒壁土および中塗土で $r=0.822$ および 0.890 、原土で $r=0.476$ を得、原土は小さいが、全体、荒壁土および中塗土は密接な関係である。

地域別

圧縮強度と粘土割合は、近畿で $0.84\sim 3.03\text{N/mm}^2$ および $4.2\sim 27.1\%$ 、中国は $0.31\sim 1.38\text{N/mm}^2$ および $0.38\sim 44.4\%$ 、四国で $0.74\sim 1.25\text{N/mm}^2$ および $3.9\sim 14.8\%$ 、関東は $0.18\sim 5.00\text{N/mm}^2$ および $0.5\sim 53.7\%$ を得る。全地域で後者が 1%未満から 10%以上の範囲があり、前者が高いほど後者の数値も増加傾向にある。これらから、粘土割合が多いと圧縮強度も高くなる傾向がある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\begin{array}{lll} \text{近畿} & : & y = 0.1069x + 0.4665 \quad (r=0.954 \quad n=5) \\ \text{中国} & : & y = 0.0193x + 0.355 \quad (r=0.950 \quad n=5) \\ \text{四国} & : & y = 0.039x + 0.6074 \quad (r=0.950 \quad n=4) \\ \text{関東} & : & y = 0.0878x + 0.1591 \quad (r=0.986 \quad n=5) \end{array}$$

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)
 x : 粘土割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は近畿、中国、四国および関東で $r=0.954$ 、 0.950 、 0.950 および 0.986 と、総じて $r=0.950$ 以上あり密接な関係と言える。

② JIS

用途別

圧縮強度と粘土割合は荒壁土で $0.31\sim 1.13\text{N/mm}^2$ および $15.6\sim 67.7\%$ 、中塗土は $0.18\sim 3.03\text{N/mm}^2$ および $11.5\sim 58.8\%$ 、原土で $0.84\sim 1.48\text{N/mm}^2$ および $15.6\sim 44.7\%$ を得る。全体、荒壁土および中塗土は粘土割合が多いと圧縮強度も高くなるが、原土は後者が逆に低下する。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\begin{array}{lll} \text{全体} & : & y = 0.0227x + 0.3962 \quad (r=0.449 \quad n=22) \\ \text{荒壁土} & : & y = 0.0103x + 0.4634 \quad (r=0.550 \quad n=8) \\ \text{中塗土} & : & y = 0.0545x - 0.0372 \quad (r=0.718 \quad n=8) \\ \text{原土} & : & y = -0.0009x + 1.0328 \quad (r=-0.045 \quad n=6) \end{array}$$

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)
 x : 粘土割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は中塗土で $r=0.718$ 、全体および荒壁土で $r=0.449$ および 0.550 、原土で $r=-0.045$ を得る。それぞれの関係は中塗土が密接に、全体および荒壁土は僅かにあるが、原土はほぼ関係がないと言える。

地域別

圧縮強度と粘土割合の関係は近畿で $0.84\sim 3.03\text{N/mm}^2$ および $15.6\sim 58.8\%$ 、中国は $0.31\sim 1.38\text{N/mm}^2$ および $16.1\sim 44.7\%$ 、四国で $0.74\sim 1.25\text{N/mm}^2$ および $22.8\sim 28.1\%$ 、関東は $0.18\sim 0.66\text{N/mm}^2$ および $11.5\sim 22.2\%$ を得る。近畿、中国および関東は、粘土割合の増加に伴い圧縮強度が増える傾向にあるが、四国は後者が低下すると言える。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\begin{array}{lll} \text{近畿} & : & y = 0.0445x + 0.6653 \quad (r=0.757 \quad n=5) \\ \text{中国} & : & y = 0.0241x + 0.1096 \quad (r=0.651 \quad n=5) \\ \text{四国} & : & y = -0.0905x + 3.3443 \quad (r=-0.942 \quad n=4) \\ \text{関東} & : & y = 0.0337x - 0.1549 \quad (r=0.768 \quad n=5) \end{array}$$

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)
 x : 粘土割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は近畿、中国、四国および関東で $r=0.757$ 、 0.651 、 -0.942 および 0.768 を得る。よって、全地域で $r=0.65$ 以上あり密接な関係があるが、四国のみ負の値を示す。

③ 評価

①および②から、圧縮強度は用途別にみると、SALD および JIS に関わらず、一部例外があるものの、粘土割合の増加に伴い増える傾向がある。また、相関係数 r も全体的にみて $r=0.5$ 以上あり

密接な関係と言える。しかし、原土において SALD および JIS が $r=0.476$ および -0.045 と僅かな関係にある。これは、原土の試料に粒子径が極端に大きいものが多く含まれていたため差異が生じたと推察する。また、圧縮強度と粘土割合は地域別にみると、用途別と同様の傾向があり、相関係数 r が $r=0.65$ 以上と密接な関係を有する。しかし、JIS の四国のみ圧縮強度は粘土割合の低下に伴い増える傾向があり、 $r=-0.942$ と密接である。

これらから、圧縮強度は SALD、JIS、用途および地域別に関わらず、粘土割合の増加に伴い増えることが明らかになったが、一部では低下する傾向も確認できる。そのため、東日本の土なども検討を行う必要がある。

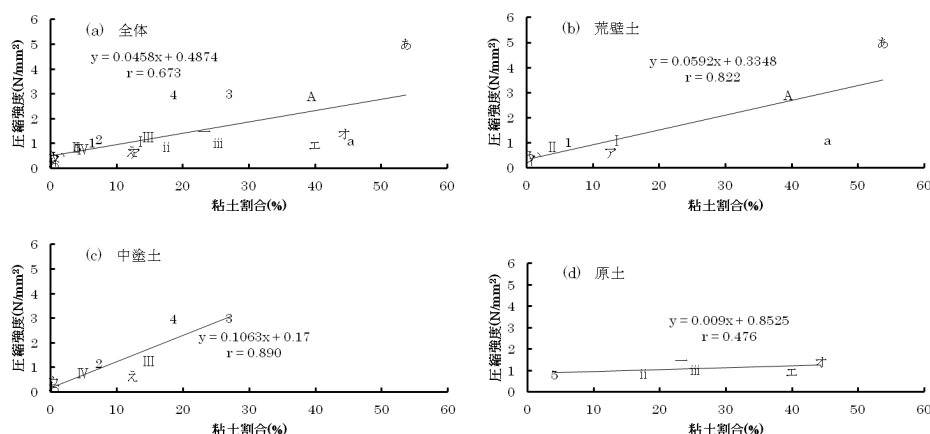


図 3.6.3-27 (a) (b) (c) (d) $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 供試体の圧縮強度と SALD の粘土割合の関係

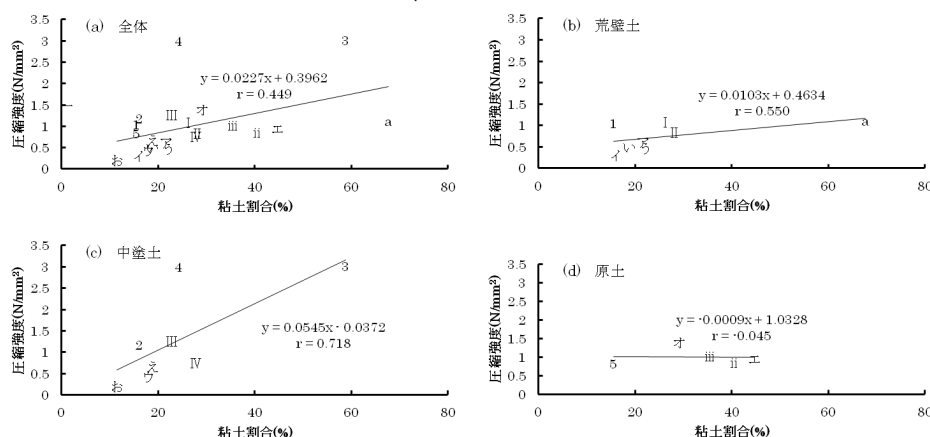


図 3.6.3-28 (a) (b) (c) (d) $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 供試体の圧縮強度と JIS の粘土割合の関係

15) $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の圧縮強度と SALD および JIS のシルト割合の関係

図 3.6.3-29 および図 3.6.3-30 に、圧縮強度と SALD および JIS のシルト割合の関係を示す。また、シルト割合は前述の 3.6.3 の 1) の表 3.6.3-3 および表 3.6.3-4 の粒度特性 (SALD および JIS) の粘土とシルトの値を合計したものを使用している。

① SALD

用途別

圧縮強度とシルト割合は、荒壁土で $0.31 \sim 5.00 \text{N/mm}^2$ および $16.39 \sim 100\%$ 、中塗土は $0.18 \sim 3.03 \text{N/mm}^2$ および $9.28 \sim 85.2\%$ 、原土で $0.85 \sim 1.48 \text{N/mm}^2$ および $67.1 \sim 99.8\%$ となり、全体、荒壁土、中塗土および原土のばらつきが類似している。また、圧縮強度は用途に関係なくシルト割合の増加に伴い増える傾向がある。荒壁土および中塗土は割合が $20 \sim 80\%$ とばらつきがあり、原土は $70 \sim 100\%$ となる。前者はシルト以降の細砂および中砂の割合も多く含まれることが推測できるが、後者はシルトまでの粒度が多いことが認められる。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

全体	:	$y = 0.0199x + 0.0665$	($r=0.573$	$n=24$)
荒壁土	:	$y = 0.0307x - 0.3021$	($r=0.715$	$n=10$)
中塗土	:	$y = 0.0239x + 0.107$	($r=0.707$	$n=8$)
原土	:	$y = 0.0108x + 0.16$	($r=0.501$	$n=6$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : シルト割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は全体で $r=0.573$ 、荒壁土および中塗土で $r=0.715$ および 0.707 、原土で $r=0.501$ を得、原土は小さいが、全体、荒壁土および中塗土は密接な関係である。

地域別

圧縮強度とシルト割合は、近畿で $0.84\sim 3.03\text{N/mm}^2$ および $28.4\sim 82.2\%$ 、中国は $0.31\sim 1.38\text{N/mm}^2$ および $9.28\sim 99.8\%$ 、四国で $0.74\sim 1.25\text{N/mm}^2$ および $33\sim 85.2\%$ 、関東は $0.18\sim 5.00\text{N/mm}^2$ および $9.8\sim 100\%$ を得る。シルト割合は全地域で後者が 10% に達していないもの、 100% に近いものと割合に差異が生じている。前述の粘土割合と同様に、圧縮強度はシルト割合の増加に伴い増える傾向がある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

近畿	:	$y = 0.0315x + 0.0052$	($r=0.746$	$n=5$)
中国	:	$y = 0.0089x + 0.2264$	($r=0.894$	$n=5$)
四国	:	$y = 0.0093x + 0.4529$	($r=0.996$	$n=4$)
関東	:	$y = 0.0428x - 0.5916$	($r=0.820$	$n=5$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : 粘土割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は近畿、中国、四国および関東で $r=0.746$ 、 0.894 、 0.996 および 0.820 を得、総じて $r=0.74$ 以上あり密接な関係と言える。

② JIS

用途別

圧縮強度とシルト割合は荒壁土で $0.31\sim 1.13\text{N/mm}^2$ および $27\sim 94.8\%$ 、中塗土は $0.18\sim 3.03\text{N/mm}^2$ および $26.5\sim 97.1\%$ 、原土で $0.84\sim 1.48\text{N/mm}^2$ および $31.2\sim 77\%$ を得る。全体、荒壁土および中塗土はシルト割合の増加に伴い圧縮強度も増える傾向があるが、原土のみ後者が僅かに低下する。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

全体	:	$y = 0.0197x + 0.0197$	($r=0.557$	$n=21$)
荒壁土	:	$y = 0.0067x + 0.4092$	($r=0.454$	$n=8$)
中塗土	:	$y = 0.0373x - 0.5189$	($r=0.813$	$n=8$)
原土	:	$y = -0.0007x + 1.0433$	($r=-0.055$	$n=5$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : シルト割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は中塗土で $r=0.813$ 、全体および荒壁土で $r=0.557$ および 0.454 、原土で $r=-0.055$ を得る。中塗土が密接に、全体および荒壁土は僅かな関係を有するが、原土は小さい。

地域別

圧縮強度とシルト割合は、近畿で $0.84\sim 3.03\text{N/mm}^2$ および $29.8\sim 97.1\%$ 、中国は $0.31\sim 1.38\text{N/mm}^2$ および $27\sim 77\%$ 、四国で $0.74\sim 1.25\text{N/mm}^2$ および $45.5\sim 60.1\%$ 、関東は $0.18\sim 0.66\text{N/mm}^2$ および $26.5\sim 61.8\%$ を得る。圧縮強度は、全地域でシルト割合の増加に伴い増える傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

近畿	:	$y = 0.0333x + 0.1642$	($r=0.893$	$n=5$)
中国	:	$y = 0.013x + 0.1772$	($r=0.629$	$n=5$)
四国	:	$y = 0.0262x - 0.4531$	($r=0.700$	$n=4$)
関東	:	$y = 0.0049x + 0.2332$	($r=0.384$	$n=5$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : シルト割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は近畿、中国、四国および関東で $r=0.893$ 、 0.629 、 0.700 および 0.384 を得る。関東のみ $r=0.4$ 以下小さいが、他は $r=0.6$ 以上と密接な関係と言える。

③ 評価

①および②から、圧縮強度とシルト割合の関係は用途別にみると、荒壁土、中塗土および原土の図が酷似しており、JIS の結果が顕著に出ている。また、圧縮強度は SALD および JIS に関わらず、一部例外があるものの、シルト割合の増加に伴い増える傾向がある。また、相関係数 r は総じて $r=0.5$ 以上あり密接な関係と言える。しかし、原土は SALD および JIS が $r=0.501$ および -0.045 と JIS のみ小さい。これは、原土の試料に粒子径が極端に大きいものが多く含まれていたため差異が出たと推察する。また、地域別にみると、用途別と同様の傾向があり、相関係数 r も $r=0.6$ 以上と密接に関係している。しかし、JIS の関東のみ、 $r=0.384$ と小さい。

これらから、一部例外があるものの、SALD、JIS、用途および地域別に関わらず、圧縮強度はシルト割合の増加に伴い増える傾向にあることが明らかになった。

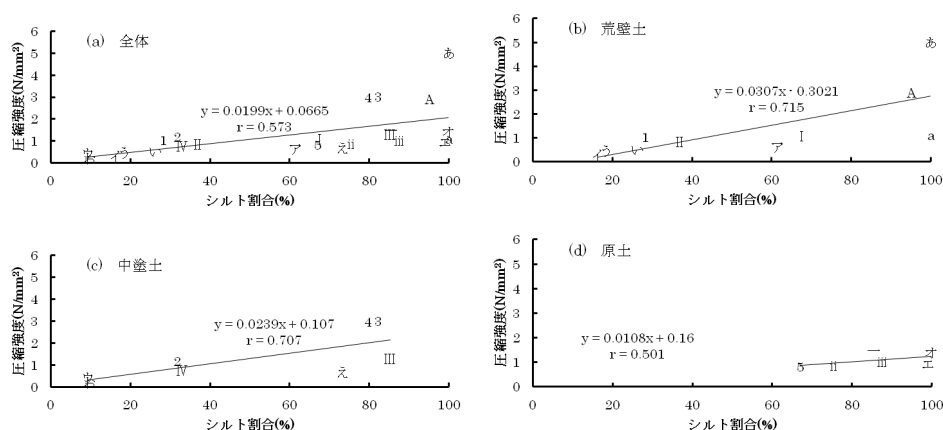


図 3.6.3-29 (a) (b) (c) (d) $\phi 20 \times 40$ mm 供試体の圧縮強度と SALD のシルト割合の関係

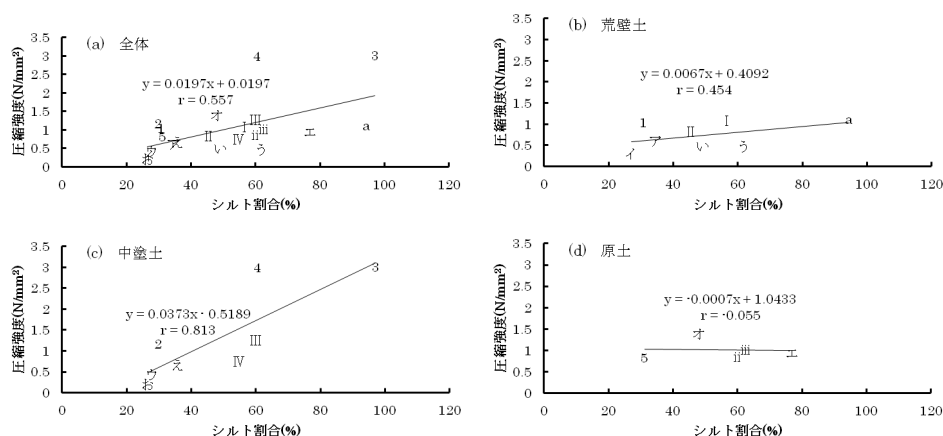


図 3.6.3-30 (a) (b) (c) (d) $\phi 20 \times 40$ mm 供試体の圧縮強度と JIS のシルト割合の関係

(3) まとめ

以上、地域産土の材料特性を $\phi 20 \times 40$ mm 供試体を含めて、総括すると次のようになる。

1) 粒度分布および土質実験

① SALD

SALD は密度の計測ができないので、代わりに $\phi 20 \times 40$ の密度を載せている。その密度は、荒

壁土で $1.192\sim 2.130\text{g/cm}^3$ 、中塗土は $1.406\sim 1.895\text{g/cm}^3$ 、原土で $1.553\sim 1.724\text{g/cm}^3$ を得る。

原土の粒度範囲は、SALD を使用した場合、用途に関係なく $1\sim 1000\mu\text{m}$ 程度になる。これは液中による検査で $0.01\sim 3000\mu\text{m}$ を調査するため、土本来の粒度特性を測れることが推測できる。また、地域別でみると、西日本側の土が一部 $100\sim 1000\mu\text{m}$ と大きい範囲に粒度特性を持つものの、基本的には地域に関係なく $1\sim 100\mu\text{m}$ 程度の粒度を持つことが認められる。

② 土質試験 (JIS)

粗粒子の粒径区分で分類すると、荒壁土の場合、粘性土質砂、砂まじりシルト、砂質シルトおよび砂質粘土が 4、1、1 および 2 種、中塗土で粘性土質砂、粘土および砂質粘土が 4、1 および 3 種、原土は粘性土質砂、砂まじりシルト、砂質シルトおよび砂質粘土が 1、1、1 および 2 種ある。密度は、荒壁土で $2.611\sim 2.821\text{g/cm}^3$ 、中塗土は $2.629\sim 2.816\text{g/cm}^3$ 、原土で $2.645\sim 2.685\text{g/cm}^3$ を得る。また、 $\phi 20\times 40$ および JIS の密度は、前者を基準にすると後者は荒壁土で 1.31~2.19 倍、中塗土は 1.49~1.87 倍、原土で 1.56~1.70 倍となる。

粒径加積曲線は僅かに原土が緩やかなのに対し、荒壁土および中塗土が急である。同様に、分布は荒壁土および中塗土でほとんどの試料は $100\sim 1000\mu\text{m}$ の範囲に多くあるが、原土では粒子の大きさが均等であることが認められる。

JIS の試験方法は、 $75\mu\text{m}$ 以上はふるいを使い、それ以降は薬品を使用して測定を行っている。よって、荒壁土および中塗土が $100\sim 1000\mu\text{m}$ の範囲に粒子が多く存在するのは、人力によるふるい分けのため、誤差が生じた可能性がある。原土でその傾向がみられなかったのは、試料として送付した原土が、すでに練り混ぜられたものであったため、今回の結果になったと考える。

③ 評価

密度の割合は、京都府の密度 SALD と土質試験の結果に差異が認められるが、傾向は酷似する。SALD は、 $1\sim 100\mu\text{m}$ に多くあり、土質試験は $100\sim 1000\mu\text{m}$ に存在を確認できる。これは、前者は土自体を液中に溶かして測定し、後者は人力によるふるい分けの後、薬品を使用した検査の違いと推察できる。JIS ではふるい分けのときに、十分になされなかったことも考えられる。SALD の場合、まず、土を水に入れてある程度かき混ぜてから検査を行うので、運搬中に凝固を生じたとしても、溶けて土本来の粒子径を測定できたため範囲が $1\sim 100\mu\text{m}$ になったと考える。

これらのことから、土質試験で薬品を使用しなくとも、SALD を用いれば簡単に粒子径を導き出すことが可能であることが明らかになった。

2) SALD および JIS の平均粒径の関係

平均粒径および $75\mu\text{m}$ 以下の積算値の関係にかなりばらつきがあることが確認できる。

3) SALD および JIS の粘土、シルト、細砂および中砂割合と圧縮強度の関係

各割合は SALD および JIS の積算値を使用しているので、粒子径が大きくなるごとに割合が 100% になっていくことが確認できる。

SALD および JIS の各割合と圧縮強度の関係は、各割合が大きくなるに従い圧縮強度も大きくなる傾向がある。しかし、細砂および中砂割合は、一部例外があるものの、各試料の割合が 60~100% を占めるため、傾向があると言えない。

4) SALD および JIS の各割合の関係

SALD および JIS の細砂および中砂割合は、ばらつきは無くなるが、両者の割合が 100% に近づくため、比較していくことが困難と言える。

5) 平均粒径と密度の関係

SALD の平均粒径と $\phi 20\times 40\text{mm}$ の密度および JIS の平均粒径と密度の関係は、用途および地域に関わらず、密度は平均粒径が大きくなるのに伴い低下するが、 $\phi 20\times 40\text{mm}$ の原土および JIS の関東のみ密度も増える傾向がある。 $\phi 20\times 40\text{mm}$ の原土は粒径が $0.01\sim 0.05\text{mm}$ の範囲での検討をしており、また相関係数 r も 0.089 と小さいため平均粒径と密度の関係は無いと言える。しかし、JIS

の関東の場合 $r=0.738$ と高く密接な関係が認められるが、試料不足もあり今後の検討課題である。

6) 平均粒径と液性および塑性限界の関係

液性および塑性限界は用途および地域別に関係なく粒径が大きくなると小さくなる傾向にある。用途別での両者の関係は僅かであるが、地域で見ると密接な関係が認められる。

7) 密度と液性および塑性限界の関係

密度と液性および塑性限界は、用途別の場合、相関係数が小さいため関係が無いと考える。地域別の場合、近畿以西の土は密度が大きくなるのに伴い液性および塑性限界も増加するが、関東のみ後者は低下する傾向がある。

8) 含水比と落下回数との関係 (JIS)

ふるい分け分布の粒子径は $0.01\sim0.1\text{mm}$ の範囲で、通過質量百分率の値が増える地域の土ほど含水比も高い値を示す。また、含水比の平均は液性限界となり、粒子径 0.01mm は $100\mu\text{m}$ で、細砂と呼ばれる粒径の範囲が $75\sim250\mu\text{m}$ となる。よって、液性限界と粘土およびシルトまでの粒径で関係があると推察できる。

地域別にみると、一部例外があるものの、京都府、鳥取県および糸島市飯原などの西日本側の土の液性限界は平均 38.6% 、石川県、滋賀県および福島県などの東日本側の土は平均 72.7% を得る。同様に、ふるい分け分布での通過質量百分率の西および東日本の土の関係は、前者は粒子径 $0.1\sim1\text{mm}$ の範囲の割合が高いため粒子が粗く、後者は $0.01\sim0.1\text{mm}$ の範囲の割合が高く粒子が細かいことが分かる。よって、粒子の割合に液性限界の増減が関係していると考ええる。

9) $\phi 20\times 40\text{mm}$ および JIS の密度の関係

JIS および $\phi 20\times 40\text{mm}$ の密度の関係は、用途により種々の傾向を示す。これは、前者の密度は、蒸留水や温度など多くの因子を利用して求めるが、後者は供試体の体積と質量のみの簡易な方法で導き出しているため差異が生じたと考える。よって、 $\phi 20\times 40\text{mm}$ に他の因子を加えることが必要であるが、それは今後の課題である。

10) 圧縮強度 ($\phi 20\times 40\text{mm}$ 円柱供試体)

$\phi 20\times 40\text{mm}$ 供試体の圧縮強度は、荒壁土で $0.31\sim5.00\text{N/mm}^2$ 、中塗土は $0.18\sim3.03\text{N/mm}^2$ および $0.84\sim2.52\text{N/mm}^2$ を得る。また、圧縮強度の割合は、京都府の強さを 1 とすると荒壁土で $0.29\sim4.71$ 倍、中塗土は $0.16\sim2.85$ 倍、原土で $0.79\sim2.37$ 倍となる。

圧縮応力ひずみ曲線は、使用用途に関わらず 2 種類の傾向がある。一つは、応力が緩慢に増加するものと急激に増えるもので、両者とも最大応力に達すると前者はほぼ横ばいで粘りがあるが、後者はすぐに応力低下する脆いことが確認できる。

荒壁土および中塗土は、両者とも 2 種類の傾向があり、全体としては緩慢に増加する傾向が多い。原土は、緩慢に増加する傾向のみ確認できる。

圧縮強度は、地域別にみると関東および東海地方の土が高く、最大応力に達した後の粘りもほとんどない。同様に、近畿地方の滋賀県および兵庫県も高いが、同じ地方の京都府は 1.00N/mm^2 前後と差異がある。中国、四国および関東などは違いが見られず、圧縮強度および図の傾向が類似していることが分かる。また、中国、四国、九州および近畿地方の土は、一部例外があるものの圧縮強度は小さいが、粘り強い性質がある。

$\phi 20\times 40$ 供試体の圧縮強度は用途および地域に関係なく $0.18\sim1.5\text{N/mm}^2$ を与える。その中でも、関東などの東日本側の土は、最大応力度が高く脆いものが多く見られるが、用途別による差異はほとんど認められない。

11) 圧縮強度と含水率の関係

含水率は試料数の少ないことから、荒井家、那須町、徳島市および美馬市の荒壁土および中塗土と琴浦町および倉吉市の原土の計 10 種で検討した。

圧縮強度は含水率の増加に伴い低下する傾向がある。また、検討した土は、関東、四国および中国で 4、4 および 2 種となる。圧縮強度および含水率は、関東で前者は低く後者が高い、四国は

圧縮強度が高く含水率が低い、中国が両者とも高い傾向がみられるが、試料数の少ないことから一概に言えない。

12) $\phi 20 \times 40\text{mm}$ 供試体の圧縮強度と SALD および JIS の平均粒径の関係

圧縮強度は、用途別に見ると平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向にある。また、圧縮強度が 2.80N/mm^2 を超える試料を省いた状態で見ると、SALD および JIS の傾向が酷似することが確認された。地域別に見ると、一部例外があるものの同様の傾向を示し、西から東の土になると、平均粒径および圧縮強度の差が広がると言える。

参考までに両者の関係を一次式として以下に示す。

SALD	全体	:	$y = -4.47x + 1.83$	($r = -0.527$ $n = 24$)
	全体 (一部例外を除く)	:	$y = -1.80x + 1.10$	($r = -0.672$ $n = 20$)
JIS	全体	:	$y = -3.10x + 1.39$	($r = -0.491$ $n = 22$)
	全体 (一部例外を除く)	:	$y = -1.76x + 1.06$	($r = -0.569$ $n = 20$)
ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)				
x : 平均粒径 (mm)				

式から明らかなように、SALD および JIS の相関係数 r は多少差異が見られるが、近似曲線は類似する。よって、JIS および SALD の平均粒径は同様の結果を示したと言え、SALD による実験から推察できることが明らかになった。

13) $\phi 20 \times 40\text{mm}$ 供試体の圧縮強度と密度の関係

$\phi 20 \times 40\text{mm}$ の圧縮強度と密度は関係があるが、JIS の密度は無いと言える。 $\phi 20 \times 40\text{mm}$ の密度と圧縮強度の場合、比較する試料が同一のものを使用しているため相関係数 r が高い値を示した。JIS の密度は、送付された試料から取り出しているが、それぞれで試験した粒子に差異があったり環境の違いからこのような結果になったと推察する。

地域別に見ると、圧縮強度と密度は $\phi 20 \times 40\text{mm}$ および JIS に関係なく密接に関係している。また、近畿、中国および四国は、密度の増加に伴い圧縮強度も増える傾向と言える。関東では $\phi 20 \times 40\text{mm}$ の場合、前述と同様になるが、JIS では逆になる。圧縮強度と $\phi 20 \times 40\text{mm}$ および JIS の密度の関係は、上記の傾向にあると言えるが、関東のみ逆になっていることから、今後はその部分に重点を置いて検討することも必要と考える

14) $\phi 20 \times 40\text{mm}$ の圧縮強度と SALD および JIS の粘土割合の関係

圧縮強度は用途、地域、SALD および JIS に関係なく粘土割合の増加に伴い増えるが、一部では低下する傾向も確認できる。また、相関係数 r も全体的にみて $r = 0.5$ 以上あり密接な関係と言える。しかし、原土において SALD および JIS の原土と JIS の四国は $r = 0.476$ 、 -0.045 および -0.942 である。原土は試料に粒子径が極端に大きいものが多く含まれていたため差異が生じたと推察する。

15) $\phi 20 \times 40\text{mm}$ の圧縮強度と SALD および JIS のシルト割合の関係

圧縮強度は用途、地域、SALD および JIS に関係なくシルト割合の増加に伴い増える傾向がある。また、相関係数 r は総じて $r = 0.5$ 以上あり密接な関係と言える。しかし、SALD および JIS の原土と JIS の関東が $r = 0.501$ 、 -0.045 および 0.384 と小さい。原土は試料に粒子径が極端に大きいものが多く含まれていたため差異が出たと推察する。

3.6.4 壁土用原土の基礎実験(40×40×160mm 供試体)

(1) 実験方法

1) 壁土試料の作製(40×40×160 供試体)

壁土の練混ぜには、公称容量 5ℓ のオムニミキサを用い、材料はスサ、砂、土および水の順に投入し、表 3.6.4-1 に従い所定時間練混ぜた。また、加水を行うたびに回転記号 6.5 で 30 秒練り混ぜた。

表 3.6.4-1 壁土の練混ぜ時間(オムニミキサを使用)

回転記号	回転数 (r/min)	時間 (秒)
5.5~	330~	15
6.0	380	15
6.5	380	30
6.5	425	60
練混ぜ時間		120

型枠は、モルタル供試体成形用型三連型枠(□40×40×160mm)を使用し、練混ぜ後の壁土試料を、三連型枠(ようかん)に詰める前にセメントペースト練混ぜ用(手練り用)さじでかき混ぜ、容器に取り出した。

壁土試料は、型枠に二層に分けて詰め、モルタル供試体作製用型の突き棒(□35×35mm)で各層 5 回突きを 4 回繰り返し(20 回)、仕上げは上端をならし成形した。

強度試験用供試体は、曲げ、圧縮およびせん断試験用に 2 個、引張試験用に 1 個を作製した。原土の量が少ないものに関しては、曲げおよび圧縮試験用に 1 個、引張試験用に 1 個を作製した。

供試体は、自然乾燥とし実験室内で温度、湿度に関わらず気中養生とした。脱型は供試体作製後 7 日目を目安とした。

2) フロー試験(砂および壁土)

① 砂のフロー試験

砂は、JISA1109(細骨材の密度及び吸水率試験方法)に準じて調べ、表乾状態で使用した。

② 壁土のフロー試験

フロー試験は JISR5201(セメントの物理試験方法)に従い行った。

1. フローテーブルの上板中央に正しくフローコーンを置く。
2. 練り混ぜた試料をフローコーンに 2 層に分けて詰めていく。この時、各層で突き棒の先端がその層の約 1/2 の深さまで入るよう、全面にわたり 15 回突く。
3. 突き終えた後、フローコーンの上面まで満たすように試料を補い表面をならす。
4. 直ちにフローコーンを鉛直に取り去り、フローテーブルのハンドルを回転させ 15 秒間に 15 回の落下運動をテーブルの上の試料に与える。
5. 試料が最も広がっている部分の長さ、この方向に直角な部分における試料の広がり測定する。測定した 2 カ所の平均値をフロー値とする

3) 質量変化率

質量変化率は、供試体の強度試験日の目安と乾燥状態を調べるために測定し、7 日おきに質量が安定するまで行った。

質量変化率は次式により求めた。

$$W = \{(W_o/W_n) \times 100\} - 100$$

ここに、W：質量変化率(%)、 W_n ：供試体作製時の測定値(g)

W_o ：所定材齢の測定値(g)

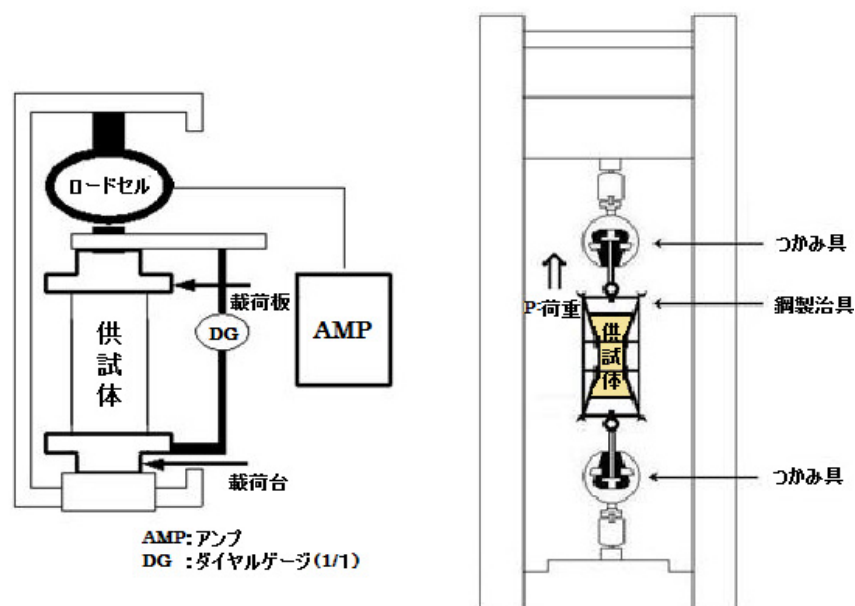
4) 曲げ、圧縮、せん断および引張強度試験

曲げ、圧縮、せん断および引張試験装置を図 3.6.4-1 に示す。

曲げ、圧縮およびせん断強度試験は、高容量一軸圧縮試験装置を用いて行い、最大荷重値より

大略 2 割減少した時点で終了した。また、破壊が目視により確認された場合、直ちに試験を終了した。試験は、最大で 5kN のロードセルおよび 1/100mm のダイヤルゲージを取り付け、1 分間に 2mm の荷重速度で、ダイヤルゲージが 0.05mm を示すごとに記録される荷重の値を用いて強度を求めた。

引張強度試験は、(株)島津製作所精密万能試験機オートグラフ AGS-K シリーズ(卓上タイプ)を用いて行い、最大荷重値より大略 2 割減少した時点で終了した。また、破壊が目視により確認された場合、直ちに試験を終了した。試験は、機械の勢いで供試体が破断してしまうことを考慮し、荷重速度を 2mm/min とした。



高容量一軸圧縮試験装置

精密万能試験機オートグラフ

図 3.6.4-1 各種試験装置

① 曲げ試験

曲げ試験の荷重方法を図 3.6.4-2 に示す。

試験の荷重は JISR5201(セメントの物理試験方法)に従い、曲げ強度は次式により求めた平均値とする。

$$\sigma_b = M/Z$$

ここに、 σ_b : 曲げ強度 (N/mm²)、M : 曲げモーメント (N・cm)
Z : 断面係数 (cm³)

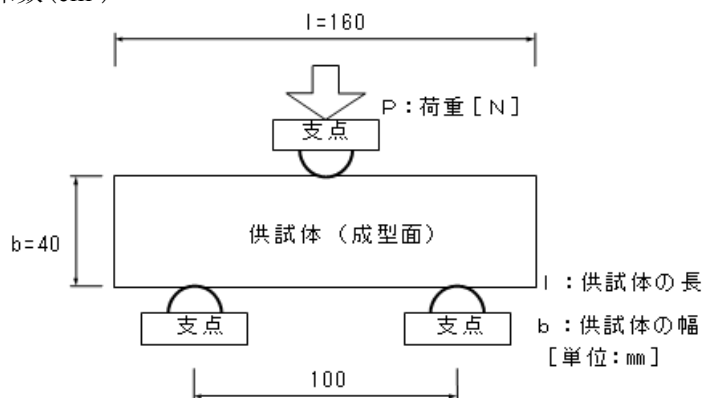


図 3.6.4-2 曲げ試験の荷重方法

② 圧縮試験

圧縮試験の積荷方法を図 3.6.4-3 に示す。

試験の載荷は、JISA1216(土の一軸圧縮試験)に従う。

尚、圧縮試験は、曲げ試験後の供試体を 2 分割したもので切片 6 本として用いた。圧縮強度は次式により求め、6 本のうちの最大および最小値を除いた 4 本の平均値とした。

$$\sigma_c = P/A$$

ここに、 σ_c : 圧縮強度 (N/mm²)、P : 最大荷重 (N)

A : 断面積 (cm²)

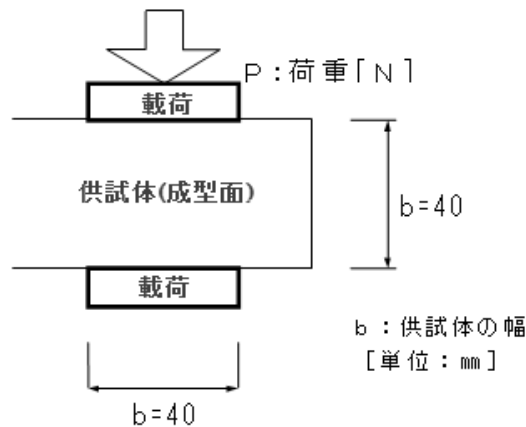


図 3.6.4-3 圧縮試験の載荷方法

③ セン断試験

せん断試験の積荷方法を図 3.6.4-4 に示す。

せん断試験の載荷は、土木学会コンクリート標準示方書[規準編]JSCE-G553(鋼繊維補強コンクリートのせん断強度試験方法)を参考に二面せん断で行った。尚、曲げモーメントおよび斜め圧縮応力の影響を受けるが考えないものとした。上部載荷台寸法は、砂の粒径等を考慮し、35mm としている。せん断強度は次式により求めた 3 本の平均値とした。

$$\tau = P/2A$$

ここに、 τ : せん断強度 (N/mm²)、P : 最大荷重 (N)

A : 断面積 (cm²)

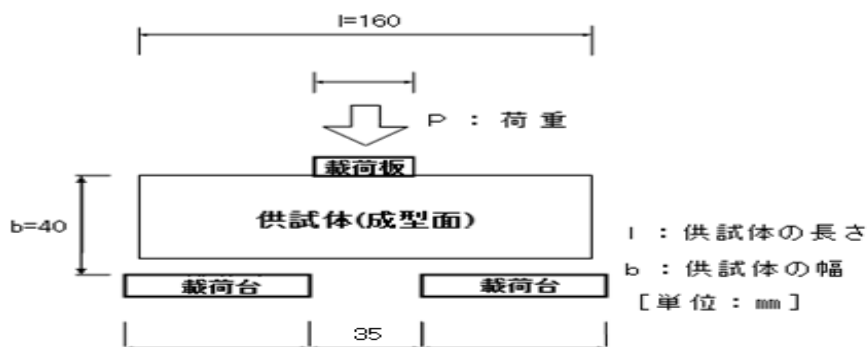


図 3.6.4-4 セン断試験の載荷方法

④ 引張試験

引張試験の載荷方法を図 3.6.4-5 に示す。

試験の載荷は、JISA1192-2008(コンクリート用連続繊維補強材引張試験方法)に従う。

引張試験機は引張治具の両端をピン(ヒンジ)の条件で載荷が可能となるよう、上下の把持装置

にフックを装着する。

引張強さは、下式により求め 3 試料の平均値としている。

$$\sigma_t = N/A$$

ここに、 σ_t ： 引張強さ(N/mm²)、N：最大引張荷重(N)

A： 壁土の断面積(mm²)

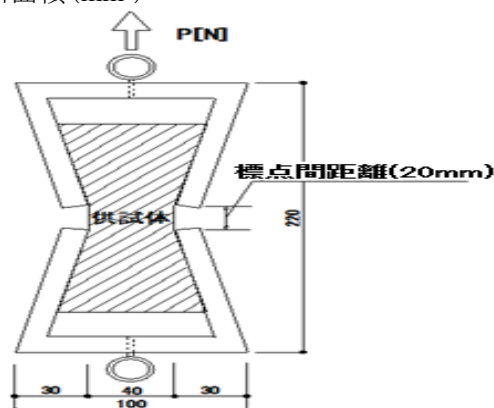


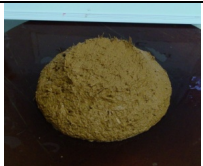
図 3.6.4-5 引張試験の載荷方法〔単位：mm〕

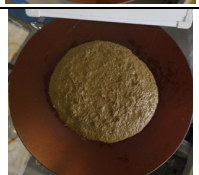
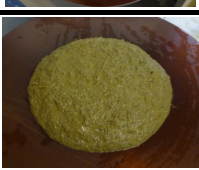
(2) 実験結果および考察

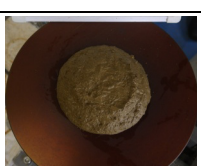
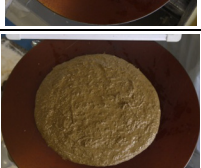
1) フロー

写真 3.6.4-1 にフローを示す。

表からも明らかなように壁土は一部を除いて、S/C85%よりも 0%で多く広がることが確認される。各用途別にみると、荒壁土は多くがフローテーブル上に広がらず、形が残った。中塗土および原土は、フローテーブル状に大きく広がった。これらから、荒壁土は粘り気が強く、中塗土および原土は粘り気がないことが確認できる。

使用原土	S/C=0%	S/C=85%
基準		
京都府 荒壁土		
埼玉県 荒壁土		
石川県輪島市 荒壁土		

岐阜県大垣市糸坂町 荒壁土		
岡山県倉敷市 荒壁土		
鳥取県鳥取市用瀬町家奥 荒壁土		
荒井家 荒壁土	—	
那須町 荒壁土	—	
徳島県徳島市八万町大坪 荒壁土		
徳島県美馬市脇町馬木 荒壁土		
京都府 中塗土		
滋賀県東近江市 中塗土		
兵庫県 中塗土		

福岡県糸島市飯原 中塗土		—
鳥取県鳥取市用瀬町家奥 中塗土		
石川県輪島市 中塗土		—
荒井家 中塗り土	—	
那須町 中塗り土		
徳島県徳島市八万町大坪 中塗り土		
徳島県美馬市脇町馬木 中塗り土		
京都府 原土		
福岡県糸島市本 原土		
福岡県糸島市飯原 原土		

琴浦町 原土		
倉吉市 原土		
福島県郡山 煉瓦用土		

写真 3.6.4-1 フロー値

3) フロー値

表 3.6.4-2 にフロー値の結果を示し、図 3.6.4-6、図 3.6.4-7 および図 3.6.4-8 にフロー値、S/C0 および 85%のフロー値と単位水量の関係を示す。単位水量 0g は練り混ぜ済み(製品として搬入)であるため、加水の有無のみ表記している。

図表から分かるように、フロー値は S/C および地域に関わらず単位水量が同じでも、ばらつきが出ることを確認できる。加水の有無によるフロー値の増減の関係も無いといえる。しかし、加水量は荒壁土および中塗土で 20~300g 程度であるが、原土は 500g 以上を与える。これらは、もみスサの違いとフロー試験時の試料採取のばらつきが一因と考える。本実験で参考にした基本調合は、市販スサの荒壁用(20~100mm 前後が混在)を用いた調合設計であるのに対し、今回使用したスサは市販のモミスサである。また、すでに練り混ぜ済みの土のスサは確認できていない。このことが、フロー値に影響を及ぼしたと考える。

表 3.6.4-2 フロー値

記号	地域	砂原土比 S/C (%)		単位水量 (g)			
		0%	85%	0%	加水量	85%	加水量
	基準	144.9	158.3	449.4	—	385.0	—
1	京都府 荒壁土	189.2	155.8	449.4	—	394.8	—
あ	埼玉県 荒壁土	129.9	129.1	75.0	125.0	75.0	75.0
A	石川県輪島市 荒壁土	134	137.6	449.4	100.0	394.8	100.0
A	岐阜県大垣市糸坂町 荒壁土	129.5	132.9	75.0	150.0	75.0	—
ア	岡山県倉敷市 荒壁土	130.5	138.8	449.4	—	394.8	66.7
イ	鳥取県鳥取市用瀬町家奥 荒壁土	173.5	151.4	449.4	—	394.8	—
B	荒井家 荒壁土	—	125.8	—	—	385.0	—
い	那須町 荒壁土	—	133.9	—	—	385.0	50.0
I	徳島県徳島市八万町大坪 荒壁土	188.5	170.0	449.4	—	385.0	—
II	徳島県美馬市脇町馬木 荒壁土	143.2	138.4	449.4	—	385.0	—
2	京都府 中塗土	189.3	162.2	449.4	—	394.8	—
3	滋賀県東近江市 中塗土	143	139.8	449.4	333.3	394.8	100.0
4	兵庫県 中塗土	152	159.4	449.4	—	394.8	—
i	福岡県糸島市飯原 中塗土	143.8	—	0.0	66.7	—	—
ウ	鳥取県鳥取市用瀬町家奥 中塗土	174.3	147.5	449.4	—	394.8	—

B	石川県輪島市 中塗土	132.2	—	0.0	—	—	—
C	荒井家 中塗土	—	132.9	—	—	385.0	20.0
う	那須町 中塗土	145.1	141.5	449.4	—	385.0	—
III	徳島県徳島市八万町大坪 中塗土	187.2	168.9	449.4	—	385.0	—
IV	徳島県美馬市脇町馬木 中塗土	149.6	151.7	449.4	—	385.0	—
5	京都府 原土	192.2	148.6	449.4	—	394.8	—
ii	福岡県糸島市本 原土	150.5	145.4	449.4	—	394.8	—
iii	福岡県糸島市飯原 原土	184.4	173	449.4	—	394.8	—
エ	琴浦町 原土	134.2	146.3	0.0	600.0	0.0	700.0
オ	倉吉市 原土	—	132.0	—	—	0.0	500.0
一	福島県郡山 煉瓦用土	172	168.3	449.4	—	394.8	—

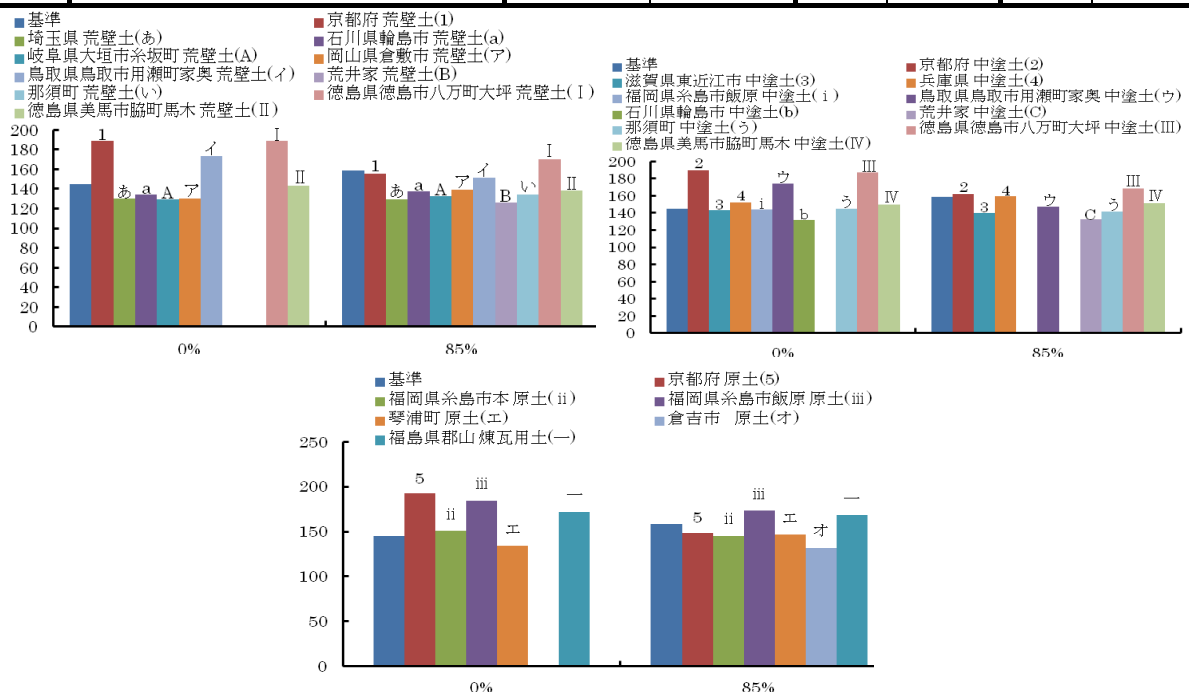


図 3.6.4-6 フロー値

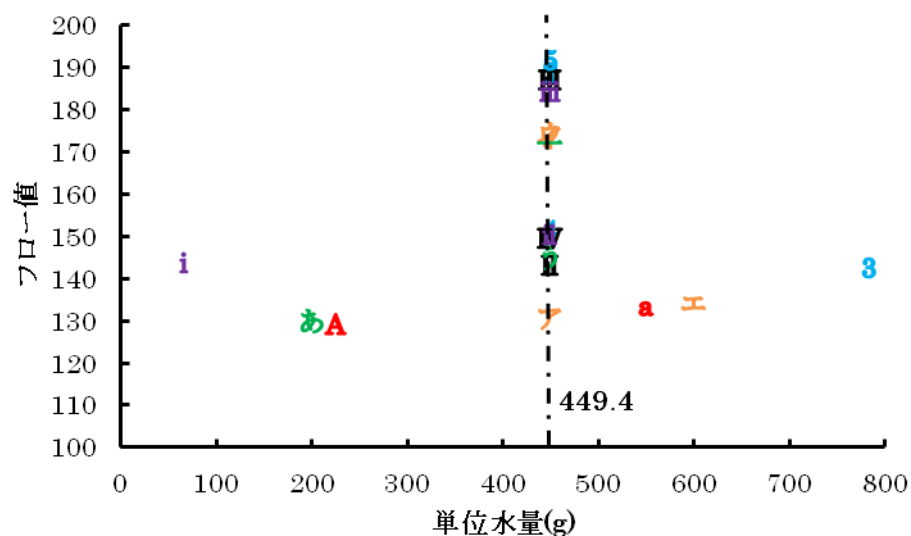


図 3.6.4-7 フロー値と単位水量の関係(S/C0%)

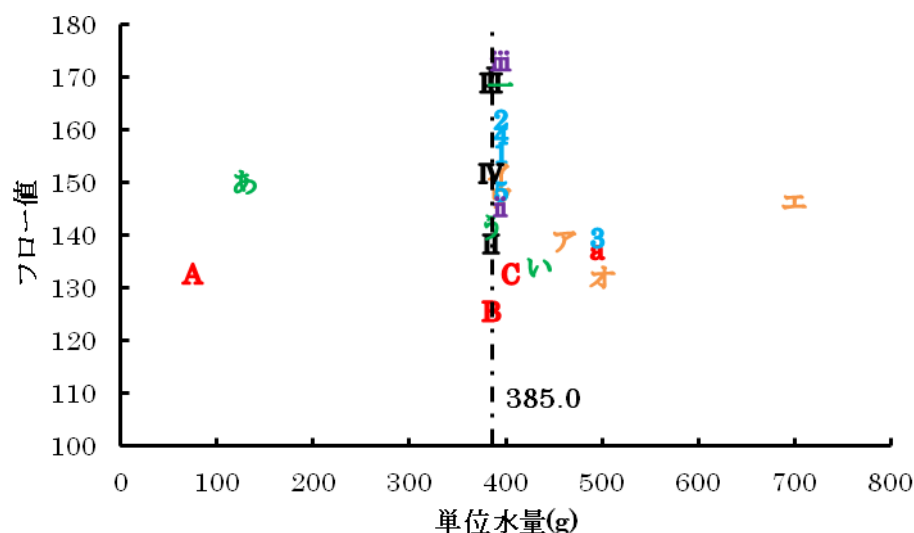


図 3.6.4-8 フロー値と単位水量の関係 (S/C85%)

3) フロー値と平均粒径の関係

図 3.6.4-9 および図 3.6.4-10 に、S/C0 および 85%のフロー値と平均粒径の関係を示す。

フロー値と平均粒径の関係は、S/C0%の場合、平均粒径が大きくなるのに伴いフロー値が高くなるが、S/C85%では目立った傾向が見られない。

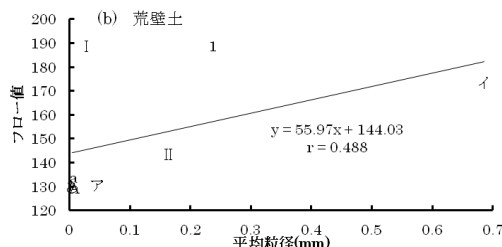
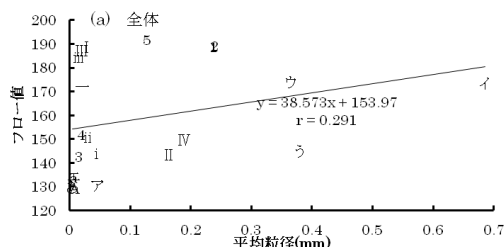
参考までに両者の関係を一次式と看做し S/C 別で以下に示す。

S/C 0%	(全体)	: $y = 38.573x + 153.97$	($r=0.291$ $n=22$)
	(荒壁土)	: $y = 55.97x + 144.03$	($r=0.488$ $n=8$)
	(中塗土)	: $y = 19.368x + 157.45$	($r=0.153$ $n=9$)
	(原土)	: $y = 298.31x + 154.69$	($r=0.618$ $n=5$)
S/C 85%	(全体)	: $y = -9.8688x + 148.58$	($r=-0.124$ $n=24$)
	(荒壁土)	: $y = 11.043x + 139.5$	($r=0.171$ $n=10$)
	(中塗土)	: $y = -40.566x + 158.74$	($r=-0.556$ $n=8$)
	(原土)	: $y = -16.084x + 152.81$	($r=-0.049$ $n=6$)

ここに、y: フロー値

x: 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0%の相関係数 r は $r=0.153\sim0.618$ を示す。荒壁土および原土は $r=0.488$ および 0.618 と密接であるが、中塗土は $r=0.153$ と小さい。S/C85%の相関係数 r は、荒壁土を除いて値が負を示している。中塗土および原土は、平均粒径が大きくなるのに伴いフロー値が低下する傾向にあるといえる。相関係数 r は全体、荒壁土、中塗土および原土で $r=-0.124$ 、 0.171 、 -0.556 および -0.049 と小さいが、中塗土のみ $r=-0.556$ と密接な関係を有する。



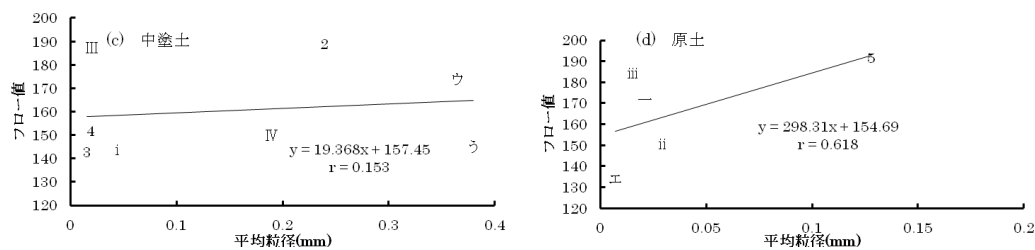


図 3.6.4-9 フロー値と平均粒径の関係(S/C0%)

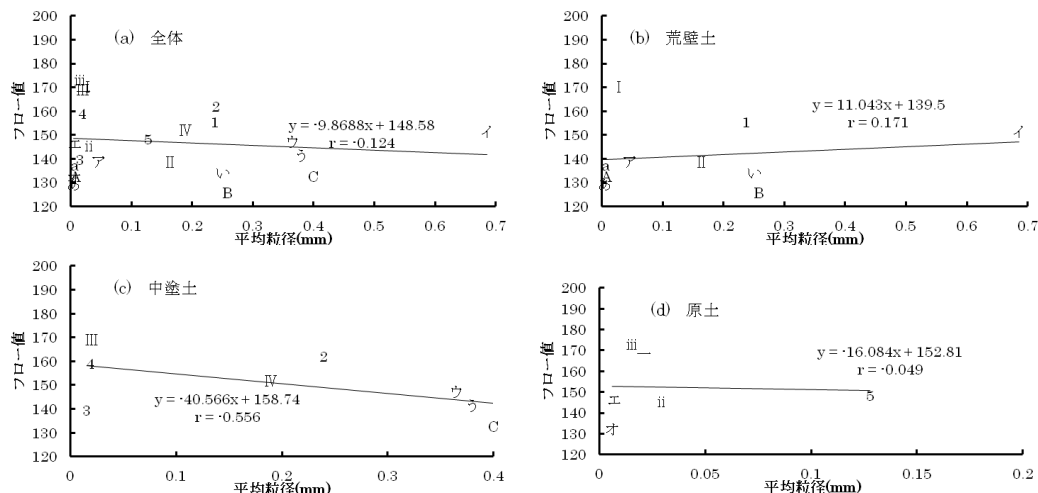


図 3.6.4-10 フロー値と平均粒径の関係(S/C85%)

4) 質量変化率

図 3.6.4-11 および図 3.6.4-12 に S/C0 および 85%の質量変化率を示す。

質量変化率は一部例外があるものの、用途に関係なく 0~7 日で急激に変化するが 14 日以降は安定する。荒壁土、中塗土および原土で異なった変化はみられない。地域別に見ると、それぞれに傾向があることが確認できる。その値は、四国の徳島県の八万町および美馬市の場合 S/C および用途に関係なく 15%程度である。近畿の基準および京都府は、基準自体が京都府のものを使用して作製しているので、S/C0 および 85%で 30 および 20%程度、用途による差異は無い。また、一部例外があるものの、太平洋側から送付されてきた土は、用途関係なく質量変化率が低く、日本海側は逆に高いことが確認できる。

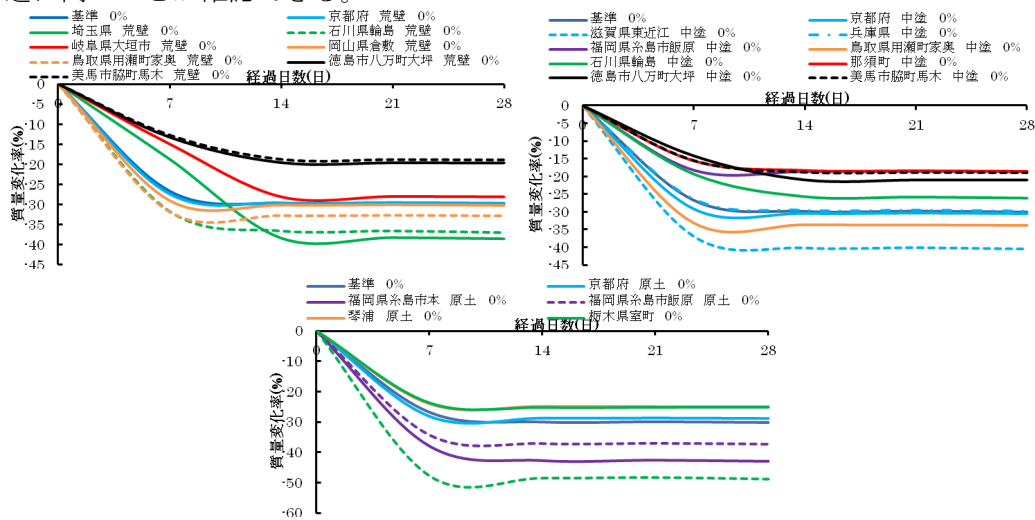


図 3.6.4-11 質量変化率(S/C0%)

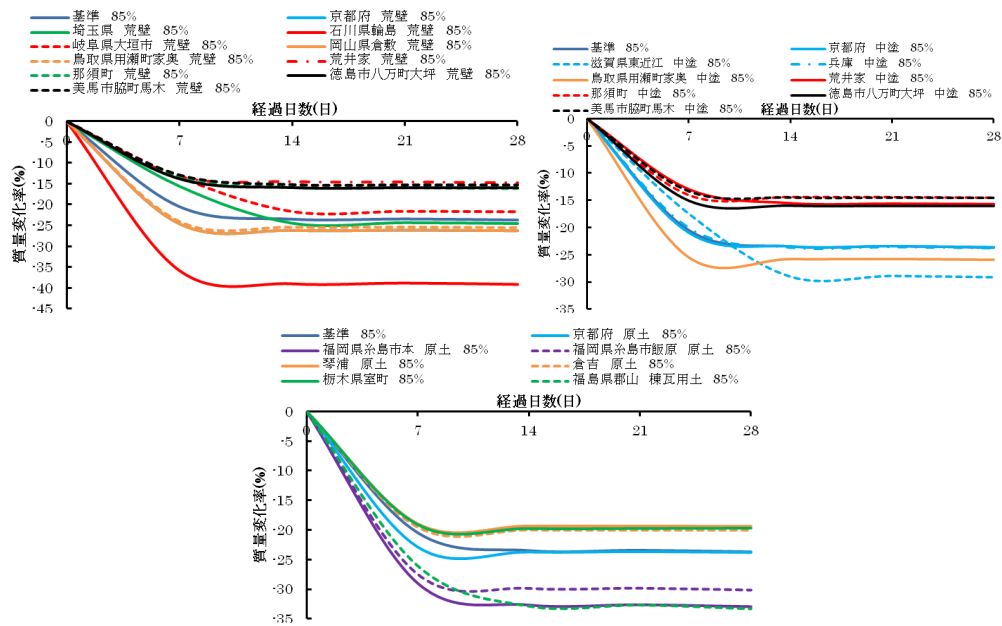


図 3.6.4-12 質量変化率(S/C85%)

5) 曲げ強度

図 3.6.4-13~図 3.6.4-15 および表 3.6.4-3 に 40×40×160mm 供試体の曲げ試験結果を示す。

① 用途別

曲げたわみ曲線は、使用用途および S/C に関わらず、曲げ強度が緩慢に増加し最大応力に達した後も低下せず横ばいになる傾向と、曲げ強度が急激に上昇し最大応力に到達後すぐに強度を失う脆いものも確認できる。最大応力度は、前者が $0.6\sim0.9\text{N/mm}^2$ 前後で、後者は $0.1\sim0.3\text{N/mm}^2$ 前後となり、たわみは両者ともに種々あるが、前者は値の低いことが確認できる。

表より、S/C0 および 85%の曲げ強度は、荒壁土、中塗土および原土で前者が $0.215\sim0.754\text{N/mm}^2$ 、 $0.197\sim0.895\text{N/mm}^2$ および $0.261\sim0.592\text{N/mm}^2$ を得る。同様に、後者は $0.06\sim0.624\text{N/mm}^2$ 、 $0.077\sim0.578\text{N/mm}^2$ および $0.079\sim0.46\text{N/mm}^2$ をとる。前者は、用途別に関わらず、平均 $0.224\sim0.747\text{N/mm}^2$ 前後の強度を見込めるが、後者では平均 $0.072\sim0.554\text{N/mm}^2$ 程度になる。また、曲げ強度の割合は京都府の強さ 0.448N/mm^2 を 1 とすると S/C0 および 85%の荒壁土で $0.48\sim1.68$ および $0.13\sim1.39$ 倍、中塗土は $0.44\sim2.00$ および $0.17\sim1.29$ 倍、原土で $0.58\sim1.32$ および $0.18\sim1.03$ 倍となる。よって、曲げ強度は S/C0%>85%になり、前者の方が強度を得ると言える。

荒壁土および中塗土は、一部例外があるものの両者とも最大応力の高いものが多い。原土は、2 種類の傾向が確認でき、最大応力が大きくその後も粘り強い傾向を示すものも認められる。全用途で見ると、曲げ強度は $0.6\sim0.9\text{N/mm}^2$ 程度の高くなる傾向が一般的で、例外として $0.1\sim0.3\text{N/mm}^2$ を得る場合がある。

② S/C 別

曲げたわみ曲線は S/C0 および 85%に関わらず、粘りのあるものと脆いものの 2 種類の傾向を示す。一部例外があるものの最大応力は $0\%>85\%$ になる。曲げ強度は、粘りのある場合 0 および 85%で差が認められないが、急激に低下する場合 $0\%>85\%$ の差が顕著になることが確認できる。

③ 地域別

曲げ強度は、地域による特徴があまりみられない。最大応力は、近畿の土で 0.4N/mm^2 以上と総じて高く、中国、四国および関東は、一部例外あるが 0.4N/mm^2 を越えることはない。他の地方も同様に最大応力に差異が認められる。

④ 評価

①、②および③より、40×40×160mm 供試体の曲げ強度は用途、S/C および地域に関わらず、種々

な傾向を示す。また、近畿の土は最大応力が高く、その後も緩慢に低下することから、粘り強い性質を持つと考える。曲げ強度は傾向が多岐にわたるが、22 および 23 年度の結果から差が出るということが認められる。最大応力は、前者で総じて値が高く、後者は低い傾向がある。これは、その年に使用した稲スサ、強度試験の季節など多くの要因が影響したと推察する。

表 3.6.4-3 S/C、用途および地域別の曲げ試験結果

強度 地域		圧縮強度 (N/mm ²)							
		0%				85%			
		荒壁土	中塗土	原土	煉瓦用土	荒壁土	中塗土	原土	煉瓦用土
基準		—	—	—	—				
京都府	近畿	0.448	0.670	0.442	—	0.427	0.291	0.460	—
埼玉県	関東	0.754	—	—	—	0.506	—	—	—
石川県輪島市	北陸	0.590	0.346	—	—	0.279	—	—	—
岐阜県 大垣市糸坂町	東海	0.513	—	—	—	0.624	—	—	—
岡山県倉敷市	中国	0.467	—	—	—	0.335	—	—	—
鳥取県鳥取市 用瀬町家奥	中国	0.215	0.197	—	—	0.113	0.206	—	—
滋賀県 東近江市	近畿	—	0.605	—	—	—	0.578	—	—
兵庫県	近畿	—	0.895	—	—	—	0.454	—	—
福岡県 糸島市本	九州	—	—	0.417	—	—	—	0.322	—
福岡県 糸島市飯原	九州	—	—	0.592	—	—	—	0.304	—
福島県郡山 荒井家	東北	—	—	—	0.261	—	—	—	0.138
那須町	関東	—	—	—	—	0.263	0.232	—	—
徳島県徳島市 八万町大坪	四国	—	0.162	—	—	0.06	0.077	—	—
徳島県徳島市 脇町馬木	四国	0.300	0.311	—	—	0.241	0.339	—	—
琴浦町	中国	0.538	0.347	—	—	0.173	0.114	—	—
倉吉市	中国	—	—	0.351	—	—	—	0.079	—
栃木県 栃木市室町	中国	—	—	—	—	—	—	0.355	—
	関東	—	—	0.780	—	—	—	0.337	—

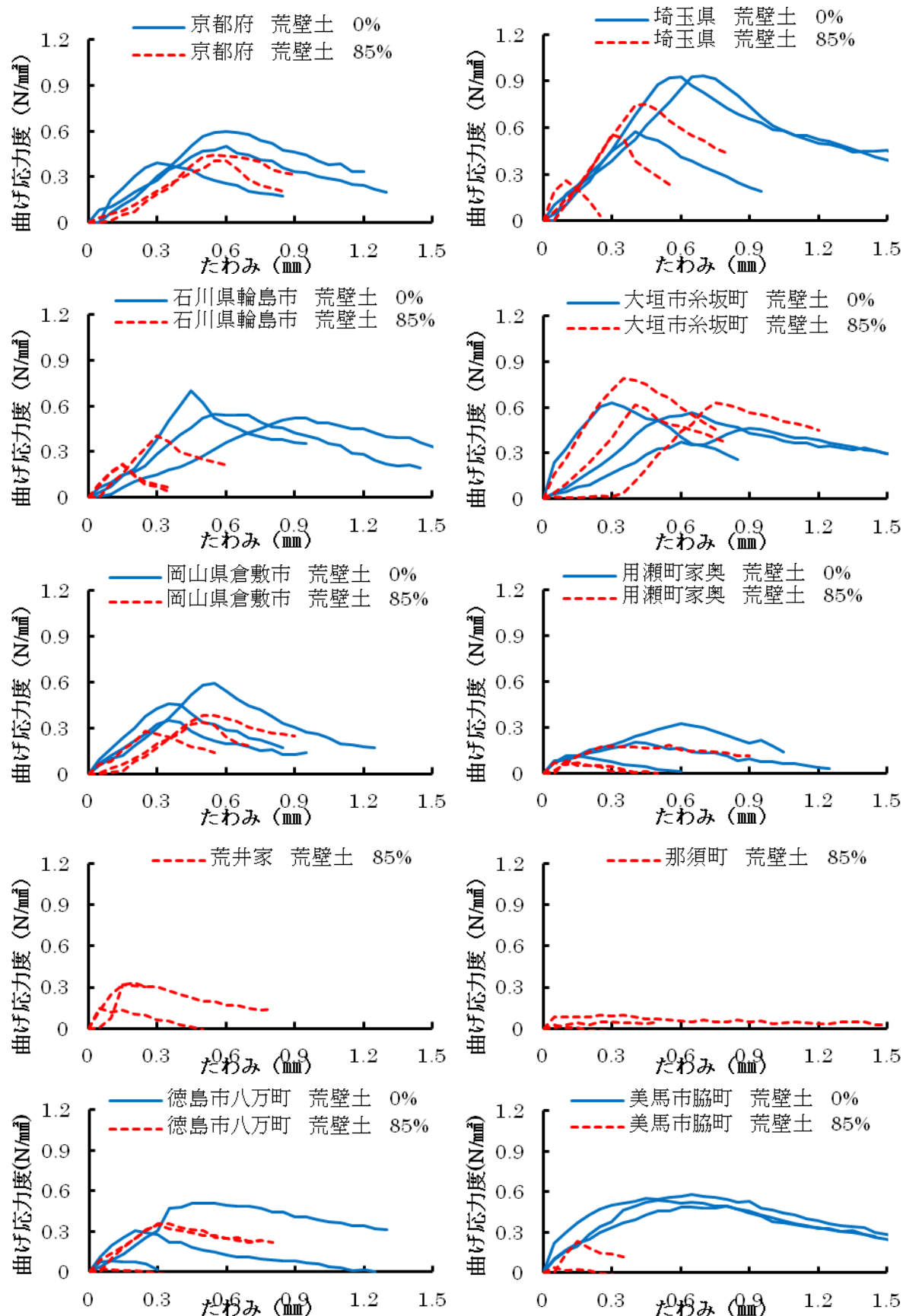


図 3.6.4-13 曲げ応力度とたわみの関係(40×40×160mm 供試体、荒壁土、S/C0 および 85%)

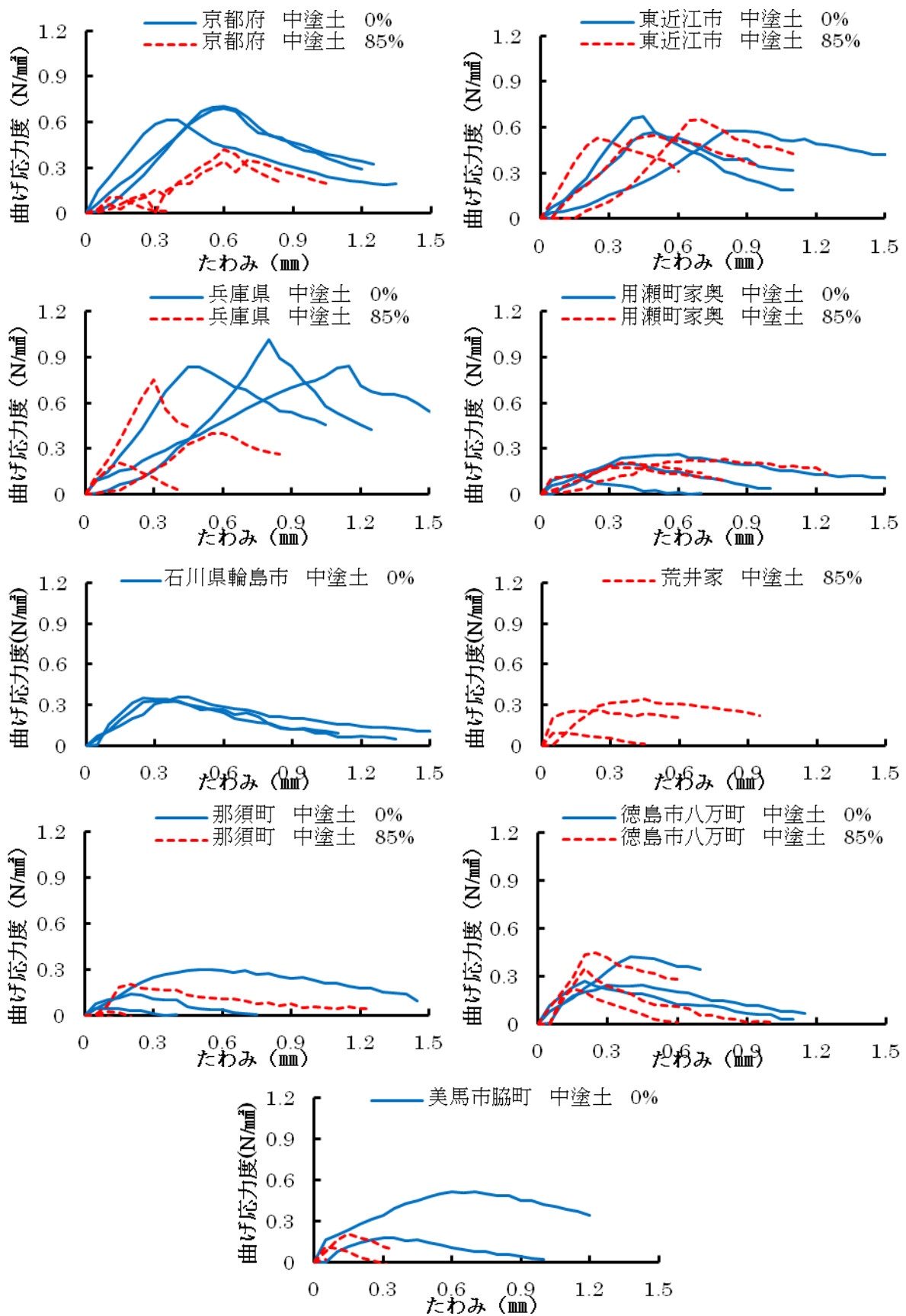


図 3.6.4-14 曲げ応力度とたわみの関係(40×40×160mm 供試体、中塗土、S/C0 および 85%)

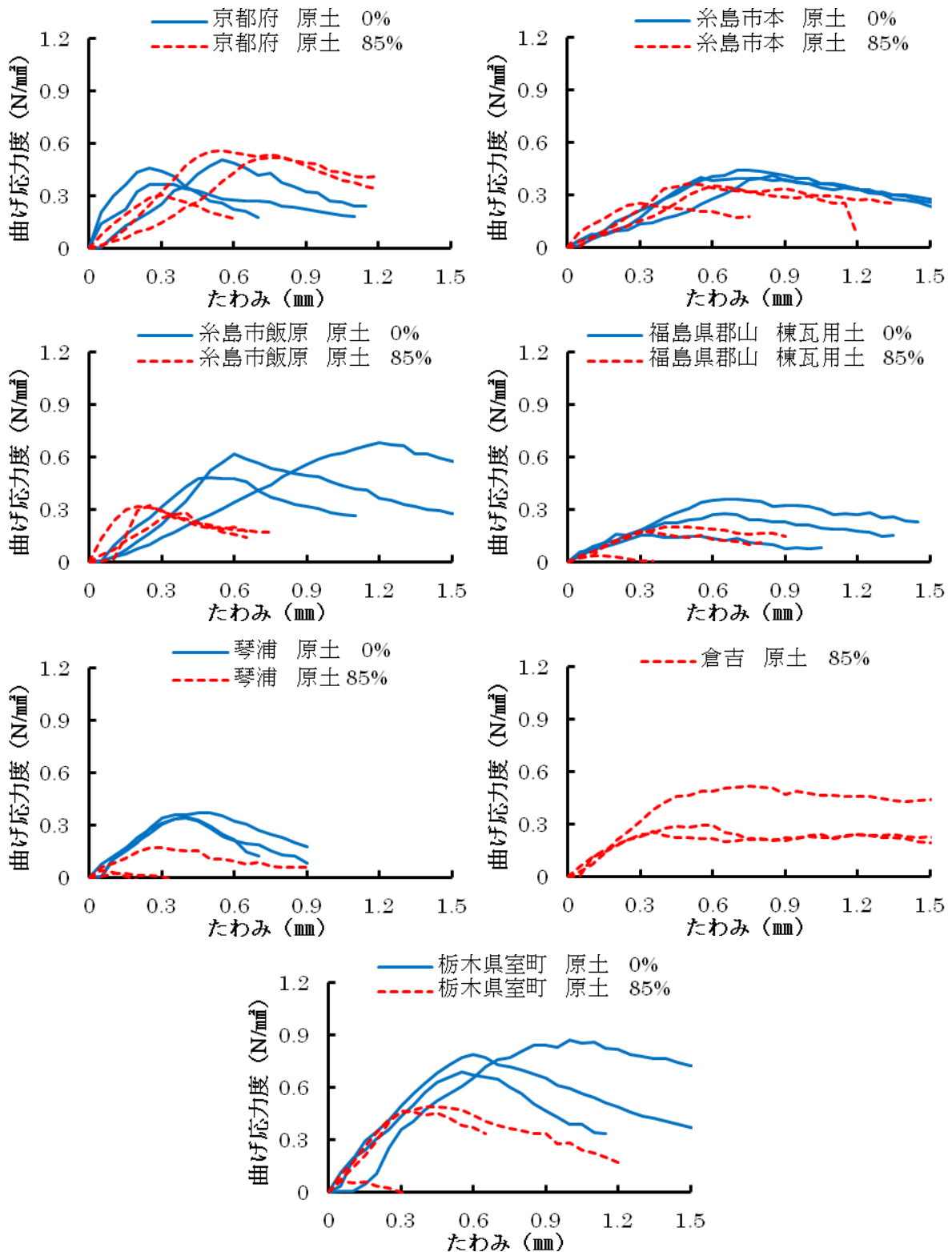


図 3.6.4-15 曲げ応力度とたわみの関係(40×40×160mm 供試体、原土、S/C0 および 85%)

6) 曲げ強度と SALD および JIS の平均粒径の関係

図 3.6.4-16 および図 3.6.4-17 に、40×40×160mm 供試体の曲げ強度と SALD および JIS の平均粒径の関係を示す。また、試料の不足により、S/C0%の関東の土を作製していないので、地域別で評価をする際 S/C0%は近畿、中国および四国のみで行う。

① SALD

用途別

平均粒径と曲げ強度は、S/C0%の場合、荒壁土で 0.0048~0.2522mm および 0.215~0.754N/mm²、中塗土は 0.019~0.352mm および 0.197~0.895N/mm²、原土で 0.007~0.0534mm および 0.261~0.592N/mm²を得る。同様に、S/C85%は荒壁土で 0.0048~0.317mm および 0.06~0.624N/mm²、中塗土は 0.0154~0.352mm および 0.077~0.578N/mm²、原土で 0.006~0.0534mm および 0.079~0.46N/mm²を得る。また、曲げ強度は S/C に関わらず全体、荒壁土および中塗土で平均粒径が大きくなるのに伴い低くなるが、原土のみ高くなる傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = -0.7433x + 0.528$	($r = -0.446$	$n = 20$)
	荒壁土	: $y = -0.8354x + 0.5561$	($r = -0.535$	$n = 8$)
	中塗土	: $y = -1.1508x + 0.6405$	($r = -0.600$	$n = 7$)
	原土	: $y = 0.6739x + 0.3956$	($r = 0.097$	$n = 5$)
S/C85%	全体	: $y = -0.6176x + 0.3655$	($r = -0.513$	$n = 21$)
	荒壁土	: $y = -0.9265x + 0.4188$	($r = -0.633$	$n = 8$)
	中塗土	: $y = -0.8262x + 0.444$	($r = -0.767$	$n = 8$)
	原土	: $y = 4.9608x + 0.1673$	($r = 0.617$	$n = 5$)

ここに、 y : 曲げ強度 (N/mm²)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、全体、荒壁土、中塗土および原土で、前者が $r = -0.446$ 、 -0.535 、 -0.600 および 0.097 、後者が $r = -0.513$ 、 -0.633 、 -0.767 および 0.617 となる。両者とも $r = -0.45$ 以上あり密接であるが、0%の原土のみ関係が小さい。また、S/C に関わらず r は荒壁土<中塗土となっている。

地域別

平均粒径と曲げ強度は、S/C0%の場合、近畿で 0.019~0.239mm および 0.442~0.895N/mm²、中国は 0.007~0.291mm および 0.197~0.467N/mm²、四国で 0.02~0.164mm および 0.300~0.538N/mm²を得る。同様に、S/C85%は近畿で 0.0154~0.239mm および 0.291~0.578N/mm²、中国は 0.006~0.291mm および 0.079~0.355N/mm²、四国で 0.02~0.19mm および 0.114~0.339N/mm²、関東は 0.0048~0.352mm および 0.06~0.506N/mm²となる。また、曲げ強度は、平均粒径の増加に伴い低下するが S/C0%の四国のみ増加する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = -0.542x + 0.6731$	($r = -0.335$	$n = 5$)
	中国	: $y = -0.7768x + 0.4233$	($r = -0.879$	$n = 4$)
	四国	: $y = 0.7752x + 0.2961$	($r = 0.621$	$n = 4$)
S/C85%	近畿	: $y = -0.6839x + 0.5191$	($r = -0.770$	$n = 5$)
	中国	: $y = -0.3143x + 0.2555$	($r = -0.350$	$n = 4$)
	四国	: $y = -0.9914x + 0.3164$	($r = -0.914$	$n = 4$)
	関東	: $y = -0.9577x + 0.4708$	($r = -0.843$	$n = 5$)

ここに、 y : 曲げ強度 (N/mm²)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、前者の近畿、中国および四国で $r = -0.335$ 、 -0.879 および 0.621 、後者の近畿、中国、四国および関東は $r = -0.770$ 、 -0.350 、 -0.914 および -0.843 を得る。S/C0%の中国および四国と S/C85%の近畿および四国は密接な関係を有するが、前者の近畿と後者の中国は小さく、前者の四国のみ正の相関を得る。

② JIS

用途別

平均粒径と曲げ強度は S/C0%の場合、荒壁土で 0.0013~0.3557mm および 0.215~0.754N/mm²、中

塗土は 0.032~0.3197mm および 0.162~0.895N/mm²、原土で 0.0073~0.1776mm および 0.351~0.592N/mm²を得る。同様に、S/C85%は荒壁土で 0.0013~0.3557mm および 0.06~0.427N/mm²、中塗土は 0.0032~0.3197mm および 0.077~0.578N/mm²、原土で 0.0073~0.1776mm および 0.079~0.46N/mm²となる。また、曲げ強度は S/C0%の全体、荒壁土、中塗土および原土と S/C85%の全体および中塗土で平均粒径が大きくなるのに伴い低くなるが、S/C85%の荒壁土および原土は高くなる傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = -0.7334x + 0.5302$	($r = -0.470$)	($n = 17$)
	荒壁土	: $y = -0.6137x + 0.5164$	($r = -0.602$)	($n = 6$)
	中塗土	: $y = -1.1199x + 0.5995$	($r = -0.528$)	($n = 7$)
	原土	: $y = -0.0144x + 0.4513$	($r = -0.01$)	($n = 4$)
S/C85%	全体	: $y = -0.2184x + 0.2973$	($r = -0.179$)	($n = 21$)
	荒壁土	: $y = -0.2184x + 0.2973$	($r = 0.092$)	($n = 8$)
	中塗土	: $y = -0.8276x + 0.4051$	($r = -0.620$)	($n = 8$)
	原土	: $y = 1.403x + 0.211$	($r = 0.760$)	($n = 5$)

ここに、y : 曲げ強度 (N/mm²)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、全体、荒壁土、中塗土および原土で、前者が $r = -0.470$ 、 -0.602 、 -0.528 および -0.01 、後者が $r = -0.179$ 、 0.092 、 -0.620 および 0.760 となる。S/C0%の全体、荒壁土および中塗土と S/C85%の中塗土および原土が $r = \pm 0.45$ 以上あり密接であるが、S/C0%の原土と S/C85%の全体および荒壁土は関係が小さい。

地域別

平均粒径と曲げ強度は、S/C0%の場合、近畿で 0.032~0.1984mm および 0.442~0.895N/mm²、中国は 0.0073~0.3557mm および 0.197~0.467N/mm²、四国で 0.0364~0.049mm および 0.300~0.538N/mm²を得る。同様に、S/C85%は近畿で 0.0032~0.1984mm および 0.291~0.578N/mm²、中国は 0.0073~0.3557mm および 0.079~0.355N/mm²、四国で 0.0364~0.049mm および 0.114~0.339N/mm²、関東は 0.0331~0.263mm および 0.06~0.263 N/mm²となる。また、曲げ強度は S/C0%の近畿および中国と S/C85%の近畿および四国で平均粒径が増加するのに伴い低下するが、前者の四国と後者の中国および関東は、曲げ強度も増加する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = -1.1321x + 0.7478$	($r = -0.564$)	($n = 5$)
	中国	: $y = -0.3799x + 0.3961$	($r = -0.471$)	($n = 4$)
	四国	: $y = 16.536x - 0.3271$	($r = 0.854$)	($n = 4$)
S/C85%	近畿	: $y = -0.83x + 0.5416$	($r = -0.753$)	($n = 5$)
	中国	: $y = 0.0337x + 0.2106$	($r = 0.039$)	($n = 4$)
	四国	: $y = -14.07x + 0.8133$	($r = -0.836$)	($n = 4$)
	関東	: $y = 0.058x + 0.1489$	($r = 0.064$)	($n = 5$)

ここに、y : 曲げ強度 (N/mm²)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、前者の近畿、中国および四国で $r = -0.564$ 、 -0.471 および 0.854 、後者の近畿、中国、四国および関東は $r = -0.753$ 、 0.039 、 -0.836 および 0.064 を得る。S/C0%の近畿、中国および四国と S/C85%の近畿および四国は密接な関係を有するが、後者の中国および関東は小さい。

③ 評価

①および②より、曲げ強度は用途別に見ると、S/C、SALD および JIS に関係なく一部例外があるものの全体、荒壁土および中塗土で平均粒径が大きくなるのに伴い低下するが、原土のみ増加する傾向がある。また、S/C0 および 85%の相関係数 r は、前者は荒壁土および中塗土で高いが原

土は小さく、後者は一部例外があるものの全体、荒壁土、中塗土および原土は密接である。

曲げ強度は地域別に見ると、S/C、SALD および JIS に関わらず、平均粒径が大きくなるのに伴い減少する傾向がある。相関係数 r は、一部例外があるものの $r=-0.45$ 以上あり密接と言える。

これらから、曲げ強度は用途および地域別で見ると平均粒径の増加に伴い低下する傾向が顕著である。また、曲げ強度も増加することもあるが、その場合の相関係数 r は、一部例外があるものの $r=0.1$ 未満と関係が無いことが分かる。よって、平均粒径と曲げ強度の関係は前者が増えるのに伴い後者は低下する傾向があることが明らかになった。

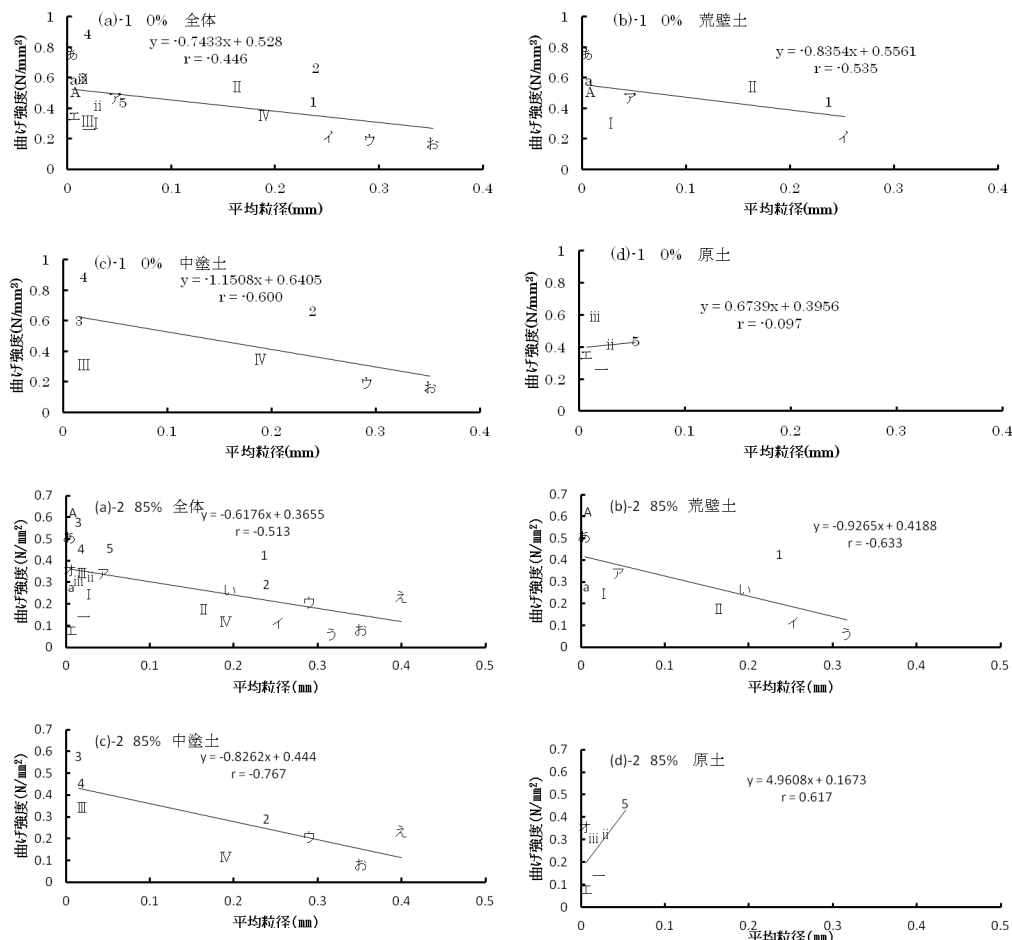
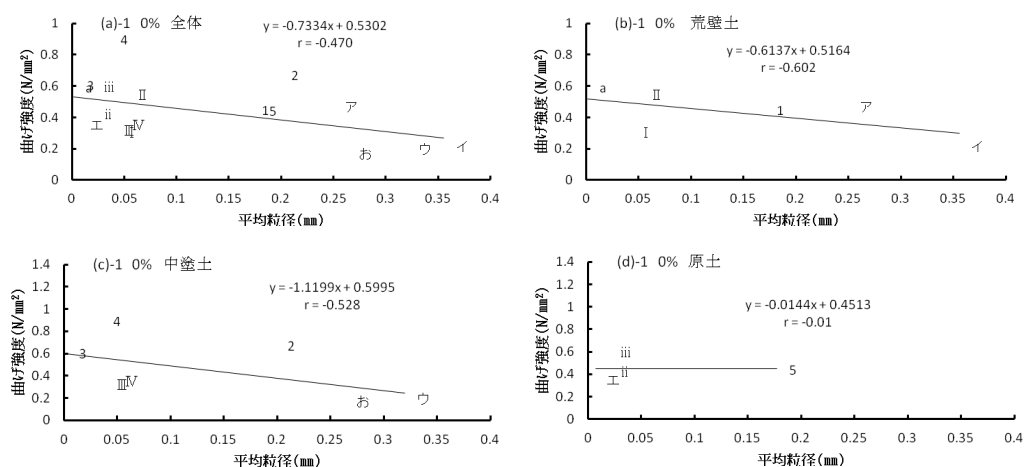


図 3.6.4-16(a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の曲げ強度と SALD の平均粒径の関係



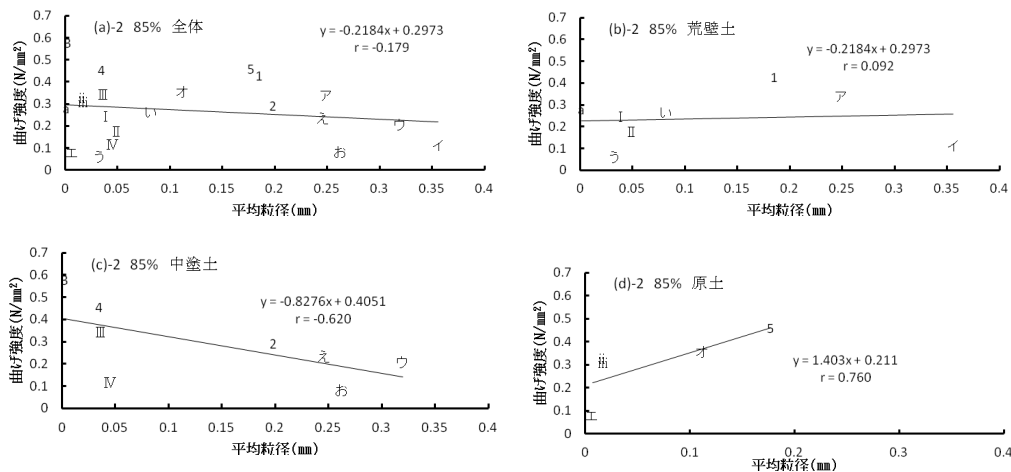


図 3.6.4-17(a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の曲げ強度と JIS の平均粒径の関係

7) 曲げ強度と密度の関係

図 3.6.4-18 および図 3.6.4-19 に 40×40×160mm 供試体の曲げ強度と φ20×40mm 供試体および JIS の密度の関係を示す。また、試料の不足により、S/C0%の関東の土を作製していないので、地域別で評価をする際 S/C0%は近畿、中国および四国のみで行う。

① φ 20×40mm 供試体の密度

用途別

密度と曲げ強度は S/C0%の場合、荒壁土で 1.444~2.13g/cm³ および 0.215~0.754N/mm²、中塗土は 1.406~1.895g/cm³ および 0.197~0.895N/mm²、原土で 1.488~1.724g/cm³ および 0.261~0.592N/mm² を得る。同様に、S/C85%では荒壁土で 1.192~2.13g/cm³ および 0.06~0.624N/mm²、中塗土は 1.406~1.895g/cm³ および 0.077~0.578N/mm²、原土で 1.488~1.772g/cm³ および 0.079~0.46N/mm² を得る。曲げ強度は、S/C および用途別に関わらず密度が高くなるのに伴い高くなる傾向にある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = 0.6688x - 0.6774$	($r=0.611$	$n=20$)
	荒壁土	: $y = 0.3534x - 0.1401$	($r=0.449$	$n=8$)
	中塗土	: $y = 1.2474x - 1.6519$	($r=0.791$	$n=7$)
	原土	: $y = 0.9691x - 1.1394$	($r=0.749$	$n=5$)
S/C85%	全体	: $y = 0.5902x - 0.6768$	($r=0.781$	$n=24$)
	荒壁土	: $y = 0.5087x - 0.5244$	($r=0.804$	$n=10$)
	中塗土	: $y = 0.7954x - 1.0341$	($r=0.850$	$n=8$)
	原土	: $y = 0.9495x - 1.2714$	($r=0.732$	$n=6$)

ここに、y : 圧縮強度 (N/mm²)

x : 密度 (g/cm³)

式から明らかなように、全体、荒壁土、中塗土および原土の相関係数 r は、S/C0%で $r=0.611$ 、 0.449 、 0.791 および 0.749 、S/C85%で $r=0.781$ 、 0.804 、 0.850 および 0.732 となる。S/C および用途別に関わらず S/C0%の荒壁土を除いて $r=0.6$ 以上あり密接である。

地域別

密度と曲げ強度は S/C0%の場合、近畿で 1.708~1.895g/cm³ および 0.442~0.895N/mm²、中国は 1.444~1.644g/cm³ および 0.197~0.467N/mm²、四国で 1.636~1.836g/cm³ および 0.300~0.538N/mm² を得る。同様に、S/C85%では近畿で 1.708~1.895g/cm³ および 0.291~0.578N/mm²、中国は 1.444~1.772g/cm³ および 0.079~0.355N/mm²、四国で 1.636~1.836g/cm³ および 0.114~0.339N/mm²、関東は 1.192~1.933g/cm³ および 0.06~0.263N/mm² となる。これらから、関東は他と比較して密度と曲げ強度に大きな差が生じていることが分かる。これは、東日本の土が粒子径が若干大きめであることと供試体作製時にズレが生じたためと考える。また、S/C および地域別に関わらず、曲げ強度は密度が大きくなるのに伴い増加するが、S/C0%の四国のみ低下する傾向がある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = 1.1543x - 1.4466$	($r=0.535$	$n=5$)
	中国	: $y = 1.3075x - 1.7189$	($r=0.859$	$n=4$)
	四国	: $y = -0.9171x + 1.9542$	($r=-0.757$	$n=4$)
S/C85%	近畿	: $y = 0.9091x - 1.1793$	($r=0.767$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.8227x - 1.094$	($r=0.805$	$n=4$)
	四国	: $y = 0.676x - 0.9481$	($r=0.642$	$n=4$)
	関東	: $y = 0.4782x - 0.4596$	($r=0.801$	$n=5$)

ここに、 y : 曲げ強度 (N/mm^2)

x : 密度 (g/cm^3)

式から明らかなように、S/C0 および 85% の相関係数 r は前者の近畿、中国および四国で $r=0.535$ 、 0.859 および -0.757 、後者の近畿、中国、四国および関東で $r=0.767$ 、 0.805 、 0.642 および 0.801 である。よって、S/C に関わらず、 $r=0.5$ 以上と密接な関係が認められるが、S/C0% の四国のみ負の相関を得る。

② JIS

用途別

密度と曲げ強度は S/C0% の場合、荒壁土で $2.629 \sim 2.821 \text{g/cm}^3$ および $0.215 \sim 0.754 \text{N/mm}^2$ 、中塗土は $2.629 \sim 2.816 \text{g/cm}^3$ および $0.162 \sim 0.895 \text{N/mm}^2$ 、原土で $2.645 \sim 2.685 \text{g/cm}^3$ および $0.351 \sim 0.592 \text{N/mm}^2$ を得る。同様に、S/C85% では荒壁土で $2.611 \sim 2.821 \text{g/cm}^3$ および $0.06 \sim 0.427 \text{N/mm}^2$ 、中塗土は $2.629 \sim 2.816 \text{g/cm}^3$ および $0.077 \sim 0.578 \text{N/mm}^2$ 、原土で $2.645 \sim 2.685 \text{g/cm}^3$ および $0.079 \sim 0.46 \text{N/mm}^2$ をとる。S/C0% の曲げ強度と密度は、前者が増加するのに伴い後者は低下する傾向がある。また、S/C85% の全体、荒壁土および中塗土は、密度が増加しても曲げ強度に変化はみられないと言えるが、原土は後者が低下する傾向がある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = -0.6339x + 2.1482$	($r=-0.191$	$n=17$)
	荒壁土	: $y = -0.1946x + 0.9495$	($r=-0.096$	$n=6$)
	中塗土	: $y = -1.0665x + 3.3349$	($r=-0.250$	$n=7$)
	原土	: $y = -2.8578x + 8.0743$	($r=-0.515$	$n=4$)
S/C85%	全体	: $y = -0.0649x + 0.4454$	($r=-0.024$	$n=21$)
	荒壁土	: $y = 0.0096x + 0.2107$	($r=0.0053$	$n=8$)
	中塗土	: $y = 0.1014x + 0.0129$	($r=0.036$	$n=8$)
	原土	: $y = -7.0915x + 19.208$	($r=-0.838$	$n=5$)

ここに、 y : 曲げ強度 (N/mm^2)

x : 密度 (g/cm^3)

式から明らかなように、S/C0 および 85% の全体、荒壁土、中塗土および原土の相関係数 r は前者で $r=-0.191$ 、 -0.096 、 -0.250 および -0.515 、後者は $r=-0.024$ 、 0.0053 、 0.036 および -0.838 である。両者の原土は、 -0.515 および -0.838 で密接な関係を有するが、S/C0% の全体、荒壁土および中塗土と S/C85% の全体、荒壁土および中塗土は -0.191 、 -0.096 、 -0.250 、 -0.024 、 0.0053 および 0.036 と小さい。

地域別

密度と曲げ強度は、S/C0% の場合、近畿で $2.645 \sim 2.694 \text{g/cm}^3$ および $0.442 \sim 0.895 \text{N/mm}^2$ 、中国は $2.629 \sim 2.685 \text{g/cm}^3$ および $0.197 \sim 0.467 \text{N/mm}^2$ 、四国で $2.677 \sim 2.821 \text{g/cm}^3$ および $0.300 \sim 0.538 \text{N/mm}^2$ を得る。同様に、S/C85% では近畿で $2.645 \sim 2.694 \text{g/cm}^3$ および $0.291 \sim 0.578 \text{N/mm}^2$ 、中国は $2.629 \sim 2.685 \text{g/cm}^3$ および $0.079 \sim 0.355 \text{N/mm}^2$ 、四国で $2.677 \sim 2.821 \text{g/cm}^3$ および $0.114 \sim 0.339 \text{N/mm}^2$ 、関東は $2.611 \sim 2.749 \text{g/cm}^3$ および $0.06 \sim 0.263 \text{N/mm}^2$ をとる。曲げ強度は S/C0% の近畿および中国と S/C85% の近畿および四国で、密度が増加するのに伴い増えるが、前者の四国と後者の中国および関東は曲げ強度も低下する傾向にある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = 5.106x - 12.99$	($r=0.700$	$n=5$)
	中国	: $y = 2.8323x - 7.1938$	($r=0.592$	$n=4$)
	四国	: $y = -0.9661x + 3.0291$	($r=-0.705$	$n=4$)
S/C85%	近畿	: $y = 2.5526x - 6.3582$	($r=0.638$	$n=5$)
	中国	: $y = -0.55x + 1.6754$	($r=-0.102$	$n=5$)
	四国	: $y = 1.0325x - 2.6209$	($r=0.867$	$n=4$)
	関東	: $y = -1.1374x + 3.2002$	($r=-0.622$	$n=4$)

ここに、 y : 曲げ強度 (N/mm^2)

x : 密度 (g/cm^3)

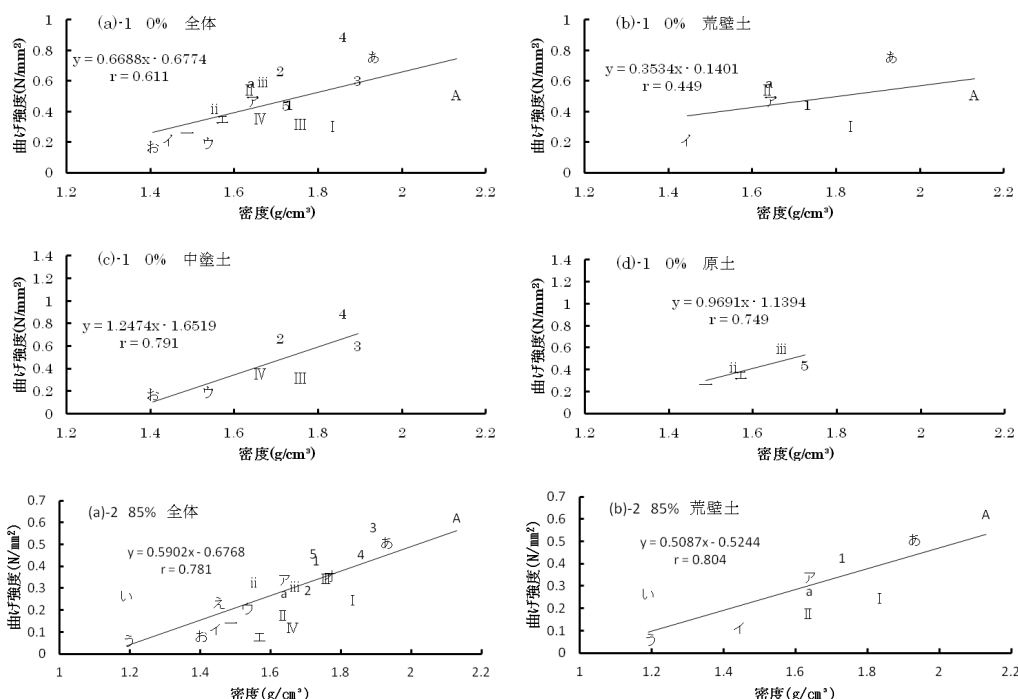
式から明らかなように、S/C0および85%の相関係数 r は、前者の近畿、中国および四国で $r=0.700$ 、 0.592 および -0.705 、後者の近畿、中国、四国および関東で $r=0.638$ 、 -0.102 、 0.867 および -0.622 である。S/C0%の近畿、中国および四国とS/C85%の近畿、中国および四国は $r=0.700$ 、 0.592 、 -0.705 、 0.638 、 -0.622 および 0.867 と密接な関係を有するが、後者の関東のみ $r=-0.102$ と小さい。

③ 評価

曲げ強度は、用途別に見ると $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の密度の場合、S/Cに関わらず全体、荒壁土、中塗土および原土で密度が増加するに伴い増えるが、JISの場合、低下もしくは変化がみられない傾向がある。また、JISの相関係数 r は総じて小さいが、 $r=0.974$ と密接な関係を有するものもある。 $\phi 20 \times 40$ の相関係数 r は全体に見て高い。JISの密度と曲げ強度の関係は、JISの密度が土のみで計測されるが、供試体内に砂およびスサが混入しているため、関係がなくなったものとする。

曲げ強度は、地域別に見るとS/C、 $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ およびJISに関わらず、一部例外があるものの密度が増えるに伴い増加する傾向がある。また、相関係数 r は少なくとも $r=0.5$ 以上あり密接である。

これらから、用途および地域別を総括すると、曲げ強度は密度の増加に伴い増える場合、相関係数 r も高く密接であるが、曲げ強度が低下する場合は r が総じて低く関係が無いと言える。よって、密度と曲げ強度の関係は前者の傾向が強いことが推測される。



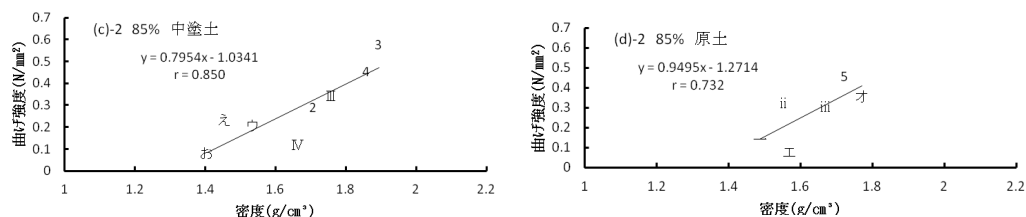


図 3.6.4-18(a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の曲げ強度と $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の密度の関係

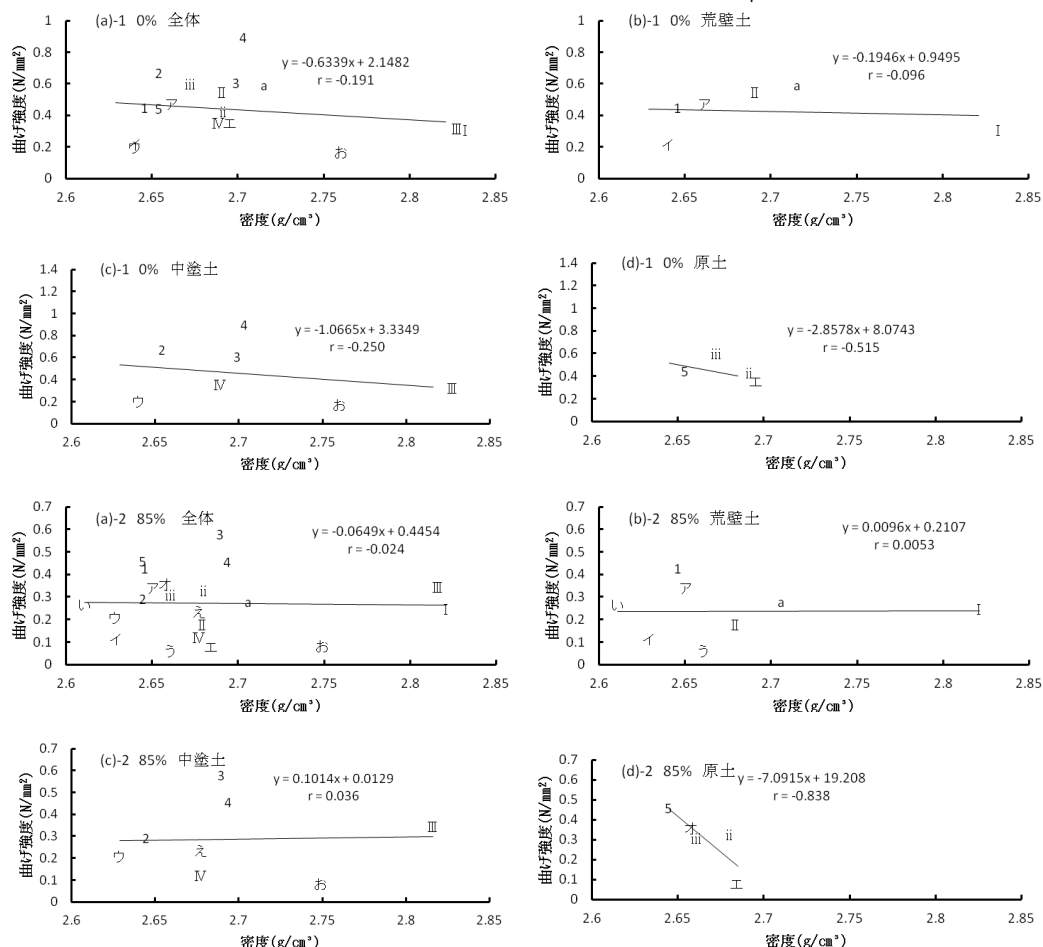


図 3.6.4-19(a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の曲げ強度と JIS の密度の関係

8) 曲げ強度と S/D および JIS の粘土割合の関係

図 3.6.4-20 および図 3.6.4-21 に、曲げ強度と S/D および JIS の粘土割合の関係を示す。また、粘土割合は前述の 3.6.3 の 1) の表 3.6.3-3 および表 3.6.3-4 の粒度特性(S/D および JIS)の値を使用している。試料の不足により、S/C0%の関東の土を作製していないので、地域別で評価をする際 S/C0%は近畿、中国および四国のみで行う。

① S/D

用途別

粘土割合と曲げ強度は、S/C0%の場合、荒壁土で 0.79~53.7%および $0.215 \sim 0.754 \text{N/mm}^2$ 、中塗土は 0.5~27.1%および $0.197 \sim 0.895 \text{N/mm}^2$ 、原土で 4.2~39.9%および $0.261 \sim 0.592 \text{N/mm}^2$ を得る。同様に、S/C85%は荒壁土で 0.54~53.7%および $0.06 \sim 0.624 \text{N/mm}^2$ 、中塗土は 0.5~27.1%および $0.077 \sim 0.578 \text{N/mm}^2$ 、原土で 4.2~44.4%および $0.079 \sim 0.46 \text{N/mm}^2$ をとる。曲げ強度は S/C に関係なく全体、荒壁土および中塗土で粘土割合が増加するのに伴い増えるが、原土のみ低下する傾向があ

る。また、曲げ強度の増加率は S/C に関わらず全体<荒壁土<中塗土の順に増える。
参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = 0.0057x + 0.351$	($r=0.473$	$n=20$)
	荒壁土	: $y = 0.0061x + 0.344$	($r=0.761$	$n=8$)
	中塗土	: $y = 0.018x + 0.2656$	($r=0.663$	$n=7$)
	原土	: $y = -0.0018x + 0.4531$	($r=-0.195$	$n=5$)
S/C85%	全体	: $y = 0.0046x + 0.214$	($r=0.454$	$n=24$)
	荒壁土	: $y = 0.0064x + 0.1959$	($r=0.687$	$n=10$)
	中塗土	: $y = 0.0168x + 0.1061$	($r=0.927$	$n=8$)
	原土	: $y = -0.0049x + 0.4028$	($r=-0.509$	$n=6$)

ここに、y：曲げ強度 (N/mm²)

x：粘土割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、前者の全体および原土で $r=0.473$ および -0.195 と小さいが、前者の荒壁土および中塗土と後者の全体、荒壁土、中塗土および原土で $r=0.761$ 、 0.663 、 0.454 、 0.687 、 0.927 および -0.509 と密接な関係を有する。

地域別

粘土割合と曲げ強度は、S/C0%の場合、近畿で $4.2\sim27.1\%$ および $0.442\sim0.895\text{N/mm}^2$ 、中国は $0.38\sim39.9\%$ および $0.197\sim0.467\text{N/mm}^2$ 、四国で $3.9\sim14.8\%$ および $0.300\sim0.538\text{N/mm}^2$ を得る。同様に、S/C85%では近畿で $4.2\sim27.1\%$ および $0.291\sim0.578\text{N/mm}^2$ 、中国は $0.38\sim44.4\%$ および $0.079\sim0.355\text{N/mm}^2$ 、四国で $3.9\sim14.8\%$ および $0.114\sim0.339\text{N/mm}^2$ 、関東は $0.5\sim53.7\%$ および $0.06\sim0.506\text{N/mm}^2$ をとる。曲げ強度は、S/C および地域に関わらず粘土割合が高くなるのに伴い増加するが、S/C0%の四国のみ低下する傾向がある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = 0.0097x + 0.4881$	($r=0.511$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.0035x + 0.2603$	($r=0.515$	$n=4$)
	四国	: $y = -0.0147x + 0.5109$	($r=-0.754$	$n=4$)
S/C85%	近畿	: $y = 0.0073x + 0.3495$	($r=0.694$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.0011x + 0.1962$	($r=0.184$	$n=5$)
	四国	: $y = 0.0151x + 0.0767$	($r=0.888$	$n=4$)
	関東	: $y = 0.0071x + 0.1311$	($r=0.901$	$n=4$)

ここに、y：曲げ強度 (N/mm²)

x：粘土割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は S/C0%の近畿、中国および四国と S/C85%の近畿、四国および関東で $r=0.511$ 、 0.515 、 -0.754 、 0.694 、 0.888 および 0.901 と、総じて $r=0.5$ 以上あり密接な関係と言えるが、後者の中国のみ $r=0.184$ と小さい。

② JIS

用途別

曲げ強度と粘土割合は、S/C0%の場合、荒壁土で $0.215\sim0.754\text{N/mm}^2$ および $15.6\sim67.7\%$ 、中塗土は $0.197\sim0.895\text{N/mm}^2$ および $11.5\sim58.8\%$ 、原土で $0.351\sim0.592\text{N/mm}^2$ および $15.6\sim44.7\%$ を得る。同様に、S/C85%では荒壁土で $0.06\sim0.427\text{N/mm}^2$ および $15.6\sim67.7\%$ 、中塗土は $0.077\sim0.578\text{N/mm}^2$ および $11.5\sim58.8\%$ 、原土で $0.079\sim0.46\text{N/mm}^2$ および $15.6\sim44.7\%$ をとる。曲げ強度は S/C に関わらず全体、荒壁土および中塗土で粘土割合が増加するのに伴い増える傾向があり、原土のみ低下する。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = 0.004x + 0.3278$	($r=0.335$	$n=17$)
	荒壁土	: $y = 0.0046x + 0.2927$	($r=0.625$	$n=6$)
	中塗土	: $y = 0.0059x + 0.3041$	($r=0.338$	$n=7$)

	原土	: $y = -0.0018x + 0.513$	($r = -0.232$	$n = 4$)
S/C85%	全体	: $y = 0.0021x + 0.2129$	($r = 0.221$	$n = 21$)
	荒壁土	: $y = 0.0005x + 0.224$	($r = 0.066$	$n = 8$)
	中塗土	: $y = 0.0085x + 0.075$	($r = 0.742$	$n = 8$)
	原土	: $y = -0.0105x + 0.6513$	($r = -0.854$	$n = 5$)

ここに、 y ：曲げ強度 (N/mm^2)

x ：粘土割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は前者の全体、荒壁土、中塗土および原土で $r = 0.335$ 、 0.625 、 0.338 および -0.232 、後者は $r = 0.221$ 、 0.066 、 0.742 および -0.854 を得る。曲げ強度と JIS の粘土割合は S/C に関係なく密接なものもあるが、種々の傾向のあることが推察できる。

地域別

曲げ強度と粘土割合は、S/C0%の場合、近畿で $0.442 \sim 0.895 \text{N/mm}^2$ および $15.6 \sim 58.8\%$ 、中国は $0.197 \sim 0.467 \text{N/mm}^2$ および $16.1 \sim 44.7\%$ 、四国で $0.300 \sim 0.538 \text{N/mm}^2$ および $22.8 \sim 28.1\%$ を得る。同様に、S/C85%では近畿で $0.291 \sim 0.578 \text{N/mm}^2$ および $15.6 \sim 58.8\%$ 、中国は $0.079 \sim 0.355 \text{N/mm}^2$ および $16.1 \sim 44.7\%$ 、四国で $0.114 \sim 0.339 \text{N/mm}^2$ および $22.8 \sim 28.1\%$ 、関東は $0.06 \sim 0.263 \text{N/mm}^2$ および $11.5 \sim 22.2\%$ をとる。曲げ強度は S/C85%の中国および四国のみ粘土割合が増加するのに伴い低下するが、全体でみると増加する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = 0.0016x + 0.571$	($r = 0.157$	$n = 5$)
	中国	: $y = 0.0036x + 0.2164$	($r = 0.381$	$n = 4$)
	四国	: $y = 0.0272x - 0.3399$	($r = 0.595$	$n = 4$)
S/C85%	近畿	: $y = 0.0042x + 0.3315$	($r = 0.772$	$n = 5$)
	中国	: $y = -0.0028x + 0.291$	($r = -0.263$	$n = 5$)
	四国	: $y = -0.0374x + 1.1978$	($r = -0.941$	$n = 4$)
	関東	: $y = 0.0043x + 0.0816$	($r = 0.185$	$n = 4$)

ここに、 y ：曲げ強度 (N/mm^2)

x ：粘土割合 (%)

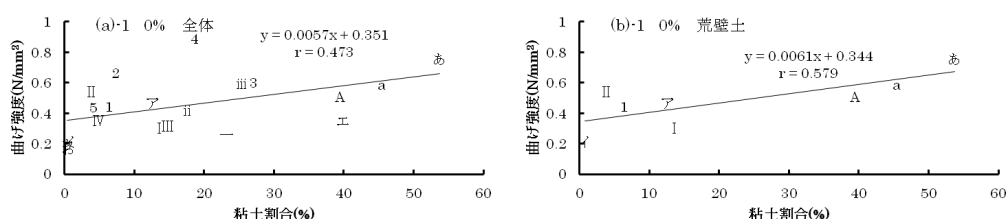
式から明らかなように、相関係数 r は S/C0%の四国と S/C85%の近畿および中国で $r = 0.595$ 、 0.772 および -0.941 と高いが、前者の近畿および中国と後者の中国および関東で $r = 0.157$ 、 0.381 、 -0.263 および 0.185 と関係が小さい。

③ 評価

①および②から、曲げ強度と粘土割合は、用途別にみると S/C、SALD および JIS に関わらず、原土のみ前者が増えるのに伴い後者は減少する傾向があるが、荒壁土、中塗土および原土は後者も増える傾向がある。また、相関係数 r もばらつきがあり、密接な関係があると言えない。よって、基本的に曲げ強度が増加するのに伴い粘土割合も増加する傾向が認められる。

また、曲げ強度は地域別にみると、SALD および JIS に関わらず粘土割合の増加に伴い増える傾向にある。相関係数 r は大略 S/C0% > 85%であり両者密接なことが確認できる。

これらから、一部例外があるものの、曲げ強度と粘土割合は地域別において前者が上昇するのに伴い後者も増える傾向にあるが、用途別に見ると種々の傾向があり一概に評価できない。



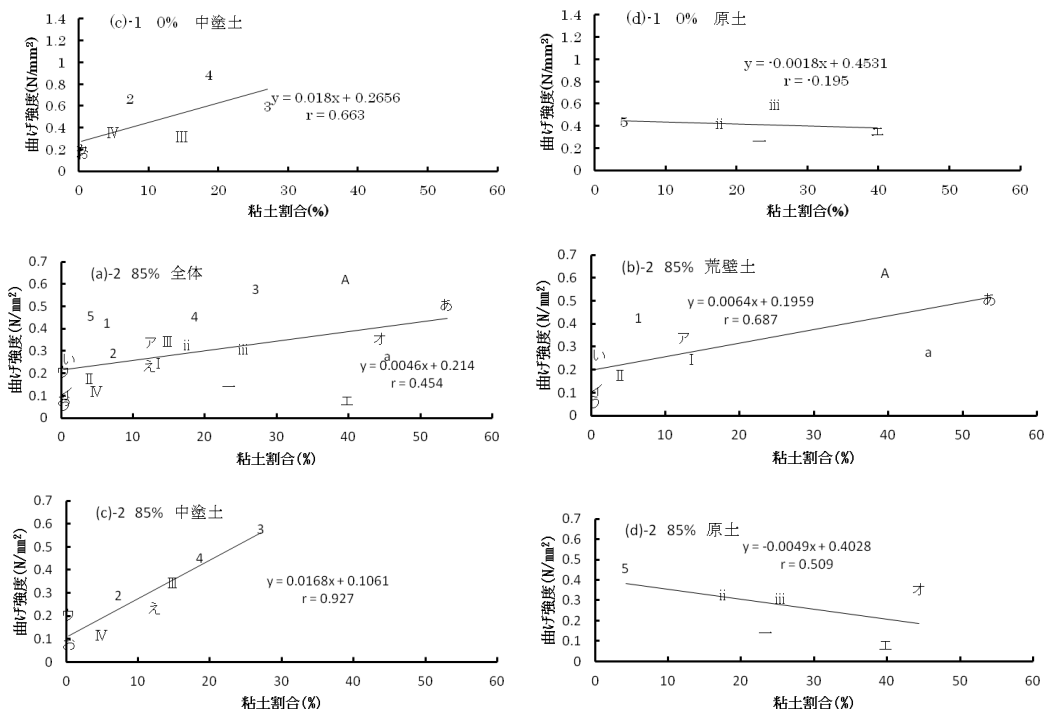


図 3.6.4-20(a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の曲げ強度と SALD の粘土割合の関係

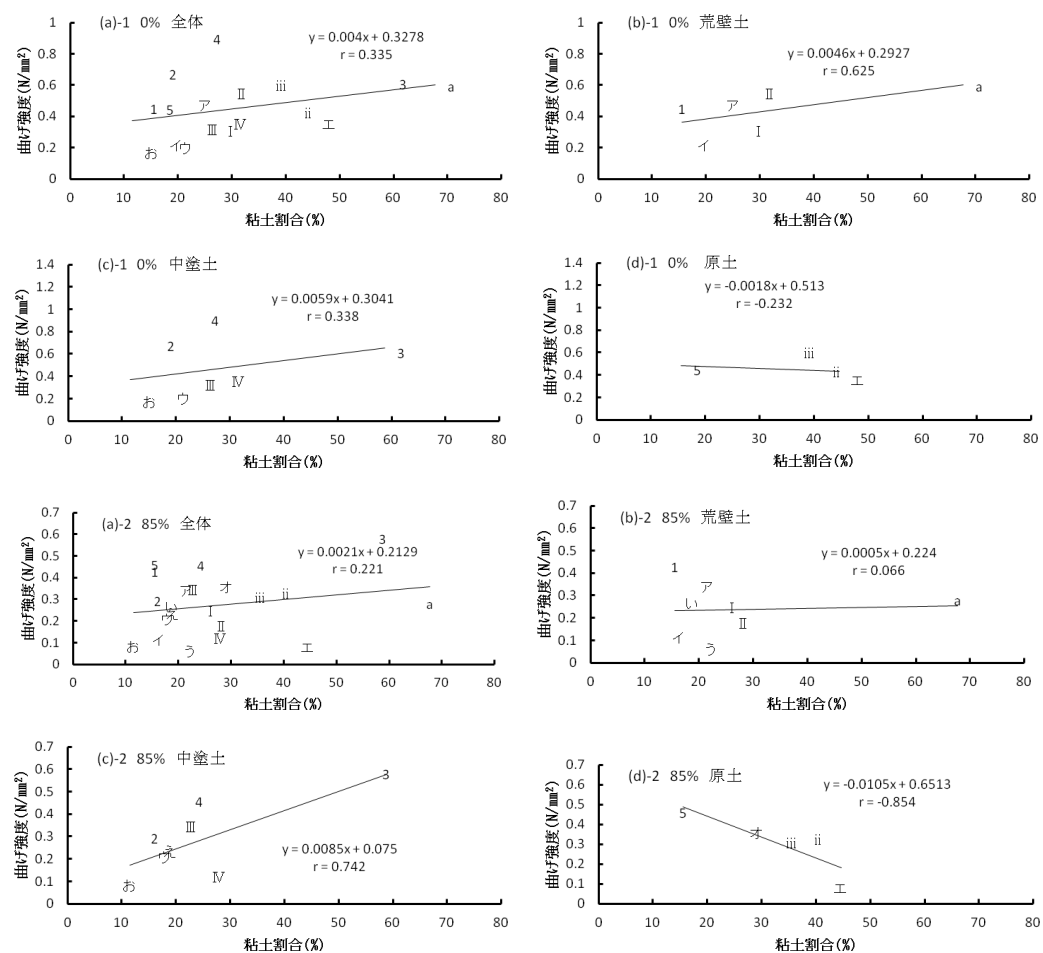


図 3.6.4-21(a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の曲げ強度と JIS の粘土割合の関係

9) 曲げ強度と S/D および JIS のシルト割合の関係

図 3.6.4-22 および図 3.6.4-23 に、曲げ強度と S/D および JIS のシルト割合の関係を示す。また、シルト割合は前述の 3.6.3 の 1) の表 3.6.3-3 および表 3.6.3-4 の粒度特性(S/D および JIS)の粘土とシルトの値を合計したものを使用している。試料の不足により、S/C0%の関東の土を作製していないので、地域別で評価をする際 S/C0%は近畿、中国および四国のみで行う。

① S/D

用途別

曲げ強度とシルト割合は、S/C0%の場合、荒壁土で 0.215~0.754N/mm² および 16.39~100%、中塗土は 0.162~0.895N/mm² および 9.28~85.2%、原土で 0.261~0.592N/mm² および 67.1~99%を得る。同様に、S/C85%では荒壁土で 0.06~0.624N/mm² および 16.39~100%、中塗土は 0.077~0.578N/mm² および 9.28~85.2%、原土で 0.079~0.46N/mm² および 67.1~99.8%をとる。両者の関係は S/C に関わらず全体、荒壁土、中塗土および原土のばらつきが類似している。また、曲げ強度とシルト割合は原土のみ前者が増加するのに伴い後者も低下するが、全体、荒壁土および中塗土はシルト割合も増える傾向がある。また、荒壁土および中塗土はシルト割合が 20~80%とばらつきがあり、原土は 70~100%とシルト割合までに原土の粒度が集中していることが認められる。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = 0.0028x + 0.2769$	($r=0.462$	$n=20$)
	荒壁土	: $y = 0.0034x + 0.2653$	($r=0.675$	$n=8$)
	中塗土	: $y = 0.0047x + 0.2326$	($r=0.590$	$n=7$)
	原土	: $y = -0.0018x + 0.5582$	($r=-0.175$	$n=5$)
S/C85%	全体	: $y = 0.0026x + 0.1371$	($r=0.498$	$n=24$)
	荒壁土	: $y = 0.0038x + 0.1022$	($r=0.680$	$n=10$)
	中塗土	: $y = 0.0039x + 0.0903$	($r=0.758$	$n=8$)
	原土	: $y = -0.0064x + 0.823$	($r=-0.580$	$n=6$)

ここに、 y : 曲げ強度 (N/mm²)

x : シルト割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は前者の全体、荒壁土、中塗土および原土で $r=0.462$ 、 0.765 、 0.590 および -0.175 、後者は $r=0.498$ 、 0.680 、 0.758 および -0.580 を得る。相関係数 r は S/C0%の原土のみ小さいが、全体で見ると密接な関係がある。

地域別

曲げ強度とシルト割合は、S/C0%の近畿で 0.442~0.895N/mm² および 28.4~82.2%、中国で 0.197~0.467N/mm² および 9.28~99.8%、四国で 0.300~0.538N/mm² および 33~85.2%を得る。同様に、S/C85%では近畿で 0.291~0.464N/mm² および 28.4~82.2%、中国で 0.079~0.355N/mm² および 9.28~99.8%、四国で 0.114~0.339N/mm² および 33~85.2%、関東で 0.06~0.508N/mm² および 9.8~100%をとる。シルト割合は全地域で 10%に達していないもの、100%に近いものと差異が生じている。前者の粘土割合と同様に、曲げ強度はシルト割合の増加に伴い増えるが S/C0%の四国のみ低下する傾向にある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = 0.0029x + 0.4468$	($r=0.398$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.0022x + 0.2055$	($r=0.726$	$n=4$)
	四国	: $y = -0.0028x + 0.5282$	($r=-0.625$	$n=4$)
S/C85%	近畿	: $y = 0.003x + 0.2681$	($r=0.763$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.0007x + 0.1768$	($r=0.247$	$n=5$)
	四国	: $y = 0.0037x + 0.0083$	($r=0.971$	$n=4$)
	関東	: $y = 0.004x + 0.0452$	($r=0.871$	$n=4$)

ここに、 y : 曲げ強度 (N/mm²)

x : シルト割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は、S/C0%の近畿、中国および四国で $r=0.398$ 、 0.726 および -0.625 、S/C85%の近畿、中国、四国および関東で $r=0.763$ 、 0.247 、 0.971 および 0.871 を得る。S/C0%の近畿と S/C85%の中国は $r=0.398$ および 0.247 と小さいが、前者の中国および四国と後者の近畿、四国および関東は $r=0.726$ 、 -0.625 、 0.763 、 0.971 および 0.871 と密接な関係がある。

② JIS

用途別

曲げ強度とシルト割合は、S/C0%の場合、荒壁土で $0.215\sim0.754\text{N/mm}^2$ および $27\sim94.3\%$ 、中塗土で $0.162\sim0.895\text{N/mm}^2$ および $26.5\sim97.1\%$ 、原土で $0.351\sim0.592\text{N/mm}^2$ および $31.2\sim77\%$ を得る。同様に S/C85%では荒壁土で $0.06\sim0.427\text{N/mm}^2$ および $27\sim94.3\%$ 、中塗土で $0.077\sim0.578\text{N/mm}^2$ および $26.5\sim97.1\%$ 、原土で $0.079\sim0.46\text{N/mm}^2$ および $31.2\sim77\%$ をとる。曲げ強度は S/C0%の全体、荒壁土および中塗土と S/C85%の全体および中塗土はシルト割合の増加に伴い増える傾向があり、前者の原土と後者の荒壁土および原土は曲げ強度が逆に低下する。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = 0.0032x + 0.2771$	($r=0.388$	$n=20$)
	荒壁土	: $y = 0.0031x + 0.2776$	($r=0.543$	$n=8$)
	中塗土	: $y = 0.0046x + 0.2205$	($r=0.431$	$n=7$)
	原土	: $y = -0.001x + 0.5065$	($r=-0.183$	$n=5$)
S/C85%	全体	: $y = 0.0014x + 0.2002$	($r=0.209$	$n=24$)
	荒壁土	: $y = -0.0007x + 0.2705$	($r=-0.125$	$n=10$)
	中塗土	: $y = 0.0055x + 0.0161$	($r=0.791$	$n=8$)
	原土	: $y = -0.0076x + 0.7267$	($r=-0.933$	$n=6$)

ここに、 y : 曲げ強度 (N/mm^2)

x : シルト割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は S/C0%の荒壁土と S/C85%の中塗土および原土で $r=0.543$ 、 0.791 および -0.933 と高いが、その他は相関係数 $r=0.1\sim0.4$ と小さい。

地域別

曲げ強度とシルト割合は S/C0%の場合、近畿で $0.442\sim0.895\text{N/mm}^2$ および $29.8\sim97.1\%$ 、中国は $0.197\sim0.467\text{N/mm}^2$ および $27\sim77\%$ 、四国で $0.300\sim0.538\text{N/mm}^2$ および $45.5\sim60.1\%$ を得る。同様に、S/C85%では近畿で $0.291\sim0.578\text{N/mm}^2$ および $29.8\sim97.1\%$ 、中国は $0.079\sim0.355\text{N/mm}^2$ および $27\sim77\%$ 、四国で $0.114\sim0.339\text{N/mm}^2$ および $45.5\sim60.1\%$ 、関東は $0.06\sim0.263\text{N/mm}^2$ および $26.5\sim61.8\%$ をとる。曲げ強度は S/C0%の近畿および中国と S/C85%の近畿および四国でシルト割合の増加に伴い増えるが、前者の四国と後者の中国および関東は曲げ強度も低下する傾向にある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = 0.0023x + 0.4993$	($r=0.356$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.0019x + 0.2281$	($r=0.360$	$n=4$)
	四国	: $y = -0.0171x + 1.3009$	($r=-0.958$	$n=4$)
S/C85%	近畿	: $y = 0.0028x + 0.3045$	($r=0.791$	$n=5$)
	中国	: $y = -0.0018x + 0.2959$	($r=-0.304$	$n=5$)
	四国	: $y = 0.0094x - 0.2943$	($r=0.608$	$n=4$)
	関東	: $y = -0.0005x + 0.1818$	($r=-0.081$	$n=4$)

ここに、 y : 曲げ強度 (N/mm^2)

x : シルト割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は S/C0%の四国と S/C85%の近畿、および四国で $r=-0.958$ 、 0.791 および 0.608 と密接な関係を有するが、その他は相関係数 $r=0.1\sim0.4$ と小さい。

③ 評価

①および②から、曲げ強度は、用途別にみると、S/C、SALD および JIS に関わらず、全体、荒

壁土および中塗土でシルト割合が増えるのに伴い増加する。相関係数 r は、SALD および S/C85%の方は密接な関係を有するが、JIS および S/C0%の方は小さい。曲げ強度は原土において SALD および JIS に関係なく、シルト割合が増加するのに伴い減少する。また、SALD の S/C0 および 85%は $r=-0.175$ および -0.183 と小さいが、JIS の S/C0 および 85%の場合 $r=-0.580$ および -0.933 と密接と言える。これは、土質試験を依頼する際に送付した原土の試料に粒子径の極端に大きいものが多く含まれていたため、SALD と JIS に差異が出たと推察する。

曲げ強度は地域別にみると、JIS の S/C85%の中国および関東でシルト割合が大きくなるのに伴い低下するが、相関係数 r は -0.304 および -0.081 と小さく前述の傾向があると断言できない。また、曲げ強度は、全体的に言えばシルト割合の増加に伴い増加する傾向が認められ、 $r=0.5$ 以上を得るものも多数確認できるため、曲げ強度とシルト割合の関係は比例関係にあると考える。

これらから、曲げ強度は一部例外があるものの、SALD、JIS、用途および地域別に関わらず、シルト割合の増加に伴い増える傾向にあることが明らかになった。

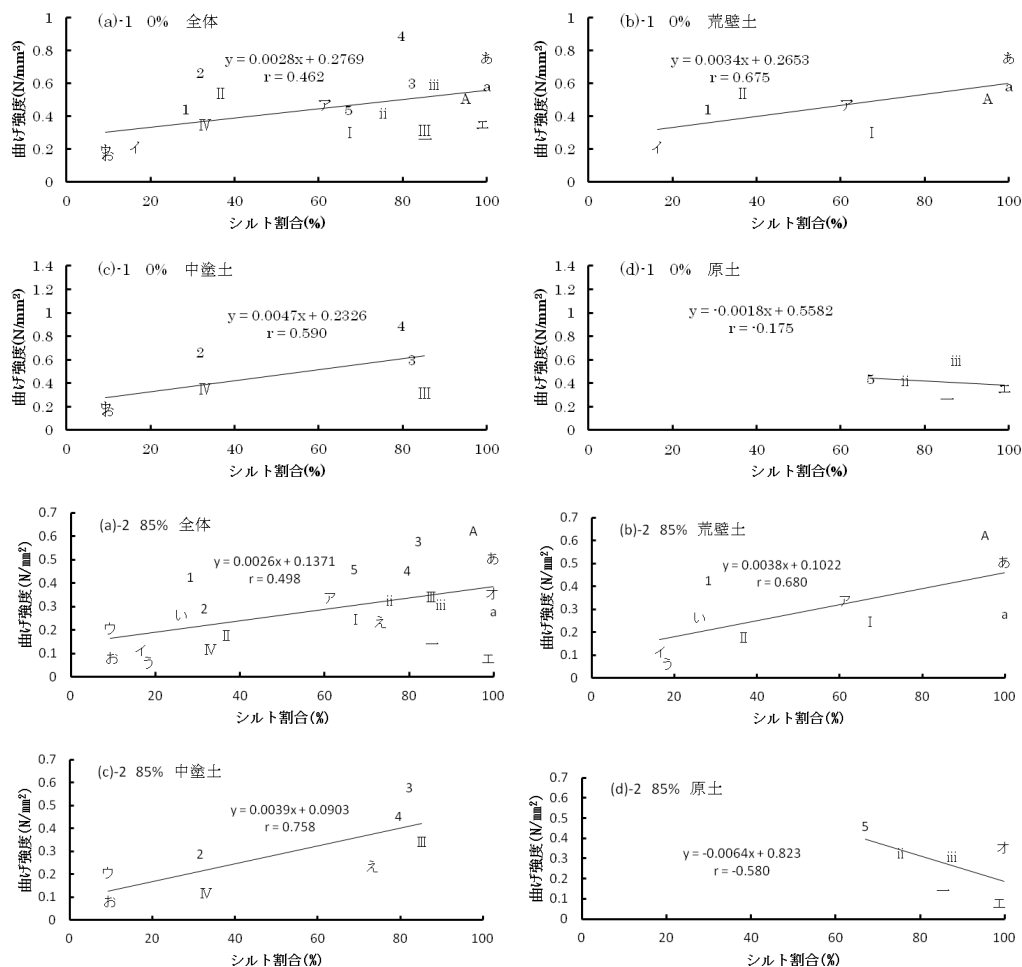
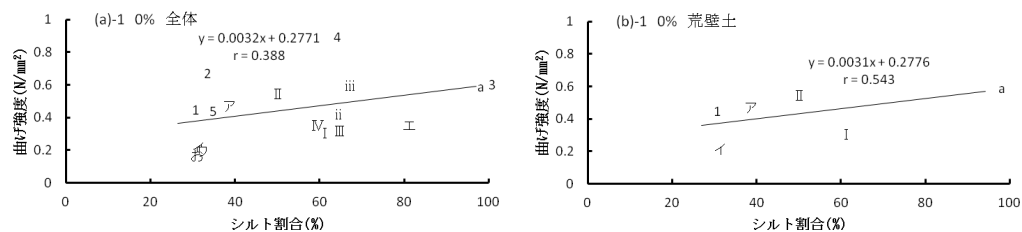


図 3.6.4-22 (a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の曲げ強度と SALD のシルト割合の関係



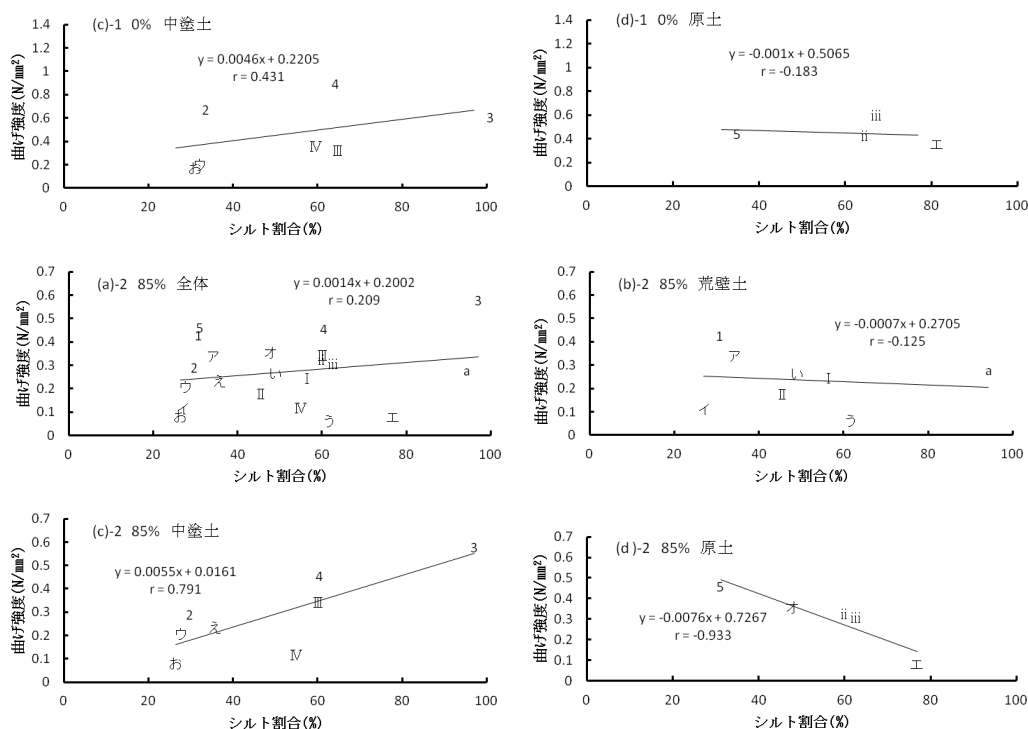


図 3.6.4-23 (a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の曲げ強度と JIS のシルト割合の関係

10) 圧縮強度

図 3.6.4-24～図 3.6.4-26 および表 3.6.4-4 に 40×40×160mm 供試体の圧縮試験結果を示す。

① 用途別

圧縮ひずみ曲線は、S/C に関わらず 2 種類の傾向がある。応力が緩慢に増加するものと急激に増えるもので、両者とも最大応力に達すると、前者は横ばいで粘りがあるが、後者はすぐに応力低下する脆いものが確認できる。粘りのある方は、ひずみ 0.05 前後で 0.96~3.15N/mm²、急激に低下する方はひずみ 0.05~0.07 程度で 0.42~1.61N/mm²を得る。両者とも、ひずみ 0.05 前後で最大を取り、後者には、1.5N/mm²程度の強度と粘りが両立するものも確認できる。圧縮強度は、S/C0 および 85%の荒壁土で 0.57~3.15N/mm²および 0.43~2.30N/mm²、中塗土は 0.51~2.52N/mm²および 0.42~1.76N/mm²、原土で 1.16~1.88N/mm²および 0.78~1.50N/mm²を得る。また、圧縮強度の割合は、京都の強さ 1.11N/mm²を 1 とすると前者の荒壁土、中塗土および原土で 0.51~2.84、0.45~2.27 および 1.04~1.69 倍となる。同様に、後者は 0.38~2.07、0.37~1.58 および 0.70~1.35 倍を得る。図からわかるように、最大応力は用途および地域に関わらず、S/C0>85%の傾向が認められる。

荒壁土は、粘りの無い脆いものが大半を占めているが、原土は粘りのあるものが多くある。中塗土の場合、脆いものと粘りのあるものがそれぞれ確認できる。

② S/C 別

圧縮ひずみ曲線は S/C0 および 85%に関わらず粘りのあるものと脆いものの 2 つの傾向を示す。最大応力は、例外なく S/C85%が S/C0%の応力を越えることはないが、後者が前者と同等の応力を得ているものもある。圧縮強度は粘りが出ている場合、S/C0 および 85%で差が認められないが、脆いものの場合、S/C0%>85%の差が顕著になることが確認できる。

③ 地域別

圧縮ひずみ曲線は、地域別による特徴があまりみられない。しかし、都道府県別でみると、用途に関わらず、それぞれで同じ傾向があることが確認できる。

④ 評価

①、②および③より、40×40×160mm 供試体の圧縮強度は、都道府県別にみると用途および S/C

に関わらず 2 種類の傾向がある。また、最大応力は荒壁土>中塗土>原土となるが、粘り強さでは逆の傾向がある。圧縮強度は、3.6.4 の曲げ強度と同様に 22 および 23 年度で練り混ぜおよび打込みをした場合で差が出ることが認められる。最大応力は、前者で総じて値が高くなり、後者は低い傾向がある。これは、その年に使用した稲スサ、強度試験の季節など多くの要因が影響したと推察する。

表 3.6.4-4 S/C、用途および地域別の圧縮試験結果

強度 地域		圧縮強度 (N/mm ²)							
		0%				85%			
		荒壁土	中塗土	原土	煉瓦用土	荒壁土	中塗土	原土	煉瓦用土
基準		—	—	—	—				
京都府	近畿	1.11	1.16	1.26	—	0.78	0.66	0.78	—
埼玉県	関東	3.15	—	—	—	2.30	—	—	—
石川県輪島市	北陸	2.12	0.92	—	—	1.28	—	—	—
岐阜県 大垣市糸坂町	東海	1.44	—	—	—	1.55	—	—	—
岡山県倉敷市	中国	1.20	—	—	—	0.64	—	—	—
鳥取県鳥取市 用瀬町家奥	中国	0.57	0.51	—	—	0.43	0.42	—	—
滋賀県 東近江市	近畿	—	2.32	—	—	—	1.62	—	—
兵庫県	近畿	—	2.52	—	—	—	1.76	—	—
福岡県 糸島市本	九州	—	—	1.26	—	—	—	0.96	—
福岡県 糸島市飯原	九州	—	—	1.17	—	—	—	0.86	—
福島県郡山	東北	—	—	—	1.16	—	—	—	0.91
荒井家	関東	—	—	—	—	1.29	0.84	—	—
那須町	関東	—	0.91	—	—	1.04	0.57	—	—
徳島県徳島市 八万町大坪	九州	1.22	1.25	—	—	0.90	1.09	—	—
徳島県美馬市 脇町馬木	九州	1.61	1.59	—	—	1.24	0.99	—	—
琴浦町	中国	—	—	1.88	—	—	—	0.89	—
倉吉市	中国	—	—	—	—	—	—	1.49	—
栃木県 栃木市室町	関東	—	—	1.62	—	—	—	1.50	—

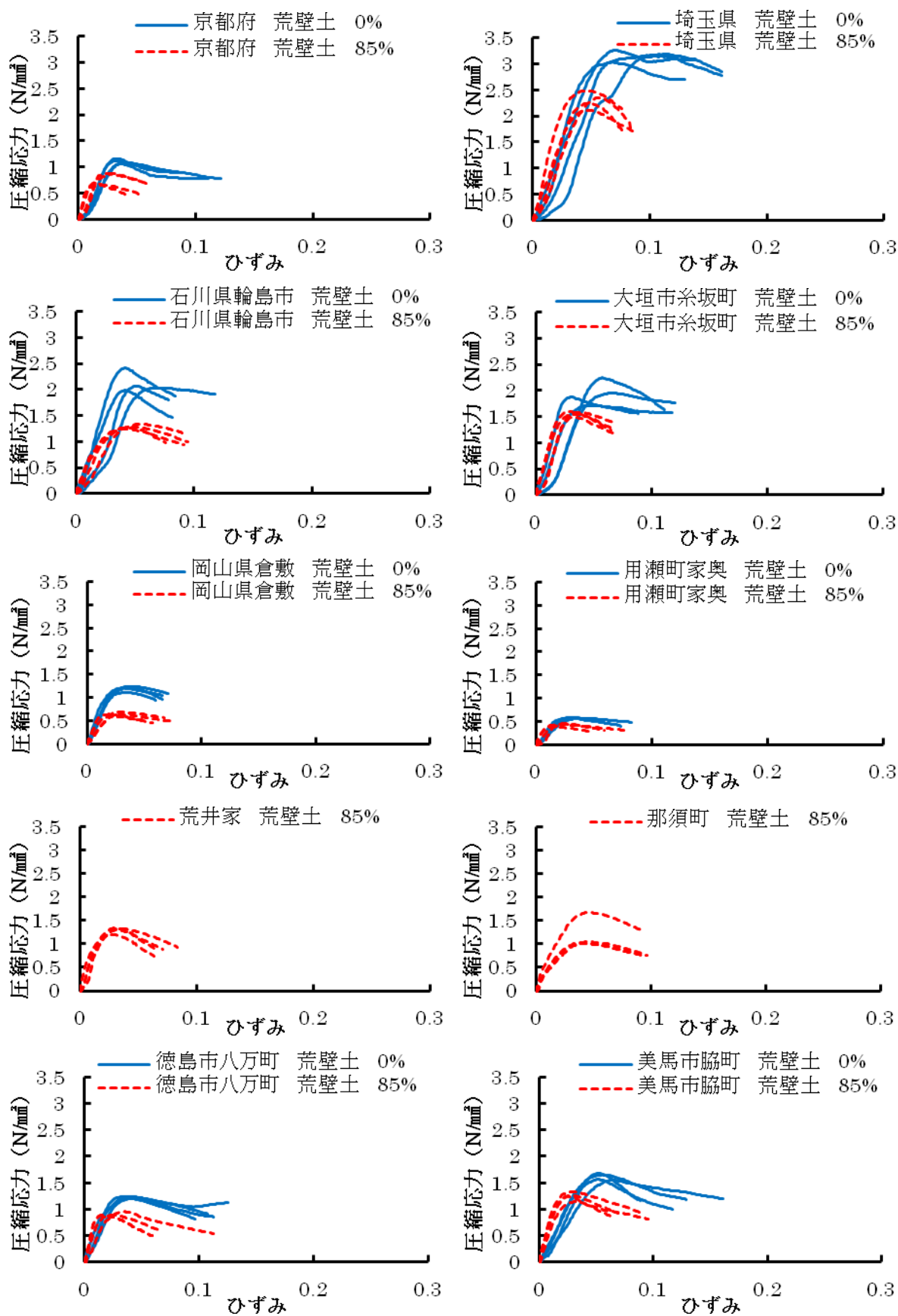


図 3.6.4-24 圧縮応力度とひずみの関係(40×40×160mm 供試体、S/C0 および 85%、荒壁土)

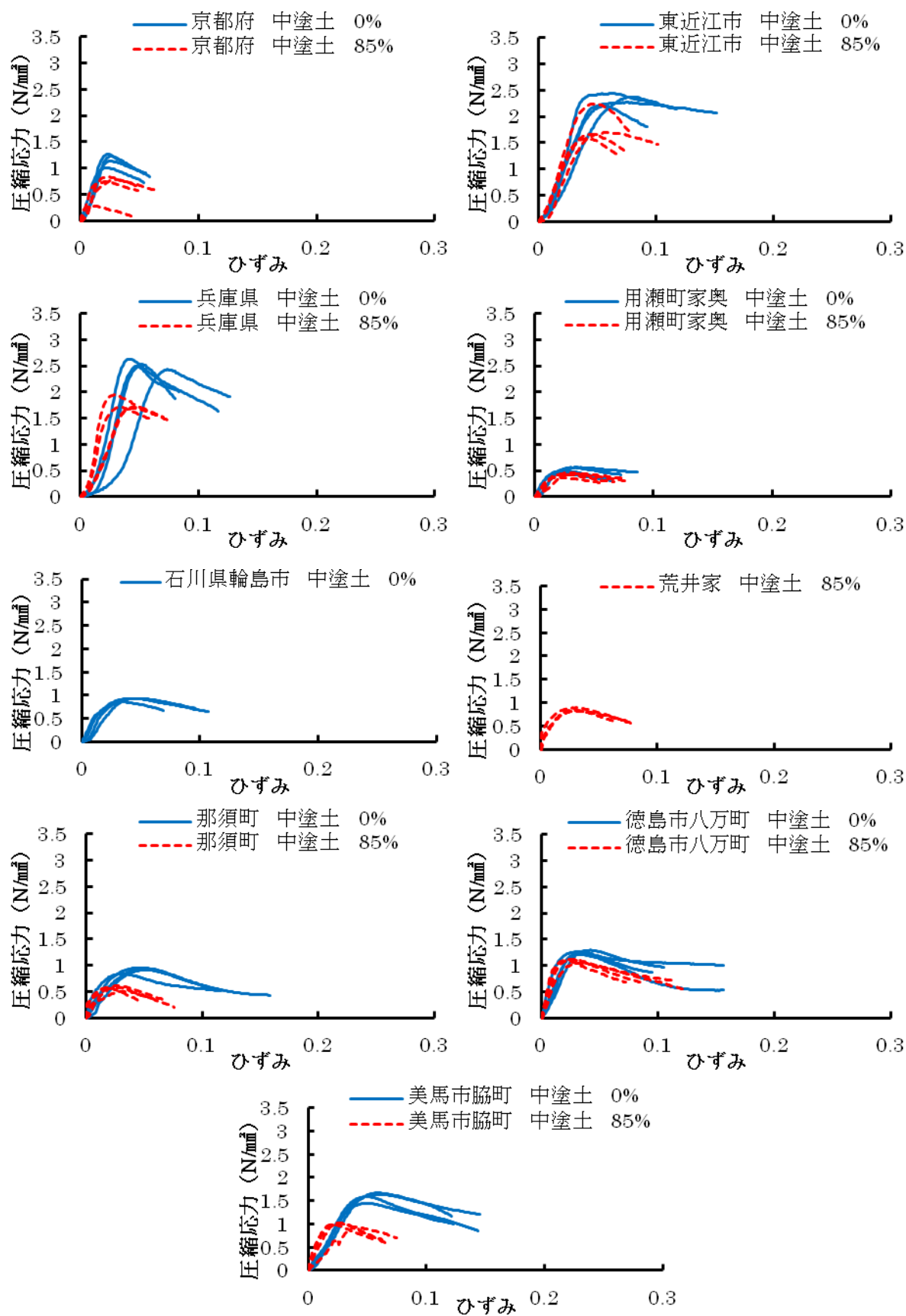


図 3.6.4-25 圧縮応力度とひずみの関係(40×40×160mm 供試体、S/C0 および 85%、中塗土)

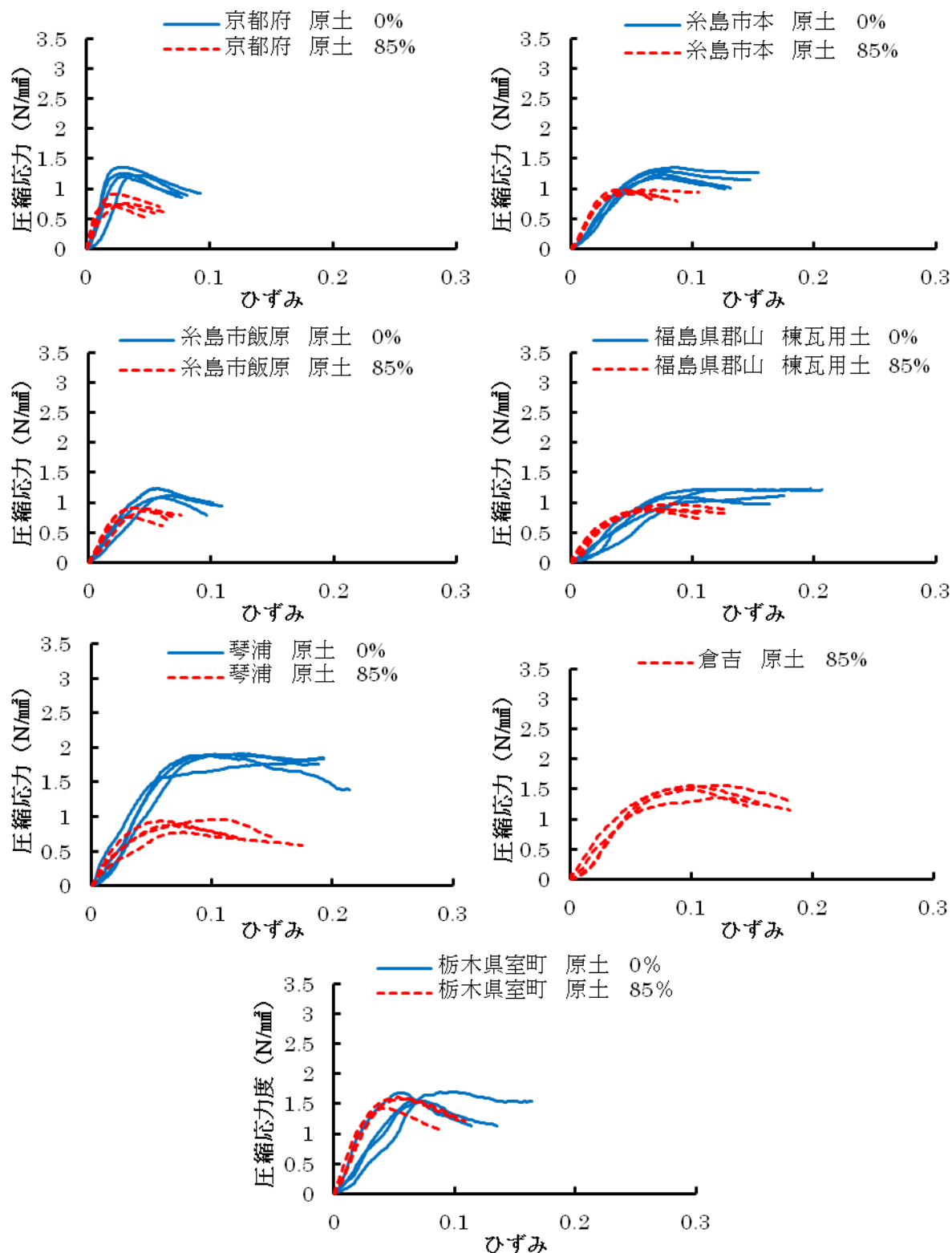


図 3.6.4-26 圧縮応力度とひずみの関係(40×40×160mm 供試体、S/C0 および 85%、原土)

11) 圧縮強度と SLD および JIS の平均粒径の関係

図 3.6.4-27 および図 3.6.4-28 に、40×40×160mm 供試体の圧縮強度と SLD および JIS の平均粒径の関係を示す。また、試料の不足により、S/C0%の関東の土を作製していないので、地域別で評価をする際 S/C0%は近畿、中国および四国のみで行う。

① SALD

用途別

平均粒径と圧縮強度は、S/C0%の場合、荒壁土で 0.0048~0.2522mm および 0.57~3.15N/mm²、中塗土は 0.019~0.352mm および 0.51~2.52N/mm²、原土で 0.007~0.0534mm および 1.16~1.88N/mm² を得る。同様に、S/C85%では荒壁土で 0.0048~0.317mm および 0.64~1.55N/mm²、中塗土は 0.0154~0.352mm および 0.42~1.76N/mm²、原土で 0.006~0.0534mm および 0.78~1.49N/mm² をとる。また、圧縮強度は S/C および用途別に関わらず、平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = -3.1985x + 1.7902$	($r = -0.573$	$n = 20$)
	荒壁土	: $y = -4.4783x + 1.9704$	($r = -0.612$	$n = 8$)
	中塗土	: $y = -4.0667x + 2.1201$	($r = -0.790$	$n = 7$)
	原土	: $y = -7.9446x + 1.546$	($r = -0.465$	$n = 5$)
S/C85%	全体	: $y = -1.7625x + 1.268$	($r = -0.519$	$n = 21$)
	荒壁土	: $y = -2.1276x + 1.413$	($r = -0.483$	$n = 8$)
	中塗土	: $y = -2.5178x + 1.4741$	($r = -0.816$	$n = 8$)
	原土	: $y = -7.9196x + 1.1558$	($r = -0.547$	$n = 5$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm²)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、全体、荒壁土、中塗土および原土で、前者が $r = -0.573$ 、 -0.612 、 -0.790 および -0.465 、後者が $r = -0.519$ 、 -0.483 、 -0.816 および -0.547 を与える。両者とも相関係数 r は $r = -0.45$ 以上あり密接で、S/C に関わらず荒壁土<中塗土となる。

地域別

平均粒径と圧縮強度は、S/C0%の場合、近畿で 0.019~0.239mm および 1.11~2.52N/mm²、中国は 0.007~0.291mm および 0.51~1.88N/mm²、四国で 0.02~0.164mm および 1.22~1.61N/mm² を得る。同様に、S/C85%では近畿で 0.0154~0.239mm および 0.66~1.76N/mm²、中国は 0.006~0.291mm および 0.42~1.49N/mm²、四国で 0.02~0.19mm および 0.9~1.24N/mm²、関東は 0.0048~0.352mm および 0.57~1.29N/mm² となる。また、平均粒径と圧縮強度は S/C に関わらず近畿、中国および関東で前者の増加に伴い後者は低下するが、四国のみ後者も増える傾向にある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = -4.7512x + 2.2097$	($r = -0.798$	$n = 5$)
	中国	: $y = -4.2139x + 1.6681$	($r = -0.942$	$n = 4$)
	四国	: $y = 2.3325x + 1.1831$	($r = 0.983$	$n = 4$)
S/C85%	近畿	: $y = -3.5515x + 1.5205$	($r = -0.780$	$n = 5$)
	中国	: $y = -2.4478x + 1.0688$	($r = -0.770$	$n = 4$)
	四国	: $y = 0.6035x + 0.9944$	($r = 0.369$	$n = 4$)
	関東	: $y = -4.023x + 2.2297$	($r = -0.958$	$n = 5$)

ここに、 y : 曲げ強度 (N/mm²)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、前者の近畿、中国および四国で $r = -0.798$ 、 -0.942 および 0.983 、後者の近畿、中国、四国および関東は $r = -0.780$ 、 -0.770 、 0.369 および -0.958 を得る。よって、相関係数 r は、S/C85%の四国のみ 0.369 と小さいが、全体で言えば $r = -0.75$ 以上を示し密接である。また、S/C0%の四国は 0.983 と密接な関係にあるが、試料の数が少ないことも一因と考える。

② JIS

用途別

平均粒径と圧縮強度は S/C0%の場合、荒壁土で 0.0013~0.3557mm および 0.57~2.12N/mm²、中塗

土は 0.032~0.3197mm および 0.51~2.52N/mm²、原土で 0.0073~0.1776mm および 1.17~1.88N/mm² を得る。同様に、S/C85%では、荒壁土で 0.0013~0.3557mm および 0.43~1.29N/mm²、中塗土は 0.0032~0.3197mm および 0.42~1.76N/mm²、原土で 0.0073~0.1776mm および 0.78~1.49N/mm²をとる。また、圧縮強度は全体で言えば平均粒径が大きくなるのに伴い低くなるが、S/C85%の原土のみ圧縮強度も高くなる傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = -3.4302x + 1.7954$	($r = -0.752$)	($n = 17$)
	荒壁土	: $y = -3.1707x + 1.7702$	($r = -0.854$)	($n = 6$)
	中塗土	: $y = -4.7778x + 2.0808$	($r = -0.839$)	($n = 7$)
	原土	: $y = -1.2894x + 1.463$	($r = -0.323$)	($n = 4$)
S/C85%	全体	: $y = -2.2925x + 1.2478$	($r = -0.720$)	($n = 21$)
	荒壁土	: $y = -2.2506x + 1.2301$	($r = -0.888$)	($n = 8$)
	中塗土	: $y = -3.2882x + 1.4655$	($r = -0.859$)	($n = 8$)
	原土	: $y = 0.5884x + 0.957$	($r = 0.157$)	($n = 5$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm²)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、全体、荒壁土、中塗土および原土で、前者が $r = -0.752$ 、 -0.854 、 -0.839 および -0.323 、後者が $r = -0.720$ 、 -0.888 、 -0.859 および 0.157 となる。相関係数 r は S/C に関わらず全体、荒壁土および中塗土で $r = -0.7$ 以上あり密接である。また、原土のみ小さく S/C85%に至っては正の相関にあるが、試料数も少ないことも一因と考える。

地域別

平均粒径と圧縮強度は、S/C0%の場合、近畿で 0.032~0.1984mm および 1.11~2.52N/mm²、中国は 0.0073~0.3557mm および 0.51~1.88N/mm²、四国で 0.0364~0.049mm および 1.22~1.61N/mm²を得る。同様に、S/C85%では近畿で 0.0032~0.1984mm および 0.66~1.76N/mm²、中国は 0.0073~0.3557mm および 0.42~1.49N/mm²、四国で 0.0364~0.049mm および 0.90~1.24N/mm²、関東は 0.0331~0.263mm および 0.57~1.29N/mm²となる。また、圧縮強度は S/C に関わらず近畿、中国および関東で平均粒径の増加に伴い低下するが、四国は増加する傾向にある。しかし、四国の平均粒径は 0.036~0.049mm と狭い範囲での検討となり、圧縮強度と平均粒径の関係があると言えない。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = -7.1804x + 2.5355$	($r = -0.972$)	($n = 5$)
	中国	: $y = -3.9361x + 1.9578$	($r = -0.963$)	($n = 4$)
	四国	: $y = 34.66x - 0.0521$	($r = 0.942$)	($n = 4$)
S/C85%	近畿	: $y = -5.5123x + 1.7814$	($r = -0.976$)	($n = 5$)
	中国	: $y = -2.1958x + 1.233$	($r = -0.723$)	($n = 4$)
	四国	: $y = 13.703x + 0.474$	($r = 0.540$)	($n = 4$)
	関東	: $y = -2.1579x + 1.2721$	($r = -0.819$)	($n = 5$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm²)

x : 平均粒径 (mm)

式からも明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、前者の近畿、中国および四国で $r = -0.972$ 、 -0.963 および 0.942 、後者の近畿、中国、四国および関東は $r = -0.976$ 、 -0.723 、 0.540 および -0.819 を得る。よって、相関係数 r は全地域で $r = 0.5$ 以上あり密接な関係を有する。また、四国のみ正の相関にあるが、試料数が少ないことも一因と考える。

③ 評価

①および②より、圧縮強度は、用途別に見ると S/C、SALD および JIS に関わらず一部例外があるものの平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向がある。また、相関係数 r は、S/C に関わらず全体、荒壁土および中塗土は高く密接と言えるが、原土は小さい。

圧縮強度は、地域別に見ると S/C、SALD および JIS に関わらず、平均粒径が大きくなるのに伴

い低下するが、四国のみ正の相関を与え、逆の傾向を示す。相関係数 r は、一部例外があるものの $r=-0.45$ 以上あり密接と言える。

圧縮強度は、用途および地域別で見ると平均粒径の増加に伴い低下する傾向があることが明らかになった。また、原土および四国は圧縮強度も増加する場合があるが、前者の相関係数は一部例外があるものの $r=0.1$ 未満と関係が無く、後者は相関係数が高いものの平均粒径が総じて小さいため反対の傾向を示す結果になったと考える。

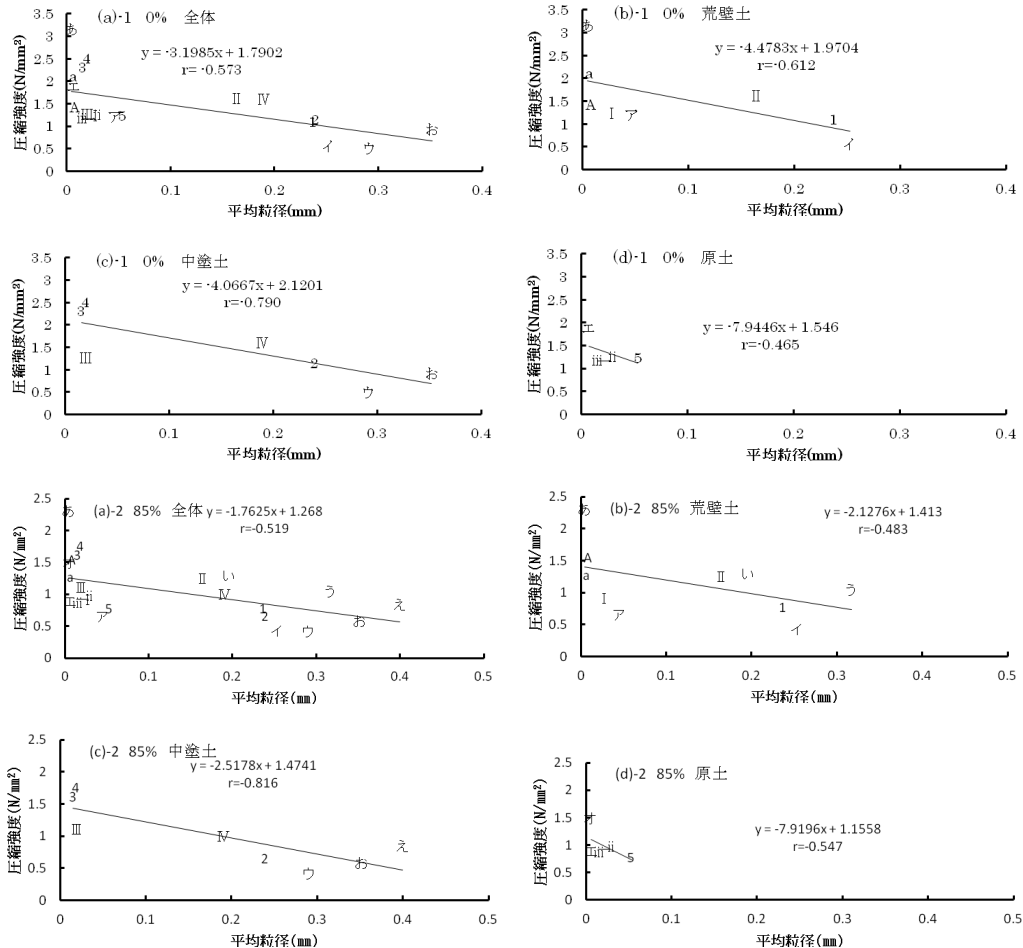
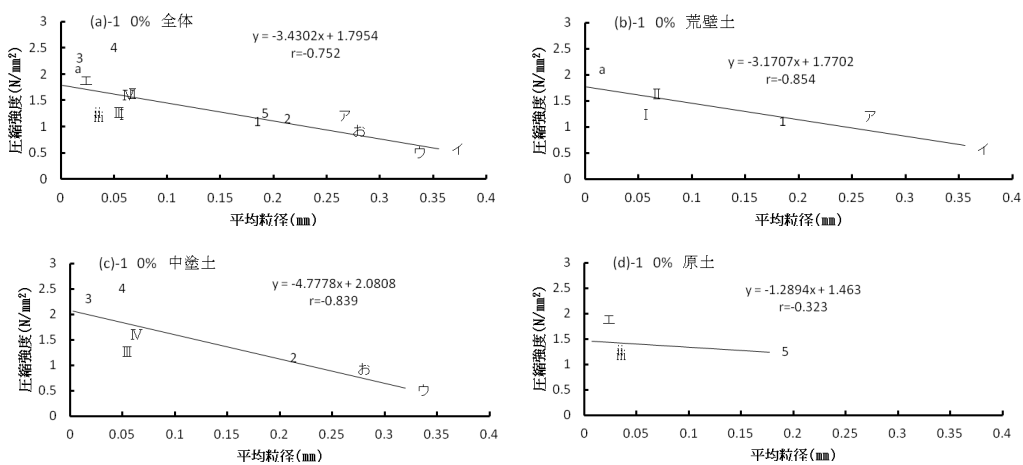


図 3.6.4-27(a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の圧縮強度と SALD の平均粒径の関係



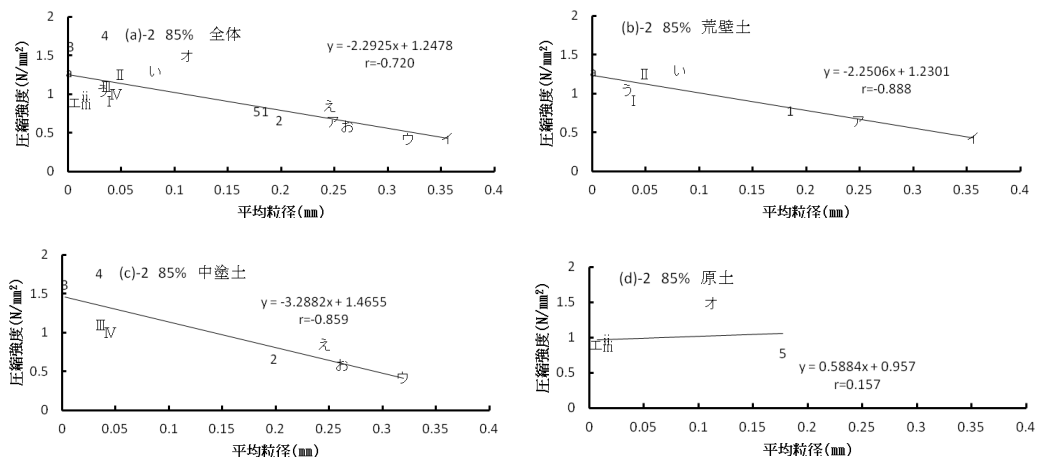


図 3.6.4-28 (a) (b) (c) (d) -1.2 S/C0 および 85%の圧縮強度と JIS の平均粒径の関係

12) 圧縮強度と密度の関係

図 3.6.4-29 および図 3.6.4-30 に 40×40×160mm 供試体の圧縮強度と φ20×40mm 供試体および JIS の密度の関係を示す。また、試料の不足により、S/C0%の関東の土を作製していないので、地域別で評価をする際 S/C0%は近畿、中国および四国のみで行う。

① φ 20×40mm 供試体の密度

用途別

密度と曲げ強度は S/C0%の場合、荒壁土で 1.444~2.13g/cm³ および 0.57~3.15N/mm²、中塗土は 1.406~1.895g/cm³ および 0.51~2.52N/mm²、原土で 1.488~1.724g/cm³ および 1.16~1.88N/mm² を得る。同様に、S/C85%では荒壁土で 1.192~2.13g/cm³ および 0.43~1.55N/mm²、中塗土は 1.406~1.895 g/cm³ および 0.42~1.76N/mm²、原土で 1.488~1.772 g/cm³ および 0.78~1.49N/mm² をとる。また、圧縮強度は S/C および用途別に関わらず一部例外があるものの密度が高くなるのに伴い増加する傾向にある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = 2.0243x - 1.9535$	($r=0.554$	$n=20$)
	荒壁土	: $y = 1.5781x - 1.2081$	($r=0.428$	$n=8$)
	中塗土	: $y = 3.5145x - 4.4713$	($r=0.831$	$n=7$)
	原土	: $y = -0.3505x + 1.9073$	($r=-0.110$	$n=5$)
S/C85%	全体	: $y = 1.0339x - 0.6455$	($r=0.504$	$n=24$)
	荒壁土	: $y = 0.7122x - 0.022$	($r=0.403$	$n=10$)
	中塗土	: $y = 2.2048x - 2.6666$	($r=0.823$	$n=8$)
	原土	: $y = 1.0916x - 0.7976$	($r=0.467$	$n=6$)

ここに、y : 圧縮強度 (N/mm²)

x : 密度 (g/cm³)

式から明らかなように、全体、荒壁土、中塗土および原土の相関係数 r は、S/C0%で $r=0.554$ 、 0.428 、 0.831 および -0.110 、S/C85%で $r=0.504$ 、 0.403 、 0.823 および 0.467 となる。前者の原土のみ負の相関であるが、 $r=-0.110$ と小さい。

地域別

密度と曲げ強度は S/C0%の場合、近畿で 1.708~1.895g/cm³ および 1.11~2.52N/mm²、中国は 1.444~1.644g/cm³ および 0.51~1.88N/mm²、四国で 1.636~1.836g/cm³ および 1.22~1.61N/mm² を得る。同様に、S/C85%では近畿で 1.708~1.895g/cm³ および 0.66~1.76N/mm²、中国は 1.444~1.772g/cm³ および 0.42~1.49N/mm²、四国で 1.636~1.836g/cm³ および 0.90~1.24N/mm²、関東は 1.192~1.933g/cm³ および 0.57~1.29N/mm² をとる。また、圧縮強度は全体で言えば密度が大きくなるのに伴い増加するが、四国のみ逆の傾向がある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = 7.6164x - 11.909$	($r=0.958$	$n=5$)
	中国	: $y = 4.3645x - 5.7238$	($r=0.566$	$n=4$)
	四国	: $y = -2.1931x + 5.1962$	($r=-0.953$	$n=4$)
S/C85%	近畿	: $y = 5.8878x - 9.3804$	($r=0.969$	$n=5$)
	中国	: $y = 3.1486x - 4.2455$	($r=0.871$	$n=4$)
	四国	: $y = -1.124x + 2.9917$	($r=-0.708$	$n=4$)
	関東	: $y = 1.5778x - 1.0595$	($r=0.716$	$n=5$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : 密度 (g/cm^3)

式から明らかなように、S/C0 および 85% の相関係数 r は前者の近畿、中国および四国で $r=0.958$ 、 0.566 および -0.953 、後者の近畿、中国、四国および関東で $r=0.969$ 、 0.871 、 -0.708 および 0.716 である。よって、相関係数 r は S/C に関わらず、 $r=0.5$ 以上と密接な関係が認められるが、四国のみ負の相関を示している。

② JIS

用途別

密度と圧縮強度は S/C0% の場合、荒壁土で $2.629 \sim 2.821 \text{g/cm}^3$ および $0.57 \sim 2.12 \text{N/mm}^2$ 、中塗土は $2.629 \sim 2.816 \text{g/cm}^3$ および $0.51 \sim 2.52 \text{N/mm}^2$ 、原土で $2.645 \sim 2.685 \text{g/cm}^3$ および $1.17 \sim 1.88 \text{N/mm}^2$ を得る。同様に、S/C85% では荒壁土で $2.611 \sim 2.821 \text{g/cm}^3$ および $0.43 \sim 1.29 \text{N/mm}^2$ 、中塗土は $2.629 \sim 2.816 \text{g/cm}^3$ および $0.42 \sim 1.76 \text{N/mm}^2$ 、原土で $2.645 \sim 2.685 \text{g/cm}^3$ および $0.78 \sim 1.49 \text{N/mm}^2$ をとる。圧縮強度は、S/C および用途に関わらず密度が大きくなるのに伴い増加するが、S/C85% の原土は逆の傾向になる。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = 1.6592x - 3.0688$	($r=0.171$	$n=17$)
	荒壁土	: $y = 2.2691x - 4.796$	($r=0.307$	$n=6$)
	中塗土	: $y = 0.5974x - 0.1474$	($r=0.052$	$n=7$)
	原土	: $y = 11.182x - 28.439$	($r=0.626$	$n=4$)
S/C85%	全体	: $y = 1.0068x - 1.722$	($r=0.150$	$n=21$)
	荒壁土	: $y = 0.5764x - 0.5923$	($r=0.118$	$n=8$)
	中塗土	: $y = 1.6833x - 3.5466$	($r=0.208$	$n=8$)
	原土	: $y = -1.1538x + 4.0719$	($r=-0.067$	$n=5$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : 密度 (g/cm^3)

式から明らかなように、S/C0 および 85% の全体、荒壁土、中塗土および原土の相関係数 r は前者で $r=0.171$ 、 0.307 、 0.052 および 0.626 、後者で $r=0.150$ 、 0.118 、 0.208 および -0.067 である。S/C0% の原土のみ係数が高く密接であるが、全体でみると $r=0.4$ を越えることはなく小さい。そのため、圧縮強度と JIS の密度の関係は僅かと考える。

地域別

密度と圧縮強度は、S/C0% の場合、近畿で $2.645 \sim 2.694 \text{g/cm}^3$ および $1.11 \sim 2.52 \text{N/mm}^2$ 、中国は $2.629 \sim 2.685 \text{g/cm}^3$ および $0.51 \sim 1.88 \text{N/mm}^2$ 、四国で $2.677 \sim 2.821 \text{g/cm}^3$ および $1.22 \sim 1.61 \text{N/mm}^2$ を得る。同様に、S/C85% では近畿で $2.645 \sim 2.694 \text{g/cm}^3$ および $0.66 \sim 1.76 \text{N/mm}^2$ 、中国は $2.629 \sim 2.685 \text{g/cm}^3$ および $0.42 \sim 1.49 \text{N/mm}^2$ 、四国で $2.677 \sim 2.821 \text{g/cm}^3$ および $0.90 \sim 1.24 \text{N/mm}^2$ 、関東は $2.611 \sim 2.749 \text{g/cm}^3$ および $0.57 \sim 1.29 \text{N/mm}^2$ となる。また、圧縮強度は全体でみると、密度が大きくなるのに伴い増加するが、四国および関東では強度がも低下する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = 26.682x - 69.407$	($r=0.995$	$n=5$)
	中国	: $y = 24.088x - 62.756$	($r=0.994$	$n=4$)
	四国	: $y = -2.5987x + 8.5595$	($r=-0.998$	$n=4$)
S/C85%	近畿	: $y = 20.412x - 53.257$	($r=0.995$	$n=5$)

中国	: $y = 11.197x - 28.904$	($r = 0.588$	$n = 5$)
四国	: $y = -0.8649x + 3.4318$	($r = -0.482$	$n = 4$)
関東	: $y = -5.2661x + 15.02$	($r = -0.985$	$n = 4$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm²)
 x : 密度 (g/cm³)

式から明らかなように、S/C0および85%の相関係数 r は、前者の近畿、中国および四国で $r = 0.995$ 、 0.994 および -0.998 、後者の近畿、中国、四国および関東で $r = 0.995$ 、 0.588 、 -0.482 および -0.985 である。相関係数 r はS/Cに関わらず総じて高く密接な関係を有するが、四国および関東が負の相関を示している。

③ 評価

圧縮強度は用途別に見ると、 $\phi 20 \times 40$ mm および JIS の密度および用途に関わらず密度の増加に伴い増える傾向があるが、原土のみ強度が低下する場合がある。また、相関係数 r は、密度の増加に伴い強度も増えるものは密接な関係を有するが、強度が低下するものは総じて小さい。JIS の密度と強度の関係はほとんどが r が小さく関係が僅かと言える。これは、JIS の密度は土のみで計測されているが、供試体内に砂およびスサが混入しているため、関係が僅かと考える。

圧縮強度は地域別に見ると、S/Cおよび地域に関わらず密度の増加に伴い増える傾向にあるが、一部地域で強度が低下するものもある。また、相関係数 r は、総じて値が高く正および負の相関に関わらず密接な関係が認められる。

これらから、用途および地域別を総括すると、圧縮強度は密度の増加に伴い増える傾向が明らかになった。しかし、一部地域では強度が低下する場合もあり、試料数の少ないことも一因と考えるが、検討する必要があると言える。

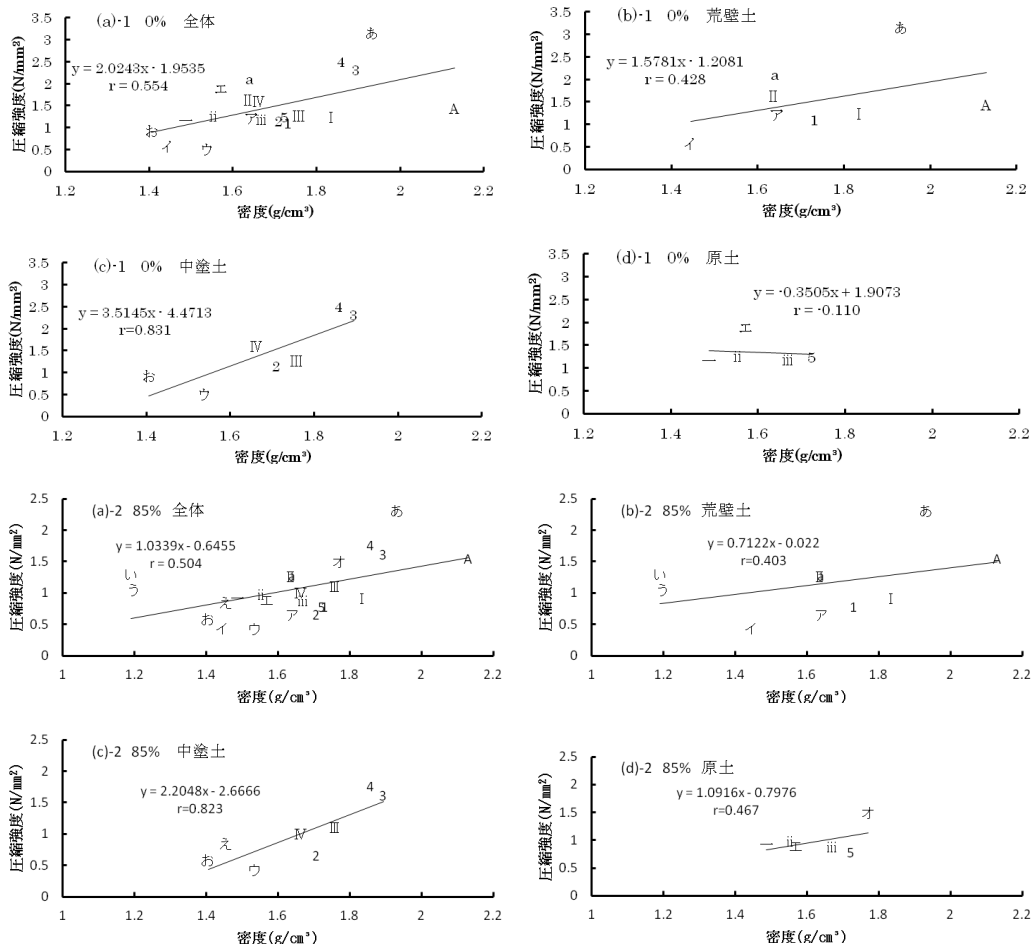


図 3.6.4-29(a) (b) (c) (d) -1.2 S/C0 および 85%の圧縮強度と $\phi 20 \times 40$ mm の密度の関係

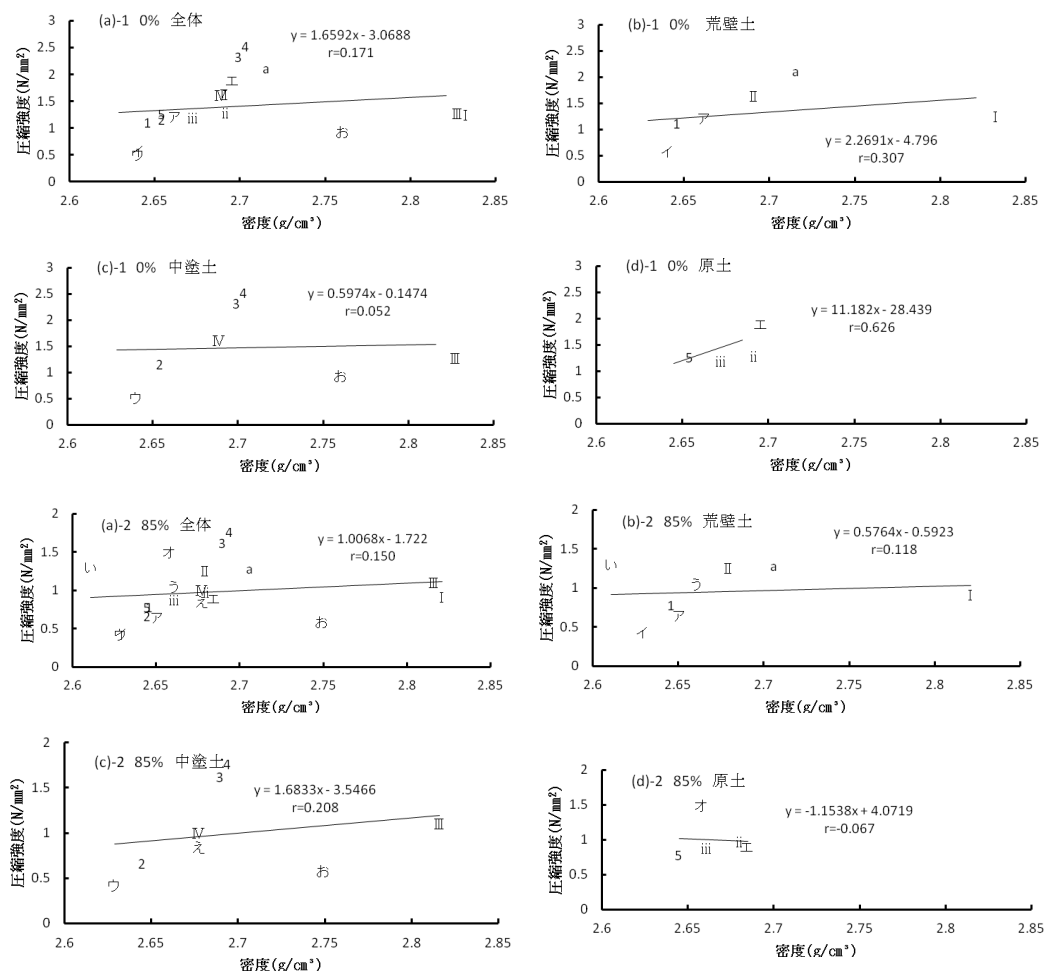


図 3.6.4-30(a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の圧縮強度と JIS の密度の関係

13) 圧縮強度と SALD および JIS の粘土割合の関係

図 3.6.4-31 および図 3.6.4-32 に、圧縮強度と SALD および JIS の粘土割合の関係を示す。また、粘土割合は前述の 3.6.3 の 1) の表 3.6.3-3 および表 3.6.3-4 の粒度特性(SALD および JIS)の値を使用している。試料の不足により、S/C0%の関東の土を作製していないので、地域別で評価をする際 S/C0%は近畿、中国および四国のみで行う。

① SALD

用途別

粘土割合と圧縮強度は、S/C0%の場合、荒壁土で 0.79~53.7%および 0.57~3.15N/mm²、中塗土は 0.5~27.1%および 0.51~2.52N/mm²、原土で 4.2~39.9%および 1.16~1.88N/mm²を得る。同様に、S/C85%では荒壁土で 0.54~53.7%および 0.43~2.30N/mm²、中塗土は 0.5~27.1%および 0.42~1.76N/mm²、原土で 4.2~44.4%および 0.78~1.49N/mm²をとる。また、圧縮強度は S/C に関わらず粘土割合の増加に伴い増える傾向がある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = 0.0291x + 0.947$	($r=0.721$	$n=20$)
	荒壁土	: $y = 0.0312x + 0.8668$	($r=0.830$	$n=8$)
	中塗土	: $y = 0.0618x + 0.8162$	($r=0.846$	$n=7$)
	原土	: $y = 0.0159x + 0.9962$	($r=0.679$	$n=5$)
S/C85%	全体	: $y = 0.0181x + 0.7381$	($r=0.665$	$n=24$)
	荒壁土	: $y = 0.0192x + 0.8041$	($r=0.741$	$n=10$)

$$\begin{array}{llll} \text{中塗土} & : y = 0.0459x + 0.5003 & (r=0.885 & n=8) \\ \text{原土} & : y = 0.0119x + 0.675 & (r=0.685 & n=6) \end{array}$$

ここに、y：圧縮強度 (N/mm²)
x：粘土割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、前者の全体、荒壁土、中塗土および原土で r=0.721、0.830、0.846 および 0.679、後者の全体、荒壁土、中塗土および原土で r=0.665、0.741、0.885 および 0.685 を得る。相関係数は S/C および用途に関わらず、値が高く密接な関係が認められる。

地域別

粘土割合と圧縮強度は、S/C0%の場合、近畿で 4.2~27.1%および 1.11~2.52N/mm²、中国は 0.38~39.9%および 0.51~1.88N/mm²、四国で 3.9~14.8%および 1.22~1.61N/mm²を得る。同様に、S/C85%では近畿で 4.2~27.1%および 0.66~1.76N/mm²、中国は 0.38~44.4%および 0.42~1.49N/mm²、四国で 3.9~14.8%および 0.90~1.24N/mm²、関東は 0.5~53.7%および 0.57~2.30N/mm²をとる。また、圧縮強度は S/C に関わらず粘土割合が高くなるのに伴い増加するが、四国のみ強度は低下する傾向がある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\begin{array}{llll} \text{S/C0\%} & \text{近畿} & : y = 0.063x + 0.8728 & (r=0.898 \quad n=5) \\ & \text{中国} & : y = 0.0339x + 0.5852 & (r=0.980 \quad n=4) \\ & \text{四国} & : y = -0.0367x + 1.7588 & (r=-0.989 \quad n=4) \\ \text{S/C85\%} & \text{近畿} & : y = 0.0482x + 0.5063 & (r=0.900 \quad n=5) \\ & \text{中国} & : y = 0.0191x + 0.3998 & (r=0.912 \quad n=5) \\ & \text{四国} & : y = -0.0122x + 1.1685 & (r=-0.477 \quad n=4) \\ & \text{関東} & : y = 0.0255x + 0.8592 & (r=0.881 \quad n=4) \end{array}$$

ここに、y：圧縮強度 (N/mm²)
x：粘土割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は S/C0%の近畿、中国および四国で r=0.898、0.980 および -0.989、S/C85%の近畿、中国、四国および関東で r=0.900、0.912、-0.477 および 0.881 を得る。これらより、相関係数 r は S/C および地域に関わらず r=0.9 前後と密接な関係を有するが、四国のみ負の相関を与える。

② JIS

用途別

圧縮強度と粘土割合は S/C0%の場合、荒壁土で 0.57~2.12N/mm²および 15.6~67.7%、中塗土は 0.51~2.52N/mm²および 11.5~58.8%、原土で 1.17~1.88N/mm²および 15.6~44.7%を得る。同様に、S/C85%では荒壁土で 0.43~1.29N/mm²および 15.6~67.7%、中塗土は 0.42~1.62N/mm²および 11.5~58.8%、原土で 0.78~1.49N/mm²および 15.6~44.7%をとる。また、圧縮強度は S/C に関わらず粘土割合の増加に伴い増える傾向がある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\begin{array}{llll} \text{S/C0\%} & \text{全体} & : y = 0.0234x + 0.7151 & (r=0.669 \quad n=17) \\ & \text{荒壁土} & : y = 0.0233x + 0.6251 & (r=0.873 \quad n=6) \\ & \text{中塗土} & : y = 0.0314x + 0.6624 & (r=0.669 \quad n=7) \\ & \text{原土} & : y = 0.013x + 0.9484 & (r=0.512 \quad n=4) \\ \text{S/C85\%} & \text{全体} & : y = 0.0127x + 0.6265 & (r=0.507 \quad n=21) \\ & \text{荒壁土} & : y = 0.0098x + 0.686 & (r=0.521 \quad n=8) \\ & \text{中塗土} & : y = 0.0227x + 0.4318 & (r=0.688 \quad n=8) \\ & \text{原土} & : y = 0.000067x + 0.994 & (r=0.003 \quad n=5) \end{array}$$

ここに、y：圧縮強度 (N/mm²)
x：粘土割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は前者の全体、荒壁土、中塗土および原土で $r=0.669$ 、 0.873 、 0.669 および 0.512 、後者で $r=0.507$ 、 0.521 、 0.688 および 0.003 を得る。相関係数 r は S/C85% の原土のみ $r=0.003$ と小さいが、全体で言えば、 $r=0.5$ 以上あり密接な関係が認められる。

地域別

圧縮強度と粘土割合は、S/C0%の場合、近畿で $1.11\sim 2.52\text{N/mm}^2$ および $15.6\sim 58.8\%$ 、中国は $0.51\sim 1.88\text{N/mm}^2$ および $16.1\sim 44.7\%$ 、四国で $1.22\sim 1.61\text{N/mm}^2$ および $22.8\sim 28.1\%$ を得る。同様に、S/C85%では近畿で $0.66\sim 1.76\text{N/mm}^2$ および $15.6\sim 58.8\%$ 、中国は $0.42\sim 1.49\text{N/mm}^2$ および $16.1\sim 44.7\%$ 、四国で $0.90\sim 1.24\text{N/mm}^2$ および $22.8\sim 28.1\%$ 、関東は $0.57\sim 1.29\text{N/mm}^2$ および $11.5\sim 22.2\%$ をとる。また、圧縮強度と粘土割合は S/C85%の中国および四国のみ前者が増加するのに伴い後者は低下するが、全体でみると後者も増加する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = 0.0251x + 1.0185$	($r=0.683$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.0453x - 0.0947$	($r=0.938$	$n=4$)
	四国	: $y = 0.0683x - 0.3744$	($r=0.786$	$n=4$)
S/C85%	近畿	: $y = 0.0193x + 0.6157$	($r=0.687$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.0209x + 0.2338$	($r=0.548$	$n=5$)
	四国	: $y = 0.0072x + 0.8649$	($r=0.121$	$n=4$)
	関東	: $y = 0.0484x + 0.0709$	($r=0.717$	$n=4$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : 粘土割合 (%)

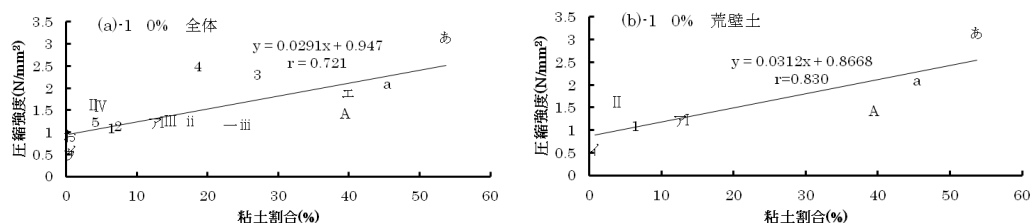
式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、前者の近畿、中国および四国で $r=0.683$ 、 0.938 および 0.786 、後者の近畿、中国、四国および関東で $r=0.687$ 、 0.548 、 0.121 および 0.717 を得る。相関係数 r は S/C85%の四国のみ $r=0.121$ と小さいが、全体で見ると値が高く密接な関係が認められる。

③ 評価

①および②から、圧縮強度は用途別にみると、S/C、SALD および JIS に関わらず、粘土割合の増加に伴い増える傾向がある。また、相関係数 r は JIS の S/C85%の原土を除いて r の値が高く、密接な関係を有する。

圧縮強度は地域別にみると、SALD および JIS に関係なく、粘土割合が増えるのに伴い増加するが、四国のみ強度が低下するものもある。相関係数 r は S/C、SALD および JIS に関わらず密接な関係を有する。また四国のみ負の相関を示す場合もあるが、試料の数が少ないことも一因と考える。

これらから、一部例外があるものの、用途および地域に関わらず圧縮強度は粘土割合の増加に伴い増える傾向があることが明らかになった。



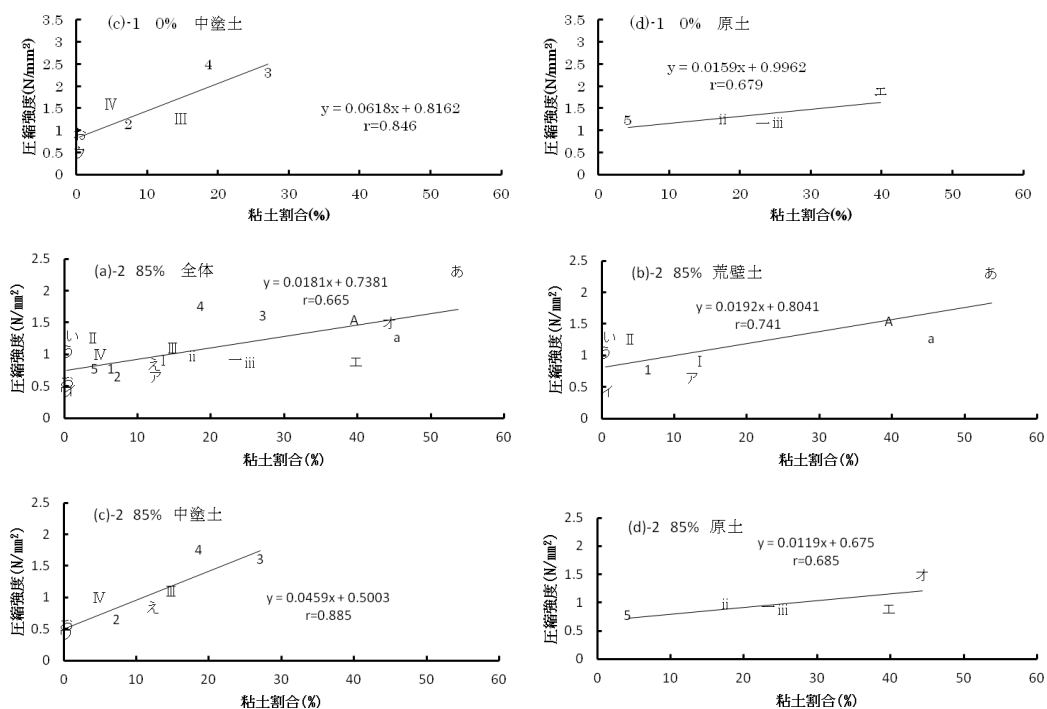


図 3.6.4-31 (a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の圧縮強度と SALD の粘土割合の関係

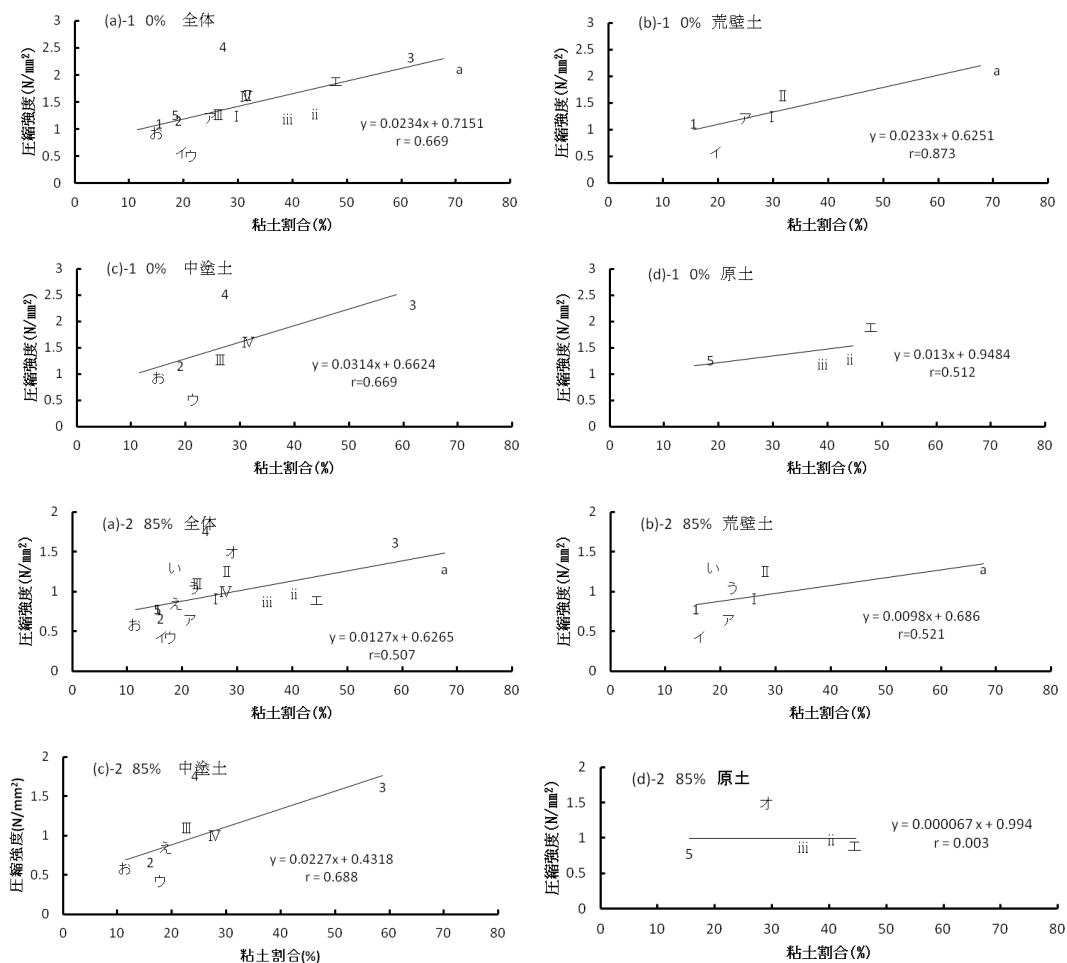


図 3.6.4-32 (a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の圧縮強度と JIS の粘土割合の関係

14) 圧縮強度と S/D および JIS のシルト割合の関係

図 3.6.4-33 および図 3.6.4-34 に、圧縮強度と S/D および JIS のシルト割合の関係を示す。また、シルト割合は前述の 3.6.3 の 1) の表 3.6.3-3 および表 3.6.3-4 の粒度特性(S/D および JIS) の粘土とシルトの値を合計したものを使用している。試料の不足により、S/C0%の関東の土を作製していないので、地域別で評価をする際に S/C0%は近畿、中国および四国のみで行う。

① S/D

用途別

圧縮強度とシルト割合は、S/C0%の場合、荒壁土で $0.57\sim 3.15\text{N/mm}^2$ および $16.39\sim 100\%$ 、中塗土は $0.51\sim 2.52\text{N/mm}^2$ および $9.28\sim 85.2\%$ 、原土で $1.16\sim 1.88\text{N/mm}^2$ および $67.1\sim 99\%$ を得る。同様に、S/C85%では荒壁土で $0.43\sim 1.29\text{N/mm}^2$ および $16.39\sim 100\%$ 、中塗土は $0.42\sim 1.76\text{N/mm}^2$ および $9.28\sim 85.2\%$ 、原土で $0.78\sim 1.49\text{N/mm}^2$ および $67.1\sim 99.8\%$ をとる。また、圧縮強度は S/C および用途に関わらず、シルト割合の増加に伴い増える傾向がある。また、荒壁土および中塗土はシルト割合が $20\sim 80\%$ とばらつきがあり、原土は $70\sim 100\%$ とシルト割合までで原土の粒度特性が集中していることが認められる。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = 0.013x + 0.6582$	($r=0.635$	$n=20$)
	荒壁土	: $y = 0.0172x + 0.4639$	($r=0.737$	$n=8$)
	中塗土	: $y = 0.0166x + 0.6833$	($r=0.772$	$n=7$)
	原土	: $y = 0.0157x + 0.0438$	($r=0.634$	$n=5$)
S/C85%	全体	: $y = 0.008x + 0.5639$	($r=0.575$	$n=24$)
	荒壁土	: $y = 0.0098x + 0.6067$	($r=0.634$	$n=10$)
	中塗土	: $y = 0.0118x + 0.4001$	($r=0.801$	$n=8$)
	原土	: $y = 0.0117x - 0.0187$	($r=0.589$	$n=6$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : シルト割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は前者の全体、荒壁土、中塗土および原土で $r=0.635$ 、 0.737 、 0.772 および 0.634 、後者は $r=0.575$ 、 0.634 、 0.801 および 0.589 を得る。よって、相関係数は総じて高く密接な関係を有し、すべて正の相関を示す。

地域別

圧縮強度とシルト割合は、S/C0%の場合、近畿で $1.11\sim 2.52\text{N/mm}^2$ および $28.4\sim 82.2\%$ 、中国で $0.51\sim 1.88\text{N/mm}^2$ および $9.28\sim 99.8\%$ 、四国で $1.22\sim 1.61\text{N/mm}^2$ および $33\sim 85.2\%$ を得る。同様に、S/C85%では近畿で $0.66\sim 1.76\text{N/mm}^2$ および $28.4\sim 82.2\%$ 、中国で $0.42\sim 1.49\text{N/mm}^2$ および $9.28\sim 99.8\%$ 、四国で $0.90\sim 1.24\text{N/mm}^2$ および $33\sim 85.2\%$ 、関東で $0.57\sim 2.30\text{N/mm}^2$ および $9.8\sim 100\%$ をとる。シルト割合は全地域で 10% に達していないもの、 100% に近いものと差異が生じている。前述の粘土割合と同様に、圧縮強度はシルト割合が高いほど増加するが、四国のみ低下する傾向にある。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = 0.0223x + 0.3833$	($r=0.845$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.0152x + 0.3307$	($r=0.997$	$n=4$)
	四国	: $y = -0.0079x + 1.8557$	($r=-0.934$	$n=4$)
S/C85%	近畿	: $y = 0.0166x + 0.1578$	($r=0.824$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.0087x + 0.2752$	($r=0.854$	$n=5$)
	四国	: $y = -0.0015x + 1.1383$	($r=-0.257$	$n=4$)
	関東	: $y = 0.0123x + 0.65$	($r=0.721$	$n=4$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : シルト割合 (%)

式から明らかなように、相関係数 r は、S/C0%の近畿、中国および四国で $r=0.845$ 、 0.997 および -0.934 、S/C85%の近畿、中国、四国および関東で $r=0.824$ 、 0.854 、 -0.257 および 0.721 を得る。相関係数 r は全体で見ると総じて高く密接な関係を有するが、四国のみ負の相関を示す。

② JIS 用途別

圧縮強度とシルト割合は、S/C0%の場合、荒壁土で $0.57\sim 2.12\text{N/mm}^2$ および $27\sim 94.3\%$ 、中塗土で $0.51\sim 2.52\text{N/mm}^2$ および $26.5\sim 97.1\%$ 、原土で $1.17\sim 1.88\text{N/mm}^2$ および $31.2\sim 77\%$ 、を得る。同様に、S/C85%では荒壁土で $0.43\sim 1.29\text{N/mm}^2$ および $27\sim 94.3\%$ 、中塗土で $0.42\sim 1.76\text{N/mm}^2$ および $26.5\sim 97.1\%$ 、原土で $0.78\sim 1.49\text{N/mm}^2$ および $31.2\sim 77\%$ をとる。また、圧縮強度は S/C および用途に関わらず、シルト割合の増加に伴い増える傾向にあるが、S/C85%の原土のみシルト割合の増加に伴い圧縮強度は変化がみられない。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	全体	: $y = 0.0191x + 0.4092$	($r=0.782$	$n=20$)
	荒壁土	: $y = 0.0179x + 0.4417$	($r=0.865$	$n=8$)
	中塗土	: $y = 0.0231x + 0.288$	($r=0.804$	$n=7$)
	原土	: $y = 0.0105x + 0.7888$	($r=0.613$	$n=5$)
S/C85%	全体	: $y = 0.0117x + 0.3795$	($r=0.670$	$n=24$)
	荒壁土	: $y = 0.0102x + 0.4397$	($r=0.695$	$n=10$)
	中塗土	: $y = 0.0171x + 0.1546$	($r=0.857$	$n=8$)
	原土	: $y = -0.0016x + 1.0838$	($r=-0.095$	$n=6$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : シルト割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は、前者の全体、荒壁土、中塗土および原土で $r=0.782$ 、 0.865 、 0.804 および 0.613 、後者の全体、荒壁土、中塗土および原土で $r=0.670$ 、 0.695 、 0.857 および -0.095 を得る。相関係数 r は S/C85%の原土のみ小さいが、全体でみると大略 $r=0.6$ 以上を与え密接な関係を有する。

地域別

圧縮強度とシルト割合は S/C0%の場合、近畿で $1.11\sim 2.52\text{N/mm}^2$ および $29.8\sim 97.1\%$ 、中国で $0.51\sim 1.88\text{N/mm}^2$ および $27\sim 77\%$ 、四国で $1.22\sim 1.61\text{N/mm}^2$ および $45.5\sim 60.1\%$ を得る。同様に、S/C85%では近畿で $0.66\sim 1.76\text{N/mm}^2$ および $29.8\sim 97.1\%$ 、中国で $0.42\sim 1.49\text{N/mm}^2$ および $27\sim 77\%$ 、四国で $0.90\sim 1.24\text{N/mm}^2$ および $45.5\sim 60.1\%$ 、関東で $0.57\sim 1.29\text{N/mm}^2$ および $26.5\sim 61.8\%$ をとる。圧縮強度は S/C0%の近畿、中国および四国と S/C85%の近畿および四国でシルト割合が増加するのに伴い増えるが、後者の中国および関東は低下する傾向にある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	近畿	: $y = 0.0197x + 0.6889$	($r=0.846$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.025x + 0.0001$	($r=0.932$	$n=4$)
	四国	: $y = -0.026x + 2.8288$	($r=-0.768$	$n=4$)
S/C85%	近畿	: $y = 0.0152x + 0.3631$	($r=0.850$	$n=5$)
	中国	: $y = 0.0112x + 0.2929$	($r=0.528$	$n=5$)
	四国	: $y = -0.0156x + 1.8989$	($r=-0.666$	$n=4$)
	関東	: $y = 0.0152x + 0.2764$	($r=0.768$	$n=4$)

ここに、 y : 圧縮強度 (N/mm^2)

x : シルト割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は前者の近畿、中国および四国で $r=0.846$ 、 0.932 および -0.768 、後者の近畿、中国、四国および関東で $r=0.850$ 、 0.528 、 -0.666 および 0.768 を得る。相関係数 r は大略 $r=0.5$ 以上と密接な関係を有するが、四国のみ負の相関を示す。

③ 評価

①および②から、圧縮強度は用途別にみると、S/C、用途、SALD および JIS に関わらず、シルト割合の増加に伴い増える傾向がある。相関係数 r は、一部例外があるものの大略 $r=0.5$ 以上と密接な関係を有する。また、JIS の S/C85%の原土のみ $r=-0.095$ と負の相関であるが、関係は小さい。

圧縮強度は、地域別にみると、S/C、SALD および JIS に関わらず、シルト割合の増加に伴い増えるが、四国のみ強度が低下する傾向がある。このような結果になった要因として、近畿、中国および関東は、各地域で圧縮強度およびシルト割合に差異が生じているが、四国は差異が小さい。そのため、近似式を求めると狭い範囲内になるため正または負の相関として求められたと考える。よって、四国の土は地域に関わらず一定の性質をもつと推察できる。

これらから、圧縮強度は一部例外があるものの、SALD、JIS、用途および地域別に関わらず、シルト割合の増加に伴い増える傾向にあることが明らかになった。また、四国の土に対しては徳島以外の県の土も同様に検討する必要があると考える。

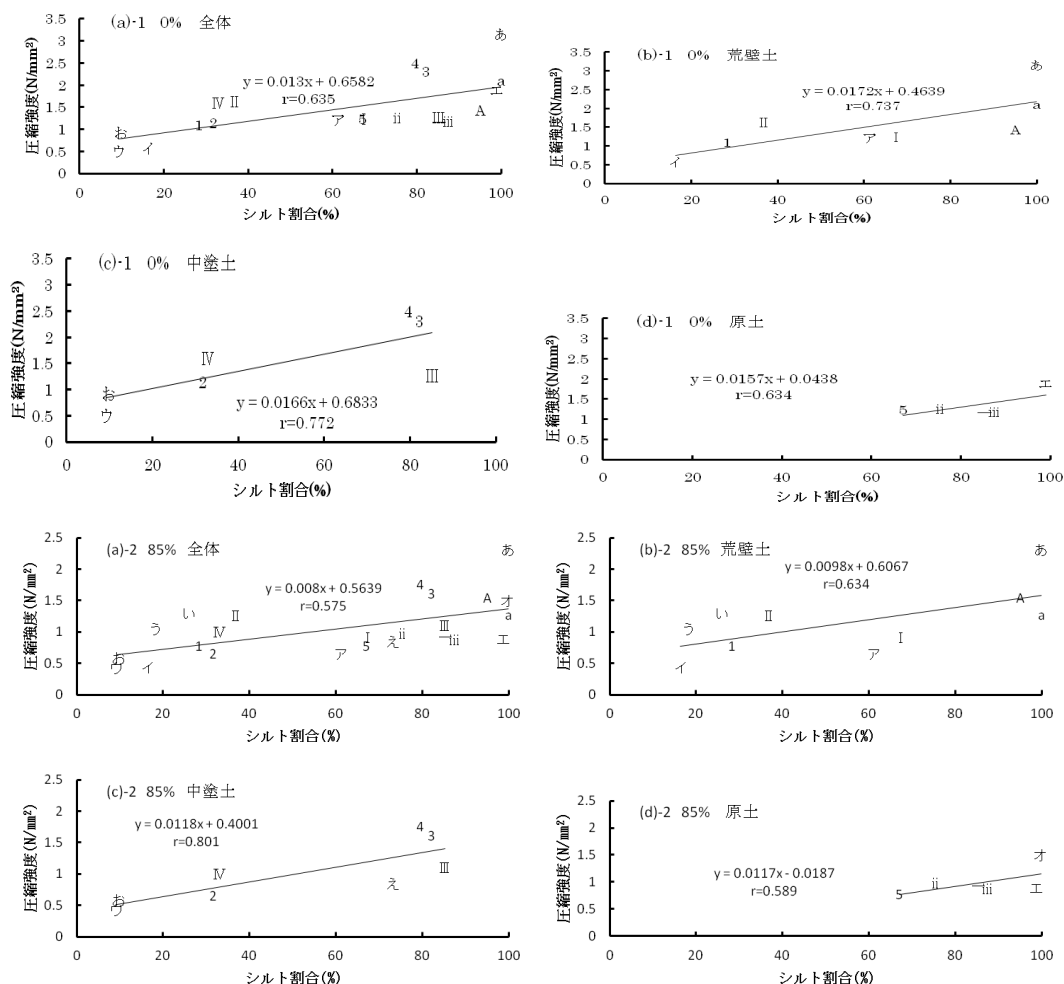
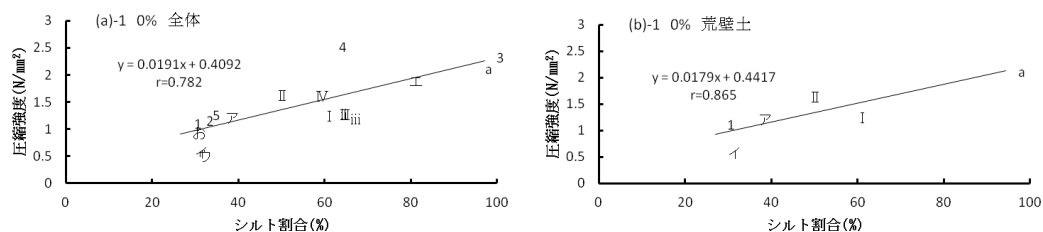


図 3.6.4-33 (a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85%の圧縮強度と SALD のシルト割合の関係



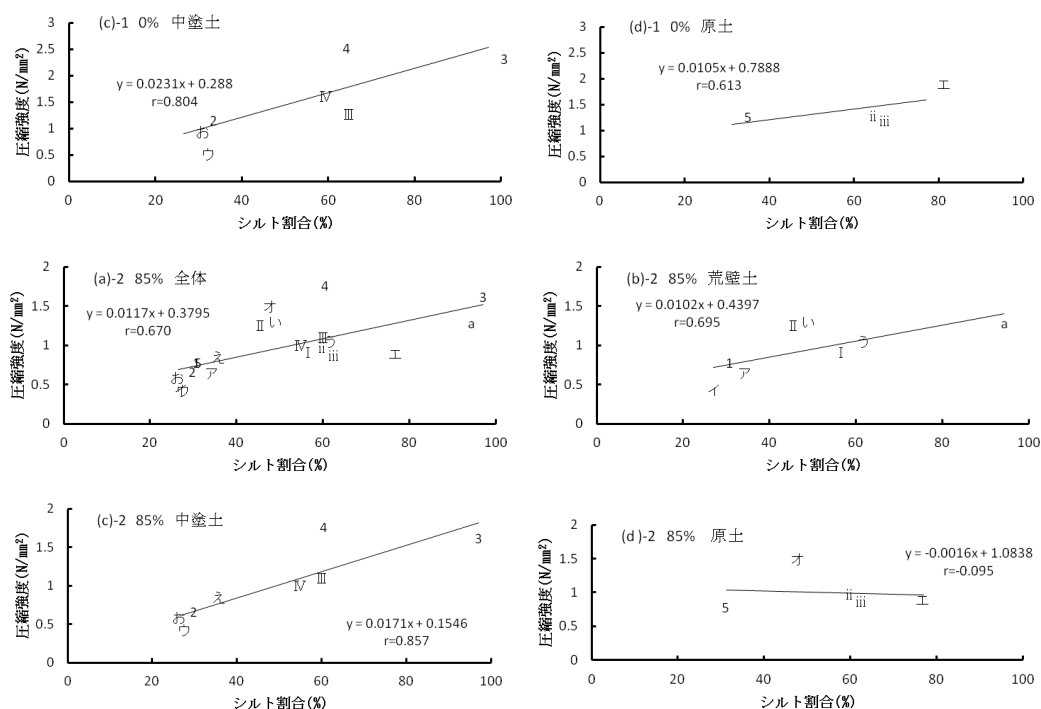


図 3.6.4-34 (a) (b) (c) (d)-1.2 S/C0 および 85% の圧縮強度と JIS のシルト割合の関係

15) セン断強度

図 3.6.4-35～図 3.6.4-37 および表 3.6.4-15 に 40×40×160mm 供試体のせん断試験結果を示す。

① 用途別

せん断ひずみ曲線は、使用用途および S/C に関わらず 2 種類の傾向がある。応力が緩慢に増加するものと急激に増えるもので、両者とも最大応力に達すると、前者は横ばいで粘りがあるが、後者はすぐに応力低下する脆いものが確認できる。粘りのある方は、ひずみ 2.0 前後で $0.186\sim0.270\text{N/mm}^2$ 、急激に低下する方は、ひずみ 1.5 程度で $0.250\sim0.781\text{N/mm}^2$ を得る。脆いものの中には最大に達するまで時間のかかるものもあるが、最大応力は用途および地域に関わらず $\text{S/C}0>85\%$ の傾向が認められる。せん断強度は $\text{S/C}0\%$ で $0.213\sim0.781\text{N/mm}^2$ 、 $\text{S/C}85\%$ は $0.186\sim0.520\text{N/mm}^2$ を得る。また、せん断強度の割合は、京都府の強さを 1 とすると前者で 0.4～1.7 倍、後者は 0.4～1.13 倍となる。

荒壁土は、粘りの無い脆いものが大半を占めているが、原土は粘りのあるものが多くある。中塗土の場合、脆いものと粘りのあるものがそれぞれ確認できる。

② S/C 別

せん断ひずみ曲線は $\text{S/C}0$ および 85% に関わらず粘りのあるものと脆いものの 2 つの傾向を示す。最大応力は、例外なく後者が前者の応力を越えることはないが、 $\text{S/C}85\%$ が $\text{S/C}0\%$ と同等の応力を得ているものもある。せん断強度は粘りが出ている場合、 $\text{S/C}0$ および 85% で差が認められないが、脆いものの場合、 $\text{S/C}0\%>85\%$ の差が顕著になることが確認できる。

③ 地域別

せん断ひずみ曲線は、地域別による特徴があまりみられない。しかし、都道府県別でみると、用途に関わらず、それぞれで同じ傾向があることが確認できる。

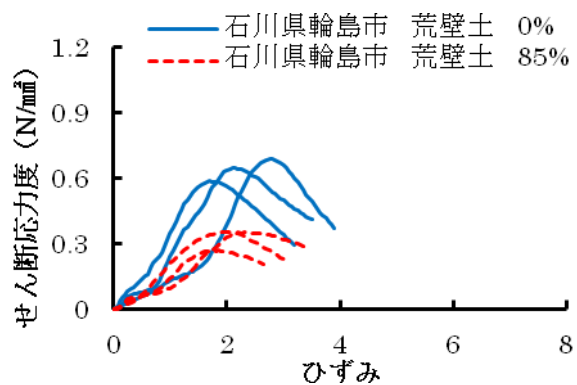
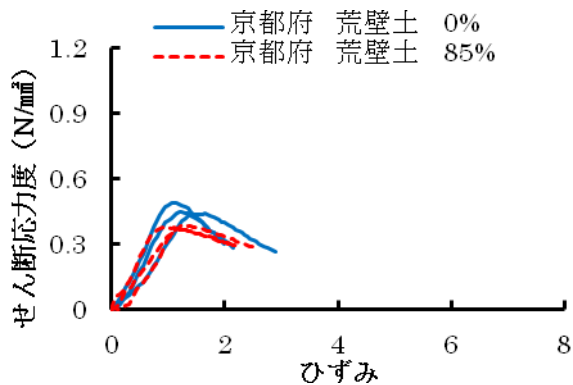
④ 評価

①、②および③より、40×40×160 供試体のせん断強度は、都道府県別にみると用途および S/C に関わらず 2 種類の傾向がある。また、最大応力は用途による差異は認められないが、粘り強いものは原土が多い傾向がある。せん断強度は、曲げおよび圧縮強度のように年度による差異が認

められない。

表 3.6.4-15 S/C、用途および地域別のせん断試験結果

強度 地域		せん断強度 (N/mm ²)							
		0%				85%			
		荒壁土	中塗土	原土	煉瓦用土	荒壁土	中塗土	原土	煉瓦用土
基準		—	—	—	—	—	—	—	—
京都府	近畿	0.458	0.457	0.552	—	0.375	0.352	0.389	—
埼玉県	関東	—	—	—	—	—	—	—	—
石川県輪島市	北陸	0.639	0.331	—	—	0.323	—	—	—
岐阜県 大垣市糸坂町	東海	—	—	—	—	—	—	—	—
岡山県倉敷市	中国	0.510	—	—	—	0.250	—	—	—
鳥取県鳥取市 用瀬町家奥	中国	0.243	0.213	—	—	0.191	0.186	—	—
滋賀県 東近江市	近畿	—	0.684	—	—	—	0.520	—	—
兵庫県	近畿	—	0.781	—	—	—	0.547	—	—
福岡県 糸島市本	九州	—	—	—	—	—	—	—	—
福岡県 糸島市飯原	九州	—	—	—	—	—	—	—	—
福島県郡山 荒井家	東北	—	—	—	0.286	—	—	—	0.270
那須町	関東	—	—	—	—	—	—	—	—
徳島県徳島市 八万町大坪	九州	0.448	0.511	—	—	0.415	0.423	—	—
徳島県美馬市 脇町馬木	九州	—	—	—	—	—	—	—	—
琴浦町	中国	—	—	0.577	—	—	—	0.331	—
倉吉市	中国	—	—	—	—	—	—	0.473	—
栃木県 栃木市室町	関東	—	—	—	—	—	—	—	—



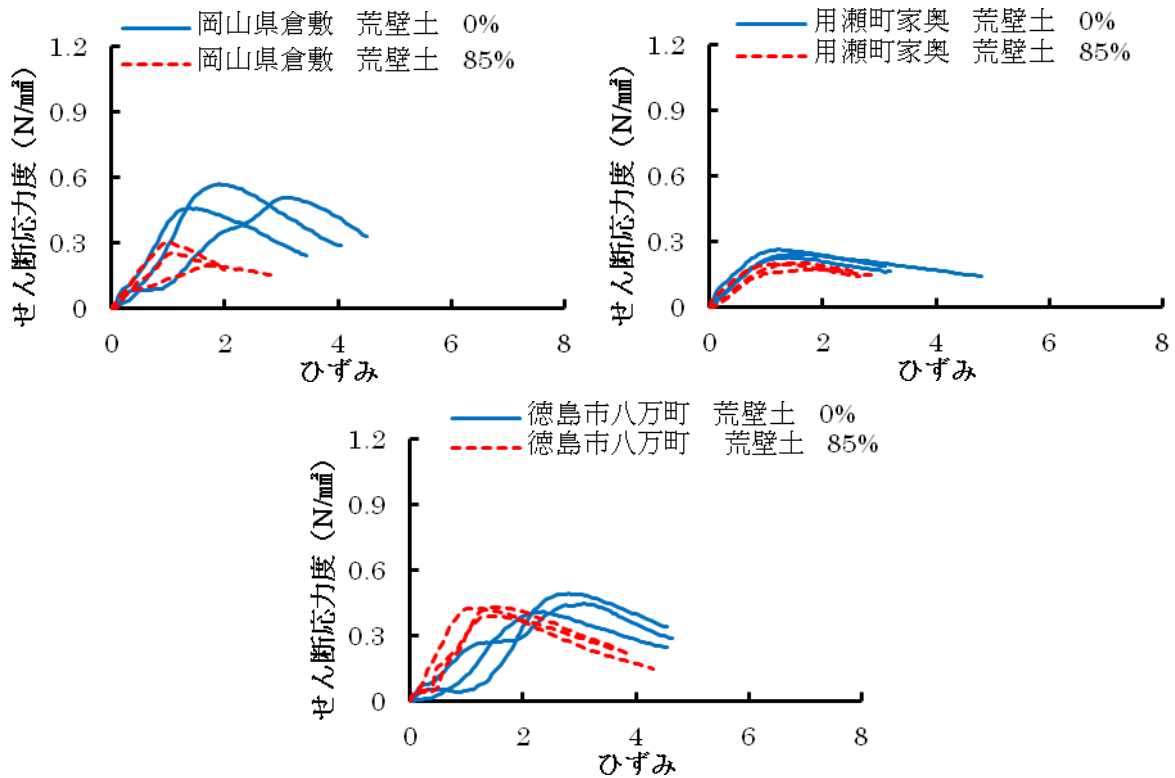
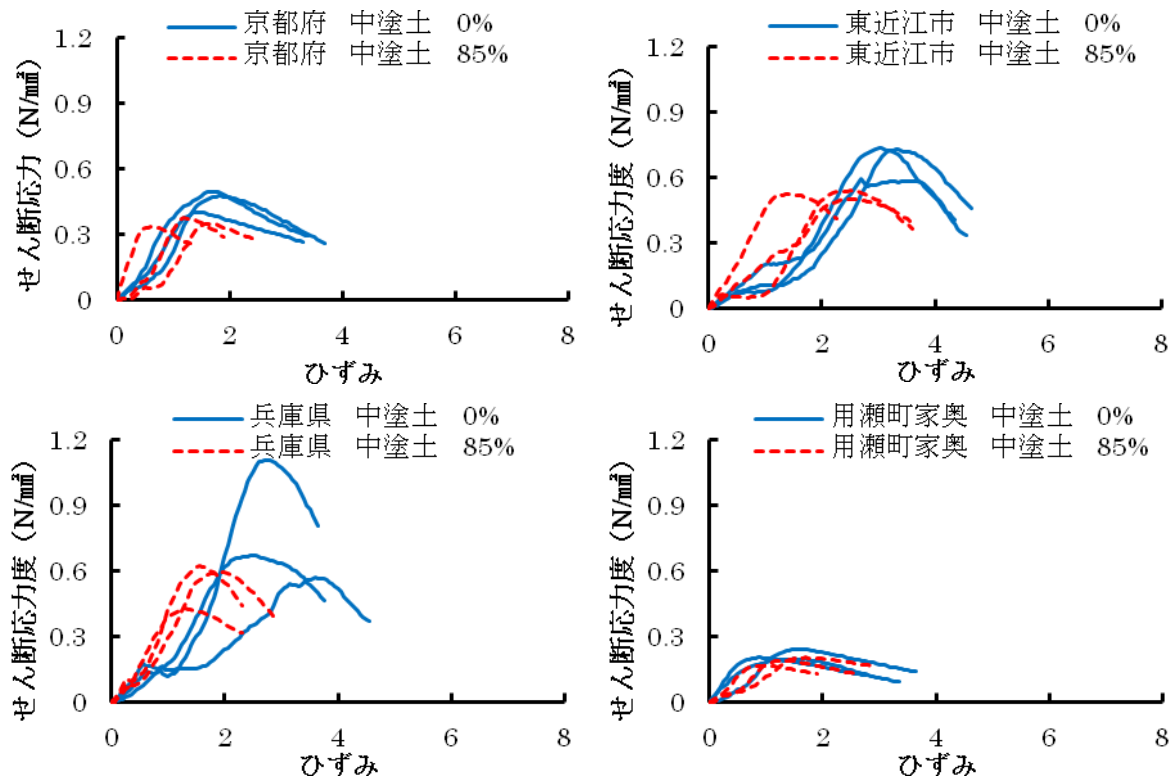


図 3.6.4-35 せん断応力度とひずみの関係(40×40×160mm 供試体、S/C0 および 85%、荒壁土)



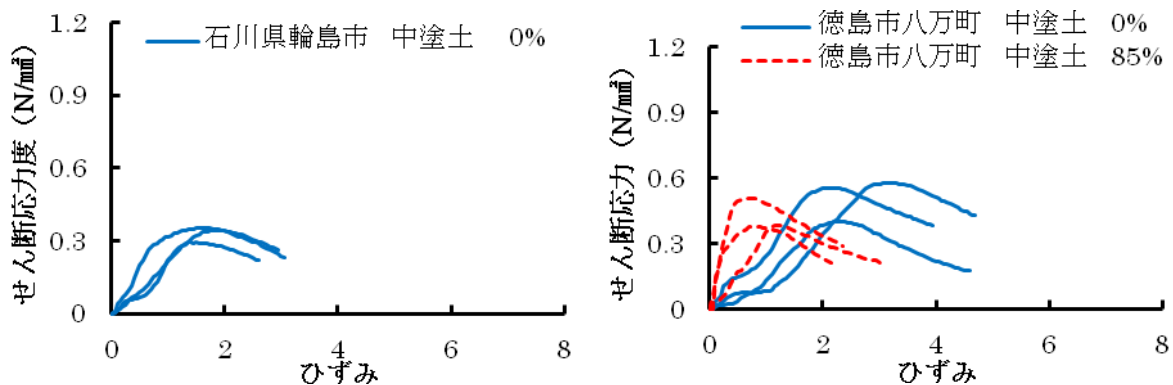


図 3.6.4-36 せん断応力度とひずみの関係(40×40×160mm 供試体、S/C0 および 85%、中塗土)

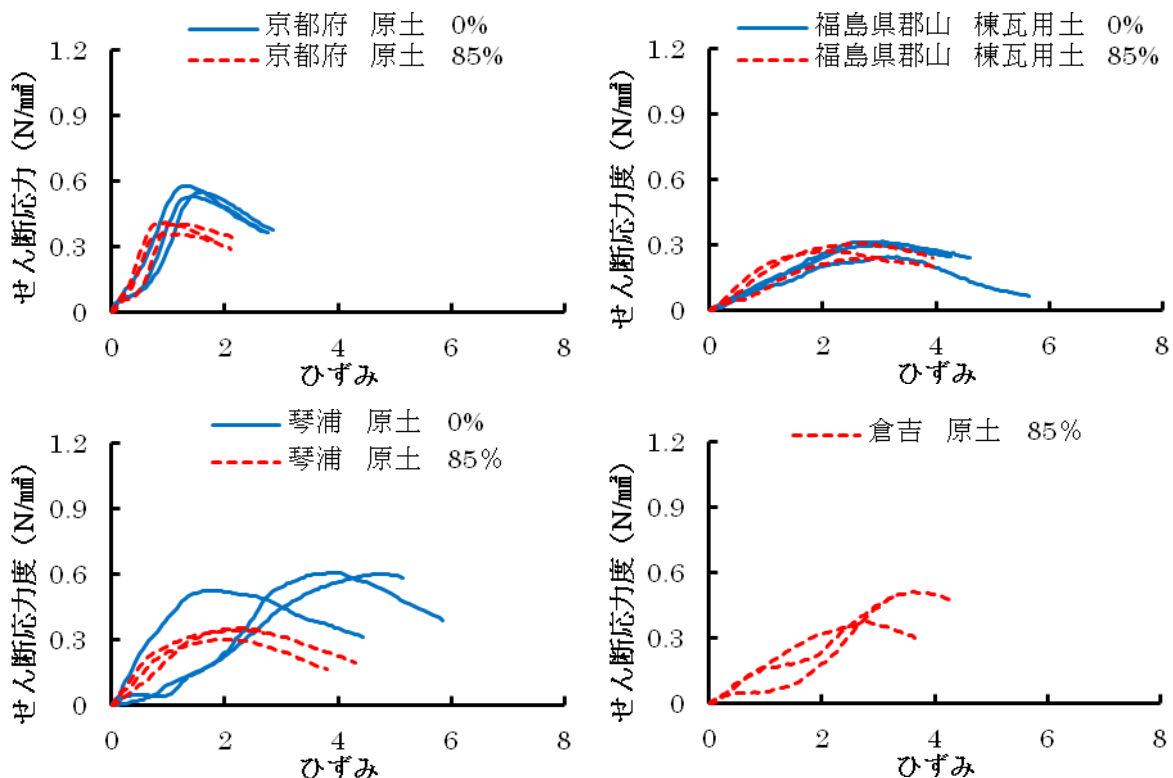


図 3.6.4-37 圧縮応力度とひずみの関係(40×40×160mm 供試体、S/C0 および 85%、原土)

16) せん断強度と S/D および JIS の平均粒径の関係

図 3.6.4-38 および図 3.6.4-39 に、40×40×160mm 供試体のせん断強度と S/D および JIS の平均粒径の関係を示す。また、試料の不足により、供試体の数が少なく、強度試験を行っていないものが多数あるので全体のみで評価している。

① S/D

平均粒径とせん断強度は、S/C0%で 0.0064~0.291mm および 0.213~0.781N/mm²、S/C85%で 0.006~0.291mm および 0.186~0.547N/mm²を得る。せん断強度は S/C 別に関わらず、平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{S/C0\%} : y = -0.9776x + 0.5821 \quad (r = -0.652 \quad n = 13)$$

$$\text{S/C85\%} : y = -0.5566x + 0.4097 \quad (r = -0.550 \quad n = 14)$$

ここに、y : せん断強度 (N/mm²)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は $r=-0.652$ および -0.550 となり、両者とも密接な関係が認められる。

② JIS

平均粒径とせん断強度は S/C0%で $0.0013\sim0.3557\text{mm}$ および $0.213\sim0.781\text{N/mm}^2$ 、S/C85%で $0.0013\sim0.3557\text{mm}$ および $0.186\sim0.547\text{N/mm}^2$ を得る。せん断強度は平均粒径が大きくなるのに伴い低くなる傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{S/C0\%} : y = -1.0166x + 0.6424 \quad (r=-0.804 \quad n=12)$$

$$\text{S/C85\%} : y = -0.6772x + 0.457 \quad (r=-0.743 \quad n=13)$$

ここに、 y : せん断強度 (N/mm^2)

x : 平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は $r=-0.804$ および -0.743 となり、密接な関係が認められる。

③ 評価

①および②より、せん断強度は SALD および JIS に関わらず、平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向がある。また、相関係数 r は SALD の S/C0 および 85%で $r=-0.652$ および -0.550 、同様に、JIS で $r=-0.804$ および -0.743 となり、全体的にみると、値が高く密接な関係を有する。また、相関係数は、 $\text{JIS} > \text{SALD}$ および $0\% > 85\%$ となり、JIS の方が供試体との関係が強いと言える。

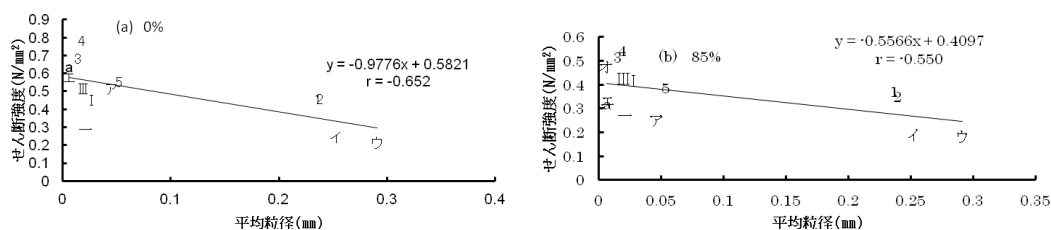


図 3.6.4-38 (a) (b) S/C0 および 85%のせん断強度と SALD の平均粒径の関係

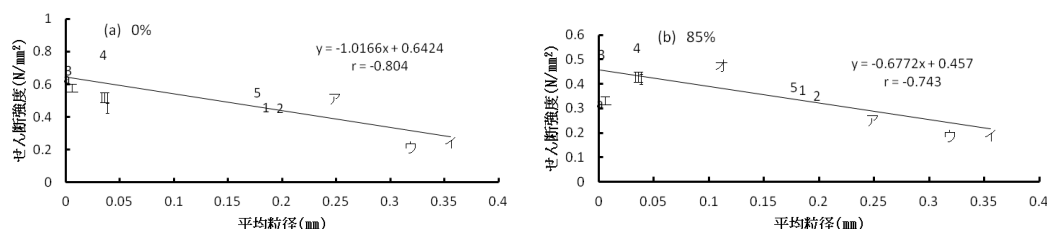


図 3.6.4-39 (a) (b) S/C0 および 85%のせん断強度と JIS の平均粒径の関係

17) せん断強度と密度の関係

図 3.6.4-40 および図 3.6.4-41 に $40 \times 40 \times 160\text{mm}$ 供試体のせん断強度と $\phi 20 \times 40\text{mm}$ 供試体および JIS の密度の関係を示す。また、試料の不足により、供試体の数が少なく、強度試験を行ってないものが多数あるので全体のみで評価している。

① $\phi 20 \times 40\text{mm}$

密度とせん断強度は、S/C0%で $1.488\sim1.895\text{g/cm}^3$ および $0.213\sim0.781\text{N/mm}^2$ 、S/C85%で $1.444\sim1.895\text{g/cm}^3$ および $0.186\sim0.547\text{N/mm}^2$ を得る。せん断強度は S/C 別に関わらず、密度が大きくなるのに伴い増加する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{S/C0\%} : y = 0.8701x - 0.9725 \quad (r=0.732 \quad n=13)$$

$$\text{S/C85\%} : y = 0.739x - 0.8859 \quad (r=0.914 \quad n=14)$$

ここに、 y : せん断強度 (N/mm^2)

x : 密度 (g/cm³)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は $r=0.732$ および 0.914 となり、両者とも密接な関係が認められる。

② JIS

平均粒径とせん断強度は S/C0%で $2.629\sim 2.821\text{g/cm}^3$ および $0.213\sim 0.781\text{N/mm}^2$ 、S/C85%で $2.629\sim 2.816\text{g/cm}^3$ および $0.186\sim 0.547\text{N/mm}^2$ を得る。せん断強度は密度が大きくなるのに伴い増える傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{S/C0\%} : y = 0.6616x - 1.2723 \quad (r=0.267 \quad n=12)$$

$$\text{S/C85\%} : y = 0.7303x - 1.5941 \quad (r=0.412 \quad n=13)$$

ここに、y : せん断強度 (N/mm²)

x : 密度 (g/cm³)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は $r=0.267$ および 0.412 となり、関係は小さい。

③ 評価

①および②より、せん断強度は、 $\phi 20\times 40\text{mm}$ および JIS に関わらず密度が大きくなるのに伴い増加する傾向がある。また、相関係数 r は $\phi 20\times 40\text{mm}$ の S/C0 および 85%で $r=0.732$ および 0.914 、同様に、JIS で $r=0.267$ および 0.412 となり、前者は密接であるが、後者は関係が小さい。よって、せん断強度は密度の増加に伴い低下する傾向が明らかになったが、JIS との関係は小さい。

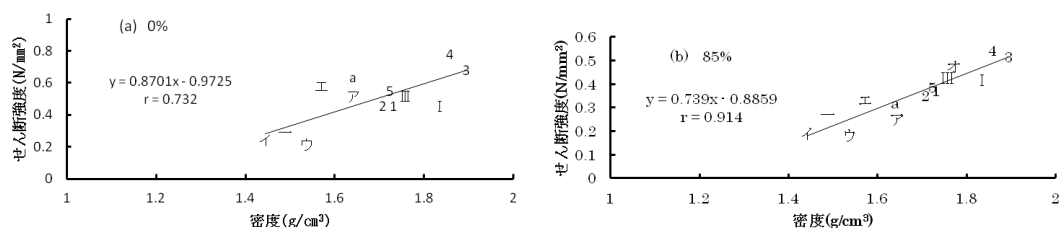


図 3.6.4-40 (a) (b) S/C0 および 85%のせん断強度と $\phi 20\times 40\text{mm}$ の密度の関係

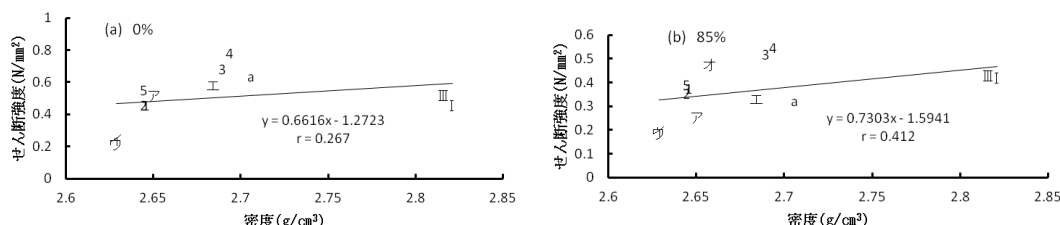


図 3.6.4-41 (a) (b) S/C0 および 85%のせん断強度と JIS の密度の関係

18) せん断強度と SALD および JIS の粘土割合の関係

図 3.6.4-42 および図 3.6.4-43 に、せん断強度と SALD および JIS の粘土割合の関係を示す。また、粘土割合は前述の 3.6.3 の 1) の表 3.6.3-3 および 3.6.3-4 の粒度特性 (SALD および JIS) の値を使用している。また、試料の不足により、供試体の数が少なく、強度試験を行ってないものが多数あるので全体のみで評価している。

① SALD

粘土割合とせん断強度は、S/C0%で $0.38\sim 45.4\%$ および $0.213\sim 0.781\text{N/mm}^2$ 、S/C85%で $0.38\sim 45.4\%$ および $0.186\sim 0.547\text{N/mm}^2$ を得る。せん断強度は S/C 別に関わらず、粘土割合が増えるのに伴い増加する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{S/C0\%} : y = 0.0066x + 0.3811 \quad (r=0.553 \quad n=13)$$

$$S/C85\% : y = 0.0026x + 0.3129 \quad (r=0.357 \quad n=14)$$

ここに、y：せん断強度 (N/mm²)

x：粘土割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は r=0.553 および 0.357 となり、両者とも密接な関係が認められる。

② JIS

粘土割合とせん断強度は S/C0%で 15.6~67.7%および 0.213~0.781N/mm²、S/C85%で 15.6~67.7% および 0.186~0.547N/mm²を得る。せん断強度は粘土割合の増加に伴い増える傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$S/C0\% : y = 0.005x + 0.3627 \quad (r=0.545 \quad n=12)$$

$$S/C85\% : y = 0.0017x + 0.3193 \quad (r=0.253 \quad n=13)$$

ここに、y：せん断強度 (N/mm²)

x：粘土割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は r=0.545 および 0.253 となり、密接な関係がある。

③ 評価

①および②より、せん断強度は、SALD および JIS に関わらず粘土割合が大きくなるのに伴い増加する傾向がある。また、相関係数 r は SALD の S/C0 および 85%で r=0.553 および 0.357、同様に、JIS で r=0.545 および 0.253 となり、全体的にみると、SALD および JIS に関わらず S/C0%は密接な関係を有するが、S/C85%は小さい。また、S/C85%の相関係数は小さく関係が無いが、これは砂が混入されているため、粘土割合と実際に供試体に含まれる粒子径の割合に差異が生じたからと考える。

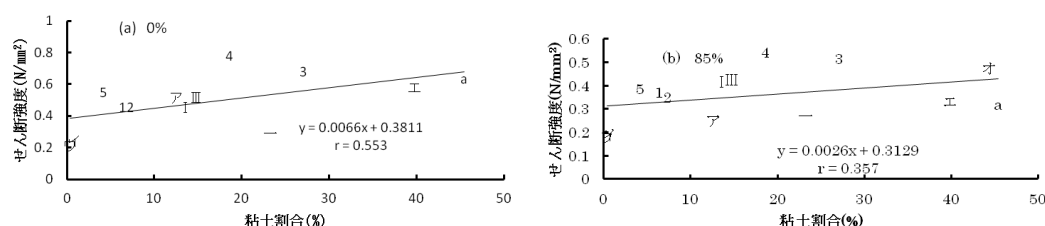


図 3.6.4-42 (a) (b) S/C0 および 85%のせん断強度と SALD の粘土割合の関係

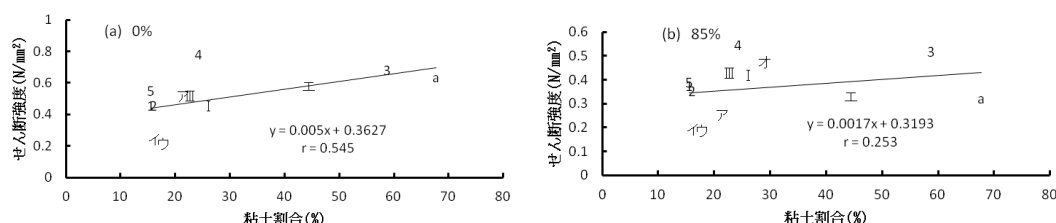


図 3.6.4-43 (a) (b) S/C0 および 85%のせん断強度と JIS の粘土割合の関係

19) せん断強度と SALD および JIS のシルト割合の関係

図 3.6.4-44 および図 3.6.4-45 に、せん断強度と SALD および JIS のシルト割合の関係を示す。また、シルト割合は前述の 3.6.3 の 1) の表 3.6.3-3 および表 3.6.3-4 の粒度特性 (SALD および JIS) の粘土とシルトの値を合計したものを使用している。また、試料の不足により、供試体の数が少なく、強度試験を行っていないものが多数あるので全体のみで評価している。

① SALD

粘土割合とせん断強度は、S/C0%で 9.28~100%および 0.213~0.781N/mm²、S/C85%で 9.28~100% および 0.186~0.547N/mm²を得る。せん断強度は S/C 別に関わらず、シルト割合が増えるのに伴い増加する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\begin{aligned} \text{S/C0\%} &: y = 0.0036x + 0.264 & (r=0.664 & \quad n=13) \\ \text{S/C85\%} &: y = 0.0019x + 0.2347 & (r=0.542 & \quad n=14) \end{aligned}$$

ここに、y：せん断強度 (N/mm²)
x：シルト割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は r=0.664 および 0.542 となり、両者とも密接な関係が認められる。

② JIS

粘土割合とせん断強度は S/C0%で 27.0~97.1%および 0.213~0.781N/mm²、S/C85%で 27.0~97.1% および 0.186~0.547N/mm² を得る。せん断強度はシルト割合の増加に伴い増える傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\begin{aligned} \text{S/C0\%} &: y = 0.0043x + 0.2814 & (r=0.686 & \quad n=12) \\ \text{S/C85\%} &: y = 0.0022x + 0.2537 & (r=0.484 & \quad n=13) \end{aligned}$$

ここに、y：せん断強度 (N/mm²)
x：シルト割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は r=0.686 および 0.484 となり、密接な関係がある。

③ 評価

①および②より、せん断強度は、SALD および JIS に関わらずシルト割合が大きくなるのに伴い増加する傾向がある。また、相関係数 r は SALD の S/C0 および 85%で r=0.664 および 0.542、JIS で r=0.686 および 0.484 となり、全体的にみると、せん断強度とシルト割合は S/C、SALD および JIS に関わらず密接な関係を有する。また、3.6.4 の 18) の粘土割合では S/C85%の相関係数は小さく関係が無いが、シルト割合は粒子径が 250μm までで考えているので砂による差異が現れなかったと推察できる。

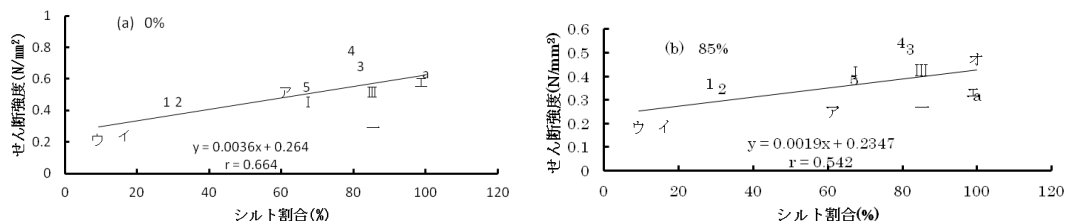


図 3.6.4-44 (a) (b) S/C0 および 85%のせん断強度と SALD のシルト割合の関係

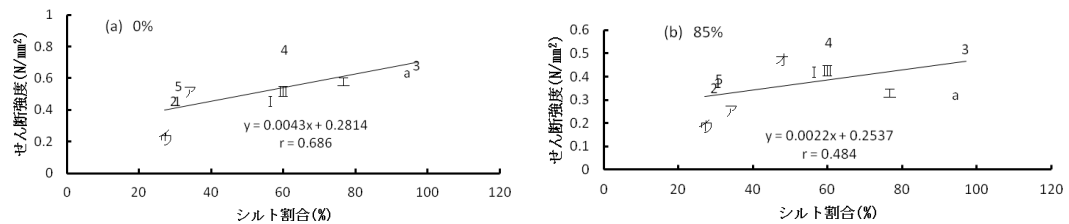


図 3.6.4-45 (a) (b) S/C0 および 85%のせん断強度と JIS のシルト割合の関係

20) 引張強度

図 3.6.4-46~図 3.6.4-48 および表 3.6.4-16 に 40×40×160mm 供試体の引張試験結果を示す。

① 用途別

引張ひずみ曲線は、使用用途および S/C に関わらず、応力が緩慢に増加し、最大応力に達するとすぐに応力低下する脆いものが確認できる。引張強度は、ひずみ 0.1~0.5 程度で 0.067~0.409N/mm² を与え、S/C0 および 85%の荒壁土で 0.084~0.241N/mm² および 0.067~0.409N/mm²、中塗土は 0.087~0.216N/mm² および 0.099~0.292N/mm²、原土で 0.133~0.291N/mm² および

0.092~0.225N/mm²をとる。また、引張強度の割合は京都府の強さ 0.192N/mm²を 1 とすると S/C0 および 85%の荒壁土で 0.43~1.25 および 0.34~2.13 倍、中塗土は 0.45~1.12 および 0.51~1.52 倍、原土で 0.69~1.51 および 0.47~1.17 倍を得る。よって、ひずみおよび強度は供試体ごとで様々であり、用途による傾向はみられない。

荒壁土および中塗土は、強度の高いものが多く、原土は逆に低い。

② S/C 別

引張ひずみ曲線は S/C0 および 85%に関わらず脆く、最大応力は、S/C の違いによる一定の傾向が認められない。

③ 地域別

引張ひずみ曲線は、地域別による特徴があまりみられない。しかし、都道府県別でみると、用途に関わらず、それぞれで同じ傾向があることが確認できる。

④ 評価

①、②および③より、40×40×160mm 供試体の引張強度は、用途、S/C および地域に関わらず応力が緩慢に増加し、最大応力に達するとすぐに応力低下する。また、最大応力に達するまでも供試体ごとで差異がみられるが、地域や用途による特徴は確認できない。よって、引張強度に関しては、強度も小さいことから、用途や地域による影響が顕著ではない。

表 3.6.4-16 S/C、用途および地域別の引張試験結果

強度 地域		引張強度(N/mm ²)							
		0%				85%			
		荒壁土	中塗土	原土	煉瓦用土	荒壁土	中塗土	原土	煉瓦用土
基準		—	—	—	—	—	—	—	—
京都府	近畿	0.192	0.189	0.233	—	0.205	0.189	0.223	—
埼玉県	関東	0.227	—	—	—	0.409	—	—	—
石川県輪島市	北陸	0.220	0.117	—	—	0.239	—	—	—
岐阜県 大垣市糸坂町	東海	0.208	—	—	—	0.292	—	—	—
岡山県倉敷市	中国	0.215	—	—	—	0.188	—	—	—
鳥取県鳥取市 用瀬町家奥	中国	0.084	0.087	—	—	0.067	0.099	—	—
滋賀県 東近江市	近畿	—	0.216	—	—	—	0.223	—	—
兵庫県	近畿	—	0.215	—	—	—	0.292	—	—
福岡県 糸島市本	九州	—	—	0.133	—	—	—	0.141	—
福岡県 糸島市飯原	九州	—	—	0.201	—	—	—	0.179	—
福島県郡山 荒井家	東北	—	—	—	0.146	—	—	—	0.092
那須町	関東	—	—	—	—	—	—	—	—
徳島県徳島市 八万町大坪	九州	0.241	0.192	—	—	0.206	0.174	—	—
徳島県美馬市 脇町馬木	九州	—	0.100	—	—	—	0.193	—	—
琴浦町	中国	—	—	0.204	—	—	—	0.116	—
倉吉市	中国	—	—	—	—	—	—	0.136	—

栃木県 栃木市室町	関東	—	—	0.291	—	—	—	0.225	—
--------------	----	---	---	-------	---	---	---	-------	---

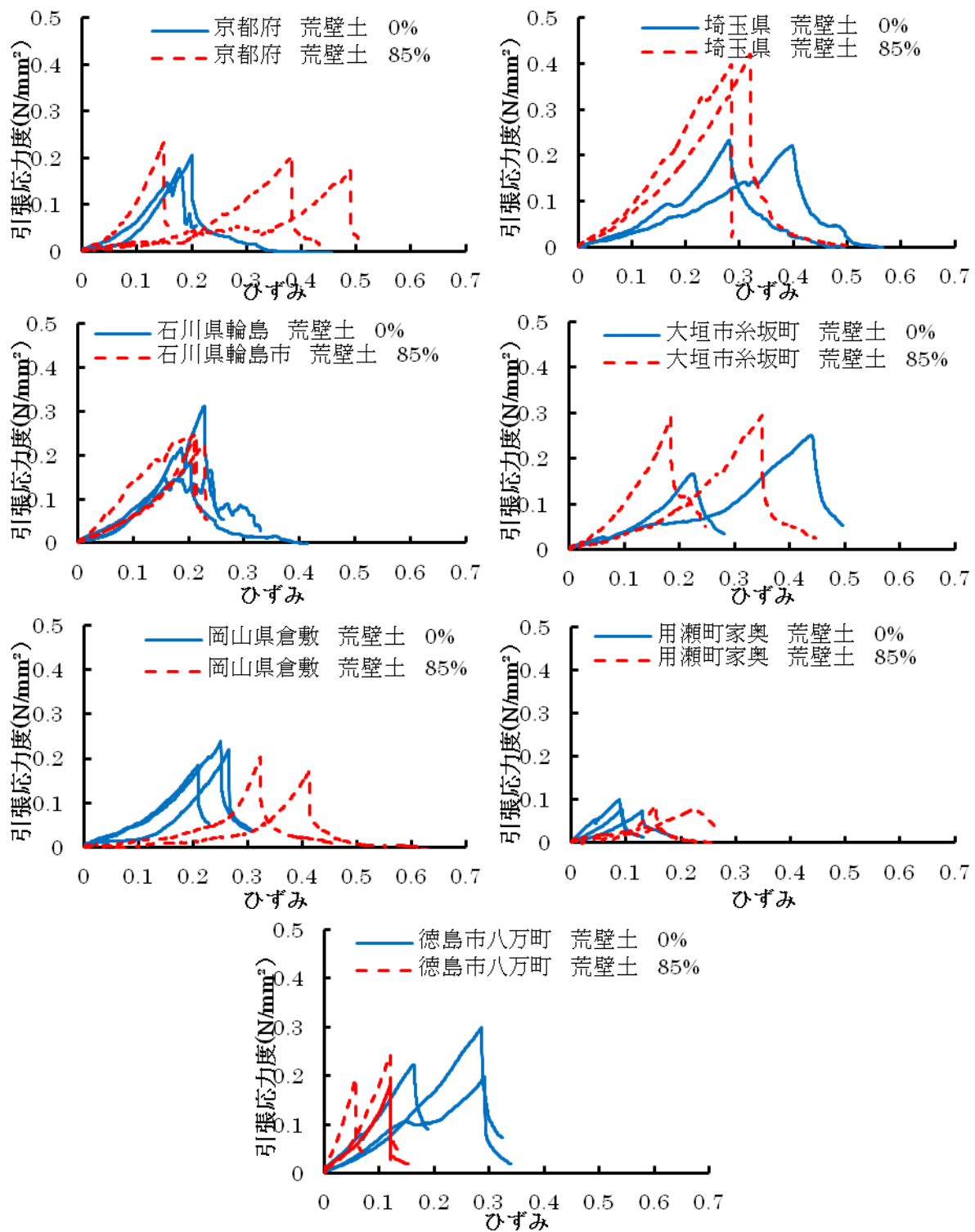


図 3.6.4-46 引張応力度とひずみの関係(40×40×160mm 供試体、S/C0 および 85%、荒壁土)

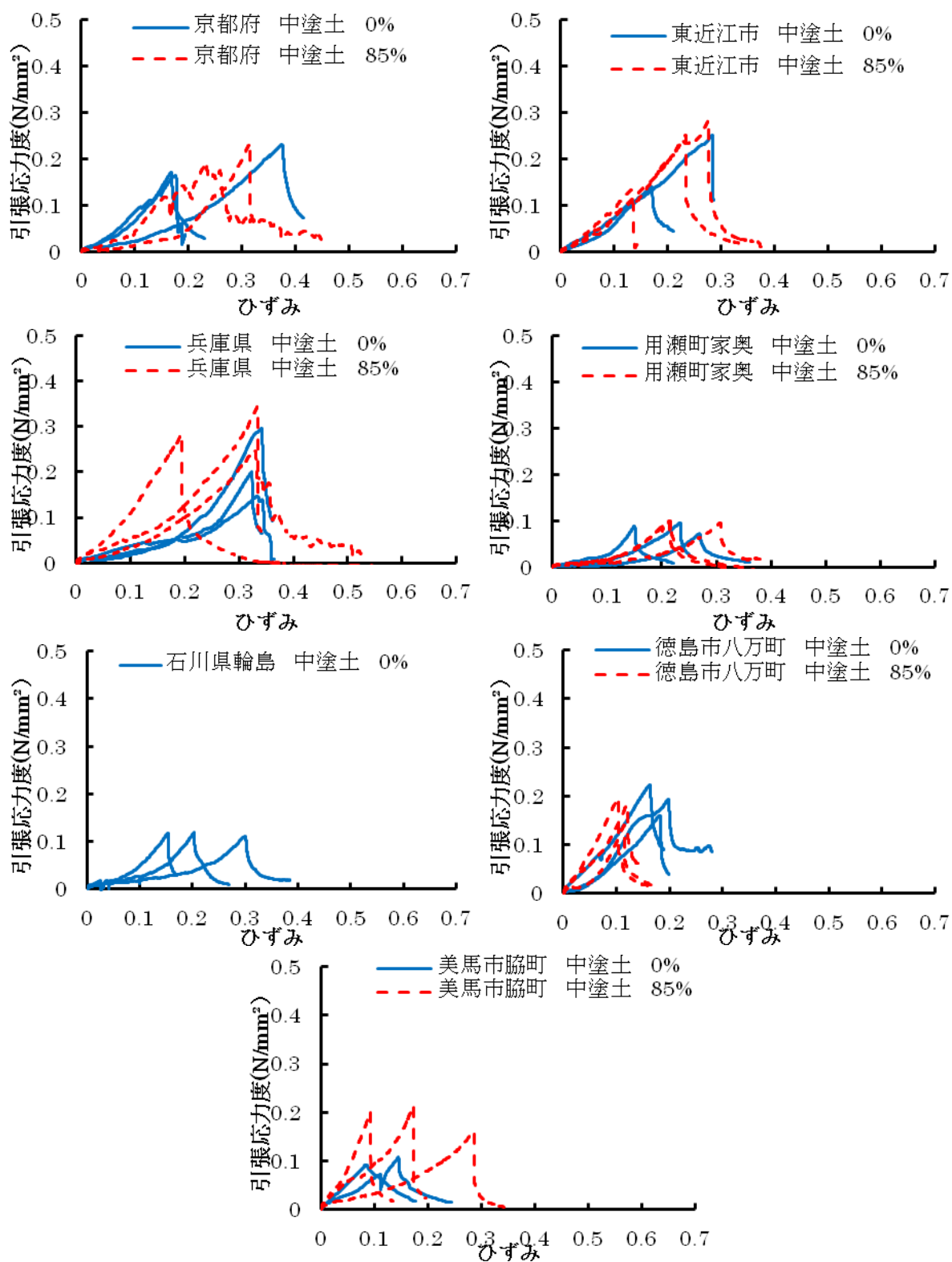


図 3.6.4-47 引張応力度とひずみの関係 (40×40×160mm 供試体、S/C0 および 85%、中塗土)

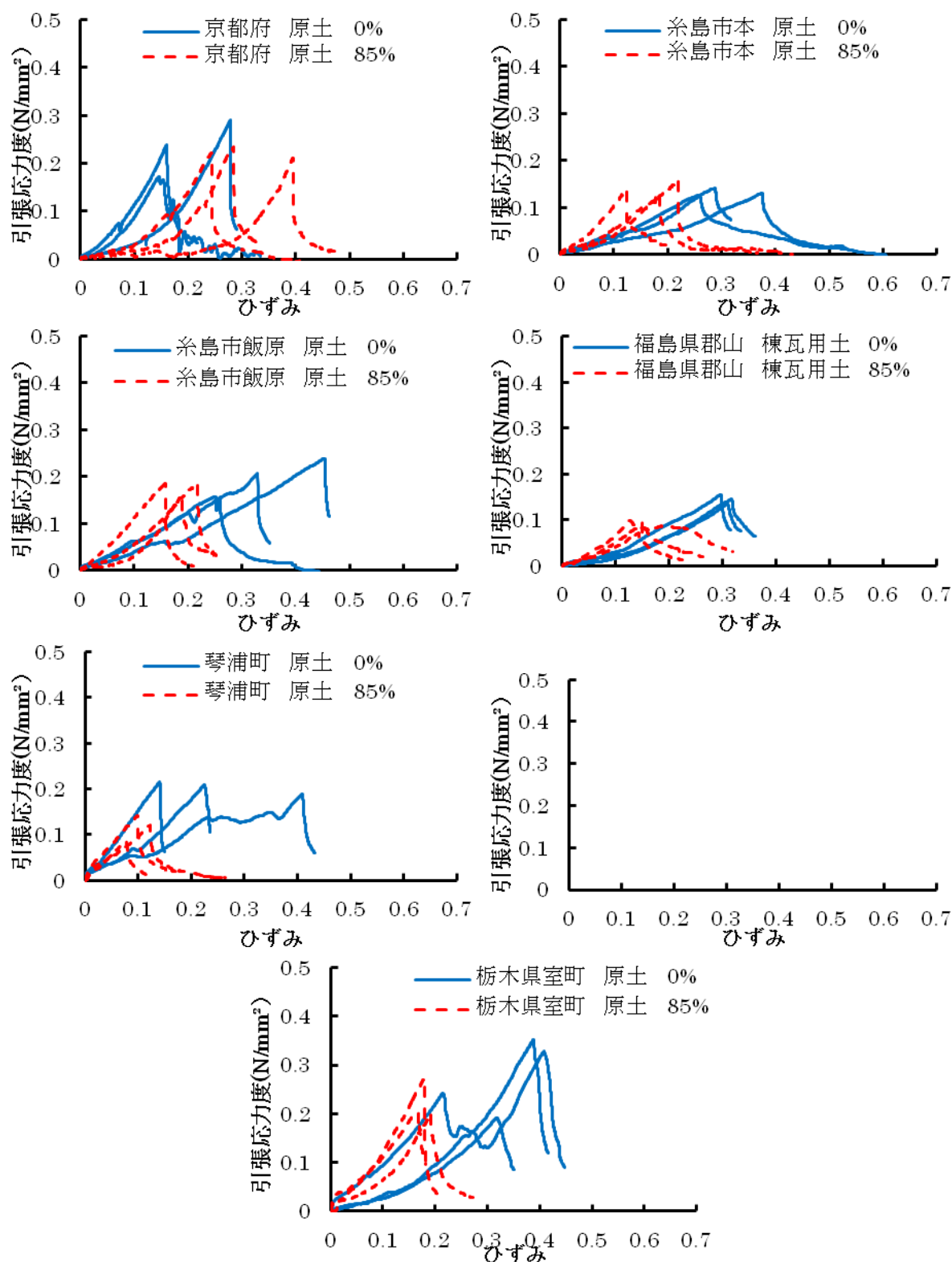


図 3.6.4-48 引張応力度とひずみの関係(40×40×160mm 供試体、S/C0 および 85%、原土)

21) 引張強度と S/D および JIS の平均粒径の関係

図 3.6.4-49 および図 3.6.4-50 に、40×40×160mm 供試体の引張強度と S/D および JIS の平均粒径の関係を示す。また、試料の不足により、供試体の数が少なく、強度試験を行っていないものが多数あるので全体のみで評価している。

① SALD

平均粒径と引張強度は、S/C0%で 0.0048~0.291mm および 0.084~0.241N/mm²、S/C85%で 0.0048~0.291mm および 0.067~0.409N/mm² を得る。せん断強度は S/C 別に関わらず、平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{S/C0\%} : y = -0.3258x + 0.2103 \quad (r = -0.669 \quad n = 18)$$

$$\text{S/C85\%} : y = -0.3177x + 0.2212 \quad (r = -0.408 \quad n = 15)$$

ここに、y：引張強度 (N/mm²)

x：平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は r=-0.669 および -0.408 で前者は高いが、後者は小さい。

② JIS

平均粒径と引張強度は S/C0%で 0.0013~0.3557mm および 0.084~0.241N/mm²、S/C85%で 0.0013~0.3557mm および 0.067~0.292N/mm² を得る。引張強度は平均粒径が大きくなるのに伴い低くなる傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{S/C0\%} : y = -0.2054x + 0.2046 \quad (r = -0.476 \quad n = 15)$$

$$\text{S/C85\%} : y = -0.2288x + 0.2093 \quad (r = -0.486 \quad n = 16)$$

ここに、y：引張強度 (N/mm²)

x：平均粒径 (mm)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は r=-0.476 および -0.486 となり、両者とも関係が小さい。

③ 評価

①および②より、引張強度は、SALD および JIS に関わらず平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向がある。また、相関係数 r は SALD の S/C0 および 85%で r=-0.669 および -0.408、同様に、JIS で r=-0.476 および -0.486 である。相関係数は全体的にみると、r=-0.5 未満と低く関係は小さいが、SALD の S/C0%のみ密接な関係を有する。

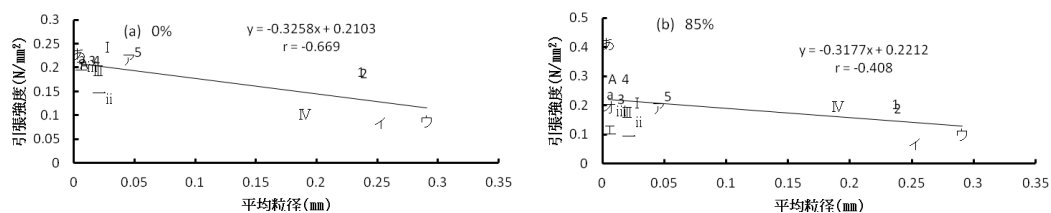


図 3.6.4-49 (a) (b) S/C0 および 85%の引張強度と SALD の平均粒径の関係

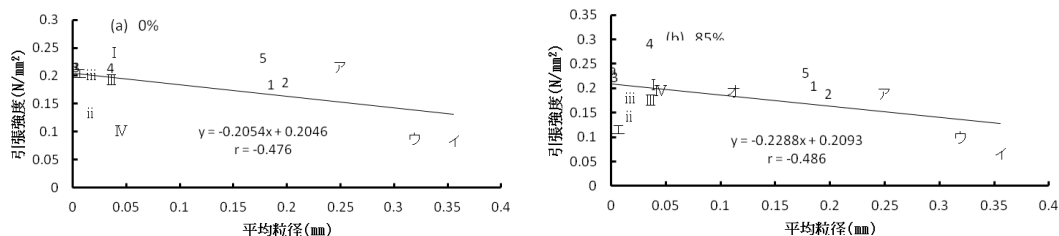


図 3.6.4-50 (a) (b) S/C0 および 85%の引張強度と JIS の平均粒径の関係

22) 引張強度と密度の関係

図 3.6.4-51 および図 3.6.4-52 に 40×40×160mm 供試体の引張強度と φ20×40mm 供試体および JIS

の密度の関係を示す。また、試料の不足により、供試体の数が少なく、強度試験を行ってないものが多数あるので全体のみで評価している。

① $\phi 20 \times 40\text{mm}$

密度と引張強度は、S/C0%で $1.444 \sim 2.13\text{g/cm}^3$ および $0.084 \sim 0.241\text{N/mm}^2$ 、S/C85%で $1.444 \sim 2.13\text{g/cm}^3$ および $0.067 \sim 0.409\text{N/mm}^2$ を得る。引張強度は S/C 別に関わらず、密度が大きくなるのに伴い増加する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{S/C0\%} \quad : y = 0.186x - 0.1347 \quad (r=0.634 \quad n=18)$$

$$\text{S/C85\%} \quad : y = 0.391x - 0.4737 \quad (r=0.824 \quad n=15)$$

ここに、y：引張強度 (N/mm²)

x：密度 (g/cm³)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は $r=0.634$ および 0.824 となり、両者とも密接な関係が認められる。

② JIS

密度と引張強度は S/C0%で $2.629 \sim 2.821\text{g/cm}^3$ および $0.084 \sim 0.241\text{N/mm}^2$ 、S/C85%で $2.611 \sim 2.821\text{g/cm}^3$ および $0.067 \sim 0.292\text{N/mm}^2$ を得る。引張強度は密度が大きくなるのに伴い増える傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{S/C0\%} \quad : y = 0.3676x - 0.8056 \quad (r=0.408 \quad n=12)$$

$$\text{S/C85\%} \quad : y = 0.2457x - 0.475 \quad (r=0.252 \quad n=13)$$

ここに、y：引張強度 (N/mm²)

x：密度 (g/cm³)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は $r=0.408$ および 0.252 となり、関係は小さい。

③ 評価

①および②より、引張強度は、 $\phi 20 \times 40\text{mm}$ および JIS に関わらず密度が大きくなるのに伴い増加する傾向がある。また、相関係数 r は $\phi 20 \times 4\text{mm0}$ の S/C0 および 85%で $r=0.634$ および 0.824 、同様に、JIS で $r=0.408$ および 0.252 となり、種々の関係が認められる。

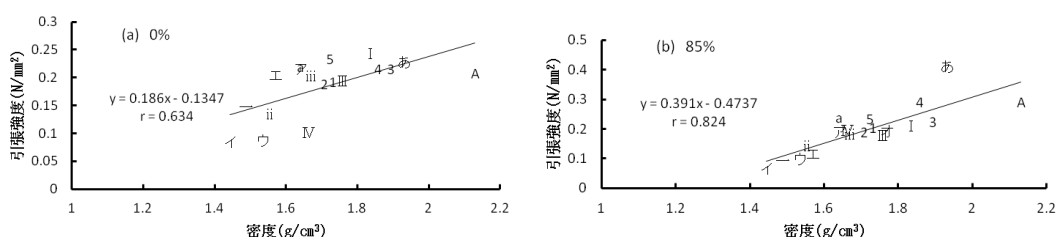


図 3.6.4-51 (a) (b) S/C0 および 85%の引張強度と $\phi 20 \times 40\text{mm}$ の密度の関係

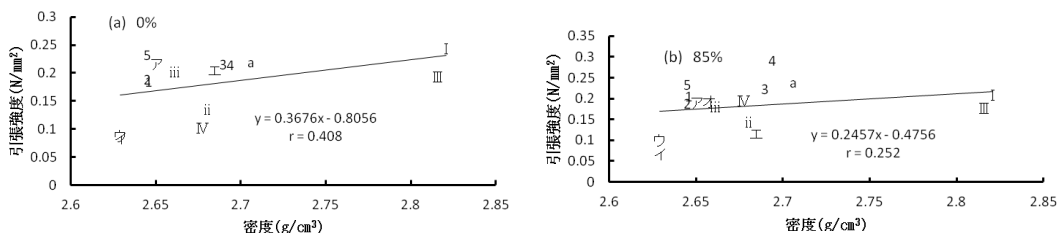


図 3.6.4-52 (a) (b) S/C0 および 85%の引張強度と JIS の密度の関係

23) 引張強度と SALD および JIS の粘土割合の関係

図 3.6.4-53 および図 3.6.4-54 に、引張強度と SALD および JIS の粘土割合の関係を示す。また、粘土割合は前述の 3.6.3 の 1) の表 3.6.3-3 および表 3.6.3-4 の粒度特性 (SALD および JIS) の値を使用している。また、試料の不足により、供試体の数が少なく、強度試験を行ってないものが多数あるので全体のみで評価している。

① SALD

粘土割合と引張強度は、S/C0%で 0.38~53.7%および $0.084\sim0.241\text{N/mm}^2$ 、S/C85%で 0.38~53.7%および $0.067\sim0.409\text{N/mm}^2$ を得る。引張強度は S/C 別に関わらず、粘土割合が増えるのに伴い増加する傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{S/C0\%} : y = 0.0016x + 0.1517 \quad (r=0.509 \quad n=18)$$

$$\text{S/C85\%} : y = 0.0025x + 0.1445 \quad (r=0.510 \quad n=15)$$

ここに、y : 引張強度 (N/mm^2)

x : 粘土割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は $r=0.509$ および 0.510 で、両者とも密接な関係が認められる。

② JIS

粘土割合と引張強度は S/C0%で 15.6~67.7%および $0.084\sim0.241\text{N/mm}^2$ 、S/C85%で 15.6~67.7%および $0.067\sim0.292\text{N/mm}^2$ を得る。引張強度は粘土割合の増加に伴い増える傾向がある。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{S/C0\%} : y = 0.0009x + 0.155 \quad (r=0.270 \quad n=15)$$

$$\text{S/C85\%} : y = 0.0007x + 0.1625 \quad (r=0.197 \quad n=16)$$

ここに、y : 引張強度 (N/mm^2)

x : 粘土割合 (%)

式から明らかなように、S/C0 および 85%の相関係数 r は $r=0.270$ および 0.197 で、関係が小さい。

③ 評価

①および②より、引張強度は、SALD および JIS に関わらず粘土割合が大きくなるのに伴い増加する傾向がある。また、相関係数 r は SALD の S/C0 および 85%で $r=0.509$ および 0.510 、同様に、JIS で $r=0.270$ および 0.197 となり、全体的にみると、0 および 85%に関わらず SALD は密接な関係を有するが、JIS は小さい。

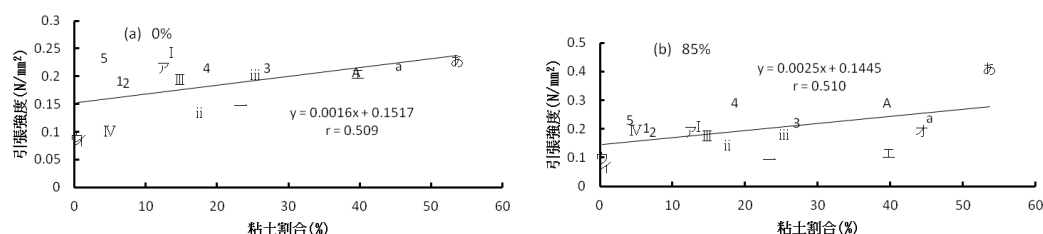


図 3.6.4-53 (a) (b) S/C0 および 85%の引張強度と SALD の粘土割合の関係

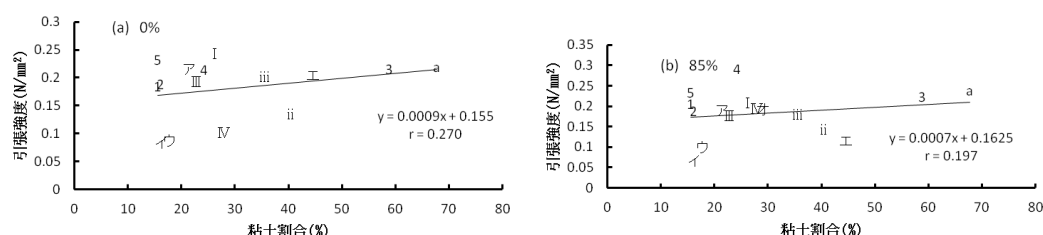


図 3.6.4-54 (a) (b) S/C0 および 85%の引張強度と JIS の粘土割合の関係

図 3.6.4-55 および図 3.6.4-56 に、引張強度と SALT および JIS のシルト割合の関係を示す。また、シルト割合は前述の 3.6.3 の 1) の表 3.6.3-3 および表 3.6.3-4 の粒度特性 (SALT および JIS) の粘土とシルトの値を合計したものを使用している。また、試料の不足により、供試体の数が少なく、強度試験を行ってないものが多数あるので全体のみで評価している。

シルト割合と引張強度は、S/C0%で9.28~100%および0.084~0.241N/mm²、S/C85%で9.28~100%および0.067~0.409N/mm²を得る。せん断強度はS/C 別に関わらず、シルト割合が増えるのに伴い増加する傾向がある。

X: シルト割合 (%)

X: シルト割合 (%)

①および②より、引張強度は、SALD および JIS に関わらずシルト割合が大きくなるのに伴い増加する傾向がある。また、相関係数 r は SALD の S/C0 および 85% で $r=0.659$ および 0.441 、同様に、JIS で $r=0.383$ および 0.329 となり、全体的にみると、S/C に関わらず引張強度と SALD のシルト割合は密接であるが、JIS では関係が小さい。また、3.6.4 の 23) の粘土割合では JIS の相関係数は小さいが、シルト割合は粒子の大きい場合で考えているので砂による差異が現れなかったため僅かに関係を生じたことが推察できる。

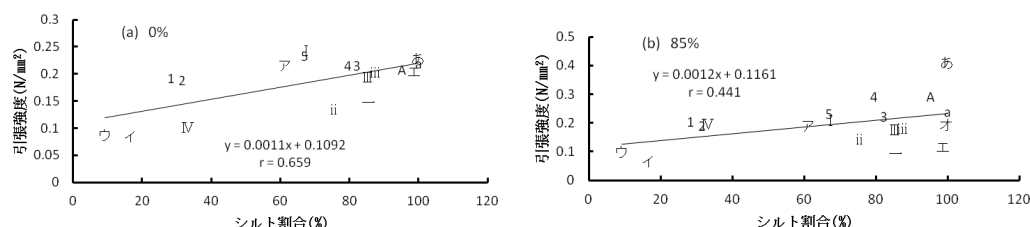


図 3.6.4-55 (a) (b) S/C0 および 85%の引張強度と SALD のシルト割合の関係

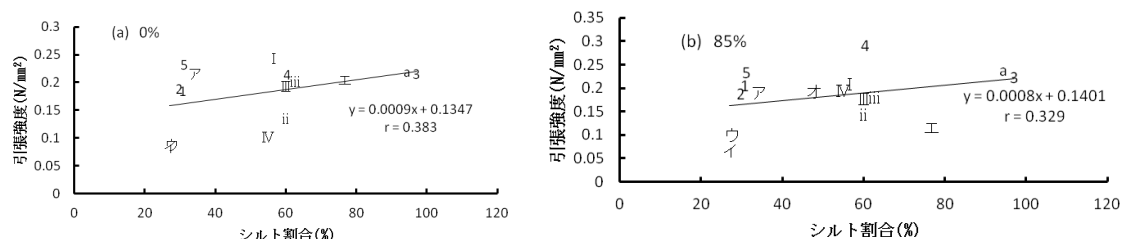


図 3.6.4-56(a) (b) S/C0 および 85%の引張強度と JIS のシルト割合の関係

25) $\phi 20 \times 40$ mm 供試体の圧縮強度と $40 \times 40 \times 160$ mm 供試体の曲げおよび圧縮強度の関係

供試体は、 $\phi 20 \times 40$ mm の場合スサ無しの原土のみであるが、 $40 \times 40 \times 160$ mm ではスサを混入させている。

① 曲げ強度

図 3.6.4-57 および図 3.6.4-58 に、S/C0 および 85%の $\phi 20 \times 40$ mm の圧縮強度と $40 \times 40 \times 160$ mm の曲げ強度の関係を示す。

曲げ強度は、S/C に関係なく荒壁土および中塗土で圧縮強度の増加に伴い増えるが、原土のみ低下する傾向にある。また、曲げ強度は $\phi 20 \times 40$ mm を 1 とすると S/C0 および 85%の荒壁土で大略 0.2~0.25 倍、中塗土は 0.2~0.3 倍を得る。同様に、荒壁土と中塗土の全体でみると、S/C0 および 85%で大略 0.2 および 0.3 倍となる。よって、曲げ強度は用途に関わらず圧縮強度の大略 0.2~0.3 倍になることが明らかになった。これは、スサの有無により強度に差が出たことを示唆している。

また、荒壁土および中塗土は原点を通る一次式 ($y=ax$)、原土は一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	(荒壁土と中塗土)	: $y = 3.4684x$	($r=0.702$ $n=15$)
	(荒壁土)	: $y = 3.7142x$	($r=0.639$ $n=8$)
	(中塗土)	: $y = 3.2062x$	($r=0.834$ $n=7$)
	(原土)	: $y = -1.2138x + 1.5248$	($r=-0.562$ $n=5$)
S/C85%	(荒壁土と中塗土)	: $y = 4.9552x$	($r=0.783$ $n=18$)
	(荒壁土)	: $y = 4.9609x$	($r=0.721$ $n=10$)
	(中塗土)	: $y = 4.9473x$	($r=0.909$ $n=8$)
	(原土)	: $y = -0.6012x + 1.2495$	($r=-0.307$ $n=6$)

ここに、 y : $\phi 20 \times 40$ mm の圧縮強度 (N/mm^2)

x : $40 \times 40 \times 160$ mm の曲げ強度 (N/mm^2)

式から明らかなように、相関係数 r は、S/C0 および 85%の荒壁土、中塗土および原土で前者が $r=0.639$ 、 0.834 および -0.562 、後者が $r=0.721$ 、 0.909 および -0.307 となる。同様に、荒壁土および中塗土を合わせた場合、S/C0 および 85%で $r=0.702$ および 0.783 を得る。よって、荒壁土および中塗土は密接であるが、原土のみ負の相関を示し、その試料数の少ないことも一因と考える。

② 圧縮強度

図 3.6.4-59 および図 3.6.4-60 に、S/C0 および 85%の $\phi 20 \times 40$ mm の圧縮強度と $40 \times 40 \times 160$ mm の圧縮強度の関係を示す。

圧縮強度は、S/C に関係なく荒壁土および中塗土で $\phi 20 \times 40$ mm の増加に伴い増えるが、S/C0%の原土のみ低下する傾向にある。また、圧縮強度は用途に関係なく $\phi 20 \times 40$ mm を 1 とすると S/C0 および 85%で大略 0.7~0.9 倍を得る。

また、荒壁土および中塗土は原点を通る一次式 ($y=ax$)、原土は一次式と看做し以下に示す。

S/C0%	(荒壁土と中塗土)	: $y = 1.1039x$	($r=0.800$ $n=15$)
	(荒壁土)	: $y = 1.1477x$	($r=0.766$ $n=8$)
	(中塗土)	: $y = 1.0474x$	($r=0.871$ $n=7$)
	(原土)	: $y = -0.2638x + 1.3791$	($r=-0.301$ $n=5$)
S/C85%	(荒壁土と中塗土)	: $y = 1.4242x$	($r=0.801$ $n=18$)

(荒壁土)	:	$y = 1.4017x$	($r=0.768$ $n=10$)
(中塗土)	:	$y = 1.4611x$	($r=0.871$ $n=8$)
(原土)	:	$y = 0.6056x + 0.4888$	($r=0.558$ $n=6$)

ここに、 y : $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の圧縮強度 (N/mm^2)

x : $40 \times 40 \times 160 \text{mm}$ の圧縮強度 (N/mm^2)

式から明らかなように、相関係数 r は、S/C0 および 85% の荒壁土、中塗土および原土で前者が $r=0.766$ 、 0.871 および -0.301 、後者が $r=0.768$ 、 0.871 および 0.558 となる。同様に、荒壁土と中塗土を合わせた場合、S/C0 および 85% で $r=0.800$ および 0.801 を得る。よって、荒壁土および中塗土は密接であるが、原土のみ負の相関を示している。

③ 評価

①および②から、 $40 \times 40 \times 160 \text{mm}$ 供試体の曲げおよび圧縮強度は、用途に関係なく $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ 供試体の圧縮強度の増加に伴い増えるが、原土のみ低下する傾向にある。また、 $40 \times 40 \times 160 \text{mm}$ は $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ を 1 とすると曲げで大略 0.2~0.3 倍、圧縮は 0.7~0.9 倍を得る。両者ともスサの有無から強度に差を与え、圧縮強度は影響を受けにくいことが認められる。

これらから、 $40 \times 40 \times 160 \text{mm}$ の曲げおよび圧縮強度は、 $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の圧縮強度の大略 0.2~0.3 および 0.7~0.9 倍で予測できることが明らかになった。両者とも安全側にとれば、 $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の圧縮強度の 0.3 倍が曲げ、0.9 倍が圧縮強度となる。

また、 $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ と曲げおよび圧縮強度との関係は、下式で表すことができる。

$$y = ax$$

ここに、 y : $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の圧縮強度 (N/mm^2)

x : $40 \times 40 \times 160 \text{mm}$ の曲げおよび圧縮強度 (N/mm^2)

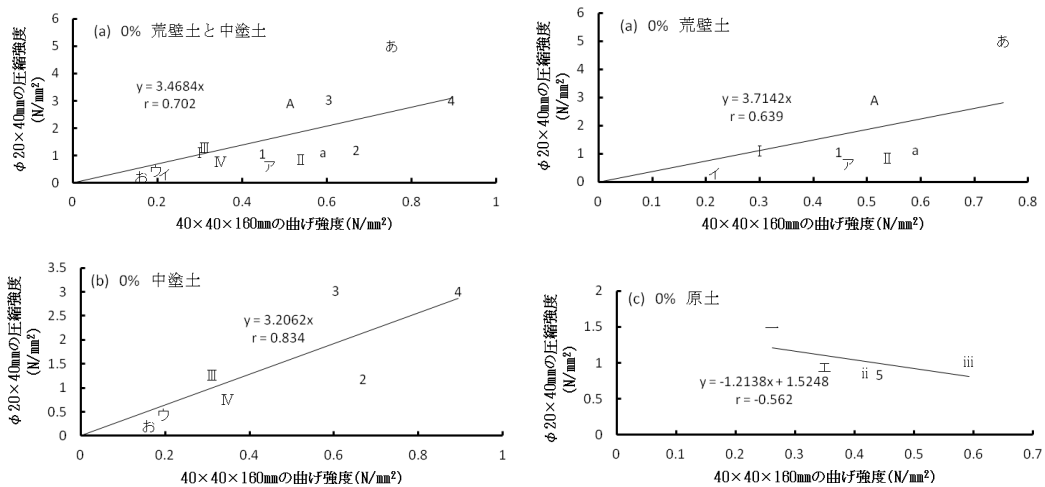
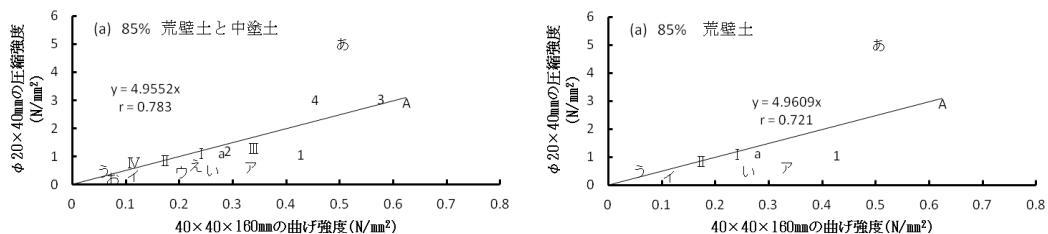


図 3.6.4-57(a)(b)(c) $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の圧縮強度と $40 \times 40 \times 160 \text{mm}$ の曲げ強度の関係(S/C0%)



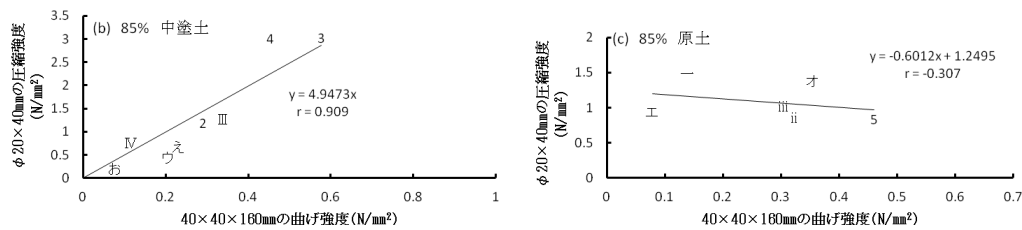


図 3.6.4-58 (a) (b) (c) $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の圧縮強度と $40 \times 40 \times 160 \text{mm}$ の曲げ強度の関係(S/C85%)

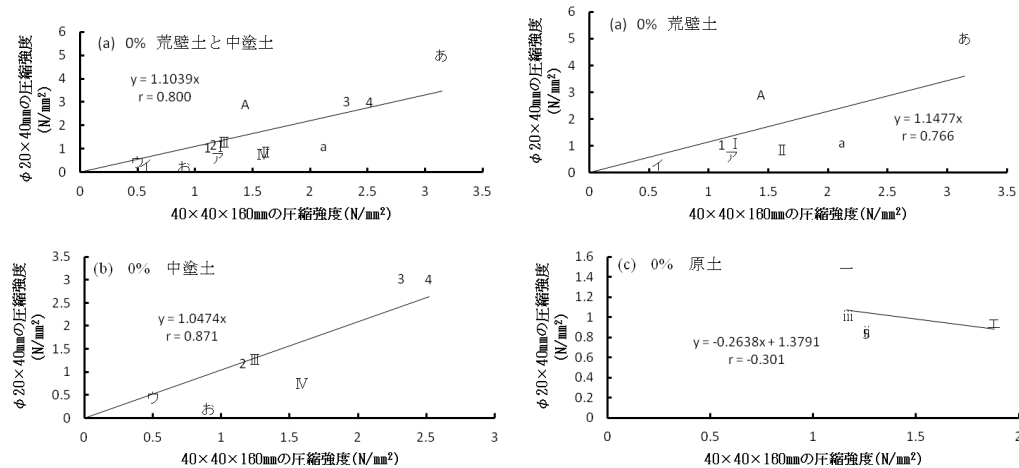


図 3.6.4-59 (a) (b) (c) $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の圧縮強度と $40 \times 40 \times 160 \text{mm}$ の圧縮強度の関係(S/C0%)

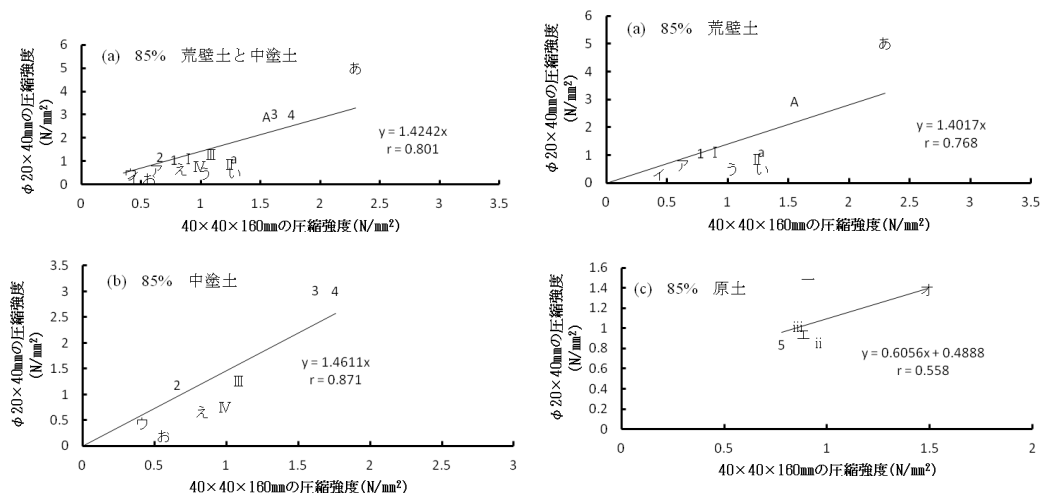


図 3.6.4-60 (a) (b) (c) $\phi 20 \times 40 \text{mm}$ の圧縮強度と $40 \times 40 \times 160 \text{mm}$ の圧縮強度の関係(S/C85%)

(3) まとめ

以上、地域産土の物理特性を $40 \times 40 \times 160 \text{mm}$ 供試体を含めて総括すると次のようになる。

1) フローおよびフロー値

壁土は一部を除いて、S/C85%よりも 0%で多く広がることを確認される。各用途別にみると、荒壁土は多くがフローテーブル上に広がらず、形が残った。中塗土および原土は、フローテーブル状に大きく広がった。これらから、荒壁土は粘り気が強く、中塗土および原土は粘り気がないことが確認できる。

フロー値は S/C および地域に関わらず単位水量が同じでも、ばらつきが出ることを確認できる。また、加水の有無によるフロー値の増減の関係も無いといえる。しかし、加水量は荒壁土および中塗土で 20~300g 程度であるが、原土は 500g 以上を与える。これらは、もみスサの違いとフロー試験時の試料採取のばらつきが一因と考える。

2) フロー値と平均粒径の関係

フロー値と平均粒径の関係は、S/C0%の場合、平均粒径が大きくなるのに伴いフロー値が高くなるが、S/C85%では目立つ傾向が無いと言える。

3) 質量変化率

質量変化率は0~7日で急激に変化するが14日以降は安定し、用途別での差異はみられないが、地域別には種々の傾向がある。四国の徳島県八万町および美馬市はS/Cおよび用途に関係なく15%程度であるが、近畿の基準および京都府はS/C0および85%で30および20%程度を得る。また、一部例外があるものの、太平洋側から送付されてきた土は、用途関係なく質量変化率が低く、日本海側は逆に高いことが確認できる。

4) 各強度

S/C0および85%の曲げ、圧縮、せん断および引張強度は、前者が $0.197\sim0.895\text{N/mm}^2$ 、 $0.51\sim3.15\text{N/mm}^2$ 、 $0.213\sim0.781\text{N/mm}^2$ および $0.084\sim0.291\text{N/mm}^2$ を得る。同様に、後者は $0.06\sim0.624\text{N/mm}^2$ 、 $0.42\sim2.30\text{N/mm}^2$ 、 $0.186\sim0.547\text{N/mm}^2$ および $0.067\sim0.409\text{N/mm}^2$ をとる。また、各強度の割合は京都府の強さを1とするとS/C0および85%の曲げで0.5~1.7および0.16~1.2倍、圧縮は0.67~2.26および0.48~1.67倍、せん断で0.4~1.7および0.4~1.13倍、引張は0.52~1.29および0.44~1.60倍となる。

曲げ、圧縮、せん断および引張強度は、地域およびS/Cに関係なく各強度が緩慢に増加し最大応力に達した後も低下せず横ばいになる傾向と、各強度が急激に上昇し最大応力に到達後すぐに強度を失う脆いものも確認できる。

各最大応力度は、S/Cで異なりS/C0>85%の傾向が認められるが、両者が同等の応力になるものもある。また、曲げ、圧縮およびせん断強度は粘りのある場合S/C0および85%で差が認められないが、急激に低下するものは前者>後者の差が顕著になることが確認できる。

曲げ、圧縮、せん断および引張強度は、用途別で差異がみられる。曲げ強度は荒壁土および中塗土で両者とも最大応力の高いものが多いが、原土は2種類の傾向が確認でき、最大応力が大きくその後も粘り強いものもある。圧縮およびせん断強度は、荒壁土は、粘りの無い脆いものが大半を占めているが、原土は粘りのあるものが多くある。中塗土の場合、脆いものと粘りのあるものが種々ある。引張強度は供試体ごとで種々あり、用途別による目立った傾向はみられない。

近畿の土は最大応力が高く、その後も緩慢に低下することから、粘り強い性質を持つと考える。曲げおよび圧縮強度は、22および23年度の結果から差が出ることが分かる。最大応力は、前者で総じて値が高く、後者は低い傾向がある。これは、その年に使用した稲スサ、強度試験の季節など多くの要因が影響したと推察する。しかし、せん断および引張強度はそのような傾向は認められない。

5) 各強度とSALDおよびJISの平均粒径の関係

曲げ、圧縮、せん断および引張強度は、用途別にみると基本的に平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向があるが、曲げおよび圧縮強度の原土は、増加する傾向がみられる。各強度の相関係数 r は、大略 $r=-0.50$ 以上と密接であるが、原土のみ僅かな関係と言える。S/C0および85%の相関係数 r は、前者は荒壁土および中塗土で高いが原土は小さく、後者は一部例外があるものの全体、荒壁土、中塗土および原土は密接である。各強度は、SLADおよびJISの平均粒径で検討を行ったが、両者に顕著な差異は無く同様の結果を得ることが明らかになった。

曲げおよび圧縮強度は、地域別に見ると平均粒径が大きくなるのに伴い低下する傾向がある。同様に、相関係数 r も、大略 $r=-0.50$ 以上あり密接と言える。

6) 各強度と密度の関係

曲げ、圧縮、せん断および引張強度は、用途別にみると密度が増加するのに伴い増えるが、曲げ強度とJISの密度の場合、低下もしくは変化がみられない傾向がある。また、各強度と $\phi 20\times 40$ およびJISの相関係数 r は、前者は大略 $r=0.5$ 以上と密接であるが、後者は総じて小さい。

各強度は、地域別にみると密度の増加に伴い増えるが、低下するものもある。両者の関係は用途別との違いとして、一次式の正負に関係なく密接と言える。

これらから、用途および地域別を総括すると、曲げ強度は密度の増加に伴い増える場合、相関係数 r は高く密接である。しかし、曲げ強度が低下する場合は r が総じて低く僅かな関係と言える。よって、密度と曲げ強度の関係は前者の傾向が強いことが推測される。

7) 各強度と SALD および JIS の粘土割合の関係

曲げ、圧縮、せん断および引張強度は、用途別にみると粘土割合の増加に伴い増えるが、曲げ強度の原土などの一部は低下する傾向がみられる。また、相関係数 r は大略 $r=0.5$ 以上と密接であるが、後者に類似するほど値は小さく僅かな関係と言える。同様に、SALD および JIS で差異は認められないが、S/C0 および 85%に顕著な差がある。相関係数 r は大略 $S/C0\% > 85\%$ であり、砂が混入されているため、粘土割合と実際に供試体に含まれる粒子径の割合に誤差が生じたと考える。

各強度は地域別にみると、用途別と同様の結果を示すが、一部地域では逆の傾向もある。しかし、地域別は、各地域の試料数が 4~5 個と少ないことも一因と考える。

8) 各強度と SALD および JIS のシルト割合の関係

曲げ、圧縮、せん断および引張強度は、用途別にみると、シルト割合が増えるのに伴い増加するが、曲げおよび圧縮強度の原土は低下するものもある。圧縮、せん断および引張強度の相関係数 r は、SALD および JIS に関係なく大略 $r=0.5$ 以上あり密接な関係を有する。同様に、曲げ強度の場合、SALD および S/C85%の方は密接であるが、JIS および S/C0%の方は小さい。

曲げ、圧縮、せん断および引張強度は地域別にみると、用途別と同様の傾向を示し、相関係数 r も高く密接な関係があるが、一部地域で低下するものもある。しかし、検討地域の試料数は 4~5 個と少ないため今後検討する必要がある。

9) $\phi 20 \times 40\text{mm}$ の圧縮強度と $40 \times 40 \times 160\text{mm}$ の曲げおよび圧縮強度の関係

$40 \times 40 \times 160\text{mm}$ の曲げおよび圧縮強度は、 $\phi 20 \times 40\text{mm}$ の圧縮強度の大略 0.2~0.3 および 0.7~0.9 倍で予測できることが明らかになった。両者とも安全側にとれば、 $\phi 20 \times 40\text{mm}$ の圧縮強度の 0.3 倍が曲げ、0.9 倍が圧縮強度となる。

また、 $\phi 20 \times 40\text{mm}$ と曲げおよび圧縮強度との関係は、下式で表すことができる。

$$y=ax$$

ここに、 y : $\phi 20 \times 40\text{mm}$ の圧縮強度 (N/mm^2)

x : $40 \times 40 \times 160\text{mm}$ の曲げおよび圧縮強度 (N/mm^2)

3.6.5 総括

主要の結果をまとめて以下に述べ、本論の結論とする。

以上、3.6.3 および 3.6.4 で地域産土の個々の性質について明らかにした。しかし、土壁の「地」の材料を使っていることから交通、すなわち他地域と交流の乏しい時代、その土地で産する原土の使用しか方法が無かったと言える。したがって、粗粒子が多い土や粘土質分の少ない土では粘りがなく、凝固にも付着力と強度の乏しい土壁用の原土としては適切ではないが利用せざるを得なかったことが実情であったと考える。左官職人は近間で入手できる限定された材料に苦勞しながら、水合せ期間を長くする、すさを長くする、小舞間隔を狭くするなどの工夫を重ねることで材料および技術を改良したと思われる。しかし、一番重要な点は、左官職人の技術の継承と材料についての口承であったと言える。

最近では、流通方法が進んだことから「地」の材料が少なく、県をまたいで利用する事が電話による調査で確認された。このことは、土壁用の原土は改良されるが、それまで継承された伝統技術が変わることを意味している。

国内で土壁に利用されている原土は、以下のようにまとめられる。尚、強度試験結果については一覧表にまとめている。

1) 荒壁土および中塗土は粘性土質砂、次いで砂質粘土、原土は砂質粘土となる。密度は、荒壁土で $2.611 \sim 2.821\text{g/cm}^3$ 、中塗土は $2.629 \sim 2.816\text{g/cm}^3$ 、原土で $2.645 \sim 2.685\text{g/cm}^3$ を得る。平均粒径は、SALD の荒壁土、中塗土および原土で $0.0064 \sim 0.2522$ 、 $0.019 \sim 0.352$ および $0.006 \sim 0.0534\text{mm}$ を得る。同様に、JIS は $0.0013 \sim 0.3557$ 、 $0.0032 \sim 0.2630$ および $0.0073 \sim 0.1776\text{mm}$ をとる。

2) 粒度分布は SALT と JIS で通過質量百分率は異なるが、曲線傾向はほぼ一致することから、粒径 2000 μ m 以下なら SALT で測定しても問題ない。

3) 密度は $\phi 20 \times 40$ mm から算出した値と JIS との関係は、下式で表すことができる。その場合後者は前者の大略 1.5 倍を与える。

$$\begin{aligned} \text{(荒壁土と中塗土)} & : y = 1.5147x - 2.4687 \\ \text{ここに、} y & : \phi 20 \times 40 \text{mm の密度 (g/cm}^3\text{)} \\ x & : \text{JIS の密度 (g/cm}^3\text{)} \end{aligned}$$

4) 従来から言われているように、粘土質分量と曲げおよび圧縮強度は、相関係数 $r=0.5$ 前後と関係があり下式で表すことができる。

$$\begin{aligned} \text{SALT および JIS} & y = ax + b \\ \text{ここに、} y & : \text{曲げおよび圧縮強度 (N/mm}^2\text{)} \\ x & : \text{粘土割合 (\%)} \end{aligned}$$

5) $40 \times 40 \times 160$ mm 供試体の曲げ、圧縮、せん断および引張強度は、荒壁土で 0.390、1.34、0.384 および 0.213N/mm²、中塗土は 0.363、1.19、0.450 および 0.177N/mm²、原土で 0.379、1.22、0.418 および 0.179N/mm² が得られる。ここでそれぞれ用途別の曲げ強度を 1 とすると荒壁土で 3.4、0.9 および 0.5 倍、中塗土は 3.2、1.2 および 0.4 倍、原土で 3.2、1.1 および 0.4 倍となる。

6) 圧縮強度は $\phi 20 \times 40$ mm から算出した値と $40 \times 40 \times 160$ mm との関係は、相関係数 $r=0.8$ 以上となり下式で表すことができる。その場合、前者は後者の大略 1.1~1.4 倍を与える。

$$\begin{aligned} \text{S/C0\% (荒壁土および中塗土)} & : y = 1.1039x \\ \text{S/C85\% (荒壁土および中塗土)} & : y = 1.4242x \\ \text{ここに、} y & : \phi 20 \times 40 \text{mm の圧縮強度 (N/mm}^2\text{)} \\ x & : 40 \times 40 \times 160 \text{mm の圧縮強度 (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

土塗り壁用の原土は、地域によって差のあることを示唆しているが、十分に解明されていない。しかし、天然に産し無限の資源の個々についての性質をここに明らかにすることにどのような意味があるのか甚だ疑問を持っている。

たとえば、JASS5 コンクリート材料の細・粗骨材の基準はあるが、基準を満たさない材料を有さない地域ではどのようにするのか。将来に大きなつけを残さないように枯渇について検討すべき問題にあると考える。

以上のように、資源を大量消費する建設業の場合、無尽蔵と言ってもいずれ枯渇することを考慮し、再生利用等の上手な利用方法を根本から検討しておくべきでもある。その点についてみると、土壁を用いた建設材料ほど理にかなったものであることを痛切に感じている。電力大量消費の工業化建材は、世界的に電力使用の削減が求められている中で、天然素材に目を向ける必要のあることを示唆している。特に、福島原発問題は工業化建材大量生産、消費の建設業に向けられた課題と言える。

一覧表 実大土壁供試体に用いた壁土の性質

用途	記号	産地		強度試験(N/mm ²)								備考
				曲げ(σ_b)		圧縮(σ_c)		せん断(σ_s)		引張(σ_t)		
				0%	85%	0%	85%	0%	85%	0%	85%	
荒壁土	1	京都府	強度	0.448	0.427	1.11	0.78	0.458	0.375	0.192	0.205	—
			σ	0.07	0.02	0.04	0.11	0.02	0.01	0.01	0.03	—
	お	埼玉県	強度	0.754	0.506	3.15	2.30	—	—	0.227	0.409	—
			σ	0.25	0.24	0.09	0.16	—	—	0.01	0.01	—
	a	石川県輪島市	強度	0.590	0.279	2.12	1.28	0.639	0.323	0.220	0.239	—
			σ	0.09	0.10	0.19	0.03	0.05	0.04	0.08	0.01	—
	A	大垣市糸坂町	強度	0.513	0.624	1.44	1.55	—	—	0.208	0.292	—
			σ	0.07	0.01	0.22	0.05	—	—	0.05	0.01	—
	ア	岡山県倉敷市	強度	0.467	0.335	1.20	0.64	0.510	0.250	0.215	0.188	—
			σ	0.12	0.05	0.06	0.04	0.04	0.05	0.02	0.02	—
	イ	用瀬町家奥	強度	0.215	0.113	0.57	0.43	0.243	0.191	0.084	0.067	—
			σ	0.10	0.06	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01	0.02	—
	あ	荒井家	強度	—	0.263	—	1.29	—	—	—	—	—
			σ	—	0.10	—	0.06	—	—	—	—	—
	い	那須町	強度	—	0.06	—	1.04	—	—	—	—	—
			σ	—	0.03	—	0.02	—	—	—	—	—
I	徳島市八万町	強度	0.300	0.241	1.22	0.90	0.448	0.415	0.241	0.206	—	
		σ	0.21	0.19	0.01	0.03	0.04	0.02	0.05	0.03	—	
II	美馬市脇町	強度	0.538	0.173	1.61	1.24	—	—	—	—	—	
		σ	0.04	0.11	0.06	0.07	—	—	—	—	—	
中塗土	2	京都府	強度	0.670	0.291	1.16	0.66	0.457	0.352	0.189	0.189	—
			σ	0.04	0.16	0.11	0.25	0.05	0.02	0.03	0.04	—
	3	滋賀県東近江市	強度	0.605	0.578	2.32	1.62	0.684	0.520	0.216	0.223	—
			σ	0.08	0.578	0.11	0.06	0.08	0.01	0.06	0.08	—
	4	兵庫県	強度	0.895	0.454	2.52	1.76	0.781	0.547	0.215	0.292	—
			σ	0.10	0.27	0.08	0.11	0.28	0.10	0.07	0.04	—
	ウ	用瀬町家奥	強度	0.197	0.206	0.51	0.42	0.213	0.186	0.087	0.099	—
			σ	0.06	0.02	0.06	0.03	0.02	0.01	0.01	0.01	—
	B	石川県輪島市	強度	0.346	—	0.92	—	0.331	—	0.117	—	—
			σ	0.01	—	0.04	—	0.03	—	0.01	—	—
	う	荒井家	強度	—	0.232	—	0.84	—	—	—	—	—
			σ	—	0.12	—	0.03	—	—	—	—	—
	え	那須町	強度	0.162	0.077	0.91	0.57	—	—	—	—	—
			σ	0.13	0.11	0.05	0.04	—	—	—	—	—
	III	徳島市八万町	強度	0.311	0.339	1.25	1.09	0.511	0.423	0.192	0.174	—
			σ	0.09	0.11	0.03	0.02	0.09	0.07	0.03	0.02	—
IV	美馬市脇町	強度	0.347	0.114	1.59	0.99	—	—	0.100	0.193	—	
		σ	0.23	0.09	0.10	0.04	—	—	0.01	0.02	—	
原土	5	京都府	強度	0.442	0.460	1.26	0.78	0.552	0.389	0.233	0.223	—
			σ	0.06	0.13	0.07	0.09	0.02	0.02	0.05	0.01	—
	ii	糸島市本	強度	0.417	0.322	1.26	0.96	—	—	0.133	0.141	—
			σ	0.02	0.06	0.07	0.04	—	—	0.01	0.01	—
	iii	糸島市飯原	強度	0.592	0.304	1.17	0.86	—	—	0.201	0.179	—
			σ	0.10	0.02	0.09	0.07	—	—	0.04	0.01	—
	エ	琴浦町	強度	0.351	0.079	1.88	0.89	0.577	0.331	0.204	0.116	—
			σ	0.01	0.08	0.02	0.08	0.04	0.02	0.02	0.02	—
	オ	倉吉市	強度	—	0.355	—	1.49	—	0.473	—	0.136	—
			σ	—	0.13	—	0.09	—	0.08	—	0.02	—
	カ	栃木市室町	強度	0.780	0.337	1.62	1.50	—	—	0.291	0.225	—
			σ	0.09	0.23	0.08	0.10	—	—	0.08	0.03	—
	一	福島県郡山	強度	0.261	0.138	1.16	0.91	0.286	0.270	0.146	0.092	—
			σ	0.10	0.08	0.07	0.04	0.03	0.03	0.01	0.01	—

3.6.6 付録

(1) 紙スサを用いた壁土の性質

1) 実験概要

本実験では、紙スサを用いた壁土の性質について調べている。

2) 基本調合

表 3.6.6-1 に目標フロー値 135 ± 10 の S/C 別の稲スサを用いた調合を示す。調合は、砂原土比(以後、S/C と表記する)0 および 85%とした。また、スサ量はスサ種類に関係なく同じ量を加えた。

表 3.6.6-1 基本調合(稲スサ)

砂原土比 S/C (%)	質量調合 (g/l)			
	原土 (C)	砂 (S)	水 (W)	スサ (St)
0	1096.1	0	449.4	27.4
85	730.9	621.3	385.0	19.3

注) 砂原土比 (S/C) は質量比である。

3) 紙スサの調合

表 3.6.6-2 および表 3.6.6-3 に紙スサの実施調合および計画調合と絶対容積を示す。

紙スサは S/C0%の基本調合を紙の密度 (0.7g/cm^3) に換算して計画調合を作製した。表 3.6.6-3 の計画調合 100%での紙スサを練り混ぜ水に溶かしたが、溶けきらず繊維が残ったため表 3.6.19 にある実施調合としてスサの量を減らし、調合に修正を加え実験を行った。表 3.6.6-3 の計画調合 50、80 および 100%もあえて調合し比較対象にした。また、計画調合の 50 および 80%は、計画調合の 100%時のスサ量を 5 および 8 割にした状態で調合に修正を加えた。方法は、実施調合 100、130、150 および 200%の 4 種類と計画調合 50、80 および 100%の 3 種類の計 7 種類で、紙スサは量が少ないこともあり S/C0%のみ作製した。

また、写真 3.6.6-1 に紙スサを水に溶かした様子を示す。

表 3.6.6-2 実施調合と絶対容積(紙スサ)

スサ 混入率 (%)	質量調合 (g/l)				絶対容積 (ml)				
	原土 (C)	砂 (S)	水 (W)	スサ (St)	原土 (C)	砂 (S)	水 (W)	スサ (St)	合計
100	1251.9	0	513.3	10.0	472.4	0	513.3	14.3	1000
130	1246.5	0	511.1	13.0	470.4	0	511.1	18.6	1000.1
150	1242.9	0	509.6	15.0	469.0	0	509.6	21.4	1000
200	1233.7	0	505.8	20.0	465.5	0	505.8	28.6	999.9

表 3.6.6-3 計画調合と絶対容積(紙スサ)

スサ 混入率 (%)	質量調合 (g/l)				絶対容積 (ml)				
	原土 (C)	砂 (S)	水 (W)	スサ (St)	原土 (C)	砂 (S)	水 (W)	スサ (St)	合計
50	1242.5	0	509.4	15.2	468.9	0	509.4	21.7	1000
80	1226	0	502.6	24.32	462.6	0	502.6	34.7	999.9
100 (基準)	1215.0	0	498.1	30.4	458.5	0	498.1	43.4	1000

※紙の密度は平成 22 年理科年表 p.物 22 (372) 紙による



写真 3.6.6-1 紙スサを水に溶かした様子
 ※左側に紙スサ
 右側は水に溶かした状態。図中の中央下は、スサを集め溶けた状態を表す。

4) 壁土試料の作製

表 3.6.6-4 に壁土の練り混ぜ時間を示す。

壁土の練混ぜには、公称容量 5ℓ のオムニミキサを用い、材料は土、スサおよび水の順に投入し、表 3.6.6-3 に従い所定時間練混ぜた。紙スサは、オムニミキサに投入する 1 時間前に水に浸した。しかし、写真 3.6.6-1 から明らかなように、溶解が十分になされたとは言い切れない状態である。紙スサの利用には、ミキサー等で十分に混合する必要があることを示唆している。（下記の文献）

表 3.6.6-4 壁土の練混ぜ時間

回転記号	回転数 (r/min)	時間 (秒)
		0 日
5.0～ 5.5	300～	15
	330	15
6.0	380	30
6.5	425	60
練混ぜ時間		120

土と左官の本：コンフォルト、6 月号別冊、p. 97、2002. 6

5) 実験方法

① 供試体の作製

型枠は、モルタル供試体成形用型三連型枠(□40×40×160mm)を使用し、練混ぜ後の壁土試料を、三連型枠(ようかん)に詰める前にセメントペースト練混ぜ用(手練り用)さじでかき混ぜ、容器に取り出した。

壁土試料は、型枠に二層に分けて詰め、モルタル供試体作製用型の突き棒(□35×35mm)で各層 5 回突きを 4 回繰り返し(20 回)、仕上げは上端をならし成形した。

強度試験用供試体は、実施調合の 100、130、150 および 200%は曲げ、圧縮およびせん断試験用に 2 枠、引張試験用に 1 枠、計画調合の 50、80 および 100%は曲げおよび圧縮試験用に 1 枠、引張試験用に 1 枠用いて作製した。

② 養生方法および脱型

供試体は、実験室内で温度、湿度に関わらず気中養生とした。脱型は供試体作製後 3 日目に側面、

7 日目に完全脱型を目標とした。

6) 実験結果および考察

① フロー値

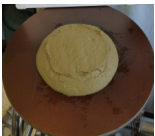
図 3.6.6-1 にフロー値を、写真 3.6.6-2 に実施および計画調合のフローを示す。

表からわかるように、実施調合 100、130、150 および 200%は、スサ量の少ないものほどフローテーブル上によく伸びている。計画調合でも 50%は大きく広がったが、80 および 100%では形が残った。

練り混ぜた後、紙スサの量に関係なく繊維は目立たず、土のペースト状になっている。フロー値から見ても、計画調合の 80 および 100%は、133.7 および 137.7 と目標フロー値 135 ± 10 の範囲を得るが、実施調合 100、130、150、200%および計画調合 50%は、155.2、143.0、146.3、145.2 および 147.7 と目標フロー値から外れ、スサ量が少なくなるほどフロー値も高い。

以上のことから、フロー値の観点からいえば、基本調合を元に調合した表 3.6.2-3 の計画調合の方が目標とした値を得る。

写真 3.6.6-2 実施および計画調合のフロー

スサ混入率						
実施調合				計画調合		
100%	130%	150%	200%	50%	80%	100%
						

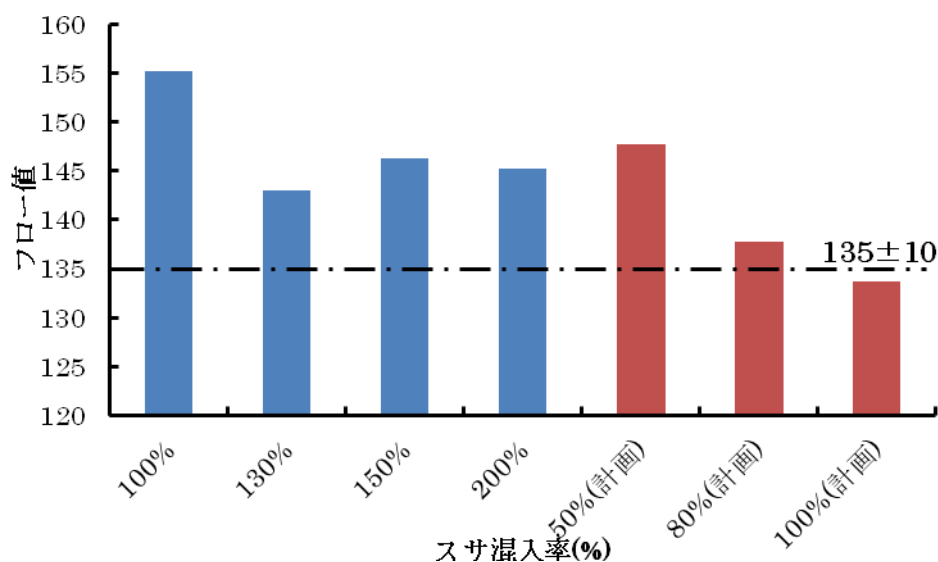


図 3.6.6-1 フロー値

② スサ混入率とフロー値の関係

図 3.6.6-2 に紙スサ混入率とフロー値の関係を示す。スサ混入率は、実施調合の 100%のスサ量 10.0g を 100%としているので、計画調合の 50、80 および 100%のスサ量 15.2、24.32 および 30.4g を 152、243.2 および 304%として図に表記している。

紙スサは、練り混ぜる前に水で溶かした状態の場合、実施調合の紙スサ量 10~15g 程度ならほとんど解けたが、計画調合の 80 および 100%は、溶かした繊維が目立つ状態だった。練り混ぜ後は、スサ量に関係なくペースト状の土になったが、スサ量が多くなるとフロー値は低下する。基本調合の目標フロー値 135 ± 10 を満足しているのは実施調合の 130%と計画調合の 80 および 100%である。一部例外も認められるが、おおよそ 135 ± 10 を満足し、紙スサ混入率が S/C0%で 15g 以下になると小さくなる傾向がある。

スサ混入率とフロー値の関係は、前者が大きくなるのに伴い後者は低くなる傾向が見られる。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

全体 $y = -8.7995x + 160.18$ ($r = -0.898$ $n = 7$)

実施調合のみ $y = -7.7264x + 158.6$ ($r = -0.608$ $n = 4$)

計画調合のみ $y = -9.349x + 161.49$ ($r = -0.992$ $n = 3$)

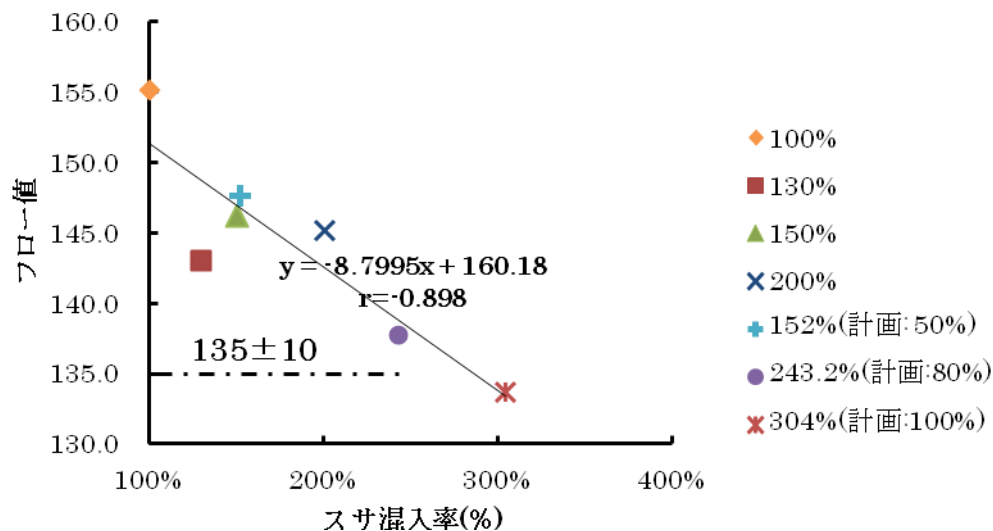
ここに、y：フロー値

x：スサ混入率(%)

式から明らかなように、相関係数 r は $r = -0.898$ 、 -0.608 および -0.992 を示すことから、スサ混入率とフロー値は密接に関係していることが認められる。

実施調合のみは相関係数 r が $r = -0.608$ を示し、計画調合のみでは $r = -0.992$ となる。両者とも関係があると言えるが、前者ではばらつきが見られ、後者は密接な関係と分かる。また、全体の相関係数 $r = -0.898$ と実施および計画調合で、それぞれが密接に関係していることを示している。

以上のことから、基本調合を基にした調合とスサ量を決めて修正を加えた調合に関係があることを確認した。スサ混入率とフロー値が比例関係にあり、任意のフロー値を自在に導き出すことが可能になる。しかし、紙スサを練混ぜ水に溶かすには十分な混合時間が必要で注意を要する。



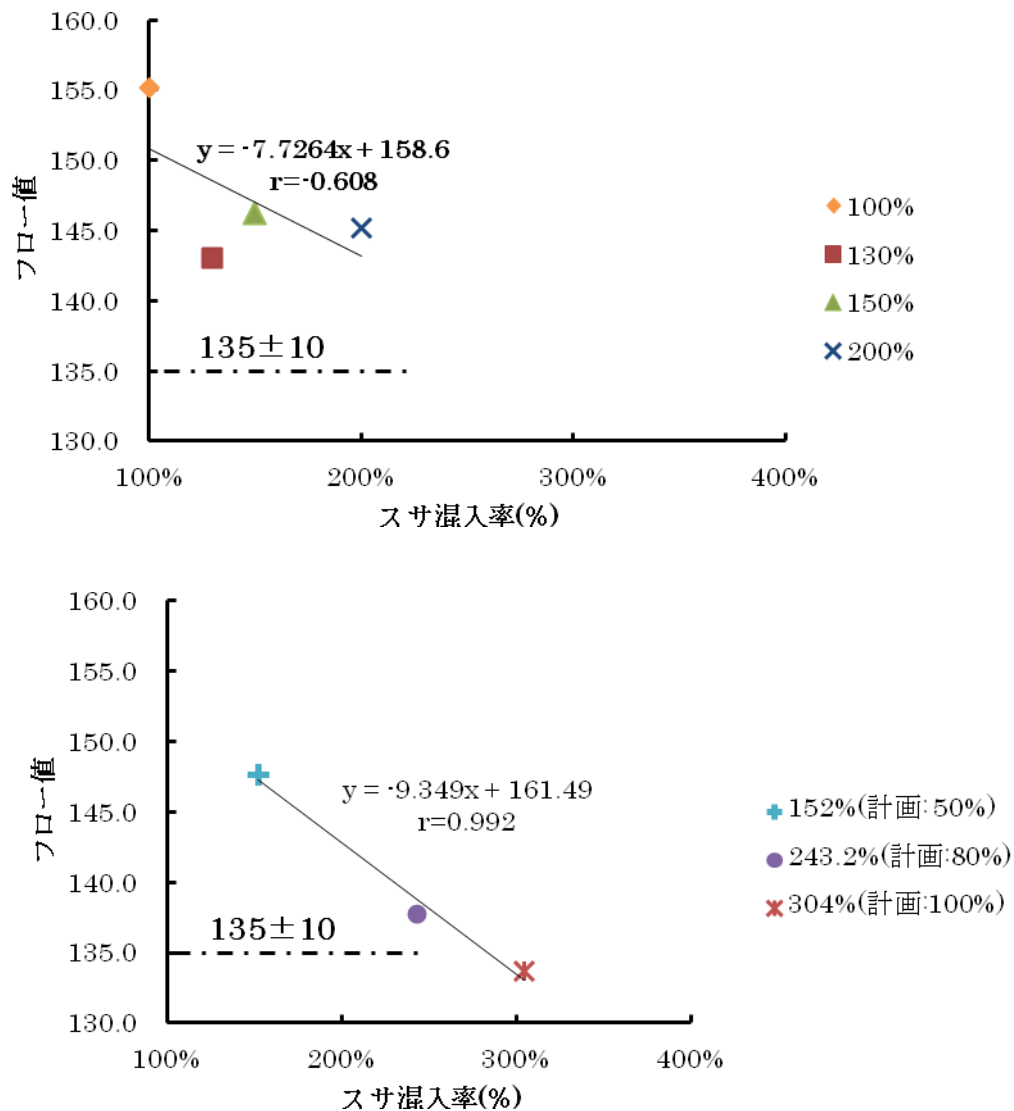


図 3.6.6-2 紙スサとフロー値の関係

③ 質量変化

図 3.6.6-3 および図 3.6.6-4 に実施および計画調合の質量変化を示す。

質量変化率は、紙スサの混合割合に関係なく 14 日前後まで緩慢に低下した後、ほぼ安定する。その後は、一部例外があるものの-28~-30%程度になる。

これらのことから、仕上げ用スサとして紙スサを使用する場合、スサ量に関係なく 15 日以上乾燥させないと、強度を得ることはないといえる。

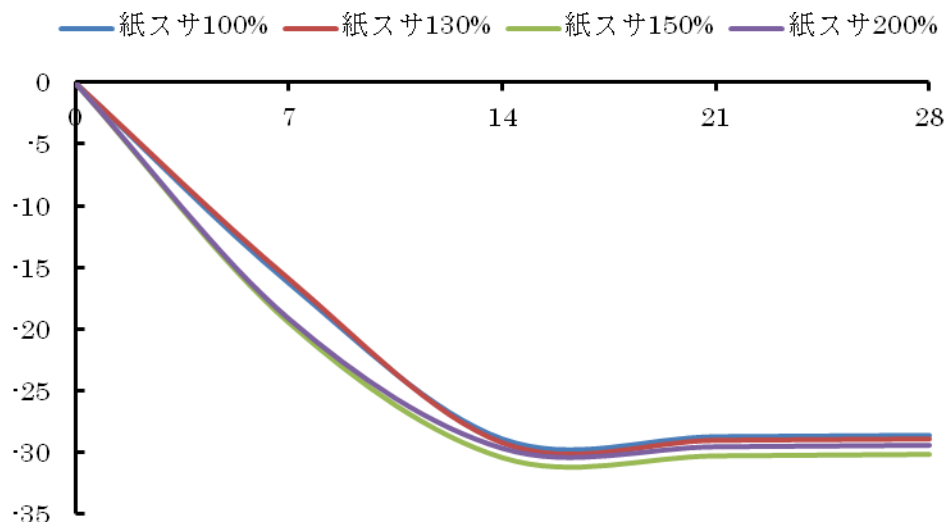


図 3.6.6-3 実施調合の紙スサの経過日数と質量変化率の関係

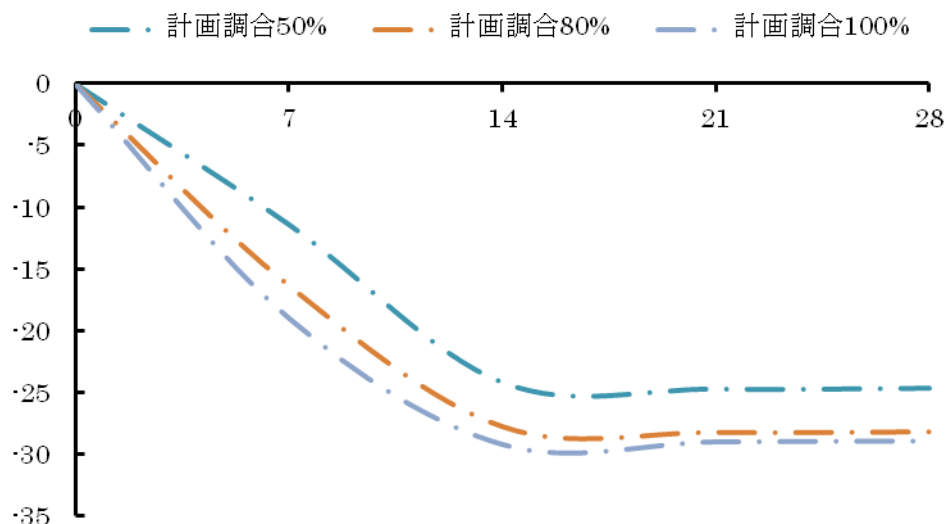


図 3.6.6-4 計画調合の紙スサの経過日数と質量変化率の関係

④ スサ混入率と曲げ、圧縮、引張およびせん断強さの関係

図3.6.6-5にスサ混入率と個々の強さの関係を示す。スサ混入率は、実施調合の100%のスサ量10.0gを100%としているので、計画調合の50、80および100%のスサ量は15.2、24.32および30.4gとなり、それぞれ152、243.2および304%を得る。

スサ混入率と曲げおよび引張強さの関係は、前者が増加するのに伴い後者も増える傾向にある。また、スサ混入率と圧縮およびせん断強さの場合、混入率が100および300%で高く、150~200%では低下する。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

曲 げ：	$y = 0.0633x + 0.6404$	($r=0.636$ $n=7$)
圧 縮：	$y = -0.0461x + 3.2499$	($r=-0.257$ $n=7$)
引 張：	$y = 0.0737x + 0.2358$	($r=0.705$ $n=7$)

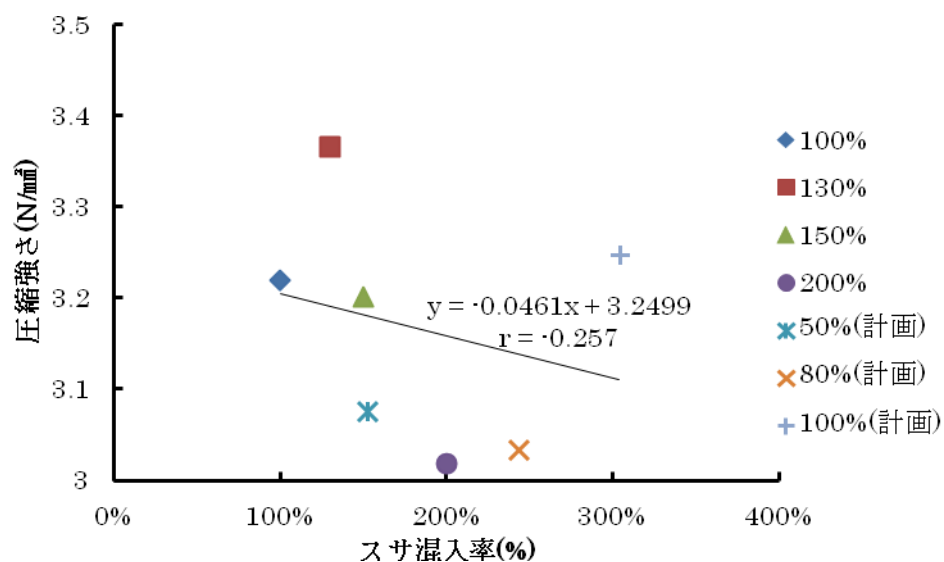
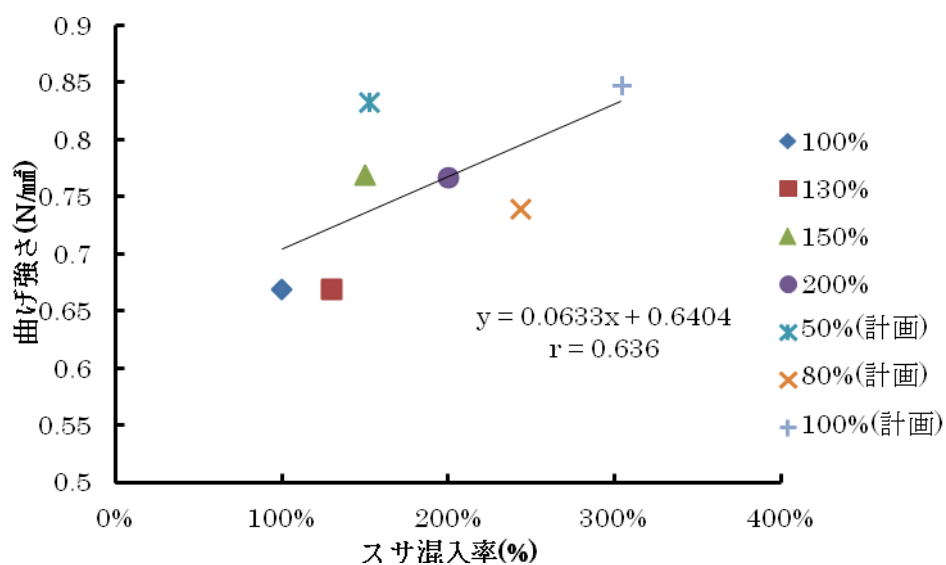
せん断： $y = 0.054x + 0.7045$ ($r=0.417$ $n=5$)

ここに、 y ：各強さ (N/mm^2)

x ：スサ混入率 (%)

式から明らかなように、紙スサ混入率と相関係数 r は圧縮およびせん断で $r=-0.257$ および 0.417 と、スサ混入率とそれぞれの強さで僅かに関係のあることが認められるが、曲げおよび引張は $r=0.636$ および 0.705 と密接である。しかし、相関係数 r は正、負と一定しない。

以上のように、スサ混入率を増加させても個々の強さが高くなると言えない。また、フロー値はスサ混入率が多くなると低下していくことを明らかにしたことから、用途によってスサ混入率を変えていくことが重要といえる。



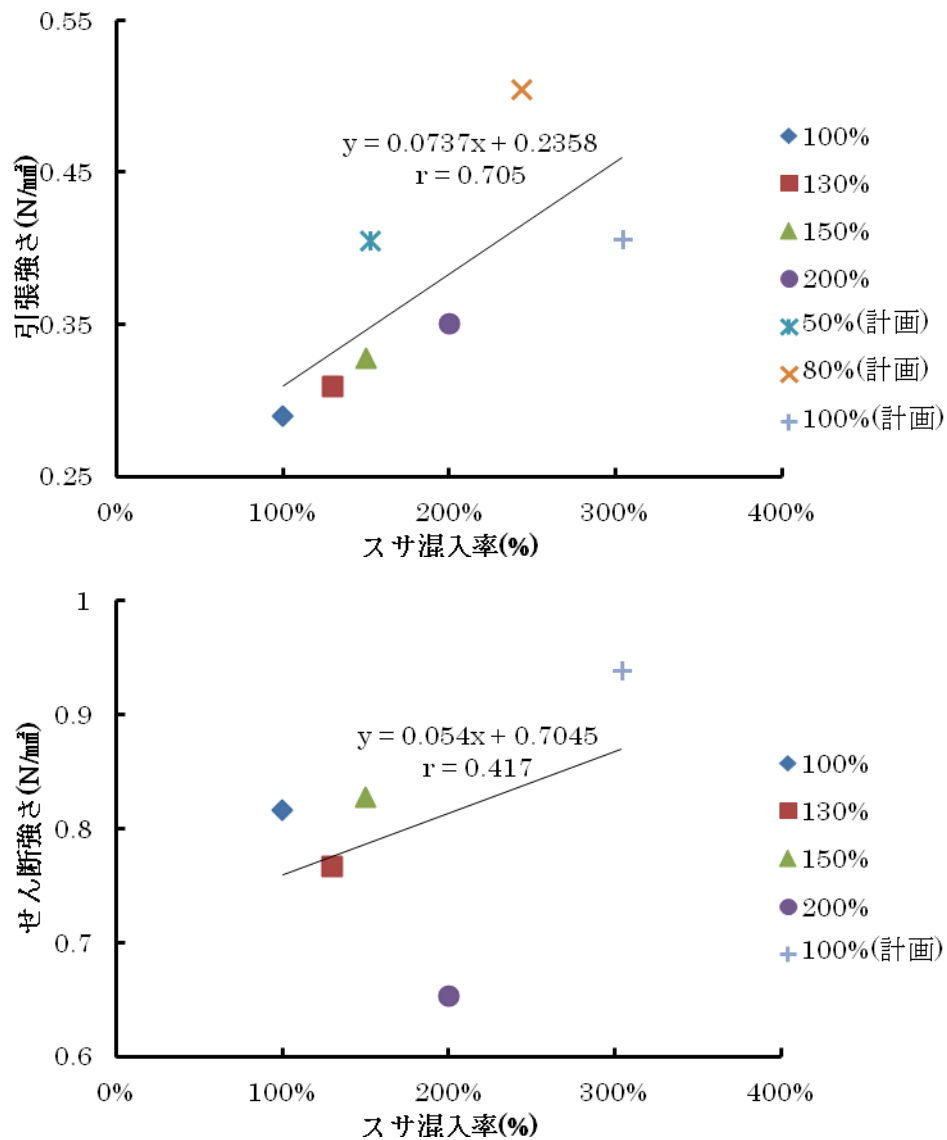


図 3.6.6-5 スサ混入率と各強さの関係

⑤ フロー値と曲げ、圧縮、引張およびせん断強さの関係

図 3.6.6-6 にフロー値と各強さの関係を示す。スサ混入率は、実施調合の 100%のスサ量 10.0g を 100%としているので、計画調合の 50、80 および 100%のスサ量は 15.2、24.32 および 30.4g となり、それぞれ 152、243.2 および 304%を得る。

曲げ、引張およびせん断強さは、フロー値が高くなるほど低下するが、圧縮強さとフロー値に関係が無いように見える。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

曲 げ : $y = -0.0048x + 1.4423$ ($r = -0.470$ $n = 7$)

圧 縮 : $y = -0.0002x + 3.1879$ ($r = -0.008$ $n = 7$)

引 張 : $y = -0.007x + 1.3806$ ($r = -0.658$ $n = 7$)

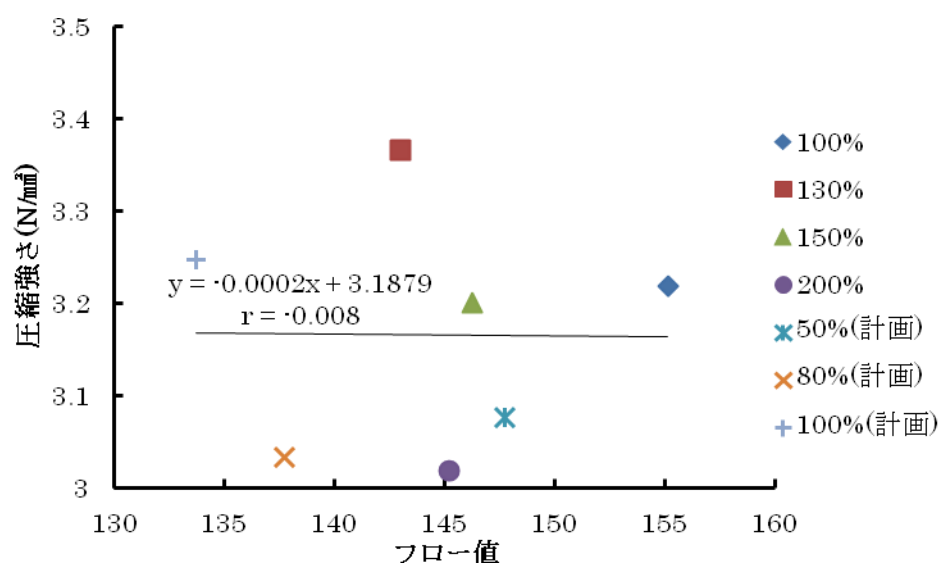
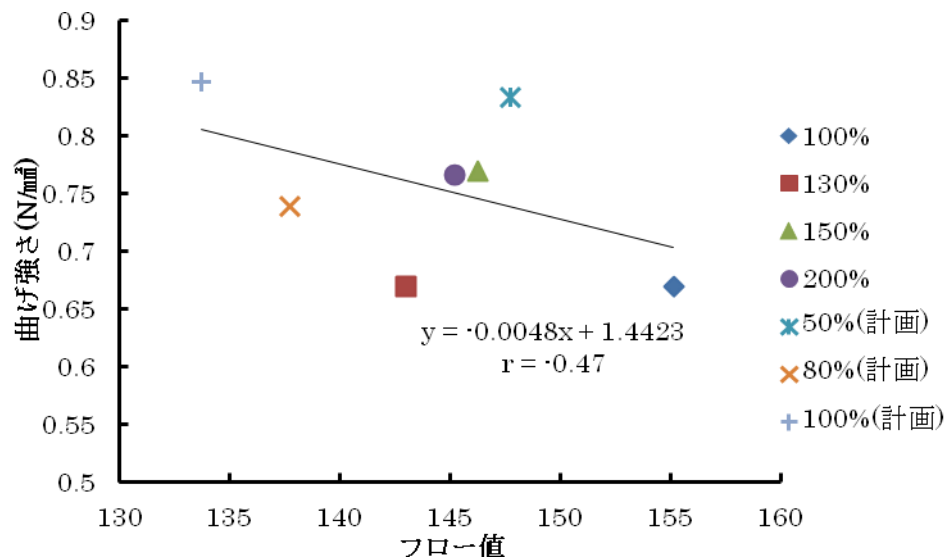
せん断 : $y = -0.0056x + 1.6129$ ($r = -0.417$ $n = 5$)

ここに、 y : 各強さ (N/mm²)

x : フロー値

式からも明らかなように、相関係数 r は曲げ、引張およびせん断で $r=-0.470$ 、 -0.658 および -0.417 と関係のあることが確認できる。圧縮の相関係数 r は -0.008 と関係性が全くないことが見てとれる。

以上のことから、曲げ、せん断および引張強さはフロー値が低下するのに伴い増える傾向がある。また、圧縮は両者に変化が確認できない。よって、フロー値と各強さは関係が認められるが、試料数も少ないことから一概にいえない。



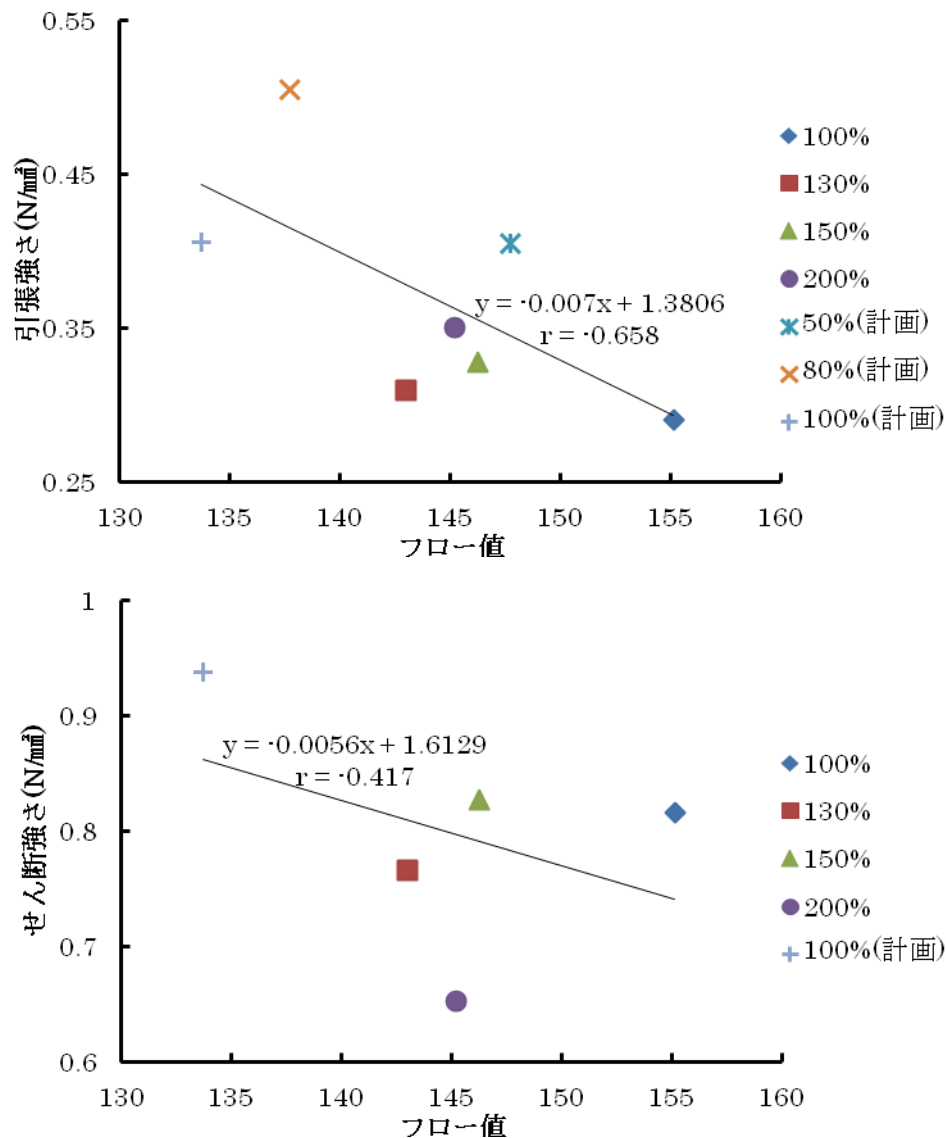


図 3.6.6-6 フロー値と各強さの関係

⑥ 曲げ、圧縮、引張およびせん断強さ

せん断強さを除く各強さでは、計画調合 100%を基準に評価している。計画調合 100%が今回調合した中で、最も基本調合を忠実にしたものである。よって、基準のため評価対象にした。また、紙スサの総量が少なく、計画調合 50、80 および 100%のせん断試験を行う供試体を作製できなかったため、せん断強さには基準を設けていない。

⑦ 曲げ強さ

図 3.6.6-7 に曲げ応力とたわみの関係を、表 3.6.6-5 に曲げ強さを示す。

紙スサ混入率 100、130、150、200、50%(計画)および 80%(計画)は、一部例外があるものの 100%(計画)より早く応力度が最大に達し、破壊される。100%(計画)がたわみ 0.9mm で最大応力 0.82N/mm^2 をとるのに対し、100、130、150、200、50%(計画)および 80%(計画)は、たわみ 0.4~0.7mm の間で、最大応力 $0.6\sim 1.0\text{N/mm}^2$ を示す。100%(計画)は、最大応力に達した後、一旦曲げ応力は低下するが、再度応力増加し、直線的に低下する。100、130、150、200、50%(計画)および 80%(計画)は、一部例外があるが 100%(計画)と同様の傾向を示す。また、100%(計画)は最も粘り強いことが確認でき

る。

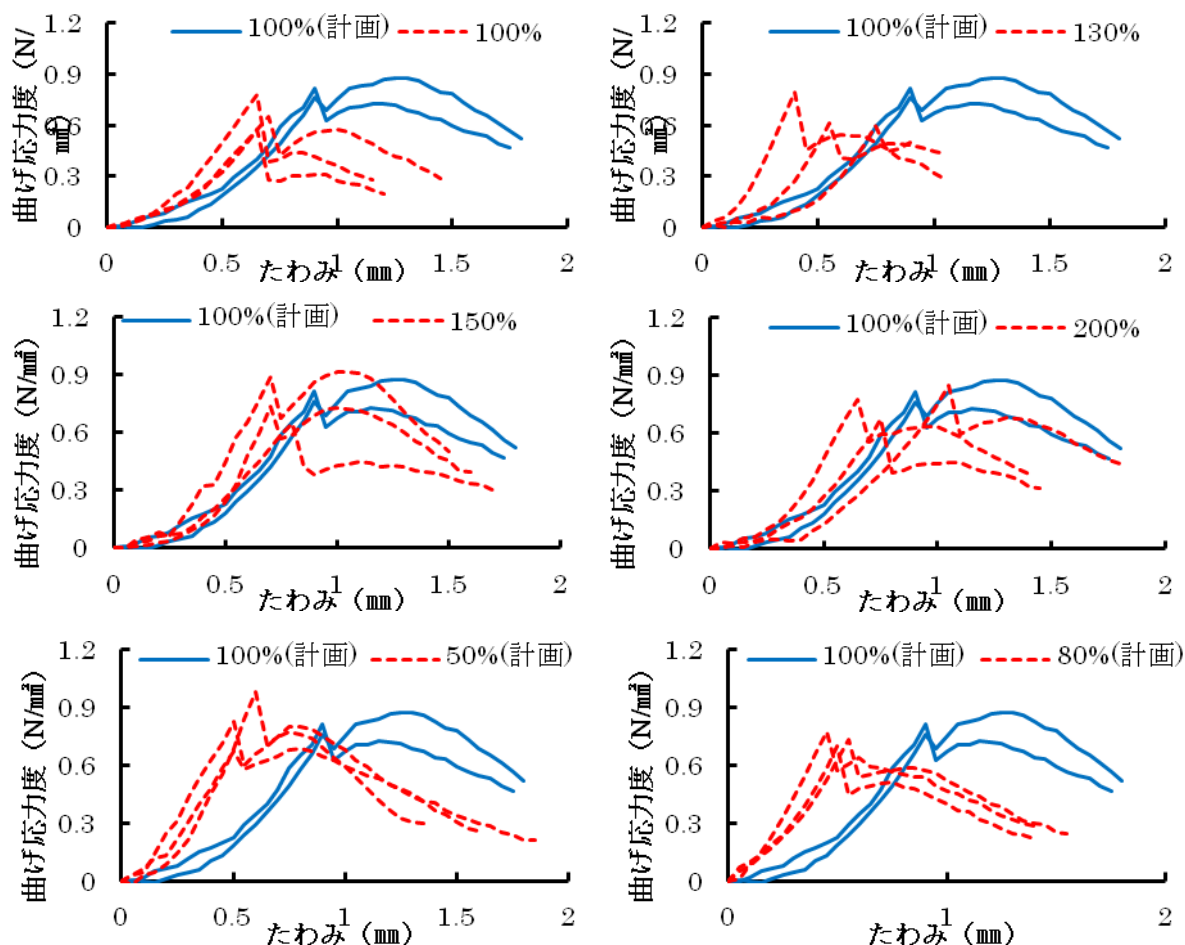


図 3.6.6-7 曲げ応力度とたわみの関係

表 3.6.6-5 曲げ強さ

紙スサ混入率 (%)	100%	130%	150%	200%	50% (計画)	80% (計画)	100% (計画)
曲げ強さ (N/mm ²)	0.669	0.669	0.769	0.766	0.833	0.739	0.847

⑧ 圧縮強さ

図 3.6.6-8 に圧縮応力とひずみの関係を、表 3.6.6-6 に圧縮強さを示す。

図から分かるように、圧縮強度はスサ混入率 100%(計画)とそれぞれのスサ混入率にあまり差が見受けられない。一部例外があるものの、ひずみ 0.025~0.05 の間で最大に達し、スサ混入率が増加すると圧縮応力の減少が緩慢になる。最大応力はスサ混入率に関係なく 3.0~3.5N/mm² の間にあるが、その後の応力の値からスサ混入率が増加すると粘り強さが増すことが認められる。

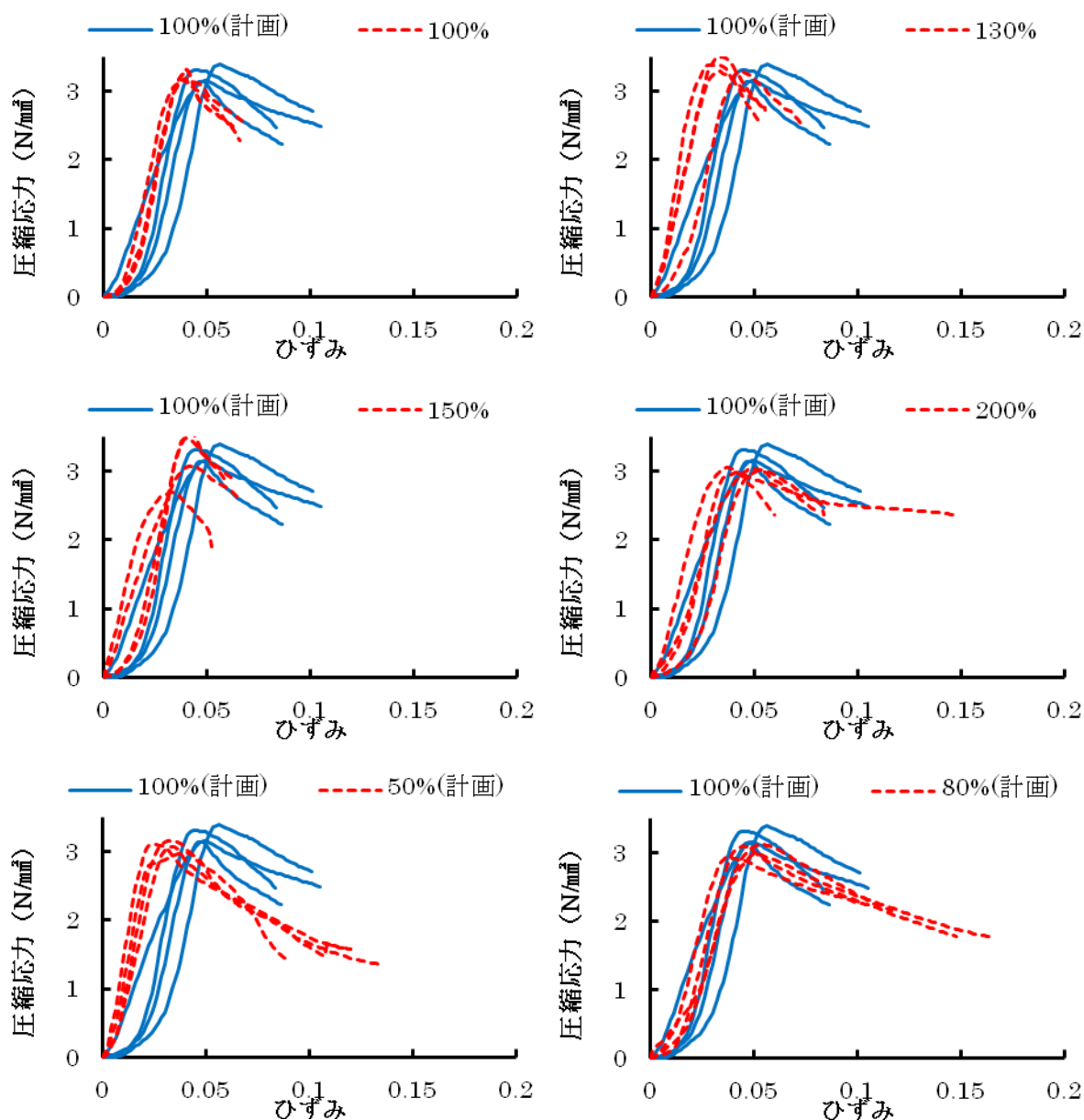


図 3.6.6-8 圧縮応力とひずみの関係

表 3.6.6-6 圧縮強さ

紙スサ混入率 (%)	100%	130%	150%	200%	50% (計画)	80% (計画)	100% (計画)
圧縮強さ (N/mm ²)	3.21	3.37	3.20	3.02	3.08	3.03	3.25

⑨ セン断強さ

図 3.6.6-9 にせん断応力とひずみの関係を、表 3.6.6-7 にせん断強さを示す。紙スサの総量の関係より、計画調合 50 および 80%の供試体を作製できなかった。また計画調合 100%は練り混ぜ後の量から供試体を一本のみ作製できたので、強度試験を行った。

図から分かるように、最大応力は一部例外があるが、大略 0.8N/mm^2 前後をとる。100 および 130%で、ひずみ 1.5~2.5 の間で最大に達し、急激に減少する。150 および 200%は、ひずみの数値にばらつきはあるものの、最大応力に達した後は、減少傾向はあまり急ではない。100%(計画)は、ひずみ

2.0 で最大応力 0.938N/mm^2 をとり、すべてのスサ混入率の中で最も減少傾向が緩やかと認められる。

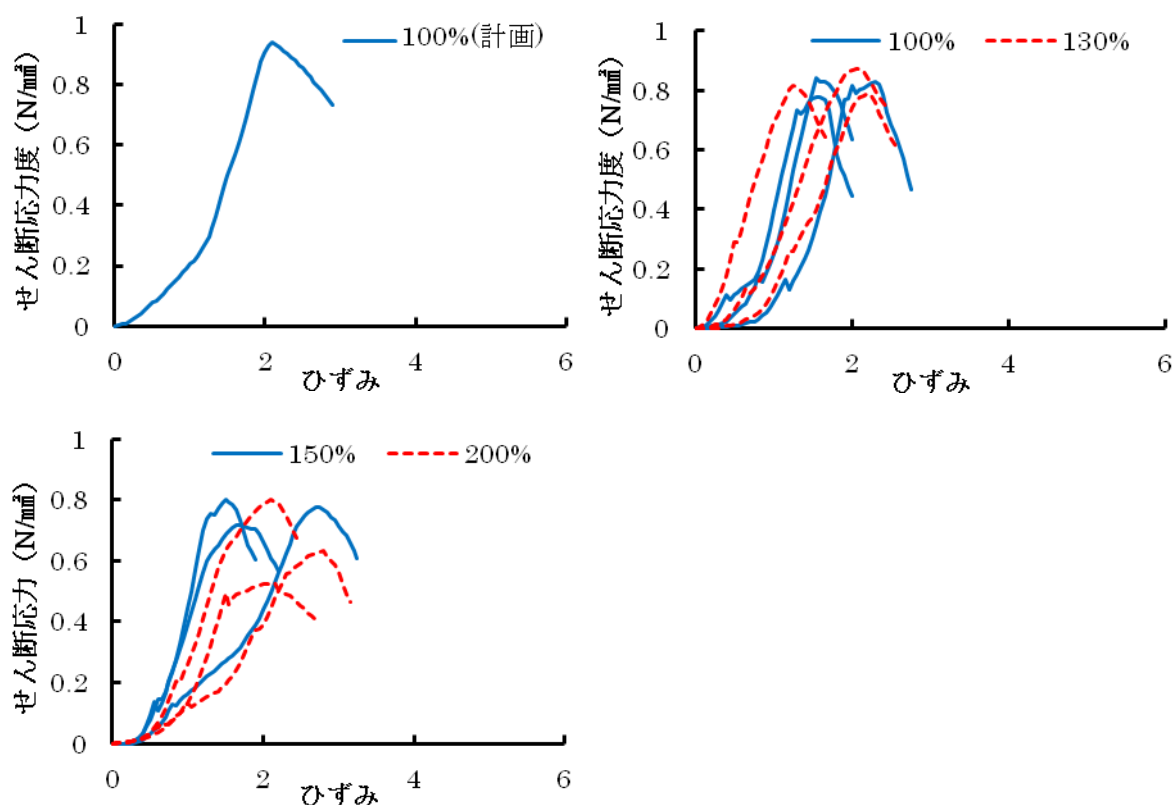


図 3.6.6-9 せん断応力とひずみの関係

表 3.6.6-7 せん断強さ

紙スサ混入率 (%)	100%	130%	150%	200%	50% (計画)	80% (計画)	100% (計画)
せん断強さ (N/mm^2)	0.816	0.766	0.827	0.653	—	—	0.938

⑩ 引張強さ

図 3.6.6-10 に引張応力度とひずみの関係を、表 3.6.6-8 に引張強さを示す。

最大応力は紙スサ混入率によって異なり、100 および 150%はひずみ 0.2 前後で 0.29 および 0.309N/mm^2 を得る。同様に、150、200、50(計画)、80(計画)および 100%(計画)はひずみ 0.2~0.35 程度で 0.328 、 0.35 、 0.405 、 0.505 および 0.406N/mm^2 をとる。

スサ混入率が低いと最大応力に達するまでのひずみの値も低い、スサ混入率が増加すると、増える傾向にあることが確認できる。

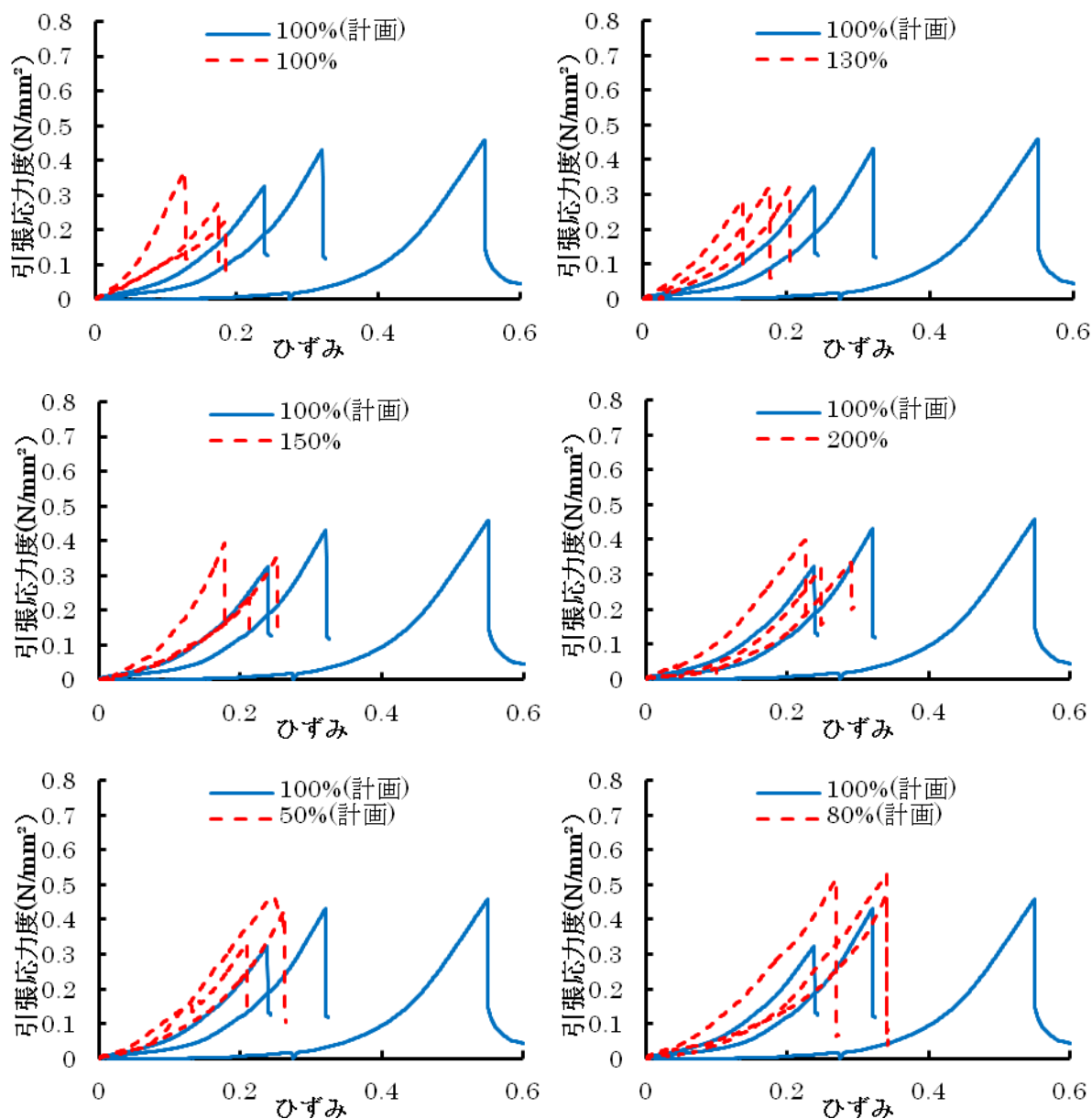


図 3.6.6-10 引張応力とひずみの関係

表 3.6.6-8 引張強さ

紙スサ混入率 (%)	100%	130%	150%	200%	50% (計画)	80% (計画)	100% (計画)
引張強さ (N/mm ²)	0.29	0.309	0.328	0.35	0.405	0.505	0.406

7) まとめ

以上を総括すると次のようになる。

① フロー値

実施調査 100、130、150 および 200%は、スサ量の少ないものほどフローテーブル上によく伸びている。計画調査でも 50%は大きく広がったが、80 および 100%では形が残った。

以上のことから、フロー値の観点からいえば、基本調査を元に調査した表 3.6.3 の計画調査の方が目標とした値を得る。

② スサ混入率とフロー値の関係

スサ混入率とフロー値の関係は、前者が大きくなるのに伴い後者は低くなる傾向が見られる。
参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{全体} \quad y = -8.7995x + 160.18 \quad (r=-0.898 \quad n=7)$$

$$\text{実施調合のみ} \quad y = -7.7264x + 158.6 \quad (r=-0.608 \quad n=4)$$

$$\text{計画調合のみ} \quad y = -9.349x + 161.49 \quad (r=-0.992 \quad n=3)$$

ここに、 y ：フロー値

x ：スサ混入率(%)

これより、基本調合を基にした調合とスサ量を決めて修正を加えた調合に関係があると確認できる。スサ混入率とフロー値が比例関係にあり、任意のフロー値を自在に導き出すことが可能になる。

③ 質量変化

スサ混入率に関係なく 14 日前後まで緩慢に低下した後、ほぼ安定する。また、一部例外があるものの、変化率は-28~-30%程度になる。

これらのことから、仕上げ用スサとして紙スサを使用する場合、スサ量に関係なく 15 日以上乾燥させないと、強度を得ることはないといえる。

④ スサ混入率と曲げ、圧縮、引張およびせん断強さの関係

スサ混入率と曲げおよび引張強さの関係は、前者が増加するのに伴い後者も増える傾向にある。また、スサ混入率と圧縮およびせん断強さの場合、混入率が 100 および 300%で高く、150~200%では低下する。

参考までに両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{曲 げ} : \quad y = 0.0633x + 0.6404 \quad (r=0.636 \quad n=7)$$

$$\text{圧 縮} : \quad y = -0.0461x + 3.2499 \quad (r=-0.257 \quad n=7)$$

$$\text{引 張} : \quad y = 0.0737x + 0.2358 \quad (r=0.705 \quad n=7)$$

$$\text{せん断} : \quad y = 0.054x + 0.7045 \quad (r=0.417 \quad n=5)$$

ここに、 y ：各強さ(N/mm²)

x ：スサ混入率(%)

以上のように、スサ混入率を増加させても個々の強さが高くなると言えない。また、フロー値はスサ混入率が多くなると低下していくことを明らかにしたことから、用途によってスサ混入率を変えていくことが重要といえる。

⑤ フロー値と曲げ、圧縮、引張およびせん断強さの関係

曲げ、引張およびせん断強さは、フロー値が高くなるほど低下するが、圧縮強さとフロー値に関係が無いように見える。

参考までに、両者の関係を一次式と看做し以下に示す。

$$\text{曲 げ} : \quad y = -0.0048x + 1.4423 \quad (r=-0.470 \quad n=7)$$

$$\text{圧 縮} : \quad y = -0.0002x + 3.1879 \quad (r=-0.008 \quad n=7)$$

$$\text{引 張} : \quad y = -0.007x + 1.3806 \quad (r=-0.658 \quad n=7)$$

$$\text{せん断} : \quad y = -0.0056x + 1.6129 \quad (r=-0.417 \quad n=5)$$

ここに、 y ：各強さ(N/mm²)

x ：フロー値

曲げ、せん断および引張強さはフロー値が低下するのに伴い増える傾向がある。また、圧縮は両者に変化が確認できない。よって、フロー値と各強さは関係が認められるが、試料数も少ないこと

から一概にいえない。

⑥ 曲げ強さ

紙スサ混入率 100%(計画)は、最大応力に達した後、一旦曲げ応力は低下するが、再度応力増加し、直線的に低下する。100、130、150、200、50%(計画)および 80%(計画)は、一部例外があるが 100%(計画)と同様の傾向を示す。また、100%(計画)は最も粘り強いことが確認できる。

⑦ 圧縮強さ

圧縮強度は、スサ混入率 100%(計画)とそれぞれのスサ混入率にあまり差が見受けられない。一部例外があるものの、ひずみ 0.025~0.05 の間で最大に達し、スサ混入率が増加すると圧縮応力の減少が緩慢になる。最大応力はスサ混入率に関係なく $3.0\sim 3.5\text{N/mm}^2$ の間にあるが、その後の応力の値からスサ混入率が増加すると粘り強さが増すことが認められる。

⑧ せん断強さ

最大応力は一部例外があるが、大略 0.8N/mm^2 前後をとる。100 および 130%で、ひずみ 1.5~2.5 の間で最大に達し、急激に減少する。150 および 200%は、ひずみの数値にばらつきはあるものの、最大応力に達した後は、減少傾向はあまり急ではない。100%(計画)は、ひずみ 2.0 で最大応力 0.938N/mm^2 をとり、すべてのスサ混入率の中で最も減少傾向が緩やかと認められる。

⑨ 引張強さ

最大応力は紙スサ混入率によって異なり、100 および 150%はひずみ 0.2 前後で 0.29 および 0.309N/mm^2 を得る。同様に、150、200、50(計画)、80(計画)および 100%(計画)はひずみ 0.2~0.35 程度で 0.328 、 0.35 、 0.405 、 0.505 および 0.406N/mm^2 をとる。

スサ混入率が低いと最大応力に達するまでのひずみの値も低いが、スサ混入率が増加すると、増える傾向にあることが確認できる。

(2) E-defense 実験に使用の壁土について(2010 年 8~11 月試料)

1) はじめに

実験は、E-defense(以下 E-d と表記する)での実大試験に用いられた壁土の性質を調べている。

① E-d 試料

表 3.6.6-9 に E-d 試料を示す。

表 3.6.6-9 試料の製造場所と搬入時期

製造場所	表記	用途	搬入時期
現場搬入	現場	荒壁土	2010 年 8 月 31 日
		中塗り	2010 年 10 月 25 日
金沢工業大学	工大	荒壁土	2010 年 10 月 7 日
		中塗り	2010 年 11 月 4 日
鳥取環境大学	鳥取	荒壁土	2010 年 10 月 8 日
		中塗り	—

2) 実験方法

① 使用材料

原土は、E-d 現場から搬入された壁土(以後、現場と表記する)、金沢工業大学(以後、工大と表記する)および鳥取環境大学(以後、鳥取と表記する)の E-d 試料を用いた。尚、現場は試料搬入時を 0

日、水合せ7日も作製した。また、工大は硬めの荒壁土(以後、工大 - 硬と表記する)と僅かに加水した荒壁土(以後、工大 - 軟と表記する)の2種類を用いている。

② 壁土試料の練混ぜ

壁土は水合せ期間が不明であるが、水合せしていることから練混ぜに公称容量5ℓのオムニミキサを用い、表3.6.6-10に従い所定時間練混ぜた。

表 3.6.6-10 壁土の練混ぜ時間

回転記号	回転数 (r/min)	時間 (秒)
5.5～6.0	330～380	—
6.0	380	—
6.5	425	30
		60
練混ぜ時間		90

③ 供試体の作製

供試体の作製は、以下に示す。

練混ぜ後の壁土試料は、三連型枠(ようかん)に詰める前にセメントペースト練混ぜ用(手練り用)さじでかき混ぜ、容器に取り出した。

1) 型枠

型枠は、モルタル供試体成形用型(□40×40×160mm)を使用した。

2) 成型

試料は型枠に二層に分けて詰め、モルタル供試体作製用型の突き棒(□35×35mm)で各層5回突きを4回繰り返し(20回)、仕上げは上端をならし成形した。

3) 強さ試験用供試体の作製

曲げおよび圧縮強さ試験用供試体は2個、引張試験用として1個作製した。

④ 養生方法

試験体の養生は、実験室内で温度、湿度に関係なく気中養生としている。脱型は供試体作製後3日目に側面、7日目に完全脱型を目標としている。

⑤ 水合せ

壁土の水合せ期間は、現場から搬入されたものでいずれも不明である。しかし、搬入後はオムニミキサで練り混ぜを行った後、フロー値を測定した。

⑥ スサの混入

工大の試料は、荒壁塗りの場合スサを足で混入したもので、踏み込みながらスサを混ぜている。中塗土は、ミキサーを用いて荒壁土：もみスサを大略6：2の容積で練混ぜたものを用いた。



スサの混入と押切りによる切断



切断スサの足による混入



荒壁土



中塗土の練混ぜ(もみスサの混入)

写真 3.6.6-3 スサの練り混ぜ

⑦ 小舞壁の作製

小舞壁は、左官職人のもとで作製された。



小舞間隔
(空き 40mm 角：縦 70×横 70mm)



裏なで



裏返し



小舞壁の乾燥

写真 3.6.6-4 小舞壁の作製

3) 試験方法

① 質量変化率

質量変化率は、供試体の強度試験日の目安と乾燥状態を調べるために測定した。測定は、養生 0、1、2、3、5 および 7 日目で、以後は 7 日おきに質量が安定するまで行った。

質量変化率は次式により求めた。

$$W = \{(W_n - W_o) / W_o\} \times 100$$

ここに、 W : 質量変化率 (%)、 W_n : 供試体作製時の測定値 (g)

W_o : 所定材齢の測定値 (g)

② 強度試験

強度試験は、曲げ、圧縮および引張について行っている。

③ 曲げ強さ試験

曲げ強さは、3 試料の最大曲げ荷重の平均値を用い、次式により求めた。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

ここに、 σ_b : 曲げ強さ (N/mm^2) M : 曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)

Z : 断面係数 (公称値 10667mm^2 : ようかん)

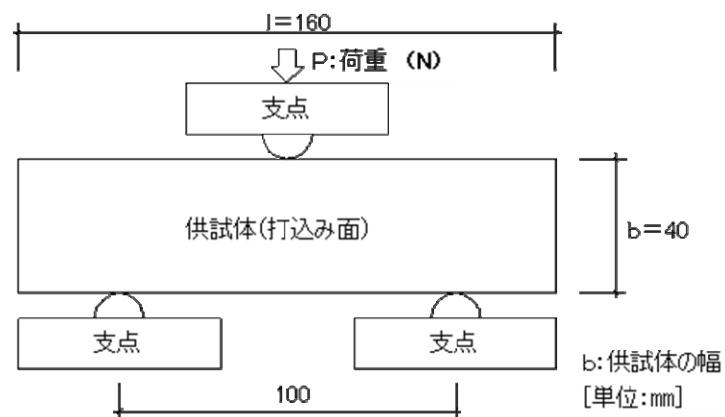


図 3.6.6-11 曲げ強さ試験

④ 圧縮強さ試験

圧縮強さは、曲げ試験を行った折片 6 試料から最大および最小圧縮荷重を除いた 4 試料の平均値を用い、次式により求めた。

$$\sigma_c = \frac{N}{A}$$

ここに、 σ_c : 圧縮強さ (N/mm²) N : 最大荷重 (N)

A : 断面積 (公称値 1600mm²)

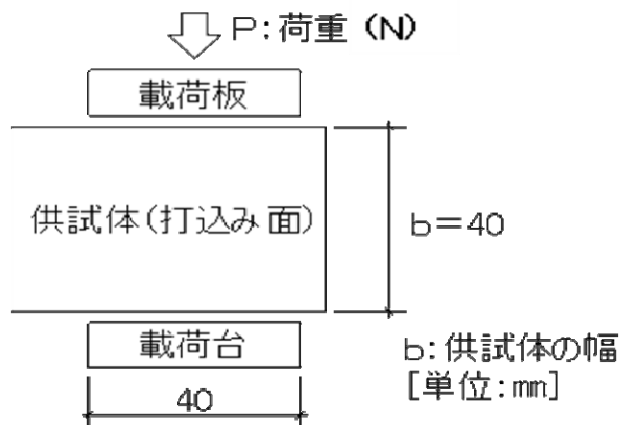


図 3.6.6-12 圧縮強さ試験

⑤ セン断強さ試験

せん断強さは、3 試料の最大せん断荷重の平均値を用い、次式により求めた。

$$\tau = \frac{P}{2A}$$

ここに、 τ : セン断強さ (N/mm²) P : 最大荷重 (N)

A : 断面積 (公称値 1400mm²)

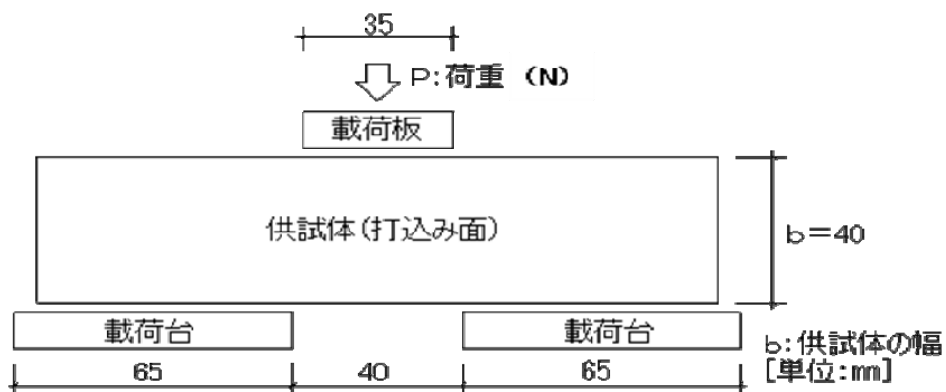


図 3.6.6-13 セン断強さ試験

⑥ 引張強さ試験

引張強さは、3 試料の最大引張荷重の平均値を用い、次式により求めた。

$$\sigma_t = \frac{N}{A}$$

ここに、 σ_t : 引張強さ (N/mm²) N : 最大荷重 (N)

A : 断面積 (公称値 1600 mm²)

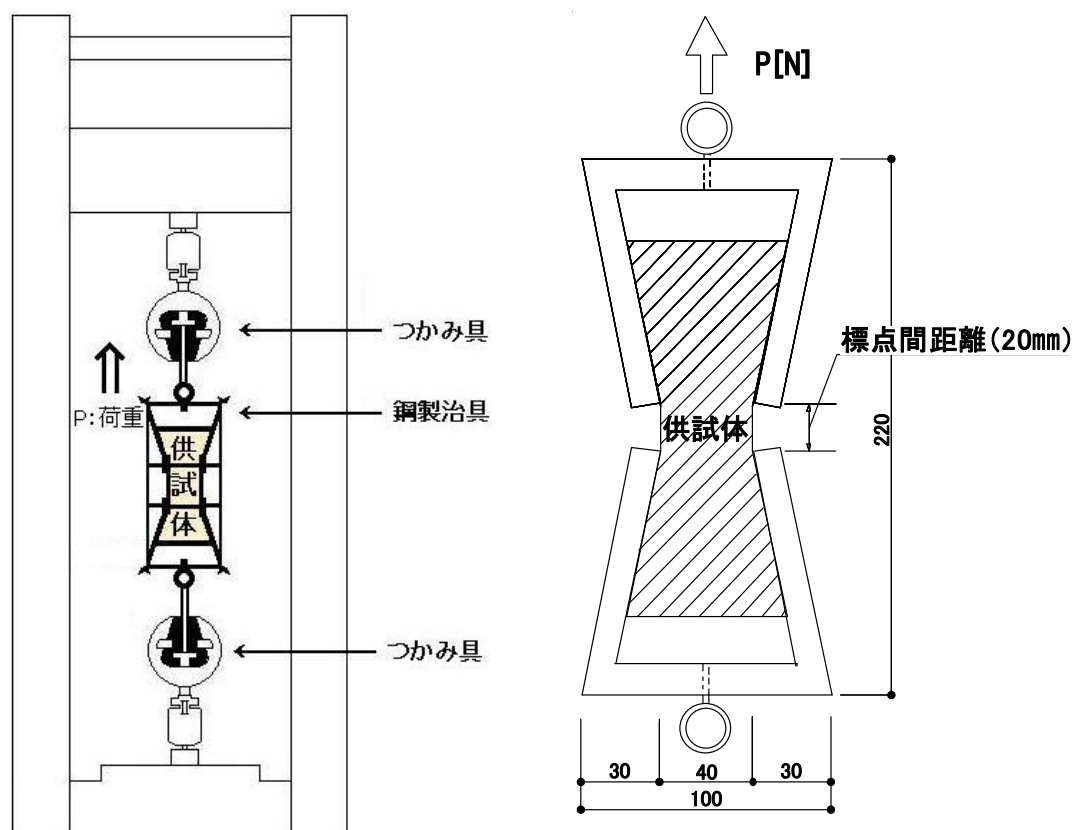


図 3.6.6-14 引張強さ試験

4) 実験結果および考察

① フロー値

図 3.6.6-15 にフロー値の結果を示す。

フロー値は、製造場所に関わらず 135 ± 10 に収まっている。鳥取は、搬入時で 112.0 と硬く、加水することで一定のコンシステンシーを得た。試料は全体的に腐敗して匂いもあり、スサの細かい繊維は確認できるが、太いものは認められなかった。このことは、写真のフロー状態からも明らかである。

浦ら¹⁾は、フロー値 135 ± 10 と提示しているが、試料はその範囲であることから、左官職人の塗り易い値であることを確認した。

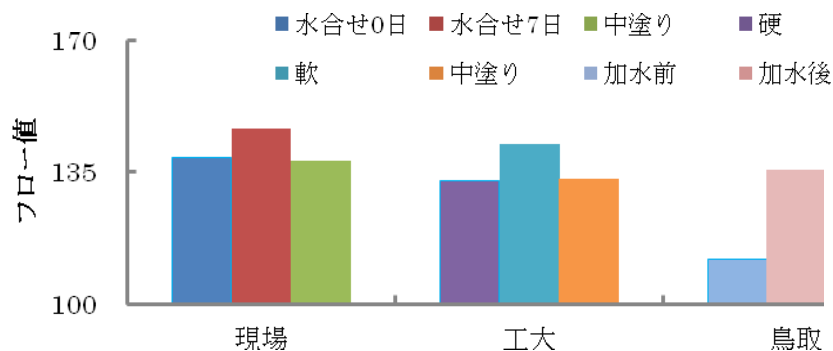


図 3.6.15 フロー値

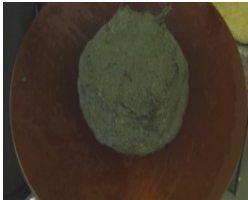
現場 0 日	現場 7 日	現場 中塗り
		
工大 硬	工大 軟	工大 中塗り
		
鳥取 加水前	鳥取 加水後	—
		—

写真 3.6.6-5 フロー写真

1) 浦憲親、松村崇司、後藤正美、永野紳一郎、蒲田幸江：壁土の試験法に関する基礎実験、日本建築学会技術報告集，No.24，pp. 35－38，2006. 12

② 質量変化率

図 3.6.6-16 に質量変化率を示す。

質量変化率は、水合せに関わりなく 14 日まで急激に下がるが、以降は緩やかに低下している。その値は 21 日からほぼ安定し、壁土の種類に関わらず－25%前後を与える。また、製造場所に関係なく中塗りの方が荒壁土より変化が大きくなる。現場の場合、中塗りは荒壁土と比べ約－15%大きく質量変化し、工大は荒壁および中塗りともほぼ同様な傾向であるが、後者は前者より－3%大きくなる。

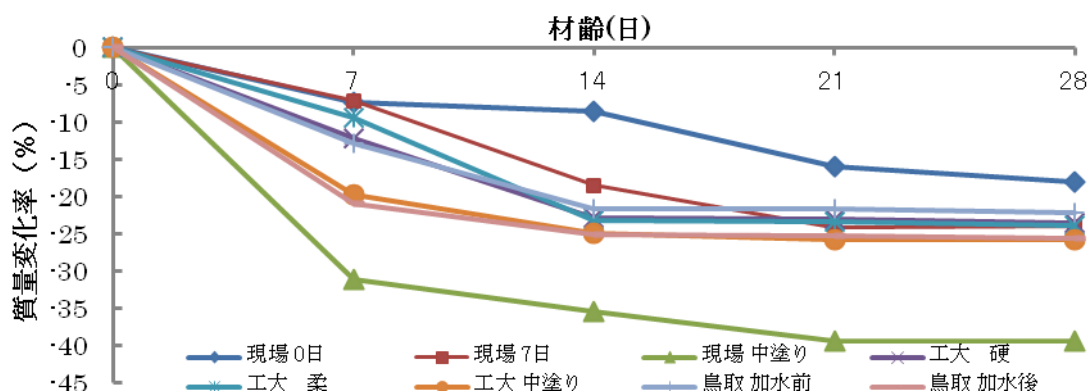


図 3.6.6-16 質量変化率

③ 曲げ強さ

図 3.6.6-17 に曲げ強さとたわみの関係を示す。

たわみ線図は、試料の製造場所に関係なく急激に最大応力まで上昇した後、一気に低下して脆性破壊する。これは、写真 3.6.6-5 のようにスサが腐敗し、細かい繊維状になっているため粘り強さがなかったと考える。また、ひずみは荒壁土および中塗りで大略 0.3 および 0.5mm で最大応力を示す。

曲げ強さは、現場荒壁土の場合、水合せ 0 日で一部例外もあるが 0.17N/mm^2 を示し、水合せすることで 0.30N/mm^2 と強さを増している。中塗りでは約 0.36N/mm^2 と荒壁土より強度があることを表している。工大および鳥取荒壁土の 2 試料ともにほぼ同様の強度であり、工大硬および軟で 0.29N/mm^2 および 0.24N/mm^2 、鳥取加水前および後で 0.36 および 0.34N/mm^2 を示す。工大中塗りでは、大略 0.52N/mm^2 と現場と同様に荒壁土より大きく上回っている。したがって、曲げ強さは、製造場所に関わりなく 0.3N/mm^2 と看做しても問題ないと考える。

④ 圧縮強さ

図 3.6.6-18 に圧縮強さとひずみの関係を示す。

ひずみ線図は荒壁土の場合、製造場所に関わりなく同様な放物線を描いて急激に上昇し最大応力を過ぎると低下が比較的急であるが、中塗りは荒壁土より緩やかに下がる。また、ひずみは製造場所および壁土の種類に関わりなく 0.03 前後で最大応力を示す。

圧縮強さは、現場荒壁土の水合せ 0、7 日および中塗りで 0.55、0.82 および 0.69N/mm^2 、工大荒壁土の硬、軟および中塗りで 0.84、0.95 および 1.05N/mm^2 、鳥取加水前および後で 1.02 および 0.95N/mm^2 程度を示す。したがって、圧縮強さは、製造場所に関わりなく荒壁土で 0.8N/mm^2 、中塗りで 1.0N/mm^2 と看做しても差し支えないと考える。

⑤ セン断強さ

図 3.6.6-19 にせん断強さとひずみの関係を示す。

ひずみ線図は、製造場所に関わりなく急激に最大応力まで上昇した後、急低下して破壊し、製造場所が異なっても同様な傾向を得る。また、ひずみは製造場所および壁土の種類に関係なく約 0.03 で最大応力を示す。ひずみ線図は、圧縮と差はないが、最大応力からの低下に違いがあり、圧縮は緩慢に低下するが、せん断は急激である。

せん断強さは、3 種類の中で鳥取が大きく、その値は加水前および後で約 0.40 および 0.37N/mm^2 を示す。現場の場合、荒壁土の水合せ 0、7 日および中塗りで大略 0.19、0.21 および 0.3N/mm^2 、工大の硬、軟および中塗りで約 0.29、0.35 および 0.36N/mm^2 である。したがって、せん断強さは、製造場所および壁土の種類に関わりなく 0.30N/mm^2 と看做しても問題ないと考える。

⑥ 引張強さ

図 3.6.6-20 に引張強さとひずみの関係を示す。

ひずみ線図は、製造場所および壁土の種類に関わりなく最大応力まで線形で上昇した後、急激に低下する。また、最大応力のひずみは製造場所および壁土の種類に関係なく 0.35 前後を示す。

引張強さは、現場荒壁土の水合せ 0、7 日および中塗りで 0.10、0.10 および 0.17N/mm^2 、工大の硬、軟および中塗りで 0.19、0.16 および 0.15N/mm^2 、鳥取加水前および後で 0.22 および 0.15N/mm^2 前後を示す。したがって、引張強さは、製造場所に関わりなく 0.1N/mm^2 でほぼ一致する。

⑦ 各種強さ

表 3.6.6-11 に各種強さの平均値を示す。平均強さは、製造場所 3 箇所の算術平均であり、次式により求めた。平均強さ = (現場 + 工大 + 鳥取) / 3

E-d に用いた荒壁土の強さは、曲げ、圧縮、せん断および引張で 0.28、0.86、0.30 および 0.15N/mm^2

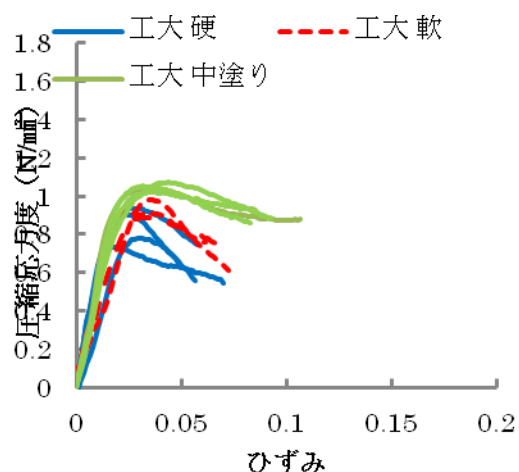
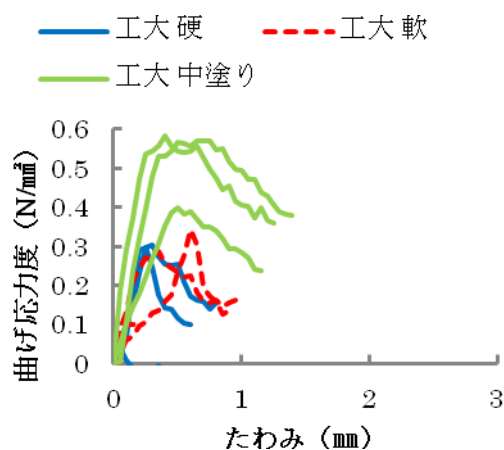
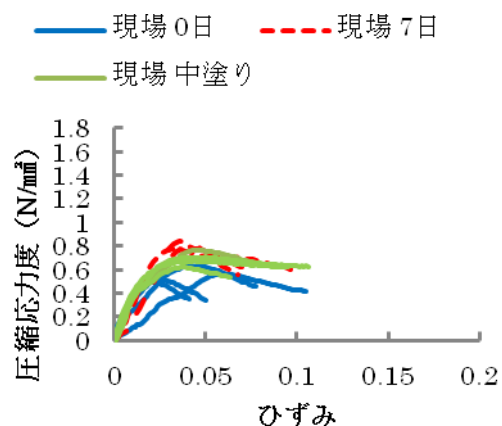
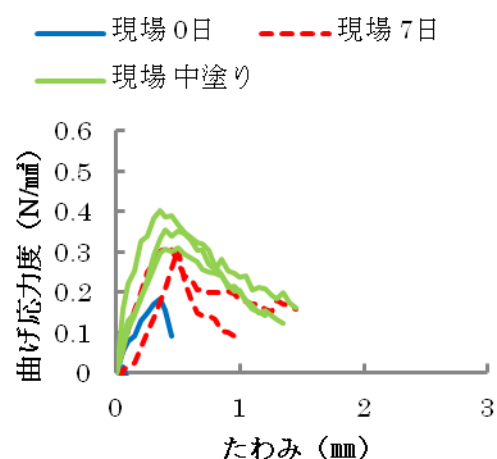
を示す。同様に、中塗りは 0.44、0.87、0.33 および 0.19N/mm²である。また、応力 - ひずみ線図は製造場所が異なってもほぼ同様な傾向を示す。

参考までに、荒壁土の曲げ強さ 0.28N/mm²を基準にすると、曲げ、圧縮、せん断および引張強さを安全側にとるとそれぞれ 1.0、3.0、1.1 および 0.5 倍となる。また、中塗りは荒壁土を上回るが、同じとみて問題ない。

表 3.6.6-11 各種強さ

強度項目	現場 (N/mm ²)			工大 (N/mm ²)			鳥取 (N/mm ²)		平均強さ (N/mm ²)	
	0 日	7 日	中塗り	硬	軟	中塗り	加水前	加水後	荒壁土	中塗り
曲げ (σ_b)	0.17*	0.30	0.36	0.29	0.24	0.52	0.36	0.34	0.28	0.44
圧縮 (σ_c)	0.55	0.82	0.69	0.84	0.95	1.05	1.02	0.95	0.86	0.87
せん断 (σ_s)	0.19	0.21	0.30	0.29	0.35	0.36	0.40	0.37	0.30	0.33
引張 (σ_t)	0.10	0.10	0.17	0.19	0.16	0.22	0.22	0.15	0.15	0.19

注:*は載荷直後に破損したものを含む



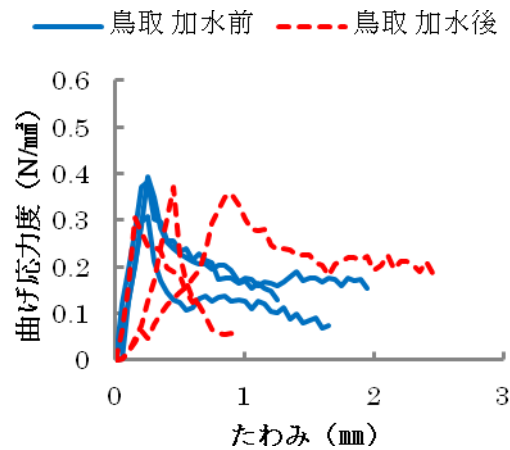


図 3.6.6-17 曲げ応力とたわみの関係

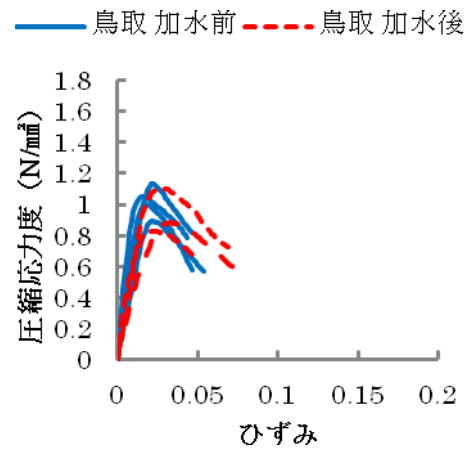
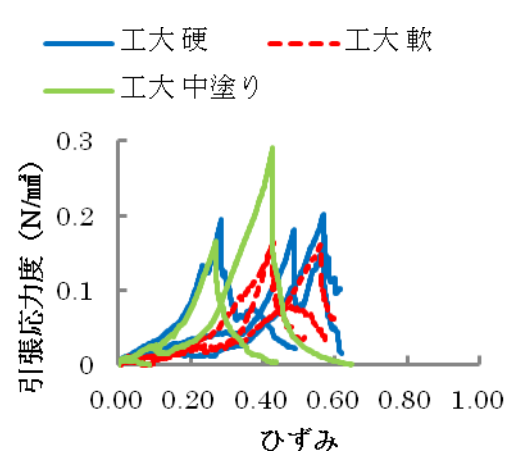
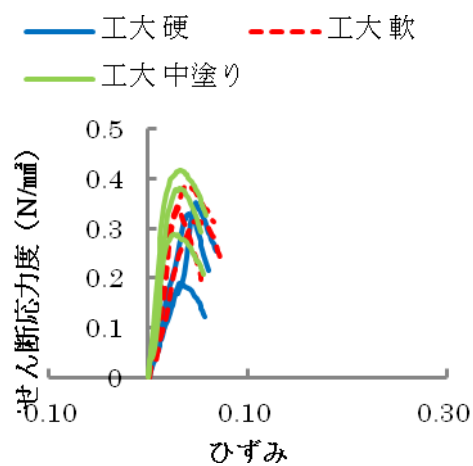
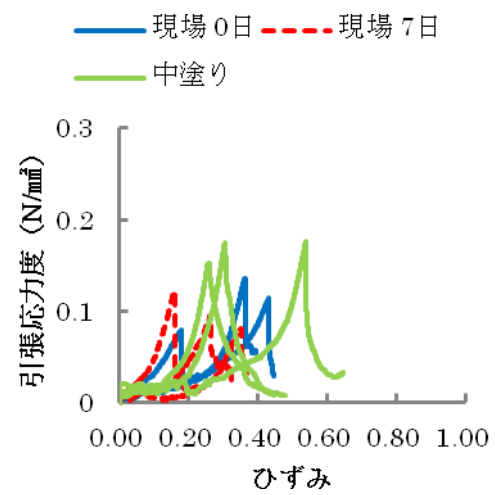
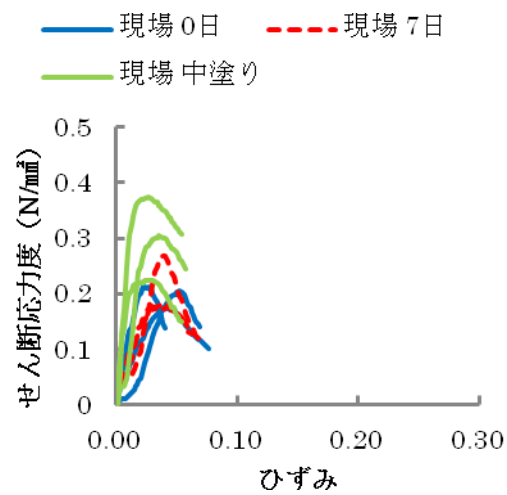


図 3.6.6-18 圧縮応力とひずみの関係



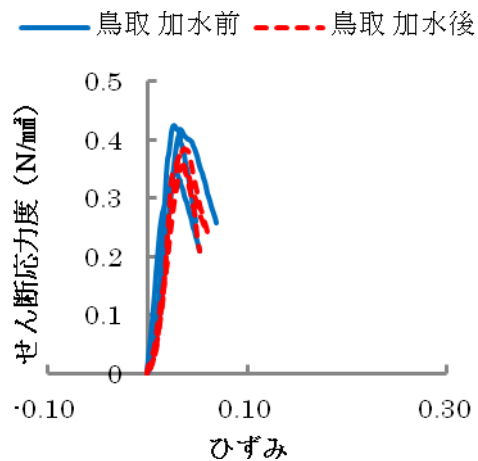


図 3.6.6-19 せん断応力とひずみの関係

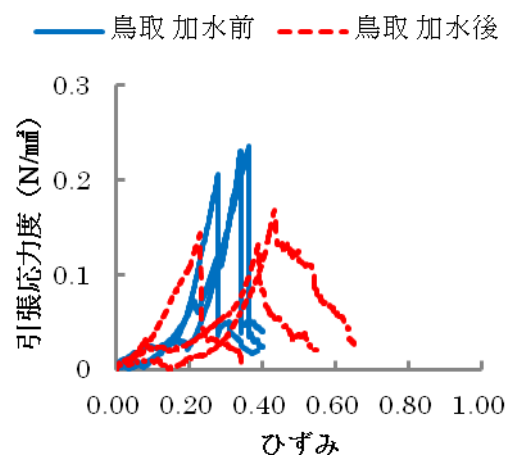


図 3.6.6-20 引張応力とひずみの関係

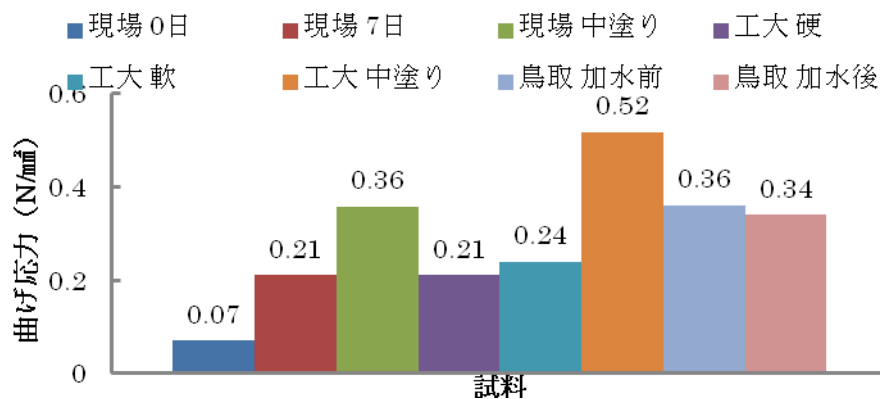


図 3.6.6-21 曲げ応力度

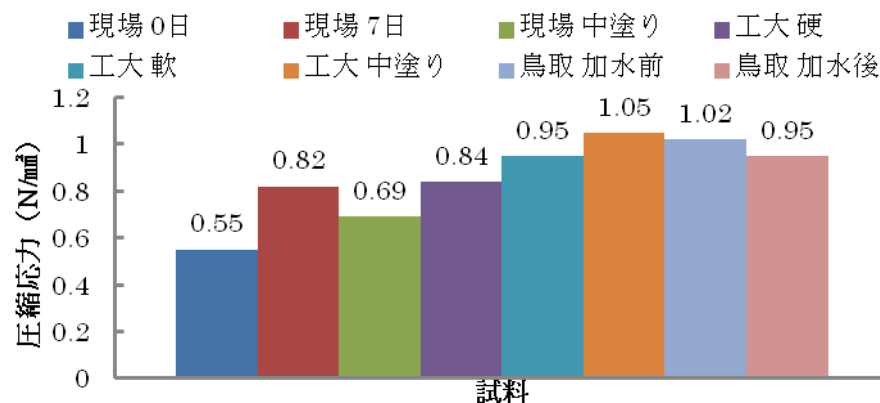


図 3.6.6-22 圧縮応力度

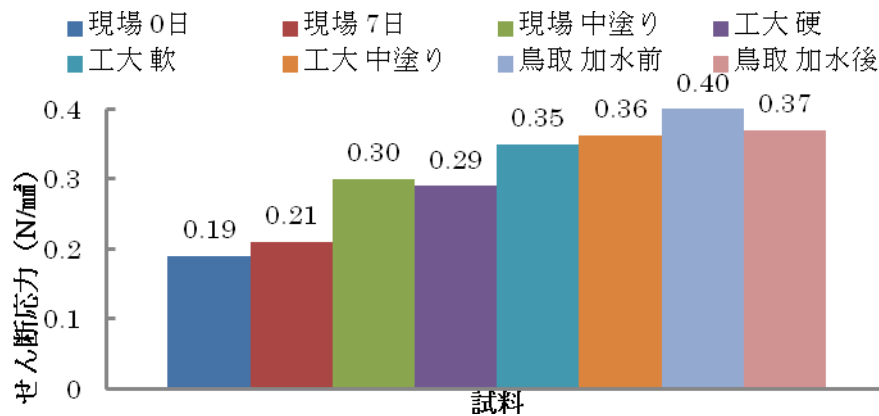


図 3.6.6-23 せん断応力度

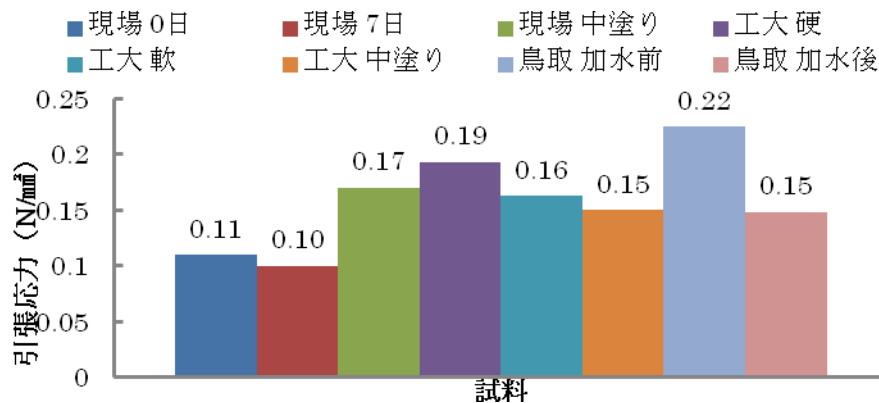


図 3.6.6-24 引張応力度

5) まとめ

E-d 実験に使用の壁土について要約すると以下の通りである。

- ① フロー値は、壁土の製造場所および種類に関わりなく 135 ± 10 を示し、この値は左官職人の作業範囲である。
- ② 質量変化率は、荒壁および中塗りの種類に関わらず 14 日まで急激に下がり、21 日以降は -25% 前後ではほぼ一定する。
- ③ E-d 荒壁土の強さは、曲げ、圧縮、せん断および引張で 0.26 、 0.86 、 0.30 および 0.15 N/mm^2 、中塗りでは 0.44 、 0.87 、 0.33 および 0.16 N/mm^2 を示す。また、荒壁土の曲げ強さを基準にすると、曲げ、圧縮、せん断および引張強さを安全側にとると 1.0 、 2.5 、 1.0 および 0.5 倍となる。
- ④ 各種強さは、製造場所が異なってもほぼ一致し、中塗りが荒壁土を上回るが同じとみても問題ない。

以上のように、試料の製造場所が異なっても壁土の軟らかさの程度がほぼ一致する。このことは、フロー値 135 ± 10 と提言していた筆者に取って、現場と実験室とが一体になったことでもあり、提言が検証されたことにもなる。左官職人の経験と勘に敬意を表するものである。

(3) 金沢工業大学で作製された実大土壁供試体に用いた壁土の性質(2011 年 10～11 月)

1) 実験概要

本実験では、実大供試体に用いた壁土の性質について提示する。

2) 使用材料および調合および打込み日

使用材料は、左官屋職人が調合したものを使用したため詳細は不明である。

打込んだ日付は、荒壁で10月18日、中塗りは11月29日である。また、中塗りには荒壁に使用した壁土に砂、もみすさを追加しているが、せん断供試体は作製しなかった。

3) 実験方法

① 供試体の作製

型枠は、モルタル供試体成形用型三連型枠(□40×40×160mm)を使用し、壁土試料を、三連型枠(ようかん)に詰める前にセメントペースト練混ぜ用(手練り用)さじでかき混ぜ、容器に取り出した。

壁土試料は、型枠に二層に分けて詰め、モルタル供試体作製用型の突き棒(□35×35mm)で各層5回突きを4回繰り返し(20回)、仕上げは上端をならし成形した。

強度試験用供試体は、曲げおよび圧縮試験用に1枠、引張試験用に1枠用いて作製した。

② 養生方法および脱型

供試体は、実験室内で温度、湿度に関わらず気中養生とした。脱型は供試体作製後3日目に側面、7日目に完全脱型を目標とした。

4) 実験結果

① フロー値

写真3.6.6-6にフローを、図3.6.6-25にフロー値を示す。

フロー値は、荒壁で125、中塗りで140前後を示し前者より後者の方がフロー値が高く、塗り易いことを表している。また、中塗りは荒壁が作製されてから、約1カ月後に再度用いたため、水合せされた状態となり、色に変化が表れたと考える。

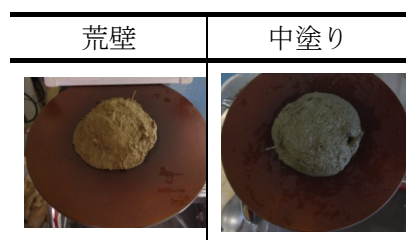


写真 3.6.6-6 フロー

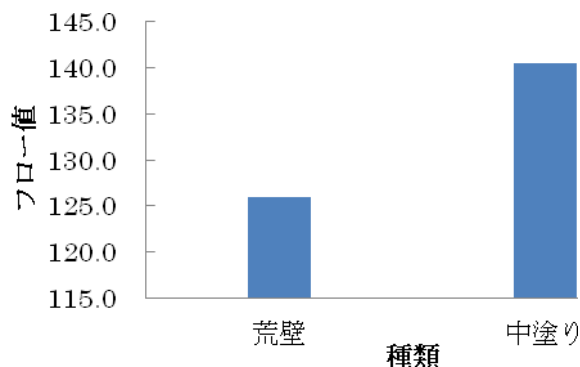


図 3.6.6-25 フロー値

② 質量変化率

図3.6.6-26に質量変化率を示す。

質量変化率は、荒壁および中塗り7日前後ではほぼ一定した後、緩慢に低下する。その値は前者で大略-10%、後者は-16%を与える。

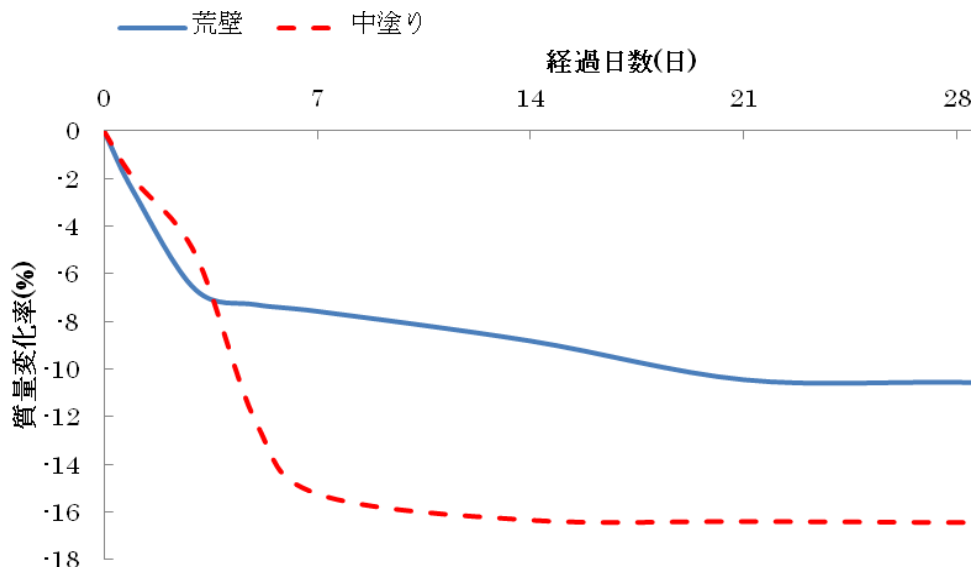


図 3.6.6-26 質量変化

③ 各強さ

表 3.6.6-12 に実大供試体に用いた壁土の各強度を示す。

④ 曲げ強さ

図 3.6.6-27 に曲げ強さとたわみの関係を示す。

たわみ曲線についてみると、壁土種類に関係なく立ち上がりが急である。荒壁はたわみ 1.0mm、中塗りは 0.4mm 前後で最大応力に達した後は傾向が異なり、前者は緩慢に後者で急激に低下し、曲げ強さは大略 0.9 および 0.4N/mm²を示す。また、荒壁は粘り強いが、中塗りの弱いことも確認できる。

⑤ 圧縮強さ

図 3.6.6-28 に圧縮強さとひずみの関係を示す。

応力ひずみ線図についてみると、壁土種類に関係なく線形で増加し、その後ゆっくりと低下する。最大応力は荒壁でひずみ 0.05、中塗りは 0.03 程度で達する。圧縮強さは、前者および後方で 1.4 および 1.2 N/mm²を示す。

⑥ 引張強さ

図 3.6.6-29 に引張強さとひずみの関係を示す。

応力ひずみ線図についてみると、壁土種類で傾向が異なる。荒壁は、立ち上がりが緩慢でひずみ 0.4 前後で最大応力に達する。中塗りは、立ち上がりが急でひずみ 0.1 程度で最大応力に達した後、線形で減少する。引張強さは、前者および後者とも 0.2 N/mm²を示し、各強さと比べて差がないことが確認できる。

表 3.6.6-12 実大供試体に用いた壁土の各強度

種類 \ 項目	強さ (N/mm ²)		
	曲げ	圧縮	引張
荒壁	0.89	1.38	0.24
中塗り	0.41	1.18	0.25

注) 強度は平均値である。

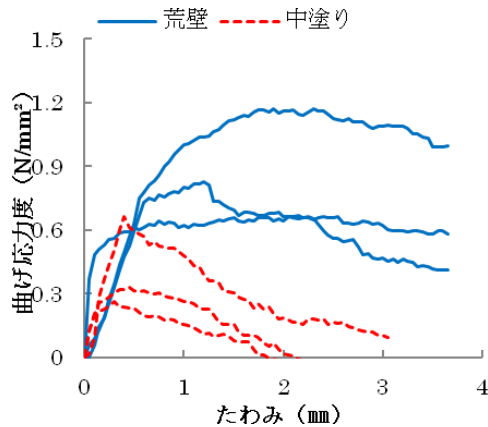


図 3.6.6-27 曲げ応力とたわみの関係

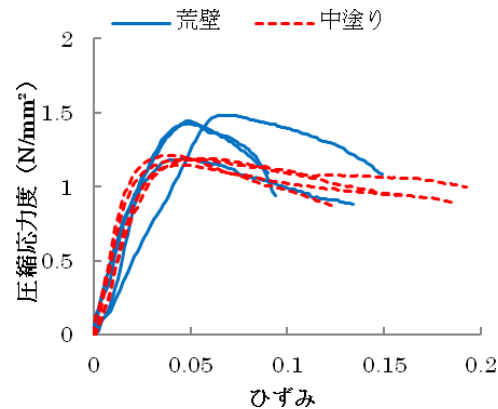


図 3.6.6-28 圧縮応力とひずみの関係

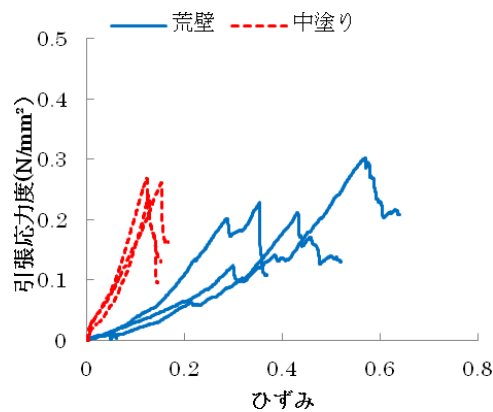


図 3.6.6-29 引張応力とひずみの関係

(4) 中塗りについて(2012 年 5 月)

1) 実験概要

本実験では、大壁に使用する中塗り土の性質について提示する。

2) 使用材料、調合および打込み日

使用材料は、左官職人が調合したものを使用したため詳細は不明である。

試料の打込んだ日付は、5 月 24 日である。

3) 実験方法

① 供試体の作製

型枠は、モルタル供試体成形用型三連型枠(□40×40×160mm)を使用し、壁土試料を、三連型枠(ようかん)に詰める前にセメントペースト練混ぜ用(手練り用)さじでかき混ぜ、容器に取り出した。

壁土試料は、型枠に二層に分けて詰め、モルタル供試体作製用型の突き棒(□35×35mm)で各層 5 回突きを 4 回繰り返し(20 回)、仕上げは上端をならし成形した。

強度試験用供試体は、曲げ、圧縮、せん断試験用に 2 枠、引張試験用に 1 枠用いて作製した。

② 養生方法および脱型

供試体は、実験室内で温度、湿度に関わらず気中養生とした。脱型は供試体作製後 3 日目に側面、7 日目に完全脱型を目標とした。

4) 実験結果

① 質量変化率

図 3.6.6-30 に質量変化率を示す。

中塗の質量変化は、14 日まで緩慢に低下した後、ほぼ一定値-21%をとる。

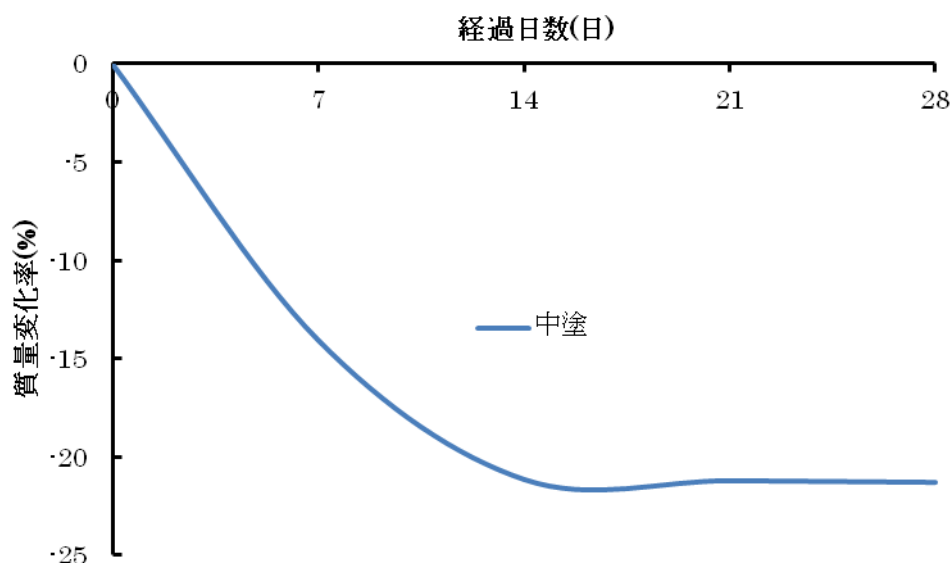


図 3.6.6-30 質量変化

② 各強さ

表 3.6.6-13 に中塗の各強度を示す。

③ 曲げ強さ

図 3.6.6-31 に曲げ強さとたわみの関係を示す。

中塗のたわみ曲線についてみると、立ち上がりが急である。たわみ 0.25mm 前後で最大応力に達するが、その後は緩慢に低下し、曲げ強さは 0.3N/mm^2 を示す。中塗は弱いことが確認できる。

④ 圧縮強さ

図 3.6.6-32 に圧縮強さとひずみの関係を示す。

中塗の応力ひずみ線図についてみると、ひずみ 0.02 までに急激に増加し、その後ゆっくりと低下する。最大応力はひずみ 0.02 程度で達し、圧縮強さは $0.75\sim 0.82\text{N/mm}^2$ で、平均 0.79N/mm^2 を得る。

⑤ セン断強さ

図 3.6.6-33 にせん断強さとひずみの関係を示す。

中塗の応力ひずみ線図についてみると、初めは緩やかでひずみ 0.45 を過ぎたあたりから急激に増加し、ひずみ 1.00 程度で最大応力に達するが、その後は緩慢に低下する。また、せん断強さは $0.33\sim 0.36\text{N/mm}^2$ で、平均 0.34N/mm^2 を示す。

⑥ 引張強さ

図 3.6.6-34 に引張強さとひずみの関係を示す。

中塗の応力ひずみ線図についてみると、供試体によって傾向は同じであるが、結果が異なる。中塗の立ち上がりは緩慢で、ひずみ 0.1 および 0.25 前後で最大応力に達する。引張強さは $0.12\sim 0.14\text{N/mm}^2$ で、平均 0.13N/mm^2 を示す。

表 3.6.6-13 中塗の各強度

項目 種類	強さ(N/mm ²)			
	曲げ	圧縮	せん断	引張
中塗	0.28	0.79	0.34	0.13

注)強度は平均値である。

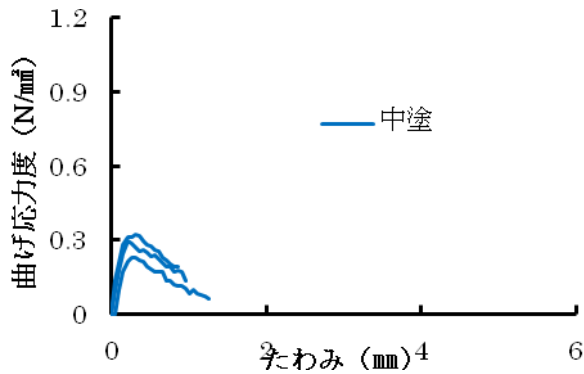


図 3.6.6-31 曲げ応力とたわみの関係

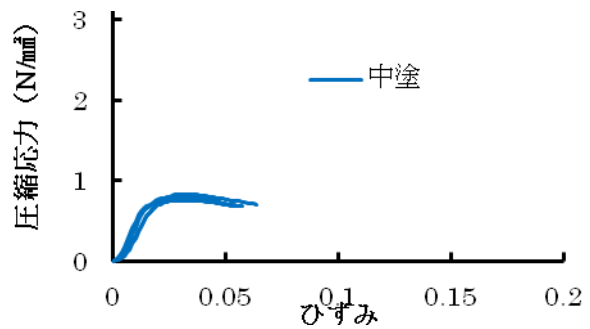


図 3.6.6-32 圧縮応力とひずみの関係

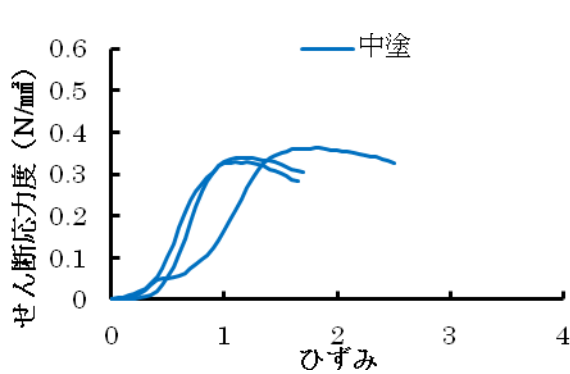


図 3.6.6-33 せん断応力とひずみの関係

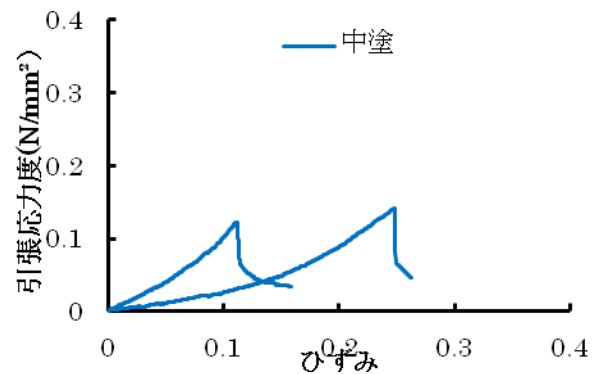


図 3.6.6-34 引張応力とひずみの関係

(5) E-ディフェンスについて(2012年5～7月打込み)

1) 実験概要

本実験は、兵庫県で使用されている壁土について調べている。

2) 使用材料および調合および打込み日

使用材料は、左官職人が調合したものを使用したため詳細は不明である。

打込んだ日付は、荒壁土および中塗土で5月31日および7月11日である。

3) 実験方法

① 供試体の作製

(4)の①に表記してあるものと同様にする。

② 養生方法および脱型

(4)の②に表記してあるものと同様にする。

4) 実験結果および考察

① フロー値

写真 3.6.6-7 および図 3.6.6-35 にフローおよびフロー値を示す。

フロー値は、荒壁および中塗土で127.5および133.5を示し、前者より後の方がフロー値が高く、塗り易いことが分かる。土の色が黒くなっているのは、練り混ぜられた状態で郵送されてきたので、水合せが進んだことが推察される。

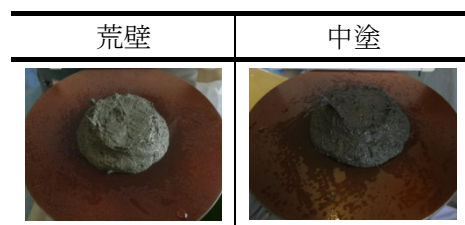


写真 3.6.9 フロー

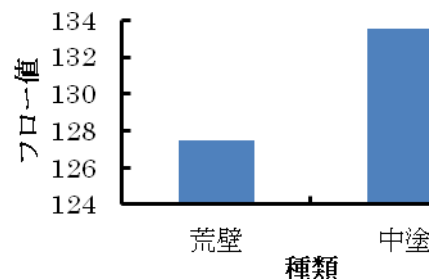


図 3.6.6-35 フロー値

② 質量変化率

図 3.6.6-36 に質量変化率と経過日数の関係を示す。

質量変化率は、14 日前後でほぼ一定した後、緩慢に低下し、-28%程度を与える。荒壁については、養生中に質量変化を測定していた供試体の損傷が激しく、十分なデータが取れなかった。

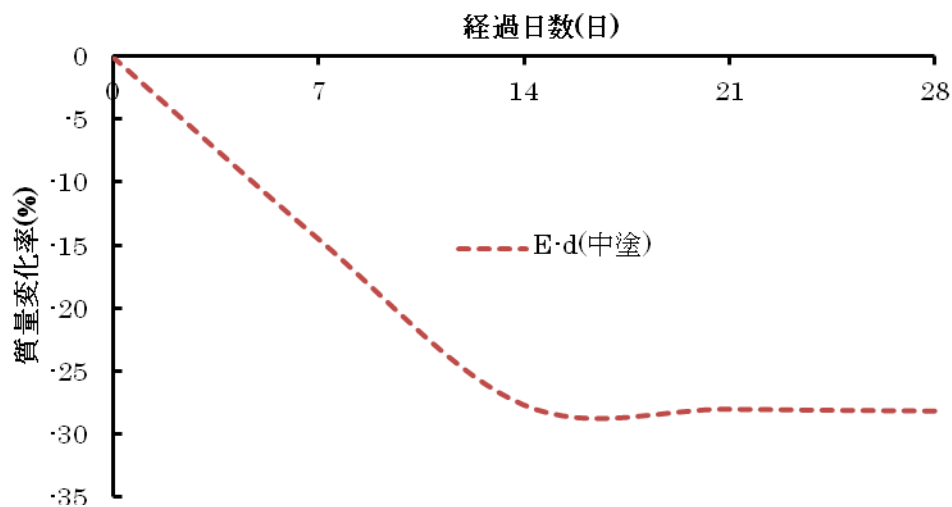


図 3.6.6-36 質量変化率と経過日数の関係

③ 曲げ、圧縮、せん断および引張強度

表 3.6.6-14 に、E-d の荒壁および中塗の各強度を示す。

④ 曲げ強度

図 3.6.6-37 に荒壁および中塗の曲げ応力とたわみの関係を示す。

曲げ応力たわみ曲線は、荒壁および中塗の荷重初期の立ち上がりは急で、たわみ 0.55 および 0.75 前後で最大応力に達し、その後も粘りのある傾向が認められる。

曲げ強度は、荒壁および中塗で最大応力 0.23~0.40 および 0.27~0.45N/mm² で、平均 0.33 および 0.39N/mm² となる。図からもわかるように、両者とも似たような強度を得ていることが確認できる。

⑤ 圧縮強度

図 3.6.6-38 に荒壁および中塗の圧縮応力とひずみの関係を示す。

圧縮応力ひずみ曲線を見て分かるように、荒壁および中塗はひずみ 0.055 および 0.03 前後で最大応力に達し、その後は緩慢に低下する。圧縮強度は、荒壁および中塗で 0.93~1.02 および 0.57~0.64N/mm² で、平均 0.95 および 0.59N/mm² をとる。後者より前者の方が強く、両者とも粘り強いことが確認できる。

⑥ せん断強度

図 3.6.6-39 に荒壁および中塗のせん断応力とひずみの関係を示す。

せん断応力ひずみ曲線は、用途別にみると、荒壁および中塗は立ち上がりから緩慢に増加する。せん断強度は、ひずみ 2.25 および 2.20 程度で最大応力 0.32~0.39 および 0.29~0.31N/mm² で、平均 0.36 および 0.30N/mm² をとる。

⑦ 引張強度

図 3.6.6-40 に荒壁および中塗の引張応力とひずみの関係を示す。

引張応力ひずみ曲線は、荒壁および中塗で緩慢に増加し続け、前者は最大応力に到達するのにかなりの時間を有し、後者は逆にすぐ最大になることが認められる。引張強度は、ひずみ 0.4 および 0.2 前後で最大応力 0.13~0.17 および 0.11~0.15N/mm² で、平均は 0.16 および 0.13N/mm² となる。

表 3.6.6-14 E-d(荒壁)および(中塗)の各強度

項目 種類	強さ (N/mm ²)			
	曲げ	圧縮	せん断	引張
E-d(荒壁)	0.33	0.95	0.36	0.16
E-d(中塗)	0.39	0.59	0.30	0.13

注) 強度は平均値である。

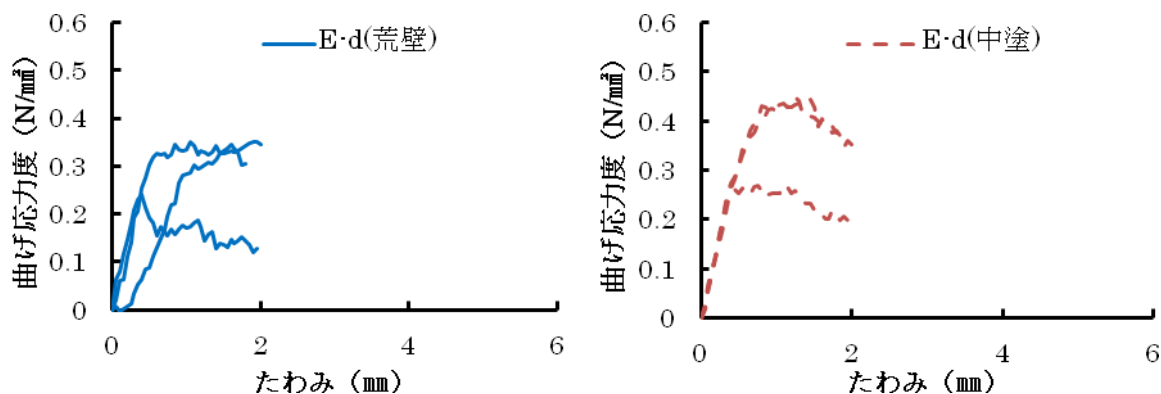


図 3.6.6-37 曲げ応力とたわみの関係

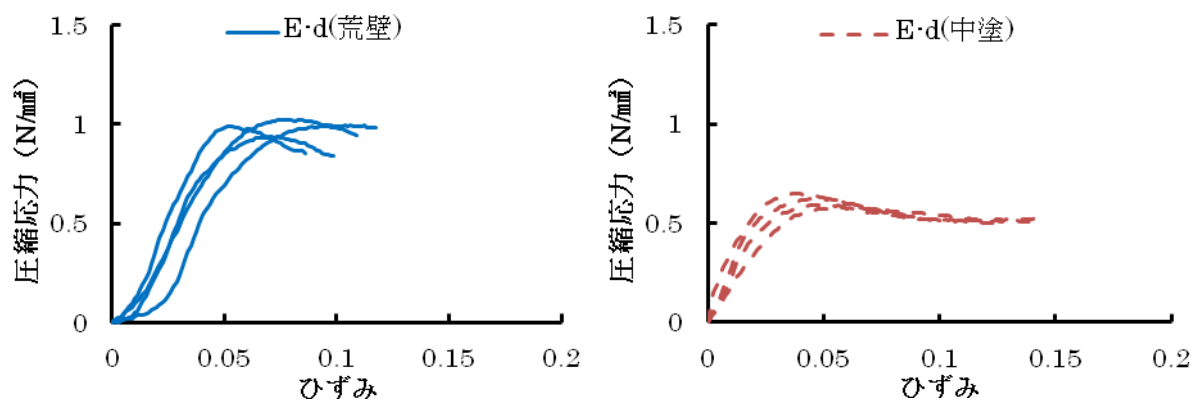


図 3.6.6-38 圧縮応力とひずみの関係

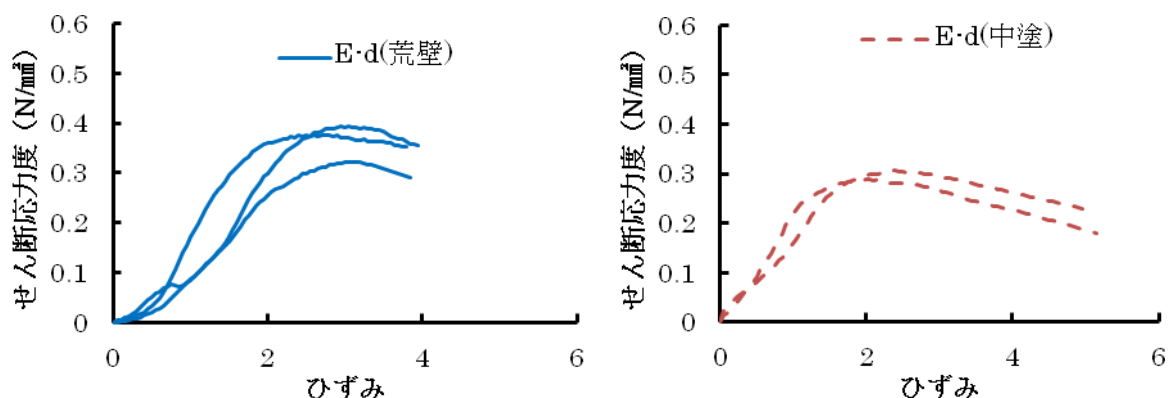


図 3.6.6-39 セン断応力とひずみの関係

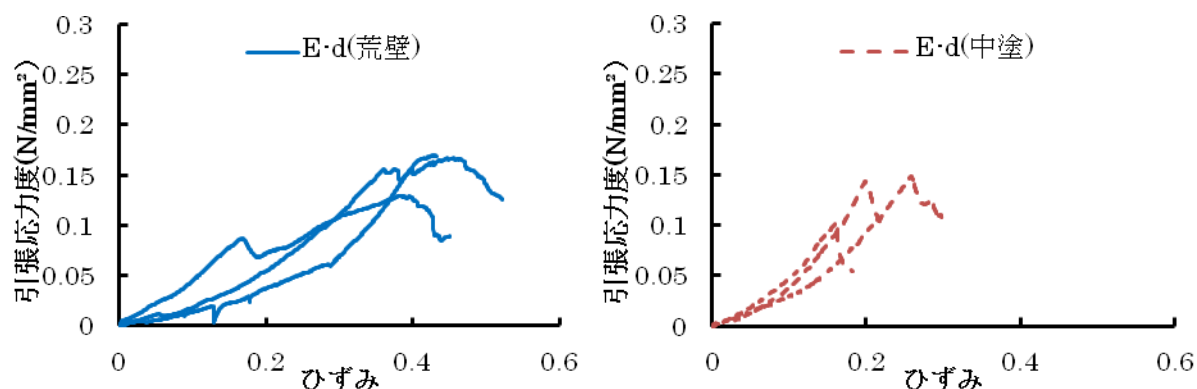


図 3.6.6-40 引張応力とひずみの関係

(6) 鳥取・荒壁について(2012年8月打込み)

1) 実験概要

本実験は、鳥取県で使用されている壁土について調べている。本節では鳥取県の荒壁であるから、以降は鳥取・大壁とする。

2) 使用材料および調合および打込み日

使用材料は、左官職人が調合したものを使用したため詳細は不明である。

打込んだ日付は、鳥取・荒壁で8月30日である。

3) 実験方法

① 供試体の作製

(4)の①に表記してあるものと同様にする。

② 養生方法および脱型

(4)の②に表記してあるものと同様にする。

4) 実験結果および考察

① 質量変化率

図 3.6.6-41 に質量変化率と経過日数の関係を示す。

質量変化率は鳥取・荒壁で、14 日までに緩慢に低下し、ほぼ一定値-31%をとる。

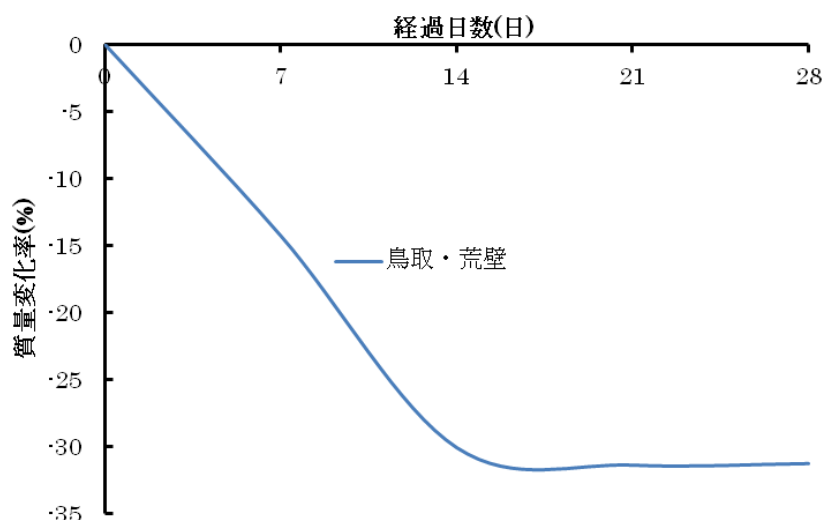


図 3.6.6-41 質量変化率と経過日数の関係

② 曲げ、圧縮および引張強度

表 3.6.6-15 に鳥取・荒壁の各強度を示す。また、せん断強度については試料の量が不足したため、作製することができず試験は行っていない。

③ 曲げ強度

図 3.6.6-42 に鳥取・荒壁の曲げ応力とたわみの関係を示す。

鳥取・荒壁の曲げ応力たわみ曲線は、荷重初期の立ち上がりは急で、たわみ 1.00 前後で最大応力に達し、その後も粘りがある傾向が認められる。曲げ強度は最大応力 $0.56\sim 0.66\text{N/mm}^2$ で、平均 0.61N/mm^2 となる。

④ 圧縮強度

図 3.6.6-43 に鳥取・荒壁の圧縮応力とひずみの関係を示す。

圧縮応力ひずみ曲線を見て分かるように、鳥取・荒壁はひずみ 0.055 前後で最大応力に達し、その後は僅かに低下する。圧縮強度は $1.08\sim 1.92\text{N/mm}^2$ で、平均は 1.38N/mm^2 をとる。

⑤ 引張強度

図 3.6.6-44 に鳥取・荒壁の引張応力とひずみの関係を示す。

引張応力ひずみ曲線は、緩慢に増加し続け最大応力に到達するのに時間を有することが認められる。鳥取・荒壁はひずみ 0.35 前後で最大応力 0.18~0.20N/mm²で、平均は 0.19N/mm²となる。

表 3.6.6-15 鳥取・荒壁の各強度

項目 種類	強さ (N/mm ²)			
	曲げ	圧縮	せん断	引張
鳥取・荒壁	0.61	1.38	—	0.19

注)強度は平均値である。

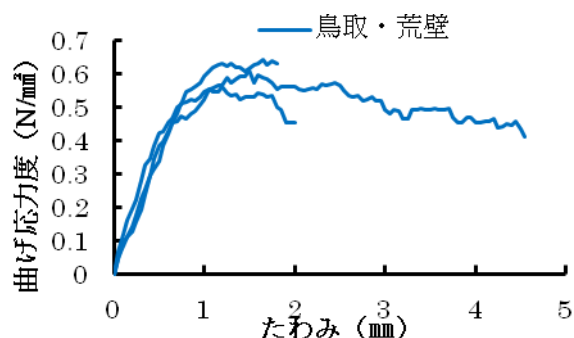


図 3.6.6-42 曲げ応力とたわみの関係

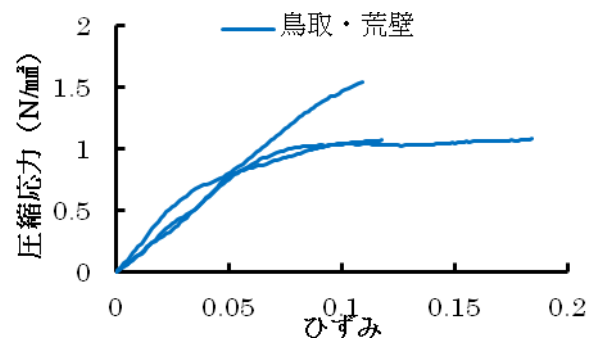


図 3.6.6-43 圧縮応力とひずみの関係

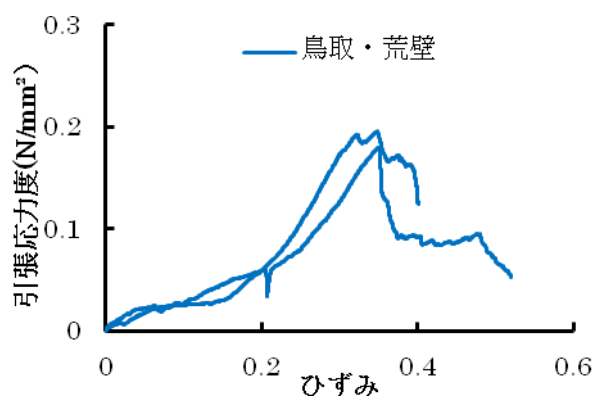


図 3.6.6-44 引張応力とひずみの関係

(7) 工大・荒壁および中塗について(2012 年 9 月打込み)

1) 実験概要

本実験は、金沢工業大学で土壁が実際に作製されたので、その土壁の性質について調べている。

2) 使用材料および調合および打込み日

使用材料は、左官職人が調合したものを使用したため詳細は不明である。

打込んだ日付は、工大・荒壁および中塗で 9 月 10 日および 9 月 24 日である。

3) 実験方法

① 供試体の作製

(4)の①に表記してあるものと同様にする。

② 養生方法および脱型

(4)の②に表記してあるものと同様にする。

4) 実験結果および考察

① 質量変化率

図 3.6.6-45 に質量変化率と経過日数の関係を示す。

質量変化率は、工大・荒壁および中塗で、両者ともに7日まで急激に低下した後、両者はほぼ一定し、その値は前者で-30%、後者は-23%程度を与え、中塗より荒壁の方が僅かに高い。

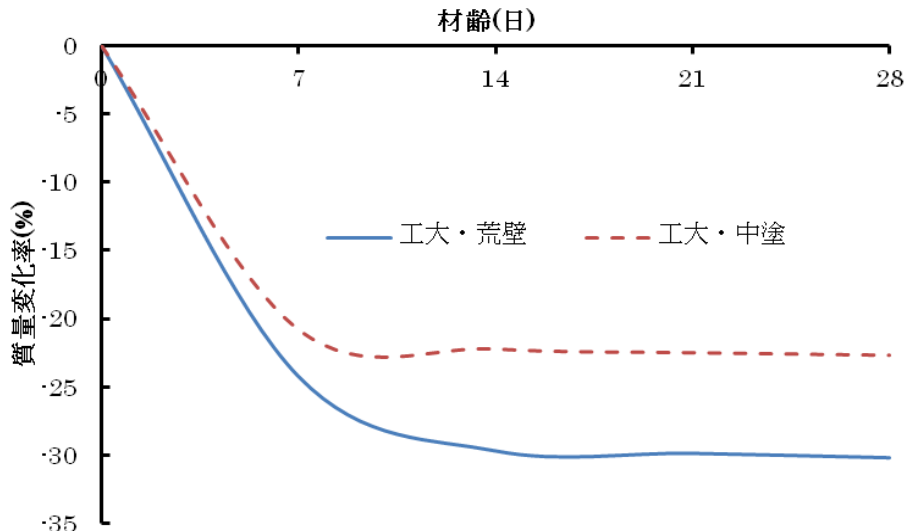


図 3.6.6-45 質量変化率と経過日数の関係

② 曲げ、圧縮、せん断および引張強度

表 3.6.6-16 に工大・荒壁および中塗の各強度を示す。

③ 曲げ強度

図 3.6.6-46 に工大・荒壁および中塗の曲げ応力とたわみの関係を示す。

曲げ応力たわみ曲線は、荒壁および中塗の荷重初期の立ち上がりは急で、両者ともにたわみ 0.5 前後で最大応力に達する。また、その後の粘りは両者とも認められるが、前者の方が僅かに僅かに粘り強いことが分かる。

曲げ強度は、最大応力 0.47~0.67 および 0.52~0.56N/mm² で、平均 0.56 および 0.53N/mm² となり、両者とも似たような強度を得ていることが確認できる。

④ 圧縮強度

図 3.6.6-47 に工大・荒壁および中塗の圧縮応力とひずみの関係を示す。

圧縮応力ひずみ曲線を見て分かるように、工大・荒壁および中塗はひずみ 0.055 および 0.03 前後で最大応力に達し、その後は緩慢に低下する。圧縮強度は、前者で 1.00~1.17N/mm²、後者で 1.25~1.39N/mm²、平均 1.10 および 1.34N/mm² をとる。荒壁より中塗の方が強く、粘りは逆に荒壁の方が強いことが確認できる。

⑤ せん断強度

図 3.6.6-48 に工大・中塗のせん断応力とひずみの関係を示す。また、荒壁は試料の量が不足したため、供試体を作製していない。

せん断応力ひずみ曲線は、初め緩慢でひずみ 1.00 を越えたあたりから急激に増加し、最大応力に達する。せん断強度はひずみ 2.00 程度で最大応力 0.45~0.53N/mm²、平均 0.48N/mm² をとる。

⑥ 引張強度

図 3.6.6-49 に工大・荒壁および中塗の引張応力とひずみの関係を示す。

引張応力ひずみ曲線は、工大・荒壁および中塗で緩慢に増加し続け、最大応力に到達するのに時間を有する。両者ともひずみ 0.3~0.35 で最大応力 0.12~0.24 および 0.22~0.31N/mm²、平均 0.17 および 0.25N/mm²となる。

表 3.6.6-16 工大・荒壁および中塗の各強度

種類 \ 項目	強さ (N/mm ²)			
	曲げ	圧縮	せん断	引張
工大・荒壁	0.56	1.10	—	0.17
工大・中塗	0.53	1.34	0.48	0.25

注) 強度は平均値である。

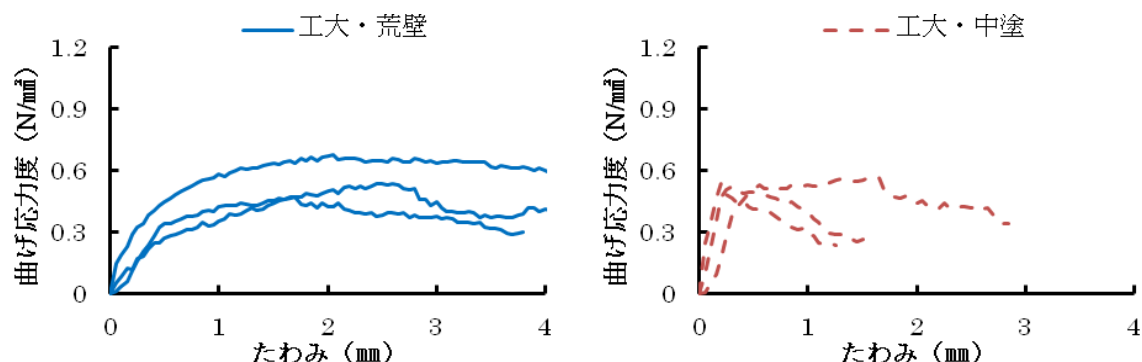


図 3.6.6-46 曲げ応力とたわみの関係

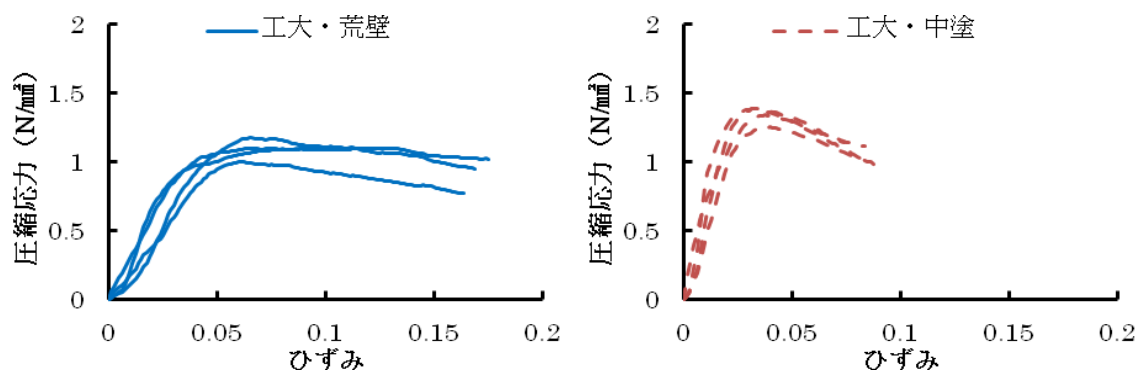


図 3.6.6-47 圧縮応力とひずみの関係

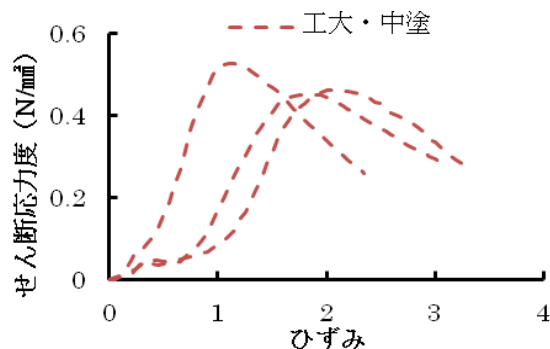


図 3.6.6-48 せん断応力とひずみの関係

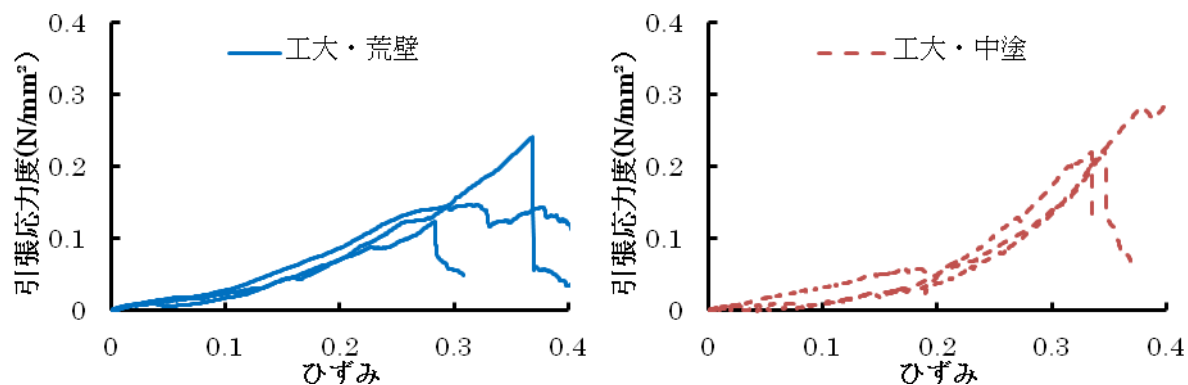


図 3.6.6-49 引張応力とひずみの関係

(8) 発表原稿および発表予定目録

表 3.6.6-17 発表予定目録

著者	発表項目	発表方法	頁	年度
浦 憲親 後藤正美 鈴木祥之	小舞壁に関する基礎実験 -スサの違い-	日本建築学会北陸支部 研究報告集 第 55 号	139-142	2012.7
浦 憲親 後藤正美 鈴木祥之	小舞壁に関する基礎実験 -再使用土-	日本建築学会北陸支部 研究報告集 第 55 号	143-144	2012.7
浦 憲親 後藤正美 鈴木祥之	小舞壁に関する基礎実験 -小舞材料の性質-	日本建築学会大会 学術講演梗概集(東海)	427-428	2012.9
浦 憲親 後藤正美 鈴木祥之	壁土の簡易評価法に関する基礎実験	日本建築仕上学会 2012 年大会学術講演会	219-222	2012.10
浦 憲親 後藤正美 鈴木祥之	壁土の改良に関する基礎実験	日本建築学会北陸支部 研究報告集 第 56 号		2013.5 予定
浦 憲親 後藤正美 鈴木祥之	壁土の凍害に関する基礎実験 -古土-	日本建築学会北陸支部 研究報告集 第 56 号		2013.5 予定
浦 憲親 後藤正美 鈴木祥之	壁土の性質に関する基礎実験 -1 地域産土の性質-	日本建築学会大会 学術講演梗概集(北海道)		2013.8 予定
浦 憲親 後藤正美 鈴木祥之	地域産の壁土に関する基礎実験	日本建築仕上学会 2013 年大会学術講演会		2013.10 予定

3.7 データライブラリ WG

3.7.1 実験 データライブラリ・設計用データベースの概要と格納データ

伝統的構法を設計する際に、現状では以下のような課題が存在している。

各地方の気候風土に合わせた仕様が存在し、耐震設計を実施する際には、仕様毎に実験を行い、力学特性を定量的に評価する必要がある、実務者にとって、予算・時間的にも大きな負担となる。研究者個人の研究データあるいは実務者の確認申請用のデータなどが多く、広く一般に共有されるデータとはなっていない。実験方法や実験データの整理法が各自で統一されていない場合も多く質的な正当性を確認することが難しい。

また、既往の実験では、大変形領域(1/15rad 以上)までのあるいは最大耐力以降の実験データや 柱脚の浮き上がりが生じた場合の実験データが少ない。

また、研究者にとっては、既往の実験の概要と詳細なデータを得ることが出来るデータライブラリは、実験の重複を防ぐと共に、研究の推進を図る上で重要な資料となる。

以上のような背景を踏まえて、基本的な構造要素の実験データを格納したデータライブラリと実務者が実際の耐震設計を行う際の設計用データベースの構築が望まれている。

実験データライブラリ及び設計用データベースの流れを図 3.7.1-1 に示す。

以下に実験データライブラリ及び設計用データベースの作業手順について解説する。

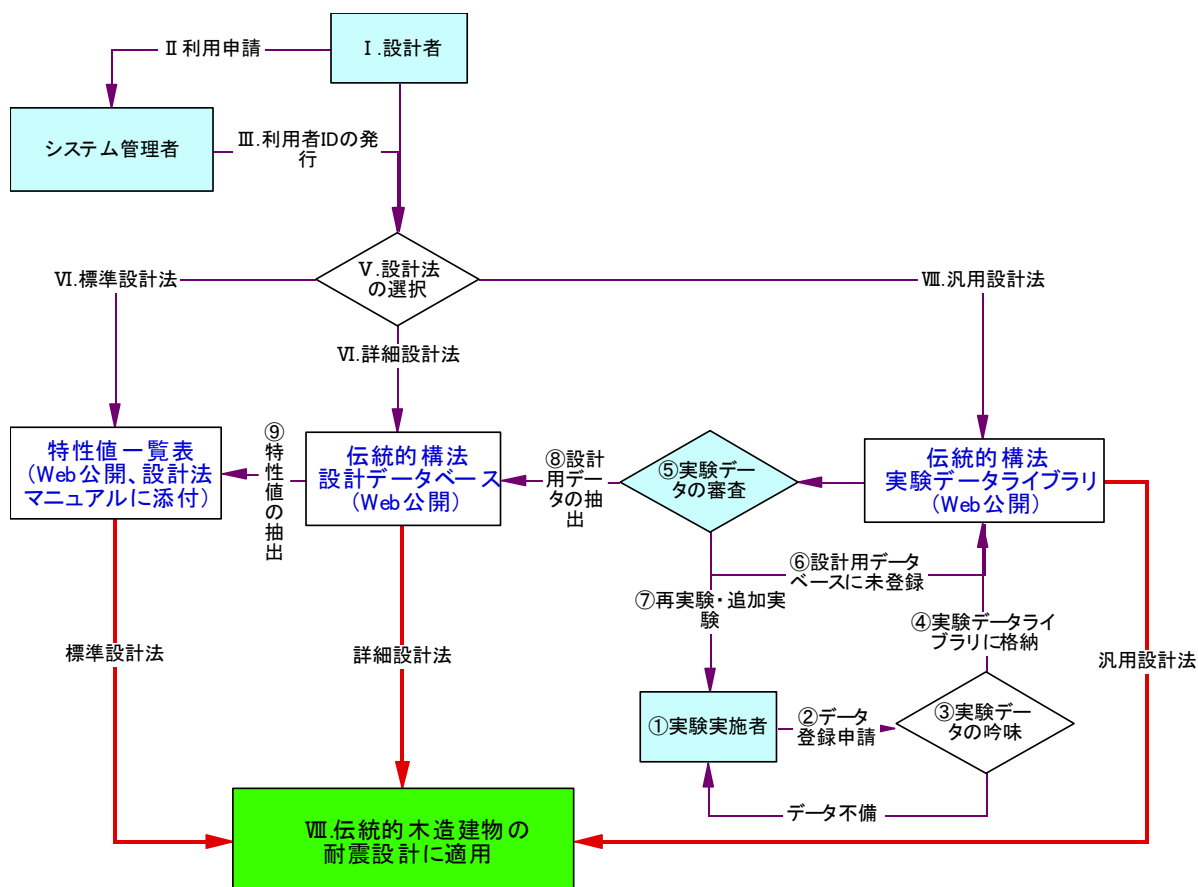


図 3.7.1-1 実験データライブラリと設計用データベースの流れ

現在、実験データライブラリに格納されてデータを表 3.7.1-1 に示す。373 種類、1075 データが格納されている。これらのデータから、今年度は、黄色で塗りつぶしている接合部 199 種と土壁のデータを設計用データベースへ格納する。

表 3.7.1-1 データライブラリの格納データ数

	格納データ		
	部位	種類	データ数
実物実験	E-ディフェンス	12	12
接合部	継手	52	157
	仕口	147	452
水平構面	床構面	17	35
	小屋組	13	13
鉛直構面	土壁	50	108
	板壁	12	12
	軸組	11	19
材料実験	横架材	4	24
	接合具材	20	72
	土壁	35	171
	合計	373	1075

実験データライブラリ・設計用データベースの作業手順

図 3.7.1-1 中①：事項に記述する評価方法書に従って実験を行う。

図 3.7.1-1 中②：実験データを実験データライブラリに登録するばあいは、管理者に申請を行う。

図 3.7.1-1 中③：実験データライブラリ管理者は、申請されたデータの確認し不備が無ければ、実験データライブラリに格納する(図 3.7.1-1 中④)。

図 3.7.1-1 中⑤：格納された実験データを、設計用データベースに格納する場合は、審査会で実験データの審査を行い、問題が無ければ設計用データベースに格納する。

図 3.7.1-1 中⑥：実験データに問題があった場合、修正をしない場合は実験データライブラリに格納されたままとなる。

図 3.7.1-1 中⑦：実験データの問題を改善するために、再実験・追加実験を実施し再度実験データライブラリに格納する。

図 3.7.1-1 中⑧：審査会で承認された実験データに所定の処理を行い、設計用データベースに格納する。

実験データライブラリ・設計用データベースの利用手順

図 3.7.1-1 中Ⅰ：実験データライブラリ・設計用データベースを利用しようとする対象者(実務設計者や研究者)

図 3.7.1-1 中Ⅱ：実験データライブラリ・設計用データベースを利用しようとするものは、システム管理者に利用申請を行い、所定の ID とパスワードの発行を受ける(図 3.7.1-1 中Ⅲ)

図 3.7.1-1 中Ⅳ：設計法を選択する。標準設計法を選択するものは、設計用データベースにアクセスするか、設計マニュアルの特性値一覧に掲載されている数値を用いて設計する(図 3.7.1-1 中Ⅴ)。

図 3.7.1-1 中Ⅵ：設計を選択するものは、設計用データライブラリにアクセスし、必要な設計データを閲覧あるいはダウンロードして設計する。

図 3.7.1-1 中Ⅶ：汎用設計を選択するものは、実験データライブラリにアクセスし、実験データをダウンロードし、解析モデルの作成し設計する。

3.7.2 設計用データベースのシステムの概要

設計用データデータベース・システム操作マニュアル
マニュアルの構成

はじめに

第1章 システム起動

システムを起動するには

第2章 メニュー表示

メニュー画面を表示するには

公開ファイルをダウンロードするには

第3章 設計用データ閲覧

設計用データを検索するには

(1) 検索条件の設定

(2) 検索結果一覧表示

(3) ページ切替(表示件数、移動)

設計用データ検索結果を CSV ファイルに出力するには

設計用データの詳細情報を閲覧するには

(1) 詳細情報の閲覧

(2) 図表の拡大表示、保存

設計用データファイルをダウンロードするには

詳細情報画面から一覧表示画面に戻るには

補足 1. 実験データの分類

(1) 実験方法一覧表

(2) 実験対象一覧表

(3) 主要部材樹種一覧表

● はじめに

設計用データベース・システム(以下、本システムと称する)を使用することにより、実験データライブラリ・システムで登録された設計用データを閲覧することができます。

このマニュアルは、本システムの利用者が目的に応じて、必要な箇所をダイレクトに参照できるような構成になっています。

尚、本システムはパソコンの各種 Web ブラウザ上で利用できますが、このマニュアルはマイクロソフト社の「インターネットエクスプローラ」を基本に表示内容や操作法などを記述してありますのでご了承ください。

● 第1章 システム起動

システムを起動するには

本システムを起動するには、お使いの Web ブラウザにて下記の URL にアクセスします。

URL: (未公開)

【トップページ】



● 第2章 メニュー表示

メニュー画面を表示するには

トップページの「設計用データベース」ボタンクリックでメニュー画面が表示されます。

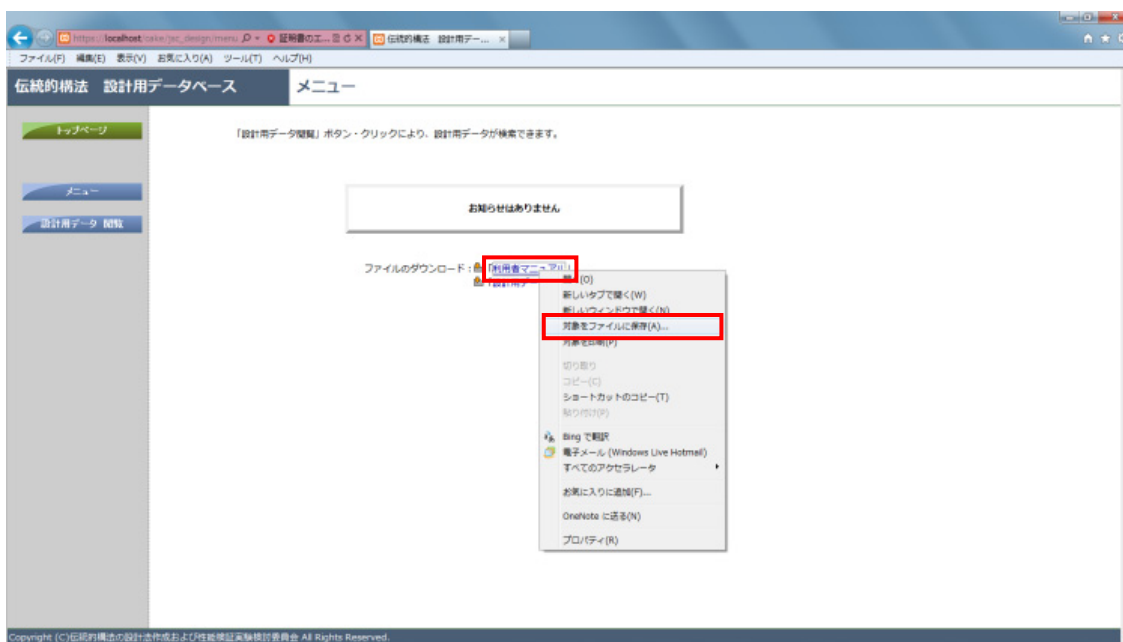
【メニュー画面】



公開ファイルをダウンロードするには

ダウンロードするファイル名称を右クリックして「対象をファイルに保存」を選択し、保存先と保存ファイル名を指定して「保存」ボタンをクリックします。

【メニュー画面】（公開ファイルのダウンロード）



● 第3章 設計用データ閲覧

設計用データを検索するには

(1) 検索条件の設定

設計用データの検索条件として、下記に示す項目が設定できます。基本は AND 条件ですが、一部指定により OR 条件による検索が可能です。

【検索結果一覧画面】（検索条件の設定）

The screenshot shows a web browser window with the URL https://localhost:8080/jsc_design/design. The page title is '設計用データベース' (Design Data Database). The main content area is titled '設計用データ 閲覧' (Design Data Search). Below the title, there is a search form with the following fields:

- 検索条件: 全件表示 (Search Conditions: All items displayed)
- 実行 (Execute) and リセット (Reset) buttons.
- 実験コード (Experiment Code) section with fields for 実験年月・通番 (Experiment Year/Month/Serial Number), 実験方法 (Experiment Method), 実験対象 (Experiment Object), 主要部材樹種 (Main Material Tree Type), 仕様 1 (Specification 1), and 仕様 2 (Specification 2).
- 検索条件 (Search Conditions) section with radio buttons for AND 検索 (AND Search) and OR 検索 (OR Search).
- 検索条件 (Search Conditions) section with input fields for 降伏変位/回転角・単位 (Yield Displacement/Rotation Angle/Unit), 降伏耐力/モーメント・単位 (Yield Strength/Moment/Unit), 終局変位/回転角・単位 (Ultimate Displacement/Rotation Angle/Unit), and 終局耐力/モーメント・単位 (Ultimate Strength/Moment/Unit).
- 構面 (Structure) section with input fields for 1/90rad時耐力 (1/90rad Strength) and 1/20rad時耐力 (1/20rad Strength).

(1.1) 文字列の検索条件

- ・実験年月・通番：(例) 201212 ← 2012 年 12 月に行った実験、通番は省略
- ・実験方法：補足 1「実験データの分類」(1) 実験方法一覧表を参照
- ・実験対象：補足 1「実験データの分類」(2) 実験対象一覧表を参照
- ・主要部材樹種：補足 1「実験データの分類」(3) 主要樹木樹種一覧表を参照
- ・仕様 1：(例) 土塗壁土台
- ・仕様 2：(例) 柱脚固定式

(2.2) 数値データの検索条件

(接続部等)

- ・降伏変位/回転角・単位：検索範囲(最小値～最大値)、単位(mm、rad)
- ・降伏耐力/モーメント・単位：検索範囲(最小値～最大値)、単位(kN、kN・m)
- ・終局変位/回転角・単位：検索範囲(最小値～最大値)、単位(mm、rad)
- ・終局耐力/モーメント・単位：検索範囲(最小値～最大値)、単位(kN、kN・m)

(構面)

- ・1/90rad 時耐力：検索範囲(最小値～最大値)、単位は(kN) 固定
- ・1/20rad 時耐力：検索範囲(最小値～最大値)、単位は(kN) 固定

※1 接続部等と構面の同時指定は不可

※2 最小値以上、最大値以下が検索対象、いずれか又は両方の省略可

※3 数値データの検索条件については、AND 条件か OR 条件の選択可



設計用データ検索結果を CSV ファイルに出力するには

検索結果一覧画面の「CSV 出力」ボタンをクリックするとファイル保存ダイアログが表示されますので、「保存」ボタンをクリックします。

【検索結果一覧画面】(検索結果の CSV ファイル出力)

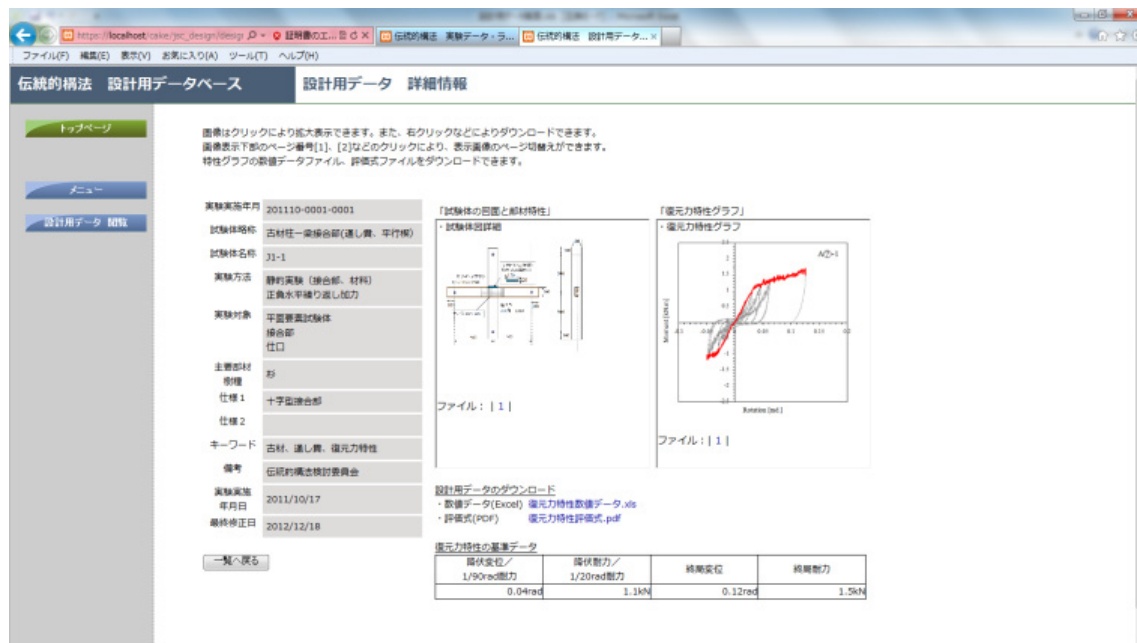


設計用データの詳細情報を閲覧するには

(1) 詳細情報の閲覧

検索結果一覧画面の「詳細」ボタンをクリックすると「詳細情報画面」が表示されます。

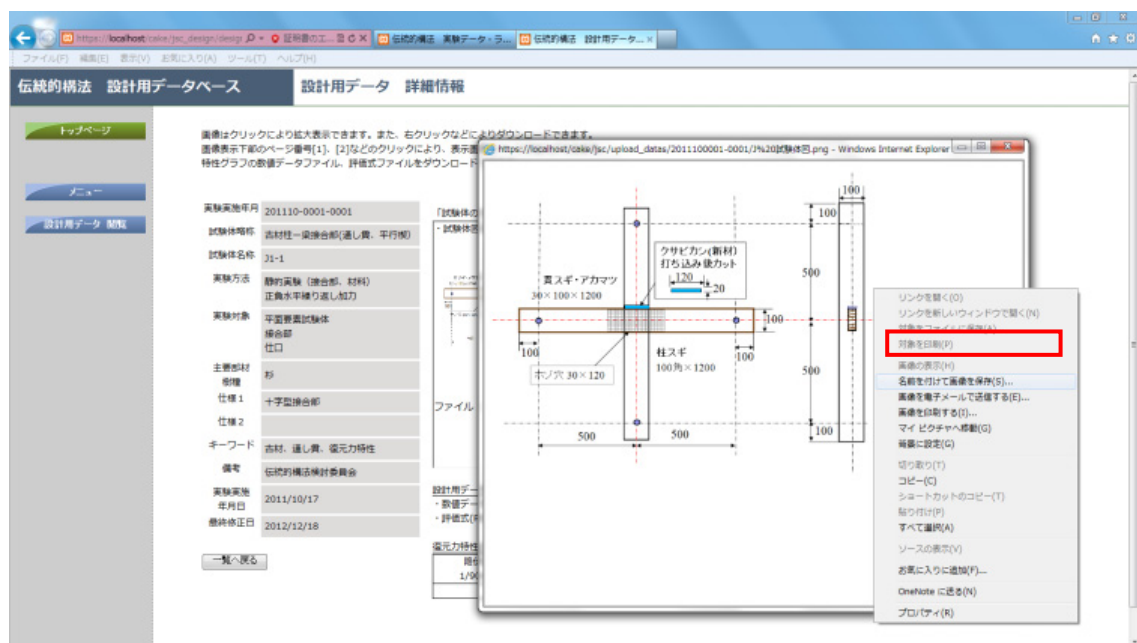
【詳細情報画面】



(2) 図表の拡大表示、保存

詳細情報画面の図表等を拡大表示するには、拡大する図表をクリックします。図表等をファイルに保存するには右クリックし、「名前を付けて画像を保存」をクリックします。

【詳細情報画面】(図表等の拡大表示、保存)



設計用データファイルをダウンロードするには

復元力特性の数値データ又は評価式データのファイル名を右クリックして「対象をファイルに保存」を選択するとダイアログが表示されますので、保存先と保存ファイル名を指定して「保存」ボタンをクリックします。

【詳細情報画面】（設計用データファイルのダウンロード）

図像是クリックにより拡大表示できます。また、右クリックなどによりダウンロードできます。
画像表示下部のページ番号[1]、[2]などのクリックにより、表示画像のページ切替えができます。
特性グラフの数値データファイル、評価式ファイルをダウンロードできます。

実験実施年月 2011/10-2012/12/18
試験体略称 古材柱一梁接合部(通し貫、平行挿)
試験体名称 31-1
実験方法 静的実験 (接合部、材料)
正負水平繰り返し耐力
実験対象 平面型実験体
接合部
仕口
主要部材 形
仕様 1 十字型接合部
仕様 2
キーワード 古材、通し貫、復元力特性
備考 伝統的構造設計委員会
実験実施年月日 2011/10/17
最終修正日 2012/12/18

「試験体の図面と部材特性」
「復元力特性グラフ」

設計用データのダウンロード
・数値データ(Excel) 復元力特性数値データ.xls
・評価式(PDF) 復元力特性評価式.pdf

復元力特性の基準データ			
降伏変位/ 1/90rad耐力	降伏耐力/ 1/20rad耐力	終局変位	終局耐力
0.04rad	1.1kN	0.12rad	1.5kN

詳細情報画面から一覧表示画面に戻るには

詳細情報画面から検索結果一覧画面に戻るには、「一覧へ戻る」ボタンをクリックします。

【詳細情報画面】（「一覧へ戻る」ボタン）

図像是クリックにより拡大表示できます。また、右クリックなどによりダウンロードできます。
画像表示下部のページ番号[1]、[2]などのクリックにより、表示画像のページ切替えができます。
特性グラフの数値データファイル、評価式ファイルをダウンロードできます。

実験実施年月 2011/10-2012/12/18
試験体略称 古材柱一梁接合部(通し貫、平行挿)
試験体名称 31-1
実験方法 静的実験 (接合部、材料)
正負水平繰り返し耐力
実験対象 平面型実験体
接合部
仕口
主要部材 形
仕様 1 十字型接合部
仕様 2
キーワード 古材、通し貫、復元力特性
備考 伝統的構造設計委員会
実験実施年月日 2011/10/17
最終修正日 2012/12/18

「試験体の図面と部材特性」
「復元力特性グラフ」

設計用データのダウンロード
・数値データ(Excel) 復元力特性数値データ.xls
・評価式(PDF) 復元力特性評価式.pdf

復元力特性の基準データ			
降伏変位/ 1/90rad耐力	降伏耐力/ 1/20rad耐力	終局変位	終局耐力
0.04rad	1.1kN	0.12rad	1.5kN

● 補足 1. 実験データの分類

設計用データ検索条件の一部である実験データの分類(実験方法、実験対象、主要部材樹種)の一覧表は以下の通りです。

(1) 実験方法一覧表

ライブラリー区分	分類区分	大区分	中区分	小区分	備考
1	2	3, 4	5, 6	7, 8	
I	11 実験方法	1101 動的実験	110101 振動台加振実験		
			110102 自由振動実験		
			110103 常時微動計測		
		1102 静的実験(壁)	110201 正負水平繰り返し加力	11020101 タイロッド式	
				11020102 ホールダウン式	(載荷方法)
				11020103 載荷式	
				11020104 無載荷式	
				11020199 その他	
			110202 一方向繰り返し加力	11020201 タイロッド式	
				11020202 ホールダウン式	
				11020203 載荷式	(載荷方法)
				11020204 無載荷式	
				11020299 その他	
			110203 一方向加力	11020301 タイロッド式	
				11020302 ホールダウン式	
				11020303 載荷式	(載荷方法)
				11020304 無載荷式	
				11020399 その他	
		1103 静的実験(接合部、材料)	110301 正負水平繰り返し加力	11030101 引張	
				11030102 圧縮	
				11030103 曲げ	
				11030104 せん断	
				11030199 その他	
			110303 一方向加力	11030301 引張	
				11030302 圧縮	
				11030303 曲げ	
				11030304 せん断	
				11030399 その他	
		1121 実態・事例調査	112101 耐力計算検討資料		
			112102 事例調査資料		
		1131 文献調査	113101 文献調査資料		

(2) 実験対象一覧表

ライブラリー区分	分類区分	大区分	中区分	小区分	備考
1	2	3, 4	5, 6	7, 8	
I	11 実験方法	1101 動的実験	110101 振動台加振実験		
			110102 自由振動実験		
			110103 常時微動計測		
		1102 静的実験(壁)	110201 正負水平繰り返し加力	11020101 タイロッド式	
				11020102 ホールダウン式	
				11020103 載荷式	(載荷方法)
				11020104 無載荷式	
				11020199 その他	
			110202 一方向繰り返し加力	11020201 タイロッド式	
				11020202 ホールダウン式	
				11020203 載荷式	(載荷方法)
				11020204 無載荷式	
				11020299 その他	
			110203 一方向加力	11020301 タイロッド式	
				11020302 ホールダウン式	
				11020303 載荷式	(載荷方法)
				11020304 無載荷式	
				11020399 その他	
		1103 静的実験(接合部、材料)	110301 正負水平繰り返し加力	11030101 引張	
				11030102 圧縮	
				11030103 曲げ	
				11030104 せん断	
				11030199 その他	
			110303 一方向加力	11030301 引張	
				11030302 圧縮	
				11030303 曲げ	
				11030304 せん断	
				11030399 その他	
		1121 実態・事例調査	112101 耐力計算検討資料		
			112102 事例調査資料		
		1131 文献調査	113101 文献調査資料		

(3) 主要部材樹種一覧表

ライブラリー区分	分類区分	大区分	中区分	小区分	備考
1	2	3, 4	5, 6	7, 8	
1	13 主要部材樹種	1301 杉			
		1302 松			
		1303 桧			
		1304 ヒバ			
		1305 米松			
		1399 その他			

3.7.3 実験・評価方法書案

(1) 耐力壁

1) 試験体

仕 様 : 土台仕様、または、足固め仕様

軸組の寸法 : 高さ 2730mm 程度、幅 : 910mm 以上

木 材 : 含水率 20%程度以下の乾燥材で、内部割れがないこと。樹種および断面寸法は実状に即したものを選択する。

仕 口 : 実状に即した形式とする。

試験体数 : 3 体を標準とする。

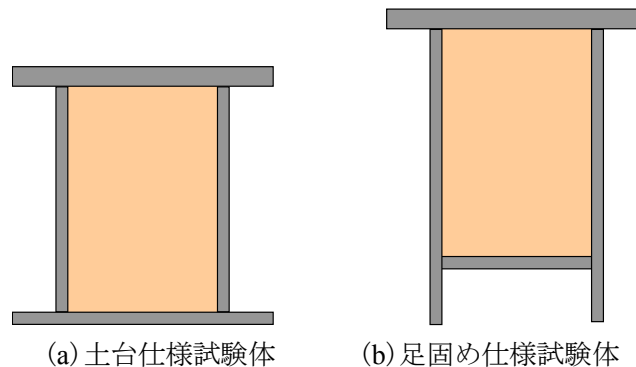


図 3.7.3-1 土台仕様および足固め仕様試験体の例

2) 試験方法

① 柱の浮き上がりの拘束方法

柱 1 本あたり 10kN 程度の鉛直荷重を作用させる載荷式が望ましい。金物による仕口の補強は行わない。加力中に柱の浮き上がりが生じ、水平耐力が増加しないような場合には、柱脚の浮き上がりを拘束して加力を続行する。その際、浮き上がりの拘束力を測定することが望ましい。

② 足固め仕様の場合の柱脚の固定方法

足固め仕様の場合には、柱脚の回転を拘束せず、水平移動のみ拘束できるようにする。10mm 程度の浮き上がりが生じた時点で、鉛直方向変位を拘束できるような仕様の治具を用いてもよい。

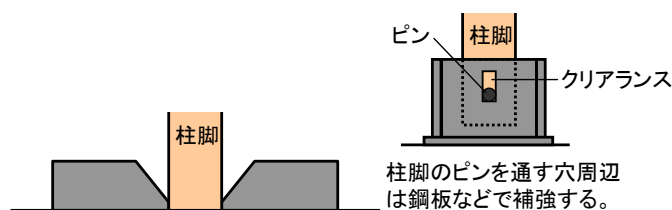


図 3.7.3-2 足固め仕様の場合の柱脚の固定方法の例

③ 加力履歴

1/480、1/240、1/120、1/90、1/60、1/45、1/30、1/20、1/15、1/10、1/7rad にて正負 2 回以上繰り返し載荷を行う。

(特定変形角時の荷重を確実に計測できるよう、所定の変位より 5%程度大きめの変位まで加力する。)

3) 測定・記録項目

標準的な変位の計測位置を図 3.7.3-3 に示す。水平荷重、桁の水平変位、土台(足固め)の水平変位、柱の浮き上がり変位の計測は必須とし、軸組の対角変位、柱脚・柱頭等のひずみ、鴨居・窓台端部の引き抜け量等の計測は任意とする。

また、試験体に使用した木材の等級、ヤング率、密度、含水率を記録しておく。土壁の場合には、壁土の圧縮試験を行い、圧縮強度も記録する。

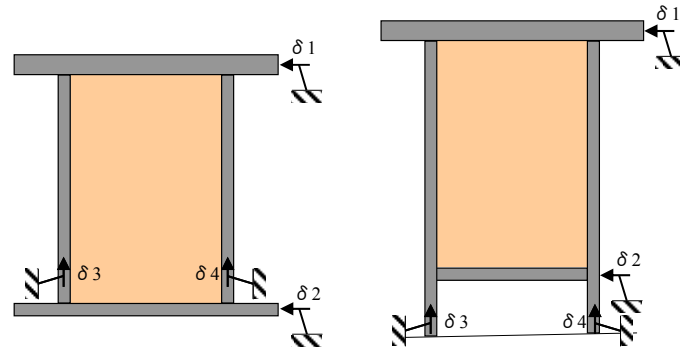


図 3.7.3-3 変位計測位置

4) 評価方法

軸組のせん断変形量の評価には、基本的に、みかけの変形角を使用する。柱脚に浮上りが生じて水平荷重が頭打ちになり、柱の浮上りを拘束して加力した場合は、真の変形角を用いて評価する。

水平荷重には、積載鉛直荷重による P-δ 効果が含まれるため、これを除去して評価する。

① みかけの変形角

$$\gamma = (\delta_1 - \delta_2) / H \quad (3.7.3-1)$$

γ : みかけの変形角

δ_1 : 桁の水平変位

δ_2 : 土台または柱脚（足固め仕様の場合）の水平変位

H : 試験体高さ（土台仕様の場合は土台－桁芯々間距離、足固め仕様の場合は足固め－桁芯々間距離？）

② 真の変形角

$$\gamma' = \gamma - (\delta_3 - \delta_4) / L \quad (3.7.3-2)$$

γ' : 真の変形角

δ_3, δ_4 : 柱脚の浮上り変位

L : 柱脚の芯々間距離

③ P-δ 効果の除去方法の例

$$P' = P + W \times \tan(\delta / H) \quad (3.7.3-3)$$

P' : P-δ 効果を除去した水平荷重

P : 実験で計測された水平荷重

W : 試験体に載荷された錘の重量

δ : 層間変位

H : 試験体高さ

④ 包絡線の作成方法

平均包絡線

各試験体について、みかけの変形角、1/480、1/240、1/120、1/90、1/60、1/45、1/30、1/20、1/15、1/10、1/7rad における荷重を抽出し、直線で結ぶ。各変形角時における荷重からは、軸組の負担力(仕口の曲げモーメント分等)を差し引いておく。各変形角時の平均荷重を求め、直線で結んだものを平均包絡線とする。

下限包絡線

各特定変形角において、荷重のばらつき係数 $1 - CV \cdot k$ (CV は変動係数で標準偏差/平均値、 k は信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値を求めるための係数で表 3.7.3-1 参照) を求め、これを各変形角時の平均荷重に乗じた値を下限荷重とする。各変形角時における下限荷重を直線で結んだものを下限包絡線とする。

CV : 変動係数 (標準偏差 / 平均値)

k : 信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値を求めるための係数

表 3.7.3-1 試験体数に対応する k の値

n (試験体数)	k
3	0.471
4	0.383
5	0.331
6	0.297

(2) 壁土の圧縮試験

壁土の材料強度試験法として、以下のような方法が提案されている。試験法により、用いる供試体の形状が異なるため、得られる結果も異なる。従って、結果とともに、適用した試験法についても明記する必要がある。

1) 告示の技術解説書¹⁾方式

供試体寸法 : 150mm×150mm×壁厚程度

成型方法 : 内法が 400mm×600mm×70mm 程度の型枠で乾燥させた壁土から、150mm 角の 6 体の供試体を切り出す。

加力方法 : 1mm/分程度の一定速度で単調圧縮载荷を行う

2) 円柱供試体方式²⁾

供試体寸法 : 直径 50mm、高さ 100mm 程度

成型方法 : 紙製の筒を型枠として壁土を充填し、乾燥後に脱型する。

加力方法 : 加圧面を石こうで均すなどして凹凸を無くし、単調圧縮力を载荷する。

3) 角柱供試体方式²⁾

供試体寸法 : 40mm×40mm×160mm

成型方法 : モルタル用 3 連型枠など

加力方法 : まず 3 体について曲げ試験を行う。圧縮試験は、曲げ試験に用いた供試体の両切片に対して、40mm×40mm の加圧板を用いて単調圧縮力を载荷する。

(3) 水平構面

水平構面に用いる釘の 1 面せん断性状を求めるための要素試験として小型壁体試験体による面内せん断試験を実施し、面内せん断試験結果から逆算することにより釘 1 本あたりのせん断性状を推定する。

1) 試験体

図 3.7.3-4 のような 1P×2P の軸組に床板あるいは野地板を釘打ちした小型壁体試験体を用いる。なお、試験体の大きさは、1P×2P より大きい試験体を用いても構わない。板は、1 試験体につき 5 枚以上設け、釘の配置は左右上下ともに対称となるようにする。仕口は完全ピン接合とし、板同士は大変形時にも接触しないよう、板と板のすき間を 5mm 程度設ける。試験体数は 3 体とする。

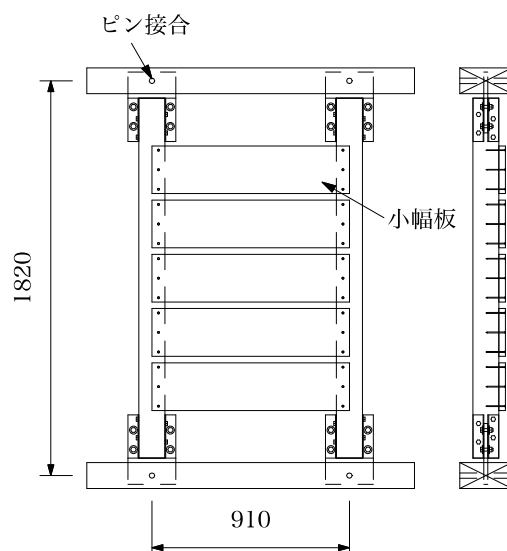


図 3.7.3-4

2) 試験方法

正負交番の水平力を桁相当の部材に載荷する。加力履歴は、見かけのせん断変形角が、 $1/450$ 、 $1/300$ 、 $1/200$ 、 $1/150$ 、 $1/100$ 、 $1/75$ 、 $1/50$ 、 $1/30$ 、 $1/15$ 、 $1/10$ 、 $1/7\text{rad}$ にて正負 1 回以上の繰り返しとする。ただし、式 3.7.3-5 で算出する釘の滑り量 δ が 10mm 以上の変位量に達するまで加力する。

3) 測定・記録項目

標準的な変位の計測位置を図 3.7.3-5 に示す。水平荷重、桁および土台の水平変位、柱の浮き上がり変位の計測は必須とする。なお、3 体の試験体のうち 1 体以上の試験体において、板と軸組とのずれ変形を測定し、式 3.7.3-5 および図 3.7.3-6 に示す条件が成立していることを確認する。

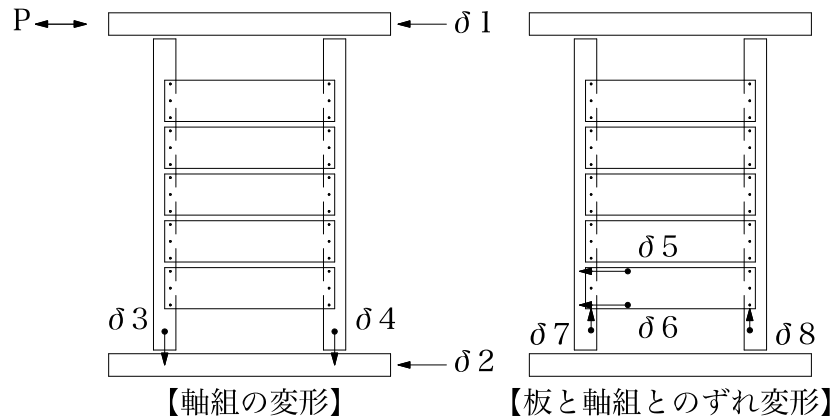


図 3.7.3-5 変位測定位置

4) 評価方法

平均包絡線

各試験体について、真のせん断変形角、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50、1/30、1/15、1/10、1/7rad における荷重を抽出し、直線で結ぶ。各変形角時の平均荷重を求め、直線で結んだものを平均包絡線とする。

下限包絡線

各特定変形角において、荷重のばらつき係数 $1 - CV \cdot k$ (CV は変動係数で標準偏差/平均値、 k は信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値を求めるための係数で、試験体数が 3 体の場合は 0.471) を求め、これを各変形角時の平均荷重に乗じた値を下限荷重とする。各変形角時における下限荷重を直線で結んだものを下限包絡線とする。

CV : 変動係数 (標準偏差/平均値)

k : 信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値を求めるための係数

完全弾塑性近似

式 3.7.3-5 で算出した釘の滑り量が 10mm までのデータを用いて完全弾塑性近似を行い、算出した初期剛性および降伏耐力のそれぞれ信頼水準 75% の 50% 下限値を釘 1 本当たりの初期剛性 k_n とせん断耐力 P_{na} とする。なお、完全弾塑性近似の求め方については、「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」に記載されている方法に準拠する。

下限荷重 P と変形角 R より、平均的な釘 1 本のせん断力 (P_n) と滑り量 (δ) を求める。

$$P_n = \frac{P \cdot H}{2 \cdot d \cdot N} \quad (3.7.3-4)$$

$$\delta = d \cdot R \quad (3.7.3-5)$$

ここで、 H は試験体高さ、 N は釘接合点数、 d は図 3.7.3-6 参照

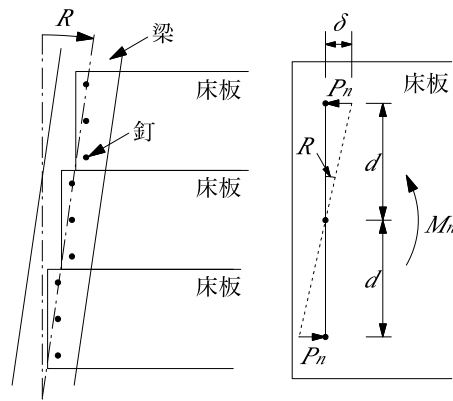


図 3.7.3-6 釘節点 d の定義

(4) 継手・仕口

1) 試験体

木 材 : 含水率 20%程度以下の乾燥材で、内部割れがないこと。樹種および断面寸法は実状に即したものを選択する。

試験体数 : 6 体を標準とする。

2) 試験方法

① 継手

引張の場合は、図 3.7.3-7(a)のように、試験体の両端に単調な引張力を材軸方向に載荷する。試験体が加力の軸線上からずれる場合は、ローラーなどで拘束するか、加力点を材芯からずらしてもよい。

曲げの場合は、図 3.7.3-7(b)のように、単調な圧縮力を試験体の材軸と直交方向に載荷する。

せん断の場合は、図 3.7.3-7(c)のように、単調な圧縮力を試験体の材軸と直交方向に載荷する。

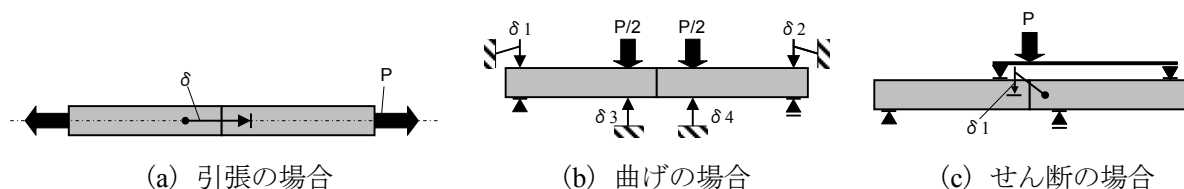


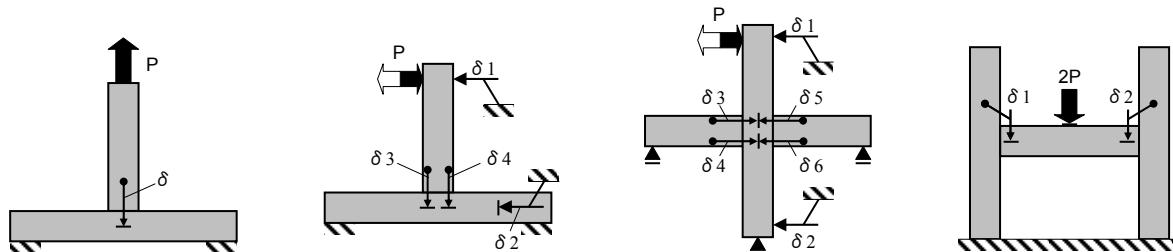
図 3.7.3-7 継手試験体の加力方法

② 仕口

引張の場合は、図 3.7.3-8(a)のように、加力方向と直交方向の材を固定し、単調な引張力を載荷する。

曲げの場合は、図 3.7.3-8(b)および図 3.7.3-8(c)のように、加力する材と直交方向の材を固定し、正負交番の繰り返し載荷を行う。十字型試験体では、加力する材と直交方向の材の上下動を拘束する力を計測することが望ましい。加力履歴は、1/480、1/240、1/120、1/90、1/60、1/45、1/30、1/20、1/15、1/10、1/7rad にて正負 2 回以上繰り返しとする。

せん断の場合は、図 3.7.3-8(d)のように、単調な圧縮力を載荷する。



(a) 引張の場合

(b) 曲げ(ト型)の場合

(c) 曲げ(十字型)の場合

(d) せん断の場合

図 3.7.3-8 仕口試験体の加力方法

変位計は、破壊が生じる箇所をさけて設置する。変位計設置のための治具により破壊を拘束したり、局部的に破壊した部分の変形を計測しないよう注意する。

3) 測定・記録項目

荷重、各部の変位を測定する。また、試験体各部の破壊状況、木材の等級、ヤング率、密度、含水率、破壊の原因になったと思われる欠点があった場合にはその旨を記録する。

4) 評価方法

荷重－変位(曲げモーメント－回転角)関係を評価するに先立ち、初期スリップを生じている場合は除去する。

平均包絡線

各試験体について、変位の場合は 0.1、0.2、0.4、0.7、1、2、4、7、10、15、30mm、回転角の場合は 1/480、1/240、1/120、1/90、1/60、1/45、1/30、1/20、1/15、1/10、1/7rad における荷重を抽出し、直線で結ぶ。各変形角時の平均荷重を求め、直線で結んだものを平均包絡線とする。

下限包絡線

各特定変形角において、荷重(曲げモーメント)のばらつき係数 $1 - CV \cdot k$ (CV は変動係数で標準偏差/平均値、 k は信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値を求めるための係数で表 3.7.3-2 参照) を求め、これを各変形角時の平均荷重に乗じた値を下限荷重とする。各変形角時における下限荷重を直線で結んだものを下限包絡線とする。

CV : 変動係数 (標準偏差 / 平均値)

k : 信頼水準 75% の 50% 下側許容限界値を求めるための係数

表 3.7.3-2 試験体数に対応する k の値

n (試験体数)	k
3	0.471
4	0.383
5	0.331
6	0.297

参考文献

- 1) 土塗壁等告示に係る技術解説書作成編集委員会：土塗壁・面格子壁、落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書、(財) 日本住宅木材技術センター、2004 年 2 月
- 2) 「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験」検討委員会：平成 22 年度 事業報告書、4.4.3 実大実験に用いた壁土の性質、2012.3 (<http://green-arch.or.jp/dentoh/>)