平成 27 年度 国土交通省 建築基準整備促進事業

平成 27 年度

木造建築物の許容応力度等計算の基準の 明確化に関する検討

事業報告書

平成 28 年 3 月

株式会社ドット・コーポレーション

平成 27 年度 国土交通省 基準整備促進事業

木造建築物の許容応力度等計算の基準の明確化等に関する検討

事業報告書 目次

第1章 事業内容

1.1	本事業の目的	第1章-p1
1.2	実施概要	第1章-p1
1.3	実施体制とスケジュール	第1章-p5
	1.3.1 実施体制	第1章-p5
	1.3.2 実施スケジュール	第1章-p6
1.4	検討結果	第1章-p7
	1.4.1 ルート2に要求される接合部	第1章-p7
	1.4.1.1 住宅系耐力壁に要求される接合部	第1章-p7
	1.4.1.2 大断面集成材接合部	第1章-p7
	1.4.2 筋かいの応力割増し係数の検討結果	第1章-p7
	1.4.2.1 住宅系筋かい耐力壁	第1章-p7
	1.4.2.2 大断面集成材による筋かい耐力壁	第1章-p8
	1.4.3 木造建築物の柱軸力による土台のめり込みに関する検討	第1章-p8

第2章 ルート2に要求される接合部仕様に関する検討

2.1	住宅系:耐力壁及び柱頭・柱脚接合部の最大耐力と短期基準耐	力第2章-p1
	2.1.1 検討の目的	第2章-p1
	2.1.2 検討結果	第2章-pl
	2.1.2.1 耐力壁	第2章-pl
	2.1.2.2 接合金物	第2章-p2
	2.1.3 まとめ	第2章-p2
2.2	大断面集成材:接合部についての検討	第2章-p3
	2.2.1 検討の目的と背景	第2章-p3
	2.2.2 筋かい架構接合部・ドリフトピン	第2章-p4
	2.2.2.1 想定する部材・接合部仕様	第2章-p4
	2.2.2.2 破壊モードの整理	第2章-p4
	2.2.2.3 ブレース架構接合部の接合形式と各種特性値	第2章-p6
	2.2.3 グルードインロッド (GIR) 接合	第2章-p9
	2.2.3.1 接合方式	第2章-p9
	2.2.3.2 各接合方式の特徴および現時点における課題	第2章-p10
	2.2.4 引きボルト式接合部	
	2.2.5 接合部(引きボルト)の実験(荒木)	

2.2.5.1	目的	第2章-p13
2.2.5.2	試験体概要	第2章-p13
2.2.5.3	試験方法	第2章-p14
2.2.5.4	試験結果	第2章-p15

第3章 時刻歴応答による筋かい等の応力割り増し係数の検討

3.1	検討の目的	りとその方法	第3章-p1
3.2	住宅系:艄	筋かい構面の実験的検討	第3章-p2
	3.2.1 実際	験の目的及び概要	第3章-p2
	3.2.2 試験	験体概要	第3章-p2
	3.2.2.1	1P 試験体図	第3章-p5
	3.2.2.2	2P 試験体図	第3章-p18
	3.2.3 実際	験方法	第3章-p24
	3.2.3.1	加力計画	第3章-p25
	3.2.3.2	計測計画	第3章-p25
	3.2.4 実際	験結果	第3章-p33
	3.2.4.1	荷重変形関係データの整理方法	第3章-p33
	3.2.4.2	1Pの各試験体の荷重変形関係データと破壊性状	第3章-p34
	3.2.4.3	2Pの各試験体の荷重変形関係データと破壊性状	第3章-p70
	3.2.5 筋>	かいのはらみ出し変位	第3章-p89
	3.2.5.1	1P 試験体の筋かいのはらみ出し変位	第3章-p89
	3.2.5.2	2P 試験体の筋かいのはらみ出し変位	第3章-p93
	3.2.5.3	筋かいのはらみ出し変位についての考察	第3章-p99
	3.2.6 ま	とめ	第3章-p100
	3.2.6.1	筋かい性能算出方法	第3章-p100
	3.2.6.2	筋かい性能評価	第3章-p101
3.3	時刻歴応智	答解析に用いるデータの整理	第3章-p106
3.4	時刻歴応智	答解析による検討	第3章-p117
	3.4.1 検討	討の方法	第3章-p117
	3.4.2 時刻	刻歴応答解析の結果	第3章-p119
3.5	応力割増し	、係数についてのまとめ	第3章-p123
	3.5.1 住望	宅系筋かい耐力壁	第3章-p123
	3.5.2 大国	断面集成材による筋かい耐力壁	

第4章 短期を想定した柱軸力による土台のめり込みに関する検討

4.1	目的	第4	·章-p1
4.2	緩和方法の考え方	第4	章-p1
4.3	検証方法	第4	章-p2
4.4	検討ケース	第4	章-p3

4.5	主な検討結果					
4.6	N 値計	算法と2次元フレーム解析(弾性解析)による柱軸力の比較	第4章-p6			
	4.6.1	検討方法	第4章-p6			
	4.6.2	検討構面及び解析モデル	第4章-p6			
	4.6.3	解析モデルの種類	第4章-p7			
	4.6.4	柱頭柱脚金物の選定	第4章-p8			
	4.6.5	各要素の骨格曲線	第4章-p10			
	4.6.	5.1 耐力壁・柱頭柱脚金物(引張側)の骨格曲線	第4章-p10			
	4.6.	5.2 柱頭柱脚金物(圧縮側)の骨格曲線	第4章-p11			
	4.6.6	解析結果	第4章-p13			
	4.6.7	土台めり込み検定	第4章-p17			
4.7	2 次元	フレーム解析(非線形解析)による検討	第4章-p19			
	4.7.1	検討方法	第4章-p19			
	4.7.2	検討構面及び解析モデル	第4章-p19			
	4.7.3	解析結果	…第4章-p20			
	4.7.	3.1 層せん断力-層間変形(短期許容せん断耐力との比較)	第4章-p20			
	4.7.	3.2 各モデルの荷重変形関係及び塑性率図	…第4章-p23			
	4.7.4	柱頭柱脚接合部をピン接合とした場合	第4章-p31			
	4.7.	4.1 層せん断力-層間変形(短期許容せん断耐力との比較)	…第4章-p31			
	4.7.	4.2 層せん断力-層間変形(1次設計用せん断力との比較).	…第4章-p33			
	4.7.	4.3 各モデルの荷重変形関係及び塑性率図	…第4章-p35			
4.8	長期荷	i重を2倍とした場合の検討	…第4章-p43			
	4.8.1	検討方法	…第4章-p43			
	4.8.2	弾性解析による土台のめり込み検定	…第4章-p43			
	4.8.3	非線形解析による検討	…第4章-p44			
	4.8.	3.1 層せん断力-層間変形(短期許容せん断耐力との比較)	…第4章-p44			
	4.8.	3.2 層せん断力-層間変形(1次設計用せん断力との比較).	…第4章-p44			
	4.8.	3.3 荷重変形関係及び塑性率図	…第4章-p46			
4.9	アスヘ	クト比を大きくした場合の検討	…第4章-p48			
	4.9.1	検討方法	…第4章-p48			
	4.9.2	弾性解析による土台のめり込み検定	…第4章-p49			
	4.9.3	非線形解析による検討	…第4章-p50			
	4.9.	3.1 層せん断力-層間変形(短期許容せん断耐力との比較)	…第4章-p50			
	4.9.	3.2 層せん断力-層間変形(1次設計用せん断力との比較).	…第4章-p51			
	4.9.	3.3 層せん断力係数-層間変形関係(基準モデルとの比較)	…第4章-p52			
	4.9.	3.4 各モデルの荷重変形関係及び塑性率図	…第4章-p54			
4.10	参考	資料	…第4章-p58			

第5章 添付資料

5.1	委員会議事録	第	5 i	章-p	51
-----	--------	---	-----	-----	----

5.2 ワーキンググループ議事録	; 5	章-]	p8
------------------	-----	-----	----

第1章 事業内容

1.1 本事業の目的

木造建築物のルート2では、昭和55年建設省告示第1791号第一の規定に適合すること が求められているが、その際の筋かいが負担する水平力比に応じた応力割増し係数βにつ いては合理化の余地があると指摘されていた。また、柱横架材接合部等の構造方法につい ては、性能確認の方法や仕様が明確化されていない。

以上を踏まえ、ルート2の木造建築物に要求される耐震要素及び接合部の構造性能を整 理し、筋かいの種類に応じた適切な応力割増し係数を明確にするとともに、大地震時に耐 震要素の性能が十分発揮されるまで接合部に脆性的な破壊が生じないために必要な接合部 性能を確認するための方法及び当該性能を満たす接合部仕様を明確にすることを本事業の 目的とした。

木造建築物のルート2に要求される応力割り増し係数および接合部仕様の基準化につな がるとりまとめ案の提案を最終成果とする。

1.2 実施概要

本事業では、これまでに得られている伝統的構法の要素実験等による検討結果、各種数値解析モデルによる解析結果を踏まえ、下記について実験的、解析的検討を行った。

- (イ) 木造建築物のルート2に要求される接合部仕様
- (ロ)木造建築物のルート2に要求される筋かい等の応力割増し係数
- (ハ) 木造建築物の柱軸力による土台のめり込み

検討の方針としては、以下のように設定した。

- (1) 令46条4項の耐震要素とその他の耐震要素に分けて検討を行う。
- (2)検討方法は、既往研究の調査、増分解析及び時刻歴応答計算等による解析的検討を 中心とする。また、必要に応じて検討結果の妥当性や不足する情報を実験で確認す る。

以下に(イ)~(ロ)についての検討の進め方の概要を示す。

(イ) 木造建築物のルート2に要求される接合部仕様に関する検討(2章)

令46条4項耐力壁とそれ以外の耐震要素に分けて、以下の検討を行った。

- 令 46 条 4 項耐力壁:N値計算により接合部仕様を決定している。その終局時の安全性 を、耐力壁および接合部についての既往のデータ等の分析により 確認した。
- それ以外の耐震要素:代表的な接合仕様を選定し、大地震時に耐震要素の性能が十分発

第1章-p1

揮されるまで接合部に脆性的な破壊が生じないための例示仕様 を既往の知見を元に検討を行った。



(ロ)木造建築物のルート2に要求される応力割増係数に関する検討(3章)

既往のデータ等を参考に、筋かい壁の変形性能、エネルギー吸収性能等を解析的に検討 し、応力増分係数の必要性を検討した。一部、不足データの収集や検討結果の妥当性確認 のために実験を実施した。



(ハ)木造建築物の柱軸力による土台のめり込みに関する検討(4章)

現在、住宅では運用上省略可能となっている土台のめりこみ短期の検討について、現状に即した検定方法の検証を解析をベースに実施した。

(イ)、(ロ)についての検討内容および報告書の構成と関連告示の改正イメージを以下 に示す。



参考:上の検討に関連する告示を以下に示す。

昭和55年建告第1791号第1(木造ルート2) ー 水平力を負担する筋かいを設けた階(地階を除く。)を含む建築物にあって は、・・・令第88条第1項の規定による地震力による応力の数値に次の表の数値以 上の数値を乗じて得た数値(β)を当該応力の数値として令第82条第二号及び第三号 に規定する構造計算を行うこと。ただし、筋かいが令第46条の表に規定する倍率を 取得して用いる耐力壁の一部である場合について、当該筋かいを用いた耐力壁の性能 に基づき適切な割増しを別途定められる場合にあっては、この限りでない。

β ≦ 5/7 の場合	$1 + 0.7 \beta$
β > 5/7 の場合	1.5
この表において、βは、令第88 より建築物の各階に生ずる水 が負担する水平力の比を表す。	3条第1項に規定する地震力に 平力に対する当該階の筋かい ものとする。

二~四 略

五 前各号に掲げるもののほか、必要がある場合においては、構造耐力上主要な部分 である柱若しくははり又はこれらの接合部が、割裂き、せん断破壊、(その他木造に ついて考慮すべき破壊形式)等によって構造耐力上支障のある急激な耐力の低下を生 ずるおそれのないことを確かめること。

1.3 実施体制とスケジュール

1.3.1 実施体制

本事業においては、委員会およびワーキンググループを設置して、以下の有識者で構成した。

○木造建築物の許容応力度等計算の基準の明確化等に関する検討調査委員会

委員長	河合 直人	工学院大学 建築学部建築学科 教授
委員	五十田 博	京都大学 生存圈研究所 生活圈構造機能分野 教授
	岡田 恒	公益財団法人日本住宅・木材技術センター 試験研究所 所長
	山邊豊彦	有限会社山辺構造設計事務所 代表取締役
協力委員	中川 貴文	国土技術政策総合研究所 建築研究部 材料・部材基準研究室
		主任研究官
共同研究	槌本 敬大	(国研)建築研究所 材料研究グループ 上席研究員
	荒木 康弘	(国研)建築研究所 構造研究グループ 主任研究員
行 政	高木 直人	国土交通省住宅局 建築指導課 企画専門官
	歌代 純平	国土交通省住宅局 建築指導課 構造係 係長
	牧野 弥生	国土交通省住宅局 建築指導課 構造・設備係
事 務 局	平野 陽子	(株) ドット・コーポレーション
	中村亜弥子	(株) ドット・コーポレーション
	佐々木留美	(株) ドット・コーポレーション

〇検討作業ワーキンググループ

主 査	河合 直人	工学院大学 建築学部建築学科 教授
委 員	五十田博	京都大学 生存圈研究所 生活圈構造機能分野 教授
協力委員	中川 貴文	国土技術政策総合研究所 建築研究部 材料・部材基準研究室
		主任研究官
共同研究	槌本 敬大	(国研)建築研究所 材料研究グループ 上席研究員
	荒木 康弘	(国研)建築研究所 構造研究グループ 主任研究員
行 政	歌代 純平	国土交通省住宅局 建築指導課 構造係 係長
事 務 局	平野 陽子	(株) ドット・コーポレーション
	中村亜弥子	(株) ドット・コーポレーション
	佐々木留美	(株) ドット・コーポレーション

検討作業ワーキンググループでは、上に示した委員の他に、情報収集および検討につい て以下の専門家に協力を依頼した。

2章	北村	俊夫	齋藤木材	工業株式会社	上建築事業	業部	木構造技術課	企画営業室	室長
2章	田中	圭	大分大学	工学部福祉	止環境工学	科	助教		
2章	小林	研治	静岡大学	学術院 農	邊学領域	環境	瓦森林科学系列	助教	
4章	篠原	昌寿	株式会社	構造計画研	究所 構造	造設調	計部 2 室		

第1章-p5



1.3.2 実施スケジュール

1.4 検討結果

1.4.1 ルート2に要求される接合部

1.4.1.1 住宅系耐力壁に要求される接合部

住宅系耐力壁と住宅系接合金物の短期基準せん断耐力と最大荷重の関係を検討した。

住宅系耐力壁について、短期基準せん断耐力に対する最大荷重の比率(倍率)は、軸組が2.15(大壁2.08、真壁2.22、鋼製ブレース2.36)、枠組が2.02であった。軸組において、 比率が2.5を超える耐力壁は10件あり、うち7件が真壁(1件は鋼製ブレース)であった。残りの3件は、大壁の分類であるが面剛性の高い枠付きパネルであった。

一方、住宅系接合金物の短期基準引張耐力に対する最大荷重の比率(倍率)は、中柱型が 1.87、アンカー型が 1.72 であるが、それぞれのデータを告示 1460 号の区分に分類し、その区分に相当する必要耐力との比率を見ると、中柱型が 2.09、アンカー型が 2.02 となった。

これより大壁耐力壁については、接合部はルート1と同様の設計を行うことで耐力壁の 最大性能を発揮できると考えられるが、真壁や鋼製ブレースを用いる場合は、接合金物の 2.4/2.0 = 1.2 倍程度、余裕あるものとする必要があることが示唆された。

1.4.1.2 大断面集成材接合部

大断面集成材接合部として、大断面筋かい接合部(ドリフトピン)、GIR 接合、引きボル ト接合について検討し、それぞれの接合部について、靭性保証設計法を提案した。

一方、接合部の靭性保証設計を行ったとしても、 β 割増が必要な場合があることも明記しておく。

1.4.2 筋かいの応力割増し係数の検討結果

1.4.2.1 住宅系筋かい耐力壁

住宅系筋かい耐力壁の応力割増し係数を以下のように提案する。

1) 式により求める場合

$$\beta' = \frac{6.64}{\sqrt{\delta_{\mathrm{u}} \cdot (1+10h_{\mathrm{eq}}) \cdot P_{\mathrm{u}}}} \qquad \beta' \leq 1.5$$

ここで、δu:対象とする耐力壁の終局変形角(rad.)
 Heq:等価粘性減衰定数(最大値)

Pu :終局耐力(kN/m)

2) 一般的な仕様の場合

β'
1.5
1.3
1.5
1.5
1.2

1.4.2.2 大断面集成材による筋かい耐力壁

大断面集成材による筋かい耐力壁の応力割増し係数を以下のように提案する。

式により求める場合

$$\beta' = \frac{6.64}{\sqrt{\delta_{\mathrm{u}} \cdot (1+10h_{\mathrm{eq}}) \cdot P_{\mathrm{u}}}} \qquad \beta' \leq 1.5$$

ここで、δu:対象とする耐力壁の終局変形角(rad.) Heq:等価粘性減衰定数(最大値) Pu:終局耐力(kN/m)

1.4.3 木造建築物の柱軸力による土台のめり込みに関する検討

土台めり込み検討用の軸力について、以下の方法を提案する。

① 1 次設計用せん断力が作用した状態(Nc=A×B×壁の検定比-L) 【採用】

この緩和措置に対する検証方法を以下の通り実施した。

- <u>N値計算の妥当性検証</u> 代表的な構面の2次元フレームモデルを作成し、"N値計算"と"弾性解析"による 柱軸力を比較し、概ね妥当で、安全側の評価であることを確認。
- ② 土台のめり込み検討

①で算出された土台への軸力を用いて、代表的な土台のめり込み検定を実施し、定 の条件を除き、検討軸力を(Nc=A×B×壁の検定比-L)とした場合、いずれの検 討ケースにおいても検定値1.00以下となることを確認。

③ <u>大地震の安全性検証</u>
 2 次元フレームモデルの非線形荷重増分解析を実施し、土台のめり込みが起因し、
 建物の破壊性状に悪影響を与えないか検討した結果、建物の破壊性状は、特定の条件を除き、土台のめり込みが起因して変化することはないことを確認。

第2章 ルート2に要求される接合部仕様に関する検討

2.1 住宅系:耐力壁及び柱頭・柱脚接合部の最大耐力と短期基準耐力

2.1.1 検討の目的

木造耐力壁構造では、耐力壁が最大耐力を発揮するまで接合部が先行破壊しないことを 前提としており、ルート2ではその規定をより明確にする必要がある。一方、ルート2の 構造計算は許容応力度等計算、つまり弾性設計であるため、耐力壁及び接合金物について、 短期と終局時の性能を確認する必要がある。そこで、基準整備促進事業及び大臣認定仕様 の耐力壁及び既往の柱頭・柱脚接合金物について、最大荷重と短期基準耐力の関係等を取 りまとめた。

2.1.2 検討結果

2.1.2.1 耐力壁

軸組耐力壁の最大荷重(50%下限値)と短期基準せん断耐力の関係、枠組耐力壁の最大 荷重(50%下限値)と短期基準せん断耐力の関係を図 2.1.2-1 に示す。

短期基準せん断耐力に対する最大荷重の比率(倍率)は、軸組が2.15(大壁2.08、真壁2.22、鋼製ブレース2.36)、枠組が2.02であった。軸組において、比率が2.5を超える耐力壁は10件あり、うち7件が真壁(1件は鋼製ブレース)であった。残りの3件は、大壁の分類であるが面剛性の高い枠付きパネルであった。





2.1.2.2 接合金物

最大荷重(5%下限値)と短期基準引張耐力の関係を図 2.1.2-2 に、最大荷重と告示 1460 号 の耐力区分の関係を図 2.1.2-3 に示す。短期基準引張耐力に対する最大荷重の比率(倍率) は、中柱型が 1.87、アンカー型が 1.72 であるが、それぞれのデータを告示 1460 号の区分 に分類し、その区分に相当する必要耐力との比率を見ると、中柱型が 2.09、アンカー型が 2.02 となる。



図 2.1.2-2 最大荷重と短期基準引張耐力の関係

図 2.1.2-3 最大荷重と告示 1460 号の耐力区分の関係

- 2.1.3 まとめ
 - (1)短期基準せん断耐力に対する最大荷重の比率(倍率)は、軸組が 2.15(大壁 2.08、 真壁 2.22、鋼製ブレース 2.36)、枠組が 2.02 であった。軸組において、比率が 2.5 を 超える耐力壁は 10 件あり、うち7 件が真壁(1 件は鋼製ブレース)であった。残り の3 件は、大壁の分類であるが面剛性の高い枠付きパネルであった。
 - (2) 短期基準引張耐力に対する最大荷重の比率(倍率)は、中柱型が1.87、アンカー型が1.72 であるが、それぞれのデータを告示 1460 号の区分に分類し、その区分に相当する必要耐力との比率を見ると、中柱型が2.09、アンカー型が2.02 となった。

2.2 大断面集成材: 接合部についての検討

2.2.1 検討の目的と背景

集成材フレームやブレース構造において靭性を保証可能な接合部の設計方法を検討す る。

検討対象は、図2.2.1-1に示す(1)筋かい架構接合部・ドリフトピン、(2)グルード インロッド(GIR)接合、(3)引きボルト式接合を対象とする。

なお、接合部の靭性を保証しても、応力割り増しは必ずしも不要とはならないことを注 記しておく。



(1) 筋かい架構接合部・ドリフトピン



(2) グルードインロッド接合



(3)引きボルト式接合

図 2.2.1-1 検討対象

2.2.2 筋かい架構接合部・ドリフトピン

2.2.2.1 想定する部材・接合部仕様

図 2.2.2-1 のような柱梁接合部を鋼板挿入ドリフトピン接合、筋かい端部接合部を鋼板 挿入ドリフトピン接合または鋼板挿入ボルト接合を対象とする。



図 2.2.2-1 想定する部材・接合部仕様

2.2.2.2 破壊モードの整理

(1) 降伏モード(短期)



mode10: 柱脚の浮き上がりによる転倒(⑩) mode11: 圧縮筋かいによる梁の曲げ破壊(⑪)

(2)終局モード 図 2.2.2-2 破壊モード

靭性を保証する架構とするためには、短期が mode1、終局が mode6 となる必要がある。

第2章-p4

図 2.2.2-3 に示すブレース架構において、筋かい端部がドリフトピン接合の場合、柱梁接 合部、柱脚接合部はピンとみなすと、筋かい全体の荷重変形関係は図 2.2.2-4 のようなバイ リニアモデルとなる。この時の水平力P_aと筋かい軸力T_aの間には以下の関係が成り立つ。





図 2.2.2-4 想定する骨格曲線

(a)降伏荷重:筋かい端部のドリフトピンが降伏した時点 (筋かい端部軸力が Tu の時)

$$Pa = T_u \cdot \frac{l}{\sqrt{(1/2)^2 + h^2}} \qquad (\pm 2.2.1)$$

(b)ブレース軸剛性K_B:

$$\mathbf{K}_{\mathrm{B}} = \frac{E_B \cdot A_B}{L_B} \qquad (\neq 2.2.2)$$

接合具n本の剛性をn・K_{s1}とすると接合具剛性を考慮したブレース軸剛性Kは

$$K = \frac{1}{\frac{1}{K_B} + \frac{1}{n \cdot K_{S1}} \cdot 2} \qquad ($$

等価なブレースのヤング係数は

$$E_{B}' = \frac{K \cdot L_{B}}{A_{B}} \qquad (\vec{\mathbf{x}} \ 2.2.4)$$

(c)構面の降伏変位 δ_a :

まず、ブレース軸力Tによるブレースの伸び∠L_Bについて、

構面の変形: $\delta a = \angle L_B / \cos \theta$ (式 2.2.6)

(d)弾性剛性: $Kv = Pa / \delta a$ (式 2.2.7)

(e)終局変位:

筋かい接合部の終局荷重時の筋かい端部接合部の変位(∠L_j)と、筋かい部材の変位(∠L_b)を構面の終局変位に換算する。

 $\delta \mathbf{u} = (\angle \mathbf{L}_{i} + \angle \mathbf{L}_{B}) / \cos \theta \quad (\vec{\mathbf{x}} \ 2.2.8)$

2.2.2.3 ブレース架構接合部の接合形式と各種特性値

ブレース架構接合部の接合形式(強度型・靭性型1・靭性型2)と各種特性値の関係を表 2.2.2-1 に示す。

接合形式	強度型	靭性型1	靭性型 2
		接合具降伏	中
降伏・ 崩壊形	 ①柱脚金物降伏 ②筋かい挿入鋼板降伏・座屈 ③圧縮筋交い突き上げによ る梁曲げ降伏、④柱頭柱脚接 合部降伏 	ブレース端部接合具で 変形性能コントロール	ブレース材で 変形性能コントロール (制振部材等)
 弾性剛性	1)柱梁フレームの剛性 2)ブレース軸材剛性 3)ブレース端部剛性 を考慮した剛性	 1) 柱梁フレームの剛性 2) ブレース軸材剛性 3) ブレース端部剛性 を考慮した剛性 	 1) 柱梁フレームの剛性 2) ブレース軸材剛性 3) ブレース端部剛性 を考慮した剛性
許容耐力 P _s	P _a =min(P _{a1} , P _{a2} , P _{a3} , P _{a4}) P _{a1} : 柱脚金物降伏時水平力 P _{a1} : 舷かい挿入鋼板の 降伏・座屈時水平力 P _{a3} : 圧縮筋かいの突上げに よる梁曲げ降伏時水平力 P _{a4} : 圧縮筋かいの突上げに よる柱頭柱脚接合部降伏 時水平力	$P_a = T_u \cdot \frac{l}{\sqrt{(1/2)^2 + h^2}}$ Tu:筋かい軸力 h :構面高 1 :構面幅	$P_a = T_u \cdot \frac{l}{\sqrt{(1/2)^2 + h^2}}$ Tu:筋かい軸力 h :構面高 1 :構面幅
終局耐力 Pu	Pu=Min (Pu1,Pu2,Pu3,Pu4) Pu1: 柱脚金物破断時水平力 Pu2: 柱脚浮き上がりによる 転倒時水平力 Pu3: 筋かい挿入鋼板破断時 水平力 Pu4: E縮筋かいによる梁の 曲げ破壊時水平力 Pu5: 筋かい座屈時水平力	Pu = Pa	Pu = Pa
2次 剛性 Ds	$P_{a}=P_{a1}, P_{a2}, P_{a4} \Rightarrow K_{2} = 0$ $P_{a}=P_{a3} \Rightarrow K_{2} = K_{1}$ $P_{u}=P_{u1}, P_{u2}, P_{u3} \bigcirc \texttt{B}$ $\Rightarrow Ds =$ $P_{u}=P_{u4} \oslash \texttt{B}$ $\Rightarrow Ds = 1.0$	$K_2 \rightleftharpoons 0$ フレームの δ_v (接合具 降伏時) と δu (接合部 終局変位)から μ とDs を計算	 K₂ ≒ 0 (ブレース部材による) フレームのδ_ν(軸材降伏 時)とδu(軸材終局変位) からμとDsを計算

表 2.2.2-1 ブレース架構接合部の接合形式と各種特性値

靭性を保証する架構とするためには、以下の関係が成立する必要がある。

1) 靭性型1の場合

 $_{5up}P_{ut} < min(_{5lo}P_{a1}, _{5lo}P_{a2}, _{5lo}P_{a3}, _{5lo}P_{a4}, _{5lo}P_{a5})$

5upPut:ブレース端部接合部の終局荷重時水平力の5%上限値
 5loPa1:ブレース材の座屈または引張破壊時の5%上限値
 5loPa2:柱脚金物降伏時水平力の5%下限値
 5loPa3:筋かい挿入鋼板の降伏・座屈時水平力の5%下限値
 5loPa4: 圧縮筋かいの突上げによる梁曲げ降伏時水平力の5%下限値
 5loPa5: 圧縮筋かいの突上げによる柱頭柱脚接合部降伏時水平力の5%下限値

2) 靭性型2の場合

 $_{5up}P_{uB} < min(_{5lo}P_{a1}, _{5lo}P_{a2}, _{5lo}P_{a3}, _{5lo}P_{a4})$

5up PuB: ブレース部材の終局荷重時の水平力の 5%上限値

- 5loPal:ブレース端部接合部の終局荷重時水平力の5%上限値
- 5loPa2: 柱脚金物降伏時水平力の 5% 下限値
- 5bp Pa3:筋かい挿入鋼板の降伏・座屈時水平力の5%下限値
- 5loPa4: 圧縮筋かいの突上げによる梁曲げ降伏時水平力の5%下限値
- 5loPa5: 圧縮筋かいの突上げによる柱頭柱脚接合部降伏時水平力の5%下限値

2.2.3 グルードインロッド (GIR) 接合

2.2.3.1 接合方式

接合方法は以下の3タイプに分類される。靭性保証型の接合部とするためには、ロッド 先行降型又は中間金物型とし、それぞれ鉄筋及び中間金物で降伏および終局状態を制御す る必要がある。

接合形式	従来型	ロッド先行降型	中間金物型
弾性剛性	木材-GIR 間接着剤の	木材-GIR 間接着剤の	木材-GIR 間接着剤の
	付着剛性	付着剛性	付着剛性と中間金物の
			直列ばね
許容耐力M。		$Min (M_{ts}, M_{fs})$	$Min (M_{ms}, M_{fs})$
	$M_{fs} = M_{fu} \times \alpha$	M _{ts} :鉄筋降伏時の	M _{ms} : 中間金物降伏時の
	M _{fu} :接着剤の付着切れ	モーメント	+->>>
	時のモーメント	M _{fs} =M _{fu} ×α	$M_{fs} = M_{fu} \times \alpha$
	α :安全率	M _{fu} : 按有剤の付有切れ 味のエースント	M _{fu} : 接有剤の付有切れ 味のエースント
		時のモーメント	時のモーメント
	Min (M. M. M.)	u、女王平 Min (M M M M)	u、女王平 Min(M M M M)
	Min (M _{fu} , M _{bu} , M _{cu}) M. : 接差剤の付差切れ	M · ボルト引張破陸時	M · 山間全物破壊時の
	時のモーメント	のモーメント	Mmu.「間並仍版銀叭ッ モーメント
	M: 梁の曲げ耐力	M _m :接着剤の付着切れ	 M_a:接着剤の付着切れ
	M _m :柱の曲げ耐力	時のモーメント	時のモーメント
		M _{bu} :梁の曲げ耐力	M _{bu} :梁の曲げ耐力
		M _{cu} :柱の曲げ耐力	M _{cu} :柱の曲げ耐力
2 次剛性	弾性剛性とほぼ同じ	鉄筋降伏後の剛性	中間金物降伏後の剛性
		(計算上の仮定は0?)	(計算上の仮定は0?)
Ds	1.0	$1/\sqrt{(2 \mu - 1)}$	$1/\sqrt{(2 \mu - 1)}$
		$\mu = \theta u / \theta y$	$\mu = \delta u / \delta y$
		θ u:終局耐力時の θ	θ u:終局耐力時の θ
		$\theta \; \mathrm{y} : \mathrm{(}\mathrm{I}\mathrm{M}_{\mathrm{s}}\mathrm{=}\mathrm{M}_{\mathrm{ts}}$	$\theta \; \mathrm{y} : \mathrm{D}\mathbf{M}_{\mathrm{s}} = \mathbf{M}_{\mathrm{ms}}$
		$\Rightarrow \theta y : 鉄筋降伏時の \theta$	$\Rightarrow \theta y : 鉄筋降伏時の \theta$
		$\textcircled{2}M_{s} = M_{fs} \Rightarrow \theta y = \theta u$	$@M_s = M_{fs} \Rightarrow \theta y = \theta u$

表 2.2.3-1 グルードインロッド接合の接合形式と各種特性値

 $M_{\rm fu}$ = τ · Ae

τ:柱材または梁材のせん断の基準強度

Ae:付着有効面積

2.2.3.2 接合部靭性保証設計

ロッド先行降伏型及び中間金物先行降伏型において、接合部の靭性を保証するためには、 以下の式を満足する必要がある。

1) ロッド先行降伏型

 $_{5up}M_{tu} ~ < Min ~ (_{5lo}M_{fu}, _{5lo}M_{bu}, _{5lo}M_{cu})$

{5up}M{tu}:鉄筋引張破壊時のモーメントの 5%上限値 _{5lo}M_{fu}:木材-GIR間接着部の付着切れ時のモーメントの 5%下限値 _{5lo}M_{bu}:梁の曲げ耐力の 5%下限値 _{5lo}M_{cu}:柱の曲げ耐力の 5%下限値

2) 中間金物先行降伏型

 $_{5up}M_{tu} < Min (_{5lo}M_{fu}, _{5lo}M_{bu}, _{5lo}M_{cu})$

- 5upM_{mu}:中間金物引張破壊時のモーメントの 5%上限値(SN鋼以外) 中間金物特定歪時のモーメントの 5%上限値(SN鋼)
- 5loMfu : 木材-GIR間接着部の付着切れ時のモーメントの 5% 下限値
- 5loMbu :梁の曲げ耐力の5%下限値

510Mcu : 柱の曲げ耐力の 5% 下限値

2.2.3.3 各接合方式の特徴および現時点における課題

(1) 従来型

①許容耐力

現状は、実験値の最大耐力の2/3にばらつきを考慮した低減係数を乗じたものを許容 耐力としているが、木材の樹種毎のせん断強度と有効断面積から算出される値(付着切 れ時耐力の計算値)に安全率を乗じたものを許容耐力とする方法を検討中である。

②弹性剛性

接着剤の性能に左右される。基本的に実験により求める。また、薄板試験による基礎物性データ+Volkersenモデルによる推定(中谷+小松式)で比較的精度よく推定可能。

③最大耐力

接着剤の付着切れが生じる時の耐力が最大耐力。変形性能に乏しく急激な耐力低下が 生じる。従来は、実験値の最大耐力にばらつきを考慮した低減係数を乗じたものとして いるが、木材の樹種毎のせん断強度と有効断面積から算出される値(付着切れ時耐力の 計算値)を最大耐力とする方法を検討中である。 (2) ロッド先行降型又は中間金物型

①許容耐力

許容耐力は、付着破壊時荷重から求まる耐力と鉄筋降伏時または中間金物降伏時の耐 力の小さい方となる。

②弹性剛性

ロッド先行降伏型は(1)と同じである。中間金物型は、鉄筋部分の付着剛性と中間 金物の直列ばねとなる。

③最大耐力

最大耐力は、a)鉄筋降伏時または中間金物終局時の耐力、b)付着破壊時荷重から求ま る耐力、c)柱材または梁材の曲げ耐力の最小値から求まる。

a)で破壊を制御するためには、a)の上限値が、b)および c)の下限値を下回る必要がある。

2.2.4 引きボルト式接合部

引きボルト式接合部の破壊モードが靱性型となるように保証設計を行う。靱性型とする ためには、例えば柱梁接合部の場合、想定される5つの破壊モード(①引きボルトの引張 破壊、②座金から梁木口へのせん断破壊、③梁座金の繊維方向への圧縮による木部降伏(→ 最終的に②の破壊モードを発生)、④柱の曲げ破壊、⑤梁の曲げ破壊)のうち、①に誘導 する必要がある。一方、柱側面への柱座金や梁木口のめり込みは、降伏モーメントの判定 では考慮するが、同部分へのめり込みは靱性のある破壊モードであるため、破壊モードに 含んでいない。破壊モードを①に誘導するためには、式(1)を満足する必要がある。

$$M_{ut} \leq \min (M_{us}, M_{uk}, M_{uc}, M_{ub})$$
(1)

 M_{ut} :引きボルトの引張による終局モーメント(= $A_t \cdot \sigma_u \cdot j$)

 σ_u :引きボルトの引張強さ、 A_t :ボルト有効断面積(mm^2)、

j:応力中心間距離(mm)

- M_{uk}:定着金物の繊維方向への圧縮による木部降伏によるモーメント(=N_{yb}・j) N_{yb}=定着金物の繊維方向への圧縮による木部降伏耐力
- Mus:座金から梁木口へのせん断破壊が生じる時のモーメント(=As・Fs・j)

F_s:梁材のせん断の基準強度(N/mm²)、

A_s:梁座掘面から梁木口へのせん断面積(mm²)

- M_{uc} :柱の曲げ破壊時モーメント(= $Z_c \cdot F_{bc}$)
- F_{bc} : 柱材の曲げの基準強度 (N/mm²)、 Z_c : 柱材の断面係数 (mm³) M_{ub} : 梁の曲げ破壊時モーメント(= $Z_b \cdot F_{bb}$)

F_{bb}:梁材の曲げの基準強度(N/mm²)、Z_b:梁材の断面係数(mm³)

式(1)の右辺と左辺の関係は図2.2.4-1のようになる。Mus、Muc、Mubの算定の際の木質材

第2章-p11

料の基準強度F_s、F_{bc}、F_{bb}には、正規分布を仮定した75%信頼水準の 5% 下限値を用いてい る。一方、引きボルトにJIS B 1220 ABRアンカーボルト(以下「ABRアンカーボルト」と 記載)を用いる場合、素材であるJISG3138(建築構造用圧延棒鋼)B種SNR材(以下「SNRB 材」と記載)の引張強さの上限値は、B種建築構造用鋼材(以下「SNB材」と記載)の引 張強さの上限値と同程度と考えられ、その値は、表2.2.4-1³⁾に示す統計値によると平均値の 約7σに相当する。従ってM_mの算定に引張強さの上限値を用いると、木質材料の材料強度 に基準強度を用いる場合に比べかなり安全側の数値となる。そこで、引きボルトも木質材 料と同様に5%上限値を用いることとする。一方、引きボルトに要求される変形性能により、 5%上限値を考える応力度も変わってくる。そこで、引きボルト形式のフレーム架構に必要 な引きボルトの変形性能を検討した。図2.2.4-2に示すフレーム架構において、部材が剛体 で木材のめり込みを無視し、かつボルトの曲げ変形による梁や柱を割り裂く破壊は生じな いと仮定すると、架構全体の限界変形角θとボルトの歪εには式(2-1)、(2-2)の関係がある。



		SN400B(デ	ータ数	: 2187)	SN490B(デ	ータ数:	11302)
		公称值	TT HA	標準	公称值		標準
		/上限值	平均	偏差	/上限值	平均	偏差
降伏耐力	$\sigma_y (N/mm^2)$	235/355	300	14.9	325/445	385	17.1
引張強さ	$\sigma_u (N/mm^2)$	400/510	441	9.8	490/610	531	9.5
(柱梁接合部) $\varepsilon = (d_b \cdot \theta_b) / (L_{1b}+Z_0)$ (2-1) (柱脚接合部) $\varepsilon = (d_c \cdot \theta_c) / (L_{1c}+d_t)$ (2-2)						2)	

表 2.2.4-1 SNB材の機械的性質に関する統計量(厚板:9mm≦ t ≦22mm)¹⁾

文献2)によると、引きボルトに必要な変形性能は、柱梁接合部、柱脚接合部で3%程度の 変形性能があればよい。

表2.2.4-2に、引きボルトの歪が5%と10%の時のボルト引張応力度の5%上限値を示す。引 きボルトの歪が5%の時の引張応力度は、図2.2.4-3に示す直径6mmのSN490Bの引張試験結 果(各3体)5)を用いた。また標準偏差には、安全側を見て表2.2.4-1の降伏耐力の標準偏差 を、5%上限値の計算には、文献4)のK=3.152(試験体数:3)の値を用いた。10% 歪時の引 張応力度には、表2.2.4-2より引張強さに近いことから、表2.2.4-1の引張強さ及び標準偏差 を用いた。5%上限値の計算には、文献3)のK=1.66(SN490B:試験体数11302)を用いた。



図 2.2.4-2 架構の変形角とボルトの歪の関係 図 2.2.4-3 SNB材 σ-ε関係(9B:490B、0B:400B)³⁾

表 2.2.4-2 引きボルト(SNRB材)の引張応力度の 5%上限値(単位: N/mm²)

			SNR400B			SNR490	
		平均值	標準偏差	5%上限值	平均值	標準偏差	5%上限值
5%歪時応力	$\sigma_{5\%\epsilon}$	390	14.9	437(n=3)	461	17.1	515(n=3)
10%歪時応力	$\sigma_{10\%\epsilon}$	441	9.8	458(n=2187)	531	9.5	546(n=11302)

- 1)藤澤他、SN 鋼の機械的性質・化学成分に関する統計調査2013年度日本建築学会学術講 演梗概集C1, pp.699-700.2013.8
- 2) 荒木他、中層木造建築を想定した集成材フレーム接合部試験、第14回日本地震工学シン ポジウム梗概集、2014年12月
- 3)電力中央研究所、「高い安全性を有するSN材の高温強度特性の評価」、電力中央研究所 報告Q13009、2014年4月

4)木質構造設計規準・同解説 pp.153、日本建築学会、2006年

2.2.5 接合部(引きボルト)の実験

2.2.5.1 目的

引きボルト式接合部の靭性保証設計を行うにあたり、引きボルトの応力歪関係を収集す る必要がある。そこで、引きボルトの引張試験を実施する。

2.2.5.2 試験体概要

試験体の仕様を表 2.2.5-1 に示す。

	鋼種	ボルト径	ボルト長	数量
1	ABR400	M20	1000 mm(両端 150mm ねじ加工)	9
2	ABR490	M20	1000 mm(両端 150mm ねじ加工)	11

表 2.2.5-1 試験体仕様

- ·実験実施場所:建築研究所強度試験棟
- ·実験実施時期:2016年2月初旬

2.2.5.3 試験方法

実験は、図 2.2.5-1 に示す万能試験機を用いて試験体に引張荷重を加えて行った。 試験体のひずみは、ひずみゲージおよび変位計を用いて計測した。

- ·実験実施場所:建築研究所強度試験棟
- ·実験実施時期:2016年2月初旬



図 2.2.5-1 試験体設置状況

2.2.5.4 試験結果

試験結果の σ - ε 関係を図 2.2.5-2 に示す。また、試験結果から求めた 5% 歪時応力及び 10% 歪時応力を表 2.2.5-2 に示す。



	5%歪時 (N/mm ²)	10%歪 (N/mm ²)
ABR400-1	408.9	464.24
ABR400-2	411.1	464.4
ABR400-3	416.7	470
ABR400-4	417	472.4
ABR400-5	412.5	466.7
ABR400-6	410	465.7
ABR400-7	423.5	470.6
ABR400-8	406.6	465.3
ABR400-9	412.9	469.3
平均	413.2	467.6
標準偏差	5.12	3.00
5%上限值	0.012	0.006
5%上限值(n=9)	424.2	474.0

(1) ABR400

(2) ABR490

	5%歪時 (N/mm ²)	10%歪 (N/mm ²)
ABR490-1	535.0	582.0
ABR490-2	520.5	582.7
ABR490-3	515.0	575.3
ABR490-4	519.0	579.8
ABR490-5	515.5	579.5
ABR490-6	518.1	580.0
ABR490-7	513.2	578.0
ABR490-8	511.0	572.5
ABR490-9	512.5	573.0
ABR490-10	525.0	577.0
ABR490-11	513.0	571.5
平均	518.0	577.4
標準偏差	6.98	3.87
変動係数	0.0135	0.0067
5%上限值(n=11)	532.5	585.4

第3章 時刻歴応答解析による筋かい等の

応力割り増し係数の検討

3.1 検討の目的とその方法

本章では、平成12年建設省告示第1791号第1号第1項に規定される筋かいの応力割増 し係数を時刻歴応答解析によって検討し(3.4)、具体的な提案を行った(3.5)。

また、解析に使用するデータについては、3.3 に整理を行った。これらは、既往の研究 からのものの他、本事業で実験を実施したデータも含まれる(3.2)。

3.2 住宅系:筋かい構面の実験的検討

3.2.1 実験の目的及び概要

筋かい壁は一般の構造用合板壁等に比べ、脆性的で変形性能も低く、さらにエネル ギー吸収性能が低いこともあり、ルート2でβ割増しを要求される。一方で、いわゆ る4つの指標での評価とすれば脆性的であることを考慮しているので、β割増しは必 要ない、との考え方もある。また、筋かいは軸組内に設置され、そのまま意匠上見え がかりとなる場合もあれば面材等により拘束される場合もある。一般の構造試験は、 間柱を設置し面材をはらない状態で実施され、上記の挙動やβ割増しの議論は、面材 のない状態を想定している。しかし、面材がはられることにより、筋かいの座屈が拘 束され、挙動が異なることが考えられる。そこで、ここではいくつかの状態を想定し て壁実験を実施し、β割増しに関する基礎資料を得る、つまり、応答解析の復元力の モデル化に資する資料を得る、ことを目的としている。

3.2.2 試験体概要

本実験では、1P (幅 910mm)と2P (幅 1820mm)の試験体において、パラメータ ーを筋かいの仕様(筋かいの断面寸法、端部の金物)、座屈拘束の仕様(間柱の有無、 面材の有無・種類・張り方)とし、試験体を製作した。

試験体記号のルールは以下の通りである。

筋かいに関する記号

- A = 筋かい有り(ボックス金物またはボルト接合)・間柱無し
- B = 筋かい有り (ボックス金物)・間柱有り
- C = 筋かい無し
- D = 筋かい有り (プレート金物)・間柱有り
- 数字 = 筋かい断面の厚み寸法 標準(45mm)の場合は数字無し

面材に関する記号

- ※石膏ボードの張り方においては、全面に張ったもの(耐力壁仕様)と、上下 を空けて張った準耐力壁仕様のものがあるので注意。
- S = 石膏ボード(厚 12.5 mm) 片面張り GN40@150 mm
- SS = 石膏ボード(厚 12.5 mm)両面張り GN40@150 mm
- G = 構造用合板(厚9mm)片面張り N50@150mm

その他の記号

H = 筋かい方向が引っ張り 圧縮の場合は記号は無し

試験体 記号	筋かい金物	筋かい 方向	間 柱	筋かい断面 [mm]	面材の種類と張り方
1P-A	ボックス型	圧縮		45×90	なし
1P-A-60	ボックス型	圧縮	無	60×90	なし
1P-A-90	ボルト (M12)	圧縮		90×90	なし
1P-B	ボックス型	圧縮			なし
1P-B-S	ボックス型	圧縮			石膏ボード片面準耐力
1P-B-SS	ボックス型	圧縮			石膏ボード両面準耐力
1P-B-G	ボックス型	圧縮			構造用合板片面
1P-B-H	ボックス型	引張	有	45×90	なし
1P-C-SS	筋かいな	L			石膏ボード両面準耐力
1P-C-G	筋かいな	L			構造用合板片面
1P-D	プレート型	圧縮			なし
1P-D-H	プレート型	引張			なし

表 3.2.2-1 1P(幅 910 mm) 筋かい壁試験体一覧

表 3.2.2-2 2P(幅 1820 m) 筋かい壁試験体一覧

試験体 記号	筋かい金物		間 柱	筋かい断面 [mm]	面材			
2P-A	ボックス型		無		なし			
2P-B	ボックス型				なし			
2P-B-S	ボックス型	圧縮	圧縮	口嫔	口嫔	工 綻	45×00	石膏ボード片面耐力
2P-B-SS	ボックス型			有	43×90	石膏ボード両面準耐力		
2P-B-SG	ボックス型				石膏ボード片面準耐力 構造用合板片面			

試験体に使用した部材を以下に示す。本実験では、筋かい強度のばらつきを抑ることを目的し、筋かいにLVL(カラマツ)を使用した。

		, .
部材名	断面寸法	樹種
梁	105×180	ベイマツ
柱	105×105	スギ
間柱	45×105	スギ
土台	105×105	スギ
	45×90	
筋かい	65×90	LVL(カラマツ)
	90×90	

表 3.2.2-3 試験体仕様部材

試験体の筋かいに使用した金物は、ボックス金物、プレート金物、筋かいボルトの3種である。また、柱脚・柱頭の金物は、25kNのホールダウン金物で統一した。







裏面

筋かい金物:ボックス型(タナカ2倍筋かいトライ)







裏面

筋かい金物:プレート型(BP-2 プレート)



外側



内側

筋かい金物:M12ボルト



下部



上部

ホールダウン金物 25kN 写真 3.2.2-1 使用した金物一覧

3.2.2.1 1P 試験体図

1P(幅910mm)の試験図を次ページより示す。 試験体数は、全ての仕様で各2体、合計24体(12仕様×2体)である。

試験体	試驗休什样
記号	
1P-A	間柱なし、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)のみの試験体
1P-A-60	間柱なし、60mm×90mmの筋かい(ボックス金物)のみの試験体
1P-A-90	間柱なし、90mm×90mmの筋かい(M12のボルト)のみの試験体
1P-B	間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の試験体
1P-B-S	間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の片面(表)に石膏ボー
	ドを準耐力壁仕様で張った試験体
1P-B-SS	間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の両面に石膏ボードを準
	耐力壁仕様で張った試験体
1P-B-G	間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の片面(表)に構造用合
	板を張った試験体
1P-B-H	間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)が引張側に作用するよう
	に取り付けた試験体
1P-C-SS	間柱あり、筋かいなし、両面に石膏ボードを準耐力壁仕様で張った試験体
1P-C-G	間柱あり、筋かいなし、片面(表)に構造用合板を張った試験体
1P-D	間柱あり、45mm×90mmの筋かい(プレート金物)の試験体
1P-D-H	間柱あり、45mm×90mmの筋かい(プレート金物)が引張側に作用するよう
	に取り付けた試験体








図 3.2.2-3 IP-A-90: 間柱なし、90mm×90mmの筋かい(M12のボルト)のみの試験体





















 \bowtie



 \boxtimes











3.2.2.2 2P 試験体図

2P(幅1820mm)の試験図を次ページより示す。

試験体数は、2P-SG を除く全ての仕様で各 3 体、2P-SG のみ 2 体(3 体目が試験機の故障で大きな損傷を受けてしまったため)、合計 14 体(4 仕様×3 体+2 体)とした。

試験体	建酸休什诺									
記号	武									
2P-A	間柱なし、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)のみの試験体									
2P-B	間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の試験体									
2P-B-S	間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の片面(表)に石膏ボー									
	ドを準耐力壁仕様で張った試験体									
2P-B-SS	間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の両面に石膏ボードを準									
	耐力壁仕様で張った試験体									
2P-SG	間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の片面(表)に石膏ボー									
	ドを準耐力壁仕様で張り、もう片方(裏)には構造用合板を張った試験体									



 \bowtie

 \boxtimes

















3.2.3 実験方法

試験体は、架台上に試験体を乗せ、脚部をアンカーボルトで留め付けた。また、試 験体梁部にはアクチュエーターと面外拘束治具を取り付けて試験体を設置すた。

1P 試験体のみ、柱脚、柱頭の浮き上がりを防止するため、柱の芯から 100mm 内 側にタイロットを取り付けた。



図 3.2.3-1 1P 筋かい壁試験体設置図





第3章-p24

3.2.3.1 加力計画

(1) 1P 試験体 加力計画

筋かいの引き側のみ性能を確認するため加力はアクチュエーターによる変位制御で、 一方方向加力の単純載荷とし、制御する変位は「見かけのせん断変形」とする(見かけ のせん断変形=(梁部の水平変位)-(土台部の水平変位))。実験終了は、引ききり 300mm とする。しかし、筋かいが座屈に至らない場合のみ 300mm 以降まで加力し、座屈し た時点で終了とする。

(2) 2P 試験体 加力計画

加力はアクチュエーターによる変位制御で、正負交番3回繰り返し加力とし、目標 変形角は1/450、1/300、1/200、1/150、1/120、1/100、1/75、1/50、1/37.5、1/25、1/15 とする。制御する変位は「見かけのせん断変形」とする(見かけのせん断変形=(梁部 の水平変位)-(土台部の水平変位))。実験終了は、引ききり300mmとする。しかし、 筋かいが座屈に至らない場合のみ300mm以降まで加力し、座屈した時点で終了とす る。

目標 変形角 [rad]	1/450	1/300	1/200	1/150	1/120	1/100	1/75	1/50	1/37.5	1/25	1/15
目標 変位 [mm]	6.7	10.1	15.2	20.2	25.3	30.4	40.5	60.8	81.1	121.6	202.8
回数	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3

表 3.2.3-1 目標変形角、目標変位



図 3.2.3-3 加力スケジュール (2P 筋かい壁実験)

3.2.3.2 計測計画

アクチュエーターに取り付けられているロードセルにより試験体に加わっている荷

第3章-p25

重を測定する。また、見かけのせん断変位を制御して実験を実施する。

次ページより、1Pおよび2Pの試験体の変位計とひずみゲージの位置、チャンネル リスト(測定場所、仕様機器)、変位計設置状況を示す。



図 3.2.3-4 1P 試験体:変位計、ひずみゲージ設置位置

第3章--p27

Ch 番号	測定項目	測定箇所	測定機器
-	荷重	Act 内蔵荷重	-
1	変位	試験体梁材の水平変位	DP1000
2	変位	試験体土台材の水平変位	CDP50
3	変位	柱脚(左)浮き上がり	CDP100
4	変位	柱脚(中央)浮き上がり	CDP100
Ch.01	歪み	筋かい(おもて・上金物部)歪み	PFL30-11
Ch.02	歪み	筋かい(おもて・上端部)歪み	PFL30-11
Ch.03	歪み	筋かい(おもて・上中央部)歪み	PFL30-11
Ch.04	歪み	筋かい(おもて・下中央部)歪み	PFL30-11
Ch.05	歪み	筋かい(おもて・下端部)歪み	PFL30-11
Ch.06	歪み	筋かい(おもて・下金物部)歪み	PFL30-11
Ch.07	歪み	筋かい(うら・上金物部)歪み	PFL30-11
Ch.08	歪み	筋かい(うら・上端部)歪み	PFL30-11
Ch.09	歪み	筋かい(うら・上中央部)歪み	PFL30-11
Ch.10	歪み	筋かい(うら・下中央部)歪み	PFL30-11
Ch.11	歪み	筋かい(うら・下端部)歪み	PFL30-11
Ch.12	歪み	筋かい(うら・下金物部)歪み	PFL30-11
Ch.13	歪み	筋かい(上端部・外側面)歪み	PFL30-11
Ch.14	歪み	筋かい(上端部・内側面)歪み	PFL30-11
Ch.15	歪み	筋かい(下端部・外側面)歪み	PFL30-11
Ch.16	歪み	筋かい(下端部・内側面)歪み	PFL30-11
Ch.17	変位	梁面外変位	CDP100
Ch.18	変位	筋かいはらみ	SDP200
Ch.19	変位	柱頭(左)抜け	CDP100
Ch.20	変位	柱頭(右)抜け	CDP100

表 3.2.3-2 1 P 試験体 チャンネルリスト

※1P-C-SS および 1P-C-G は筋かいが無いため CH18 は設置していない。



:梁の水平変位



③:柱脚(左)浮き上がり



CH17:梁面外変位



 CH19: 柱頭(左)抜け
 CH20: 柱

 写真 3.2.3-1
 1 P 試験体:変位計設置状況



②:土台の水平変位



④:柱脚(右)浮き上がり



CH18:筋かいはらみ



CH20:柱頭(右)抜け 立計設置状況





第3章--p30

Ch 番号	測定項目	測定箇所	測定機器
-	荷重	Act 内蔵荷重	-
1	変位	試験体梁材の水平変位	DP1000
2	変位	試験体土台材の水平変位	CDP50
3	変位	柱脚(左)浮き上がり	CDP100
4	変位	柱脚(中央)浮き上がり	CDP100
Ch.01	歪み	筋かい(ひだり・おもて・上端部)歪み	PFL30-11
Ch.02	歪み	筋かい(ひだり・おもて・上中央部)歪み	PFL30-11
Ch.03	歪み	筋かい(ひだり・おもて・下中央部)歪み	PFL30-11
Ch.04	歪み	筋かい(ひだり・おもて・下端部)歪み	PFL30-11
Ch.05	歪み	筋かい(みぎ・おもて・上端部)歪み	PFL30-11
Ch.06	歪み	筋かい(みぎ・おもて・上中央部)歪み	PFL30-11
Ch.07	歪み	筋かい(みぎ・おもて・下中央部)歪み	PFL30-11
Ch.08	歪み	筋かい(みぎ・おもて・下端部)歪み	PFL30-11
Ch.09	歪み	筋かい(ひだり・うら・上端部)歪み	PFL30-11
Ch.10	歪み	筋かい(ひだり・うら・上中央部)歪み	PFL30-11
Ch.11	歪み	筋かい(ひだり・うら・下中央部)歪み	PFL30-11
Ch.12	歪み	筋かい(ひだり・うら・下端部)歪み	PFL30-11
Ch.13	歪み	筋かい(みぎ・うら・上端部)歪み	PFL30-11
Ch.14	歪み	筋かい(みぎ・うら・上中央部)歪み	PFL30-11
Ch.15	歪み	筋かい(みぎ・うら・下中央部)歪み	PFL30-11
Ch.16	歪み	筋かい(みぎ・うら・下端部)歪み	PFL30-11
Ch.17	変位	柱脚(右)浮き上がり	CDP100
Ch.18	変位	筋かいはらみ・ひだり	SDP200
Ch.19	変位	筋かいはらみ・みぎ	SDP200
Ch.20	変位	梁面外変位・ひだり	CDP100
Ch.21	変位	梁面外変位・みぎ	CDP100

表 3.2.3-3 2P 試験体:チャンネルリスト



:梁の水平変位



③:柱脚(右)浮き上がり



CH17: 柱脚(右) 浮き上がり



CH19:筋かい(右)はらみ



CH21:梁(右)面外変位

写真 3.2.3-2 2P 試験体: 変位計設置



②:土台の水平変位



④:柱脚(中央)浮き上がり



CH18:筋かい(左)はらみ



CH20:梁(左)面外変位

3.2.4 実験結果

3.2.4.1 荷重変形関係データの整理方法

次節より、各試験体の結果を示す。荷重変形関係データについては、以下の通り整理した。

真のせん断変形角

真の変形角= $\gamma - \theta$ 、 $\theta = (\delta_3 - \delta_4)/W$

- **γ**: 見かけのせん断変形角[rad]
- θ:脚部のせん断変形角[rad]
- δ₃:脚部の鉛直変位 1[mm]
- δ₄:脚部の鉛直変位 2[mm]
- W:梁と土台の変位計距離[mm]

短期許容せん断耐力

短期許容せん断耐力は、通常、3体の試験結果より実験で得られた以下の4指標で最も小 さい値とする。

4指標(実験で得られた特性値にそれぞればらつき係数を乗じたもの)

降伏耐力 Py 最大荷重 Pmax の2/3 1/120rad 時の耐力 または 1/150rad 時の耐力 0.2Pu/Ds (Pu=終局耐力)

本実験では、各3体とした2P試験体は上の方法で短期許容せん断耐力を示したが、各2 体とした1P試験体は平均を示した。

壁倍率

壁倍率=短期許容せん断耐力・(1/L)・(1/1.96) L:試験体長さ[m]

基準法の壁倍率(参考)

各試験体仕様が現行の基準法等での壁倍率を参考に示した。なお、準耐力壁の壁倍率は以 下の式から算出した。

準耐力壁倍率=基準の倍率・0.6・面材張り高さ/横架材の内寸法

公 3.2.11 定米温干店	
名称	壁倍率(基準法)
二つ割り筋かい	2.0
60×90 筋かい	_
90×90 筋かい	3.0
石膏ボード 耐力壁仕様	0.9
石膏ボード準耐力壁仕様	0.49
構造用合板	2.5

表 3.2.4-1 建築基準法で定められている壁倍率一覧

※基準法に筋かい断面 60×90 の場合の壁倍率が明記されていないため、空欄とする。

3.2.4.2 1P の各試験体の荷重変形関係データと破壊性状

以下より、IP 試験体の各試験体の荷重-変形関係データと破壊性状を示す。

試験体 1P-A





図 3.2.4-2 真のせん断変形角における荷重-変形関係

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-A 1	5.31	3.63	4.86	3.54	3.53	0.36	4.30	2.68	1.50	
1P-A 2	6.01	4.12	5.48	4.01	3.59	0.36	4.43	3.07	1.72	2.00
平均	5.66	3.88	5.17	3.77	3.56	0.36	4.36	2.88	1.61	

表 3.2.4-2 見かけのせん断変形角における特性値

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-A 1	5.31	3.61	4.86	3.54	3.46	0.33	5.19	2.98	1.67	
1P-A 2	6.01	4.14	5.47	4.01	3.69	0.31	5.62	3.50	1.96	2.00
平均	5.66	3.87	5.16	3.77	3.58	0.32	5.41	3.24	1.82	





試験体	全景 破壞箇所
目標変形角[rad]	実験経過
1/50rad	筋かいめり込み 3mm(破壊箇所①)
1/37.5rad	筋かいめり込み 5mm(破壊箇所①、写真 A)
1/25rad	筋かいめり込み 7mm(破壊箇所①、写真 B) 柱脚浮き上がり 2mm(破壊箇所②、写真 C)
157mm	筋かい座屈(破壊箇所③、写真 D・E) 筋かいめり込み(破壊箇所①、写真 F)



A:1/37.5rad 引き 筋かいめり込み 5mm



D:157mm 筋かい座屈



B: 1/25rad 引き 筋かいめり込み 7mm



E:157mm 筋かい座屈

図 3.2.4-3 破壊性状(1P-A 1 体目)



C:1/25rad 引き 柱脚浮き上がり 2mm



F:157mm 筋かいめり込み 8mm



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/75rad	柱頭浮き上がり 2.3mm(破壊箇所①)
1/50rad	柱頭浮き上がり 3.1mm(破壊箇所①)
1/37.5rad	柱頭浮き上がり 3.7mm(破壊箇所①、写真 A)
1/25rod	筋かいめり込み 4mm(破壊箇所②、写真 B)
1/251au	柱頭浮き上がり 6mm(破壊箇所①、写真 C)
189mm	筋かい座屈(破壊箇所③、写真D・E・F)



A:1/37.5rad 引き 柱頭浮き上がり 3.7mm



D:189mm 筋かい座屈



B:1/25rad 引き 筋かいめり込み 4mm



E:189mm 筋かい座屈

図 3.2.4-4 破壊性状 (1P-A 2体目)



C:1/25rad 引き 柱頭浮き上がり 6mm



F:189mm 筋かい座屈

試験体 1P-A-60

間柱なし、60mm×90mmの筋かい(ボックス金物)のみの試験体





表 3.2.4-4	見かけのせん断変形角におけ	る特性値
-----------	---------------	------

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-A-60 1	7.63	5.28	7.23	5.09	5.83	0.37	4.19	3.93	2.20	
1P-A-60 2	8.09	5.12	7.61	5.39	5.49	0.38	4.05	4.06	2.27	—
平均	7.86	5.20	7.42	5.24	5.66	0.37	4.12	3.99	2.24	

表 3.2.4-5 真のせん断変形角における9	特性値
-------------------------	-----

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-A-60 1	7.63	5.15	7.23	5.09	5.68	0.34	4.94	4.31	2.42	
1PA-60 2	8.09	5.18	7.62	5.39	5.19	0.35	4.61	4.37	2.45	
平均	7.86	5.16	7.43	5.24	5.44	0.34	4.77	4.34	2.43	



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/37.5rad	筋かい端部金物変形(破壊箇所①、写真A)
1/25rad	筋かい端部金物変形(破壊箇所①、写真 B) 筋かい座屈(破壊箇所②、写真 C・D)



A: 1/37.5rad 筋かい端部金物変形



D: 1/25rad 筋かい座屈



B: 1/25rad 筋かい端部金物変形



C: 1/25rad 筋かい座屈

図 3.2.4-7 破壊性状 (1P-A-60 1 体目)



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/37.5rad	筋かいめり込み(破壊箇所①、写真 A) 筋かいめり込み(破壊箇所②、写真 B)
1/25rad	筋かい表層割れ(破壊箇所③、写真 C)
136mm	筋かい座屈(破壊箇所③、写真D・E)



A: 1/37.5rad 筋かいめり込み



D:136mm 筋かい座屈



B: 1/37.5rad 筋かいめり込み



E:136mm 筋かい座屈

図 3.2.4-8 破壊性状(1P-A-60 2体目)



C: 1/25rad 筋かい表層割れ

試験体 1P-A-90







試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-A-90 1	22.17	11.21	20.31	14.78	5.70	0.52	2.38	7.87	3.20	
1P-A-90 2	20.12	9.65	17.81	13.41	6.67	0.49	2.62	7.34	3.74	3.00
平均	21.15	10.43	19.06	14.10	6.19	0.50	2.50	7.61	3.47	

表 3.2.4-6 見かけのせん断変形角における特性値

表 3 2 4-7	直のせん	断变形角	におけ	ス特性値
4X J.4.+-/	会いどれ	四次几万円		

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-A-90 1	22.17	11.22	20.37	14.78	5.21	0.51	2.45	8.05	2.92	
1P-A-90 2	20.12	9.43	17.89	13.41	6.18	0.47	2.78	7.64	3.46	3.00
平均	21.15	10.33	19.13	14.10	5.70	0.49	2.62	7.85	3.19	



試験体全景



目標変形角[rad]	実験経過
1/27 5rod	筋かいめり込み(破壊箇所①、写真 A)
1/5/.5fad	筋かいめり込み(破壊箇所②、写真 B)
1/25rad	梁割れ(破壊箇所②、写真 C)
1/15rad	柱頭浮き上がり 6.7mm(破壊箇所②、写真 D)
278mm	筋かい座屈(破壊箇所③、写真E・F)



A: 1/37.5rad 筋かいめり込み



D:1/15rad 柱頭浮き上がり 6.7mm



B: 1/37.5rad 筋かいめり込み



E: 278mm 筋かい座屈



C: 1/25rad 梁割れ



F: 278mm 筋かい座屈

図 3.2.4-11 破壊性状(1P-A-90 1 体目)



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/37.5rad	土台割れ(破壊箇所①、写真 A)
1/25rad	土台割れ(破壊箇所①、写真 B)
1/15rad	土台割れ(破壊箇所①、写真 C) 筋かい表層割れ(破壊箇所②、写真 D)
220mm	筋かい座屈(破壊箇所②、写真E・F)



A: 1/37.5rad 土台割れ



D: 1/15rad 筋かい表層割れ



B: 1/25rad 土台割れ



E: 220mm 筋かい座屈

図 3.2.4-12 破壊性状(1P-A-90 2体目)



C: 1/15rad 土台割れ



F: 220mm 筋かい座屈
試験体 1P-B

平均

5.71

3.04

5.33

3.80

間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の試験体





						////	1			
試験体	Pmax	Ру	Pu	2/3Pmax	1/120rad 時の P	Ds	μ	0.2Pu/Ds	壁倍率	設計値
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		•	[kN]		
1Р-В 1	5.71	3.02	5.33	3.81	3.96	0.35	4.49	3.01	1.69	
1P-B	5.70	3.06	5.34	3.80	4.09	0.31	5.70	3.44	1.71	2.00

表 3.2.4-8 見かけのせん断変形角における特性値

表 3.2.4-9 真のせん断変形角における特性値

4.03

0.33

5.10

3.23

1.70

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	設計値
1P-B 1	5.71	2.97	5.32	3.81	3.64	0.32	5.28	3.29	1.67	
1P-B 2	5.70	2.97	5.34	3.80	3.87	0.28	6.87	3.81	1.67	2.00
平均	5.71	2.97	5.33	3.80	3.76	0.30	6.08	3.55	1.67	







破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/150rad	間柱亀裂(破壊箇所①)
1/50rad	間柱割れ(破壊箇所①、写真 A)
1/37.5rad	間柱割れ(破壊箇所①、写真 B)
1/25rod	間柱割れ(破壊箇所①、写真 C)
1/251au	柱脚浮き上がり 5mm(破壊箇所②、写真 D)
136mm	筋かい座屈(破壊箇所③、写真E・F)



A:1/50rad 引き 間柱割れ



D:1/25rad 引き 柱脚浮き上がり 5mm



B:1/37.5rad 引き 間柱割れ



E:136mm 筋かい座屈

図 3.2.4-13 破壊性状(1P-B 1 体目)



C:1/25rad 引き 間柱割れ



F:136mm 筋かい座屈







破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/120rad	間柱割れ(破壊箇所①)
1/100rad	間柱割れ(破壊箇所①、写真 A)
1/75rad	間柱割れ(破壊箇所①、写真 B)
1/50rad	間柱割れ(破壊箇所①、写真 C)
114mm	間柱割れ、間柱はずれ(破壊箇所①、写真 D)
176mm	筋かい座屈(破壊箇所②、写真E・F)



A:1/100rad 引き 間柱割れ



D:114mm 間柱割れ、間柱はずれ



B:1/75rad 引き 間柱割れ



E:176mm 筋かい座屈

図 3.2.4-14 破壊性状(1P-B 2 体目)



C:1/50rad 引き 間柱割れ



F:176mm 筋かい座屈

試験体 1P-B-S







試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-B-S 1	13.69	7.93	12.91	9.13	7.50	0.60	1.89	4.30	2.41	
1P-B-S 2	13.84	7.19	12.58	9.23	8.01	0.55	2.14	4.55	2.55	2.49
平均	13.77	7.56	12.74	9.18	7.76	0.58	2.01	4.42	2.48	

表 3.2.4-10 見かけのせん断変形角における特性値

			X 5.2.	111 X */	この時及川)11040	1 0 11	리고 미즈		
試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-B-S 1	13.69	7.22	12.71	9.13	8.49	0.48	2.66	5.28	2.96	
1P-B-S 2	13.84	7.25	12.56	9.23	8.64	0.48	2.67	5.24	2.94	2.49
平均	13.77	7.23	12.63	9.18	8.57	0.48	2.67	5.26	2.95	

表 3.2.4-11 真のせん断変形角における特性値



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/100rad	石膏ボード端部割れ(破壊箇所①、写真 A)
1/50rad	筋かい端部金物めりこみ
1/37.5rad	石膏ボード割れ(破壊箇所②、写真 B) 間柱割れ(破壊箇所③、写真 C)
1/25rad	間柱割れ(破壊箇所③、写真 D)
177mm	筋かい座屈(破壊箇所④、写真E・F)



A: 1/100rad 石膏ボード端部割れ



D: 1/25rad 間柱割れ



B: 1/37.5rad 石膏ボード割れ



E: 177mm 筋かい座屈





C: 1/37.5rad 間柱割れ



F: 177mm 筋かい座屈



試験体全景

破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/75rad	石膏ボード端部割れ(破壊箇所①、写真 A)
1/50rad	間柱割れ(破壊箇所③、写真 B)
1/37.5rad	石膏ボード割れ(破壊箇所②、写真 C)
1/25rad	間柱割れ(破壊箇所③)
181mm	筋かい座屈(破壊箇所④、写真D・E)



A: 1/75rad 石膏ボード端部割れ



D: 181mm 筋かい座屈



B: 1/50rad 間柱割れ



E: 181mm 筋かい座屈

図 3.2.4-18 破壊性状 (1P-B-S 2 体目)



C: 1/37.5rad 石膏ボード割れ

試験体 1P-B-SS







試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-B-SS 1	18.21	10.18	16.43	12.14	9.39	0.53	2.30	6.23	3.49	
1P-B-SS 2	18.01	10.09	16.08	12.01	8.43	0.59	1.96	5.50	3.08	2.98
平均	18.11	10.14	16.25	12.07	8.91	0.56	2.13	5.86	3.29	

表 3.2.4-12 見かけのせん断変形角における特性値

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-B-SS 1	18.21	9.96	16.47	12.14	10.48	0.47	2.77	7.02	3.94	
1P-B-SS 2	18.01	9.76	15.97	12.01	9.13	0.52	2.38	6.19	3.47	2.98
平均	18.11	9.86	16.22	12.07	9.81	0.49	2.57	6.61	3.70	

表 3.2.4-13 真のせん断変形角における特性値



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/37.5rad	金物めり込み(破壊箇所①、写真 A)
108mm	間柱割れ、石膏ボードはずれ(破壊箇所②、写真 B)
1/25rad	柱脚浮き上がり 2.7mm(破壊箇所①、写真 C)
1/15rad	柱頭浮き上がり 4mm(破壊箇所③、写真 D)
236mm	筋かい座屈(破壊箇所④、写真E・F)



A:1/37.5rad 金物めり込み



D:1/15rad 引き 柱頭浮き上がり 4mm



B:108mm 間柱割れ、石膏ボードはずれ



E:236mm 筋かい座屈

図 3.2.4-21 破壊性状(1P-B-SS 1 体目)



C:1/25rad 引き 柱脚浮き上がり 2.7mm



F:236mm 筋かい座屈



試験体全景

実験経過	
金物めり込み(破壊箇所①、写真①)、柱脚浮き上がり3mm(砌	支壊箇
所①)	
間柱割れ、石膏ボードはずれ(破壊箇所②、写真 B・C)	

102mm	間柱割れ、石膏ボードはずれ(破壊箇所②、写真 B・C)
1/25rad	柱脚浮き上がり1.8mm(破壊箇所①)
1/15rad	柱頭浮き上がり 5.2mm(破壊箇所③、写真 D)
232mm	筋かい座屈(破壊箇所④、写真E・F)



目標変形角[rad]

1/37.5rad

A:1/37.5rad 金物めり込み



D:1/15rad 引き 柱頭浮き上がり 5.2mm



B:102mm 間柱割れ、石膏ボードはずれ



E:232mm 筋かい座屈

図 3.2.4-22 破壊性状(1P-B-SS 2体目)



C: 102mm 間柱割れ、石膏ボードはずれ



F: 232mm 筋かい座屈

試験体 1P-B-G

間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の片面に構造用合板を張った試験体





試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-B-G 1	26.63	15.62	24.67	17.75	10.58	0.60	1.90	8.25	4.62	
1P-B-G 2	22.67	12.98	20.92	15.11	9.20	0.47	2.76	8.90	4.99	4.50
平均	24.65	14.30	22.79	16.43	9.89	0.53	2.33	8.57	4.81	

表 3.2.4-14	見かけのせん断変形角における特性値
------------	-------------------

	Pmax	Py	Pu	2/3Pmax	1/150rad		0 0 10	0.2Pu/Ds	时代	甘油
試験体	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	時の P [kN]	Ds	μ	[kN]	壁倍举	基準法
1P-B-G 1	26.63	15.16	24.58	17.75	11.46	0.54	2.22	9.13	5.12	
1P-B-G 2	22.67	12.44	20.98	15.11	10.38	0.43	3.23	9.81	5.50	4.50
平均	24.65	13.80	22.78	16.43	10.92	0.48	2.73	9.47	5.31	

直のせん断変形角における特性値



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過							
1/27 5rod	間柱割れ(破壊箇所①、写真 A)							
1/5/.5rau	柱脚浮き上がり 3.3mm(破壊箇所②)							
1/25 mod	間柱割れ(破壊箇所①、写真 B)							
1/25Tau	柱脚浮き上がり 4.3mm(破壊箇所②、写真 C)							
127mm	筋かい座屈(破壊箇所③、写真D・E)							
1/15rad	間柱割れ(破壊箇所①)							
233mm	間柱折れ(破壊箇所①、写真 F)							



A:1/37.5rad 引き 間柱割れ



D:127mm 筋かい座屈



B:1/25rad 引き 間柱割れ



E:127mm 筋かい座屈





C:1/25rad 引き 柱脚浮き上がり 4.3mm



F:233mm 間柱割れ



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/37.5rad	柱脚浮き上がり 3.4mm(破壊箇所①)
1/25rad	柱脚浮き上がり 4.8mm(破壊箇所①、写真 A)
170mm	柱脚浮き上がり 3.7mm(破壊箇所①、写真 B)
	間柱割れ、合板はがれ(破壊箇所②、写真 C・D)
324mm	筋かい座屈(破壊箇所③、写真E・F)



A:1/25rad 引き 柱脚浮き上がり 4.8mm



D:179mm 間柱割れ、合板はがれ



B:179mm 柱脚浮き上がり 3.7mm



E:324mm 筋かい座屈

図 3.2.4-26 破壊性状(1P-B-G 2体目)



C:179mm 間柱割れ、合板はがれ



F:324mm 筋かい座屈

試験体 1P-B-H

間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)が引張側に作用するように取り付けた試験体





試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-B-H 1	8.87	4.58	7.99	5.91	5.70	0.43	3.17	3.69	2.07	
1Р-В-Н 2	6.64	3.58	6.07	4.43	4.03	0.42	3.32	2.88	1.62	2.00
平均	7.76	4.08	7.03	5.17	4.87	0.43	3.24	3.29	1.84	

表 3.2.4-16 見かけのせん断変形角における特性値

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1Р-В-Н 1	8.87	4.62	8.00	5.91	4.35	0.40	3.56	3.96	2.22	
1P-B-H 2	6.64	3.47	6.06	4.43	4.03	0.37	4.11	3.26	1.83	2.00
平均	7.76	4.04	7.03	5.17	4.19	0.39	3.84	3.61	2.02	

表 3.2.4-17 真のせん断変形角における特性値



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/50rad	金物変形(破壊箇所①、写真 A)
1/37.5rad	金物変形(破壊箇所①、写真 B)
1/25rad	金物変形(破壊箇所①、写真 C)
1/15rad	金物変形(破壊箇所①、写真 D)



A:1/50rad 引き 金物変形



D:1/15rad 引き 金物変形



B:1/37.5rad 引き 金物変形



C:1/25rad 引き 金物変形

図 3.2.4-29 破壊性状(1P-B-H 1 体目)



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/50rad	金物変形(破壊箇所①、写真 A)
1/37.5rad	金物変形(破壊箇所①、写真 B)
1/25rad	金物変形(破壊箇所①、写真 C)
1/15rad	金物変形(破壊箇所①、写真 D)



A:1/50rad 引き 金物変形



D:1/15rad 引き 金物変形



B:1/37.5rad 引き 金物変形



C:1/25rad 引き 金物変形

図 3.2.4-30 破壊性状(1P-B-H 2体目)

間柱あり、筋かいなし、両面に石膏ボードを準耐力壁仕様で張った試験体





表 3.2.4-18	見かけ	のせん	断変形角	におけ	る特性値
------------	-----	-----	------	-----	------

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-C-SS 1	6.94	4.02	6.21	4.63	4.82	0.35	4.68	3.59	2.01	
1P-C-SS 2	7.48	4.13	6.78	4.99	5.00	0.36	4.32	3.75	2.10	0.98
平均	7.21	4.08	6.50	4.81	4.91	0.35	4.50	3.67	2.06	

表 3.2.4-19 真のせん断変形角におり	いける	る特性値
------------------------	-----	------

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-C-SS 1	6.94	4.02	6.21	4.63	4.74	0.31	5.81	4.04	2.25	
1P-C-SS 2	7.48	4.13	6.78	4.99	5.13	0.31	5.72	4.38	2.32	0.98
平均	7.21	4.08	6.49	4.81	4.94	0.31	5.76	4.21	2.29	



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/75rad	石膏ボードの端部割れ(破壊箇所①、写真 A)
1/25rad	柱脚浮き上がり 1mm(破壊箇所①、写真 B)
1/15rad	柱脚浮き上がり 2mm(破壊箇所①、写真 C) 表面釘のめり込み・抜け(破壊箇所②、写真 D)
引き切り	柱脚浮き上がり(破壊箇所①、写真 E) 表面間柱部分以外の釘の抜け(破壊箇所③、写真 F)



A:1/75rad 引き 石膏ボードの端部割れ



D: 1/15rad 引き 表面釘のめり込み・抜け



B:1/25rad 引き 柱脚浮き上がり 1mm



E:引き切り 柱脚浮き上がり 3mm

図 3.2.4-33 破壊性状 (1P-C-SS 1 体目)



C:1/15rad 引き 柱脚浮き上がり 2mm



F:引き切り表面釘の抜け(間柱部分は抜けず)



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/120rad	石膏ボードの端部割れ(破壊箇所①、写真 A)
1/25rad	柱脚浮き上がり 2mm (破壊箇所②、写真 B)
1/15mod	柱頭浮き上がり 6mm(破壊箇所③、写真 C)
1/151au	釘のめり込み(破壊箇所④、写真 D)
しきわり	柱頭浮き上がり(破壊箇所③、写真 E)
	釘のめり込み(破壊箇所④、写真 F)



A:1/120rad 引き 裏面石膏ボードの端部割れ



D:1/15rad 引き 釘のめり込み



B:1/25rad 引き 柱脚浮き上がり 2mm



E:引ききり 柱頭浮き上がり 10mm

図 3.2.4-34 破壊性状 (1P-C-SS 2 体目)



C:1/15rad 引き 柱頭浮き上がり 6mm



F:引ききり 釘のめり込み



間柱あり、筋かいなし、片面に構造用合板を張った試験体



表 3.2.4-20 見かけのせん断変形角における特性値

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-C-G 1	9.98	5.38	9.37	6.65	5.30	0.35	4.49	5.29	2.97	
1P-C-G 2	11.59	6.32	10.72	7.73	5.70	0.38	3.93	5.61	3.15	2.50
平均	10.79	5.85	10.04	7.19	5.50	0.37	4.21	5.45	3.06	

表 3.2.4-21	真のせん断変形角におけ	る特性値
------------	-------------	------

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-C-G 1	9.98	5.48	9.37	6.65	5.30	0.32	5.33	5.82	2.97	
1P-C-G 2	11.59	6.35	10.74	7.73	6.15	0.33	5.02	6.46	3.45	2.50
平均	10.79	5.91	10.06	7.19	5.73	0.33	5.17	6.14	3.21	



試験体全景

破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過
1/25rod	釘のめり込み(破壊箇所①、写真 A)
1/25rad	柱脚浮き上がり 3mm(破壊箇所②、写真 B)
1/15 mg d	釘の引抜(破壊箇所①、写真 C)
1/15rad	柱脚浮き上がり 4mm(破壊箇所②、写真 D)
210mm	合板左側はずれ(破壊箇所③、写真 E・F)



A:1/25rad 引き 釘のめり込み



D:1/15rad 引き 柱脚浮き上がり 4mm



B:1/25rad 引き 柱脚浮き上がり 3mm



E:210mm 合板左側はずれ

図 3.2.4-37 破壊性状(1P-C-G 1 体目)



C:1/15rad 引き 釘の引抜



F: 210mm 合板左側はずれ



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad] 実験経過							
1/25rad	柱脚浮き上がり 4mm(破壊箇所①、写真 A)						
1/15rad	柱脚浮き上がり 5mm(破壊箇所①、写真 B)						
1/15/44	合板左側の釘抜け(破壊箇所②、写真 C)						
리キキり	柱脚浮き上がり(破壊箇所①、写真 D)						
71669	合板左側の釘抜け(破壊箇所②、写真 E・F)						



A:1/25rad 引き 柱脚浮き上がり 4mm



D:引ききり 柱脚浮き上がり 7mm



B:1/15rad 引き 柱浮き上がり 5mm



E:引ききり 合板左側の釘抜け

図 3.2.4-38 破壊性状 (1P-C-G 2 体目)



C: 1/15rad 引き 合板左側の釘抜け



F:引ききり 合板左側の釘抜け

試験体 1P-D

間柱あり、45mm×90mmの筋かい(プレート金物)の試験体





試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-D 1	10.07	5.72	9.41	6.71	4.97	0.55	2.18	3.45	1.94	
1P-D 2	8.58	4.74	7.81	5.72	4.19	0.50	2.47	3.10	1.74	2.00
平均	9.33	5.23	8.61	6.22	4.58	0.52	2.32	3.28	1.84	

表 3.2.4-22 見かけのせん断変形角における特性値

表 3.2.4-23 真のせん断変形角における特性値

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1P-D 1	10.07	5.61	9.35	6.71	4.88	0.49	2.57	3.81	2.13	
1P-D 2	8.58	4.78	7.79	5.72	4.29	0.45	3.02	3.50	1.96	2.00
平均	9.33	5.19	8.57	6.22	4.59	0.47	2.80	3.65	2.05	



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過								
1/27.5	柱脚浮き上がり 2mm(破壊箇所①、写真 A)								
1/5/.5180	間柱浮き上がり 6mm(破壊箇所②)								
11 <i>1</i> mm	間柱割れ(破壊箇所③、写真 B)								
	柱脚浮き上がり4mm(破壊箇所①)								
1/25rad	柱脚浮き上がり 4mm(破壊箇所①、写真 C)								
157mm	筋かい座屈(破壊箇所④、写真D・E)								



A:1/37.5rad 引き 柱脚浮き上がり 2mm



D:157mm 筋かい座屈



B: 114mm 間柱割れ



E:157mm 筋かい座屈

図 3.2.4-41 破壊性状 (1P-D 1 体目)



C:1/25rad 引き 柱脚浮き上がり 4mm







破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過							
1/50m d	間柱浮き上がり 5mm(破壊箇所①)							
1/301ad	柱脚浮き上がり 1mm(破壊箇所②)							
1/27 5rod	間柱浮き上がり 9mm(破壊箇所①)							
1/57.51au	柱脚浮き上がり1mm(破壊箇所②)							
1/25 m d	柱脚浮き上がり 3mm(破壊箇所②、写真 A)							
1/25180	間柱割れ(破壊箇所③、写真 B)							
149mm	筋かい座屈(破壊箇所④、写真C・D)							



A:1/25rad 引き 柱脚浮き上がり 3mm



D:149mm 筋かい座屈



B:1/25rad 引き 間柱割れ



C:149mm 筋かい座屈

図 3.2.4-42 破壊性状(1P-D 2体目)

試験体 1P-D-H

間柱あり、45mm×90mmの筋かい(プレート金物)が引張側に作用するように取り付けた試験体





試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1Р-D-Н 1	6.68	4.49	5.83	4.45	3.40	0.30	6.23	3.95	1.91	
1Р-D-Н 2	6.64	3.86	6.00	4.43	3.25	0.48	2.65	2.48	1.39	2.00
平均	6.66	4.18	5.92	4.44	3.33	0.39	4.44	3.22	1.65	

表 3.2.4-24 見かけのせん断変形角における特性値

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
1Р-D-Н 1	6.68	4.47	5.83	4.45	3.17	0.27	7.19	4.27	1.78	
1Р-D-Н 2	6.64	3.83	6.00	4.43	2.83	0.46	2.88	2.61	1.47	2.00
平均	6.66	4.15	5.92	4.44	3.00	0.37	5.04	3.44	1.62	

表 3.2.4-25 真のせん断変形角における特性値



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過							
1/75rad	金物変形(破壊箇所①、写真 A)							
1/50rad	金物変形(破壊箇所①、写真 B)							
1/37.5rad	金物変形(破壊箇所①、写真 C)							
1/25rad	金物変形(破壞箇所①、写真 D)							
1/15rad	金物変形(破壊箇所①、写真 E)							



A:1/75rad 引き 金物変形



D:1/25rad 引き 金物変形



B:1/50rad 引き 金物変形



E:1/15rad 引き 金物変形





C:1/37.5rad 引き 金物変形



試験体全景



破壞箇所

目標変形角[rad]	実験経過							
1/75rad	金物変形(破壊箇所①、写真 A)							
1/50rad	金物変形(破壊箇所①、写真 B)							
1/37.5rad	金物変形(破壊箇所①、写真 C)							
1/25rad	金物変形(破壞箇所①、写真 D)							
1/15rad	金物変形(破壊箇所①、写真 E)							



A:1/75rad 引き 金物変形



D:1/25rad 引き 金物変形



B:1/50rad 引き 金物変形



E:1/15rad 引き 金物変形

図 3.2.4-46 破壊性状(1P-D-H 2 体目)



C:1/37.5rad 引き 金物変形

3.2.4.3 2Pの各試験体の荷重変形関係データと破壊性状

以下に、2P試験体の各試験体の荷重-変形関係および特性値を示す。

試験体 2P-A

間柱なし、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)のみの試験体



図 3.2.4-47 荷重-変形関係

衣 3.2.4-20 元がりのと70周後形内におりる特圧値										
試験体	Pmax	Ру	Pu	2/3Pmax	1/120rad 時の P	Ds	μ	0.2Pu/Ds	壁倍率	基準法
	[KIN]	[KIN]	[KIN]	[KIN]	[KIN]			[KIN]		
2P-A 1	8.65	-2.19	8.20	5.77	3.00	0.64	1.73	2.57	0.72	
2P-A 2	10.52	6.24	9.13	7.01	8.04	0.33	5.22	5.61	1.57	2.00
2P-A 3	10.33	6.35	9.31	6.89	6.43	0.34	4.83	5.48	1.54	
平均	10.43	6.29	9.22	6.95	7.24	0.33	5.02	5.54	1.55	
			\•∕ ≓∔	EAH OD A	1)上 欧山	EL - D	28.1.	トナゼフト	レシエは	レーフ

表 3.2.4-26 見かけのせん断変形角における特性値

※試験体 2P-A-1 は、降伏耐力 Py が小さすぎるため参考値とする。

表 3.2.4-27 真のせん断変形角における特性値

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
2P-A 1	8.65	-2.06	8.13	5.77	3.00	0.62	1.82	2.64	0.74	
2P-A 2	10.52	6.21	9.11	7.01	8.04	0.31	5.73	5.90	1.65	2.00
2P-A 3	10.33	6.35	9.30	7.01	6.43	0.33	5.13	5.66	1.59	
平均	10.43	6.28	9.20	7.01	7.24	0.32	5.43	5.78	1.62	

※試験体 2P-A-1 は、降伏耐力 Py が小さすぎるため参考値とする。



試験体全景



破壞箇所

目標変形角 [rad]	押 引	実験経過
1/75rad	引	筋かい金物引抜(破壊箇所②、写真A)
1/175rad	押	筋かい金物引抜(破壊箇所①、写真B)
1/50rad	引	引抜進展、浮き上がり 10mm(破壊箇所②、写真 C) 引張下部筋かい金物変形(破壊箇所②)
1/50rad	押	引抜進展、浮き上がり15mm(破壊箇所①、写真D)
1/37.5rad	引	引抜進展、浮き上がり18mm(破壊箇所②)
1/37.5rad	押	引抜進展、浮き上がり 20mm(破壊箇所①)
1/25rad	押	圧縮筋かい座屈(破壊箇所③、写真 E)
208mm	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所④、写真 F)



A:1/75rad 引き 筋かい金物引抜



D:1/50rad 押し 筋かい浮き上がり 15mm



B:1/75rad 押し 筋かい金物引抜



E:1/25rad 押し 圧縮筋かい座屈

図 3.2.4-48 破壊性状 (2P-A 1 体目)



C:1/50rad 引き 筋かい浮き上がり 10mm



F:引ききり 208mm 圧縮筋かい座屈



試験体全景



破壞箇所

目標変形角 [rad]	押 引	実験経過								
1/75rad	引	筋かい金物引抜 8mm(破壊箇所②、写真 A)								
1/75rad	押	筋かい金物引抜 7mm(破壊箇所①、写真 B)								
1/50rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり13mm(破壊箇所②) 筋かい上部亀裂(破壊箇所③、写真C)								
1/50rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 8mm(破壊箇所①)								
1/37.5rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 20mm(破壊箇所②)								
1/37.5rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり15mm(破壊箇所①)								
1/15rad	押	筋かい脚部引抜(破壊箇所①、写真 E)								
引ききり	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所④、写真 F)								



A:1/75rad 引き 筋かい浮き上がり8mm



D:1/37.5rad 引き 筋かい浮き上がり 20mm



B:1/75rad 押し 筋かい浮き上がり 7mm



E:1/15rad 引き 引張筋かい脚部引抜

図 3.2.4-49 破壊性状 (2P-A 2体目)



C:1/50rad 引き 筋かい上部亀裂



F:引ききり 圧縮筋かい座屈



試験体全景



破壞箇所

目標変形角 [rad]	押 引	実験経過							
1/50rad	引	筋かい金物引抜、浮き上がり 7mm(破壊箇所②、写真 A)							
1/50rad	押	筋かい金物引抜、浮き上がり 7mm(破壊箇所①、写真 B)							
1/37.5rad	弓	引抜進展、浮き上がり 12mm(破壊箇所②)							
1/37.5rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 10mm(破壊箇所①)							
1/25rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり18mm(破壊箇所②)							
1/25rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 23mm(破壊箇所①) 引張筋かい脚部割れ(破壊箇所①、写真 D)							
1/15rad	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所③、写真 E) 引張筋かい脚部引抜(破壊箇所②、写真 F)							



A:1/50rad 引き 筋かい浮き上がり 7mm



D:1/25rad 引き 引張筋かい脚部割れ



B:1/50rad 押し 筋かい浮き上がり 7mm



E:1/15rad 引き 圧縮筋かい座屈

図 3.2.4-50 破壊性状 (2P-A 3体目)



C:1/37.5rad 引き 筋かい上部変形



F:1/15rad 引張筋かい脚部引抜

試験体 2P-B

間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の試験体



図 3.2.4-102 荷重-変形関係

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
2P-B 1	11.65	7.20	11.19	7.77	8.10	0.42	3.40	5.39	1.51	
2P-B 2	12.57	6.63	11.73	8.38	10.26	0.44	3.12	5.37	1.51	
2Р-В 3	11.38	5.86	10.34	7.59	9.53	0.36	4.29	5.70	1.60	2.00
平均	11.87	6.56	11.09	7.91	9.30	0.41	3.60	5.49	1.54	2.00
標準偏差		0.55	-	0.34	0.90	-	-	0.15	-	
変動係数		0.08	-	0.04	0.10	-	-	0.03	-	
ばらつき	き係数	0.96	-	0.98	0.95	-	-	0.99	-	
短期基準	準耐力	6.31	-	7.75	8.87	-	-	5.42	1.52	

表 3.2.4-28 見かけのせん断変形角における特性値

表 3.2.4-29 真のせん断変形角における特性値

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
2Р-В 1	11.65	6.83	11.30	7.77	7.05	0.39	3.72	5.73	1.61	
2Р-В 2	12.57	6.67	11.90	8.38	5.81	0.42	3.37	5.70	1.60	
2Р-В 3	11.38	5.75	10.30	7.59	9.08	0.33	5.05	6.21	1.74	2.00
平均	11.87	6.42	11.17	7.91	7.31	0.38	4.05	5.88	1.65	2.00
標準(扁差	0.48	-	0.34	1.35	-	-	0.23	-	
変動値	系数	0.07	-	0.04	0.18	-	-	0.04	-	
ばらつ	き係数	0.97	-	0.98	0.91	-	-	0.98	-	
短期基準	斷力	6.19	-	7.75	6.68	-	-	5.77	1.62	



試験体全景

目標変形角 [rad]	押引	実験経過					
1/100rad	押	圧縮間柱割れ(破壊箇所③)					
1/50rad	弓	筋かい金物引抜、浮き上がり 6mm(破壊箇所①) 圧縮間柱割れ(破壊箇所④)					
1/50rad	押	筋かい金物引抜、浮き上がり 16mm(破壊箇所②) 間柱割れ進展、筋かいと間柱がはがれる(破壊箇所③、写真 A)					
1/37.5rad	弓	筋かい金物引抜進展、浮き上がり11mm(破壊箇所①) 間柱割れ進展、筋かいと間柱がはがれる(破壊箇所④、写真 B)					
1/37.5rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 20mm(破壊箇所②)					
1/25rad	弓	筋かい金物引抜進展、浮き上がり24mm(破壊箇所①、写真D) 引張筋かい脚部割れ(破壊箇所①)					
1/25rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 36mm(破壊箇所②)					
208mm	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所④、写真 F)					



A:1/50rad 押し 筋かいと間柱のはがれ



D:1/25rad 引き 引張筋かい金物変形



B:1/37.5rad 引き 筋かいと間柱のはがれ



E:1/25rad 押し 引張筋かい金物変形

図 3.2.4-52 破壊性状 (2P-B 1 体目)



C:1/25rad 引張筋かい脚部引抜



IF 引ききり 208mm 圧縮筋かい座屈



試験体全景

破壞箇所

目標変形角 [rad]	押 引	実験経過						
1/75rad	引	筋かい金物引抜、浮き上がり 10mm(破壊箇所②)						
1/75rad	押	筋かい金物引抜、浮き上がり 7mm(破壊箇所①) 圧縮間柱割れ(破壊箇所④)						
1/50rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり12mm(破壊箇所②) 圧縮間柱割れ、筋かいと間柱がはなれる(破壊箇所③、写真A)						
1/50rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 20mm(破壊箇所①)						
1/37.5rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり21mm(破壊箇所②)						
1/37.5rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり25mm(破壊箇所①) 間柱割れ進展、筋かいと間柱がはがれる(破壊箇所④、写真B)						
1/25rad	引	筋かい金物変形・引抜進展(破壊箇所②、写真C、D)						
1/25rad	押	筋かい金物引抜進展、金物と筋かいが離れる(破壊箇所①、写真 E)						
1/15rad	押	圧縮筋かい座屈(破壊箇所④、写真 F)						



A:1/50rad 引き 筋かいと間柱のはがれ



D:1/25rad 引き 引張筋かい金物変形



B:1/37.5rad 押し 筋かいと間柱のはがれ



E:1/25rad 押し 引張筋かい脚部引抜

図 3.2.4-53 破壊性状 (2P-B 2体目)



C:1/25rad 引き 引張筋かい脚部引抜



F:1/15rad 押し 圧縮筋かい座屈



試験体全景



破壞箇所

目標変形角 [rad]	押引	実験経過							
1/75rad	引	圧縮間柱割れ(破壊箇所③)							
1/75rad	押	圧縮間柱割れ(破壊箇所④)							
1/50rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 13mm(破壊箇所②、写真 A)							
1/50rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 10mm(破壊箇所①、写真 B)							
1/301au		圧縮間柱割れ、筋かいと間柱がはなれる(破壊箇所④、写真 C)							
1/37.5rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 14mm(破壊箇所②)							
		間柱割れ進展、筋かいと間柱がはがれる(破壊箇所③、写真 D)							
1/37.5rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 18mm(破壊箇所①)							
1/25rad	引	筋かい金物引抜進展、金物と筋かいはなれる(破壊箇所②、写真 E)							
1/25rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 22mm(破壊箇所①)							
1/15rad	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所③、写真F)							



A:1/50rad 引き 筋かい浮き上がり 13mm



D:1/37.5rad 引き 筋かいと間柱のはがれ



B:1/50rad 押し 筋かい浮き上がり 10mm



E:1/25rad 引き 引張筋かい金物変形

図 3.24-54 破壊性状 (2P-B 3 体目)



C:1/50rad 押し 筋かいと間柱のはがれ



F:1/15rad 引き 圧縮筋かい座屈

試験体 2P-B-S

間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の片面に石膏ボードを耐力壁仕様で 張った試験体



図 3.2.4-55 荷重-変形関係

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
2P-B-S 1	19.65	11.84	17.67	13.10	13.35	0.45	2.97	7.86	2.23	
2P-B-S 2	20.05	10.50	17.43	13.37	10.75	0.35	4.51	9.88	2.80	
2P-B-S 3	18.75	10.57	16.72	12.50	12.15	0.35	4.47	9.43	2.67	3.00
平均	19.48	10.97	17.28	12.99	12.08	0.39	3.99	9.06	2.57	5.00
標準(扁差	0.61	-	0.36	1.06	-	-	0.87	-	
変動的	系数	0.06	-	0.03	0.09	-	-	0.10	-	
ばらつき	き係数	0.97	-	0.99	0.96	-	-	0.95	-	
短期基準	準耐力	10.68	-	12.82	11.58	-	-	8.65	2.42	

表 3.2.4-30 見かけのせん断変形角における特性値

表 3.2.4-31 真のせん断変形角における特性値

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
2P-B-S 1	19.65	11.28	17.53	13.10	13.15	0.41	3.44	8.51	2.38	
2P-B-S 2	20.05	11.00	17.84	13.37	11.50	0.38	4.04	9.50	2.66	
2P-B-S 3	18.75	10.73	16.60	12.50	11.78	0.33	5.16	10.14	2.84	3.00
平均	19.48	11.00	17.32	12.99	12.14	0.37	4.21	9.38	2.63	5.00
標準(扁差	0.22	-	0.36	0.72	-	-	0.67	-	
変動	系数	0.02	-	0.03	0.06	-	-	0.07	-	
ばらつ	き係数	0.99	-	0.99	0.97	-	-	0.97	-	
短期基準	斷力	10.90	-	12.82	11.80	-	-	9.07	2.54	




破壞箇所

目標変形角 [rad]	押 引	実験経過
1/75rad	引	石膏ボード端部割れ(破壊箇所②)
1/50rad	弓	石膏ボード端部割れ、ずれ(破壊箇所⑤)
1/37.5rad	弓	圧縮間柱割れ(破壊箇所③、写真 A)
1/37.5rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり18mm(破壊箇所②) 圧縮間柱割れ(破壊箇所④、写真 B)
1/25rad	引	間柱が裂け、石膏ボードはがれる(破壊箇所③、写真 C)
1/25rad	押	間柱が裂け、石膏ボードがはがれる(破壊箇所④、写真 D)
1/15rad	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所④、写真 E)
1/15rad	押	圧縮筋かい座屈(破壊箇所③、写真 F)



A: 1/37.5rad 引き 圧縮間柱割れ



D:1/25rad 押し 石膏ボードのはがれ



B:1/37.5rad 押し 圧縮間柱割れ



E:1/15rad 引き 圧縮筋かい座屈

図 3.2.4-56 破壊性状(2P-B-S 1 体目)



C:1/25rad 引き 石膏ボードのはがれ



F:1/15rad 押し 圧縮筋かい座屈





破壞箇所

目標変形角 [rad]	押 引	実験経過
1/75rad	引	石膏ボード端部割れ(破壊箇所②)
1/37.5rad	引	圧縮間柱割れ(破壊箇所③、写真 A)
1/37.5rad	押	圧縮間柱割れ(破壊箇所④、写真 B)
1/25rad	引	間柱が裂け、石膏ボードはがれる(破壊箇所③、写真 C)
1/25rad	押	間柱が裂け、石膏ボードがはがれる(破壊箇所④、写真 D)
1/15rad	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所④、写真 E)
1/15rad	押	筋かい金物引抜進展、金物と筋かいはなれる (破壊箇所②、写真 F)



A: 1/37.5rad 引き 圧縮間柱割れ



D:1/25rad 押し 石膏ボードのはがれ



B:1/37.5rad 押し 圧縮間柱割れ



E:1/15rad 引き 圧縮筋かい座屈

図 3.2.4-57 破壊性状 (2P-B-S 2 体目)



C:1/25rad 引き 石膏ボードのはがれ



F:1/15rad 押し 引張金物の引抜





破壞箇所

目標変形角 [rad]	押 引	実験経過
1/75rad	引	石膏ボード端部割れ(破壊箇所②)
1/75rad	押	石膏ボード端部割れ(破壊箇所①)
1/37.5rad	弓	圧縮間柱割れ(破壊箇所③、写真 A) 石膏ボードはがれる(破壊箇所③、写真 B)
1/37.5rad	押	圧縮間柱割れ(破壊箇所④、写真 C)
1/25rad	押	間柱が裂け、石膏ボードがはがれる(破壊箇所④、写真 D)
1/15rad	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所④、写真 E)
1/15rad	押	圧縮筋かい座屈(破壊箇所③、写真F)



B: 1/37.5rad 引き 圧縮間柱割れ



D:1/25rad 押し 石膏ボードのはがれ



B:1/37.5rad 引き 石膏ボードのはがれ



E:1/15rad 引き 圧縮筋かい座屈

C:1/37.5rad 押し 圧縮間柱割れ



F:1/15rad 押し 圧縮筋かい座屈

図 3.2.4-58 破壊性状 (2P-B-S 3 体目)

試験体 2P-B-SS

間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の両面に石膏ボードを準耐力壁仕様 で張った試験体



図 3.2.4-59 荷重-変形関係

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
2P-B-SS 1	22.30	12.71	19.67	14.87	12.90	0.44	3.09	8.96	2.54	
2P-B-SS 2	22.65	13.13	20.15	15.10	16.62	0.37	4.19	10.94	3.07	
2P-B-SS 3	22.44	12.59	20.26	14.96	16.69	0.43	3.22	9.45	2.68	2.98
平均	22.46	12.81	20.02	14.98	15.40	0.41	3.50	9.78	2.76	2.70
標準偏	ī差	0.23	-	0.10	1.77	-	-	0.84	-	
変動係	系数	0.02	-	0.01	0.11	-	-	0.09	-	
ばらつき	係数	0.99	-	1.00	0.95	-	-	0.96	-	
短期基準	斷力	12.70	-	14.93	14.57	-	-	9.38	2.61	

表 3.2.4-32 見かけのせん断変形角における特性値

表 3.2.4-33 真のせん断変形角における特性値

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
2P-B-SS 1	22.30	11.95	19.65	14.87	12.55	0.40	3.56	9.72	2.72	
2P-B-SS 2	22.65	12.79	20.14	15.10	14.57	0.32	5.26	12.42	3.48	
2P-B-SS 3	22.44	14.07	19.21	14.96	13.20	0.40	3.63	9.61	2.69	2 98
平均	22.46	12.94	19.67	14.98	13.44	0.37	4.15	10.58	2.96	2.70
標準佩	副差	0.87	-	0.09	0.84	-	-	1.30	-	
変動係	系数	0.07	-	0.01	0.06	-	-	0.12	-	
ばらつき	き係数	0.97	-	1.00	0.97	-	-	0.94	-	
短期基準	耐力	12.53	-	14.93	13.04	-	-	9.97	2.80	





破壞箇所

目標変形角 [rad]	押引	実験経過
1/75rad	引	
1/50rad	引	筋かい金物引抜、浮き上がり 7mm(破壊箇所①)
1/50rad	押	筋かい金物引抜、浮き上がり 10mm(破壊箇所②)
1/37.5rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり15mm(破壊箇所①)
1/37.5rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 23mm(破壊箇所②)
1/25rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 16mm(破壊箇所①) 両面の石膏ボードはがれる(破壊箇所④、写真 A、B)
1/25rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 45mm(破壊箇所②、写真 D) 両面の石膏ボードはがれる(破壊箇所③、写真 C)
1/15rad	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所④、写真 E)
1/15rad	押	圧縮筋かい座屈(破壊箇所③、写真 F)



A:1/25rad 引き 表面石膏ボードのはがれ



D:1/25rad 押し 筋かい金物浮き上がり 45mm



B:1/25rad 引き 裏面石膏ボードのはがれ



E:1/15rad 引き 圧縮筋かい座屈

図 3.2.4-60 破壊性状 (2P-B-SS 1 体目)



C:1/25rad 押し 表面石膏ボードはがれ



F:1/15rad 押し 圧縮筋かい座屈





拟依固川

目標変形角 [rad]	押引	実験経過
1/50rad	引	筋かい金物引抜、浮き上がり 10mm(破壊箇所②)
1/50rad	押	筋かい金物引抜、浮き上がり 10mm(破壊箇所①)
1/37.5rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 25mm(破壊箇所②)
1/37.5rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 17mm(破壊箇所①)
1/25rad	引	両面の石膏ボードはがれる(破壊箇所③、写真 A) 筋かい金物引抜進展、金物が土台から離れる (破壊箇所②、写真 B)
1/25rad	押	両面の石膏ボードはがれる(破壊箇所④、写真 C) 筋かい金物引抜進展、浮き上がり 28mm(破壊箇所①、写真 D)
1/15rad	押	圧縮筋かい座屈(破壊箇所③、写真 E)
引ききり	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所④、写真 F)



A:1/25rad 引き 表面石膏ボードのはがれ



D:1/25rad 押し 筋かい金物の変形



B:1/25rad 引き 筋かい金物の変形



E:1/15rad 押し 圧縮筋かい座屈

図 3.2.4-61 破壊性状 (2P-B-SS 2 体目)



C:1/25rad 押し 表面石膏ボードはがれ



F:引ききり 圧縮筋かい座屈





破壞箇所

目標変形角	押	白影汉语
[rad]	引	大
1/75rad	引	筋かい金物引抜、浮き上がり 6mm(破壊箇所②)
1/75rad	押	筋かい金物引抜、浮き上がり 7mm(破壊箇所①)
1/50rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 12mm(破壊箇所②、写真 A)
1/50rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 10mm(破壊箇所①、写真 B)
1/37.5rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり10mm(破壊箇所②)
1/37.5rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり13mm(破壊箇所①)
		筋かい金物引抜進展(破壊箇所②)
1/25rad	弓	筋かい金物の引抜、梁と筋かいが離れるはなれる
		(破壞箇所⑤、写真 D)
1/25rad	囲	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 15mm(破壊箇所①)
	ንተ	両面の石膏ボードはがれる(破壊箇所④、写真 E)
1/15rod	리	両面石膏ボードがはがれる(破壊箇所③)
1/15rad	ワー	圧縮筋かい座屈(破壊箇所③、写真 F)



A:1/50rad 引き 筋かい金物浮き上がり 12mm



D:1/25rad 引き 上部筋かい金物変形



B: 1/50rad 押し 筋かい金物浮き上がり 10mm



E:1/25rad 押し 裏面石膏ボードのはがれ



C: 1/37.5rad 引き 上部筋かい金物変形



F:1/15rad 引き 圧縮筋かい座屈

図 3.2.4-62 破壊性状 (2P-B-SS 3 体目)

試験体 2P-B-SG

間柱あり、45mm×90mmの筋かい(ボックス金物)の片面に石膏ボードを準耐力壁仕様 で張り、もう片方には構造用合板を張った試験体



図 3.2.4-63 荷重-変形関係

表 3.2.4-34 見かけのせん断変形角における

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/120rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
2P-B-SG 1	33.45	18.72	30.07	22.30	21.80	0.43	3.24	14.09	3.95	
2P-B-SG 2	34.45	20.22	30.93	22.97	22.70	0.42	3.34	14.75	4.13	4.99
平均	33.95	19.47	30.50	22.63	22.25	0.42	3.29	14.42	4.04	

試験体	Pmax [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	2/3Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Ds	μ	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準法
2P-B-SG 1	33.45	19.11	30.01	22.30	15.56	0.36	4.28	16.50	4.63	
2P-B-SG 2	34.45	19.97	30.45	22.97	18.45	0.40	3.68	15.35	4.30	4.99
平均	33.95	19.54	30.23	22.64	17.01	0.38	3.98	15.93	4.47	

表 3.2.4-35 真のせん断変形角における特性値





破壞箇所

目標変形角 [rad]	押引	実験経過
1/50rad	引	筋かい金物引抜、浮き上がり 9mm(破壊箇所①)
1/50rad	押	筋かい金物引抜、浮き上がり16mm(破壊箇所②)
1/37.5rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり15mm(破壊箇所①)
1/37.5rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり28mm(破壊箇所②)
1/25rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり30mm(破壊箇所①)
1/25rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 45mm(破壊箇所②) 石膏ボードはがれる(破壊箇所③、写真 A)
1/15rad	引	筋かい金物引抜進展、金物が土台から離れる(破壊箇所①、写真C) 石膏ボード、合板はがれる(破壊箇所④、写真B)
1/15rad	押	筋かい金物引抜進展、金物が土台からはなれる(破壊箇所②、写真 D) 合板はがれる(破壊箇所③、写真 E)
引ききり	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所④、写真 F)



A:1/25rad 押し 表面石膏ボードのはがれ



D:1/15rad 押し 筋かい金物浮き上がり



B:1/15rad 引き 表面石膏ボードのはがれ



E:1/15rad 押し 合板のはがれ



C:1/15rad 引き 筋かい金物浮き上がり



F:引ききり 圧縮筋かい座屈

図 3.2.4-64 破壊性状(2P-B-SG 1体目)





破壊箇所

目標変形角 [rad]	押引	実験経過
1/50rad	引	筋かい金物引抜、浮き上がり 14mm(破壊箇所①)
1/50rad	押	筋かい金物引抜、浮き上がり 17mm(破壊箇所②)
1/37.5rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 19mm(破壊箇所①)
1/37.5rad	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 26mm(破壊箇所②)
1/25rad	引	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 29mm(破壊箇所①)
1/25 mg d	押	筋かい金物引抜進展、浮き上がり 35mm(破壊箇所②)
1/23180		石膏ボードはがれる(破壊箇所③、写真 A)
1/15rad	引	筋かい金物引抜進展、金物が土台から離れる(破壊箇所①、写真C)
1/151au		石膏ボード、合板はがれる(破壊箇所④、写真 B)
	± H H	筋かい金物引抜進展、金物が土台から離れる
1/15rad		(破壞箇所②、写真 D)
1/15rad	٦T	合板はがれる(破壊箇所③)
		圧縮筋かい座屈(破壊箇所③、写真 E)
引ききり	引	圧縮筋かい座屈(破壊箇所④、写真 F)



A:1/25rad 押し 表面石膏ボードのはがれ



D:1/15rad 押し 筋かい金物浮き上がり



B:1/15rad 引き 表面石膏ボードのはがれ



E:1/15rad 押し 圧縮筋かい座屈



C:1/15rad 引き 筋かい金物浮き上がり



F:引ききり 圧縮筋かい座屈

図 3.2.4-65 破壊性状 (2P-B-SG 2体目)

3.2.5 筋かいのはらみ出し変位

3.2.5.1 1P 試験体の筋かいのはらみ出し変位

ここでは、筋かいの座屈拘束の効果を確認するため、実験で計測した筋かいはらみ 出し変位について示す。

次ページより、筋かいはらみ出し変位-変形角関係と筋かいはらみ出し変位-荷重関係のグラフを示す。筋かいはらみ出し変位は CH18 で計測したデータであり、表面へのはらみ出しを正とした。(3.2.3.2 計測計画を参照のこと)

また、1P-C-SS と 1P-C-G は筋かいが存在しないので、計測を行っていない。なお、 試験体 1P-B-H、1P-D、1P-D-H は、変位量を測定できなかったため、省略する。

試験体 記号	筋かい金物	筋かい 方向	間 柱	筋かい断面 [mm]	面材の種類と張り方		
1P-A	ボックス型	圧縮		45×90	なし		
1P-A-60	ボックス型	圧縮	無	60×90	なし		
1P-A-90	ボルト (M12)	圧縮		90×90	なし		
1P-B	ボックス型	圧縮			なし		
1P-B-S	ボックス型	圧縮			石膏ボード片面準耐力		
1P-B-SS	ボックス型	圧縮			石膏ボード両面準耐力		
1P-B-G	ボックス型	圧縮		構造用合板片			
1P-B-H	ボックス型	引張	有	45×90	なし		
1P-C-SS	筋かいな	L			石膏ボード両面準耐力		
1P-C-G	筋かいなし				構造用合板片面		
1P-D	プレート型	圧縮			なし		
1P-D-H	プレート型	引張			なし		

再揭:表 3.2.1 1P(幅 910 mm)筋かい壁試験体一覧

※赤字はデータがない試験体。



図 3.2.5-1 試験体 1P-A

※A-2は、はらみ出しの変位量を測定できなかった。



図 3.2.5-3 試験体 1P-A-90

※A-90-1は、はらみ出しの変位量を測定できなかった。







図 3.2.5-7 試験体 1P-B-G

3.2.5.2 2P 試験体の筋かいのはらみ出し変位

ここでは、筋かいの座屈拘束の効果を確認するため、実験で計測した筋かいはらみ 出し変位について示す。

次ページより、筋かいはらみ出し変位-変形角関係と筋かいはらみ出し変位-荷重関係のグラフを示す。筋かいはらみ出し変位は CH20 および CH21 で計測したデータであり、表面へのはらみ出しを正とした。(3.2.3.2 計測計画を参照のこと)

試験体 記号	筋かい金物		間 柱	筋かい断面 [mm]	面材		
2P-A	ボックス型		無		なし		
2P-B	ボックス型		有		なし		
2P-B-S	ボックス型	口嫔		45,00	石膏ボード片面耐力		
2P-B-SS	ボックス型)工. 州自		有	有	43×90	石膏ボード両面準耐力
2P-B-SG	ボックス型	ボックス型			石膏ボード片面準耐力 構造用合板片面		

再掲:表 3.2.2 2P(幅 1820 mm)筋かい壁試験体一覧



図 3.2.5-10 2P-A 3 体目



第3章-p95



図 3.2.5-16 2P-B-S 3 体目



第3章-p97



3.2.5.3 筋かいのはらみ出し変位についての考察

- ・ 1P 試験体の「筋かいのはらみ出し変位-変形角関係」において、面材がない筋かいのみの試験体グループでは、1P-A-90(筋かい断面 90×90)をのぞき、1/40rad 時に50 mm程度のはらみ出し変位量となっている。一方、筋かいと面材が両方ある試験体グループでは同じ1/40rad 時に100 mm程度の変形角であった。また、2P においても、同じ傾向が見られた。このことから、1P、2P 共通で、面材が存在することによる座屈拘束効果があったと推測できる。
- 1P 試験体の「筋かいのはらみ出し変位-荷重関係」において、面材がなく筋かいの みの試験体グループでは、1P-A-90(筋かい断面 90×90)をのぞき、50mm のはら み出し変位量時で 5kN 程度の荷重がかかっているのに対し、筋かいと面材が両方 ある試験体グループと 1P-A-90(筋かい断面 90×90)試験体は 50mm のはらみ出し 変位量時で 10kN 以上の荷重がかかっている。

2P 試験体においては、筋かいと面材が両方ある試験体グループのはらみ出し変位 が 25mm 付近で最大耐力を迎え、荷重低下を呈しているが、面材のない筋かいの みの試験体グループのはらみ出し変位は、荷重と共に 100mm 程度まで緩やかに変 形が進んでいる。

3.2.6 まとめ

以下に、本実験で得られた結果のまとめを記す。

3.2.6.1 筋かい性能算出方法

本報告のまとめにおける筋かいの性能の算出方法について、図 3.2.6-1 に示す。







〈筋かいのない面材のみの試験体〉 〈既往の研究のフレームの性能〉 〈面材のみ〉

筋かいのない面材を張った試験体(1P-C-SS、1P-C-G)から既往の研究¹⁾のフレームのみの 性能を差し引き面材のみの性能を算出する。



面材を張った試験体から張ってある面材分の性能を差し引き、筋かいのみの性能を算出する。

図 3.2.6-1 筋かい性能算出方法

3.2.6.2 筋かい性能評価

図 3.2.6-2 および表 3.2.6-1 に、1P 壁試験体の各仕様の筋かいの性能を示す。ここで は、面材のある試験体については、面材の性能を取り除いたデータを示している。ま た、図 3.2.6-2 のグラフは、2 体の平均の荷重変形曲線を示し、荷重変形曲線には、各 仕様の試験体の荷重低下域の 0.8Pmax を終局点とし、プロットしている。なお、試験 体 1P-B-H、1P-D-H は引張筋かいであるため省略している。



※面材の性能を取り除いたデータ。2体の平均を示す 図 3.2.6-2 筋かい性能(1P試験体)

図 3.2.6-3 および表 3.2.6-2 に、2P 試験体の各仕様の引き側の筋かいの性能を示す。 ここでは、面材のある試験体については、面材の性能を取り除いたデータを示してい る。また、図 3.2.6-3 のグラフは、3 体の平均の荷重変形曲線示している。なお、荷重 変形曲線には、各仕様の試験体の荷重低下域の 0.8Pmax を終局点とし、プロットして いる。なお、試験体 2P-B-S は、耐力壁仕様の石膏ボードのみの実験を実施しておらず、 面材の性能を差し引けないため省略している。



図 3.2.6-3 筋かい性能(2P 試験体)

第3章-p101

試験体	Pmax	1/150rad 時の P	Ру	Pu	Du	Ds	0.2Pu/Ds	壁 倍	基準法
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[rad]		[kN]	率	
1P-A 1	5.31	3.46	3.61	4.86	1/19.74	0.33	2.98	1.67	
1P-A 2	6.01	3.69	4.14	5.47	1/16.56	0.31	3.50	1.96	2.00
1P-A ave	5.66	3.58	3.87	5.16	1/18.01	0.32	3.24	1.82	
1P-A-60 1	7.63	5.68	5.15	7.23	1/25	0.34	4.31	2.42	
1P-A-60 2	8.09	5.19	5.18	7.62	1/21.93	0.35	4.37	2.45	—
1P-A-60 ave	7.86	5.44	5.17	7.42	1/23.36	0.34	4.34	2.44	
1P-A-90 1	22.17	5.21	11.22	20.37	1/11.49	0.51	8.05	2.92	
1P-A-90 2	20.12	6.18	9.43	17.89	1/13.77	0.47	7.65	3.46	3.00
1P-A-90 ave	21.14	5.70	10.33	19.13	1/12.53	0.49	7.85	3.19	
1Р-В 1	5.71	3.64	2.97	5.32	1/22.76	0.32	3.29	1.67	
1Р-В 2	5.70	3.87	2.97	5.34	1/17.46	0.28	3.81	1.67	
1P-B ave	5.71	3.76	2.97	5.33	1/19.57	0.30	3.55	1.67	
1P-B-S 1	10.70	6.28	8.56	8.56	1/40.49	0.46	3.69	2.07	
1P-B-S 2	10.85	6.35	8.68	8.68	1/41.15	0.46	3.79	2.12	
1P-B-S ave	10.78	6.31	8.62	8.62	1/40.82	0.46	3.74	2.10	
1P-B-SS 1	12.19	5.91	9.75	9.75	1/35.09	0.49	3.98	2.23	
1P-B-SS 2	12.06	4.66	9.65	9.65	1/34.72	0.56	3.43	1.92	2.00
1P-B-SS ave	12.19	5.91	9.75	9.75	1/34.90	0.49	3.98	2.23	
1P-B-G 1	17.62	6.24	14.09	14.09	1/28.75	0.54	5.23	2.93	
1P-B-G -2	14.05	5.05	11.24	11.24	1/20.75	0.44	5.16	2.83	
1P-B-G ave	15.83	5.65	12.67	12.67	1/24.10	0.49	5.20	2.88	
1P-D 1	10.07	4.88	5.61	9.35	1/27.97	0.49	3.81	2.13	
1P-D 2	8.58	4.29	4.78	7.79	1/26.02	0.45	3.50	1.96	
1P-D ave	9.33	4.59	5.19	8.57	1/26.96	0.47	3.65	2.05	

表 3.2.6-1 1P 試験体 筋かい性能性能特性値一覧(面材の性能を取り除いたデータ)

試験体	Pmax [kN]	1/150rad 時の P [kN]	Py [kN]	Pu [kN]	Du [rad]	Ds	0.2Pu/Ds [kN]	壁倍率	基準 法
2P-A 1	8.65	2.42	-2.06	8.13	1/25.82	0.62	2.64	-	
2P-A 2	10.52	7.39	6.21	9.11	1/28.19	0.31	5.90	1.65	
2P-A 3	10.33	6.82	6.35	9.30	1/26.16	0.33	5.66	1.59	
2P-A ave	10.43	7.11	6.28	9.20	1/27.13	0.32	5.78	1.62	
2Р-В 1	11.65	6.27	6.83	11.30	1/27.7	0.39	5.73	1.61	
2Р-В 2	12.57	8.41	6.67	11.90	1/43.78	0.42	5.70	1.60	
2Р-В 3	11.38	7.60	5.75	10.30	1/33.26	0.33	6.21	1.61	
2P-B ave	11.87	7.43	6.42	11.17	1/33.70	0.38	5.88	1.65	2.00
2P-B-SS 1	10.29	5.83	7.28	9.32	1/44.84	0.58	3.20	-	
2P-B-SS 2	11.33	9.64	6.85	9.66	1/42.37	0.29	6.62	1.86	
2P-B-SS 3	10.03	7.98	5.41	9.07	1/40.65	0.33	5.42	1.52	
2P-B-SS ave	10.68	8.81	6.13	9.36	1/41.93	0.31	6.02	1.69	
2P-B-SG 1	13.62	11.70	9.77	12.07	1/43.10	0.18	13.29	2.55	
2P-B-SG 2	13.80	11.31	7.89	11.57	1/38.02	0.31	7.49	2.10	
2P-B-SG ave	13.71	11.50	8.83	11.82	1/40.40	0.25	10.39	2.32	

表 3.2.6-2 2P 試験体 筋かい性能性能特性値一覧(面材の性能を取り除いたデータ)

※2P-A-1 は降伏耐力 Py、2P-B-SS-1 は 0.2Pu/Ds が小さいため参考値とする。

・1P 試験体において、面材のない試験体 B は、基準法で定められた壁倍率に対しする 実験値は 84%となり基準法を満たしていないが、面材がある試験体の面材分を取り除 いた筋交いの壁倍率は、石膏ボードを張った B-S と B-SS で 105%、合板を張った B-G で 145%と基準法の壁倍率を満たす結果となり、石膏ボード(準耐)で 25%、構造用 合板で 69%程度壁倍率が増加した。一方で、2P 筋かい壁試験体では、1P 筋かい壁試 験体同様、面材のない試験体 B の壁倍率は基準法の壁倍率を満たさない結果となった が、両面に石膏ボードを張った B-SS も壁倍率が 1.69 と試験体 B と同程度の値となり、 面材を張ったにも関わらず基準法の壁倍率を満たさなかった。これは、繰り返し加力 の影響で筋かい金物の変形(引き抜き)が進行し、筋かいの性能を発揮する前に端部 が損傷を受けたことが原因だと考えられる。

・1P 筋かい壁試験体において、B-SS と B-G の筋かいのみの最大耐力を比較すると、 B-G の方が 5kN 程度大きい。2P 筋かい壁試験体でも、B-SS と表面に石膏ボード(準耐)、裏面に合板を張った試験体 B-SG の筋かいのみの最大耐力を比較すると、5kN 程 度大きいことから、石膏ボードよりも合板のほうが座屈拘束の効果が大きいと考えら れる。

・1P筋かい壁試験体において、間柱のある試験体(A)と間柱のない試験体(B)を 比較すると、耐力は同程度の結果となったが、2P筋かい壁試験体では1割程度 Bのほ うが大きい結果となった。これは、2P筋かい壁実験における押しのサイクルの際に、 片側の筋かいが裏面にはらみ出し、間柱がそのはらみ出しを拘束したために耐力が大 きくなったのではないかと考えられる。

・1P 筋かい壁実験において、表面に金物を取り付けた試験体 D の壁倍率は基準法で 定められた壁倍率に対して 102%の結果となった。これは、筋かいの表面への変形が、 筋かい端部に取り付けた金物によって抑えられ、筋かいが裏面に面外変形することで、 間柱が座屈拘束をしたためだと考えられる。よって、間柱の座屈拘束により、裏面に 筋かい金物を取り付けた試験体 B よりも耐力が 63%、壁倍率が 10%程度増加すること が分かる。

・1P 筋かい壁実験における筋かいの断面が異なる試験体(A、A-60、A-90)の筋かいの性能を比較すると、Aの壁倍率は、基準法に定められている壁倍率を満たしていないが、A-60、A-90の壁倍率は同程度以上の結果となり、筋かい断面が 60mm×90mm 又は、90mm×90mmの場合、筋かいが軸力に対して十分な耐力をもつため、基準法の 壁倍率を満たすことが可能である。

・面材を張った試験体は、面材を張っていない試験体よりも筋かいの最大耐力は大き くなるが、1/40rad~1/30rad 程度で面材がはがれることによる荷重低下を起こし、終局 を迎えており、面材は1/40rad~1/30rad 程度まで座屈拘束を行っていると考えられる。

第3章-p104

壁実験を実施し、様々な筋かいに対しての荷重変形関係を得た。面材がはられた筋 かいの挙動がこれまでの構造実験と同じ挙動であれば、これまでの知見によりβ割増 しの妥当性の判断が可能であったが、実験結果から面材によって大きく挙動が異なる ことがわかった。結果として、今回の実験データを用い、解析的にβ割増しの必要性 を検討するための準備が整った、ともいえる。

■参考文献

1)橋本靖宏: 合板耐力壁の残余耐震性能評価に関する実験的研究,日本建築学会学術論 文集(印刷中),2015(構造III),P239-240,2015-09-04

3.3 時刻歴応答解析に用いるデータの整理

3.4 の時刻歴応答解析による構造特性係数の検討で用いる住宅系耐力壁の既往データを 整理した。各耐力壁の仕様を表 3.3.1 に、試験体図を図 3.3.1 に、各特性値を表 3.3.2 に、 荷重変形関係を図 3.3.2 に、各ループの等価粘性減衰定数を図 3.3.3 に示す。Ds は $1/\sqrt{2}$ μ 1) より算出し、 μ は、骨格曲線の完全弾塑性置換モデルの終局変位(最大 1/15rad.)よ り算出している。また、2/3Pmax を算出する際の Pmax は終局変位(最大 1/15rad.)までの 最大荷重より算出している。

			1	
	名称	面材/筋かい仕様	試験体寸法(mm)	筋かいスパン
1	PW	構造用合板 t=9mm、N50@150		-
2	BP2-2P	2つ割筋かい/プレート型	1820×2730	910mm
3	BP2-3P	2つ割筋かい/プレート型	2730×2730	1365mm
4	BP2-4P	2 つ割筋かい/プレート型	3640×2730	1820mm
5	KBR3-2P	3つ割筋かい/プレート型	1820×2767.5	910mm
6	KBR2-2P	2 つ割筋かい/プレート型	1820×2767.5	910mm
7	BR90-1P	柱同寸筋かい/ボルト型	910×2767.5	455mm
8	BBR-2P	180mm×180mm/鋼板挿入ドリフトピン	2400×3500	1200mm
9	B*	2つ割筋かい/ボックス型	1820×3042.5	910mm
10	BS*	2つ割筋かい/ボックス型+片面石膏ボード	1820×3042.5	910mm
11	BSG*	2 つ割筋かい/ボックス型+片面構造合板	1820×3042.5	910mm
12	BSS*	2つ割筋かい/ボックス型+両面石膏ボード	1820×3042.5	910mm
13	Frame-HD	引きボルト式フレーム(低剛性高靭性)	3640 × 2880	1200mm
14	Frame-LD	引きボルト式フレーム(高剛性低靭性)	3640 × 2880	1200mm

表 3.3.1 解析対象耐力壁の仕様

*: 3.2の試験に基づいたものであるが、名称は 3.2と異なる。

(3.2 試験体名)→(3.3 耐力壁名称) 2P-B→B、2P-B-S→BS、2P-B-SG→BSG、2P-B-SS→BSS





(2) BP2-2P

(3) BP2-3P



(4) BP2-4P



(5)KBR3-2P

(6)KBR2-2P













表



裏



表

裏

(12)BSS



(13)低剛性高靱性フレーム



(14)高剛性低靭性フレーム

図 3.3.1 解析対象

	2/3Pmax	0.2Pu/Ds	Ру	P(1/120)	D	調整
	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	Ds	係数
PW	5.33	6.69	4.23	10.00	0.21	1.000
BP2-2P	7.56	3.84	8.27	4.77	0.56	1.100
BP2-3P	7.02	3.46	5.26	7.10	0.55	1.220
BP2-4P	6.79	3.38	5.62	8.23	0.54	1.252
KBR3-2P	2.75	1.70	2.05	3.41	0.43	2.493
KBR2-2P	5.46	2.48	7.85	3.41	0.63	1.703
BR90-1P	21.38	10.90	18.81	9.39	0.53	0.450
BBR-2P	44.27	20.58	37.78	56.83	0.52	0.205
B^{*2}	4.17	3.13	3.22	9.08	0.36	1.351
BS^{*2}	6.87	5.19	5.81	11.78	0.35	0.815
BSG ^{*2}	12.25	7.74	10.29	15.56	0.43	0.546
BSS ^{*2}	8.22	4.81	7.72	13.20	0.44	0.879
Frame-HD ^{*3}	16.96	13.95	18.78	10.50	0.34	0.403
Frame-LD ^{*3}	22.69	11.54	20.13	13.20	0.52	0.366

表 3.3.2 対象壁の 4 指標と Ds

*2:3.2の試験に基づいたものであるが、名称は3.2と異なる。また、単位も異なるため3.2の試験結果の 表の数値と異なる

*3:4指標の数値は単位長さあたりではなく1フレームあたり(kN/frame)





























(9)B



(10)BS





(13)Frame-HD

(14) Frame-LD

図 3.3.2 荷重変形関係



図 3.3.3 等価粘性減衰定数

3.4 時刻歴応答解析による検討

3.4.1 検討の方法

本節では、平成12年建設省告示第1791号第1号第1項に規定される筋かいの応力割増 し係数を解析的に検討を行う。

構造用合板試験体の短期許容せん断耐力を基準とし、3.3 節に示す木質耐力壁を短期許容せん断耐力が構造用合板と同一となるようにし、1 自由度質点モデルに置換して応答解析を行う。地震動は告示スペクトルに整合する模擬波7波とした(観測地震波位相:5波、乱数位相:2波)。地震波の入力レベルは、PWをC₀=0.2で設計した際に最大変形が1/30radになるように調整した。5%減衰時の加速度応答スペクトルを図3.4.1-1に示す。C₀=0.2の短期許容せん断耐力となるように質点モデルの質量を調整し、②の地震動を入力し、応答変位を計算する。



図 3.4.1-1 基準化前の模擬地震動の加速度応答スペクトル(h=5%)



図 3.4.1-2 地震波倍率調整後の Sa-Sd 曲線(10%)

解析はSnapV.6 で行う。復元力特性のモデルは「木造用4折線NCL モデル」¹⁾を用いた (図 3.4.1-3)。



図 3.4.1-3 解析モデルの復元力特性

1) 松永裕樹、曽田五月也、宮津祐次:

「木質構造物の復元力特性のモデル化と動的解析への適用」、 2007 年度日本建築学会関東支 部研究報告集, pp201-204

3.4.2 時刻歴応答解析の結果

各地震動における各モデルの応答変位を図 3.4.2-1 及び表 3.4.2-1 に示す。



図 3.4.2-1 応答変位(単位: rad.)

	BSL	BCJL2	ELC	HACHI	KOBE	OJIYA	TAKA
BP2-2P	0.039	0.032	0.042	0.056	0.026	0.100	0.045
BP2-3P	0.026	0.100	0.100	0.100	0.023	0.100	0.040
BP2-4P	0.100	0.100	0.100	0.100	0.025	0.100	0.100
KBR3-2P	0.039	0.082	0.050	0.055	0.025	0.058	0.035
KBR2-2P	0.028	0.027	0.100	0.031	0.025	0.100	0.029
BR90-1P	0.029	0.028	0.028	0.025	0.034	0.029	0.029
BBR-2P	0.100	0.100	0.100	0.100	0.020	0.100	0.100
В	0.100	0.100	0.100	0.100	0.037	0.034	0.045
BS	0.048	0.049	0.033	0.047	0.029	0.030	0.034
BSG	0.025	0.031	0.026	0.021	0.027	0.024	0.027
BSS	0.038	0.032	0.041	0.037	0.023	0.056	0.032
Frame-HD	0.064	0.081	0.053	0.073	0.044	0.028	0.051
Frame-LD	0.100	0.100	0.100	0.100	0.101	0.100	0.100

表 3.4.2-1 応答変位(単位:rad.)

次に、筋かい等の応力割増し係数を検討する際の目標値とするため、検討モデルの剛性・耐力を係数倍して、応答変位が概ね 1/30rad.以下に収まる値を検討した。

応答解析から求めた応力割増し係数と応答値を図 3.4.2-2 及び表 3.4.2-2 に示す。



図 3.4.2-2 応答変位(単位: rad.)

		1						
	割増係数	BSL	BCJL2	ELC	HACHI	KOBE	OJIYA	TAKA
BP2-2P	1.25	0.020	0.024	0.100	0.031	0.022	0.033	0.026
BP2-3P	1.25	0.013	0.033	0.100	0.035	0.024	0.017	0.033
BP2-4P	1.5	0.010	0.019	0.100	0.015	0.011	0.023	0.010
KBR3-2P	1.35	0.016	0.028	0.047	0.033	0.019	0.033	0.027
KBR2-2P	1.25	0.017	0.023	0.043	0.030	0.021	0.023	0.023
BR90-1P	1.0	0.029	0.028	0.028	0.025	0.034	0.029	0.029
BBR-2P	1.5	0.010	0.016	0.100	0.012	0.011	0.019	0.010
В	1.6	0.020	0.028	0.045	0.033	0.021	0.049	0.029
BS	1.25	0.033	0.030	0.033	0.032	0.020	0.051	0.026
BSG	1.0	0.025	0.031	0.026	0.021	0.027	0.024	0.027
BSS	1.25	0.022	0.022	0.036	0.027	0.017	0.034	0.024
Frame-HD	2.0	0.018	0.045	0.037	0.036	0.023	0.025	0.036
Frame-LD	2.0	0.012	0.100	0.023	0.017	0.012	0.019	0.012

表 3.4.2-2	応答変位	(単位	:	rad.)
-----------	------	-----	---	-------

各解析モデルの応答値には、①終局耐力(Pu)、②終局変位(δu)、③等価粘性減衰定数(h_{eq}=0.05+h_{eqR}、h_{eqR}:定常ループの等価粘性減衰定数)が関係していると考えられる。

そこで、表 3.4.2-3 に、PW (構造用合板)の各特性値を基準とした場合の、δu、Pu、heq の値を示す。δu に関しては最大値を 1/30rad.、Pu/Pu0 に関しては、最小 0.67 (1/1.5) と した。

	δu	Pu	hag	Da	Su0/Su	\mathbf{D}_{11} / \mathbf{D}_{12} () 1	(1+10heq)
	(mrad.)	(kN/m)	neq	Ds	ou0/ou	Pu/Pu0_1	/(1+10Heq0)
PW	33.3	7.13	0.15	0.21	1.00	1.00	1.00
BP2-2P	31.6	10.77	0.10	0.56	1.05	0.67	1.25
BP2-3P	17.7	9.53	0.15	0.55	1.88	0.75	1.00
BP2-4P	14.9	9.10	0.15	0.54	2.24	0.78	1.00
KBR3-2P	20.0	3.67	0.12	0.43	1.67	1.94	1.14
KBR2-2P	24.0	7.77	0.13	0.63	1.39	0.92	1.09
BR90-1P	33.3	29.11	0.15	0.53	1.00	0.67	1.00
BBR-2P	14.7	53.09	0.15	0.52	2.26	0.67	1.00
В	30.5	5.68	0.08	0.36	1.09	1.26	1.39
BS	29.8	9.19	0.10	0.35	1.12	0.78	1.25
BSG	34.7	16.52	0.13	0.43	0.96	0.67	1.09
BSS	26.4	10.61	0.10	0.44	1.26	0.67	1.25
Flame-HD	33.3	23.41	0.08	0.34	1.00	0.67	1.39
Flame-LD	16.1	30.01	0.08	0.52	2.07	0.67	1.39

表 3.4.2-3 各耐力要素の δ_u,P_u,h_{eq}, D_s

PW(構造用合板)の応答値を基準として、以下の式で応力割増し係数 β'を提案する(添 え字の0はPWの特性値)。β'1,β'2,β'3と解析より求めた割り増し係数の値を表 3.4.2-4 に 示す。面材の有無に関わらず、筋かい系に関しては、β'3 が解析より求めた割り増し係数を 予測できていると考えられる。一方、Flame-HDでは、解析結果の割り増し係数よりも小 さい値となり、今後検討が必要である。

 $\beta' 1 = \frac{\sqrt{\delta_{u0} \cdot (1+10h_{eq0})} \cdot P_{u0}}{\sqrt{\delta_{u} \cdot (1+10h_{eq})} \cdot P_{u}} \qquad \beta' 2 = \frac{\sqrt{\delta_{u0} \cdot (1+10h_{eq0})} \cdot P_{u0}}{\sqrt{\delta_{u} \cdot (1+10h_{eq})} \cdot P_{u0}} \qquad \beta' 3 = \frac{\sqrt{\delta_{u0}} \cdot (1+10h_{eq0})}{\sqrt{\delta_{u}} \cdot (1+10h_{eq0})}$

	β'1	β'2	β'3	Ds0/Ds	解析
PW	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
BP2-2P	0.77	0.94	1.28	2.63	1.25
BP2-3P	1.03	1.19	1.37	2.58	1.25
BP2-4P	1.17	1.32	1.50	2.53	1.50
KBR3-2P	2.67	1.92	1.47	2.03	1.35
KBR2-2P	1.13	1.18	1.28	2.94	1.25
BR90-1P	0.67	0.82	1.00	2.51	1.00
BBR-2P	1.00	1.23	1.50	2.42	1.50
В	1.55	1.38	1.45	1.70	1.60
BS	0.92	1.04	1.32	1.66	1.25
BSG	0.68	0.83	1.07	2.00	1.00
BSS	0.84	1.03	1.40	2.07	1.25
Flame-HD	0.79	0.96	1.39	1.57	2.00
Flame-LD	1.13	1.38	2.00	2.44	2.00

表 3.4.2-4 応力割増し係数の検討



図 3.4.2-3 割り増し係数検討結果

第3章-p122

3.5 応力割増し係数についてのまとめ

3.5.1 住宅系筋かい耐力壁

住宅系筋かい耐力壁の応力割増し係数を以下のように提案する。

(1) 式により求める場合

$$\beta' = \frac{13.86}{\sqrt{\delta_{\mathrm{u}}}\cdot(1+10\mathrm{h_{eq}})} \qquad \beta' \leq 1.5$$

- ここで、δu:対象とする耐力壁の終局変形角(rad.) heq:等価粘性減衰定数(最大値)
- (2) 一般的な仕様の場合

筋かい仕様	β'
三ツ割筋かい	1.4
ニツ割筋かい(筋かいスパン 1P)	1.3
ニツ割筋かい(筋かいスパン 2P)	1.3
ニツ割筋かい(筋かいスパン 3P)	1.5
柱同寸筋かい	1.0

3.5.2 大断面集成材による筋かい耐力壁

大断面集成材による筋かい耐力壁の応力割増し係数を以下のように提案する。

(1) 式により求める場合

$$\beta' = \frac{13.86}{\sqrt{\delta_{u}} \cdot (1+10h_{eq})}$$
 גיש $\beta' \leq 1.5$

ここで、δu:対象とする耐力壁の終局変形角(rad.)
 heq:等価粘性減衰定数(最大値)

第4章 短期を想定した柱軸力による土台のめり込みに関す

る検討

4.1 目的

「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」(日本住宅・木材技術センター)(以下、グレー本と称す)では、「2.5.4 柱軸力による土台のめり込みの検定」には「短期の検討は省略してよい」となっている。

一方、法令上はめり込みの短期許容応力度が定められていることから、法令上は短期の 検討は必要といえる。めり込み短期の検討は特に三階建て隅柱では厳しく、検定比が NG となる場合が少なくない。

そこで、めり込み短期の検討方法を見直すことにより、実質的に短期のめり込みの緩和 方法を検討する。

4.2 緩和方法の考え方

具体的な緩和方法の考え方は、土台めり込み検討用の軸力を緩和することを考える。

① いずれかの階の耐力壁が短期許容せん断耐力に達した状態(N_T=A×B-L)

↓ (検討軸力の緩和)

```
②1次設計用せん断力が作用した状態(Nc=A×B×壁の検定比-L) 【採用】
```

下図に土台のめり込み試験による荷重変形関係の抜粋を示す。柱頭柱脚金物の引張力に 対する破壊性状が(最終的には)脆性的な破壊を生じるのに対して、土台のめり込みは主 にバイリニア型の靭性のある荷重変形を描き、さらに終局時は多くの場合ハードニングが 生じるため、建物全体の破壊形式に悪影響を与えることが少ないと考えられる。



図 4.2-1 材端柱圧縮試験体図と荷重変形関係(4.10 参考資料抜粋)

4.3 検証方法

この緩和措置に対する検証方法を以下に挙げる。

- ① N値計算の妥当性検証
 - → 代表的な構面の2次元フレームモデルを作成し、"N値計算"と"弾性解析"に よる柱軸力を比較する。
 - → 概ね妥当で、安全側の評価であることを確認。
- ② 土台のめり込み検討
 - → ①で算出された土台への軸力を用いて、代表的な土台のめり込み検定を実施。
 - → 特定の条件を除き、検討軸力を(Nc=A×B×壁の検定比-L)とした場合、い ずれの検討ケースにおいても検定値 1.00 以下となることを確認。
- ③ 大地震の安全性検証
 - → 2 次元フレームモデルの非線形荷重増分解析を実施し、土台のめり込みが起因し、建物の破壊性状に悪影響を与えないか検討する。
 - → 建物の破壊性状は、特定の条件を除き、土台のめり込みが起因して変化することはないことを確認。

4.4 検討ケース

検討ケースは、下記に示す3つの検討モデルに対して、耐力壁や垂れ壁・腰壁の有無を パラメータとした合計14モデルとする。

<検討モデル>

① 基本モデル 3 階建ての1構面を取り出した2次元フレームモデル

② 長期荷重2倍モデル 基本モデルに対して、長期荷重を2倍としたモデル

③ アスペクト比 1.75 倍モデル 基本モデルに対して、高さ/幅比を 1.75 倍としたモデル

以下に解析モデル一覧と、各モデルにおける1次設計用せん断力に対する耐力壁の検定 値一覧を示す。いずれのモデルもCo=0.2の外力を満足する仕様であることが確認できる。

解析番号	モデル	長期荷重	アスペクト比	垂壁·腰壁	耐力	1壁 壁伯	音率	
-記号	2770	区为间里	H/L	有無	1階	2階	3階	11.48(11.104) 32.10
Model 1					3.0	2.0	1.0	
Model 2				721	4.0	3.0	1.5	
Model 3				120	5.0	4.0	2.0	
Model 4	其木エデル	N値計算	8.07/6.37		6.0	5.0	2.5	
Model 1-2	本本にノル	L值相当	=1.27		3.0	2.0	1.0	
Model 2-2				ちり	4.0	3.0	1.5	
Model 3-2				2)	5.0	4.0	2.0	N旭計算法を満足
Model 4-2					6.0	5.0	2.5	9 Q 並初を選足 (谷 述)
Model 4a	長期荷重	N値計算	8.07/6.37	なし	6.0	5.0	2.5	(该地)
Model 4a-2	2倍モデル	L值相当 ×2	=1.27	あり	6.0	5.0	2.5	
Model 1b				721	3.0	2.0	1.0	
Model 4b	アスペクト比	N値計算	8.07/3.64	<i>、</i> よし	6.0	5.0	2.5	
Model 1b-2	1.75倍モデル	L值相当	=2.22	ちり	3.0	2.0	1.0	
Model 4b-2				פנש	6.0	5.0	2.5	

表 4.4-1 解析モデル一覧

表 4.4-2 1次設計用せん断力に対する耐力壁の検定値

					基本モラ	デル					
	$\Sigma W[kN]$		期許容せん	断耐力[kN]		۸;	Co=	0.2の外力に	対する検定	値[-]	
階	1倍	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	AI	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	
3F	16.934	5.4	8.0	10.7	13.4	1.524	0.965	0.643	0.482	0.386	
2F	44.453	10.7	16.1	21.4	26.8	1.188	0.987	0.658	0.493	0.395	
1F	71.971	16.1	21.4	26.8	32.1	1.000	0.897	0.673	0.538	0.448	
					長期荷重2倍	らモデル					
	$\Sigma W[kN]$	チ	豆期許容せ/	ん断耐力[kN	[]	۸;	Co=	0.2の外力に	対する検定	値[-]	
階	2倍	Model 1a	Model 2a	Model 3a	Model 4a	AI	Model 1a	Model 2a	Model 3a	Model 4a	
3F	33.869	5.4	8.0	10.7	13.4	1.524	1.929	1.286	0.965	0.772	
2F	88.906	10.7	16.1	21.4	26.8	1.188	1.974	1.316	0.987	0.790	
1F	143.942	16.1	21.4	26.8	32.1	1.000	1.793	1.345	1.076	0.897	
			アスペクト比1.75倍モデル								
	$\Sigma W[kN]$	竻	豆期許容せ/	ん断耐力[kN	[]	Δ.;	Co=	0.2の外力に	対する検定	値[-]	
階	1倍	Model 1b	Model 2b	Model 3b	Model 4b	AI	Model 1b	Model 2b	Model 3b	Model 4b	
3F	10.584	3.6	5.4	7.1	8.9	1.524	0.904	0.603	0.452	0.362	
2F	27.518	7.1	10.7	14.3	17.8	1.188	0.916	0.611	0.458	0.367	
1F	44.453	10.7	14.3	17.8	21.4	1.000	0.831	0.623	0.498	0.415	

※灰色文字は検討対象外

以下に解析モデル図を示す。解析モデルの詳細については後述する。



図 4.4-1 「基本モデル」(※「長期荷重2倍」モデルは鉛直荷重を2倍する)



図 4.4-2 「アスペクト比 1.75 倍モデル」

4.5 主な検討結果

主な検討結果一覧を以下に整理する。以上より、建物重量がN値計算で想定するL値よりも大きく(例えば2割増)なる場合は、地震時の土台のめり込みに注意した設計が望まれる。

							1						© +	白めり	込み検え	,ha i						(and the set of the set
					「計量の	发 当 性 (東計				$V_{\rm C}=A \times B$	-L		F	[提	案 Nc=	$A \times B \times$	壁の検え	⊆ 値 - L	Γ		K D	弛厥時の女宝性確認
解析番号	モデル	垂壁·腰壁		隅柱			中柱			隅柱			中柱		4	禺柱		Ψ.	柱	11	皆 2階	3階	
- iit 중		有無	解 RNJ RNJ	N値 計算 [kN]	計算 /解析	弾性 解析 [kN]	N 計算 [KN]	計算 /解析	許容 耐力 [kN]	検討 軸力 [kN}	這位 這位 「	年 在 N N	検討 軸力 (KN)	き定値	許容 耐力 [kN] [検討 軸力 [kN]	定值]	年 御 本 JAN LNN	割り	e値		$\begin{pmatrix} \mathbf{Q}_{120} \\ 1 \\ 0_1 \end{pmatrix}$	破據部位
Model 1			18.9	24.1	1.28	12.3	15.0	1.23	36.6	32.5	2 68 .0	15.0	28.8 (0.64	36.6	32.2 0	- 88.	15.0 2	3.6 0.	64 1.1	0.90	1.00	耐力壁(2F)
Model 2		l e p	27.4	35.3	1.29	18.4	22.1	1.20	36.6	43.8	4 01.1	15.0	35.8 0	0.80	36.6	32.2 0	- 88.	15.0 2	3.6 0.	64 1.3	1.27	1.32	耐力壁(1F)
Model 3		÷)	34.0	44.1	1.30	23.3	27.6	1.18	36.6	52.6	1 .44	15.0	41.3 0	0.92	36.6	32.2 0	.88	15.0 2	3.6 0.	64 1.6	0 1.5(1.56	耐力壁(1F)
Model 4	1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1 1		40.5	53.0	1.31	28.3	33.1	1.17	36.6	61.4	4 89. 1	15.0	46.9 1	1.04	36.6	32.2 0	- 88.	15.0 2	8.6 0.	64 1.5	7 1.63	1.72	耐力壁(1F)
Model 1-2	母や トリル		11.8	24.1	2.04	2.9	15.0	5.13	36.6	32.5	- 68 . (15.0	28.8 0	0.64	36.6	32.2 0	.88	15.0 2	3.6 0.	64 2.(6 1.85	1.95	耐力壁(2F)
Model 2-2		2 4	16.8	35.3	2.10	4.3	22.1	5.13	36.6	43.8	4 10	15.0	35.8 C	0.80	36.6	32.2 0	.88	15.0 2	3.6 0.	64 2.0	0 2.55	2.67	耐力壁(1F)
Model 3-2		ŝ	20.6	44.1	2.15	5.3	27.6	5.21	36.6	52.6	4 1. 1	15.0	41.3 6	0.92	36.6	32.2 0	- 88.	15.0 2	8.6 0.	64 3.1	3 3.19	3.33	耐力壁(1F)
Model 4-2			24.2	53.0	2.19	6.2	33.1	5.34	36.6	61.4	4 89. 1	15.0	46.9 1	1.04	36.6	32.2 0	.88	15.0 2	8.6 0.	64 3.5	57 3.72	3.89	耐力壁(1F)
Model 4a	長期荷重	しな	40.5	53.0	1.31	28.3	33.1	1.17	36.6	6.69	4 10. 1	15.0	60.6 1	1.35	36.6	54.4 1	.76	15.0 5	7.2 1.	27 0.8	3 0.81	0.88	隅柱 土台めり込み
Model 4a-2	2倍モデル	もめ	24.2	53.0	2.19	6.2	33.1	5.34	36.6	6.69	1. 91 4	15.0	60.6 1	1.35	36.6 (54.4 1	.76	15.0 5	7.2 1.	27 1.5	1 1.79	1.89	耐力壁(1F)
Model 1b		1×4	20.3	24.1	1.18	10.6	15.0	1.42	36.6	32.5	2 68 .0	15.0	28.8 (9.64	36.6	30.5 0	.83	15.0 2	7.5 0.	61 1.1	5 0.98	1.01	耐力壁(2F)
Model 4b	アスペクト比))	44.8	53.1	1.18	23.3	33.2	1.43	36.6	61.6	1.68 4	15.0	47.0 1	1.04	36.6	30.5 0	.83	15.0 2	7.5 0.	61 1.5	6 1.50	1.61	耐力壁(1F)
Model 1b-2		4 4	14.5	24.1	1.66	-1.2	15.0	-12.97	36.6	32.5	2 68 .0	15.0	28.8 (9.64	36.6	30.5 0	.83	15.0 2	7.5 0.	61 1.9	1 1.68	1.70	耐力壁(2F)
Model 4b-2		6.69	30.8	53.1	1.72	-4.7	33.2	-7.00	36.6	61.6	1.68 4	15.0	47.0 1	1.04	36.6	30.5 0	.83	15.0 2	7.5 0.	61 3.(8 3.01	3.01	耐力壁(1F)+隅柱 土台めり込み
	主な結果		N値計算 力評価。	は弾性(→ 坂	解析に対 全側で多	して、1.1 注当な結長	8~1.42 果を確認	一個の朝	神柱 た る。 の。	くの場合、 長期荷重2	. 1.00を掲 倍モデル	ヨえる。 レ」のみ1	.00を大き	名相	長期荷重 ることが3	2倍モデ 確認でき;	ル」を除い 5。	て、後に	〔值1.00	「計台藤	期荷重2 目せん断1 0めり込み ご決定され	培モデル りを概ね が起因t いることが	を除いて、1/120rad時の荷重は1次設 ニ回り、わっ、最終的な破壊モードは土 ・ず、多くの場合は耐力壁のせん断破 奮認された。

表 4.5-1 主な検討結果一覧

4.6 N値計算法と2次元フレーム解析(弾性解析)による柱軸力の比較

4.6.1 検討方法

代表的なフレーム構面を想定し、N値計算法による柱軸力と、詳細法として、2次元フレームモデルの弾性解析により得られる柱軸力を比較し、N値計算法の精度を把握する。 また得られた柱軸力を用いて、代表的な土台を想定して断面算定を実施する。

4.6.2 検討構面及び解析モデル

解析モデル図及び解析諸元を以下に示す。

<解析諸元>

- ・ 解析プログラム RESP-F3T(Version 1.4.8)
- 解析方法 弹性解析 荷重条件 地震力による水平荷重 →各階レベルに Ai 分布で与える 耐力壁 3分割ブレース置換モデル 構造用合板壁(3.5倍)を基準としたトリリニアモデル ・ 柱 幅B=105mm せいH=105mm ヤング係数E=7000N/mm² 弾性モデ ル ただし、柱端部はピン接合とする 幅B=105mm せいH=240mm ヤング係数E=7000N/mm² 梁 弾性モデ ル 接合部 めり込み剛性相当の軸バネを考慮(K=30kN/mm) 2690mm (腰壁高さ 1150mm、垂れ壁高さ 500mm) 階高 •
- ・ 壁幅 910mm
- ・ その他

各床レベルの剛床とし、軸(水平)方向を拘束



図 4.6.2-1 解析モデル

第4章-p6

4.6.3 解析モデルの種類

解析モデルの種類を以下の表に示す。

耐力壁を選定するための検討外力は、検討構面の重量をN値計算の"L"の値から算出し、 その合計重量を用いて Ai 分布から算出した。耐力壁は、1 次設計用せん断耐力を上回るよ うに以下の 4 ケースを想定した。

解析釆号	五時 ,	耐力	」壁 壁伯	音率	
-記号	^{重型•} 波型 有無	1階	2階	3階	柱頭柱脚金物
Model 1		3.0	2.0	1.0	
Model 2	721	4.0	3.0	1.5	N個計算法を満足
Model 3	120	5.0	4.0	2.0	9 Q 並 初 を 選 定 (後 述)
Model 4		6.0	5.0	2.5	
Model 1-2		3.0	2.0	1.0	
Model 2-2	あり	4.0	3.0	1.5	N旭計昇伝を両足
Model 3-2	((α)	5.0	4.0	2.0	9 公並初を選足 (後述)
Model 4-2		6.0	5.0	2.5	

表 4.6.3-1 解析モデルの種類

表 4.6.3-2 各モデルの耐力壁の設計値

				長期荷重	N値計算の	"L"より算出	l I			
	総重量ΣW[kN]	矢	豆期許容せん	ん断耐力[kN	1]	Δ;	Co=().2の外力に	対する検定	値[-]
階	1倍	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	AI	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
3F	16.934	5.4	8.0	10.7	13.4	1.524	0.96	0.64	0.48	0.39
2F	44.453	10.7	10.7 16.1 21.4 26.8 1.188 0.99 0.66 0.49 0.39							0.39
1F	71.971	16.1	21.4	26.8	32.1	1.000	0.90	0.67	0.54	0.45

4.6.4 柱頭柱脚金物の選定

N 値計算法により決定した柱脚柱頭金物を以下に示す。金物は、N 値計算より求まった 必要引張力に対して、告示第 1460 号第二号表(3)で示された(い)~(ぬ) 想定の耐力を 有する金物を選定する。以下に想定した金物の短期許容引張耐力 Ta を示す。

告示 表三	N の値	短期許容引張耐力
		Ta(kN)
(v)	0.0以下	2.4*
(ろ)	0.65 以下	3.4
(は)	1.0以下	5.1
(に)	1.4 以下	7.5
(ほ)	1.6以下	8.5
(\sim)	1.8以下	10.0
(と)	2.8以下	15.0
(ち)	3.7 以下	20.0
(り)	4.7以下	25.0
(ぬ)	5.6以下	30.0
HD50	5.6 超	50.0

表 4.6.4-1 告示表三の金物と短期許容引張耐力

*注:(い)短期許容引張耐力は「スリムかすがいⅡ」を想定している。



※ここでは、下階柱頭と上階柱脚の接合金物の耐力が釣合うこと(HD 金物を想定した場合など) を考え、大きい耐力の金物を選定した。

※なお、各階の柱頭柱脚金物をN値計算より求まる金物とした場合も確認の解析を実施したが、今回の解析結果とほぼ同様の結果を得ることを確認している。

図 4.6.4-1 柱頭柱脚金物の選定図(【】内はN値計算による検定値を示す)

4.6.5 各要素の骨格曲線

4.6.5.1 耐力壁・柱頭柱脚金物(引張側)の骨格曲線

耐力壁及び柱頭柱脚金物(ここでは引張のみ)の骨格曲線は「2012年改訂版木造住宅の 耐震診断と補強方法 p175」で示された骨格曲線を基準とし、各耐力に応じて整数倍するこ とでモデルを設定する。例を挙げると、"壁倍率 5.0の耐力壁"は以下の骨格曲線に 5.0/3.5 =1.428 倍することで表現する。"(ぬ)金物 Ta=30kN"は以下の骨格曲線に 30/20=1.500 倍することで表現する。

なお、本章では弾性解析のため、初期剛性のみを使用する。



4.6.5.2 柱頭柱脚金物(圧縮側)の骨格曲線

柱頭柱脚部の圧縮側の性能は、土台や横架材へ柱がめり込み抵抗することになる。ここでは、「平成 25 年度木造長期優良住宅の総合的検証事業 材料・構造分科会」報告書、第 11 章「めり込みの安全限界に関する検討」を参考に骨格曲線を設定する。

参考した資料のうち、"材端柱圧縮試験"を参考とした。以下に抜粋を示す。



図 4.6.5-2 材端柱圧縮試験体図と荷重変形関係(上記の参考資料抜粋)

	Ρ _ν kN	$\delta_{Pv} \ { m mm}$	<i>K</i> kN/mm	$\frac{\sigma_{Pv}}{N/mm^2}$	$\frac{\sigma_{nPv}}{N/mm^2}$
ほぞ無	53.98	2.20	24.54	-	5.79
ほぞ有	53.87	2.91	18.51	4.89	5.78
H_n	51.66	2.47	20.91	-	5.55
Н	54.00	2.56	21.09	4.88	5.80
Ave	53.93	2.56	21.67	4.89	5.79
基準式	54.61	1.49	36.65	4.95	5.86

表 4.6.5-1 材端柱圧縮試験による平均特性値(上記の参考資料抜粋)

◆単位面積当たりの初期剛性 Ko[(N/mm)/mm2]

=21.67×1000/A

 $=21.67 \times 1000 / (105 \times 105 - 57 \times 30)$

= 2.327[(N/mm)/mm2] ※左値に負担面積を乗じることで初期剛性を算出する。

◆降伏応力度 σ y[N/mm2]

=5.79[N/mm2]

ここで、通常設計で使用する値は 6.6×2/3=4.4N/mm2 となり、実験値は 3 割ほど 安全側の数値となっていることがわかる。

本検討では、安全側への配慮及び設計との整合を考慮し、降伏応力度は木規準に定 められた<u>基準材料強度より算出</u>するものとする。 ◆初期剛性に対する 2 次剛性比 α [-]

実験結果を参考に、下限側・上限側として、 $\alpha = 0.05$ 、0.125の2ケースを設定した。

◆限界塑性率µ[-]

実験結果を参考に、終局変形をハードニングが生じる直前として限界塑性率を算出 する。降伏変形 2mm に対して、ハードニング直前の変形を 30mm とし、限界塑性率 (μ=30/2=15)と設定した。限界塑性率は非線形解析にて使用する。

実験結果を参考として、下図に示す2ケースの骨格曲線を設定した。



図 4.6.5-3 めり込み特性の骨格曲線(4.10 参考資料抜粋)

以下に、柱頭柱脚接合部の圧縮側の骨格曲線を示す。なお、議論を完結にするため、横 架材へのめり込み性能は土台と同じ値として設定する。

<想定する土台及び横架材のめり込み特性>

土台サイズ	: 105mm×105mm
柱ホゾ	: 30mm×90mm
有効断面積	$: 105 \times 105 - (30 \times 90) = 8325 \text{mm}^2$
土台の樹種	: ヒノキ(集成材想定)
めり込み基準強度	:(材中間部)8.1N/mm2 , (材端部)6.6N/mm2
短期めり込み耐力 Py	: (材中間部)8325×2/3×8.1/1000=44.9kN →45.0kN
	: (材端部) 8325×2/3×6.6/1000=36.6kN → <u>36.6kN</u>
初期剛性 Ko	: (材中間部・材端部)2.367×8325/1000= <mark>19.3kN/mm</mark>
2次剛性比 α	:(材中間部・材端部)0.05、0.125 ※下限側・上限側の2ケース

4.6.6 解析結果

解析結果として、N 値計算で算出した柱軸力と、弾性フレーム解析から得られた柱軸力 を以下に示す。

なお、検討外力は Ai 分布を想定した場合に、いずれかの層の耐力壁が短期許容せん断 耐力に達する時点の外力を想定する。N値計算においても、Ai 分布の外力を仮定し、最初 に短期許容せん断耐力に達する層の検定値に対して、他の層の検定値の比を低減率として 考慮する。(グレー本 p69 参照)



図 4.6.6-1 部材応力図(短期許容せん断耐力に達した状態) Model 1 単位(kN、cm)

第4章-p13



図 4.6.6-2 部材応力図(短期許容せん断耐力に達した状態) Model 1-2 単位(kN、cm)

В	0.8		0.5	0.5		0.5	0.5		0.8			
<弾性解析>												
Ne[kN]=	2.04	壁倍率	(0.03)	1.32	壁倍率	-1.32	0.03	壁倍率	-2.04			
計算/解析	2.02	1	(77.80)	1.95	1	-1.95	77.80	1	-2.02	H[m]=	検定値	低減率
		Qa=1.8kN			Qa=1.8kN			Qa=1.8kN		2.69	0.965	0.978
<n値計算></n値計算>												
NL[kN]=	-2.12		-3.18	-3.18		-3.18	-3.18		-2.12			
Ne[kN]=	4.12		2.58	2.58		2.58	2.58		4.12			
Ns[kN]=	2.01		-0.60	-0.60		-0.60	-0.60		2.01			
<弾性解析>	•											
Ne[kN]=	8.34	壁倍率	-3.37	5.57	壁倍率	-5.57	3.37	壁倍率	-8.34			
計算/解析	1.51	2	-2.33	1.41	2	-1.41	2.33	2	-1.51			
		Qa=3.6kN			Qa=3.6kN			Qa=3.6kN		2.69	0.987	1.000
<n値計算></n値計算>												
NL[kN]=	-5.29		-8.47	-8.47		-8.47	-8.47		-5.29			
Ne[kN]=	12.56		7.85	7.85		7.85	7.85		12.56			
Ns[kN]=	7.27		-0.62	-0.62		-0.62	-0.62		7.27			
<弾性解析>												
Ne[kN]=	18.87	壁倍率	-10.83	12.26	壁倍率	-12.26	10.83	壁倍率	-18.87			
計算/解析	1.27	3	-1.39	1.23	3	-1.23	1.39	3	-1.27			
		Qa=5.4kN			Qa=5.4kN			Qa=5.4kN		2.69	0.897	0.909
<n値計算></n値計算>												
NL[kN]=	-8.47		-13.76	-13.76		-13.76	-13.76		-8.47			
Ne[kN]=	24.06		15.04	15.04		15.04	15.04		24.06			
Ns[kN]=	15.59		1.28	1.28		1.28	1.28		15.59			
L[m]=		0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91				

図 4.6.6-3 N 値計算と弾性フレーム解析による土台検討軸力の比較(垂れ壁腰壁なし_Model 1)

0.8		0.5	0.5		0.5	0.5		0.8			
2.88	壁倍率	0.07	2.12	壁倍率	-2.12	-0.07	壁倍率	-2.88			
2.10	1.5	50.67	1.78	1.5	-1.78	-50.67	1.5	-2.10	H[m]=	検定値	低減率
	Qa=2.7kN			Qa=2.7kN			Qa=2.7kN		2.69	0.643	0.956
0.10		0.10	0.10		0.10	0.10		0.10			
-2.12		-3.18	-3.18		-3.18	-3.18		-2.12			
2.02		3.78	3.78		3.78	3.78		2.02			
3.93		0.01	0.01		0.01	0.01		3.93			
11.05	辟体玄	-4.63	9.61	辟在玄	-9.61	4.63	辟位玄	-11.05			
154	至旧平 3	-2.49	1 34	至旧平 3	-1.34	2.03	至旧平 3	-1.54			
1.54	Qa=5.4kN	2.40	1.04	Qa=5.4kN	1.04	2.45	Qa=5.4kN	1.04	2.69	0.658	0.978
	du o.n.t			du o.n.u			du olimit		2.00	0.000	0.070
-5.29		-8.47	-8.47		-8.47	-8.47		-5.29			
18.43		11.52	11.52		11.52	11.52		18.43			
13.14		3.05	3.05		3.05	3.05		13.14			
27.39	壁倍率	-15.55	18.39	壁倍率	-18.39	15.55	壁倍率	-27.39			
1.29	4	-1.42	1.20	4	-1.20	1.42	4	-1.29			
	Qa=7.1kN			Qa=7.1kN			Qa=7.1kN		2.69	0.673	1.000
-8.47		-13.76	-13.76		-13.76	-13.76		-8.47			
35.30		22.06	22.06		22.06	22.06		35.30			
26.83		8.30	8.30		8.30	8.30		26.83			
	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91				

図 4.6.6-4 N 値計算と弾性フレーム解析による土台検討軸力の比較(垂れ壁腰壁なし_Model 2)

В	0.8		0.5	0.5		0.5	0.5		0.8			
<弾性解析>												
Ne[kN]=	3.50	壁倍率	0.21	2.83	壁倍率	-2.83	-0.21	壁倍率	-3.50			
計算/解析	2.16	2	22.38	1.67	2	-1.67	-22.38	2	-2.16	H[m]=	検定値	低減率
		Qa=3.6kN			Qa=3.6kN			Qa=3.6kN		2.69	0.482	0.897
<n値計算></n値計算>												
NL[kN]=	-2.12		-3.18	-3.18		-3.18	-3.18		-2.12			
Ne[kN]=	7.56		4.73	4.73		4.73	4.73		7.56			
Ns[kN]=	5.45		1.55	1.55		1.55	1.55		5.45			
<弾性解析>	•											
Ne[kN]=	14.68	壁倍率	-5.50	11.16	壁倍率	-11.16	5.50	壁倍率	-14.68			
計算/解析	1.57	4	-2.62	1.29	4	-1.29	2.62	4	-1.57			
		Qa=7.1kN			Qa=7.1kN			Qa=7.1kN		2.69	0.493	0.917
<n値計算></n値計算>												
NL[kN]=	-5.29		-8.47	-8.47		-8.47	-8.47		-5.29			
Ne[kN]=	23.04		14.40	14.40		14.40	14.40		23.04			
Ns[kN]=	17.75		5.93	5.93		5.93	5.93		17.75			
<弾性解析>	-											
Ne[kN]=	33.97	壁倍率	-19.14	23.34	壁倍率	-23.34	19.14	壁倍率	-33.97			
計算/解析	1.30	5	-1.44	1.18	5	-1.18	1.44	5	-1.30			
		Qa=8.9kN			Qa=8.9kN			Qa=8.9kN		2.69	0.538	1.000
<n値計算></n値計算>												
NL[kN]=	-8.47		-13.76	-13.76		-13.76	-13.76		-8.47			
Ne[kN]=	44.13		27.58	27.58		27.58	27.58		44.13			
Ns[kN]=	35.66		13.82	13.82		13.82	13.82		35.66			
	00.00			10.0L		10.02	. C.OL		00.00			
L[m]=		0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91				

図 4.6.6-5 N 値計算と弾性フレーム解析による土台検討軸力の比較(垂壁腰壁なし_Model 3)

В	0.8		0.5	0.5		0.5	0.5		0.8			
	\rightarrow											
<弾性解析>		**						**				
Ne[kN]= =⊥⇔r/mat	4.09	壁倍率	0.37	3.57	壁倍率	-3.57	-0.37	壁倍率	-4.09	uf1=	检查店	化试动
計异/ 胜机	2.22	2.0	15.47	1.59	2.0 0. =4.5L N	-1.59	-10.47	2.5	-2.22	H[m]-	快走10	1広沢平
		Qa=4.5kN			Qa=4.5kN			Qa=4.5kN		2.69	0.386	0.861
<n値計算></n値計算>												
NL[kN]=	-2.12		-3.18	-3.18		-3.18	-3.18		-2.12			
Ne[kN]=	9.08		5.67	5.67		5.67	5.67		9.08			
Ns[kN]=	6.96		2.50	2.50		2.50	2.50		6.96			
<弾性解析>												
Ne[kN]=	17.39	壁倍率	-6.36	13.73	壁倍率	-13.73	6.36	壁倍率	-17.39			
計算/解析	1.59	5	-2.72	1.26	5	-1.26	2.72	5	-1.59			
		Qa=8.9kN			Qa=8.9kN			Qa=8.9kN		2.69	0.395	0.880
<n値計算></n値計算>												
NL[kN]=	-5.29		-8.47	-8.47		-8.47	-8.47		-5.29			
Ne[kN]=	27.64		17.28	17.28		17.28	17.28		27.64			
Ns[kN]=	22.35		8.81	8.81		8.81	8.81		22.35			
<弾性解析>												
Ne[kN]=	40.53	壁倍率	-22.70	28.31	壁倍率	-28.31	22.70	壁倍率	-40.53			
計算/解析	1.31	6	-1.46	1.17	6	-1.17	1.46	6	-1.31			
		Qa=10.7kN			Qa=10.7kN			Qa=10.7kN		2.69	0.448	1.000
<n値計算></n値計算>												
NL[kN]=	-8.47		-13.76	-13.76		-13.76	-13.76		-8.47			
Ne[kN]=	52.95		33.10	33.10		33.10	33.10		52.95			
Ns[kN]=	44.48		19.34	19.34		19.34	19.34		44.48			
L[m]=		0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91				

図 4.6.6-6 N 値計算と弾性フレーム解析による土台検討軸力の比較(垂壁腰壁なし_Model 4)

4.6.7 土台めり込み検定

前項の結果を用いて、短期の土台のめり込み検定を行う。以下に想定する土台を示す。

土台サイズ	: 105mm×105mm
柱ホゾ	: 30mm×90mm
有効断面積	$:105 \times 105 - (30 \times 90) = 8325 \text{mm}2$
土台の樹種	: E/+
めり込み基準強度	: (材中間部)8.1N/mm2 , (材端部)6.6N/mm2
短期めり込み耐力	: (材中間部)8325×2/3×8.1/1000=44.9kN
	: (材端部) 8325×2/3×6.6/1000=36.6kN

表 4.6.7-1 土台めり込み検定(Mode 1)

土台めり込み	匯	柱	中	柱
検定	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76
eNc[kN]	24.06	18.87	15.04	12.26
sNc[kN]	32.52	27.34	28.79	26.02
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955
検定値	0.89	0.75	0.64	0.58
最大検定値(壁)	0.99	0.99	0.99	0.99
検定値(存在)	0.88	0.74	0.64	0.58

表 4.6.7-2 土台めり込み検定(Mode 2)

土台めり込み	匯	柱	中	柱
検定	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76
eNc[kN]	35.30	27.39	22.06	18.39
sNc[kN]	43.77	35.86	35.82	32.15
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955
検定値	1.19	0.98	0.80	0.72
最大検定値(壁)	0.67	0.67	0.67	0.67
検定値(存在)	0.88	0.73	0.64	0.58

表 4.6.7-3 土台めり込み検定(Mode 3) 表 4.6.7-4 土台めり込み検定(Mode 4)

土台めり込み	阴	駐		柱
検定	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76
eNc[kN]	44.13	33.97	27.58	23.34
sNc[kN]	52.59	42.44	41.34	37.10
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955
検定値	1.44	1.16	0.92	0.83
最大検定値(壁)	0.54	0.54	0.54	0.54
検定値(存在)	0.88	0.73	0.64	0.59

土台めり込み	匯	柱	中	柱
検定	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76
eNc[kN]	52.95	40.53	33.10	28.31
sNc[kN]	61.42	49.00	46.85	42.07
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955
検定値	1.68	1.34	1.04	0.94
最大検定値(壁)	0.45	0.45	0.45	0.45
検定値(存在)	0.88	0.73	0.64	0.59

ここで、 LNc:長期圧縮軸力[kN]

eNc: 地震時圧縮軸力[kN]

 sN_{C} : 短期圧縮軸力[kN] (= $_{L}N_{C}+_{e}N_{C}$)

A_e: 土台めり込み有効断面積[mm2] (=8325)

sfcv: 短期許容めり込み応力度[N/mm²] (隅柱=6.6×2/3=4.4、中柱=8.1×2/3=5.4) sN_{Ca}: 短期許容めり込み耐力[kN] (隅柱=36.63、中柱=44.955)

- 検定値:いずれかの層の耐力壁が短期許容せん断耐力に達した状態の土台のめり 込み検定値
- 最大検定値(壁):1次設計用せん断力(Co=0.2、Ai分布)の耐力壁の検定値のう ち、各階の最大となる値
- 検定値(存在):1次設計用せん断力(Co=0.2、Ai分布)の土台のめり込み検定 值(eNc×最大検定值(壁))

第4章-p17

土台めり込み	隅	柱	中柱		
検定	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析	
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76	
eNc[kN]	24.06	11.78	15.04	2.93	
sNc[kN]	32.52	20.25	28.79	16.69	
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325	
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4	
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955	
検定値	0.89	0.55	0.64	0.37	
最大検定値(壁)	0.99	0.99	0.99	0.99	
検定値(存在)	0.88	0.55	0.64	0.37	

表 4.6.7-5 土台めり込み検定(Mode 1-2) 表 4.6.7-6 土台めり込み検定(Mode 2-2)

土台めり込み 検定	隅柱		中柱	
	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76
eNc[kN]	35.30	16.82	22.06	4.30
sNc[kN]	43.77	25.29	35.82	18.06
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955
検定値	1.19	0.69	0.80	0.40
最大検定値(壁)	0.67	0.67	0.67	0.67
検定値(存在)	0.88	0.54	0.64	0.37

表 4.6.7-7 土台めり込み検定(Mode 3-2) 表 4.6.7-8 土台めり込み検定(Mode 4-2)

土台めり込み 検定	隅柱		中柱	
	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76
eNc[kN]	44.13	20.55	27.58	5.29
sNc[kN]	52.59	29.02	41.34	19.05
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955
検定値	1.44	0.79	0.92	0.42
最大検定値(壁)	0.54	0.54	0.54	0.54
検定値(存在)	0.88	0.53	0.64	0.37

土台めり込み 検定	隅柱		中柱	
	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76
eNc[kN]	52.95	24.19	33.10	6.20
sNc[kN]	61.42	32.66	46.85	19.96
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955
検定値	1.68	0.89	1.04	0.44
最大検定値(壁)	0.45	0.45	0.45	0.45
検定値(存在)	0.88	0.53	0.64	0.37

本検討結果による考察・課題を以下に示す。

- 柱軸力は、弾性解析に対するN値計算の軸力は、隅柱で 1.30 程度、中柱で 1.17~1.44 程度となった。N値計算は10~40%程度余裕があるが、全体としては安全側であるこ とが確認できる。
- 土台のめり込み検定について、以下に結果をまとめる。

<耐力壁が短期許容せん断耐力 Qa に達した状態を想定>

隅柱:N値計算は Model2,3,4 にて検定値 1.19~1.68 で NG。

弾性解析は Model3,4 にて検定値 1.16~1.34 で NG。2 割ほど解析が余裕 中柱:N値計算は Model4 にて検定値 1.04 で NG。

弾性解析は Model4 にて検定値 0.94 で OK。1 割ほど弾性解析が余裕

→ 隅柱はNG。中柱は概ね<u>OKとなる傾向</u>

- <1 次設計用外力(存在応力)Q を想定>
 - 隅柱:N値計算は検定値 0.88 で OK

弾性解析は検定値 0.74 で OK

- 中柱:N値計算は検定値 0.64 で OK
 - 弾性解析は検定値 0.58 で OK
 - → 隅柱、中柱ともにOK
- 垂れ壁・腰壁を設けることにより、弾性解析では、隅柱で約4割、中柱で約7割軸力 が低減していることが確認でき、いずれのモデルにおいても、耐力壁が短期許容せん 断耐力に達した状態においても土台のめり込み検定はクリアできた。

第4章-p18

4.7 2次元フレーム解析(非線形解析)による検討

4.7.1 検討方法

2 章の解析モデルを用いて、非線形増分解析を実施し、土台のめり込み挙動が全体とし て危険な破壊に至らないことを確認する。

4.7.2 検討構面及び解析モデル

解析モデル図及び解析諸元は2章と同様とするため省略する。

4.7.3 解析結果

4.7.3.1 層せん断カー層間変形(短期許容せん断耐力との比較)

以下に各モデルの層せん断力と層間変形関係を示す。なお、図中点線は、設計値である 各階の短期許容せん断耐力及び 1/120rad のラインを合わせて示す。ここで、垂壁腰壁あ りのモデルについては、雑壁を見込んだ設計値として、耐力壁から求まる設計値に 1.4 倍 を乗じた値を設計値とした。

なお、増分解析はいずれかの層の層間変形が 1/30rad 程度に達するか、耐力壁及び接合 部が限界変形に達するまでの結果とした。



図 4.7.3-1 層せん断力-層間変形関係図(垂れ壁腰壁なし)



図 4.7.3-2 層せん断力-層間変形関係図(垂れ壁腰壁あり)

以下、解析結果より確認できたことを記載する。

・柱の土台及び横架材へのめり込み特性として、初期剛性に対する<u>2 次剛性比</u>を<u>0.05(下限側)</u>と0.125(上限側)の2ケースを検討したが、耐力壁の性能が高くなるほど、土台へのめり込み変形が相対的に大きくなるため両者に差が現れたが、<u>その差は小さく</u>、今回の検討ケースでは両者に目立った差がないことが確認できた。<u>以上より、次章以降では、</u> 2 次剛性比を 0.05(下限側)と安全側に設定した場合を扱うことにする。

・垂れ壁腰壁なしの Model2、Model3、Model4 では、1/120rad 時の荷重が設計値(=耐力壁の短期許容せん断耐力の足し合わせ)を下回っており、耐力壁の性能が高くなるほどより顕著に下回る傾向にある。これは、耐力壁の性能に応じて柱頭柱脚金物を選定するのに対して、土台や横架材へのめり込み性能は変わらないため、土台へのめり込みの影響が相対的に大きくなることが主な原因と考えられる。

・垂れ壁腰壁があるモデルでは、いずれの場合も 1/120rad 時の荷重は設計値を上回って いることが確認できる。

・部材塑性率図を後述するが、いずれのケースにおいても、<u>耐力壁のせん断破壊が先行</u> し終局状態が決定される。すなわち、大地震の際にも、<u>土台のめり込みが起因し、建物の</u> 倒壊に繋がるような破壊形式となる可能性は少ないと判断できる。

4.7.3.2 各モデルの荷重変形関係及び塑性率図

以下に各モデルの荷重変形関係及び塑性率図を示す。







図 4.7.3-4 塑性率図_400 ステップ(垂れ壁腰壁なし_Model 1) めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-5 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁なし_Model 2)めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-6 塑性率図_400 ステップ(垂れ壁腰壁なし_Model 2) めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-7 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁なし_Model 3)めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-8 塑性率図_400 ステップ(垂れ壁腰壁なし_Model 3) めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-9 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁なし_Model 4)めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-10 塑性率図_400 ステップ(垂れ壁腰壁なし_Model 4)めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-11 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁あり_Model 1-2)めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-12 塑性率図_175 ステップ(垂れ壁腰壁あり_Model 1-2)めり込み 2 次剛性比 0.05

第4章-p27


図 4.7.3-13 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁あり_Model 2-2)めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-14 塑性率図_175 ステップ(垂れ壁腰壁あり_Model 2-2)めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-15 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁あり_Model 3-2)めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-16 塑性率図_175 ステップ(垂れ壁腰壁あり_Model 3-2)めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-17 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁あり_Model 4-2)めり込み 2 次剛性比 0.05



図 4.7.3-18 塑性率図_175 ステップ(垂れ壁腰壁あり_Model 4-2)めり込み 2 次剛性比 0.05

4.7.4 柱頭柱脚接合部をピン接合とした場合

4.7.4.1 層せん断カー層間変形(短期許容せん断耐力との比較)

前述の結果、土台のめり込み2次剛性比を2ケース検討したが両者の差がほとんどない ことから、以降では0.05(下限側)を扱うことにする。

本項では柱頭柱脚接合部が与える影響を調べるため、ピン接合(軸方向に"剛")としたケースについても検討した。





以下、解析結果より確認できたことを記載する。

・垂れ壁腰壁なしのケースでは、柱頭柱脚接合金物の軸剛性を考慮した場合と、ピン接合 とした場合の荷重変形の差が大きく、耐力壁の性能が高くなるほどより顕著である。また、 ピン接合とした場合、1/120rad 時の荷重は設計値(=耐力壁の短期許容せん断耐力の足し 合わせ)を上回ることが再確認できる。

・垂れ壁腰壁ありのケースでは、垂れ壁腰壁なしのケースに比べて、柱頭柱脚接合金物の 軸剛性を考慮した場合と、ピン接合とした場合の荷重変形の差は小さい傾向である。

4.7.4.2 層せん断カー層間変形(1次設計用せん断カとの比較)

前述の結果、1/120rad 時の荷重が耐力壁の設計値(短期許容せん断耐力)を下回るため、 ここでは、1次設計用せん断力(Co=0.2、Ai分布)との比較を示す。



図 4.7.4-3 層せん断力-層間変形関係図(垂れ壁腰壁なし)



以下、解析結果より確認できたことを記載する。

・垂れ壁腰壁なしのケースでは、柱頭柱脚接合金物の<u>軸剛性を考慮した場合</u>においても、 1/120rad時の荷重は<u>1次設計用せん断力</u>(Co=0.2、Ai分布)を概ね上回ることが確認できる。

4.7.4.3 各モデルの荷重変形関係及び塑性率図

以下に各モデルの荷重変形関係及び塑性率図を示す。







図 4.7.4-6 塑性率図_400 ステップ(垂れ壁腰壁なし_Model 1) 柱頭柱脚_ピン接合

第4章-p35



図 4.7.4-7 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁なし_Model 2) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-8 塑性率図_400 ステップ(垂れ壁腰壁なし_Model 2) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-9 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁なし_Model 3) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-10 塑性率図_400 ステップ(垂れ壁腰壁なし_Model 3) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-11 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁なし_Model 4)柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-12 塑性率図_400 ステップ(垂れ壁腰壁なし_Model 4) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-13 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁あり_Model 1-2) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-14 塑性率図_175 ステップ(垂れ壁腰壁あり_Model 1-2) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-15 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁あり_Model 2-2) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-16 塑性率図_175 ステップ(垂れ壁腰壁あり_Model 2-2) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-17 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁あり_Model 3-2) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-18 塑性率図_175 ステップ(垂れ壁腰壁あり_Model 3-2) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-19 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁あり_Model 4-2) 柱頭柱脚_ピン接合



図 4.7.4-20 塑性率図_150 ステップ(垂れ壁腰壁あり_Model 4-2) 柱頭柱脚_ピン接合

4.8 長期荷重を2倍とした場合の検討

4.8.1 検討方法

土台のめり込み検討が厳しくなるケースとして、長期荷重を2倍にした場合についても 前述と同様に実施する。

以下の表に、長期荷重を2倍にした場合の各モデルの壁の検定値を示す。Model4のみ 設計値を満足していることが確認できる。よってここではModel4のみ検討を実施する。

表 4.8.1-1 各モデルの耐力壁の設計値(長期2倍)

	長期荷重 基準×2									
	総重量ΣW[kN]	短期許容せん断耐力[kN]				Δ;	Co=().2の外力に	対する検定	[値[-]
階	2倍	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	AI	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
3F	33.869	5.4	8.0	10.7	13.4	1.524	1.93	1.29	0.96	0.77
2F	88.906	10.7	16.1	21.4	26.8	1.188	1.97	1.32	0.99	0.79
1F	143.942	16.1	21.4	26.8	32.1	1.000	1.79	1.35	1.08	0.90

検討対象

4.8.2 弾性解析による土台のめり込み検定

土台のめり込み検定結果を以下に示す。垂れ壁腰壁なしの Model4 では、いずれのケース、部位においても検定値 1.00 を超える結果であることがわかる。垂れ壁腰壁ありの Model4-2 では、弾性解析を実施することで検定値 1.00 を満足することが確認できる。

表 4.8.2-1 土台めり込み検定(Mode 4)

土台めり込み	隅	柱	中柱		
検定	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析	
LNc[kN]	16.93	16.93	27.52	27.52	
eNc[kN]	52.95	40.53	33.10	28.31	
sNc[kN]	69.89	57.47	60.61	55.83	
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325	
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4	
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955	
検定値	1.91	1.57	1.35	1.24	
最大検定値(壁)	0.90	0.90	0.90	0.90	
検定値(存在)	1.76	1.45	1.27	1.18	

表 4.8.2-2 土台めり込み検定(Mode 4-2)

土台めり込み	降	柱	中柱	
検定	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析
LNc[kN]	16.93	16.93	27.52	27.52
eNc[kN]	52.95	24.19	33.10	6.20
sNc[kN]	69.89	41.13	60.61	33.72
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955
検定値	1.91	1.12	1.35	0.75
長大検定値(壁)	0.90	0.90	0.90	0.90
検定値(存在)	1.76	1.05	1.27	0.74

ここで、 LNC:長期圧縮軸力[kN]

eNc:地震時圧縮軸力[kN]

 sN_{C} : 短期圧縮軸力[kN] (= $_{L}N_{C}+_{e}N_{C}$)

A_e: 土台めり込み有効断面積[mm2] (=8325)

sf_{Cv}:短期許容めり込み応力度 $[N/mm^2]$ (隅柱= $6.6 \times 2/3 = 4.4$ 、中柱= $8.1 \times 2/3 = 5.4$) sN_{Ca}:短期許容めり込み耐力[kN](隅柱=36.63、中柱=44.955)

- 検定値:いずれかの層の耐力壁が短期許容せん断耐力に達した状態の土台のめり 込み検定値
- 最大検定値(壁):1 次設計用せん断力(Co=0.2、Ai 分布)の耐力壁の検定値のう ち、各階の最大となる値
- 検定値(存在):1次設計用せん断力(Co=0.2、Ai分布)の土台のめり込み検定 値(eNc×最大検定値(壁))

第4章-p43

4.8.3 非線形解析による検討

4.8.3.1 層せん断カー層間変形(短期許容せん断カとの比較)

以下に層せん断力と層間変形関係を示す。なお、比較対象として、基準モデル(長期荷 重1倍)の結果を合わせて示す。



図 4.8.3-1 層せん断力-層間変形関係図("短期許容せん断耐力"との比較)



4.8.3.2 層せん断カー層間変形(1次設計用せん断カとの比較)

以下に層せん断力と層間変形関係を示す。

·······設計Q2

Model 4

- - 設計Q1

図 4.8.3-2 層せん断力-層間変形関係図("1次設計用せん断力"との比較)

- - 設計Q1

······ 設計Q2

- · - · 設計Q3

Model 4-2

-·-· 設計Q3

以下、解析結果より確認できたことを記載する。

・Model4 の 1 次設計用せん断力との比較では、1/120rad 時の荷重が 1 次設計用せん断力 を下回っていることが確認される。建物が重い場合、必要となる耐力壁の性能が必然的に 高くなるが、その場合、土台のめり込みの影響が大きくなるため設計上注意が必要である ことが確認できる。

・部材塑性率図を後述するが、Model4 は隅柱土台部のめり込みが限界変形に達することで終局状態が決定される。めり込みの要素試験によると限界変形以降、多くの場合ハードニング現象が生じるため、建物としての破壊形式は靭性が期待されるが、極わずかな場合、土台や柱が割裂破壊を生じることが確認されているため、建物としての破壊形式は脆性的な破壊を生じる可能性も危惧される。したがって、一般的な建物より建物が重いような場合は、設計上土台のめり込みには注意が必要であると考えられる。

4.8.3.3 荷重変形関係及び塑性率図

以下に荷重変形関係及び塑性率図を示す。



図 4.8.3-3 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁なし_Model 4)めり込み2次剛性比 0.05_長期2倍



図 4.8.3-4 塑性率図_350 ステップ(垂れ壁腰壁なし_Model 4)めり込み 2 次剛性比 0.05_長期 2 倍



図 4.8.3-5 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁あり_Model 4-2)めり込み2次剛性比 0.05_長期2倍



図 4.8.3-6 塑性率図_150 ステップ(垂れ壁腰壁あり_Model 4-2)めり込み 2 次剛性比 0.05_長期 2 倍

4.9 アスペクト比を大きくした場合の検討

4.9.1 検討方法

土台のめり込み検討が厳しくなるケースとして、アスペクト比を大きくした場合についても同様に実施する。具体的には、<u>7スパンを4スパンに変更</u>することにした。

以下の表に、7スパンを4スパンにした場合の各モデルの壁の検定値を示す。ここでは、 検定値が一番厳しくなる<u>Model1、Model4の検討</u>を実施する。

表 4.9.1-1 各モデルの耐力壁の設計値(アスペクト比変更後)

アスペクト比変更 4スパンモデル										
	総重量ΣW[kN]	短期許容せん断耐力[kN] A: Co=0.2の					0.2の外力に	対する検定	[値[-]	
階	1倍	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	AI	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4
3F	10.584	3.6	5.4	7.1	8.9	1.524	0.90	0.60	0.45	0.36
2F	27.518	7.1	10.7	14.3	17.8	1.188	0.92	0.61	0.46	0.37
1F	44.453	10.7	14.3	17.8	21.4	1.000	0.83	0.62	0.50	0.42





検討対象

検討対象





図 4.9.1-1 基準モデル(7スパン) H/L=1.27

図 4.9.1-2 アスペクト比広モデル(4 スパン) H/L=2.22

4.9.2 弾性解析による土台のめり込み検定

土台のめり込み検定結果を以下に示す。2章同様に、いずれのケースも1次設計用せん 断力に対しての検定値は N 値計算 0.61~0.83、弾性解析 0.26~0.74 となり、満足するこ とが確認できる。

土台めり込み	隅	柱	中柱	
検定	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76
eNc[kN]	24.07	20.33	15.04	10.56
sNc[kN]	32.54	28.79	28.80	24.32
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955
検定値	0.89	0.79	0.64	0.54
最大検定値(壁)	0.92	0.92	0.92	0.92
検定値(存在)	0.83	0.74	0.61	0.52

表 4.9.2-1 土台めり込み検定(Mode 1) 表 4.9.2-2 土台めり込み検定(Mode 4)

土台めり込み	隅	柱	中柱		
検定	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析	
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76	
eNc[kN]	53.10	44.83	33.19	23.28	
sNc[kN]	61.57	53.30	46.95	37.04	
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325	
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4	
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955	
検定値	1.68	1.46	1.04	0.82	
最大検定値(壁)	0.42	0.42	0.42	0.42	
検定値(存在)	0.83	0.74	0.61	0.52	

表 4.9.2-3 土台めり込み検定(Mode 1-2) 表 4.9.2-4 土台めり込み検定(Mode 4-2)

土台めり込み	阳	隅柱		柱
検定	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76
eNc[kN]	24.07	14.46	15.04	-1.16
sNc[kN]	32.54	22.93	28.80	12.59
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955
検定値	0.89	0.63	0.64	0.28
最大検定値(壁)	0.92	0.92	0.92	0.92
検定値(存在)	0.83	0.59	0.61	0.28

土台めり込み	隅	柱	中柱	
検定	N計算	弾性解析	N計算	弾性解析
LNc[kN]	8.47	8.47	13.76	13.76
eNc[kN]	53.10	30.82	33.19	-4.74
sNc[kN]	61.57	39.28	46.95	9.02
Ae[mm2]	8325	8325	8325	8325
sfcv[N/mm2]	4.4	4.4	5.4	5.4
sNca[kN]	36.63	36.63	44.96	44.955
検定値	1.68	1.07	1.04	0.20
最大検定値(壁)	0.42	0.42	0.42	0.42
検定値(存在)	0.83	0.58	0.61	0.26

ここで、 LNc:長期圧縮軸力[kN]

_eN_c: 地震時圧縮軸力[kN]

sNc:短期圧縮軸力[kN](=LNc+eNc)

A_e: 土台めり込み有効断面積[mm2] (=8325)

sfcv: 短期許容めり込み応力度[N/mm²] (隅柱=6.6×2/3=4.4、中柱=8.1×2/3=5.4)

sNca: 短期許容めり込み耐力[kN] (隅柱=36.63、中柱=44.955)

- 検定値:いずれかの層の耐力壁が短期許容せん断耐力に達した状態の土台のめり 込み検定値
- 最大検定値(壁):1次設計用せん断力(Co=0.2、Ai分布)の耐力壁の検定値のう ち、各階の最大となる値
- 検定値(存在):1次設計用せん断力(Co=0.2、Ai分布)の土台のめり込み検定 值(_eN_C×最大検定値(壁))

4.9.3 非線形解析による検討

4.9.3.1 層せん断カー層間変形(短期許容せん断耐力との比較)

以下に層せん断力と層間変形関係を示す。



図 4.9.3-1 層せん断力-層間変形関係図(垂れ壁腰壁なし)



図 4.9.3-2 層せん断力-層間変形関係図(垂れ壁腰壁あり)

4.9.3.2 層せん断カー層間変形(1次設計用せん断カとの比較)

以下に層せん断力と層間変形関係を示す。



図 4.9.3-3 層せん断力-層間変形関係図(垂れ壁腰壁なし)



図 4.9.3-4 層せん断力-層間変形関係図(垂れ壁腰壁あり)

以下、解析結果より確認できたことを記載する。

・いずれのケースも 1/120rad の荷重は、1 次設計用せん断力を上回ることが確認できる。 ・破壊形式として、Model4-2 は、土台隅柱脚部のめり込みと、耐力壁がほぼ同じタイミ ングで限界変形に達する終局状態となった。

4.9.3.3 層せん断力係数-層間変形関係(基準モデルとの比較)

以下に層せん断力係数(=層せん断力/ΣW)と層間変形関係を示す。



図 4.9.3-5 層せん断力-層間変形関係図(垂れ壁腰壁なし)



図 4.9.3-6 層せん断力-層間変形関係図(垂れ壁腰壁あり)

以下、解析結果より確認できたことを記載する。

・垂れ壁腰壁なしのケースでは、アスペクト比の違いによらず、概ね同様の層せん断力係 数-層間変形関係であることがわかる。垂れ壁腰壁ありのケースでは、4スパンモデルの 方が見かけ上剛性が低くなっている。これは、垂れ壁腰壁なしのケースでは、曲げ変形の 影響は"個別転倒"が支配的であるのに対して、垂れ壁腰壁なしのケースでは、押さえ込 み効果が働くため"全体転倒"が支配的であり、そのため、アスペクト比の大きな4スパ ンモデルの方が全体転倒の影響が大きく、見かけ上剛性が低下したものと考えられる。

・よって、今回の解析したケースでは、

アスペクト比が 2.22 以上、耐力壁の検定値 0.42 以下、垂れ壁腰壁が取り付く ような場合、最終的な破壊性状が、土台のめり込みに起因する可能性があるため設計で は注意が必要である。

4.9.3.4 各モデルの荷重変形関係及び塑性率図

以下に各モデルの荷重変形関係及び塑性率図を示す。



図 4.9.3-7 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁なし_Model 1) めり込み 2 次剛性比 0.05_4 スパン



図 4.9.3-8 塑性率図_400 ステップ(垂れ壁腰壁なし_Model 1)めり込み 2 次剛性比 0.05_4 スパン

第4章-p54



図 4.9.3-9 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁なし_Model 4)めり込み2次剛性比 0.05_4 スパン



図 4.9.3-10 塑性率図_350 ステップ(垂れ壁腰壁なし_Model 4)めり込み 2 次剛性比 0.05_4 スパン



図 4.9.3-11 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁あり_Model 1-2)めり込み2次剛性比 0.05_4 スパン



図 4.9.3-12 塑性率図_150 ステップ(垂れ壁腰壁あり_Model 1-2)めり込み 2 次剛性比 0.05_4 スパン



図 4.9.3-13 荷重増分解析結果(垂れ壁腰壁あり_Model 4-2)めり込み2次剛性比0.05_4スパン



図 4.9.3-14 塑性率図_147 ステップ (垂れ壁腰壁あり_Model 4-2) めり込み 2 次剛性比 0.05_4 スパン

4.10 参考資料

本章の参考資料として、「平成25年度木造長期優良住宅の総合的検証事業 材料・構造 分科会」報告書、第11章「めり込みの安全限界に関する検討」を以下に示す。

第11章 めり込みの安全限界に関する検討

307

11.1 めり込みの安全限界に関する検討

11.1.1 はじめに

材の部分的な横圧縮、いわゆるめり込みの特性は、バイリニア的な挙動を 示した後にハードニングすることが知られている。表 11.1-1¹⁾に本論文で主 に対象とする木材のめり込み基準強度の一例を示すが、このめり込み基準強 度はバイリニアの降伏点を求め、それを 1.5 倍したものとの見解もある。こ の 1.5 倍までの挙動を観察すると、1.5 倍がバイリニア的な挙動内にあるか、 あるいは 1.5 倍に至る前にハードニングに至り、ハードニングの途上にある かの場合が考えられる。この 2 つの挙動は材厚が関係するものと考えられ、 材厚が厚ければ降伏後にしばらく 2 次勾配のまま推移するであろうし、材厚 が薄ければ 1.5 倍に至る前にハードニング現象に至るであろう。極大地震時 にはこの基準強度を超えても安全性に問題ないと考えられているが、設計上 は許容耐力、基準強度をそれぞれの設計で超えてはいけないとされている。 また、過去の地震動より基礎の浮き上がりが生じることで上部構造の損傷が 軽減されたという報告²⁾がある。これまで壁倍率 2.5 倍相当の壁を配した箱 型試験体において、柱脚の浮き上がりを許容した振動台実験を実施してきた。

そこで本研究では、材料実験や壁振動台実験を実施し、材料実験では多数 の試験体を用意し、ハードニングが生じずに基準強度を確保できない試験体 の特徴を把握し、振動台実験では基準強度を超えるようなめり込みを生じさ せた際に鉛直荷重支持能力を失うことなく、安全性に問題が生じないかを確 認することを目的とする。さらに、柱脚の浮き上がりを許容した壁パネルで の実験も実施し、応答低減効果を把握することを目的とする。

11.1.2 めり込み実験

11.1.2.1 材料実験

(1) 実験概要 試験体製作工程を図 11.1-1に示す。各試験体は、105mm角、 L=3915mmの RW集成材を用いることとし、元材は全 50 体である。1 本から それぞれ全面圧縮試験体を 3 体、鋼板部分圧縮試験体を 2 体、柱圧縮試験体 を 4 体の計 9 体をとり、本報ではそれらの中から全面圧縮及び材端柱圧縮試 験を対象として実施した。全面圧縮試験体は 50 体×3 体の計 150 体、柱圧縮 に関しては柱にほぞのないほぞ無試験体と、ほぞのあるほぞ有試験体を各 50 体ずつの計 100 体実施した。全面圧縮試験体図を図 11.1-2 に、材端柱圧 縮試験体図を図 11.1-3 に示す。全面圧縮試験体は L=105mmとし、材料特性 を把握する目的で実施した。



図 11.1-1 試験体作成工程図



図 11.1-2 全面圧縮試験体図



図 11.1-4 加力方法

図 11.1-3 材端柱圧縮試験体図

表 11.1-1 繊維 直交方向めり込み特性値

	基準材料強度 N/mm ²				
樹種	部分圧縮	(めり込み)	全面圧縮		
	材中間部	材端			
RW	8.1	6.6	3.0		



a) 全体割裂



b) 両端割裂

図 11.1-5 全面圧縮破壊性状

また、材端柱圧縮試験体はL=600mmとし、実建物を想定した接合部実験 として実施した。ほぞは中柱を想定した一般的な短ほぞ(85×50×30mm)と は異なり、材端圧縮試験では隅柱を想定した寄ほぞ(57×40×30mm)とした。

また、RW集成材の繊維直角方向のめり込み特性値を表 11.1-1 に示す。基準強度は、材中間部めり込みで 8.1N/mm2、材端めり込みで 6.6N/mm2、全面 圧縮で 3.0N/mm2 となっている。また、はじめにで述べたように基準材料強 度は短期許容応力度の 1.5 倍としているため、短期許容応力度はそれぞれの 値を 2/3 倍したものを用いることとする。つまり、材中間部めり込みで 5.4N/mm²、材端めり込みで 4.4N/mm²、全面圧縮で 2.0N/mm²となる。加力方 法を図 11.1-4 に示す。加力はアムスラー型 200tf 万能試験機を用いて単調載 荷とし、荷重が横ばいになったのち、ハードニングが生じてから、60mm を 超えるまでの載荷とした。ただし、ハードニングが生じない試験体について はこの限りではない。 式1に稲山による等変位めり込み基準式³⁾を示す。参考までに式1によって材料実験における全面圧縮、材端圧縮に関して算出すると、全面圧縮でPy=42.30kN、 $\delta_{Py}=1.92$ mm、材端圧縮でPy=54.61kN、 $\delta_{Py}=1.49$ mmとなった。

$$P_{y} = \frac{x_{y}y_{y}C_{x}C_{y}E_{\perp}}{Z_{a}}\delta_{y}, \quad \delta_{y} = \frac{Z_{a}F_{m}}{E_{\perp}\sqrt{C_{x}C_{y}C_{xm}C_{ym}}} \quad \cdots \neq 1$$

<u>E</u>:全面積圧縮ヤング係数

n:繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数 Fm:縁端距離を無限大としたときのめり込み降伏応力度 x, y, z, C: 影状で決定する係数

(2) 実験結果 全面圧縮試験の主な破壊性状を図 11.1-5 に示す。破壊性状 は全体的に割裂が生じて圧壊しているものと、中心部には割裂が見られずに 両側の割裂のみ生じているパターンが見られた。また、荷重変位関係の代表 的な例を図 11.1-6 に示す。a)に示すように試験体ごとに最大で 10N/mm² 程 のばらつきが生じていることがわかる。b)に示した代表例をみると、木材の 特性であるめり込み挙動ののちハードニングが生じている試験体がほとん どではあるものの、ハードニングが生じずに降伏点の 1.5 倍の耐力が確保で きていない試験体も確認できた。ハードニングが生じない試験体の破壊性状 としては全体的な割裂が見られ脆性的な破壊となることが多く確認できた。

また、実験によって得られた特性値を表 11.1-2 に示す。降伏点で既に全面 圧縮のめり込み基準材料強度である 3.0N/mm²を上回る応力が作用している。 ハードニングが生じない試験体 *H_n*と生じた試験体 *H*で分けた場合の平均値 を求めると、ハードニングが生じない試験体では生じる場合と比較して降伏 荷重が低い値を示しているものの、剛性に関してはハードニングの有無に関 わらず概ね一致している。



図 11.1-6 全面圧縮_荷重変位関係

	P_{v} kN	$\delta_{Pv} \ \mathrm{mm}$	K k N/m m	$rac{\sigma_{Pv}}{\mathrm{N/mm}^2}$
H_n	37.10	1.24	29.20	3.37
Н	43.80	1.37	31.97	3.97
Ave	43.49	1.36	31.98	3.94
基準式	42.30	1.92	22.03	3.84

表 11.1-2 全面 圧縮 _ 平均特性值

次に柱圧縮試験の主な破壊性状を図 11.1-7 に示す。圧縮が進展していくこ とで上面のラミナが広がり、柱の外側方向へと押し出される試験体や、全体 が柱に対して効いているパターンが見られた。全体圧縮と同様に荷重変位関 係の代表的な例を図 11.1-8 に示す。挙動としては大半の試験体で全面圧縮試 験体と同様で 2 次勾配ののちにハードニングが生じているが、降伏点を超え て 2 次勾配となった際に荷重が落ちて、基準強度未満となる試験体がみられ た。ほぞの有無による影響としてほぞ有試験体において、めり込みが進展し ていき先端がほぞ穴底面に接触する 10mm付近での荷重上昇が生じる点が挙 げられる。



a) 中央部のみの圧縮



b) 全体的な圧縮

図 11.1-7 材端柱圧縮破壊性状





図 11.1-8 全面圧縮_荷重変位関係
	P _v kN	$\delta_{Pv} \ { m mm}$	$\frac{K}{kN/mm}$	$\sigma_{Pv} \over N/mm^2$	$\sigma_{nPv} \over N/mm^2$
ほぞ無	53.98	2.20	24.54	-	5.79
ほぞ有	53.87	2.91	18.51	4.89	5.78
H_n	51.66	2.47	20.91	-	5.55
Н	54.00	2.56	21.09	4.88	5.80
Ave	53.93	2.56	21.67	4.89	5.79
基準式	54.61	1.49	36.65	4.95	5.86

表 11.1-3 材端柱圧縮 平均特性值

材端柱圧縮試験による特性値を表 11.1-3 に示す。ほぞの有無による特性値 を比較すると、降伏荷重に関しては概ね一致しているが、降伏変位で 32%程 度の差が生じている。結果的に差が生じているものの 10mm 以前の挙動は一 致するはずで、ばらつきの範囲内であったと考えられる。また、ハードニン グの有無による差はあまり見られなかった。基準式によって算出した値と比 較すると、降伏荷重に関しては概ね一致しているが、降伏変位で 72%程度の 差が生じており、実験値の剛性が低い値を示した。原因としては、圧縮材と して木柱を用いているため、土台へのめり込み以外にも柱材自体の変形が加 味されているためと考えられる。

結果として材料実験により、ハードニングが生じない明確な原因を解明す るまでには至らなかったが全試験体を通して、大きな節が見られる場合には 節を中心にして割裂が生じ、2次勾配がたたずに荷重が上がらないまま変形 が進み脆性破壊となる傾向があり、ハードニングを生じない要因になり得る といえる。また、集成材ラミナの年輪傾斜による影響は、同一材からとった 試験体でも結果にばらつきが見られることから、節の有無による影響に比べ て直接設計にかかわるような影響ではないと考えられる。これらの結果から、 現行のめり込み検定では短期及び終局状態に対する検討を省略しているが、 ハードニングが生じずに基準強度に満たない可能性があり、安全性に支障を きたす場合があるため必要に応じた検討が求められる。

11.2 振動台実験

11.2.1 実験概要

試験体図を図 11.1-9 に示す。大きな圧縮力を発生させた際に壁自体が損傷 しないように試験体は集成材パネルとし、材種はカラマツ集成材 E105-F300 とした。土台には前述した、めり込み材料実験で用いた RW 材と同一材とし た。試験体パネル寸法は高さ 2800mm、厚さ 105mm、幅 910mm である。ま た集成材パネルの脚部には柱相当の加工を施し、ほぞは材料実験と同様に中 柱を想定した一般的な短ほぞと、隅柱を想定した寄ほぞとした。土台寸法は 想定した柱種類により異なり、中柱を想定した試験体の土台はめり込みに対 する端部の余長を十分にとるために L=1600mm とし、隅柱を想定した試験体 では柱と土台の面を揃えるよう L=910mm の土台を用いた。中柱試験体は全 1体、隅柱試験体は全3体実施した。柱脚金物には引抜力に耐えうるよう、 60~80kN程度で降伏する高耐力の金物を使用した。隅柱想定試験体ではせん 断抵抗要素として。M12ボルトを中央部に3本配した。

試験体設置図を図 11.1-10 に示す。隣接したフレームは錘設置用フレーム であり、載荷した錘によって生じるせん断力のみを伝達機構によってパネル 側へと伝達するという仕組みである。パネルに生じる鉛直荷重の影響を抑え つつせん断力のみを増加させるために本方法を採用した。フレーム寸法は、 芯々距離で高さ 2752.5mm、幅が 2630mm である。柱間隔が左右で異なるの は、錘設置用のボルト孔の位置と伝達機構のピンの位置をずらすためである。 伝達機構は、パネル、フレーム側ともにピン接合とし、さらに柱頭柱脚接合 部の HD 金物の止め付け部分にゴムワッシャーを取り付け、フレームにはせ ん断力がなるべく生じないような機構とした。加振は動的アクチュエーター をスライダーに取り付け、振動台形態とした架台に試験体を設置し実施した。 また、本実験では試験体パネル上部及びフレームにはそれぞれ約 10kN 程度 の錘を載荷して試験を実施した。



図 11.1-9 試験体パネル図



No.	入力地震波	入力倍率	最大加速度
001	BSL	100%	510 gal
002	JMA 神 戸	70%	574 gal
003	JMA 神戸	100%	820 gal
004	JMA 神戸	125%	1025 gal

表 11.1-4 基本加振スケジュール

基本的な加振スケジュールを表 11.1-4 に示す。入力加振波は人工地震動の BSL 波と観測波の JMA 神戸波とした。入力倍率は BSL 波で 100%、JMA 神 戸波で 70%、100%、125%とした。計測項目としては、パネル及びフレーム 上部に加速度計を設置して各重量を掛け合わせることでせん断力をもとめ た。また、柱脚の圧縮力は直接計測できないためロードセルによって柱の引 抜力を計測して、引抜が生じた際に逆側の柱に生じる圧縮力との釣合いが成 立するとして、ロードセルによる計測値を用いて圧縮力とした。なお、ロー ドセルの初期時導入軸力は全試験体において約 10kN で統一することとする。

11.2.2 実験結果

各加振によるめり込み状況を図 11.1-11 に示す。中柱想定、隅柱想定の両 試験方法においても、BSL20%加振におけるめり込みの目視による確認はで きなかったため、弾性範囲内であったといえる。また、中柱試験体では JMA 神戸 70%加振後で目視によるめり込みが確認できた。その後、JMA 神戸 100%、 JMA 神戸 125%とめり込みが進展していき、最終的に 10mm 程度のめり込み が生じた。JMA 神戸 125% で柱脚金物が破壊してしまい試験終了としたが、 パネル側への損傷は見られず、鉛直荷重支持能力自体には問題は生じなかっ た。それに引き換え隅柱試験体において、BSL100%加振でめり込みが生じて 土台が面外方向にはらんでいるのが確認できた。中柱想定試験体との違いと して隅柱想定試験体用の土台には土台上面に座掘りを設けているが、めり込 みが進展するにつれて座掘り箇所からラミナの剥離が生じた。中柱と比較し て、過大なめり込みが生じたため JMA 神戸 100%加振までで終了とした。全 加振終了時に倒壊には至らなかったものの柱脚ボルトの降伏が確認でき、倒 壊 寸 前 の 状 況 で あ っ た 。 さ ら に 最 大 変 位 で 160mm 程 度 、77mm の 残 留 変 形 が 生じており、鉛直荷重支持能力を保持してはいるものの、十分であったかの 判断は難しいところである。

各試験体でまとめた圧縮力-めり込み変位関係を図 11.1-12 に示す。各加振 で得られた結果を試験体ごとに示す。図に示したバイリニア曲線はそれぞれ 材料実験によって得られた結果の平均値である。なお、中央柱圧縮試験の結 果は以前実施した試験結果を用いることとする。中柱試験体において、降伏 荷重が 10kN 程低い値となっているが、挙動としては概ね一致している。ま た材料実験の結果と比較して、隅柱 1 では概ね一致しているが隅柱_2 及び 3 で低い耐力となっている。耐力低下の要因のひとつとして、前述したとおり 座掘りを設けているため、めり込みが生じた際に端距離を確保しきれなかったことが影響していると考えられる。また、極大地震入力時に荷重低下は生じなかったものの、最大変位で中柱試験体では 14mm 程度であるのに対して 隅柱試験体では 42mm 程度と 3 倍近いめり込み変位が生じており、土台への 損傷が増大された。

めり込み振動台実験によって得られた特性値を表 11.1-5 に示す。中柱と隅柱の結果を比較すると、降伏点は中柱で 22%大きな値となっており、剛性にいたっては 2 倍程度高くなっている。端距離の有無によって大きな差が生じる結果となった。

等変位めり込み基準式によって求められた P 及び δ_P と比較すると、中柱 試験体においては実験値で P_y =63.50kN、 δ_{Py} =2.16mmで、基準式で P=64.49kN、 δ_P =1.26mm となっており、降伏荷重に関しては概ね一致しているが、降伏 変位に関しては 71%の誤差が生じている。これは、静的加力と振動台実験に よる速度効果が加算された違いによるものであると考えられる。隅柱試験体 では実験値で P_y =52.04kN、 δ_{Py} =4.09mmで、基準式で P=52.12kN、 δ_P =1.56mm となっており、中柱試験体と同様で降伏荷重に関しては概ね一致しているも のの、降伏変位で 162%の差が生じた。これは、材料実験との比較の際と同 様で、座掘りが影響したと考えられる。結果として、振動台実験ではめり込 みによって基準強度に達することなく荷重低下することは見受けられなか ったが、隅柱試験体においては支持能力への影響が生じるほどのめり込み変 位となった。



JMA 神戸 70%



BSL100%



JMA 神戸 100% a) 中柱想定



JMA 神戸 70% a) 隅柱想定 図 11.1-11 各加振めり込み状況



JMA 神戸 125%



JMA 神戸 100%



図 11.1-12 圧縮力-めり込み変位関係

	P_y	δ_{Py}	K	σ_{Py}	σ_{Py_n}
	k N	mm	kN/mm	N/mm^2	N/mm^2
中柱	63.50	2.16	25.30	5.76	7.58
隅柱_1	68.31	3.61	18.92	6.20	7.33
隅柱_2	46.41	4.59	10.10	4.21	4.98
隅柱_3	41.39	4.07	10.16	3.75	4.44
隅柱 Ave	52.04	4.09	13.06	4.72	5.58

表 11.1-5 めり込み振動台実験_特性値

11.3 まとめ

中柱接合部については、めり込み基準強度を上回る荷重が作用した際には ハードニングを生じ、鉛直荷重支持能力を失うことにはならない。一方、端 部接合部で基準強度を上回る荷重が作用した際にはハードニングがおこら ず、荷重が頭打ちとなる場合が。その発生確率は低いものの存在する。よっ て、端部接合部についてはめり込みに対する基準強度の検討を省略しても安 全側にいつもある、とは言い難い結果となった。

参考文献

1) 日本建築学会:木質構造設計規準・同解説、2006.12.

2) 林康裕:直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果、日本建築学会構造系論文集、NO.485、pp.55-62、1996.7.

- 3) 稲山正弘:木材のめり込み理論とその応用、東京大学 学位論文、1991.12.
- 4) (財)日本住宅・木材技術センター:木造軸組構法住宅の許容応力度設計 (2008 年版)、2008.6.

318

第5章 添付資料

5.1 委員会議事録

本事業で実施した委員会は以下の通りである。

	日時	場所
第1回(第	2015年9月14日 月曜日	情報オアシス神田 神田北スペース
3 回 WG	10:00-13:00	会議室「オアシス2」
同時開催)		
第2回	2016年1月15日 金曜日	情報オアシス神田 神田北スペース
	10:00-12:00	会議室「オアシス2」

次ページから、委員会の議事録を掲載する。

木造建築物の許容応力度等計算の基準の明確化等に関する検討

第1回 ルート2検討委員会/第3回 ルート2検討WG 議事録

日時	2015 年 9 月 14 日 月曜日 10:00-13:00
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス2」
参加者	委員長:工学院大・河合 委員:京大・五十田、山辺構造設計事務所・山辺、
	協力委員:国総研·中川 共同研究:建研·槌本、荒木
	行政:国交省・歌代、牧野 オブザーバー:構造計画研究所・篠原
	事務局(DOT):平野(議事録作成)、佐々木
配布資料	
資料 NO.1:	平成 27 年度の応募資料(パワポ)
資料 NO.2:	S19 木造建築物におけるルート2の構造方法に関する検討
資料 NO.3:	ルート2の検討に関するメモ(五十田)
資料 NO.4:	構造系式毎の耐力要素、接合部の検定方法、Ds の考え方
資料 NO.5:	木造建築物の構造特性係数の設定方法に関する検討:時刻歴応答解析による検討
資料 NO.6:	住宅系木造ルート2に必要な接合部の終局時必要性能の検討
資料 NO.7:	ルート2で設計可能な集成材フレームの接合部仕様(案)
資料 NO.8:	短期を想定した柱軸力による土台のめり込みに関する検討
参考資料 N	IO.1:ルート2検討 WG 第 1 回 議事録
参考資料 N	IO.2:ルート2検討 WG 第 2 回 議事録
参考資料 N	IO.3:各種引き寄せ金物の耐力と剛性の評価
(1)平成 27	7年度の事業内容と最終成果物のイメージの説明(資料 NO.1~4)
資料説明後	き、意見交換を行った。指摘事項は以下の通り。
・ β割り	増しについては、S 造と木造とでは考え方が異なるのでは?
$\rightarrow \beta$	割り増しが必要となる根拠についてはS造と木造とでは異なる。
S 造で	はラーメンでは降伏点と強度を比較すると余裕があること、ラーメンは剛だがブレースは
スリッフ	プがあり、ラーメンにブレースが入ってくると強度が下がってくる・エネルギー吸収が無く
なるの)で、β割り増しが必要。
木造の	D場合は、ブレースでもラーメンでも降伏点と強度の余裕は同程度(1.5)であり、エネルギ
一吸収	qも問題が無い。しかし、絶対変形を見るとブレースが小さく考慮が必要と思われる。
+-+-1	
12/20	、これまじの説明通り、4指標じの取小値を取ることで問題か無いという結論になるかも
しれな	、これまでの説明通り、4指標での取小値を取ることで問題が無いという結論になるかも い。
しれな ・ ブレー	、これまでの説明通り、4指標での最小値を取ることで問題が無いという結論になるかも い。 ·スは、Ds が大きくなる傾向があり、安全側とするにはβ割り増しが必要ということになる
たたし しれな ・ ブレー が、そ	、これまでの説明通り、4指標での最小値を取ることで問題が無いという結論になるかも い。 ・スは、Ds が大きくなる傾向があり、安全側とするにはβ割り増しが必要ということになる もそもDs に絶対変形の考え方が入っていないのでそこに課題がある。
レルな ・ ブレー が、そ [:]	、これまでの説明通り、4指標での最小値を取ることで問題が無いという結論になるかも い。 ・スは、Ds が大きくなる傾向があり、安全側とするにはβ割り増しが必要ということになる もそも Ds に絶対変形の考え方が入っていないのでそこに課題がある。 り増しの検討についての主たる対象はブレースだけでいいのかという点は残る。
レルな しれな ・ ブレー が、そ ・ β割り ・ ルート	、これまでの説明通り、4指標での最小値を取ることで問題が無いという結論になるかも い。 ・スは、Ds が大きくなる傾向があり、安全側とするにはβ割り増しが必要ということになる もそもDs に絶対変形の考え方が入っていないのでそこに課題がある。 り増しの検討についての主たる対象はブレースだけでいいのかという点は残る。 2の場合を想定すると、建物としては規模の大きなものが対象に入ってきて、高倍率の

う配慮する必要がある。

- → 高耐力ブレースについては、βが 1.5 倍でも足りない Ds にしかなっていないものが多い(D s=0.75とか・・0.55を超えてくるもの)。ここについては、β割り増し程度で対応できる靱性 の高い標準仕様を示すなどの対応が必要となる。 → アンボンドタイプも視野に入れる。ただ、塑性化することはできても、滑りをなくすことはでき ないかもしれない。使用する場合の条件を示す必要があるか。 ルート2で対象となってくるのは、1階RC、2階以上が木造というパターンがあるので、これも検 討対象とする必要があるか。 この事業での議論には関係ないが、ルート2での設計では、混構造・規模のためにルート2に で設計するものの剛性率の扱いが問題となっている。(1階が RC 造、2・3階が木造の場合、 建物全体での剛性率が必要との法規になっている。)どうにかならないか。 → 混構造の場合の剛性率の扱いについては告示第593号4号ロで対応しており(ルート1の みか?)、また、同時に出されてた技術的助言にて言及しており、解説書にも記載がある。ただ し、最初からルート2となる場合は法規のみを見ると適応していない状況か?→要確認 技術的にも問題は無いので、法規を確認した上で、対応を国交省・L建研にて対応する。 β 割り増しについては、事例も必要かと思う。S 造では、事務所協会にて Q&A を出しており、 そこで割り増す範囲を明記している(全体)。木造にはそのような事例等が無く、設計者毎で対 応が異なる(耐力壁だけか全体か)。 (2)構造特性係数の設定に関する検討(資料 NO.5) 荒木
- ・ 時刻歴応答解析結果から、終局変形のライン(塑性率)を超えているプロットについて、耐力を 上げる必要がある(β割り増し必要)という判断だと思うが、これらの検討の解釈の仕方につい て整理が必要。
- ・ 比較をするのは、非線形の合板とするしかないか。

(3)住宅系木造ルート2に必要な接合部の終局時必要性能の検討(資料 NO. 6)

3. での検討方法で使用している実験データは、実験方法に問題があるため、そのまま活用することはできない。しかしながら、Z 金物を使う場合には、問題が無いことは確認できる。同等認定のものは実験値にて評価を行っているため余裕が無く、問題が生じる可能性が高い。

荒木

- 上のような場合もあるので、検討方法としては、実験で性能を決めている接合部では計算でも
 性能を確認するようなルールにすべきか。
- 接合部の終局性能の確認については最終成果物のイメージが難しいが、ルート2の設計マニ ュアルや早見表などがあれば良いのでは。本来ならば、ここでやっているような検討(耐力壁・ 接合部とも許容耐力と最大荷重をチェック)を設計でやってもらいたいが、ルート3をやってるこ とと同じになってしまう。
- 現在の段階では、最終的な落としどころ・整理の仕方がわからない。住宅系の接合部については、計算で決めてるものと、実験で決めているものがあり、齟齬が大きい。ルート2で計算する場合には、その部分の齟齬を埋める必要があり、実験で決めているものは割り増しが必要な

第5章-p3

ど、対応策が求められる。

今後の進め方としては、対象となる耐力壁の仕様・性能を絞り込んで分けて検討することが現 実的か。まずは構造用合板壁と二つ割り筋かいぐらいで良いのではないか。これをベースに、 ある性能を超えるものは上に示したようなチェックをすること、とルールを決めることで対応する か。 ルート2の設計においては、設計者によっては垂れ壁効果を入れて計算する人もいるので、資 料の4. にあるフレーム評価の仕方については安全側となるように考慮する必要があるか。 (4)ルート2で設計可能な集成材フレームの接合部仕様(資料 NO.07) 荒木 この検討の最終アウトプットは、告示には盛り込めないので、解説書に例示仕様とともに示す ことになるか。 接合部の各仕様が、①対応無し・②β割り増し・③ルート3もしくは限界耐力計算で確認 のう ち、どれに該当するのかを分ける必要がある。 その他の検討方法としては各接合部の荷重変形カーブを仮定してフレームモデルで解析し、 ①~③までのどれに該当するかと、適応する具体的な仕様例を整理する必要があるか。まず は、①対応無し で OK な仕様を示していく。 接合部の種類の整理においては、2方向ラーメンの場合なども考慮したい。この場合、2次接 着柱や合わせ柱といった例が出てくるが、何が可能で何が駄目なのかなどの整理がされると ありがたい。 (5) 柱軸力による土台めり込みに関する検討(資料 NO.8、参考資料 NO.2) 篠原 前回までの WG での指摘事項に全て対応した。 検討としては一段落したと思われるので、以下の作業を行い、最終確認をする。 検討内容のサマリーを作成(成果のとりまとめ・なぜ存在応力の検定で良いのかも明記) ② 危険な場合をピックアップして整理し、その範囲などを示すことが可能か検討を行う。 上の②の内容によって、どのように規準や解説書類に示すかを検討する。 グレー本の改定作業が進んでいるので、そちらとの整合性を取ることが必要。荒木・中川にて 改定の委員会にて、岡田委員などへ説明を行うこととする。 (6)その他 次回の WG は、2015 年 10 月 19 日(月) 10:00~12:00 DOT にて 次回の委員会には、以下の日程を仮押さえし、岡田委員の都合を確認して最終決定する。 2016年1月15日(金)10:00~12:00 2016年1月21日(木)終日

木造建築物の許容応力度等計算の基準の明確化等に関する検討

第2回 ルート2検討委員会 議事録

日時	2016年1月15日 金曜日 10:00-12:00	
場所	情報オアシス神田 神田北スペース 会議室「オアシス2」	
参加者	委員長∶工学院大・河合 委員∶京大・五十田、山辺構造設計事務所・山辺、住木・	センター・岡田
	協力委員:国総研・中川 共同研究:建研・槌本、荒木	
	行政:国交省・歌代、牧野	
	事務局(DOT):平野(議事録作成)	
配布資料		
資料 NO.1:	第1回ルート2検討委員会(9/14)議事録(案)	
資料 NO.2:	ワーキンググループでの検討の目的と概要(1 章)	
資料 NO.3:	筋交い壁の変形性能、靭性能の定量化を目的とした静加力実験(2.2)	
資料 NO.4:	住宅系耐力壁の既往データ整理(2.4)	
資料 NO.5:	耐力壁および柱頭・柱脚接合部の最大耐力と短期基準耐力の関係について(2.5)	
資料 NO.6:	引きボルト接合式集成材構造の靭性保証設計のためのボルト引張試験(2.3)	
資料 NO.7:	大断面集成材:接合部についての検討(木質架構の靭性保証設計の検討(2.6)	
資料 NO.8:	解析の目的及び検討内容(3章)	
資料 NO.9:	短期を想定した柱軸力による土台のめり込みに関する検討(4章)	
資料 NO.10	:事業報告書目次案	
回覧資料:角	第交い実験報告	
(1)前回の	議事録の確認 (資料 NO.1)	
(2)検討の	目的と概要 (資料 NO.2、10)	
・ β割り	増しの検討についての主たる対象はブレースだけでいいのか。	
→ 昨	今、高倍率の面材耐力壁で変形性能が足りないものが増えてきており、こういったもの	
も、今行	<u> 後整理が必要。ただし、まずは、ブレースの検討を進めることとしている。筋かいだけが</u>	
問題だ	と受け止められないよう情報を出していく必要がある。	
→ ₹ :	もそも Ds に絶対変形の考え方が入っていないのでそこに課題がある。	
→ 絶	対変更が小さい時の Ds の考え方が正しいのか。ただし、ここを突き詰めていくと、保有	
水平耐	カと限界耐力計算の齟齬の話になってしまう。	
→ 様	々な耐力壁があり、組み合わせされたときの評価についても考える必要がある。	
→ 以.	上の点は、課題として報告書にとりまとめておくこと。	
(3)住宅系(の筋かい構面の実験的検討(資料 NO. 3)	
・ 筋かい	といっても、接合金物のタイプの違い(ボックスタイプかプレートか)、面材の有無等によ	
って性	能が大きく変わる。	
・ これま	でにも指摘されてきたが、2 つ割筋かい単体では、告示倍率が確保できていないという	

結果であった。

(3)住宅系の耐力壁および柱脚・柱頭の最大体力と短期基準耐力(資料 NO.5)

- 大臣認定を取得した耐力壁を用いて整理を行ったため、本資料には、筋かいタイプの耐力壁 は含まれていない。
- 耐力壁も柱脚・柱頭も、短期基準耐力と最大耐力との比は2倍程度あるので、本資料で対象としたような仕様のものについては、大きな問題は無い。
- ルート2の際は、短期基準耐力だけでの比較は問題であるので、最大耐力での配慮も求める ようにするか。その場合、仕様規定での配慮が必要かどうかも検討する必要があるか。改訂中 のグレー本では、その旨に触れてもらうことになっている。

(4)引きボルトの実験的検討(資料 NO.6)

- ・ 引きボルトの靱性保証設計を行うために、引きボルトの引張応力度を5%上限値で考えること とした場合の検討を行う。
- 想定する接合部ではボルトのひずみが3%前後となる。そこで、5%および10%ひずみ時の引張応力度5%上限値が必要であるが、既往の文献の試験体数が少ないためばらつき係数が大きくなり、上限値が小さくなる。実験で調整したい。
- ・ 上限値は都度わざわざ確認するのではなく、下限値に係数をかけて上限値を出す対応を想定 している。その際、1.2 程度になるか。

(5)大断面集成材の接合部についての検討(資料 NO.7)

- ・ 今年度は、引きボルト、グルードインロッド、ブレース架構を対象とする。
- 正しくは、靱性保証設計の検討ではなく、崩壊形の保証を行うための検討では無いか。ここで
 示したルールにて設計し破壊モードを決められれば、靱性を正しく評価することが可能となり、
 その上で靱性保証設計を行うこととなる。
- ・ 最終的なアウトプットとしては、告示の組み立てとして、β割り増しを活用するか、別途、応力 割り増しを行うかの2種類があるだろう。
- ・ ここでの検討は純ラーメンがメインであるが、面材やブレースとの複合構面となった際の整理 も必要となる。

(6)時刻歴応答による解析的検討(資料 NO.4、8)

- ・ 時刻歴応答による検討では、筋かいの種類によって、β割り増しが必要のないものから 1.5 倍程度までに区分けされる。対象としたデータは資料 NO.4に示すもの。
- この後、面材耐力壁などと組み合わさった場合、集成材フレームの場合、資料 NO.3 の実験結果の場合について、検討を追加し整理する。

(7)短期を想定した柱軸力による土台のめり込みに関する検討(資料 NO.9)

・ 土台のめりこみ検定は省略せずに行う方針とし、その際の検討軸力は CO=0.2 の時の存在応

•	カとする提案である。様々な状況で解析したが、最終的な破壊モードにおいても、1/120rad 時 の変形性能についても問題は無いことが確認できた。 検討結果で OUT となっているものは、そもそも建物として設計できない条件のもの。 改訂中のグレー本でも、土台のめり込みの検定を行うことに変更となったので、ここでの提案と 整合性はとれる。	
(6)	その他	
•	全体委員会は今回で最終とする。	
•	次回の WG は 2 月 1 日 18 時より、ドットにて行う。	

5.2 ワーキンググループ議事録

本事業で実施したワーキンググループは以下の通りである。

	日時	場所
第1回	2015年7月6日 月曜日	ドット・コーポレーション
	10:00-11:30	
第2回	2015年8月12日 水曜日	ドット・コーポレーション
	10:00-12:30	
第3回(第1	2015年9月14日 月曜日	情報オアシス神田 神田北スペース
回委員会同	10:00-13:00	会議室「オアシス2」
時開催)		
第4回	2015年10月19日 月曜日	ドット・コーポレーション
	10:00-12:00	
第5回	2015年12月1日 火曜日	ドット・コーポレーション
	15:00-17:00	
第6回	2016年2月1日 月曜日	ドット・コーポレーション
	18:00-19:00	

次ページから、ワーキンググループの議事録を掲載する。

木造建築物の許容応力度等計算の基準の明確化等に関する検討

第1回 ルート2検討WG 議事録

日時	2015 年 7 月 6 日 月曜日 10:00-11:30	
場所	@ドット・コーポレーション	
参加者	主査∶工学院大・河合 委員∶京大・五十田	
	協力委員:国総研・中川 共同研究:建研・荒木	
	オブザーバー:構造計画研究所・篠原、大西	
	事務局(DOT):平野(議事録作成)	
配布資料		
資料 NO.1:	ルート2検討 WG 事前打合せ 議事録(案)	
資料 NO.2:	短期を想定した柱軸力による土台のめり込みに関する検討	
資料 NO.3:	構造特性係数の設定方法に関する検討(その1)等価粘性減衰定数と終局変位を考慮	
	した方法	
資料 NO.4:	木造建築物の構造特性係数の設定方法に関する検討:時刻歴応答解析による検討(宿	
	題 2)	
資料 NO.5:	筋かいの品質の差異が耐力壁の性能に及ぼす影響	
(1)議事録(の確認(資料 NO.1)	
(2)柱軸力	こよる土台めり込みに関する検討(資料 NO.2)	
· 今回の	モデル・設定では、N 値計算と2 次元フレームモデルの弾性解析結果の柱軸力は非常	
に良く	合っていた。2.5考察・課題に示されている方針(アスペクト比の変更/荷重の変更)で次	
回の検	討を進める。	
・ また次	のステップでは、以下の点を考慮した解析結果にて検討を行う。	
① 扬	そ合部のバネを圧縮と引っ張りそれぞれの値を用いる。(今回は、圧縮の値を引っ張りに	
t t	適用) その際 N 値計算の結果に応じた金物を選定。	
2 7	レース置換では腰壁がある場合に、軸力がそちらに流れてしまうので、腰壁の支点反	
	」を拘束しないモデルとする。	
 最終的 	1には、非線形解析でブッシュオーバーしたときに、めりこみは生じても応力の再配分が	
生じて	変形などの問題は生じないこと、もしくは、その際の条件が確認されれば良い。その場	
合、め	りこみの2次剛性をどう設定するかが問題だが、各種実験データの上限値と下限値を引	
いてくる	ることでとりあえすは対応。	
(3)構造特	生係数の設定に関する検討(資料 NO.3、4、5)	
・減衰を	考慮した修正Dsの案3種について、複数の筋かい耐力壁について合板との比較を行っ	
た(筋が	かいについては1P片筋かい・2つ割り・圧縮側のみ)。各仕様3体の試験体がある中、今	
回は2	体分を対象→次回3体すべて対象とする。	

- 筋かいの種類としては、3つ割りのデータが防災協会で実験を実施した+五十田研究室で実施したものがあるのでそれらを対象にする。それらについては、座屈拘束しているものも含まれている。
- 圧縮・引っ張りが明確のものは分けて検討する。逆 V 字のデータについては、圧縮・引っ張りの差が無い。
- ・ 今後、非住宅レベルに用いる筋かいでも同様の検討を行う。
- ・ これらの解析については、信州大学の学生に作業を依頼することが可能。
- ・ 時刻歴応答解析による検討では、現在のDsと修正Ds1種について合板との比較を実施。引き 続き他の修正Dsに関しても、同様の検討を進める。耐力壁の種類としては資料NO.3と同様の ものを対象とする。
- ・ 合板との比較においては、五十田が実施した既往のものと比べ構造用合板との違いが明確で は無い。両者の検討の方法を確認するため、それぞれの解析時のパラメーターを確認する。
- Dsの提案については、日本システムで限界耐力計算に合わせたものがあり、それも参考とする。

(4)その他

- ・ 次回日程 日時:2015 年 8 月 12 日(水)10:00~12:00 場所:ドット・コーポレーション
- ・ 全体委員会については、9月中旬に実施予定。→日程調整

木造建築物の許容応力度等計算の基準の明確化等に関する検討

第2回 ルート2検討WG 議事録

日時	2015 年 8 月 12 日 水曜日 10:00-12:30	
場所	@ドット・コーポレーション	
参加者	主査∶工学院大・河合 委員∶京大・五十田	
	協力委員:国総研・中川 共同研究:建研・荒木	
	オブザーバー:構造計画研究所・篠原、長谷川、斉藤木材工業・北村	
	事務局(DOT):平野(議事録作成)	
配布資料		
資料 NO.1:	ルート2 検討 WG 第1回(7/6)打合せ 議事録(案)	
資料 NO.2:	住宅系木造ルート2 に必要な接合部の終局時必要性能の検討	
資料 NO.3:	接合部試験データ	
資料 NO.4:	壁試験結果	
資料 NO.5:	木造建築物の構造特性係数の設定方法に関する検討:時刻歴応答解析による検討(宿	
	題 2)	
資料 NO.6−	1:H25 長期優良「集成材ラーメンフレームにおけるβ割増の規定に関する検討」の概要	
資料 NO.6-	2:集成材ラーメンフレームにおけるβ割増の規定に関する検討	
資料 NO.7:	木造建築物におけるルート2の構造方法に関する検討	
資料 NO.8:	短期を想定した柱軸力による土台のめり込みに関する検討	
資料 NO.9:	「さらなる余裕をもたせた設計」について	
資料 NO.10	:ルート2の検討に関するメモ	
資料 NO.11	:構造系式毎の耐力要素、接合部の検定方法、Ds の考え方(途中)	
参考資料 N	O.1:めり込みの安全限界に関する検討	
(1)議事録	の確認(資料 NO.1)	
(2)柱軸力	による土台めり込みに関する検討(資料 NO.8、参考資料 NO.1)	篠原
【N 値計算と	22次元フレームモデルによる弾性解析の比較】	
・ 前回の)検討に一部ミスあり→今回は修正した上で計算結果を示した。結果、N 値計算は 2~3	
割の余裕がある。		
・前回か	らの変更点は以下の通り。	
1 N	値計算の結果に応じた金物を選定し、接合部バネの圧縮側の骨格曲線も設定。初期剛	
性	Eに対する2次剛性比αも2ケース想定。ただし、層の荷重変形には影響がなかった。	
2 T	デルの腰壁の支点反力を拘束しないこととした。ただし、結果にはほとんど影響がなか	
	<i>t</i> ₌ 。	
· 7/61	こ挙げたアスペクト比の変更・荷重の変更は、今回は対応していない。	

・ 柱脚柱頭に同じ金物を用いるモデルとなっているが、実際の設計では異なることが多い。解析

結果にはほとんど関係しないと思われるが、最も影響しそうなパターンで1ケースだけチェック しておくか。

· 2.7 の各検定値については、何を行っているのかが一目でわかるように計算式等を記入しておくこと。また、計算内容は再確認。

【増分解析による検討】

- ・ 非線形解析で、めりこみは生じても応力の再配分が生じて変形などの問題は生じないことを確認した。
- ・ 塑性率の限界は、壁が 3.3、接合部引っ張りが6、接合部圧縮が15とした。塑性率の起点は、 壁が第一折れ点、接合部が第二折れ点としており、異なることに注意が必要。
- ・ 土台の降伏点はどこになるか?弾性解析では検定比が1を超えているので 1/120rad 時は NG となっているのか。
- ・ 壁倍率 3.5 の時(許容時)の変形はいくつになるか?→おおよそ 2cm 程度
- ・ 接合部をピンにした場合の検討を追加で示し比較する。かなり影響が大きいと思われる。
- 接合部ピンの場合と比較してめりこみ有りの場合は、層の終局耐力はほとんど変わらない、剛性はかなり落ちる、変形性能はそれほど変わらない、結果、層の塑性率は少しだけ減ると推測できる。(直列バネの考え方)
- 存在応力で確認するとOK、終局を短期許容せん断耐力を検定値にして確認するとNGとなり
 そう。ただし、終局状態を確認すると問題はなさそう。これをいうためには、直列バネの考え方
 を確認する必要がある。
- ・ 壁の性能をフルでとった際のラインを示しているが、存在応力で示すとどうなるか。その際、 1/120rad 時を満足していれば存在設計が可能。ただし、終局耐力が担保されていることが条件。

【全体の判断】

- ・ 弾性解析ではギリギリ OK だが、増分解析ではギリギリ NG となっている。弾性解析において、 もう少し厳しい設計をしないと駄目か。
- ・ 弾性解析でも1/120rad時の変形角はモデル1以外はNGとなるか。短期時に塑性化させると、 1/120rad時の変形角はクリアしない場合がある。
- 結論の方向性としては、めり込みの短期は壁の存在応力に対して検証することになるか。一方で、引き抜きは壁の実性能でみることになる。
 また、Nを求める計算の場合:めり込みの N= ΣA×B×検定比+ΣL となる。
- ・弾性解析では存在応力に対して確認したが、弾塑性解析では未だなので次回に確認。

(3) さらなる余裕をもたせた設計について(資料 NO. 9)

北村

- ・ 学会の木質構造設計規準との整合性をとる必要があるので、本資料の内容も確認する必要 がある。
- ただし、根拠が必要。靱性係数そのものと、地震時を受ける接合部に求めている「余力」の根拠について、荒木より安村先生に問い合わせる。(現在、学会にて木質構造設計規準の改定)

を進めている)

(4)住宅系木造ルート2に必要な接合部の終局時必要性能の検討(資料 NO. 2、3、4)

- ・ 資料 NO.2 は一部修正。 隅柱の係数は 0.5 ではなく、0.8 に修正。ただし、結果にはほとんど影響しないか。 Ta(50%)/Ta(5%)は計算ミスの可能性が高いので修正予定。→結果は、もっと厳しくなる。
- ・ 接合部は短期は5%下限値、終局は 50%下限値とすることに説明が必要か。N 値計算では十 分マージンがあるが、グレー本ではマージンがないことへの配慮も必要か。

荒木

(5)構造特性係数の設定に関する検討(資料 NO.5、6シリーズ)

- 本検討結果からは、構造用合板を対象として比較すれば、ここで対象とした筋交い(ハの字型)については、割り増しなしで、4指標での評価で OK という結果になっている。
 - より初期剛性の高い 1/50rad で終了するパターンでも同様の検討を行う。
- ・ 住宅系の筋交いでも同様の検討を行う。(7/6には一部終了している)
- 資料6シリーズ(Dsの提案:日本システム設計で限界耐力計算に合わせたもの)でもDsの検 討を行っているので参考としたいが、ここでは、せっこうボードの壁も割り増しが必要との結果 が出ている。ベータ割り増しは、筋交い壁に限った話ではないのであり得るが、規制強化という のは現実的には難しい。
- 五十田でも類似の検討を進める。

(6)その他

.

- ・ 今後の検討方針・改正イメージについては資料 NO.7、10、11に示す。
- ・ 次回日程
 日時:2015年9月14日(月)10:00~12:00(第一回全体委員会と合同開催)
 - 場所∶情報オアシス神田
- ・ 第一回全体委員会では、提案時のパワポ資料および本日の資料 NO.7、10、11をまとめたものを用意し、国交省・山辺委員に説明を行う。その後、各論の検討に入り、本日の続きを行う。

木造建築物の許容応力度等計算の基準の明確化等に関する検討

第4回 ルート2検討WG 議事録

日時	2015年10月19日 月曜日	10:00-12:00		
場所	@ドット・コーポレーション			
参加者	主査:工学院大・河合	委員∶京大・五十田		
	協力委員∶国総研・中川	共同研究∶建研・槌本、荒木		
	オブザーバー:構造計画研究	究所·長谷川		
	事務局(DOT):平野(議事錄作	F成)		
配布資料				
資料 NO.1:2	20150914 第 1 回ルート 2 検討	対 委員会(第3回WG同時開催)議事録案		
資料 NO.2:	短期を想定した柱軸力による	土台のめりこみに関する検討		
資料 NO.3::	木造建築物の構造特性係数の	の設定方法に関する検討∶時刻歴応答解析による検討		
資料 NO.4:)	筋かいのβ割増の必要性と耐	対力発現機構(五十田)		
回覧資料 N	O.1 : 2P 筋交い壁実験結果 🔋	実験概要		
回覧資料 N	O.2:1P 筋交い静加力実験 10	0月15日速報		
回覧資料 N	O.3 : 2P 筋交い壁実験結果 『	間柱なし筋交いのみ試験体		
回覧資料 N	O.4:2P 筋交い壁実験結果 間	間柱あり筋交いのみ試験体		
回覧資料 N	O.5 : 2P 筋交い壁実験結果 閉	表面石膏ボード(耐力)試験体		
回覧資料 N	O.6 : 2P 筋交い壁実験結果 🧃	表石膏ボード(準耐)、裏合板筋交い試験体		
回覧資料 N	O.7:2P 筋交い壁実験結果 ቩ	両面石膏ボード(準耐)試験体		
参考資料 N	0.1:木造建築物におけるルー	-ト2の構造方法に関する検討		
参考資料 N	0.2:ルート2の検討に関する	メモ(五十田)		
参考資料 N	0.3−1:構造形式毎の耐力要素	素、接合部の検定方法、Ds の考え方(途中)		
参考資料 N	0.3-2:20150914 ルート2で設	計可能な集成材フレームの接合部仕様(案)		
参考資料 N	0.4:事業全体スケジュール			
(1)議事録(の確認(資料 NO.1)			
(2)短期を想	想定した柱軸力による土台のる	めり込みに関する検討(資料 NO.2)		
・ 検討は	終了とし、以下の点を修正を	お願いする。		

- Nc=A×B×壁の検定比-L を Nc=Qa×h×壁の検定比×B-NW に変更。
 NWは地震時の積載荷重+固定荷重の軸力。
- ②「2.緩和の考え方」の最後の部分に、以下のような内容を追記する。 「すじかいで最大荷重が大きくなるものについては、短期の検討ならOKだが、終局についてはNGとなる可能性はある。ただし、めりこみは脆性的な破壊性状とならないため、問題は生じない。」
- ・ グレー本では、軸力はN値計算のLを読み替えて使う方法と、きちんと計算する方法の2種類

があるが、現在進めている改訂作業では、後者のみとすることを検討中。

・ 最終的な報告書の目次案が決定した後に、章番号・図表番号の修正およびサマリー作成をお 願いする。

(3)筋かいの β 割り増しの必要性の検討(資料 NO.3、4)

- NO.3の検討で、二つ割り筋かいの2P(1P×2)と柱同寸の筋かいについては、β割り増しが ほとんど必要ない可能性が高いが、二つ割り筋かいの3P(1.5P×2)以上のものや三つ割り 筋かいについては、β割り増しが 1.5 は必要となる結果となった。筋かいの仕様や、細長比、 座屈拘束の具体的な仕様を適用範囲として明記して、整理する必要があるか。
- ・ 座屈拘束については、実験で確認をしている(資料 NO.4 筋かい断面 45×90 二つ割り)。拘束 が可能となる仕様としては、筋かい接合部の仕様やせっこうボード等の面材との組み合わせ が考えられるが、実験では後者の仕様では筋かいのはらみ出しが面材のはらみ出しを促進し てしまい、あまり効果が得られてないように思われる。今後、実験結果を詳細に検討する。 (資料のうち、2Pのものは昨年度別事業で実施したもの。) (この実験では、20kN 用の金物が外れる状況が生じた。 N 値計算上は N=(2.0+0.5)× 1.0-0=2.5 B=1.0、L=0 としている。 2.8 以下なので 15kN)
- ・ 今後の実験としては、住宅用として筋かいの断面違いのものを追加で実施する。
- また、大断面用の筋かいであっても3P、4Pとなると、座屈の問題が生じる可能性がある。この 実験については、過去の国交省事業(長期優良住宅関係)で実施しているので、それらの分析 を行う。

(4) 接合部性能の検討について

- ・ 住宅用のものは、Z金物とその他のもので、性能の示し方が異なる旨をどのように情報提供していくかを整理。
- 中大規模木造用のものは、接合部の種類毎に考え方が整理できると思われるので、既往の研 究等を実施している研究者を中心に、作業を依頼して検討を進める。

(5)その他

次回日程 日時:2015 年 12 月 1 日(火)15:00~17:00 場所:ドット・コーポレーション ※構造計画研究所は出席の必要なし

木造建築物の許容応力度等計算の基準の明確化等に関する検討

第5回 ルート2検討WG 議事録

日時	2015年12月1日 火曜日 15:00-17:00		
場所	@ドット・コーポレーション		
参加者	主査:工学院大・河合 委員:京大・五十田		
	協力委員:国総研・中川 共同研究:建研・荒木		
	事務局(DOT):平野は欠席(議事録作成)		
配布資料			
資料 NO.1:	20151019 第 4 回ルート 2 検討 WG 議事録案		
資料 NO.2:	大型筋交いの靱性保証設計の考え方		
資料 NO.3:	筋かい構造について 151127		
資料 NO.4:	20151201-応答解析資料		
資料 NO.5:	2015 年度基準整備促進事業(S19:ルート2)事業報告書目次案 20151126		
資料 NO.6:	事業報告書執筆要領		
参考資料 N	0.1:ドリフトピン接合部の縁端距離と終局変位の関係		
参考資料 N	0.2:座屈耐力による端部の拘束条件の比較		
(1)議事録(の確認(資料 NO.1)		
(2)大型筋;	かいの靱性保証設計の考え方(資料 NO.2、NO.3、参考資料 NO.01)		
・ドリフト	ピンタイプでDsは計算可能。計算結果は0.3~0.4ぐらいになる。ただし、初期剛性が高		
く、終居	弱変形が小さいので、β 割り増しはせざるを得ないか。		
・ 実験か	らの提案が参考資料 NO.01 にあるが、こちらでは終局変形が計算できて、実験値にほ		
ぼ合っ	ている。端距離・縁距離を大きくしてボルト径を小さくすれば、変形性能が大きくなるの		
で、その	の際にはβ割り増しは必要ない。		
 以上の 	ことから、β割り増しの条件について、現在の告示に縁距離・端距離をパラメーターとし		
た計算	式を示すことで可能ではないか。		
・ この考	え方は、鋼板挿入、鋼板添え板、木−木接合部でも適用可能か。(今後、実験での検証		
は必要	?)		
・同様の	検討を、既往の研究でカマチ先生などもやっていたか?		
(3)大型筋;	かいの時刻歴応答解析での検討について(資料 NO.4)		
・ 本検討	の結果から、Dsの設定方法として、当初提案されていた式を変形することで対応できる		
のでは	のではないか。具体的な設計方法についての意見は以下の通り。		
• Ds' =	• Ds' = $(D_{s} \times) \sqrt{(\delta_{u}/\delta_{u0}) \times (1+10h_{eq})/(1+10h_{eq0}) \times P_{u}/P_{u0}}$		
・以上を	元に、次回、設定方法の案を提示検討。		
・ まとめ	方としては、以下の通りとする。		
① 典	型的なものについては、必要な割り増し係数を示す。		

- それ以外の壁については、計算方法が示されれば良い。可能であれば、住宅用・大断面 用を問わず示す。
- ③ その根拠として解析結果を示す。

(4)報告書の構成について(資料 NO.5)

- 実験をベースとした検討・現在の理論式等で検証した内容を第2章とする。(現在の第3章を2 章に変更)
- ・ 2章を受けて、3章にて解析を実施し、各式の提案を行う。(現在の2章を3章に変更)
- ・ 住宅用のデータ収集のための実験・既往の研究の整理は第2章の2.2以降に含める。(現在の第5章、6章を第2章の2.2以降へ)

(5)その他

・ 次回日程
 日時:2016年2月1日(火)18:00~20:00 場所:ドット・コーポレーション
 ※構造計画研究所は出席の必要なし

木造建築物の許容応力度等計算の基準の明確化等に関する検討

第6回 ルート2検討WG 議事録

日時	2016 年 2 月 1 日 月曜日 18:00-19:00	
場所	@ドット・コーポレーション	
参加者	主査∶工学院大・河合 委員∶京大・五十田	
	協力委員:国総研・中川 共同研究:建研・槌本、荒木 行政:歌代	
	事務局(DOT):平野(議事録作成)	
配布資料		
資料 NO.1-1:20151201 第 5 回ルート 2 検討 WG 議事録案		
資料 NO.1-2:20160115 第 2 回ルート 2 検討 委員会議事録案		
資料 NO.2:筋かい壁の変形性能、靱性性能の定量化を目的とした静加力実験		
資料 NO.3:2.4 住宅系耐力壁の既往データ整理		
資料 NO.4:3 章 時刻歴応答解析による筋かい等の応力割増し係数の検討		
資料 NO.5:2. 6.5 ブレース架構の靱性保証設計		
資料 NO.6:S19:ルート2 事業報告書目次案 20160115		
(1)進捗状況の確認		
目次案に沿って、進捗状況を確認。 <u>報告書の事務局への提出期限は2月20日とする。</u>		
・報告書の目次は、別紙の通り組み立てを一部変更。		
· 新たな目次案に沿っての各章・節の進捗状況の確認。		
2.1 住宅系:耐力壁および柱脚・柱頭接合部の最大耐力と短期基準耐力		
第2回の委員会にて原案提出済み。		
情報提供いただいた建材試験センターに最終確認を行い完成とする。		
2.2 大断面集成材:接合部についての仕様(タイトルは調整要)		
検討の背景と「靱性保証設計済=β割り増し不要」ではないことなどを 2.2.1 に明記。		
GIR	、引きボルトについては前回の委員会で提出済み。ドリフトピン等による筋かい構面に	
っ	ヽては、北村に追加で検討を依頼し、完成させる。	
引き	きボルトの実験は、2月8日の週に実施。	
3.1 検討	対の目的とその方法	
3 章	全体の目的と方法を冒頭に記述。	
3.2 住5	宅系:筋かい構面の実験的研究	
実	食は終了。結果は前回の委員会で報告した通り。	
これ	uまで、筋かいと面材は加算則が成立するとされてきたが、今回の検討で単純な加算則	
が見	成り立たないことが示された。その理由としては、2000年以前とでは、評価の視点が異	
なる	ることがある。そういったこれまでの経緯についても記述する。	
3.3 時刻	刻歴応答解析に用いるデータの整理	
既に	こ整理済み。住宅系とそれ以外についても区分を明記。	

3.4 時刻歴応答解析による応力割り増し係数の検討	
割り増し係数の計算方法については、現在検討している eta 1、 eta 2が理論的に説明しやす	
いか。解析結果と合わせるために、「Pu を Pu0 の 1.5 倍を上限とする」とか、「hepを 8 割と	
する」などで調整する方針で作業を進める。	
3.5 応力割り増し係数についてのまとめ	
3.4 での解析は、住宅系とそれ以外を同じで進めるが、まとめについては分けて記述する。	
4章 短期を想定した柱軸力による土台のめり込みに関する検討	
既に検討終了。	
本年度の検討は以上で終了とする。	