

平成7年度 農林水産省補助事業
(財)日本住宅・木材技術センター

建築用木材性能評価事業報告書

水平ダイヤフラム

平成8年3月

財団法人 日本住宅・木材技術センター

建築用木材性能評価委員会 委員名簿

(ダイヤフラム委員会)

委員長	野口 弘行	明治大学理工学部建築学科 助教授
委員	鈴木 秀三	職業能力開発大学校建築工学科 教授
委員	神谷 文夫	森林総合研究所木材利用部構造性能研究室長
委員	山口 修由	建設省建築研究所第三研究部
委員	稲山 正弘	稲山建築設計事務所 代表取締役
W G	宮越 喜彦	一級建築士事務所 木住研
W G	中野 栄吉	中野工務店
協力委員	関 充利	林野庁林産課住宅資材技術班課長補佐
事務局	牧 勉	(財)日本住宅・木材技術センター試験研究部長
事務局	鴛海 四郎	(財)日本住宅・木材技術センター主任研究員

目 次

1. 研究目的とこれまでの経過	1
2. 既往の研究成果の整理	3
3. 実験的研究	7
3. 1 既往の実験例	7
3. 2 実験実施モデルの選考と実験結果	20
4. ダイヤフラムの剛性を考慮した木質構造住宅の構造計算の方法例	53
5. 木質系ダイヤフラムの評価基準の検討	78

木質構造住宅の構造性能評価に関する研究

§ 1. 研究目的とこれまでの経過

木質構造物の水平力に対する安全性は、床・屋根等の水平構面が十分な剛性・強度を有することを前提として、耐力壁等の抵抗要素を有効に配置して確保することが一般的である。

在来構法では建築基準法施行令第三章第三節第四十六条3に示されるように床組及び小屋ばり組の隅角には火打材を使用し、水平構面の剛性・強度を確保するよう、規定が設けられている。

一方、枠組壁工法の壁・床・屋根のように枠組に構造用合板などの面材料を張った構面はダイヤフラムと称せられ、水平力に対して高いせん断剛性と強度を有しており、木質系面材料のせん断抵抗を利用した木質構造独特の構造形式である。

在来構法における火打材の存在は工数（手間）の増大と、床の場合、根太の落込み等の障害となる。そのため、根太の上に床下地として合板を一面に釘打張りしても、根太の転び等により床剛性の向上が望めないなどの問題点を指摘されている。そこで昨今在来構法の合理化が叫ばれ、火打類の撤去とそれに変わる剛性の確保のため床・屋根構造にダイヤフラムを取入れる在来構法住宅もかなりの数に登っている。木質構造住宅も3階建てを例にとるまでもなく、構造計算によりその構造安全性を確保する方向で今後進んでいくものと考えられ、床・屋根構面の水平剛性の高剛性化は避けられないものと思われる。

木質系ダイヤフラムの基本的なメカニズムはI型梁と同様と考えられており、梁・桁はフランジに相当し主として曲げ応力を、内部の面材はウェブに相当し主としてせん断力を負担すると考えられている。平面形状が矩形で無開口のダイヤフラムについては、I型梁の理論を適用して各部の設計を行うことが一般的に行われてきているが、平面形状が不整形のものや開口部のあるものについては、その設計方法は未だ確立されていないとは言えず、住宅等で使用されている小規模なダイヤフラムについては規模・形状比・開口部の位置と形状等について構造規定を設け、大規模木造のダイヤフラムについては工学的判断により対処しているのが現状である。

木質系ダイヤフラムの面内せん断耐力の評価法が確立されていない現状では、クリティカルと考えられる部分については、ともすると構造的に安全に過ぎる設計になりがちで、ひいては設計の自由度を制限する結果となっているように思われる。

木質構造住宅の設計の自由度拡大のためには、木質系ダイヤフラムの剛性・強度に及ぼす諸因子（規模・形状比・開口部形状と位置等）の影響度合が、定性的・定量的に明らかになることが必要であり、さらに、その影響度合を評価する方法（換言すれば設計方法）が案出されることが必要である。

上述の背景を踏まえ、筆者らは木質ダイヤフラムの面内せん断性状について、約3年前

から各自がそれぞれの観点から次のような研究を行ってきた。

①模型を使用してダイヤフラムの形状比及び開口形状・位置の影響についての実験的研究。

*1

②ダイヤフラムを面材・釘要素でモデル化した非線形有限要素法による、無開口・有開口ダイヤフラムの非線形形状についての解析的研究。*2

③ダイヤフラムの面材・釘要素効果をブレース置換した骨組モデル化した非線形剛性法による、無開口・有開口ダイヤフラムの非線形性状についての解析的研究。*3

これまでの研究から枠組壁工法住宅のダイヤフラムの構法安全性に対する検討すべき諸因子についてはかなり明らかになってきており、その成果は「平成3年度 財団法人日本建築センター研究助成研究成果報告書 木質系ダイヤフラムの耐力評価に関する研究」に詳しい。

一方、在来構法住宅のダイヤフラムの構造性能については、ほとんどデータがなく、農水省森林総合研究所内で行われた一連の実験、及び財団法人日本住宅・木材技術センターで在来構法の合理化技術認定のための実験があるが部外秘であるため、一般的なデータとしては公に知らされる機会がないのが現状である。

今回、財団法人日本住宅・木材技術センター内で、本研究が開始された大きな目的の一つは、在来構法住宅の床・屋根のダイヤフラム化と、その標準化で大きな枠としての軟床・中床・剛床などの区分が可能か、またその区分に数種の標準的な床・屋根構造を示すことが出来ればと考えている。

*1 鈴木秀三：開口を有する枠組壁工法床組模型の水平加力実験，日本建築学会大会梗概集（九州），平成元年

鈴木秀三：開口を有する枠組壁工法床組模型の水平加力実験（第2法），日本建築学会大会梗概集（中国），平成2年

*2 野口弘行ほか：木質構造有開口ダイヤフラムの水平力に対する挙動の解析，日本建築学会大会梗概集（関東），昭和63年

野口弘行ほか：木質ダイヤフラムの水平力に対する挙動の弾塑性解析，日本建築学会大会梗概集（九州），平成元年

*3 Kamiya Fumio : Horizontal Plywood Sheathed Diaphragms with Openings --- Static Loading Tests and Analysis ---, 1990 International Timber Engineering Conference, Tokyo Japan

§ 2. 既往の研究成果の整理

木質ダイアフラムの面内せん断性状についての既往の研究を分類すると、概ね次のように分類される。

- ①ダイアフラムの基本的な性能を明らかにするための実験的及び理論的研究
- ②ダイアフラムの性状に及ぼす形状比の影響に関する実験的及び理論的研究
- ③ダイアフラムの性状に及ぼす開口形状・位置の影響に関する実験的及び理論的研究
- ④ダイアフラムを面材・釘要素でモデル化した線形または非線形有限要素法による、基本形・無開口・有開口ダイアフラムの性状についての解析的研究。
- ⑤ダイアフラムの設計法に関する研究

以下に、木質ダイアフラムの面内せん断性状についての既往の研究を各構法別に整理して掲げておくが、枠組壁構法についてはかなり詳しい研究が行われているのに対し、在来軸組構法に関する研究についてはほとんど手が付けられていないことがわかる。

2. 1 在来軸組構法に関する研究

- 1) 佐野弘、「木造床組の面内剛性と支持力配分に関する実験的研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1995 - 1996、1980
- 2) 飯塚五郎蔵、田中克章、「木構造における水平構面のせん断耐力」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1997 - 1998、1980
- 3) 佐野弘、三浦肇、「木造床組の面内剛性と支持力配分に関する実験的研究」、その2」、日本建築学会大会学術講演梗概集、2257 - 2258、1981

2. 2 枠組壁工法に関する研究

- 1) "Guidelines For the Design of Horizontal Wood Diaphragms", Applied Technology Council, 1981.
- 2) "APA Design/Construction Guide. Diaphragms ", American Plywood Association, 1988.
- 3) "APA Design/Construction Guide. Nonresidential Roof Systems", American Plywood Association, 1988.
- 4) Kamiya F., "Horizontal Plywood Sheathed Diaphragms With Opening ----- Static Loading Tests and Analysis", Proceedings for the 1990 International Timber Engineering Conference, 1990, Tokyo.
- 5) Adams, N.R., "Plywood Shear Walls", APA Research Rep., 105, APA
- 6) Tissell, J.R., "Horizontal Plywood diaphragm Tests", APA Laboratory Rep. 106, APA, 1966
- 7) Tissell, J.R., Aard Elliott, J.R., "Plywood Diaphragms", APA Research Rep. 138, APA
- 8) 建築研究所、「小規模住宅の新施工法の開発」、37 ~ 43、1976
- 9) 平嶋義彦、鷺海四郎、「枠組壁工法住宅床組の構造耐力試験（Ⅰ）」、木材工業、32 (9)、396 ~ 398、1977
- 10) 平嶋義彦、鷺海四郎、「枠組壁工法住宅床組の構造耐力試験（Ⅱ）」、木材工業、32 (12)、552 ~ 554、1977

- 11) 平嶋義彦、鴛海四郎、「桝粗壁工法住宅床粗の構造耐力試験（Ⅲ）」、木材工業、
36 (2)、67～70、1981
- 12) 平嶋義彦、鴛海四郎、「桝組壁工法住宅床粗の構造耐力試験（Ⅳ）」、木材工業、
36 (3)、118～123、1981
- 13) 平嶋義彦、鴛海四郎、「水平ダイアフラム試験－15mm本ザネ加工合板床組の性能－」、
合板工業、PP19、1977
- 14) 野口弘行、「有限要素法による桝組壁工法床組の水平力に対する挙動（弾・塑性）の
解析――合板配置の差異が水平剛性に与える影響について――」、日本建築学会
大会学術講演梗概集、2259～2260、1981
- 15) 神谷文夫、田代信一、畑山義男、「12pのプレファブ工法床と桝組壁工法床の水平加
力試験ならびに水平方向振動試験」日本建築学会大会学術講演梗概集、2669～2670、
1984
- 16) 平嶋義彦、畑山義男、「桝組壁工法ダイアフラムの静的水平加力試験と水平方向振動
実験」日本建築学会大会学術講演梗概集、1241～1242、1985
- 17) 那須秀行、野口弘行、「木質有開口床ダイアフラムの水平力に対する挙動の解析」、
日本建築学会大会学術講演梗概集、49～50、1988
- 18) 鈴木秀三、「開口を有する桝組壁構法床組模型の水平加力実験」日本建築学会大会学
術講演梗概集、41～42、1989
- 19) 那須秀行、野口弘行、「木質ダイアフラムの水平力に対する挙動の弾塑性的解析」、
日本建築学会大会学術講演梗概集、43～44、1989
- 20) 鈴木秀三、「開口を有する桝組壁構法床組模型の水平加力実験（第2報）」、日本建
築学会大会学術講演梗概集、161～162、1990
- 21) 神谷文夫、「開口を有するダイアフラムのせん断応力計算法」、日本建築学会大会学
術講演梗概集、119～120、1991
- 22) 木上浩、野口弘行、「有限要素法による木質有勾配ダイアフラムの弾塑性解析（その
1：軒の出を有しない切り妻屋根に関して）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、
121～122、1991
- 23) James, G.W. and Bryant, A.H., "PlyWood Diaphragms and Shearwalls", Proc. for the PTEC, 478-485, 1984
- 24) Dean, J.A., Moss, P.J. and Stewart, W., "A Design Procedure for Rectangular Opening in Shearwalls and
Diaphragms", Proc. for the PTEC, 513-518, 1984
- 25) Tarpy Jr., T.S., Thomas, D.J. and Soltis, L.A., "Continuous Timber Diaphragms", Proc. for the PTEC, 535-542,
1984
- 26) Walker, G.R. and Conano, D., "Experimental Investigation of the Diaphragms Action of Ceilings in Resisting
Lateral Loads on Houses", Proc. for the PTEC, 543-550, 1984
- 27) Falk, R.H. and Itani, K.Y., "Prediction of Diaphragm Displacement", Proc. for the 1988 ICTE (Seattle), 766
-773, 1988

28)Najdekr,M., "Analysis of the Roof and Floor Structures of OKAL-SYSTEM",Proc.for the 1988 ICTE
(Seattle),19-28,1988

- 29) 野口弘行、鈴木秀三、神谷文夫、杉本健一、「木質ダイアフラムの研究 (1) 全体の概要
およびコントロール」、日本建築学会学術講演梗概集、92～98、1992
- 30) 河合誠、鈴木秀三、野口弘行、神谷文夫、杉本健一、岡田圭一郎、「木質ダイアフラ
ムの研究 (5) - OSB床パネルで構成された床組」、105～106、1992
- 31) 岡田圭一郎、河合誠、鈴木秀三、野口弘行、神谷文夫、杉本健一、「木質ダイアフラ
ムの研究 (6) ブロッキング省略屋根、パネル化屋根の実験」、107～108、1992
- 32) 杉本健一、神谷文夫、野口弘行、鈴木秀三、「木質ダイアフラムの研究 (8) 切り欠き、
開口を持つ床構面の実験と解析」、111～112、1992
- 33) ダイアフラム、アメリカ合板協会、pp23、1992
- 34) 大規模ルーフシステム、アメリカ合板協会、pp15、1992

2. 3 構造一般に関する研究

- 1) 面材を釘打ちした耐力壁の設計法、木構造設計資料、EL-1、日本住宅・木材技術セ
ンター
- 2) 水平ダイアフラムの設計法、木構造設計資料、EL-4、日本住宅・木材技術センター
- 3) "APA Design/Construction Guide.Nonresidential Roof Systems".American Plywood Association.1988.
- 4) Kamiya F."Horizontal Plywood Sheathed Diaphragms With Openings -- Static Loading Tests and
Analysis",Proceedings for the 1990 International Timber Engineering Conference,1990,Tokyo.
- 5) Adams,N.R., "Plywood Shear Walls",APA Research Rep.,105, APA
- 6) Tissell, J.R., "1966 Horizontal Plywood diaphragm Tests",APA Laboratory Rep., 106,APA
- 7) Tissell,J.R.,Aad Elliott,J.R., "Plywood Diaphragms",APA Research Rep.,138.APA
- 8) 野口弘行、「有限要素法による枠組壁工法床組の水平力に対する挙動（弾・塑性）の
解析 -- 合板配置の差異が水平剛性に与える影響について --」、日本建築学会大
会学術講演梗概集、2259～2260、1981
- 9) 野口弘行、「木質屋根構造の水平面内剛性に関する模型実験の結果について」、日本
建築学会大会学術講演梗概集、2087～2088、1982
- 10) 神谷文夫、田代信一、畑山義男、「12pのプレファブ工法床と枠組壁工法床の水平加
力試験ならびに水平方向振動試験」日本建築学会大会学術講演梗概集、2669～2670、
1984
- 11) 斉藤元司、岸明、「木質系屋根構造の耐力・剛性に関する実験的研究」、日本建築学
会大会学術講演梗概集、1243～1244、1985
- 12) 山口修由、「床剛性と耐力壁間の距離との関係について」、日本建築学会大会学術講
演梗概集、1211～1212、1986
- 13) 渡辺拓文、坂本功、大橋好光、横家尚、「ALCパネルを用いた木造軸組床の面内剛

- 性に関する実験的研究（その1．構法及び実験の概要）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、51～52、1988
- 14) 横家尚、坂本功、大橋好光、渡辺拓文、「ALCパネルを用いた木造軸組床の面内剛性に関する実験的研究（その2．実験結果）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、53～54、1988
- 15) 鈴木秀三、「開口を有する枠組壁構法床組模型の水平加力実験」日本建築学会大会学術講演梗概集、41～42、1989
- 16) 那須秀行、野口弘行、「木質ダイアフラムの水平力に対する挙動の弾塑性的解析」、日本建築学会大会学術講演梗概集、43～44、1989
- 17) 神谷文夫、「開口を有するダイアフラムのせん断応力計算法」、日本建築学会大会学術講演梗概集、119～120、1991
- 18) 木上浩、野口弘行、「有限要素法による木質有勾配ダイアフラムの弾塑性解析（その1：軒の出を有しない切り妻屋根に関して）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、121～122、1991
- 19) Najdekr, M., "Analysis of the Roof and Floor Structures of OKAL-SYSTEM", Proc. for the 1988 ICTE (Seattle), 19-28, 1988
- 20) Kawai, N., Sugiyama, H. and Matsumoto, T., "The Hand Calculation Method Calculating the Distribution of Horizontal Force to Shearwalls by Considering the Effect of Shear Rigidity of Floor", Proc. for the 1988 ITEC(Tokyo), 510-517, 1988
- 21) 大規模ルーフシステム、アメリカ合板協会、pp15、1992
- 22) 野口弘行、鈴木秀三、神谷文夫、杉本健一、「木質ダイアフラムの研究(1)全体の概要およびコントロール」、日本建築学会学術講演梗概集、92～98、1992
- 23) 木上浩、野口弘行、鈴木秀三、神谷文夫、杉本健一、「木質ダイアフラムの研究(2)解析結果および半円筒型屋根について」、99～100、1992
- 24) 那須秀行、黒岩保彦、野口弘行、鈴木秀三、神谷文夫、杉本健一、「木質ダイアフラムの研究(3)ー軸組とパネルで構成された床ダイアフラムの水平力に対する挙動分析ー」、101～102、1992
- 25) 鈴木秀三、野口弘行、神谷文夫、杉本健一、「木質ダイアフラムの研究(4)ー円筒型ダイアフラム模型の水平加力実験ー」、103～104、1992
- 26) 落海一哉、沼川次郎、神谷文夫、杉本健一、野口弘行、鈴木秀三、「木質ダイアフラムの研究(7)フォームコアパネルによる床構面の実験」109～110、1992
- 27) 神谷文夫、鈴木秀三、野口弘行、杉本健一、「木質ダイアフラムの研究(9)総括および実務設計用解析法の提案」、113～114、1992
- 28) Kawai, N., Sugiyama, H. and Matsumoto, T., "The Hand Calculation Method Calculating the Distribution of Horizontal Force to Shearwalls by Considering the Effect of Shear Rigidity of Floor", Proc. for the 1988 ITEC(Tokyo) 510-517, 1988

§ 3. 実験的研究

§ 3. 1 既往の実験例

3. 1. 1. 既往の実験的研究例の収集

これ迄に水平構面に関する文献として、末尾に付した52編を収集した。国内外を比較すると、海外で行われた試験の数は相対的に少ない。ただし、A P Aを中心に数度にわたって実施された一連の試験は、実験計画が系統立ってまとまりが良いこと、北米の水平構面の許容耐力の誘導のベースになっていることなどから、中核的な試験と云える。

国内で行われた試験は、構法的にみると枠組壁構法が一番多く、ついでプレハブパネル形式が多いが、在来軸組構法による水平構面の試験は少ない。枠組壁構法による水平構面の試験が多いのは、同構法を北米から導入するに当たって、その強度的性能の確認が必要であったためである。プレハブパネル方式による水平構面の試験も、同様に、許認可手続き上の必要性から実施されたものである。

3. 1. 2. データシートの作成

国内で行われた水平構面の水平加力試験のデータシートの作成を、次の要領で進めている。

- ①全体の寸法、床・屋根の別、屋根の場合は勾配など。
- ②面材の種類と厚さ、張り方（イモ目地・千鳥）、目地の隙間の有無など。
- ③ブロッキング（根太・垂木と直角方向に配置した面材の受材）の有無。
- ④釘の種類と間隔
- ⑤横架材等の樹種と断面寸法
- ⑥フランジの継手の位置とディテール
- ⑦その他の特記仕様
- ⑧加力方式
- ⑨許容耐力
- ⑩最大耐力と荷重係数（許容耐力に対する最大耐力の比）
- ⑪破壊形態
- ⑫変形の計算値と実験値
- ⑬出展

許容耐力の計算ではIビームモデルを用い、面材の釘接合部が許容耐力に達した時の荷重、フランジ継手が許容耐力に達した時の荷重、その他の接合部が許容耐力に達した時の荷重の中で最も低い値をその水平構面の許容耐力としている。

変形の計算は、実験値が記されている荷重に対して行っている。したがって、必ずしも許容耐力時の変形ではない。

以上の計算は、試験体の仕様によっては困難なものもあり、場合によっては省略している。

付録にデータシートの例を示した。データシートは未だ不完全であるが、試験体の主要部分の詳細の図や、試験結果の図表などを加えたいと考えている。

3. 1. 3. これ迄に実施された試験の概要

国内で行われた試験の内、枠組壁構法とプレハブパネル方式によるものだけを取りあげ、さらに細かく分類すると表1のようになる。

これらの試験は計66体について行われており、うち51体が床、残りの15体が屋根である。

床、屋根とも、面材の目地に根太・垂木・ブロッキングを配置した標準型が一番多い。ただし、屋根の場合は、軒先にフランジの働きをする鼻隠しが有る場合と無い場合とがある。鼻隠しが無い場合、耐力壁の頭つなぎがフランジの役割を果たすことになるが、この場合、応力が垂木を止めているあおり止め金物を経て伝達されることになり、金物の変形などがあるため、メカニズム的にはすっきりしない所もあるが、住宅金融公庫の仕様書に準拠しているので、この場合も標準型とみなすこととした。

ブロッキング省略型は、施工を簡単にするためブロッキングを省略し、それによって生じる曲げ剛性の低下に対する対策として、面材の縁部にT & G（実加工）を施したり、目地にクリップを入れる方式であるが、水平力に対しては、せん断力の伝達が不完全になると考えられることから、その影響を調べるために実験が行われた。

プレハブパネル方式は、床・屋根とも実験が行われている。接着剤併用型と開口型は、床では実験が行われているが、屋根に関しては行われていない。

試験体の奥行きは4p（3,640mm）が中心で、5p（5,450mm）も2体ある。試験体の長さは、8p（7,280mm）が中心であるが12p（10,920mm）も少なくはない。

試験体の支持方法は、全ての試験で構面の両端を単純支持する方式が採用されている。支持される部材は側根太あるいは妻側の垂木が一般的であるが、中には側根太の下に土台を設け、土台が支持された試験体もある。この場合、通常、側根太と土台との接合部がずれを生じ、水平構面自身は破壊しない。そこで、側根太が20mmのずれを生じたところで、側根太の端部がストッパに接触し、以後、側根太が支持されるように工夫がされている。

加力方法は、中央集中荷重、あるいは3点荷重の片振り、もしくは正負交番荷重である。また、一部ではあるが、起振機による振動実験が行われている。面材はラワン構造用合板が多く、針葉樹構造用合板とパーティクルボードについても実験が行われている。合板の場合、ブロッキング省略型では15mm、18mmの厚物も試験されているが、標準型の床では12mm、標準型の屋根では9mmが一般的である。釘の種類は、面材の厚さが12mm、9mmの場合はCN50、15mm以上ではCN65、釘間隔は面材の外周で150mmと、金融公庫に準拠した仕様

が殆どとなっているが、一部に釘間隔を80mm、100mmとした試験体もある。

3. 1. 4. データの分析

(1) 標準型の床

標準型の床の試験の概要を表2にまとめた。

一般にフランジの継手を金融公庫の仕様に準じて構成すると、試験体はフランジ継手で破壊する。そこで、多くの試験体ではフランジ継手を帯金物で補強しているが、この補強は、初期の試験では帯金物2本を用いて、後になると、継手の応力を計算してそれに見合った方法で行われるようになった。継手を十分に補強すると、面材の釘接合部が破壊するようになり、ダイアフラムの強度が十分に発揮される。

表2の試験体の中で、面材外周の釘間隔が150mmで、面材接合部で破壊した試験体だけに着目すると、その最大耐力は893~1590kgf/mである。学会の計算規準によると、CN50による合板釘接合許容耐力は49kgf/本(H-Fir)、42kgf/本(S-P-F)で、面材の長手方向1820mmには釘が13本打たれるから、これによる許容せん断耐力は次のようになる。

$$\text{H-Fir} : \frac{49 \times 13}{1.82} = 350 \text{ kgf/m}$$

$$\text{S-P-F} : \frac{42 \times 13}{1.82} = 300 \text{ kgf/m}$$

これから、最大耐力が最低の893kgf/mの試験体(S-P-F)の荷重係数を計算すると2.98、それ以外の試験体(H-Fir)の荷重係数は3.60~4.54となり、ほぼ3以上の値を示している。

釘間隔を80mmと狭くした試験体(D-Fir-L)では許容せん断耐力652kgf/mに対して最大耐力は1764kgf/m、荷重係数は2.72となっている。

なお、全試験体中の最大耐力は1772kgf/mで、この試験体はパーティクルボード15mmをCN65、@150mm(外)、@200mm(中)で張っており、破壊形態はフランジの支点近傍での折損となっている。

(2) ブロッキング省略型の床

ブロッキング省略型の床の試験の概要を表3にまとめた。

面材の釘接合部で破壊した試験体だけに限ると、その最大耐力は、合板厚さが9mmの場合960~990kgf/m、合板厚さが12mmあるいは15mmの場合1260~1410kgf/m、合板厚さが18mmの場合(釘はCN65)、1500~1560kgf/mと、合板が厚くなるにしたがって、あるいは、釘が大きくなるにしたがって上昇する傾向が見られる。

ブロッキング省略型は、ブロッキングを省略しない標準型と比較すると、やや最大耐力が低くなる傾向が見られるが、その許容せん断耐力を標準型と同じと仮定すると、荷重係数は2.74～4.03と小さくはない。

ブロッキング省略型では、ダイアフラム外周がしっかりと釘打ちされていれば、ダイアフラム内部の面材から面材へのせん断力の伝達は、面材の縁部あるいは隅部の接触などによって行われると推察される。しかし、面材と面材の接触は目地の隙間によって左右されるため、ブロッキング省略型の剛性は標準型より低下すると考えられる。しかしながら、変形については未だデータシートが完成していないので、ここでは、これ以上の考察は行わない。

(3) 接着剤併用型の床

接着剤併用型の床の試験結果の概要を表4に示す。構造用合板を用いた試験は2体行われており、最大耐力は2570、2650kgf/mで、通常の釘打ちの場合の約2倍である。このとき、合板のせん断応力としては、計算上、21～22kgf/cm²が発生したことになり、この値は、ほぼ合板の短期許容せん断耐力の値(24kgf/cm²)と同じである。

これらの試験体は継手で破壊している。継手は帯金物と釘で構成されているが、最大耐力が大きいことからこれらが抵抗したのではなく、接着された面材が継手のスプライサとして働いたと考えるべきであろう。

(4) 開口型の床

開口型の床の試験結果の概要を表4に示す。試験体は全部で5体あり、出展から2つのグループに分けられる。いずれも開口の影響を考慮した設計がなされている。

D Fir-Lを用いたグループ(2体)の最大耐力は1992、1805kgf/mで、荷重係数は2.82、2.79である。こからの試験体は面材釘接合部から許容せん断耐力が決定されているが、破壊はフランジ継手で生じており、継手の荷重係数は3.22、2.92である。

S-P-Fを用いたグループ(3体)の最大耐力は754～914kgf/mで、荷重係数は2.51～3.05である。荷重係数が3.05である試験体は面材釘接合部で破壊しているが、他の2体は切り欠きあるいは開口隅部の接合部で破壊している。これらの接合部では金物が回転しており、接合金物の設計に問題があったと考えられる。

(5) 標準型の屋根

標準型の屋根の試験結果の概要を表5に示す。

試験体は全部で8体であるが、そのうち5体は陸屋根である。これらの試験体はフランジに相当する部材が無いか、あっても継手が工学的に設計されていないものが大半であるが、それでも最大耐力は625～1310kgf/mと、住宅規模の屋根としては、おそらく、十分な値を示している。

(6) ブロッキング省略型の屋根

ブロッキング省略型の屋根の試験は表5に示すように2体行われている。このうち1体は、ブロッキングを省略しない試験と同条件で行われており、両者を比較すると省略型の最大耐力は825kgf/mであり、標準型の844kgf/mとほぼ同じ値を示している。

3. 1. 5. まとめ

以上、これ迄に実施された水平構面の試験について一部の概要をまとめてみたが、これからは剛性についても整理し、データシートを完成させていきたい。

表 1. 国内で実施された水平構面の水平加力試験の内訳
 (在来軸組構法を除く)

床/屋根の別	記号	形式	試験体数
床ダイアフラム	S	標準型	21
	U	ブロッキング省略型	12
	G	接着剤併用型	3
	P	ブレハブパネル方式	7
	O	開口型	5
	V	その他のバリエーション	3
屋根ダイアフラム	R S	標準型	8
	R U	ブロッキング省略型	2
	R P	ブレハブパネル方式	3
	R V	その他のバリエーション	2
(合計)			66

表2. 標準型床ダイヤフラムの水平加力試験の概要

試験体	寸法 (p)	面材の種類と厚さ (mm)	横架材の樹種	釘の種類	その他の仕様等	最大耐力 (kgf/m)	破壊箇所	出展
S1	4×8	ワッ合板12	H-Fir	CN50	土台を支持。土台-側根太はCN75T, @455mm	587	土台-根太接合部	11
S2	4×12	ワッ合板12	H-Fir	CN50	土台を支持。土台-側根太はCN75T, @228mm	1139	引張側ワッ合板継手	11
S3	4×8	ハ°-ワッ合板15	H-Fir	CN65	土台を支持。土台-側根太はCN75T, @228mm	856	土台-根太接合部	11
S4	4×12	ハ°-ワッ合板15	H-Fir	CN65	土台を支持。但し、側根太はスリッパ°20mmで	907	土台-根太接合部	11
S5	4×8	ワッT&G合板12	H-Fir	CN50	スリッパ°に当り支持される。T&G部分はスリッパ°(CN50と同等)で接合	1400	面材釘接合部	12
S6	4×8	ワッT&G合板12	H-Fir	CN50	土台を支持。但し、側根太はスリッパ°20mmで	1590	面材釘接合部	12
S7	4×8	ワッ合板12	H-Fir	CN50	土台を支持。但し、側根太はスリッパ°20mmで	1370	面材釘接合部	12
S8	4×8	ワッ合板9	H-Fir	CN50	スリッパ°に当り支持される。	1380	面材釘接合部	14
S9	4×8	ワッ合板9	H-Fir	CN50	土台を支持。土台-側根太はスリッパ°20mmで	1260	面材釘接合部	14
S10	4×8	針葉樹合板13	H-Fir	CN50	土台を支持。土台-側根太はスリッパ°20mmで	1414	面材釘接合部	52
S11	4×8	針葉樹合板13	H-Fir	CN50	土台を支持。土台-側根太はスリッパ°20mmで	1310	面材釘接合部	52
S12	4×12	ワッ合板12	H-Fir	CN50	土台を支持。土台-側根太はスリッパ°20mmで	1684	ワッ合板が支点近傍で折損	22
S13	4×12	ハ°-ワッ合板15	H-Fir	CN65	土台を支持。土台-側根太はスリッパ°20mmで	1772	ワッ合板が支点近傍で折損	22
S14	4×8	ワッ合板12	S-P-F	CN50	1回目加力は土台を支持。2回目は側根太支持	1549	ワッ合板継手	23
S15	4×8	ワッ合板12	S-P-F	CN50	土台を支持。土台-側根太はスリッパ°20mmで	863	ワッ合板継手	23
S16	4×8	針葉樹合板12	S-P-F	CN50	土台を支持。土台-側根太はスリッパ°20mmで	1380	ワッ合板継手	23
S17	4×8	ワッ合板12	S-P-F	CN50	土台を支持。土台-側根太はスリッパ°20mmで	1757	側根太座屈	23
S18	4×8	ワッ合板12	S-P-F	CN50	最外周の釘間隔@100mm	1757	(記述なし)	23
S19	4×8	ワッ合板12	H-Fir	CN50	土台を支持。土台-側根太はスリッパ°20mmで	730	(記述なし)	27, 28
S20	4×12	ワッ合板12	D Fir-L	CN50	釘間隔:外@80~300mm, 中@300mm	1764	面材釘接合部	7
S21	4×12	ワッ合板12	S-P-F	CN50	土台を支持。土台-側根太はスリッパ°20mmで	893	面材釘接合部	43~51

備考 1)寸法の単位 p は910mm。

2)釘間隔は、特別の記載のない場合、面材の外周@150mm、中通り@200mm。

3)試験体の支持寸法は、記載のある場合を除き、側根太を単純支持。

表3. ブロッキング省略型床ダイアフラムの水平加力試験の概要

試験体	寸法 (p)	面材の種類と厚さ(mm)	横架材の樹種	釘の種類	その他の仕様等	最大耐力 (kgf/m)	破壊箇所	出展
U1	4×8	5770合板12	H-Fir	CN50	土台を支持。側根太と土台とはCN75T, @288mmで接合 土台を支持。但し側根太はスリッ7°20mmで スッパ°に当り支持される。T&G部分は接 合せず。 土台を支持。但し、側根太はスリッ7°20mm でスッパ°に当り支持される。	(824)	(治具破損のため加力中止)	11
U2	4×8	5770合板12	H-Fir	CN50		724	土台-側根太接合部	11
U3	4×8	5770T&G合板15	H-Fir	CN50		1260	面材釘接合部	12
U4	4×8	5770T&G合板15	H-Fir	CN50		1400	面材釘接合部	12
U5	4×8	5770T&G合板15	H-Fir	CN50		1410	面材釘接合部	14
U6	4×8	5770T&G合板12	H-Fir	CN50		1310	面材釘接合部	14
U7	4×8	5770合板18	H-Fir	CN65		1500	面材釘接合部	14
U8	4×8	5770合板18	H-Fir	CN65		1560	面材釘接合部	14
U9	4×8	5770合板9	H-Fir	CN50		960	面材釘接合部	14
U10	4×8	5770合板9	H-Fir	CN50		990	面材釘接合部	14
U11	4×8	70-リング12.2	S-P-F	スクリュー-釘	70-リングは1×6, 釘は長さ80mm, @455mm	495	70-リングの座屈	28
U12	4×12	T&G OSB15.5	S-P-F	CN65	T&G部分に接着剤塗布。但し全く利かない	979	面材釘接合部	48~51

備考 1)寸法の単位 pは910mm。

2)釘間隔は、特別の記載のない場合、面材の外周@150mm、中通り@200mm

3)試験体の支持寸法は、記載のある場合を除き、側根太を単純支持。

表4. 接着剤併用型および開口を有する床ダイアフラムの水平加力試験の概要

試験体	寸法 (p)	面材の種類 と厚さ(mm)	横架材 の樹種	釘の 種類	その他の仕様等	最大耐力 (kgf/m)	破壊箇所	出展
G1	4×8	ワゴンT&G合板12	H-Fir	CN50	フロッキング省略。T&G部分を接着。土台を支持。 但し、側根太はスリッパ ²⁾ 20mmでストップ ³⁾ に当る	2570	引張側フランジ ¹⁾ 継手	15
G2	4×8	ワゴンT&G合板12	H-Fir	CN50		2650	引張側フランジ ¹⁾ 継手	15
G3	4×8	ワゴン ¹⁾ 12.2	S-P-F	スクリュー-釘	フロッキング ¹⁾ は1×6、釘は長さ30mm, @455mm	1516	T&G部分	23
O1	4×12	ワゴン合板12	D Fir-L	CN50	開口 2p×2p	1992	引張側フランジ ¹⁾ 継手	7
O2	4×12	ワゴン合板12	D Fir-L	CN50	開口 2p×2p	1805	引張側フランジ ¹⁾ 継手	7
O3	4×12	ワゴン合板12	S-P-F	CN50	切り欠き 1p×3p	827	切り欠き隅の接合部	43~51
O4	5×12	ワゴン合板12	S-P-F	CN50	開口 2p×3p	914	面材釘接合部	43~51
O5	5×12	ワゴン合板12	S-P-F	CN50	開口5箇所	754	開口隅の接合部	43~51

備考 1)寸法の単位 p は910mm。

2)Oシリーズの釘間隔は、試験体1, 2では@80mmを、3~5では、@150mmを基本とする。

3)試験体の支持寸法は、記載のある場合を除き、側根太を単純支持。

表5. 屋根ダイアフラム（ブッキングあり、なし）の水平加力試験の概要

試験体	寸法 (p)	勾配等	面材の種類と厚さ (mm)	横架材の樹種	その他の仕様等	最大耐力 (kgf/m)	破壊箇所	出展
R1	4×8	3/10	ワゴン合板9	H-Fir	キクホ°ストラスを使用	1310	面材釘接合部	52
R2	4×8	陸屋根	ワゴン合板9	S-P-F	ワラツグはスパ°ン中央付近の垂木の木口でバツツグヨイトされる。継手としての体をなさず	1236	面材釘接合部	23
R3	4×8	陸屋根	ワゴン合板5	S-P-F		625	ワラツグ継手	23
R4	4×8	陸屋根	ワゴン合板7.5	S-P-F		1154	ワラツグ継手	23
R5	4×8	陸屋根	針葉樹合板9	S-P-F		726	ワラツグ継手	23
R6	4×8	陸屋根	ワゴン合板9	S-P-F	ワラツグの継手に204の添板	894	ワラツグ継手	23
R7	4×8	10/10	ワゴン合板9	S-P-F	ワラツグの代りにタイを設ける	763	トス合掌尻	43~51
R8	4×8	ワラツグ	ワゴン合板9	S-P-F	R=1820mmの集成材を使用	844	面材釘接合部	43~51
RU1	4×8	ワラツグ	ワゴン合板9	S-P-F	任意地張り	618	ワラツグ継手	23
RU2	4×8	10/10	ワゴン合板9	S-P-F	キクホ°ストラスを使用。千鳥張り。ワラツグの代りにタイを設ける	825	面材釘接合部	43~51

備考 1)寸法の単位pは910mm。

2)釘はCN50、間隔は@150mm (外)、@300mm (中)。

3)試験体の支持寸法は、端部のトラスの下弦材または垂木を単純支持。

S 1

(総プロ 1/6)

1. 寸法・種別 3,640×7,280mm。床
2. 面材 12mm構造用合板。千鳥張り。目地に隙間なし。
3. ブロッキング あり
4. 釘 CN50。@150mm(外)、@200mm(中)
5. 横架材等 ベイツガ(208)
6. フランジ継手 圧縮・引張側各1ヵ所。位置はスパン中央より228mm(0.25p)。添板(208)を当て、片側に付き3-CN75F。端根太から頭つなぎへ片側につき2-CN75T。帯金物は使用せず。

7. 特記仕様 側根太でなくその下に配した土台(204)を支持。側根太と土台はCN75T、@455mmで接合。
8. 加力方式 3点荷重。片振り。
9. 許容耐力
 - a. 面材釘接合強度より 350kgf/m
 - b. フランジ継手強度より 314kgf/m
 - c. 土台-側根太接合強度より 326kgf/m
10. 最大耐力 587kgf/m。荷重係数1.87(b)
11. 破壊形態 土台-側根太接合部がずれた
12. 変形 実験値=3.64mm(375kgf/m時)、計算値=7.08mm、(実験値)/(計算値)=0.514、計算値内訳： $\delta_P=1.18$ 、 $\delta_N=3.43$ 、 $\delta_F=0.23$ 、 $\delta_{FJ}=2.24$
13. 出典 建設省総プロ「小規模住宅の新施工法の開発」、37~43、昭51.8

S 2

(総プロ 3/6)

1. 寸法・種別 3,640×10,920mm。床
2. 面材 12mm構造用合板。千鳥張り。目地に隙間なし。
3. ブロッキング あり
4. 釘 CN50。@150mm(外)、@200mm(中)
5. 横架材等 ベイツガ(208)
6. フランジ継手 圧縮・引張側各2ヵ所。位置はスパン中央より1593mm(1.75p)。添板(204)を当て、片側に付き3-CN75F。端根太から頭つなぎへ片側に付き2-CN75T。帯金物は使用せず。

7. 特記仕様 側根太でなくその下に配した土台(204)を支持。側根太と土台はCN75T、@228mmで接合。
8. 加力方式 5点荷重。片振り。
9. 許容耐力
 - a. 面材釘接合強度より 350kgf/m
 - b. フランジ継手強度より 249kgf/m
 - c. 土台-側根太接合強度より 579kgf/m
10. 最大耐力 1139kgf/m。荷重係数4.57(b)
11. 破壊形態 引張側フランジ継手で破壊
12. 変形 実験値=5.46mm(343kgf/m時)、計算値=11.89mm、(実験値)/(計算値)=0.459、計算値内訳： $\delta_P=1.17$ 、 $\delta_N=4.23$ 、 $\delta_F=0.64$ 、 $\delta_{FJ}=5.85$
13. 出典 建設省総プロ「小規模住宅の新施工法の開発」、37~43、昭51.8

S 3

(総プロ 5/6)

1. 寸法・種別 3,640×7,280mm。床
2. 面材 15mmパーティクルボード。千鳥張り。目地に隙間を設ける。
3. ブロッキング あり
4. 釘 CN65。@150mm(外)、@200mm(中)
5. 横架材等 ベイツガ(208)
6. フランジ継手 圧縮・引張側各1ヵ所。位置はスパン中央より228mm(0.25p)。添板(208)を当て、片側に付き3-CN75F。端根太から頭つなぎへ片側に付き2-CN75T。帯金物を2枚使用し、1枚・片側に付き5-CN65F。

7. 特記仕様 側根太でなくその下に配した土台(204)を支持。側根太と土台はCN75T、@228mmで接合。
8. 加力方式 3点荷重。片振り。
9. 許容耐力
 - a. 面材釘接合強度より 571kgf/m
 - b. フランジ継手強度より 989kgf/m
 - c. 土台－側根太接合強度より 579kgf/m
10. 最大耐力 856kgf/m。荷重係数1.50(a)
11. 破壊形態 土台－側根太接合部がずれた
12. 変形 実験値=3.64mm(460kgf/m時)、計算値=5.84mm、(実験値)/(計算値)=0.623、計算値内訳： $\delta_P=0.47$ 、 $\delta_N=4.21$ 、 $\delta_F=0.29$ 、 $\delta_{FJ}=0.87$
13. 出典 建設省総プロ「小規模住宅の新施工法の開発」、37～43、昭51.8

§ 3. 2 実験実施モデルの選考と実験結果

3.2.1 実験実施モデル（試験体）

水平構面を構成するダイヤフラムは、建物の屋根（構面）と床組（構面）に使用される。地震時に建物の各部、壁や骨組からなる構面が独立して振動することを避け、建物が一体として挙動するように、水平構面は建物の各部や各構面を連結する役割を果たしている。建物に地震力が作用する場合、水平構面には面内せん断変形を起こす力が作用する。このため、水平構面を構成するダイヤフラムのせん断性能を調べる実験を、屋根と床組を対象に行った。屋根構面の実験実施モデルとしては、我が国の木造住宅で数が多く、総2階建て建物と比べて1階屋根構面の重要性が高い一部2階建て建物の屋根を対象として選んだ。

被害例¹⁾：写真3-1から写真3-3（平面図を含む）は、1987年千葉県東方沖地震に於いて全壊した一部2階建て建物を示す。この建物では、2階南側の壁直下の1階部分に壁がなく、下屋掛けした1階の外周部分に壁が多少設置されていた。この建物では、筋かいがなく耐力壁の量が不足しており、耐力壁の配置も釣り合いがとれていなかった。さらに加えて、2階の地震荷重が下屋掛けの屋根構面を経由して1階の外周壁に伝達されなかったために、2階隅の通し柱が折損した例と考えられる。

この例で示すように、一部2階建て建物では外壁が上下階でずれているために、耐力壁線が一致していない場合が多い。この場合、下屋掛けの屋根構面は、2階の壁等が負担した水平抵抗力や2階の荷重を1階の耐力壁に伝達する役割を担っている。しかし、下屋掛けの屋根構面の剛性および耐力に関しては資料が不足しているために、下屋掛け屋根が上下階で異なる耐力壁線間で、有効に荷重を伝達できているのか不明である。このため、実験実施モデルとなる屋根は、下屋掛け屋根とした。なお、実験上の都合で、試験体を左右対称に変形をさせるために、下屋掛け屋根を、柱列からなる壁を介して設置し、2組の下屋掛け屋根を左右対称設置した。屋根野地板の材料としては、最も一般的な合板と小幅板を選んだ。床組構面の実験実施モデルとしては、最も一般的な床板材料である合板（厚12mm）とフローリング床を選んだ。

実験に使用した試験体の仕様を以下に示す。

a、小屋組試験体

屋根構面を構成するダイヤフラムのせん断性能を調べるために、以下の仕様による小屋組に、以下の仕様による屋根構面を設けた。

小屋組

- ・ 形状 下屋掛けに相当する傾斜屋根を左右対称に配置
中央の柱列に下屋受け材105×45（柱・間柱へN90×各2本）
- ・ 大きさ 7280mm（8P）×2730mm（3P）
- ・ 勾配 1/10（10度）
- ・ 構造 和小屋
- ・ 束間隔 910mm
- ・ 柱 105mm×105mm @910
- ・ 間柱 45mm×105mm @455
- ・ 頭つなぎ（棟木） 105mm×105mm
- ・ 梁桁 120mm×120mm
- ・ 束 105mm×105mm @910mm
- ・ 母屋 105mm×105mm @910mm
- ・ たる木 45mm×75mm @455mm N75両面斜め打ち 桁とひねり金物で緊結
- ・ 火打ち梁 90mm×90mm

屋根構面

- ・ 小幅度 各たる木へN38×2本打ち
- ・ 合板 構造用合板 t=9mm N50 @150mm

b、床組試験体

床構面を構成するダイヤフラムのせん断性能を調べるために、以下の仕様による床組に、以下の仕様による床を設けた。

床組

- ・ 大きさ 7280mm（8P）×3640mm（4P）
- ・ 桁、胴差 105mm×240mm
- ・ 小梁 105mm×240mm @1820mm

床板が合板仕様の場合

- ・ 根太 45mm×105mm @455mm
- ・ 合板 構造用合板 t=12mm, N50 @150mm イモ張り

床板がフローリング仕様の場合

- ・ 根太 45mm×105mm @303mm
- ・ フローリング 300mm×1820mm、t=12mm、千鳥張り

3.2.2 実験方法

図3-1に示す試験体を水平に試験床に設置し、屋根または床構面にせん断力が加わるように水平に油圧ジャッキを用いて加力した。加力仕様を表3-1に示す。加力位置を図3-2に示す。

表3-1、加力仕様

	試験体	加力点数	加力位置	1本当たりの加力
加力位置	小屋組	中央1点加力	中央柱列	P
	床組	3点加力	桁	P/3
加力方法	変位制御 一方向載荷（荷重増減各1回） 荷重増減 1/1000, 1/600, 1/300, 1/200, 1/150, 1/100, (1/60)			

3.2.3 計測方法

荷重はロードセル、変位はひずみゲージ型変位計を用いて計測した。

3.2.4 実験内容

実験内容を表3-2に示す。

表3-2、実験内容

試験体	組み合わせ	番号
小屋組	軸組+火打ち梁+合板(9mm)	Z R P
	軸組+火打ち梁+小幅板 [*]	Z R B
	軸組+火打ち梁	Z R R
	軸組	Z R N
床組	合板(t=12mm)仕様	Z F P
	フローリング [*] 仕様	Z F F

3, 2, 5 実験結果と考察

a, 小屋組

図3-3-aから図3-3-dに小屋組試験体の全体の荷重一見かけのせん断変形角曲線を示す。これらの図における妻梁の見かけのせん断変形角 γ_1 は、図3-2-a中に示すように、支点まわりの妻梁の回転変形角である。棟木の見かけのせん断変形角 γ_1 は、棟木の変位を支点間距離の1/2で除した値である。これらの図によると、妻梁よりも棟木のほうが変形角が少ない。これは、妻梁の変形角が支点近傍の変形角を反映しているのに対して、棟木の変形角は、支点間全体の変形角を反映しているためである。図3-3-eに各仕様毎の荷重一見かけのせん断変形角曲線を示す。これによると、（軸組+火打梁+合板）>（軸組+火打梁+小幅板）＝（軸組+火打梁）>（軸組）の順に耐力および剛性が高い。

図3-4-aから図3-4-dに小屋組各部の荷重一絶対変位曲線を示す。これらによると、棟木の変位は、妻梁の変位よりも多少小さくなる場合がある。母屋の左右の変位にも多少の違いが見られるが、大きな差ではない。

図3-5-aから図3-5-bに小屋組各部の荷重一相対変位曲線を示す。図3-5-aによると、棟木と野地板（小幅板）間の最大耐力発生時の相対変位が、野地板の左右で1.9倍程度異なっている。桁と野地板（小幅板）間の最大耐力発生時の相対変位は、野地板の左右で1.2倍程度異なっている。このため、棟木と野地板間の相対変形量に関しては、左右が非対称の変形を生じていたと考えられる。

表3-3は、せん断変形角が1/300radと1/200rad変形時の耐力を用いて、小屋組の仕様の違いを比較した結果を示す。ただし、分担耐力とは、以下の計算式により計算した。

軸組 の分担耐力＝軸組の耐力

火打梁 の分担耐力＝（軸組+火打梁の耐力）－（軸組の耐力）

小幅板 の分担耐力＝（軸組+火打梁+小幅板の耐力）－（軸組+火打梁の耐力）

合板 の分担耐力＝（軸組+火打梁+合板の耐力）－（軸組+火打梁の耐力）

分担比は、以下の計算式で計算した。

軸組 の分担比＝軸組の耐力

火打梁 の分担比＝（火打梁の分担耐力）／（軸組+火打梁の耐力）

小幅板 の分担比＝（小幅板の分担耐力）／（軸組+火打梁+小幅板の耐力）

合板 の分担比＝（合板の分担耐力）／（軸組+火打梁+合板の耐力）

水平構面のせん断弾性係数（G）を以下の計算式で計算した。

$$G = \tau / \gamma$$

$$\tau = \text{耐力 (kgf)} / \text{面積 (cm}^2\text{)}$$

$$\gamma = \text{変形角}$$

2次勾配の剛性および剛性低下率は、以下の計算式で計算した。

$$\text{2次勾配の剛性} = \frac{\text{1/200rad時の耐力} - \text{1/300rad時の耐力}}{\text{(支点間距離の半分} * \text{(1/200-1/300))}}$$

$$\text{剛性率} = \text{2次勾配の剛性} / \text{(1/300rad時の割線剛性)}$$

表3-3によると、

- ①、耐力は1/300radおよび1/200rad変形時のいずれの場合にも、（軸組＋火打梁＋合板）>（軸組＋火打梁＋小幅板）>（軸組＋火打梁）>（軸組）の順に高い。
- ②、割線剛性は1/300rad, 1/200radのいずれの場合も、（軸組＋火打梁＋合板）>（軸組＋火打梁＋小幅板）>（軸組＋火打梁）>（軸組）の順に高い。
- ③、分担比を比較すると、1/300radと1/200radのいずれにおいても、小幅板は合板よりも分担比が低く、合板と比較して耐力に寄与する割合が低い。
- ④、1/300rad時のせん断弾性係数（G）は、小幅板張りが1程度、合板張りが2.8程度である。
- ⑤、剛性率は、（軸組）>（軸組＋火打梁）>（軸組＋火打梁＋合板）>（軸組＋火打梁＋小幅板）の順に大きく、小幅板は1/300radと1/200radの間で剛性の低下が大きい。

図3-3-eによると、

- ⑥、最大耐力は、（軸組＋火打梁＋合板）>（軸組＋火打梁＋小幅板）＝（軸組＋火打梁）>（軸組）の順に高い。
- ⑦、（軸組＋火打梁＋小幅板）と（軸組＋火打梁）の最大耐力は同程度である。
- ⑧、最大耐力の発生変位角は、（軸組）＝（軸組＋火打梁）>（軸組＋火打梁＋合板）>（軸組＋火打梁＋小幅板）の順で、（軸組）と（軸組＋火打梁）の変形能力は大きい。

建物の一体性を確保して、建物の各構面が独立して振動することを避けるためには、小屋組の剛性が高いことが必要である。壁に比べて小屋組等の水平構面は辺長が大きいため、水平構面のわずかのせん断変形でも、水平構面の両端部で大きな水平変形量の違いが生じる。個々の壁構面の水平変形量を等しくするためには、水平構面の特に初期の剛性が高い

ことが必要である。

実験結果によると、剛性および耐力に関して、合板張り試験体の性能が最も高い。これに対して、小幅板張りの試験体では、 $1/300\text{rad}$, $1/200\text{rad}$, 最大耐力時の各剛性および耐力がいずれも合板張り試験体の $1/3$ 程度である。小幅板に対して火打ち梁は最大耐力が同程度であるが、最大耐力の発生変形角が 1.6 倍程度大きく、小幅板に対して火打ち梁の剛性は大幅に低い。合板単体のせん断弾性係数(G)は $4000\sim 6000\text{kgf/cm}^2$ 程度であるので、合板張り小屋組のせん断弾性係数はその $1/2000$ 程度である。

b、床組

図3-6-aから図3-6-bに床組スパン中央の荷重—変位曲線を示す。図3-7に床組の荷重—見かけのせん断変形角曲線を合板張りの場合について示す。図3-8-aから図3-8-bに床組の根太の荷重—せん断変形角曲線を示す。図3-9-aから図3-9-bに床組の梁の荷重—せん断変形角曲線を示す。図3-10に床組の荷重—真のせん断変形角曲線を示す。図3-7から図3-10における見かけのせん断変形角と真のせん断変形角の計算式を以下に示す。

見かけのせん断変形角 = 支点間中央の加力方向変位 / 支点間距離の半分

真のせん断変形角 = (支点間中央の加力方向変位 — 支点の変位) / 支点間距離の半分

表3-4は、せん断変形角が $1/300\text{rad}$ と $1/200\text{rad}$ 時の耐力を用いて、床組の床板仕様の影響を比較した結果を示す。表3-4によると、

- ①、 $1/300\text{rad}$, $1/200\text{rad}$ のいずれの場合も、耐力は合板張りがフローリング張りの2倍以上である。
- ②、 $1/300\text{rad}$, $1/200\text{rad}$ のいずれの場合も、割線剛性は合板張りがフローリング張りの2倍以上である。
- ③、2次勾配の剛性率に関して、フローリング張りが合板張りよりも小さい。
- ④、 $1/300\text{rad}$ 時のせん断弾性係数(G)は、フローリング張りが 2.1kgf/cm^2 程度、合板張りが 4.5kgf/cm^2 程度である。

図3-10によると、

- ⑤、最大耐力は、合板張りがフローリング張りの 1.7 倍程度である。
- ⑥、最大耐力発生時の変形角は、フローリング張りが合板張りの 3 倍程度である。

床組も小屋組と同様に水平構面として、荷重の伝達性能と建物の一体性の確保する性能を要求されている。特に重要な性能は剛性である。剛性および耐力に関して、合板張りはフローリング張りよりも2倍以上の性能を、 $1/300\text{rad}$ および $1/200\text{rad}$ の変形角時において示した。2次勾配の剛性率から判断すると、フローリング張りは合板張りよりも剛性の低

下が早い。合板単体のせん断弾性係数(G)は4000~6000kgf/cm²程度であるので、合板張り床組のせん断弾性係数はその1/1000程度である。

c、小屋組と床組の比較

割線剛性に関して小屋組と床組を比較すると、

- ①、1/300rad時における床組のフローリング張り仕様は、小屋組の（軸組+火打梁+小幅板）仕様の2.7倍程度の性能を示す。
- ②、1/300rad時における床組の合板張り仕様は、小屋組の（軸組+火打梁+合板）仕様の2.1倍程度の性能を示す。
- ③、1/200rad時における床組のフローリング張り仕様は、小屋組の（軸組+火打梁+小幅板）仕様の2.4倍程度の性能を示す。
- ④、1/200rad時における床組の合板張り仕様は、小屋組の（軸組+火打梁+合板）仕様の2倍程度の性能を示す。
- ⑤、合板張りの小屋組と床組のせん断弾性係数は、合板単体の1/2000~1/1000程度である。

いずれの変形角において同様の板材同士を比較した場合、床組の剛性は下屋掛けの小屋組の剛性よりも2倍以上高い。合板張りの床組と小屋組のせん断弾性係数を比較した場合も、床組は小屋組の2倍程度高い。ただし、床組試験体では支点間を一体の梁で架構したのに対して、小屋組試験体では支点間の中央で妻梁が接合されていた。

3, 2, 6 まとめ

- ①、下屋掛けを対象とした小屋組と、床組のせん断性能を調べる実験を行った。
- ②、小屋組の剛性および耐力に関して、合板張り試験体の性能が最も高い。
- ③、小屋組の小幅板張りの試験体では、1/300rad, 1/200rad, 最大耐力時の各剛性および耐力がいずれも合板張り試験体の1/3程度である。
- ④、小屋組の小幅板に対して火打ち梁は最大耐力が同程度であるが、最大耐力の発生変形角が1.6倍程度大きく、小幅板に対して火打ち梁の剛性は大幅に低い。
- ⑤、床組の剛性および耐力に関して、合板張りはフローリング張りよりも2倍以上の性能を、1/300radおよび1/200radの変形角時において示した。
- ⑥、床組の2次勾配の剛性率から判断すると、フローリング張りは合板張りよりも剛性の低下が早い。
- ⑦、床組と小屋組で同様の板材同士を比較した場合、床組の剛性は（下屋掛け）小屋組の剛性よりも2倍以上高い。ただし、両試験体の形状や接合等に違いがあった。
- ⑧、合板張りの床組と小屋組のせん断弾性係数を比較した場合、床組は小屋組の2倍程度

高い。

参考資料

1), 室田、緑川、芳村、山口、「1987年千葉県東方沖地震による建築物の被害調査報告」、
建築研究資料No, 65、建設省建築研究所、1988年9月

表3-3, 小屋組のせん断耐力と剛性

試験体	仕様	所定変形時耐力(kgf)												2次勾配															
		1/300 rad						1/200 rad																					
		耐力		分担耐力		分担比		G		割線剛性		比		耐力		分担耐力		分担比		G		割線剛性		比		剛性		剛性率	
		kgf	A	B	B/A	kgf/cm ²	kgf/cm	比	kgf/cm ²	kgf/cm	比	kgf	A	B	B/A	kgf/cm ²	kgf/cm	比	kgf/cm ²	kgf/cm	比	kgf/cm	比	kgf/cm	比	kgf/cm	比	kgf/cm	比
小屋組	軸組	17		17	1.00	0.03	14	1	0.03	14	1	25	25	1.00	0.03	14	1	0.03	14	1	13	1	1.00	1.00	0.94				
	軸組	275		258	0.94	0.42	227	16	0.38	206	15	350	350	0.93	0.38	206	15	0.38	206	15	165	15	12.50	12.50	0.73				
	軸組	716		441	0.62	1.08	590	42	0.87	473	34	861	486	0.56	0.87	473	34	0.87	473	34	239	34	18.13	18.13	0.41				
	軸組	1891		1616	0.85	2.85	1559	111	2.34	1280	93	2329	1954	0.84	2.34	1280	93	2.34	1280	93	722	93	54.75	54.75	0.46				

表3-4, 床組のせん断耐力と剛性

試験体	所定変形時耐力(kgf)														2次勾配	
	1/300 rad							1/200 rad								
	床板仕様	γ1	γ3	平均	G kgf/cm ²	割線剛性 kgf/cm		γ1	γ3	平均	G kgf/cm ²	割線剛性 kgf/cm		剛性 kgf/cm	剛性率 比	
床組	70-113*			1877	2.12	1547	1.00			2119	1.60	1164	1.00	399	1.00	0.26
	合板	4016	4950	4016	4.55	3310	2.14	4783	6066	4783	3.61	2628	2.26	1264	3.17	0.38



写真 3-1 建物①の東側外観 (S55築, 全壊) (千葉県都市部住宅課提供)

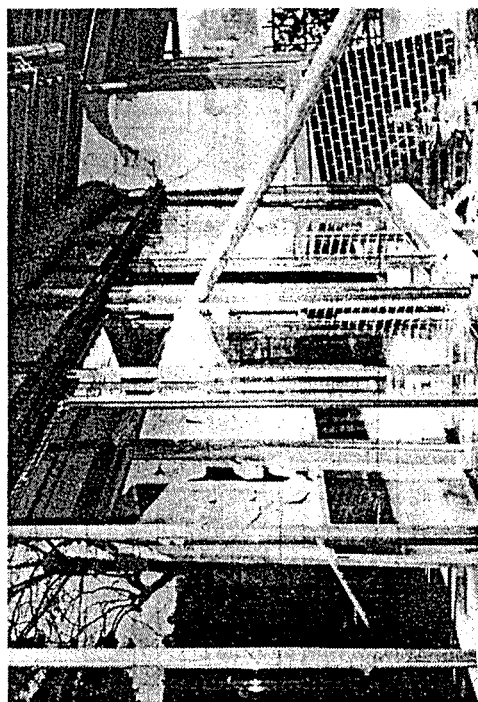


写真 3-2 建物①の南側外観 (柱の折損と建物の傾斜) (同上提供)



写真 3-3 建物①の1階内部 (柱の折損と建物の傾斜) (千葉県長南町提供)

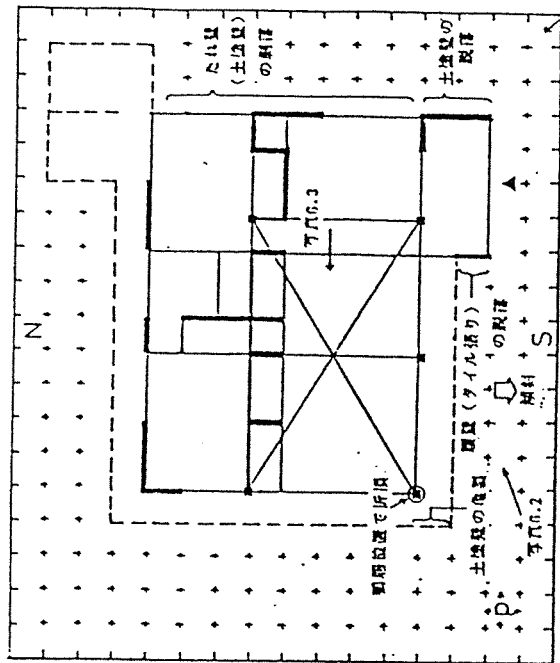


写真 3.1

建物① (全壊)

被害例、一部2階建て建物の地震被害¹⁾ (1987年千葉県東方沖地震)

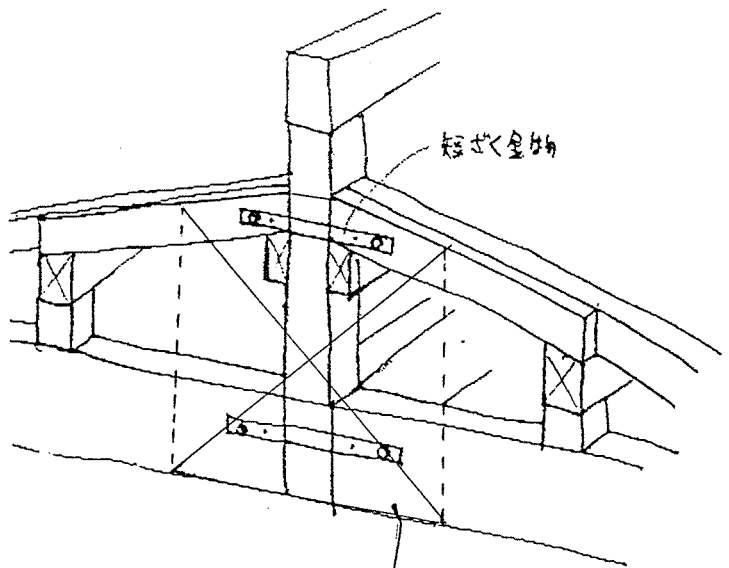
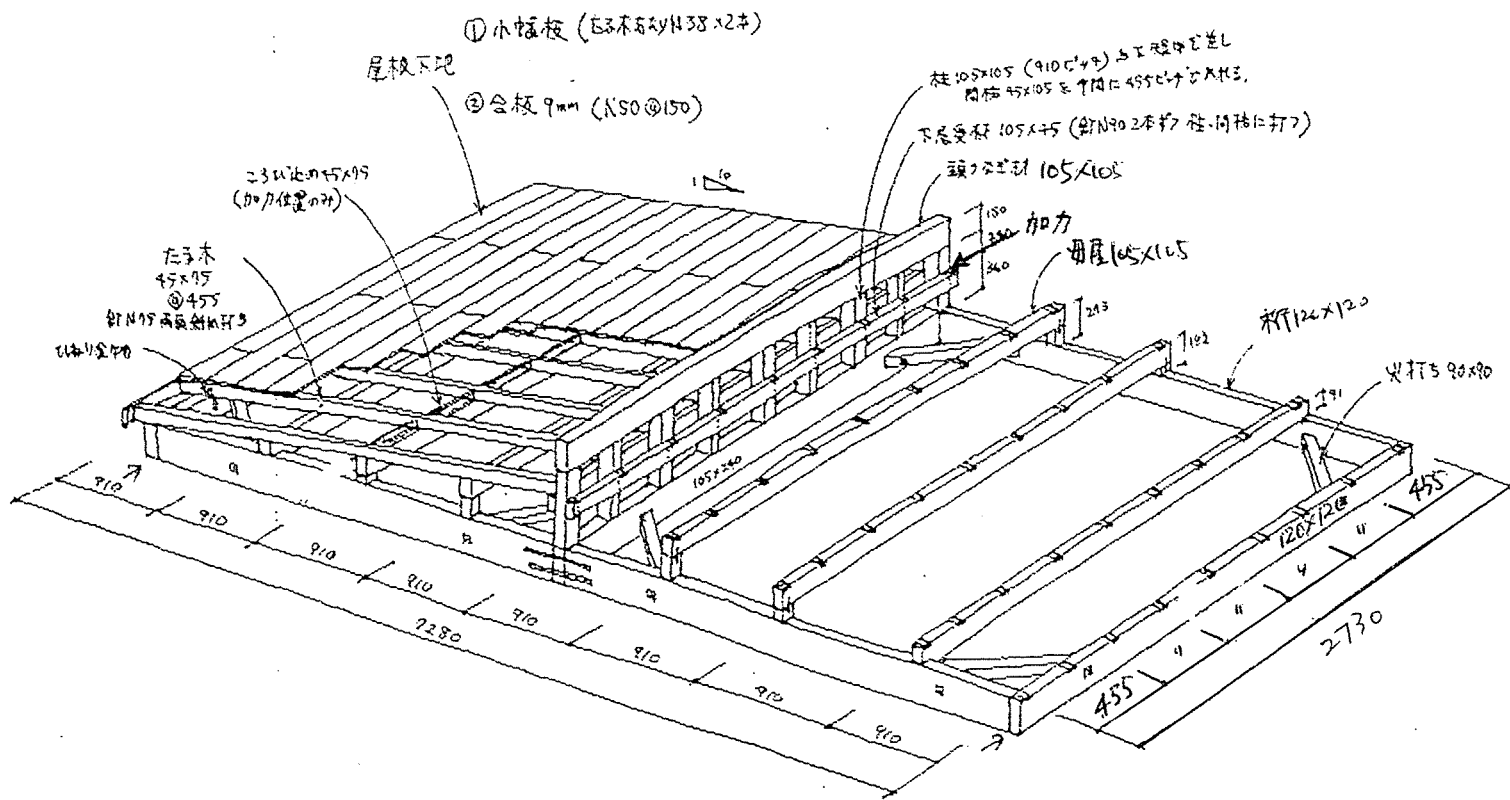


図3-1-a, 試験体 (小屋組) と加力位置

→ 実験 24# 25mm 合板 五子木

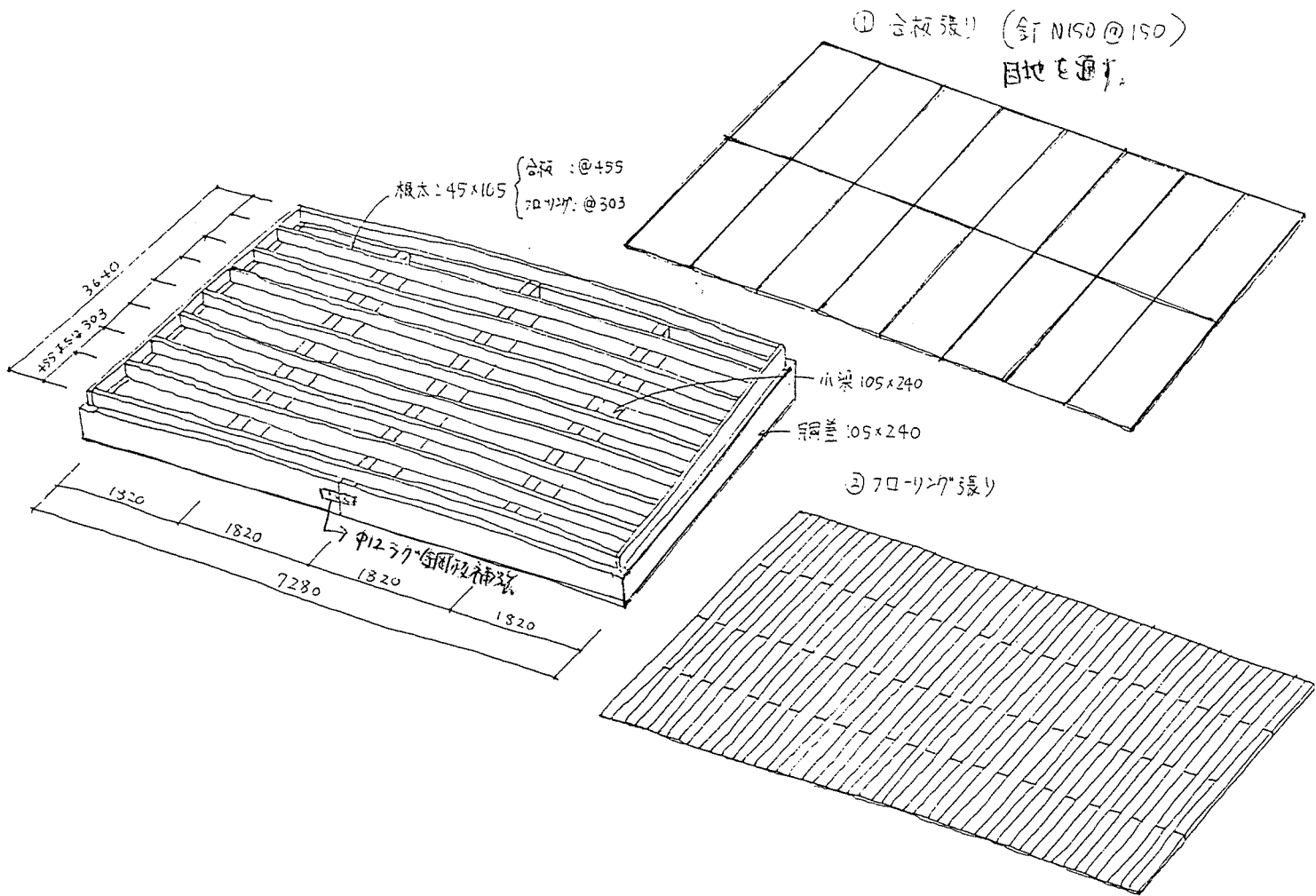


図3-1-b, 試験体 (床組)

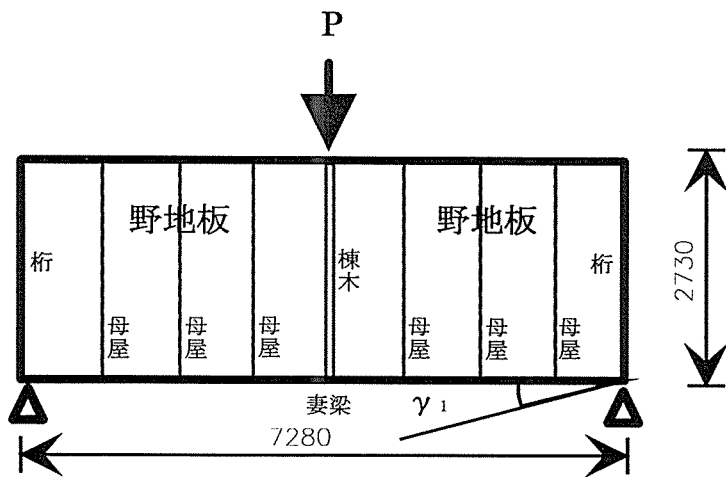


図3-2-a, 加力位置 (小屋組試験体)

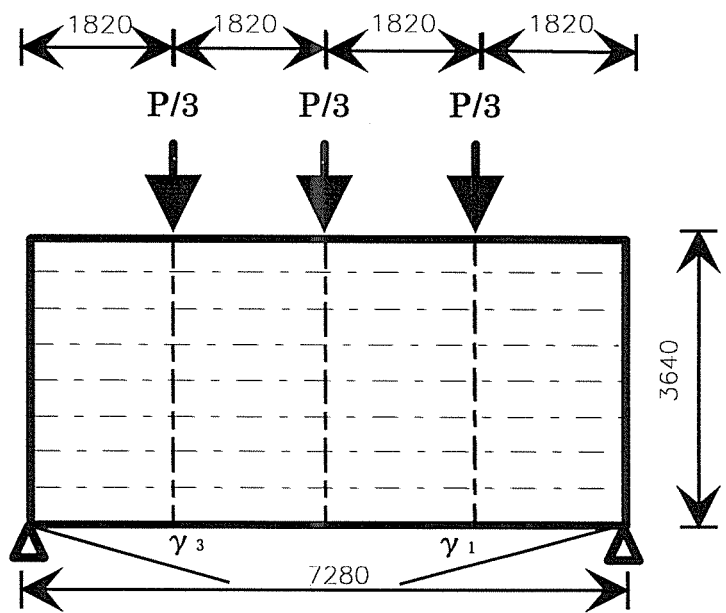


図3-2-b, 加力位置 (床組試験体)

(十 十) 欄 掲

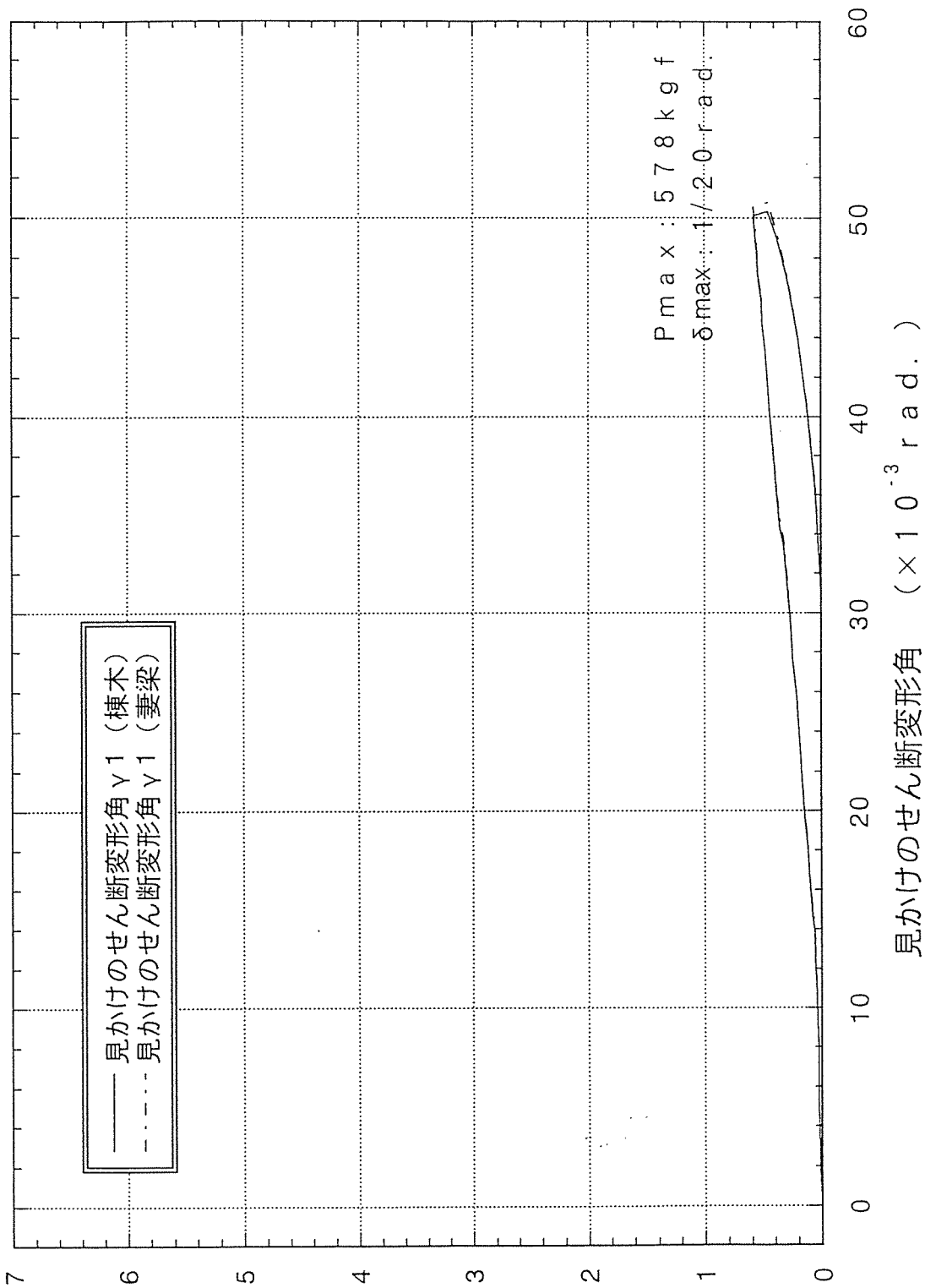


図3-3-a, 小屋組全体の荷重一見かけのせん断変形角 (γ_1) 曲線

(軸組、ZRN)

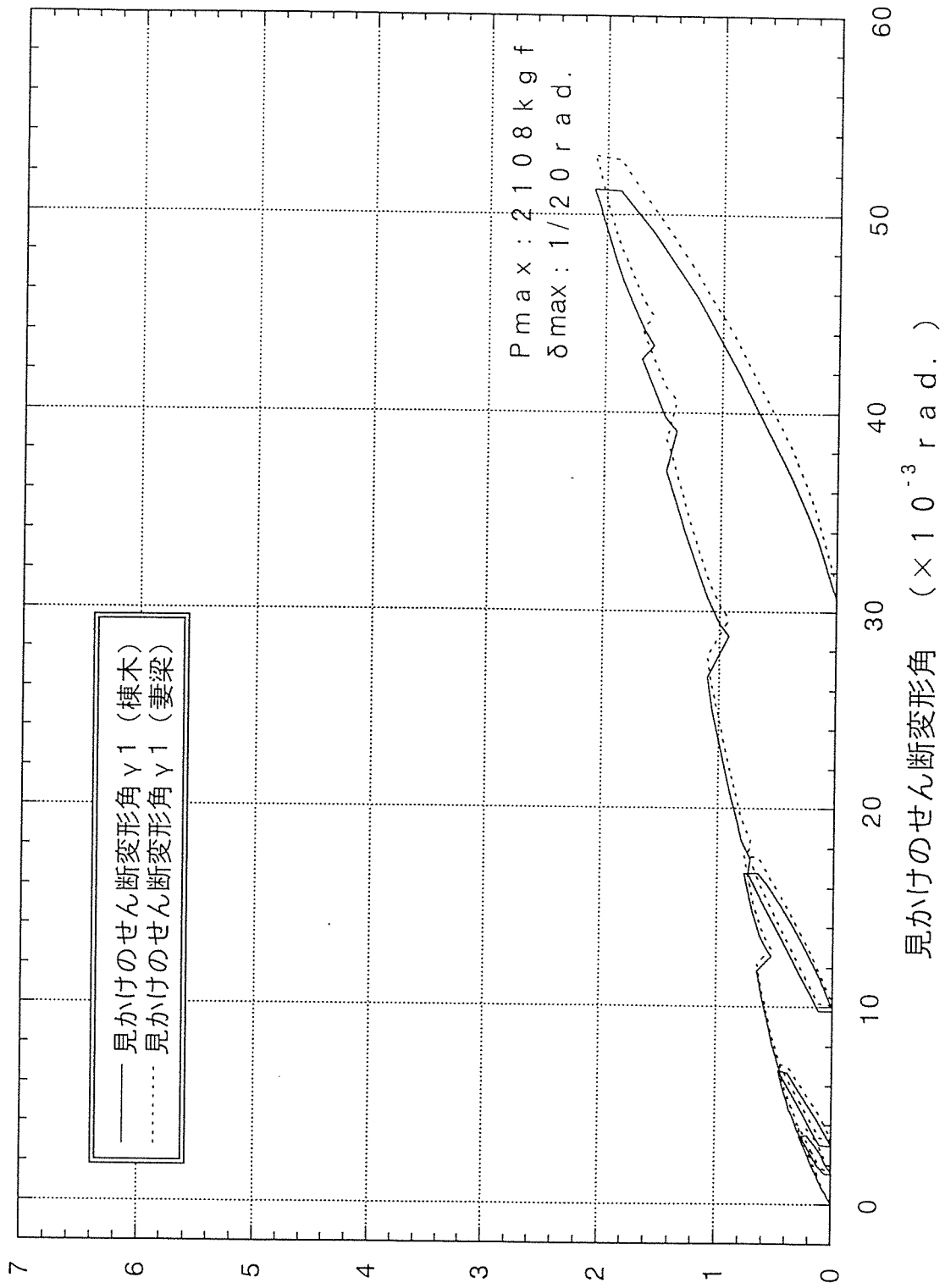


図3-3-b, 小屋組全体の荷重一見かけのせん断変形角 (γ_1) 曲線
 (軸組+火打梁、ZRR)

(十 十) 欄 板

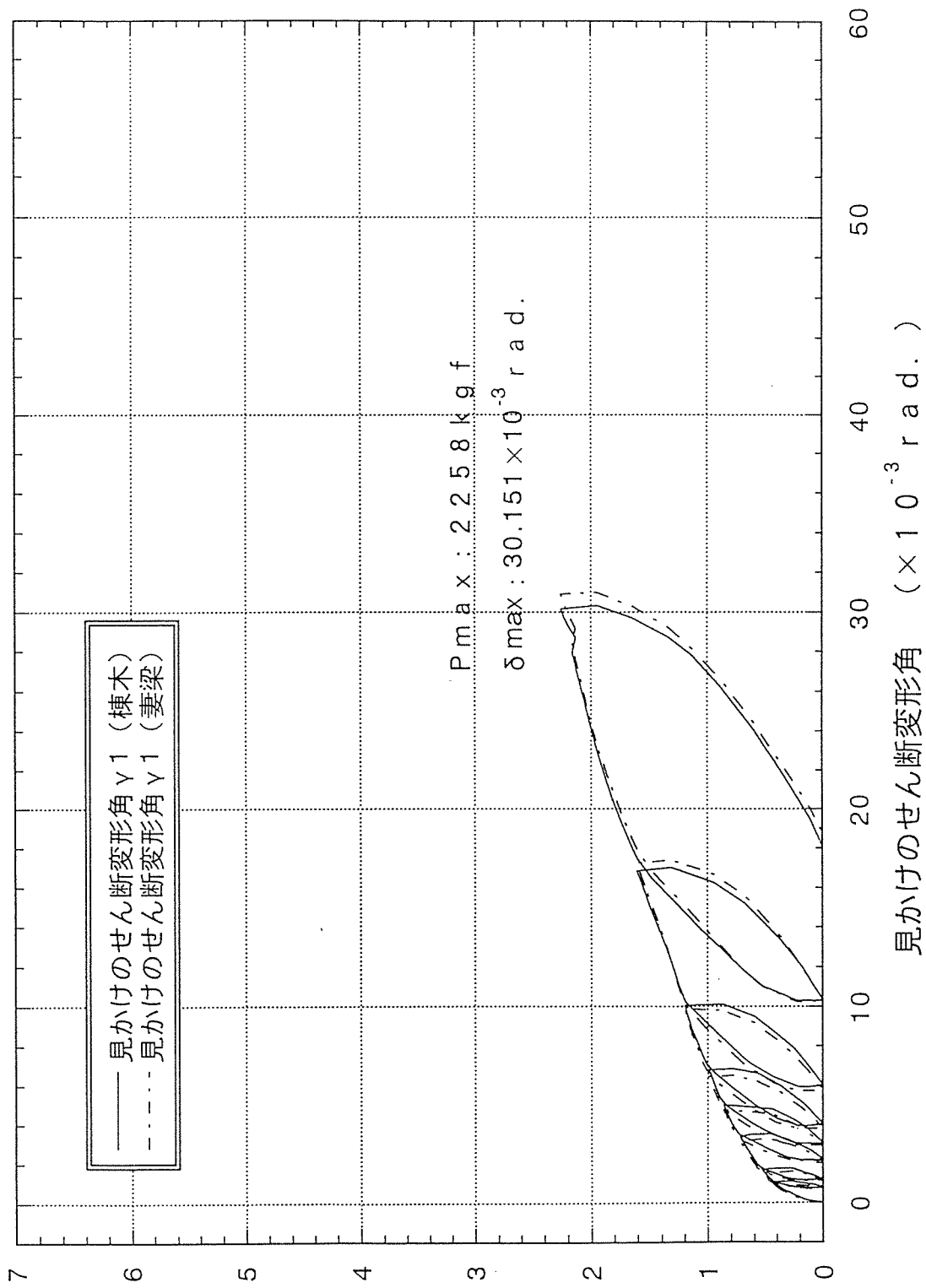


図 3-3-c, 小屋組全体の荷重一見かけのせん断変形角 (γ_1) 曲線
(軸組 + 火打梁 + 小幅板、ZRB)

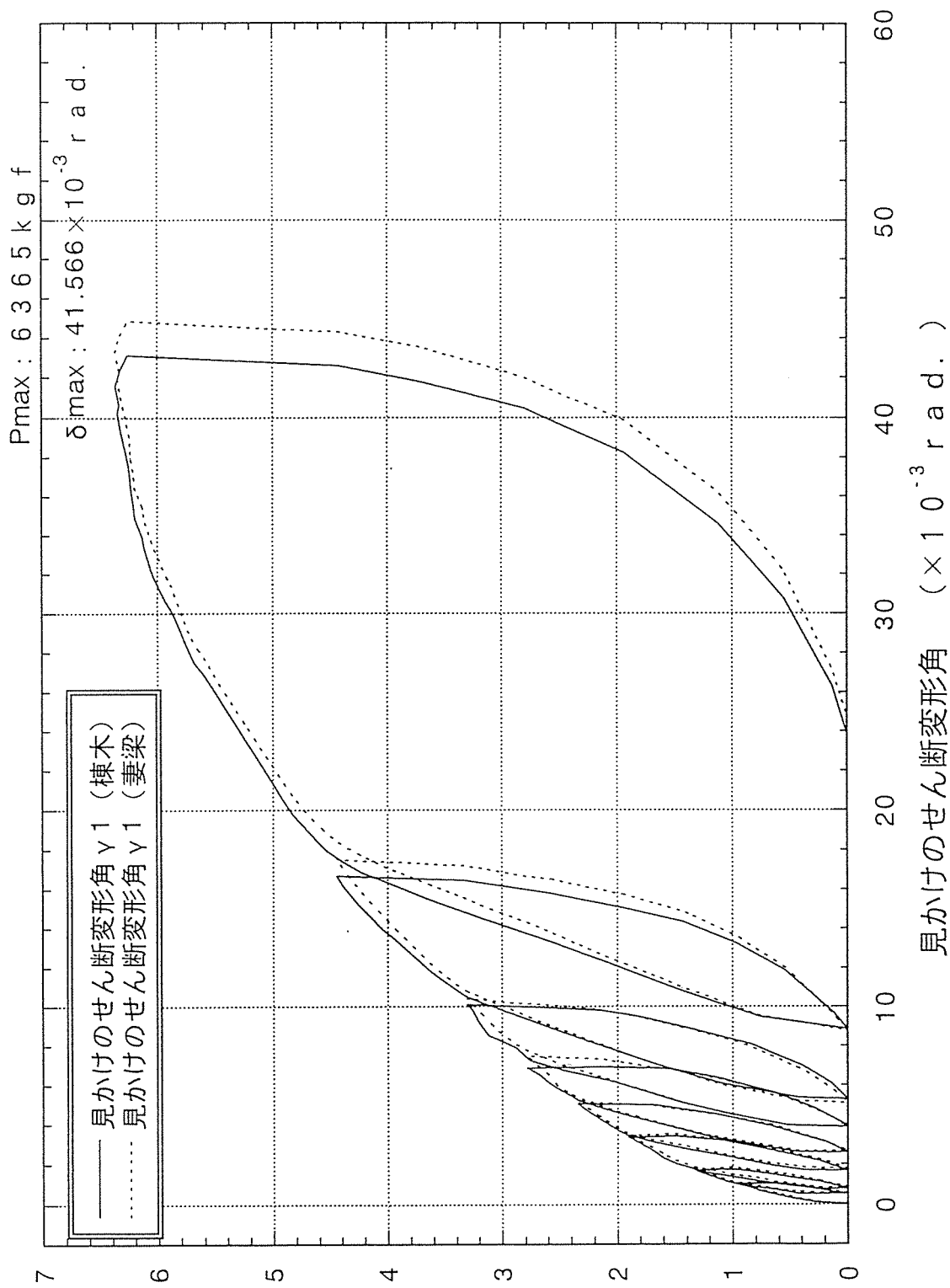


図 3-3-d, 小屋組全体の荷重一見かけのせん断変形角 (γ_1) 曲線
 (軸組 + 火打梁 + 合板、ZRP)

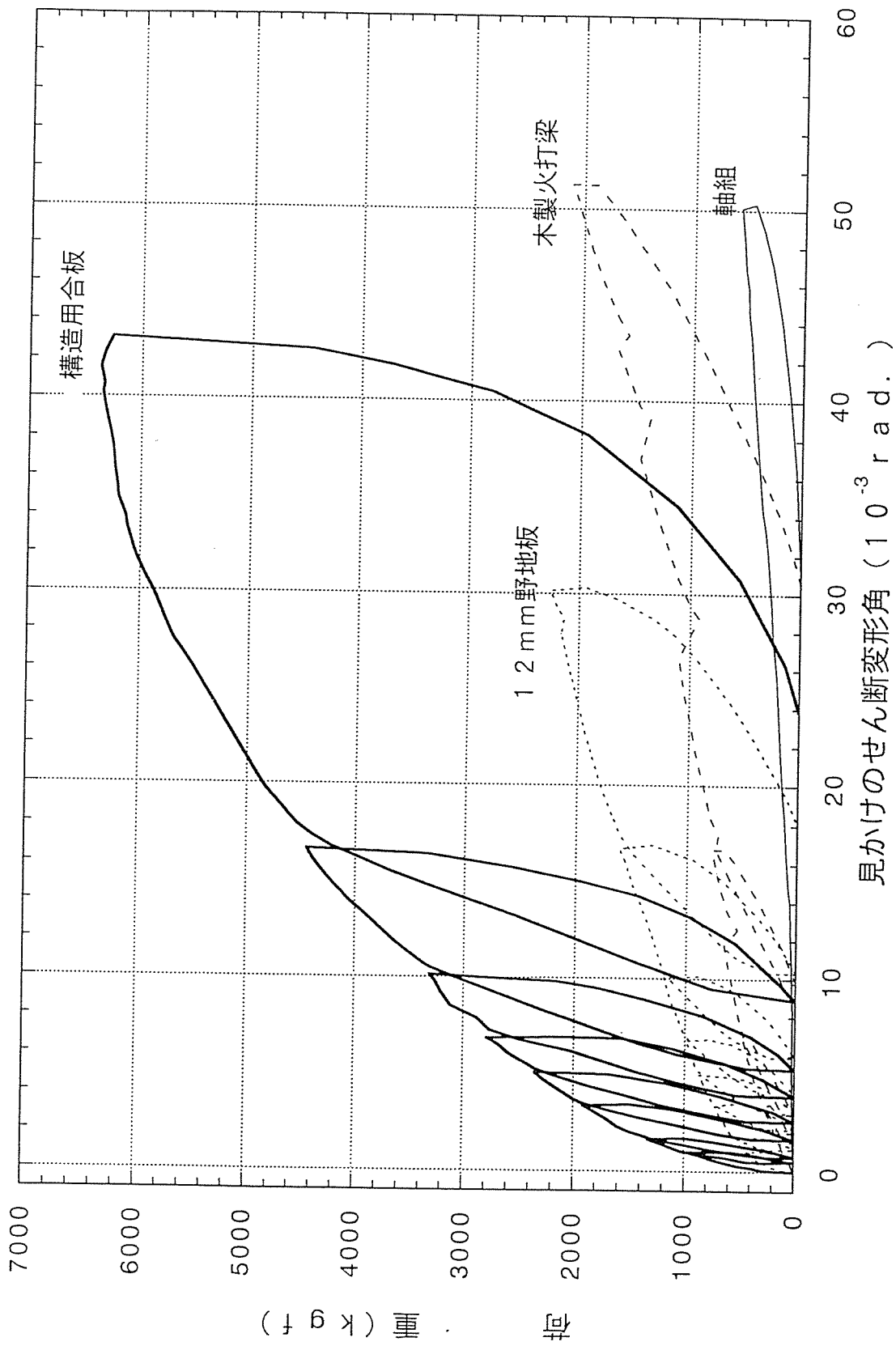


図3-3-e, 小屋組全体の荷重一見かけのせん断変形角 (γ_1) 曲線
(各仕様の比較)

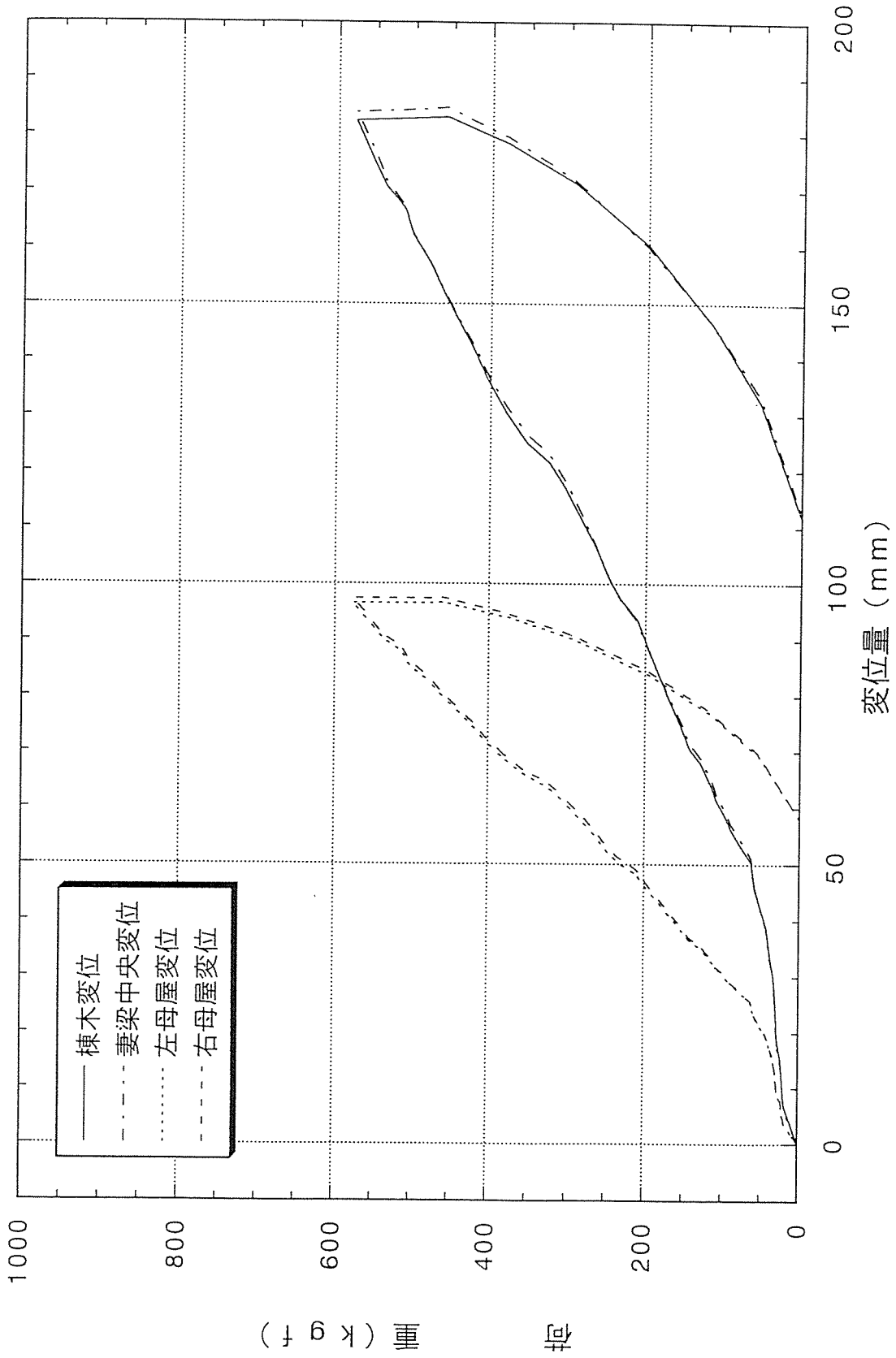


図3-4-a, 小屋組各部の荷重—絶対変位曲線 (軸組、Z R N)

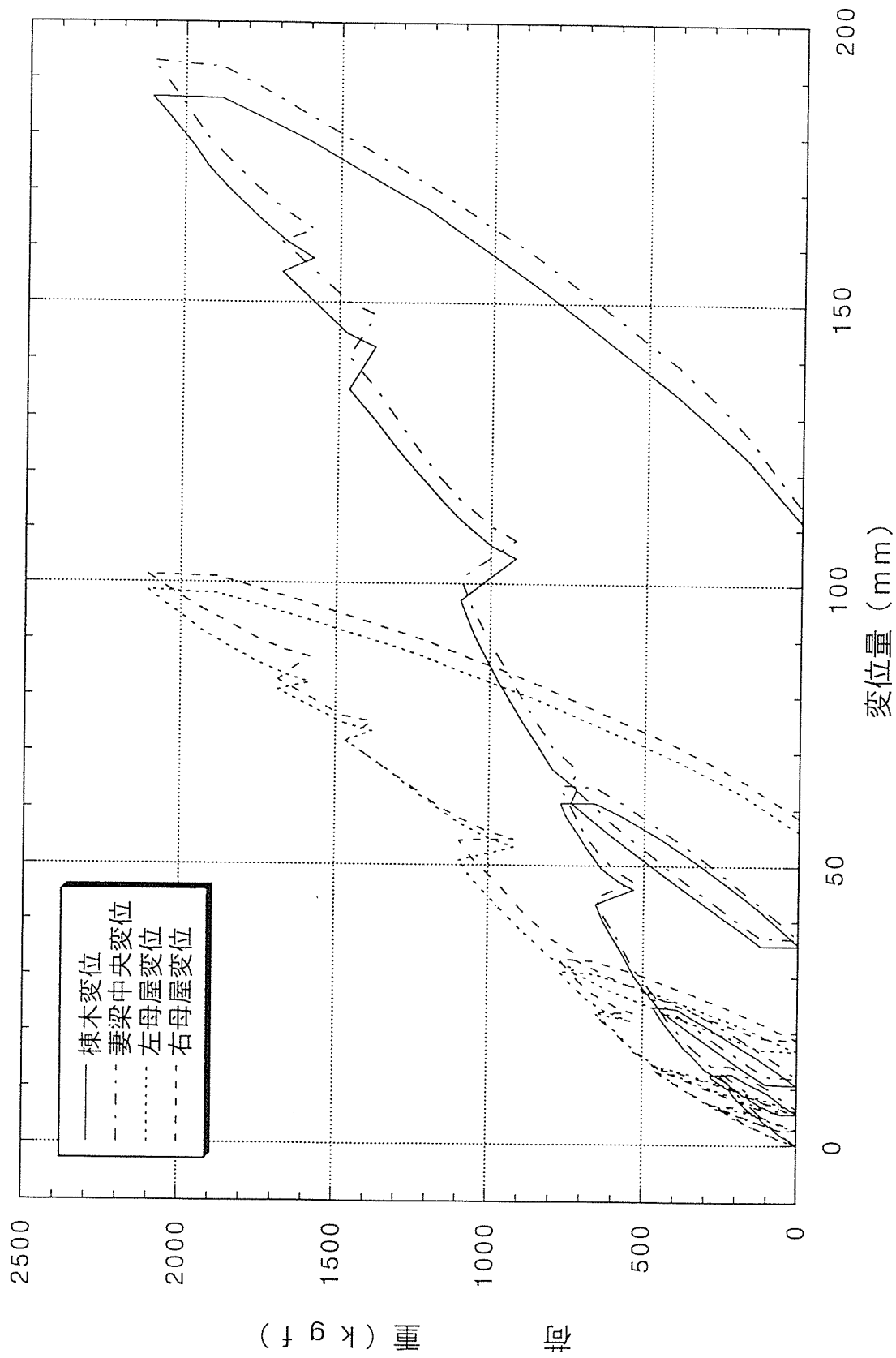


図 3-4-b, 小屋組各部の荷重一絶対変位曲線 (軸組 + 火打梁、Z R R)

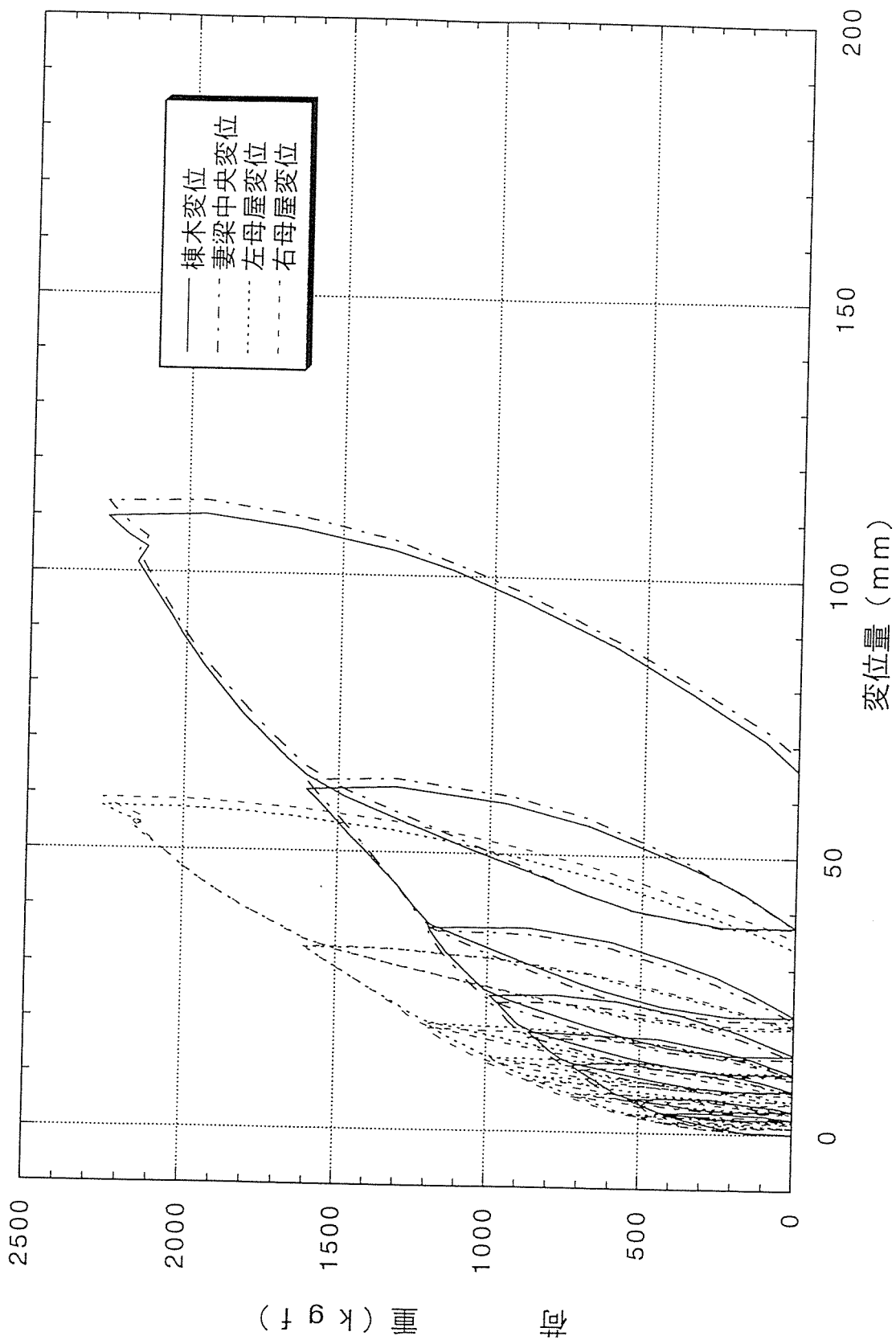


図3-4-c, 小屋組各部の荷重一絶対変位曲線 (軸組+火打梁+小幅板、Z R B)

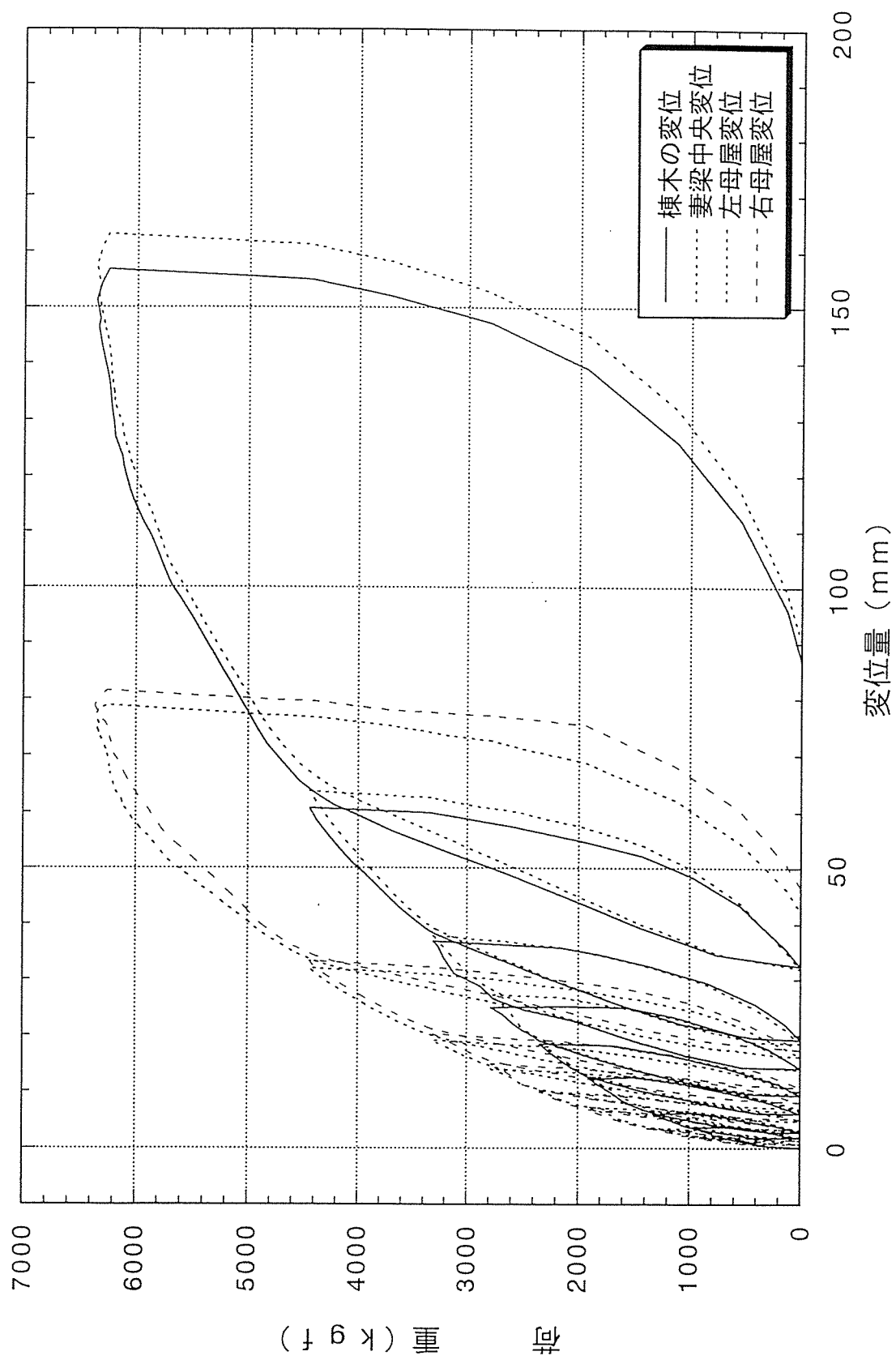


図3-4-d, 小屋組各部の荷重一絶対変位曲線 (軸組+火打梁+合板、ZRP)

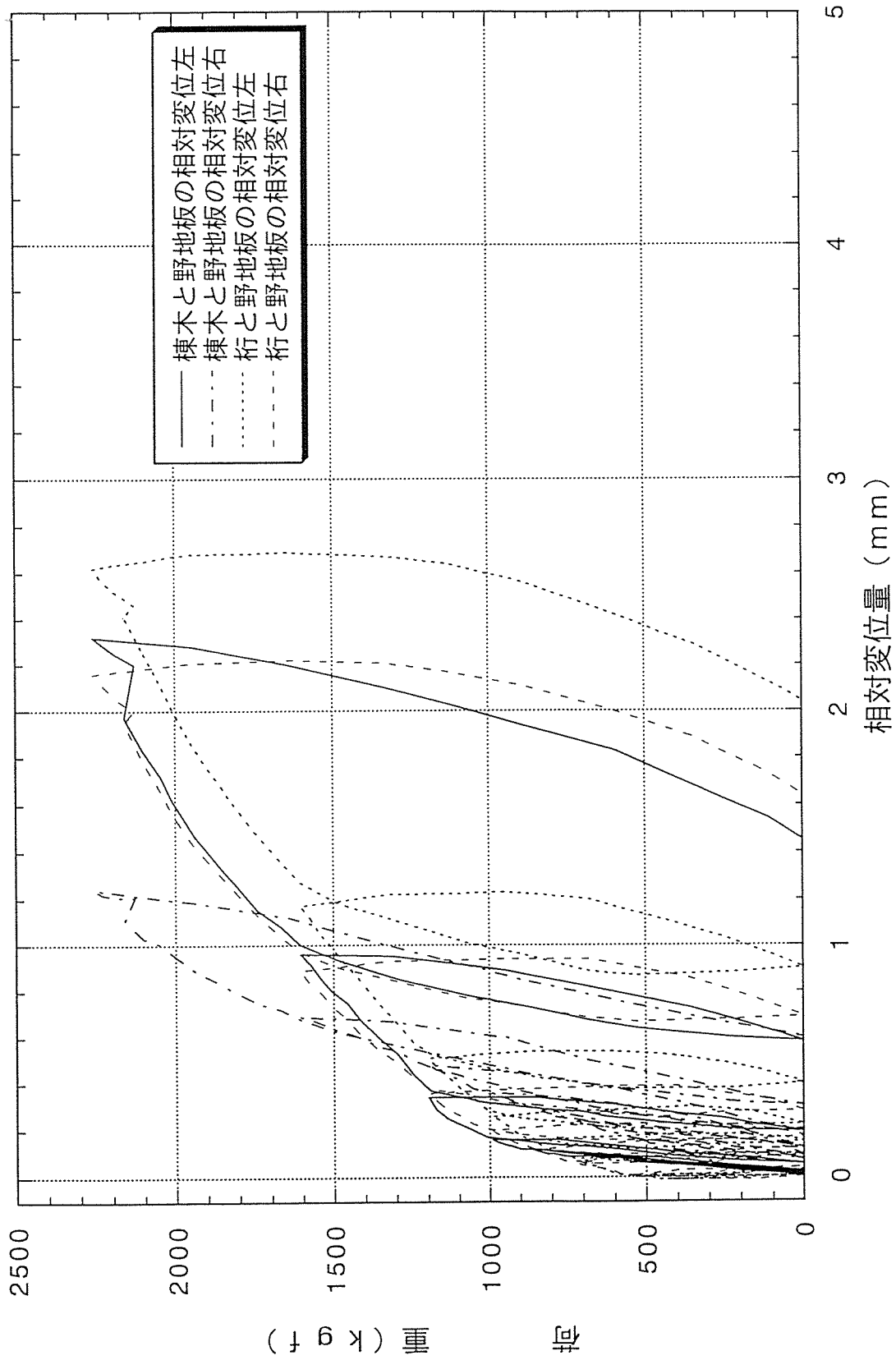


図 3-5-a, 小屋組各部の荷重一相対変位曲線 (軸組+火打梁+小幅度、ZRB)

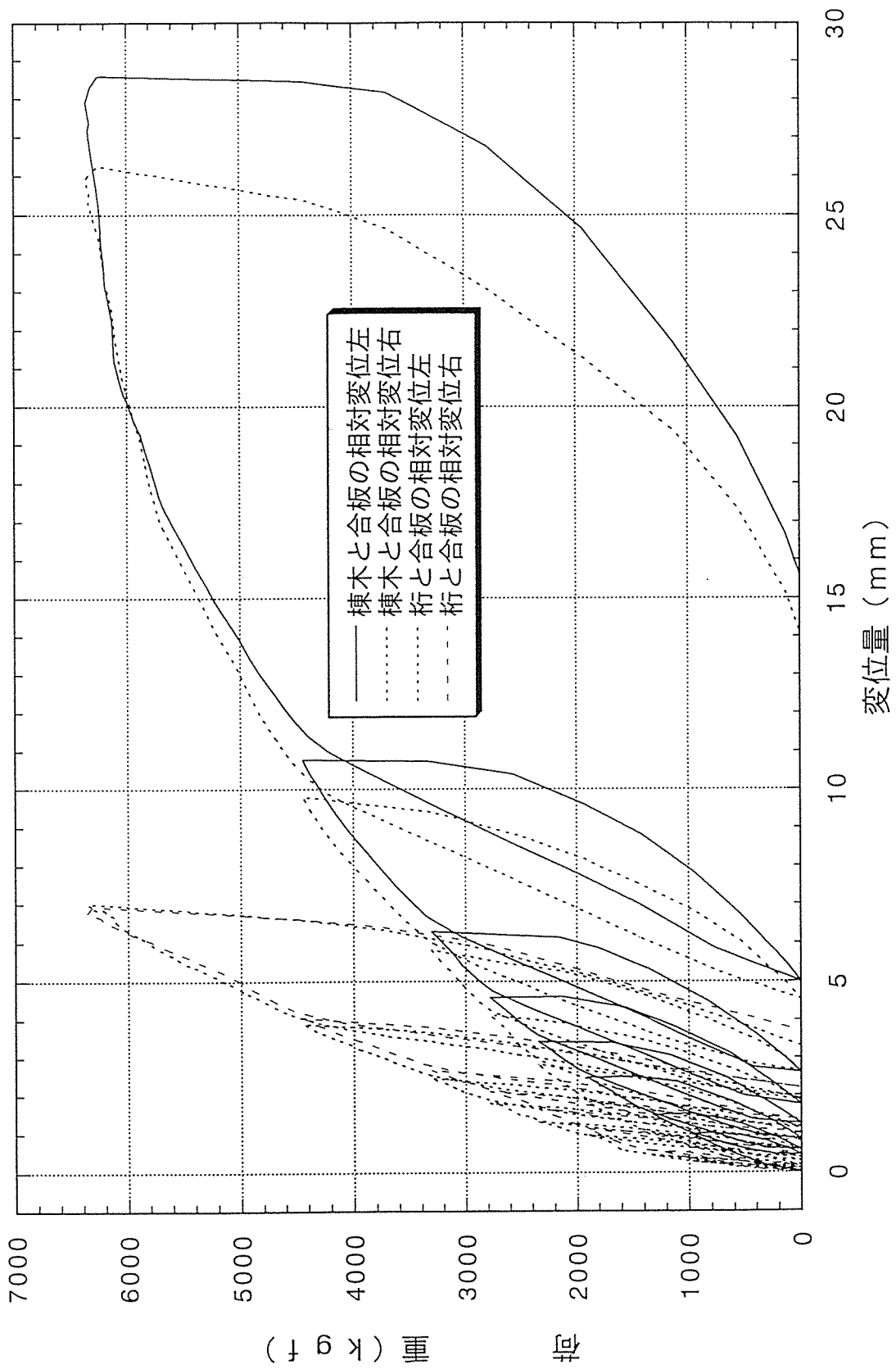


図3-5-b, 小屋組各部の荷重—相対変位曲線 (軸組+火打梁+合板、ZRP)

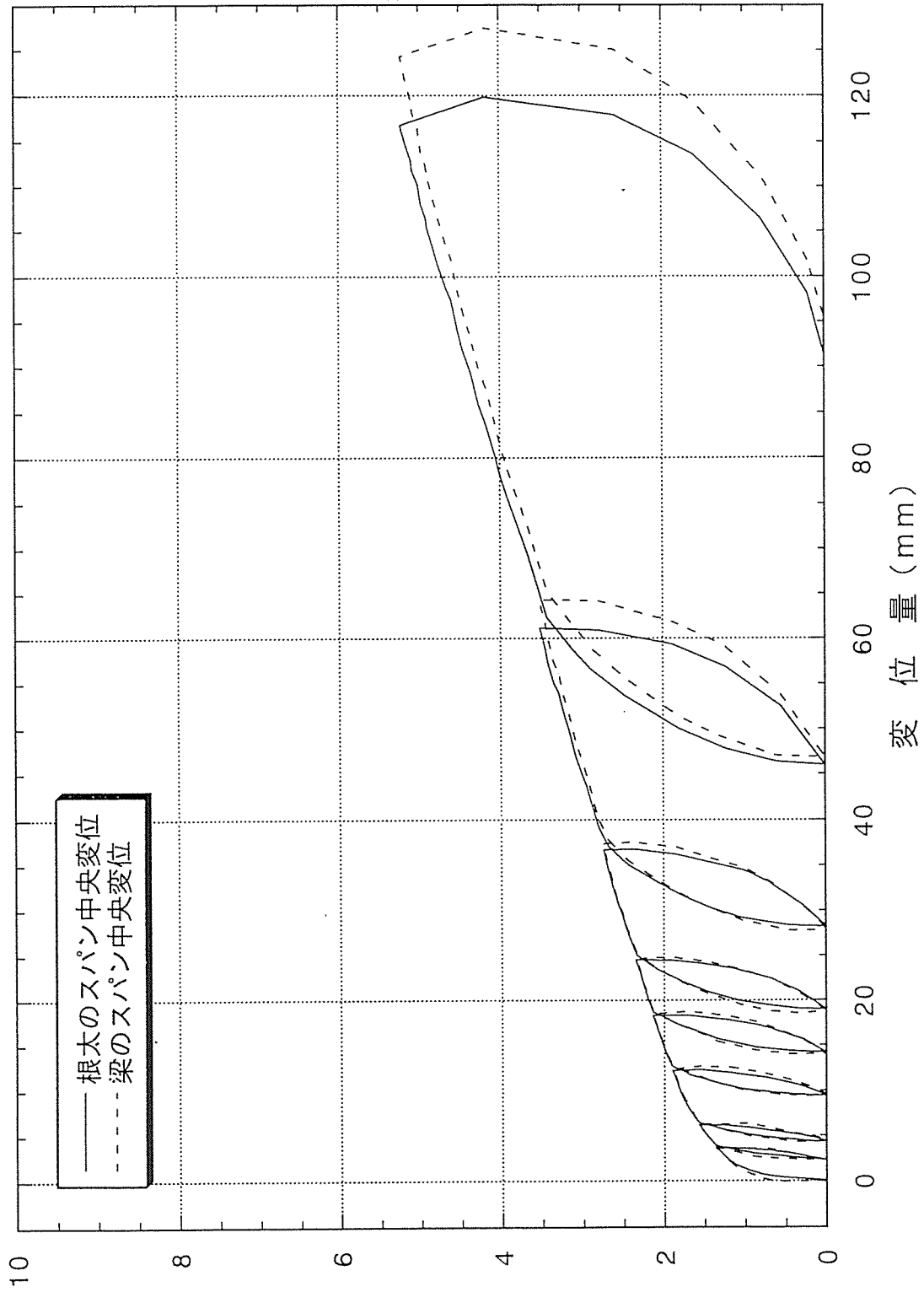


図3-6-a, 床組SPAN中央の荷重一変位曲線 (フローリング床仕様、根太・梁の比較)

荷重 (tf)

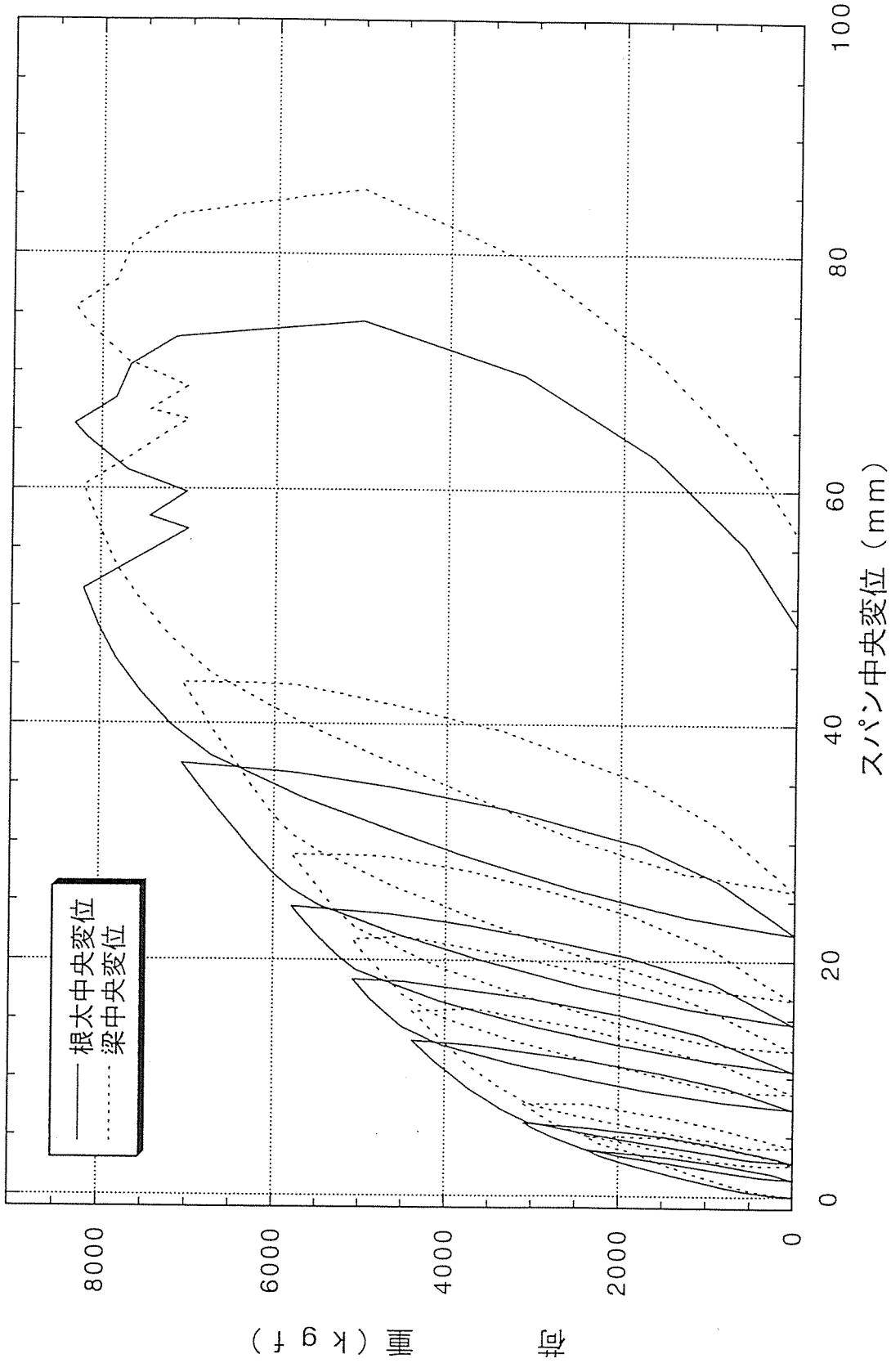


図3-6-b, 床組スパン中央の荷重一変位曲線 (合板床仕様、根太・梁の比較)

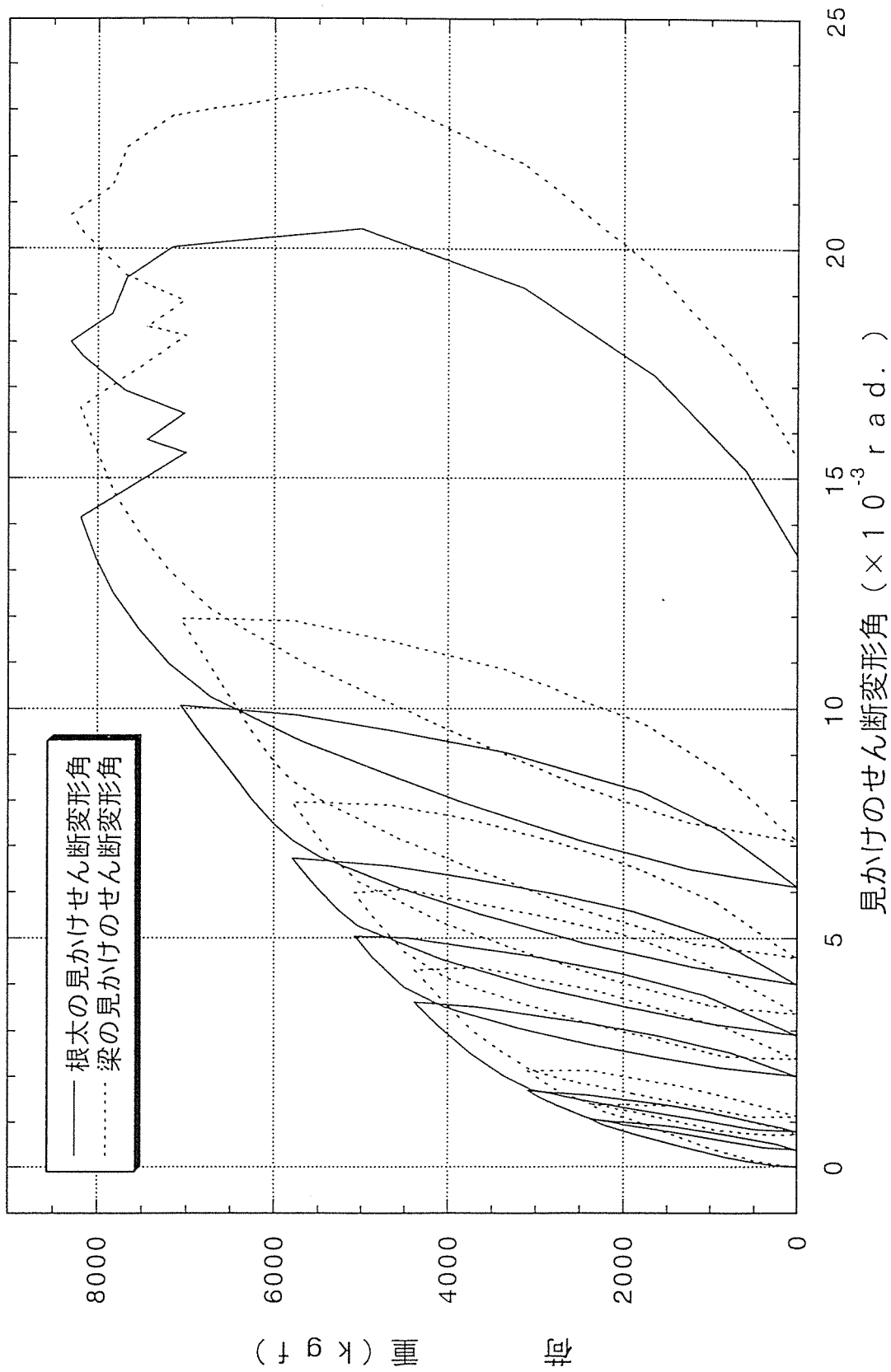


図3-7, 床組の荷重一見かけのせん断変形角曲線 (合板床仕様、根太と梁の比較)

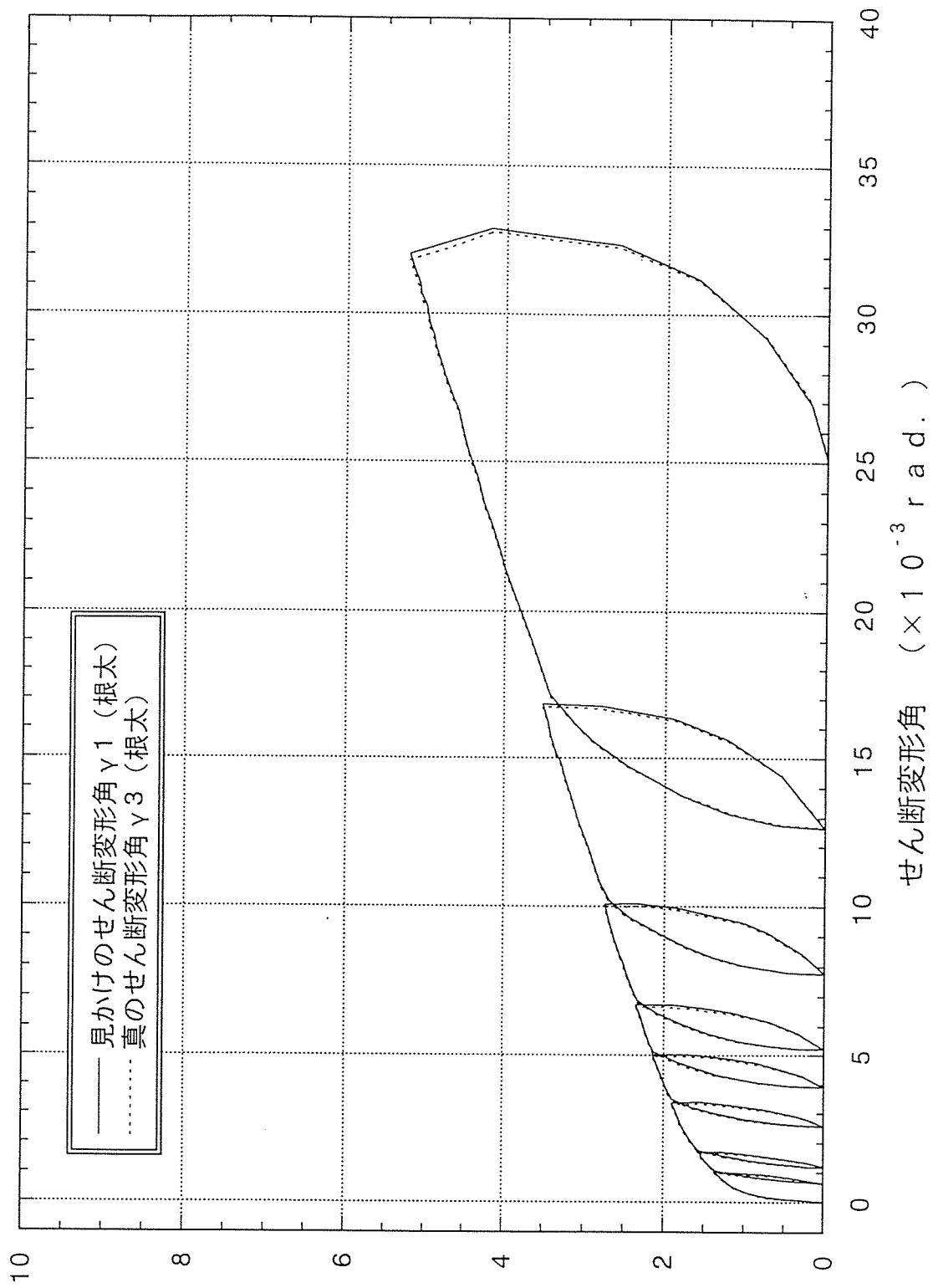


図3-8-a, 床組の根太の荷重一せん断変形角曲線 (フローリング床仕様、真と見かけの比較)

(f f) 冊 荷

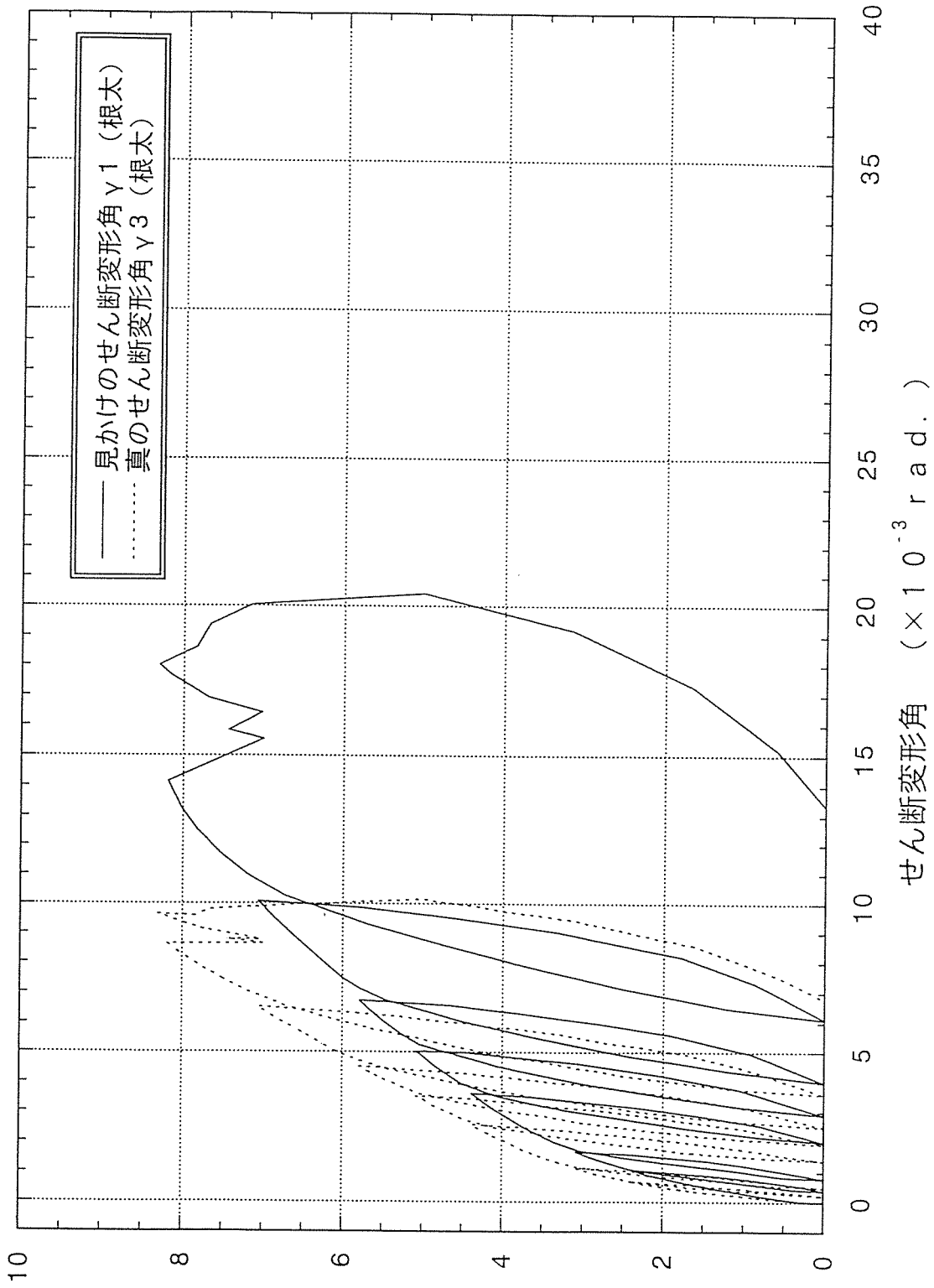


図 3-8-b, 床組の根太の荷重—せん断変形角曲線 (合板床仕様、真と見かけの比較)

荷重 (tf)

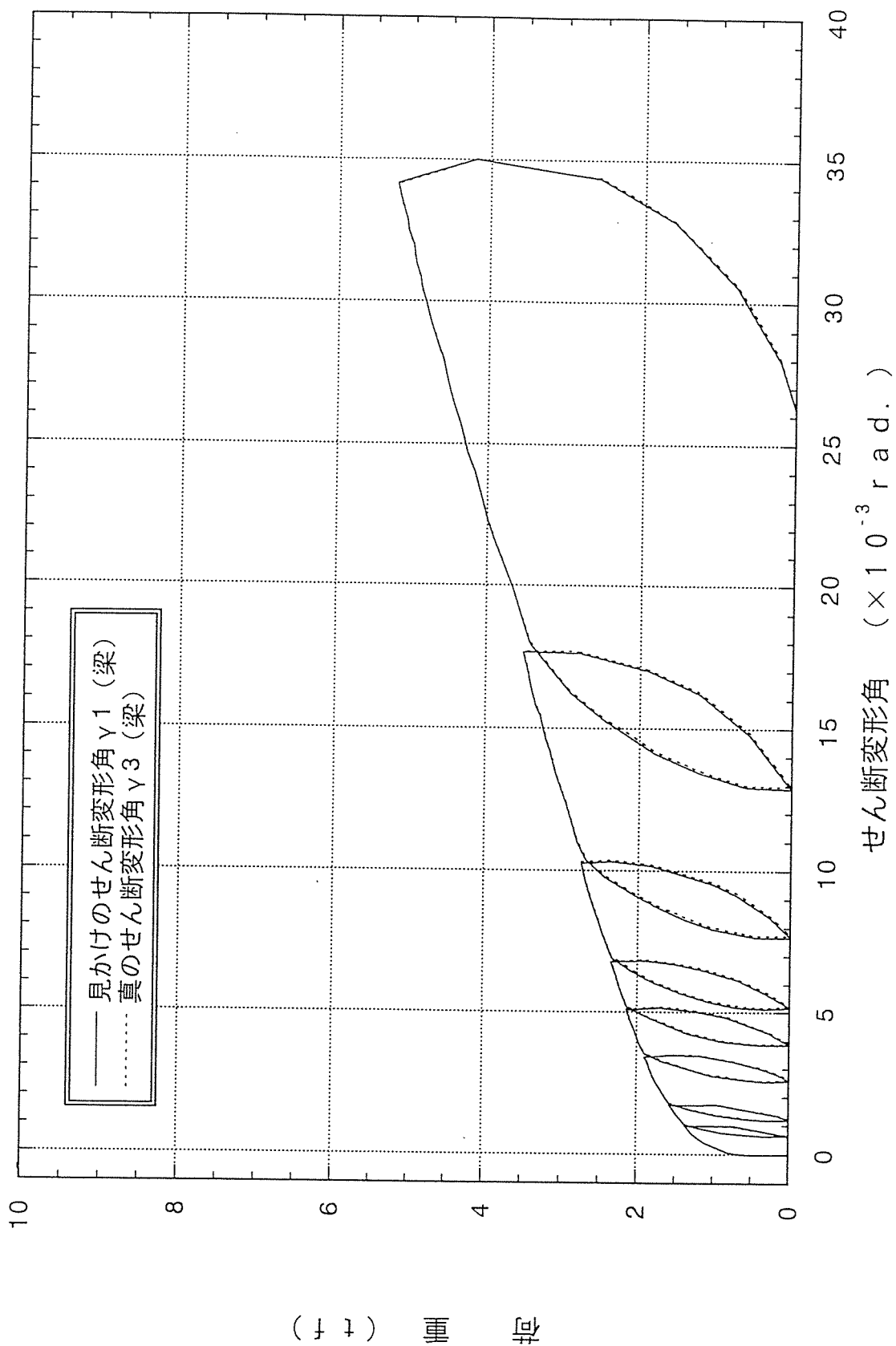


図 3-9-a, 床組の梁の荷重—せん断変形角曲線 (ローリング床仕様、真と見かけの比較)

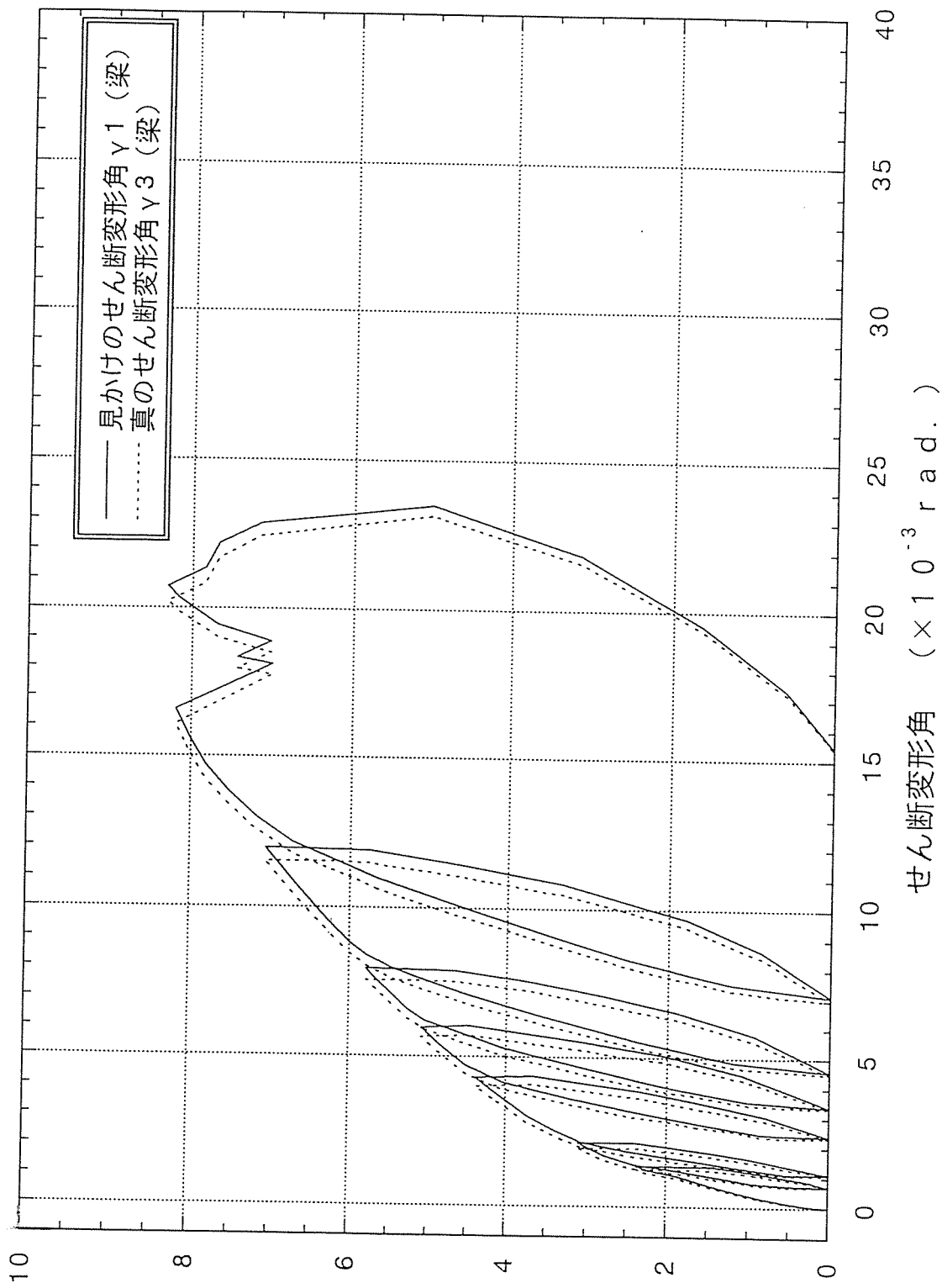


図 3-9-b, 床組の梁の荷重一せん断変形角曲線 (合板床仕様、真と見かけの比較)

(1 1) 冊 地

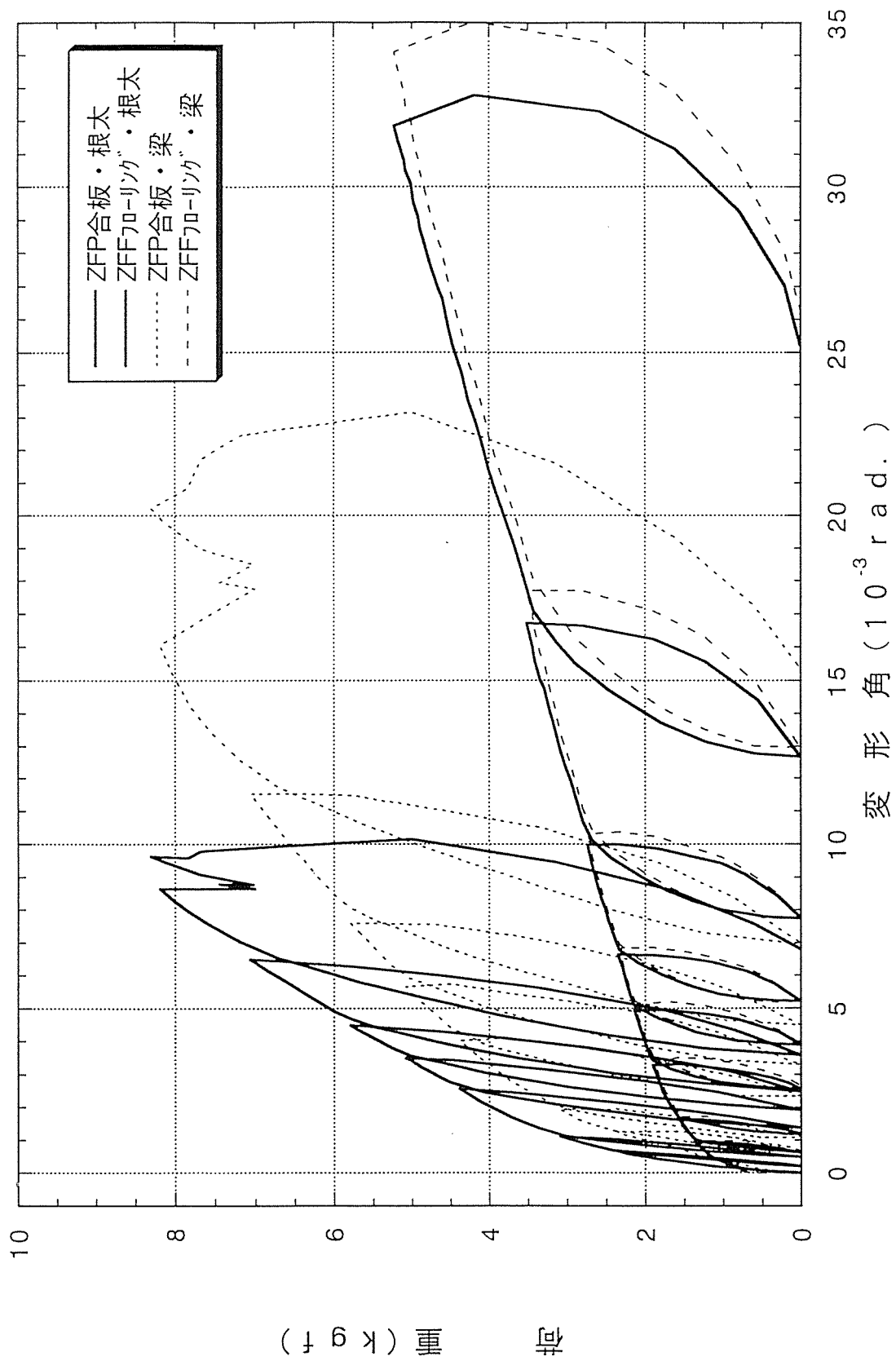


図 3-10, 床組の荷重一真のせん断変形角曲線 (床仕様、測定位置の比較)

§ 4. ダイアフラムの剛性を考慮した 木質構造住宅の構造計算の方法例

(1) 従来の計算法との違い

木造新耐震設計法の流れと、従来の構造計算法との違いについて、図1にまとめてみた。ひとことでいえば、第1部で述べた現行耐震規定における問題点をほとんど解決しているのが特徴である。つ

まり、接合部の剛性をもとにして、許容耐力設計時の地震力に対して、建物の各部に加わる力と変形量をかなり正確に計算できること、および大地震に対して粘り強さを考慮した保有耐力設計でチェックしていることなどである。

さらに、耐力壁だけでなく水平構面へ

の伝達力までも含めて、架構全体の力の流れと大きさが明確に分かる仕組みになっている。

したがって、プレハブやツーバイフォーの構造計画規定から外れた軸組架構であっても、この構造計算ですべての項目がOKであれば、「バランスは悪いけど、力のかかる要所はちゃんと耐えるように設計してあるので大丈夫ですよ」と自信をもって説明することができる。ただし、設定通りの部材と接合金物がちゃんと施工されていれば、の話ではあるが。

この木造新耐震設計法は、従来よりきめ細かな構造計算を行うため、普通に手計算でやるとこれまでの倍近い手間がかかる。しかし、最近はパソコンが普及しており、たいていの事務所ならエクセルやロータス1-2-3などの表計算ソフトをもっていると思われる。したがって、ここでの木造新耐震設計法の説明は、表計算ソフトの利用が可能であることを前提として行う。各部重量算定と重心計算を除けば、ほとんどの項目を表計算形式で行うことができるようになってきている。1回目に計算表の設定を入力して保存しておけば、2回目以降は従来の構造計算と変わらない手間であるはずである。26頁以降のモデル事例の検討では、実際にロータス1-2-3を使用しており、ほとんどの項目は基本的な計算式の入力で足りる。多少煩雑なところは、各表に注を記したので参照してほしい。また、個別の図面から数値を拾う部分は色分けして示しているから、基本設定ができれば2回目以降は、その部分のみ入力していけばよいようになっている。

(2) 木造新耐震設計法の概要

図2の軸組アイソメ図の建物は、話を分かりやすくするために、一方向のみに耐力壁が入った架構としたものである。耐力壁のきく方向にのみ注目してほしい。

1階と2階の耐力壁線を合わせて、 X_0 から X_4 までの5つの軸組通りがある。2階には、 X_0 、 X_2 、 X_4 の3つの耐力壁線があり、1階には X_0 、 X_1 、 X_3 、 X_4 の4つの耐力壁線がある。耐力壁線間をつな

図1 木造新耐震設計法の流れ

		具体的計算	従来の計算法と異なる点
許 容 耐 力 設 計	1 各階の地震力(1次設計用と保有耐力設計用)の計算	構面重量 W_i を計算する。層せん断力係数 C_i を計算する。保有耐力設計用地震力 $Q_{m,i}$ を計算する	<ul style="list-style-type: none"> 5の計算用に耐力壁線ごとの重量を算定 大地震を想定した保有耐力設計用地震力
	2 接合部に基づく耐力壁の許容水平耐力と剛性の計算	耐力壁の剛性 K_n と許容水平耐力 $P_{n,i}$ を計算する	<ul style="list-style-type: none"> 接合部の変形と引張耐力から耐力壁の剛性と許容耐力を導く 耐力壁下の梁や土台の曲げ変形を剛性に考慮 小壁、梁壁、油壁の端壁効果を剛性と耐力の計算式にのせて定量的に評価
	3 偏心率とねじれ補正係数の計算	偏心率 R_n とねじれ補正係数 α_n を計算する	<ul style="list-style-type: none"> 耐力壁が「つりあいよく配置」されているかどうかを偏心率で計算する 壁が少なく剛性の低い耐力壁線には、ねじれ補正係数でより大きな揺れの地震力を与える
	4 水平構面の剛性と許容せん断耐力の計算	水平構面の剛性 $D_{h,i}$ と許容せん断耐力 $Q_{h,i}$ を計算する	<ul style="list-style-type: none"> 面材に打つ釘のサイズとピッチ、および面材の幅や水平構面の勾配などを考慮して、水平構面の剛性と許容耐力を導く
	5 鉛直構面と水平構面を合わせた剛性マトリックスによる各構面の地震時水平変位の計算	各点の力と変形のつりあいの連立方程式を解いて、各点の水平変位 δ_i を求める。これより、各耐力壁にかかるせん断力 $Q_{n,i}$ と各水平構面にかかるせん断力 $Q_{h,i}$ が得られる	<ul style="list-style-type: none"> 剛床仮定ではなく、鉛直構面と水平構面のそれぞれをせん断バネと仮定して、鉛直構面上の質点に加わる水平力と水平変位についてのつりあい方程式を解く
	6 層間変形角が変形制限内かどうかの検討	層間変形角 R_i が変形制限値(1/120または1/200)以下かどうかを確認する	<ul style="list-style-type: none"> 外壁が湿式構法の場合1/200、乾式構法の場合1/120を変形制限とする
	7 各耐力壁にかかる地震力が許容水平耐力より小さいかどうかの検討	各耐力壁にかかるせん断力 $Q_{n,i}$ が許容水平耐力 $P_{n,i}$ 以下かどうかを確認する	—
	8 水平構面に加わる地震力が、許容せん断耐力より小さいかどうかの検討	各水平構面にかかるせん断力 $Q_{h,i}$ が許容耐力 $Q_{h,i}$ 以下かどうかを確認する	<ul style="list-style-type: none"> 上階から下階へちゃんと力が伝達されるかどうかを、吹抜けや下屋も含めて定量的に評価する
	9 大地震時の必要保有水平耐力が建物の保有水平耐力より小さいかどうかの検討	各階の保有水平耐力 $Q_{n,i} = 1.5 \sum P_{n,i}$ を計算する。各階の粘り強さ指標 D_i および形状係数 $F_{v,i}$ を計算し、必要保有水平耐力 $Q_{n,i} = D_i \cdot F_{v,i} \cdot Q_{m,i}$ が $Q_{n,i}$ 以下かどうかを確認する	<ul style="list-style-type: none"> 建物の降伏耐力時の変形とP_{max}時の変形の比μから、粘り強さ指標D_iを算定 偏心率と剛性率から形状係数$F_{v,i}$を算定
END			

図2 住宅の軸組アイソメ図

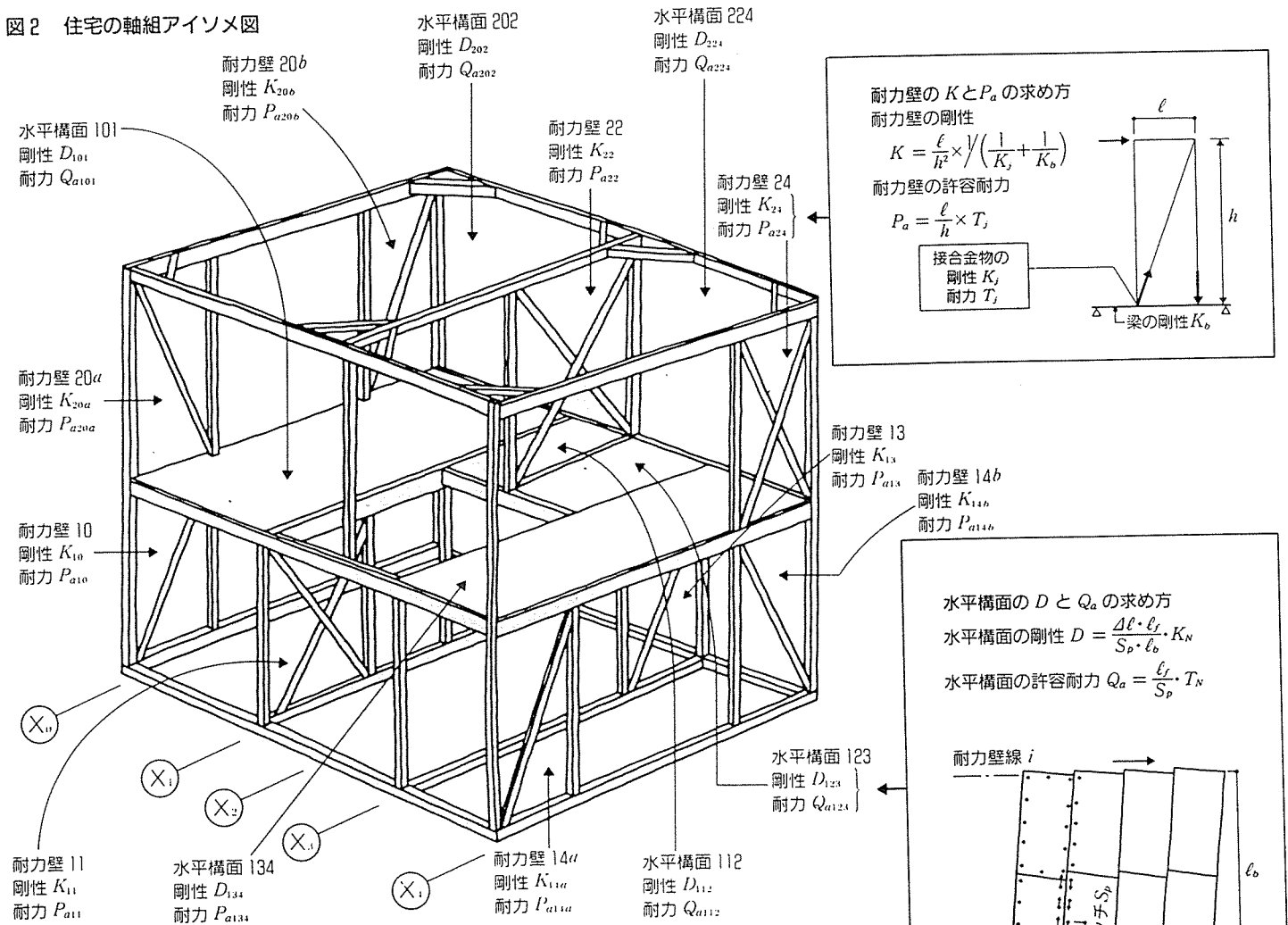
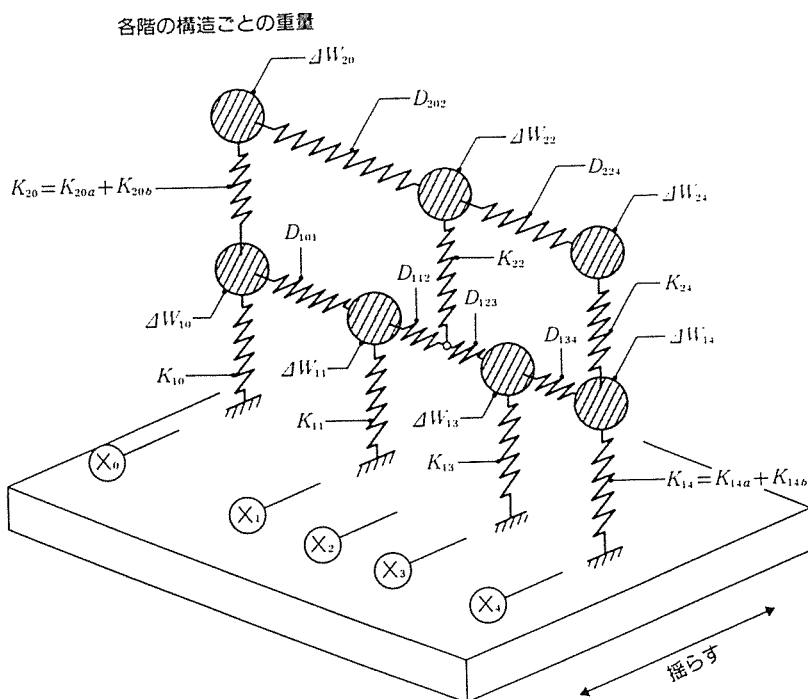


図3 図2の構造モデル

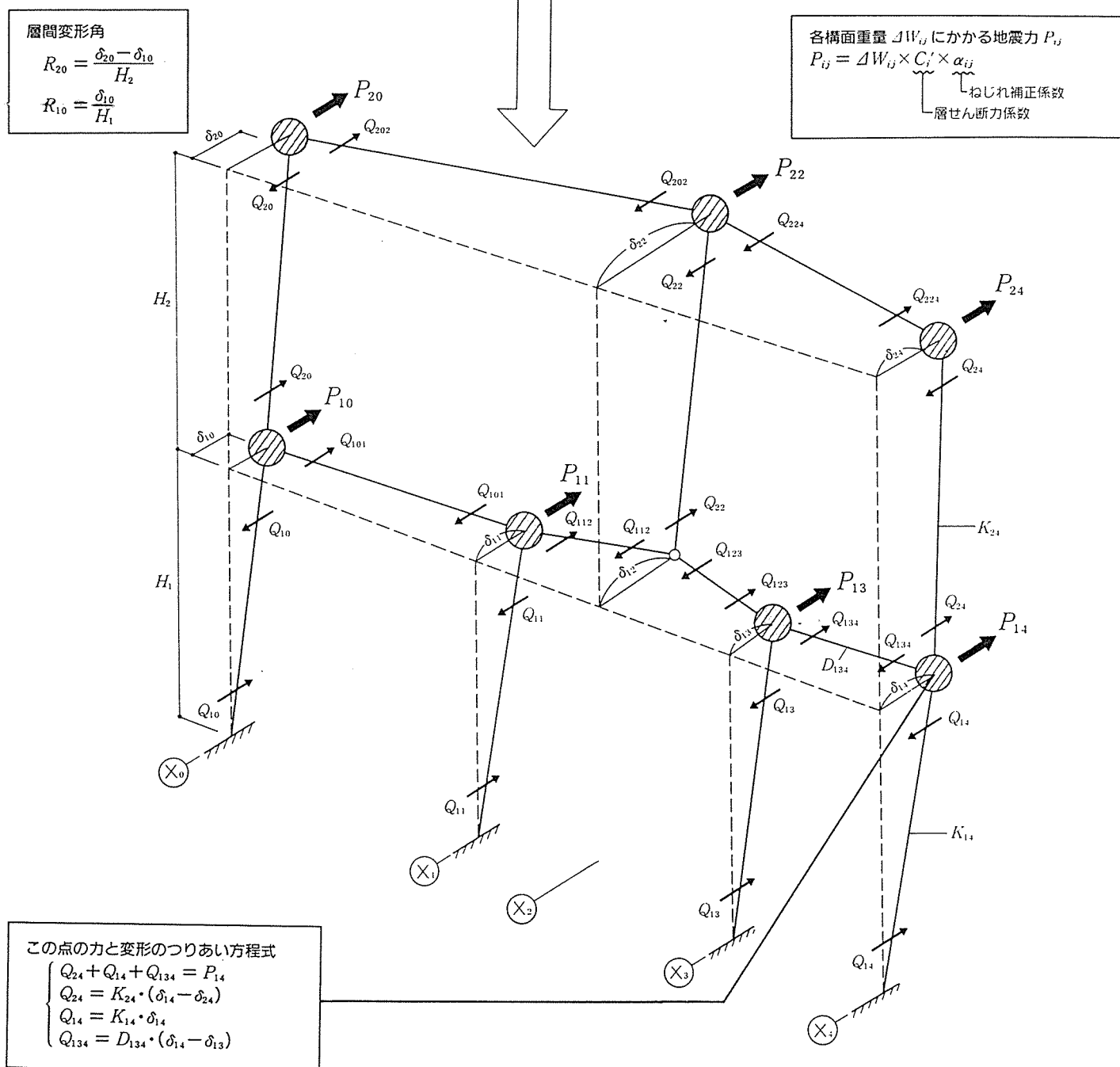


水平構面は、2階は $X_0 \sim X_2$ 、 $X_2 \sim X_4$ の2つ、1階は $X_0 \sim X_1$ 、 $X_1 \sim X_2$ 、 $X_2 \sim X_3$ 、 $X_3 \sim X_4$ の4つに区分して考える。

■耐力壁の剛性と許容水平耐力

各耐力壁は、剛性 K と許容水平耐力 P_a の値を計算しておく。計算方法の概要は、図2中の「耐力壁の K と P_a の求め方」を見てほしい。耐力壁の変形は、脚部の接合金物の引張変形と、耐力壁の下の梁の曲げ変形の2つが大半を占め、軸組部材自体の変形はほとんど無視できる程度

図4 許容耐力設計時の各部の変形と力



であることから、金物と梁の剛性値から K の値を導く式としている。梁上に載る 2 階耐力壁や、アンカーボルトが柱から遠い位置にある 1 階耐力壁は、梁の曲げ変形が大きくなるため、剛性が低く計算されることになる。

耐力壁の許容耐力は、脚部の接合金物のところで引張破壊することによって決まる値と、壁倍率から決まる値のうちの小さいほうとする。耐力壁の脇に小壁や腰壁などが付く場合には、その寸法を含む式によって K および P_a の値が計算され、単体壁よりも大きい値となる。

■水平構面の剛性と許容せん断耐力

各水平構面も、剛性 D と許容せん断耐力 Q_a の値を計算しておく。図 2 中に「水平構面の D と Q_a の求め方」を記した。

面材張り水平構面の变形と耐力は、これまでの実験結果などから、図のように面材相互がずれることによって決まることになっており、そこでの釘のせん断剛性とせん断耐力が最大の要因となる。水平構面の剛性 D は、水平構面の縦および横の寸法と面材の幅、および釘のピッチとサイズによって計算される。合板と

板野地を比べると、面材の幅が狭い分だけ板野地の剛性が低くなる。

許容せん断耐力は、水平構面の幅の間に打たれた釘本数と釘サイズで決定される。例に挙げた建物のように吹抜けがあると、その部分の水平構面の幅が小さくなり、許容せん断耐力は低下する。屋根面のように勾配がある水平構面の場合は、勾配が大きくなるほど K と Q_a が低下するような係数を掛ける。

■構造のモデル化

図 2 軸組アイソメ図の建物の、耐力壁

線と水平構面をせん断バネに置換すると、図3の構造モデル図のようになる。バネ定数は、それぞれの剛性値の K および D となる。各階の各耐力壁線の負担重量 ΔW を丸い質点で表している。各々の ΔW は、計算手順の最初のところで、負担する屋根、壁、床の面積にそれぞれの単位重量を掛けてきちんと算出しておく。この構造モデルが載っている板を矢印の方向に揺らしてみたとを想像してほしい。大きく揺れた状態で静止させたときの水平変形と各部のせん断力を描いたのが、図4「許容耐力設計時の各部の変形と力」である。

■地震力の算出

図4の各々の質点 ΔW にかかる地震力 P は、そこに働く加速度、つまり揺れの大きさに比例する。階数が上に行くほど大きくなり、また、耐力壁線の剛性が低い側ほど大きく振られることになる。それぞれ、各階の層せん断力係数 C_i と、ねじれ補正係数 α で表され、これらを ΔW に掛け合わせると地震力 P が得られる。ねじれ補正係数は、耐力壁の剛性 K を求めた後、各階の偏心率を計算するときに算出しておく。

■せん断力の計算

耐力壁線や水平構面にかかるせん断力は、部材両端間の相対変位に剛性を掛けたものになる。そこで、各点における力と変形のつりあい方程式を作成すると、節点数分の水平変位 δ を変数にもつ連立方程式ができあがる。これを行列計算の形で書くと、変位ベクトル δ に掛け合わされる係数行列が、耐力壁線の K と水平構面の D からなる剛性マトリックス J となる。定数項は水平力ベクトル P となる。これをパソコンの表計算ソフトなどを用いて解くと、簡単にすべての δ が得られる。各点の変位 δ が分かれば、あとは部材両端間の相対変位を剛性に掛けて、各々の耐力壁および水平構面にかかるせん断力 Q が計算される。

各々の耐力壁にかかる Q が、許容水平

耐力 P_a より小さいかどうかを比較し、小さければ安全側でOKとなる。同様に、各々の水平構面にかかる Q が、許容せん断耐力 Q_a より小さいかどうかを検討し、小さければOKである。すべてOKであれば、許容耐力設計は完了となる。

■層間変形角の検討

次に層間変形角の検討を行う。各階の水平変位 δ を階高 H で割ったものが層間変形角である。層間変形角の制限値は、外壁の仕上げが変形に追従できる構法か否かで変わってくる。ラスモルタルや土塗り壁などのひび割れが生じてもろく脱落しやすい湿式構法の場合の制限値は $1/200$ とし、下見板やサイディングなどの乾式構法の場合の制限値は $1/120$ とする。層間変形角の計算のついでに剛性率も算定しておく。

■結果をまとめて保有耐力設計

最後に、保有耐力設計を行って、大地震時の安全性を確認する。保有耐力設計用の地震力 Q_{ud} は、最初の地震力算定のところで求めておく。各階の保有水平耐力 Q_u は、耐力壁の許容水平耐力の総和 ΣP_a の1.5倍とした。このときの水平変位を δ_y とする。これに対して、最大耐力時の水平変位を δ_N とすると、建物の粘り強さを示す塑性率は $\mu = \delta_N / \delta_y$ で計算され、ここから粘り強さ指標 D_s が求められる。

ここで、 δ_N の値は、耐力壁脚部引張側の接合状態によって決まることとした。柱脚部と土台を金物で緊結した在来軸組耐力壁の実験結果をみると、最大耐力は引張側の金物接合部での土台の割裂破壊で決まり、そのときの層間変形角はおおむね $1/40$ 前後である場合がほとんどである。一方、ホールダウン金物のように柱脚の引張力をダイレクトにアンカーボルトに伝達する金物の場合は、柱と金物を止めているボルトや釘が徐々に変形しながら柱にめり込んでいくため、 $1/30$ 程度まで粘る傾向にある。そこで、土台に止めるタイプの金物の場合には、 δ_N を

$1/40$ の層間変位とし、アンカーボルトに直接止めるタイプの金物の場合は、 δ_N は $1/30$ の層間変位とした。

先に求めた偏心率 R_e と剛性率 R_s の値から、形状係数 F_{es} を求める方法は、従来通りである。これより、必要保有水平耐力は $Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$ となり、 Q_{un} が保有水平耐力 Q_u よりも小さければOKとなり、これですべてが完了である。

* * *

このように、接合部で決まる剛性や耐力や粘り強さに基づいていること、雑壁効果を耐力壁の剛性と耐力の計算に取り入れて定量的に評価していること、水平構面の剛性も考慮してせん断力の配分を計算していることなど、従来に比べてかなり正確に建物の耐震性をチェックできる設計法となっている。

一連の計算の流れは、図1にまとめてあるが、順序としては、最初に各部重量を拾って、許容耐力設計用地震力と保有耐力設計用地震力を算定する。次に耐力壁と水平構面の剛性と耐力を細かく算定し、壁の剛性の偏心を計算し、各部にかかる水平力と水平変位の連立方程式を解いて耐力壁と水平構面に流れる地震せん断力を計算する。これらが許容耐力より小さければOKで、あとは層間変形角の検討と保有耐力設計を行って、これらがOKであれば終了となる。

このプロセスは、新耐震設計法というルート3に相当するものである。たかが木造住宅規模にそこまで必要か、と思われるかもしれないが、阪神・淡路大震災の被害を見るかぎり、少なくとも偏心率の検討までは行われるべきであろう。実際に構造計算の経験がある方なら分かると思うが、偏心率の計算までやると、保有耐力設計までやるのでは手間はほとんど変わらない。それならば、ということでルート3までいっきに計算するのを標準のフローとした。前述したように、表計算ソフトがあればそれほど難しくない計算ばかりである。では、いよいよ実際のモデル事例を使って、フローに従い具体的な計算方法について解説していこう。

モデル建物の計算過程と数値の関係

表A 質量算定表

階	部	単位質量	面積計算	各部質量	各階質量	ΣW
1	床	W_{11}	$1.0m^2$	$W_{11} \times 1.1$		
2	床	W_{21}				

表B 地震力算定表

階	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	ΣW	$\Sigma W / \Sigma H$	1	1	C_{max}	一次設計用地震力	保有耐力設計用地震力	柱本数 n	平均柱軸力
2	W_{11}	W_{21}	W_{31}	W_{41}	W_{51}				

2) 耐力壁線ごとの質量算定

表C 補正せん断係数算定表

階	1	2	3	4
1	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4
2	Q_{12}	Q_{22}	Q_{32}	Q_{42}

表D-1 2階Y方向耐力壁線ごとの質量

壁線	質量算定	ΣW
X0	壁線 10 - 10壁 222 - 壁の自重	222
X1 5	壁線 305 - 10壁 222 - 壁の自重	222
X3	壁線 22 - 10壁 222 - 壁の自重	222

表E-1 2階X方向 N=300

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
通	位置	壁長	柱間距	柱間距	柱間距	柱間距	柱間距	柱間距	柱間距	柱間距	柱間距	柱間距	柱間距
り	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁
壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁

表F-1 2階X方向耐力壁のねじれ補正係数 重心 $e_x = 8.0$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
通	り	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁
り	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁
壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁	壁

表G-1 2階Y方向耐力壁線の水平断面

1	2	3	4	5
横	断面	位置	位置	位置
断面	位置	位置	位置	位置
位置	位置	位置	位置	位置
位置	位置	位置	位置	位置

表H-1 2階Y方向各構面の地震力と剛性

1	2	3	4	5	6	7	8
壁	線	剛性	剛性	剛性	剛性	剛性	剛性
線	剛性	剛性	剛性	剛性	剛性	剛性	剛性
剛性	剛性	剛性	剛性	剛性	剛性	剛性	剛性
剛性	剛性	剛性	剛性	剛性	剛性	剛性	剛性

表I 層間変形角の検討

階	1	2	3
階 <td>1</td> <td>2</td> <td>3</td>	1	2	3
1	階 <td>1</td> <td>2</td>	1	2
2	階 <td>1</td> <td>2</td>	1	2

表J 剛性率の計算

1	2	3	
方	剛	剛	剛
向	剛	剛	剛
剛	剛	剛	剛
剛	剛	剛	剛

表K 2階耐力壁の検討

1	2	3	4	5	6	7	8
方	通	通	通	通	通	通	通
向	通	通	通	通	通	通	通
通	通	通	通	通	通	通	通
通	通	通	通	通	通	通	通

表L 2階水平構面の検討

1	2	3	4	5	6	7
方	通	通	通	通	通	通
向	通	通	通	通	通	通
通	通	通	通	通	通	通
通	通	通	通	通	通	通

表O 保有水平耐力とひびの算定

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
階	1	2	3	4	5	6	7	8	9
高	階	1	2	3	4	5	6	7	8
方	階	1	2	3	4	5	6	7	8
向	階	1	2	3	4	5	6	7	8

表P 保有水平耐力の検討

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
階	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
方	階	1	2	3	4	5	6	7	8	9
向	階	1	2	3	4	5	6	7	8	9
階	階	1	2	3	4	5	6	7	8	9

1 各階の地震力(1次設計用と保有耐力設計用)の計算

2 接合部に基づく耐力壁の許容水平耐力と剛性の計算

3 偏心率とねじれ補正係数の計算

4 水平構面の剛性と許容せん断耐力の計算

5 鉛直構面と水平構面を合わせた剛性マトリックスによる各構面の地震時水平変位の計算

6 層間変形角が変形制限内かどうかの検討

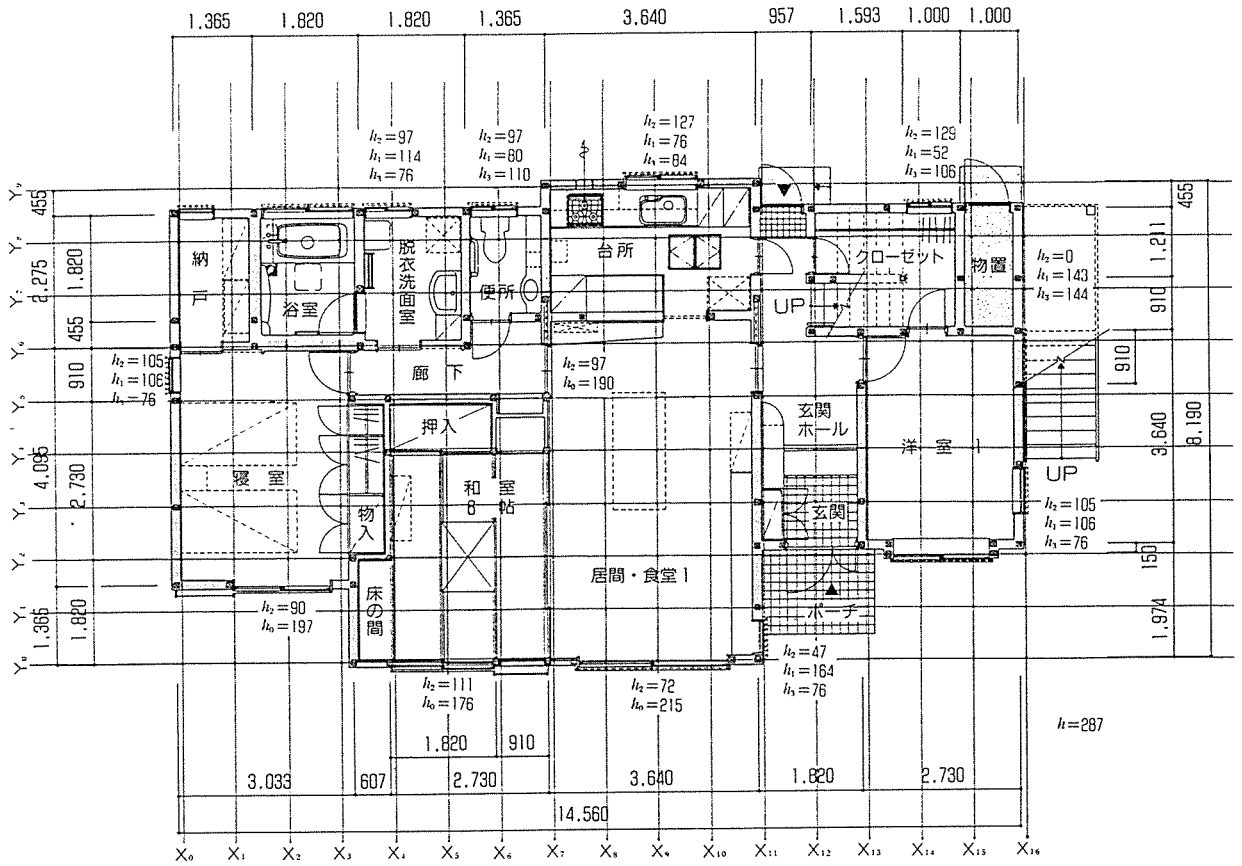
7 各耐力壁にかかる地震力が許容水平耐力より小さいかどうかの検討

8 水平構面に加わる地震力が、許容せん断耐力より小さいかどうかの検討

9 大地震時の必要保有水平耐力が建物の保有水平耐力より小さいかどうかの検討

モデル建物の概要

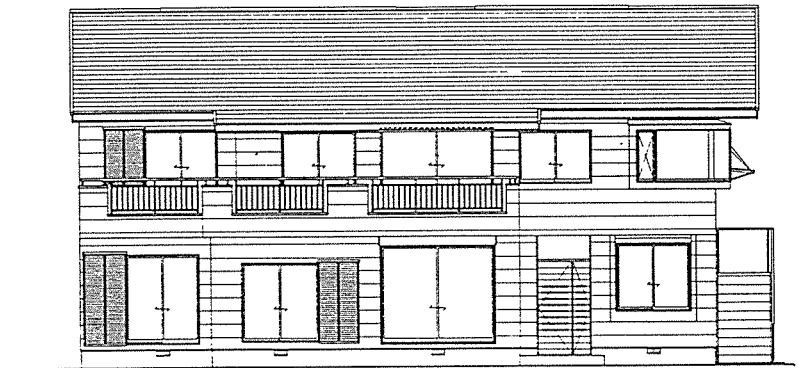
1階平面図



東立面図



南立面図



西立面図



北立面図



(1) 地震力の算定

最初に、建物全体での地震力算定を行う。まず各部の重量算定から始めよう。

図14のように、ある階の重量算入部分とは、その階の上半分から上階の下半分までを含める。各部の重量は、単位重量×面積で計算される。表1に各部の代表的仕上げ種類別の単位重量をあげておく。重量算定の面積計算は面倒だが、慣れれば要領よく機械的に計算できるので、ここでめげないでほしい。

層せん断力係数の分布係数 A_i は、 $\sum W_i / \sum W_i$ の値から表2を見れば

即座に得られる。

許容応力度設計用のベースシア係数 C_0 は、通常の地盤は0.2だが、軟弱地盤のときは0.3を用いる。

保有耐力設計用のベースシア係数 C_{max} は、通常は関東大震災レベルの大地震を想定して1.0とするが、神戸での800ガル相当の揺れを想定する場合は1.5以上とすべきだろう。ただし、新耐震以降のS造やRC造で、保有耐力設計まで行った建物に倒壊がほとんどなかった結果からすれば、1.0できちんと設計しておけば安全は確保されるだろうと思われる。

柱軸力は、耐力壁の許容耐力算定に使われる。本来は各柱ごとにきち

んと負担重量を拾うべきところだが、ここでは計算の手間を省くために平均柱軸力 N を用いる。

次に、耐力壁線ごとの重量算定を行う。剛性マトリックス計算における、各階の壁線ごとの水平力を得るための準備計算である。壁線ごとの重量に掛け合わせる補正層せん断力係数 C'_i も、表に従って計算して求めておく。壁線ごとの重量 ΔW の計算も、手間がかかるが、各部の単位重量×面積で、方法はこれまでと同じである。

ここまでの手順に従って、モデル建物の検討を行ったのが表A～Dである。

図14 各階の重量算入部分

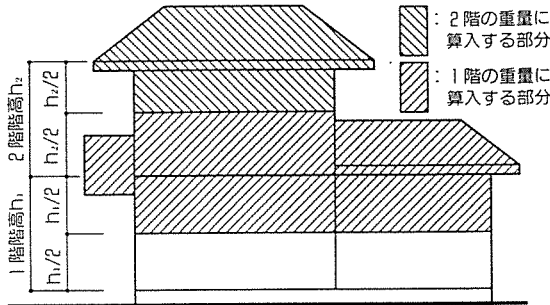


表1 仮定荷重

部位	仕上げ種類	単位重量(kg/m ²)
屋根	瓦葺(葺き土あり)	130
	瓦葺(葺き土なし)	90
	彩色石綿板葺	80
	鉄板葺	50
壁	土塗り壁	90
	ラスモルタル外壁	90
	サイディング外壁	40
	石膏ボード間仕切り壁	30
床	畳、板張り	130
	ALC、モルタル、浴室	200

表2 層せん断力分布係数

$\sum W_i / \sum W_i$	A_i
0.2	1.64
0.3	1.48
0.4	1.37
0.5	1.29
0.6	1.22
0.7	1.16
0.8	1.10
0.9	1.05
1.0	1.0

表3 重量算定表

階	部位	単位重量 ΔW (kg/m ²)	面積計算 A (m ²)	各部重量 $\Delta W \times A$ (kg)	各階重量 W_i	$\sum W_i$
2	屋根	表1参照	水平投影面積×1/cos θ		W_2	W_2
	外壁2階上半分(妻面を含む)	表1参照	壁長×2階階高/2			
	間仕切り2階上半分	30	壁長×2階階高/2			
1	外壁(2階下+1階上)+バルコニー腰壁	表1参照	(壁長×階高/2)の1、2階合計		W_1	W_1+W_2
	間仕切り壁(2階下+1階上)	30	(壁長×階高/2)の1、2階合計			
	2階床(バルコニー含む)	130	2階床面積+バルコニー			
	2階玄関土間、外廊下、2階浴室	200	その部分の床面積			
	下屋	表1参照	水平投影面積×1/cos θ			

(2) 耐力壁線ごとの重量算定

表C 補正層せん断係数算定表

階	①	②	③	④
	Q_i	$\sum P_i = Q_i - Q_{i-1}$	W_i	$C'_i = \sum P_i / W_i$
	表Bより	*	表Aより	②÷③
2	4.682	4.682	17.089	0.274
1	8.435	3.752	25.085	0.150

* Q_i (i 階の1次設計用地震力)から1階上の Q_i を引いたもの。ここでは2階建てなので2階(4.682)はそのまま、1階(8.435)は2階部分の数値を引いた(8.435-4.682)

表A 重量算定表

階	部位	単位重量 ΔW (kg/m ²)	面積計算 A (m ²)	各部重量 $\Delta W \times A$	各階重量 W_i	$\sum W_i$
2	屋根(6/10)カラーベスト	80	151.9	12.152	17.089	17.089
	外壁2階上(サイディング)	40	58.4	2.336		
		40	24.3	972		
	間仕切り壁2階上(PB)	30	54.3	1.629		
1	外壁2階下+1階上(サイディング)	40	123.7	4.948	25.085	42.174
		40	14.3	572		
	間仕切り壁2階下+1階上	30	130.7	3.921		
	2階床	130	111.4	14.482		
	外階段、踊り場 玄関土間、2階	200 70	4.2 4.6	840 322		

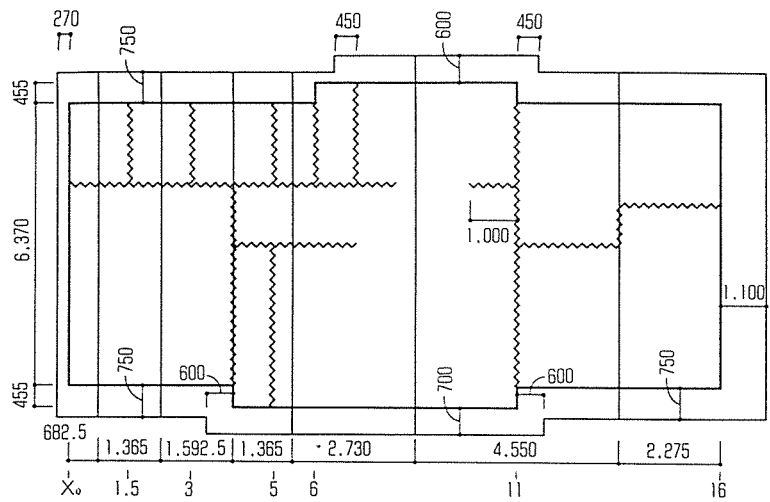
表B 地震力算定表

階	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
	$\sum W_i$	$\sum W_i / \sum W_i$	A_i	C_0	C_{max}	一次設計用地震力 $Q = \sum W_i \times A_i \times C_0$	保有耐力設計用地震力 $Q_{max} = \sum W_i \times A_i \times C_{max}$	柱本数 n_i	平均柱軸力 $N_i = \sum W_i / n_i$
	表Aより	①÷全重量	表2より	本文参照	本文参照	①×③×④	①×③×⑤	平面図などより	①÷⑧
2	17.089	0.41	1.37	0.20	1.00	4.682	23.412	57	300
1	42.174	1.00	1.00			8.435	42.174	71	594

表中□部分は、建物ごとに拾う必要のある部分を示す

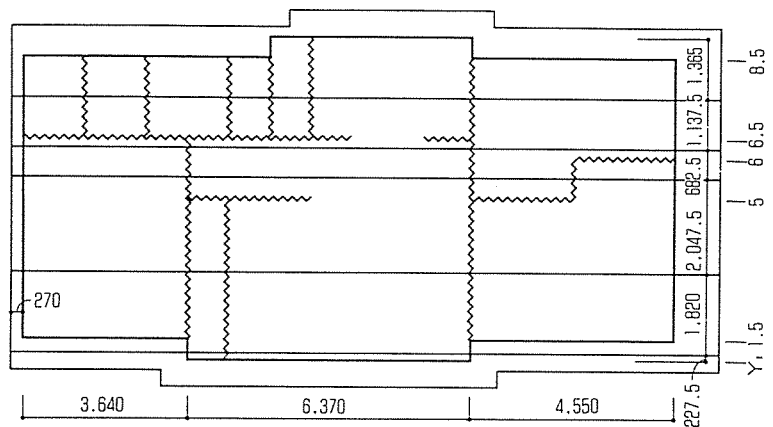
表D-1 2階Y方向耐力壁線ごとの重量

壁線	重量算定	ΔW_{2y}
X0	屋根(701)+外壁(900)+間仕切り(28)	1.629
X1.5	屋根(1,005)+外壁(146)+間仕切り(128)	1.279
X3	屋根(1,195)+外壁(182)+間仕切り(228)	1.605
X5	屋根(1,057)+外壁(158)+間仕切り(420)	1.635
X6	屋根(2,166)+外壁(316)+間仕切り(310)	2.792
X11	屋根(3,542)+外壁(535)+間仕切り(405)	4.482
X16	屋根(2,486)+外壁(1,071)+間仕切り(110)	3.667
合計		17.089



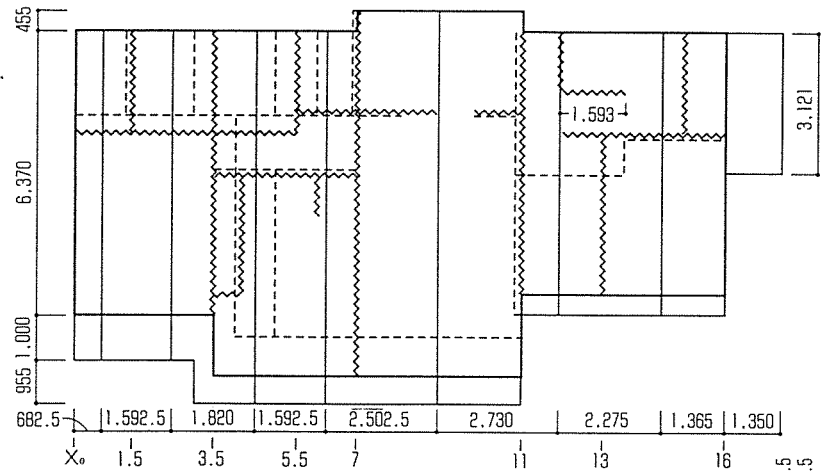
表D-2 2階X方向耐力壁線ごとの重量

壁線	重量算定	ΔW_{2x}
Y1	屋根(1,066)+外壁(365)+間仕切り(9)	1.440
Y1.5	屋根(2,714)+外壁(754)+間仕切り(201)	3.669
Y5	屋根(3,053)+外壁(713)+間仕切り(447)	4.213
Y6	屋根(1,018)+外壁(230)+間仕切り(164)	1.412
Y6.5	屋根(1,696)+外壁(283)+間仕切り(569)	2.548
Y8.5	屋根(2,605)+外壁(964)+間仕切り(237)	3.806
合計		17.088



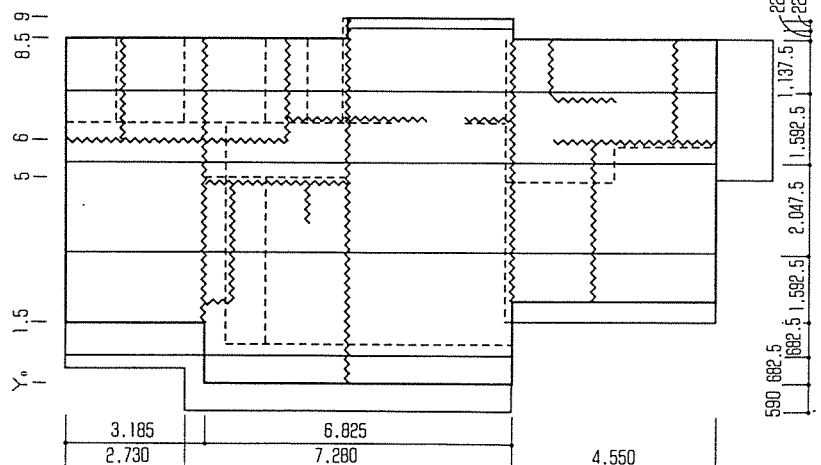
表D-3 1階Y方向耐力壁線ごとの重量

壁線	重量算定	ΔW_{1y}
X0	外壁(932)+間仕切り(57)+2階床(654)	1.643
X1.5	外壁(423)+間仕切り(303)+2階床(1,526)+2階浴室(116)	2.368
X3.5	外壁(628)+間仕切り(300)+2階床(1,913)+2階浴室(58)	3.449
X5.5	外壁(423)+間仕切り(655)+2階床(1,723)	2.801
X7	外壁(715)+間仕切り(653)+2階床(2,816)	4.184
X11	外壁(931)+間仕切り(655)+2階床(2,831)	4.417
X13	外壁(504)+間仕切り(480)+2階床(1,884)	2.868
X16	外壁(983)+間仕切り(211)+2階床(1,130)+外階段(643)+玄関土間(148)	3.315
合計		25.095



表D-4 1階X方向耐力壁線ごとの重量

壁線	重量算定	ΔW_{1x}
Y0	外壁(1,022)+間仕切り(29)+2階床(1,317)	2.368
Y1.5	外壁(1,732)+間仕切り(520)+2階床(3,902)	6.154
Y5	外壁(454)+間仕切り(1,063)+2階床(3,875)+外階段(106)	5.498
Y6	外壁(353)+間仕切り(1,678)+2階床(3,014)+外階段(430)+浴室(65)+土間(69)	5.609
Y8.5	外壁(1,513)+間仕切り(626)+2階床(2,261)+2階浴室(109)+外階段(307)+土間(80)	4.896
Y9	外壁(454)+間仕切り(9)+2階床(108)	571
合計		25.096



(2) 耐力壁の剛性と許容水平耐力の算定

図15のように、耐力壁に水平力が作用すると脚部接合部に引張力 T が働く。この引張力 T により、接合金物の釘が木材にめり込みながら変形する。また、耐力壁下部の土台や梁に曲げ変形が生じる。実験結果によれば、耐力壁の水平変位は、この2つの変形が占める割合が大きく、これらに比べると部材自体の軸方向変形の影響は小さいといえる。耐力壁の最大耐力も、ほとんどの試験体では、引張側の脚部の接合部が破壊することによって決まってくる(ただし、土塗り壁など倍率の低い耐力壁では、脚部の破壊で決まる水平耐力よりも、耐力壁部材本体のせん断耐力のほうが低い場合もある)。

これより、基本式は式2-1に、このうち T_a は式2-2のようになる。また K_N は式2-3のようになる。

接合金物の K_j と J_a は、柱脚部と筋かい端部のうち小さいほうとする。つまり、引張筋かいの場合と圧縮筋かいで柱脚に引張力が生じる場合の両方を考慮しているのである。

表4に、Zマーク金物と構造用合板張り単体での剛性 K_j と許容耐力 J_a を一覧表にした。剛性の値は、ファスナー単体の剛性値から推定したもので、公表値ではない。今後、これら

の金物の引張実験をきちんと行って、より正しい数値とすることが望まれよう。

構造用合板張り耐力壁の場合は、合板が柱と土台に釘止めされていることにより、合板耐力壁それ自体がすでに脚部接合金物の役割を果たすことになる。合板張りと接合金物を併用する場合は、 K_j も J_a もそれぞれの和とする。

土台・梁の曲げ剛性 K_b は、曲げ部材の断面寸法とスパンなどから計算されるが、いちいち計算するのは大変なので、図16、17に略算式をあげた。特に、2階の梁の上に乗る耐力壁は、在来軸組構法では、耐力壁が載る小梁を孫梁が受けて、孫梁を曾孫梁で…、などという複雑なものが結構多いので、略算式がないと非常に面倒になる。略算式の基本は、図17の「孫梁の上に乗る耐力壁」の右側の式のように、それぞれの梁における変形の総和の逆数から K_b が得られる。これらの式は、スパン91cmにつき梁せいが6cmずつ増えると仮定して導いたものである。また、1階耐力壁のホールダウン金物のように、脚部の引張力を直接アンカーボルトに伝達する金物の場合は、 $K_b = 4,000$ とする。

寸法項については、耐力壁の脇に小壁や腰壁が付くことによって脚部にかかる負担が小さくなる「雑壁効果」を考慮して、耐力壁のタイプごとの計算式を用いる。図18は、単体壁の左右につく小壁と腰壁のせいに応じて脚部の負担モーメントが減少する原理、および各々の計算式を示している。

また、耐力壁が連続する場合や、袖壁が付く場合の耐力壁長 l の取り方については、図19に示す。袖壁の場合は、袖壁の脚部の剛性を300kg/cmと仮定して耐力壁長 l を割り増しする式となっている。

表E-1~4に例題についての耐力壁の剛性と許容水平耐力の算定表を示す。ここで述べた各々の変数を表の各列に記入して左から右へと計算していくものである。スペースがないためちゃんとした表計算形式になっていないが、 K_b の列や立面各部高さの列を何列もとれば表計算に乗せることが可能である。最後の P_a/K の値は、後で許容耐力の検討をした場合に、どの耐力壁がOUTになりそうかの目安になる。他に比べて極端に小さい値の耐力壁は、まずOUTになると思って間違いない。極端に小さい値にならないように、接合金物の選定やアンカーボルト配置を変えておく必要がある。

表4 金物と合板の剛性と許容耐力

Zマーク金物	記号	引張剛性 K_j	許容耐力 J_a
短ざく金物	S	10,800	630
ひら金物	SM-12	1,280	350
	SM-40	11,000	400
かど金物	CP・L	1,870	450
	CP・T	3,200	600
山形プレート	VP	3,280	600
筋かいプレート	BP	2,600	535
	BP-2	4,280	710
かすがい	C120, 150	1,150	125
ホールダウン金物	HD-B10, S-HD10	19,000	1,000
	HD-B15, S-HD15	28,500	1,500
	HD-B20, S-HD20	38,000	2,000
	HD-B25, S-HD25	47,500	2,500
構造用合板張り(はたと柱を併用して50cm以内)		6,300	450

* 1カ所に金物をn個用いる場合、 K_j はn倍、 J_a は \sqrt{n} 倍とする

図16 1階の場合の K_b の求め方

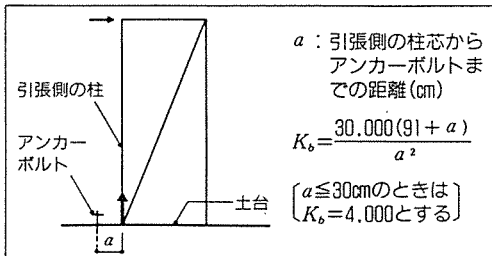


図15 耐力壁の剛性と許容水平耐力の計算方法

耐力壁の変形
 ||
 接合金物のファスナーと木部の変形
 +
 耐力壁下の土台・梁の曲げ変形

 耐力壁の水平せん断耐力
 ||
 { 脚部の接合部で決まる耐力 } のうち
 OR
 { 壁倍率で定められた耐力 } ほう

式2-1
 水平剛性 $K = \frac{P}{\delta} = \frac{\ell^2}{h^2} \cdot K_N$
 許容水平耐力 $P_a = \frac{\ell}{h} \cdot T_a$

式2-2
 $T_a = \min \left\{ \begin{array}{l} 355 \times \text{壁倍率} \\ \text{接合金物の許容耐力} + \text{柱軸力 } N_c \end{array} \right\}$
表4参照 ← 左右のうち小さいほう
 $N = (\sum W_i / \text{その階の柱本数})$ としたとき

柱位置	柱軸力 N_c
外周柱	中央 N
	隅柱 $0.5N$
内部柱	$1.5N$

式2-3
 $K_N = 1 / \left(\frac{1}{K_j} + \frac{1}{K_b} \right)$
 K_j : 接合金物の引張剛性 (kg/cm) → 表4参照
 K_b : 耐力壁下の土台・梁の曲げ剛性 (kg/cm)

$T = \frac{h}{\ell} P$
 $\delta_N = T / K_j + T / K_b$
 $\delta = \frac{h}{\ell} \delta_N$
 $\delta = \left(\frac{1}{K_j} + \frac{1}{K_b} \right) \left(\frac{h}{\ell} \right) P$
 $K_N = 1 / \left(\frac{1}{K_j} + \frac{1}{K_b} \right)$ とおく

図17 2階の場合(3階も同じ)の K_b の求め方

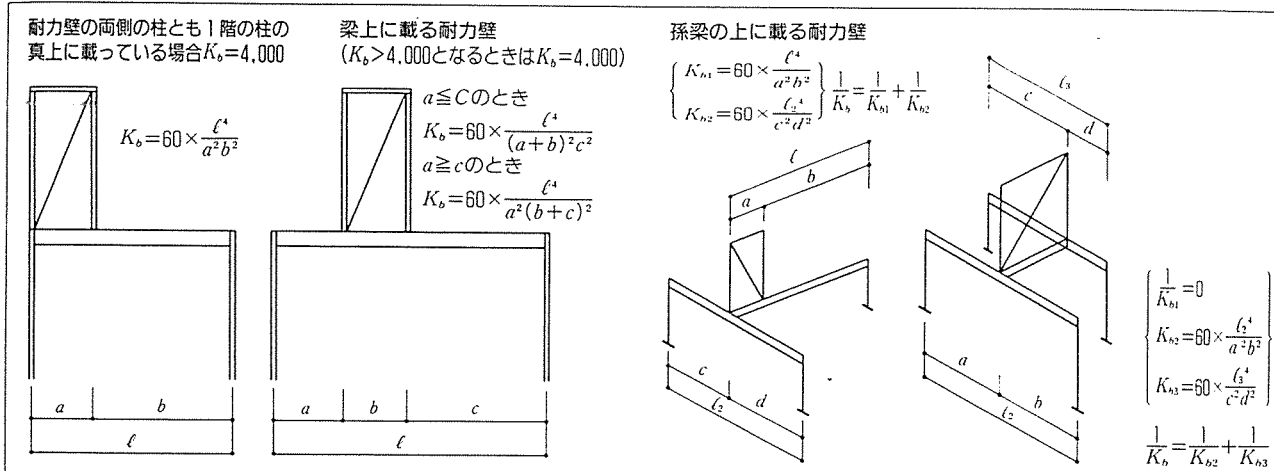


図18 雑壁を考慮した耐力壁のタイプごとの剛性・許容水平耐力の計算式

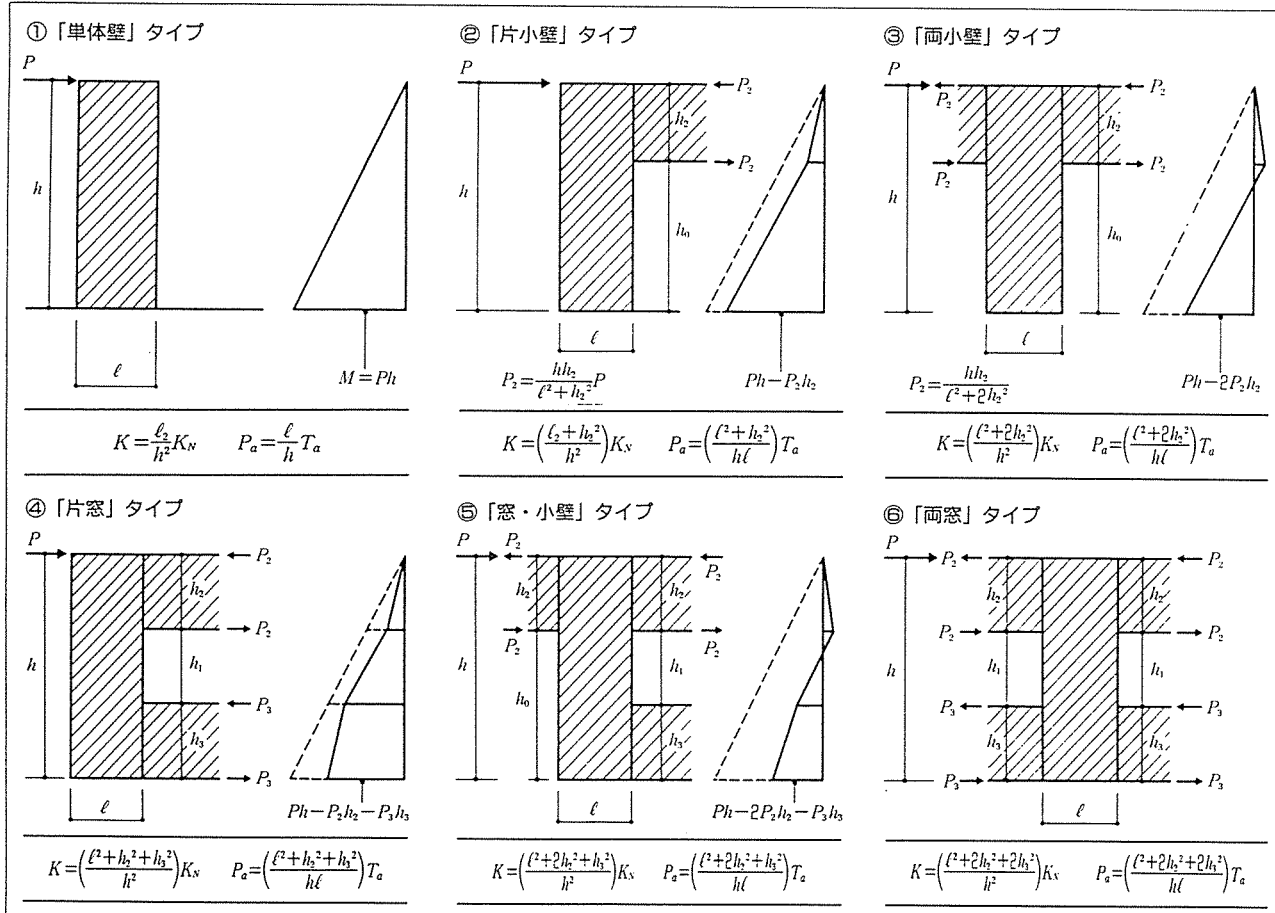
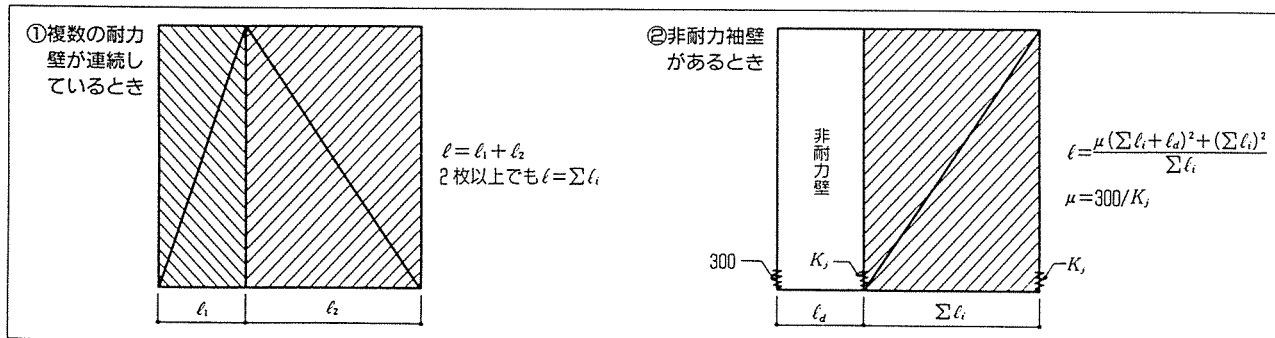


図19 耐力壁長 ℓ のとり方



表E モデル建物の各階耐力壁の許容水平耐力の算定

表E-1 2階X方向 N=300

通 り	① 位 置	② 壁 長 ℓ (cm)	③ 壁 倍 率 α	④ 柱脚部または筋かい端 部の接合金物のうち耐 力の小さいほう		⑤ 脚部の土 台・梁の曲 げ剛性 K _s (kg/cm)	⑦ K _N = 1 / 1/K _j + 1/K _s	⑧ 柱 軸 力 N _c (kg)	⑨ T _a (2つのうち小さいほう)		⑩ 耐 力 壁 の タ イ プ	⑪ 立面各部高さ (cm)		⑫ 剛 性 K (kg/cm)	⑬ 許 容 耐 水 力 P _e (kg)	⑭ P _a /K			
				記号	K _j (kg/cm)				J _a (kg)	355×α (kg)		J _a +N _c (kg)	左				右		
																		図18より	
表計算 の設定		平面図などより設定		表4より		図17より	1 / (1/④ + 1/⑤)		355×③	⑤+⑧		図18より				⑬÷⑫			
Y1	X4~X5	91	3.5	2×SM12	1.280	350	408	309	150	1,242.5	500	500	片小壁	h ₂ =43 h ₃ =197	h=240	54	232	4.26	
Y1.5	X0~ X1.5	136.5	3.5	CP-T	3.200	600	2,117	1,274	150	1,242.5	750	750	片小壁	h ₂ =70 h ₃ =197	h=267	421	484	1.15	
Y5	X4~X5	168	4	CP-T	3.200	600	960	738	450	1,420	1,050	1,050	単体壁		h=267	292	661	2.26	
Y6	X13.5	258	4	CP-T	3.200	600	1,088	812	300	1,420	900	900	単体壁		h=267	758	870	1.15	
Y6.5	X1.5~ X3	136.5	4	2×SM12	1.280	350	988	558	450	1,420	800	800	両小壁	h ₂ =77 h ₃ =190	h ₂ =77 h ₃ =190	h=267	238	669	2.81
	X6~ X8	182	4	CP-T	3.200	600	1,215	881	450	1,420	1,050	1,050	両小壁	h ₂ =77 h ₃ =190	h ₂ =77 h ₃ =190	h=267	556	972	1.75
	X10~ X11	100	4	CP-T	3.200	600	4,000	1,778	450	1,420	1,050	1,050	片小壁	h ₂ =77 h ₃ =190	h=267	397	626	1.58	
Y8.5	X0~ X1	91	3.5	BP-2	4.280	710	1,215	946	150	1,242.5	860	860	片窓	h ₂ =77 h ₃ =90 h ₃ =100	h=267	321	857	2.67	
	X15~ X16	100	3.5	CP-T	3.200	600	4,000	1,778	150	1,242.5	750	750	片窓	h ₂ =77 h ₃ =90 h ₃ =100	h=267	647	728	1.13	
												合 計		ΣK _x 3,685	ΣP _{ax} 6,099				

表E-2 2階Y方向 N=300

通 り	① 位 置	② 壁 長 ℓ (cm)	③ 壁 倍 率 α	④ 柱脚部または筋かい端 部の接合金物のうち耐 力の小さいほう		⑤ 脚部の土 台・梁の曲 げ剛性 K _s (kg/cm)	⑦ K _N = 1 / 1/K _j + 1/K _s	⑧ 柱 軸 力 N _c (kg)	⑨ T _a (2つのうち小さいほう)		⑩ 耐 力 壁 の タ イ プ	⑪ 立面各部高さ (cm)		⑫ 剛 性 K (kg/cm)	⑬ 許 容 耐 水 力 P _e (kg)	⑭ P _a /K			
				記号	K _j (kg/cm)				J _a (kg)	355×α (kg)		J _a +N _c (kg)	左				右		
																		図18より	
表計算 の設定		平面図などより設定		表4より		図17より	1 / (1/④ + 1/⑤)		355×③	⑤+⑧		図18より				⑬÷⑫			
X0	Y1.5~ Y5	318.5	3.5	CP-T	3.200	600	4,000	1,778	150	1,242.5	750	750	片窓	h ₂ =77 h ₃ =100 h ₃ =90	h=267	2,880	1,018	0.35	
	Y6.5~ Y8.5	182	3.5	BP-2	4.280	710	4,000	2,068	150	1,242.5	860	860	片窓	h ₂ =77 h ₃ =100 h ₃ =90	h=267	1,368	834	0.61	
X1.5	Y6.5~ Y8.5	182	4	2×SM12	1.280	350	4,000	970	300	1,420	650	650	単体壁		h=267	451	443	0.98	
X3	Y7.5~ Y8.5	91	4	CP-T	3.200	600	469	409	300	1,420	900	900	片小壁	h ₂ =77 h ₃ =190	h=267	82	526	6.46	
X5	Y1~Y5	364	4	BP-2	4.280	710	286	268	300	1,420	1,010	1,010	単体壁		h=267	498	1,377	2.76	
	Y6.5~ Y8.5	182	4	CP-T	3.200	600	695	571	300	1,420	900	900	単体壁		h=267	265	613	2.31	
X6	Y6.5~ Y8.5	182	4	CP-T	3.200	600	608	511	300	1,420	900	900	単体壁		h=267	237	613	2.58	
X11	Y1.5~ Y3	159	4	CP-T	3.200	600	1,707	1,113	300	1,420	900	900	片小壁	h ₂ =77 h ₃ =190	h=267	487	662	1.36	
X16	Y3.5~ Y6	243	3.5	BP-2	4.280	710	4,000	2,068	300	1,242.5	1,010	1,010	窓・小壁	h ₂ =77	h ₂ =77 h ₃ =100 h ₃ =90	h=267	2,291	1,230	0.54
												合 計		ΣK _y 8,559	ΣP _{ay} 7,318				

小壁や腰壁が付く耐力壁のP_eは、窓上下の横架材と耐力壁の接合部が破壊しない条件で導かれている。そのため、特に両窓タイプなどではP_eの算定値が高くなりすぎ、危険側の評価になるので注意を要する。図18を用いてP_eを単体壁より高く評価した場合には、窓上下の横架材と柱は必ず羽子板ボルトなどで十分に緊結してほしい

表E-3 1階X方向 N=594

通り	① 位置	② 壁長 (cm)	③ 壁倍率 α	④		⑤ 柱とアンカー の距離 a	⑥ 脚部の土台・梁の曲げ剛性 K _s (kg/cm)	⑦ K _v = $\frac{1}{\frac{1}{K_j} + \frac{1}{K_o}}$	⑧ 柱軸力 N _c (kg)	⑨ T _a (2つのうち小さいほう)	⑩		⑪ 耐力壁のタイプ	⑫ 立面各部高さ (cm)			⑬ 剛性 K (kg/cm)	⑭ 許容耐力 P _o (kg)	⑮ P _o /K	
				記号	J _a (kg)						左	右		左	右	右				
表計算の設定	平面図などより設定			表4より		設定	$\frac{30,000(91+a)}{a^2}$	$\frac{1}{\frac{1}{24} + \frac{1}{27}}$	355×⑧	⑨+⑩	図18より			⑬÷⑮						
Y0	X6~X7	110	3.5	CP-T	3.200	600	84.8	733	597	594	1,242.5	1,194	1,194	両小壁	h ₂ =111 h ₃ =	h ₂ =72 h ₃ =	h=287	214	1,120	5.22
Y1.5	X0~X1	91	3.5	2×CP-L	3.740	636	60.7	1,235	929	297	1,242.5	933	933	片小壁		h ₂ =90 h ₃ =	h=287	185	585	3.17
Y5	X4~X6	209	4	CP-T	3.200	600	42.2	2,244	1,319	891	1,420	1,491	1,420	片小壁		h ₂ =97 h ₃ =	h=287	850	1,257	1.48
Y6	X1.5~X3.5	182	4	CP-T	3.200	600	45.5	1,978	1,222	891	1,420	1,491	1,420	両小壁	h ₂ =97 h ₃ =	h ₂ =97 h ₃ =	h=287	771	1,412	1.83
	X12~X13	117	4	CP-T	3.200	600	18.5 K _s =9,598	4,000	1,778	891	1,420	1,491	1,420	片小壁		h ₂ =97 h ₃ =	h=287	499	977	1.96
	X15~X16	100	3.5	CP-T	3.200	600	27 K _s =4,856	4,000	1,778	594	1,242.5	1,194	1,194	片小壁		h ₂ =97 h ₃ =	h=287	419	807	1.93
Y8.5	X4.5~X5.5	91	3.5	CP-T	3.200	600	18.5 K _s =9,598	4,000	1,778	594	1,242.5	1,194	1,194	両窓	h ₂ =97 h ₁ = h ₃ =76	h ₂ =97 h ₁ = h ₃ =110	h=287	971	2,056	2.12
	X12~X13.5	136.5	3.5	2×CP-L	3.740	636	98.2	589	509	594	1,242.5	1,230	1,230	片窓		h ₂ =128 h ₁ = h ₃ =106	h=287	287	1,460	5.09
Y9	X7~X8.5	136.5	3.5	2×CP-L	3.740	636	45.5	1,978	1,294	297	1,242.5	933	933	片窓		h ₂ =127 h ₁ = h ₃ =84	h=287	657	996	1.52
	X10~X11	91	3.5	2×CP-L	3.740	636	91	659	561	297	1,242.5	933	933	片窓	h ₂ =127 h ₁ = h ₃ =84	h=287	214	1,124	5.25	
合計																ΣK _v 5,066	ΣP _o 11,794			

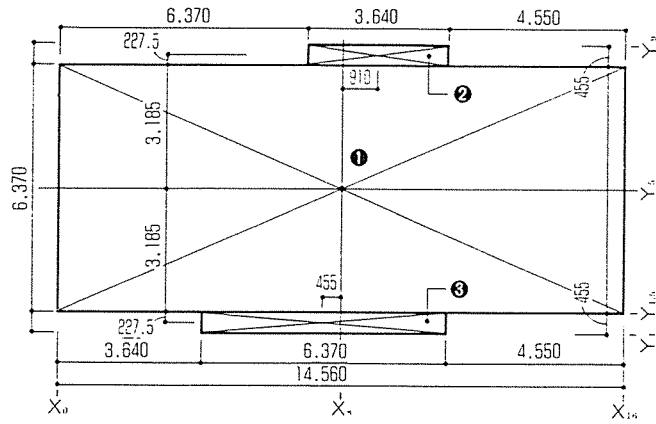
表E-4 1階Y方向 N=594

通り	① 位置	② 壁長 (cm)	③ 壁倍率 α	④		⑤ 柱とアンカー の距離 a	⑥ 脚部の土台・梁の曲げ剛性 K _s (kg/cm)	⑦ K _v = $\frac{1}{\frac{1}{K_j} + \frac{1}{K_o}}$	⑧ 柱軸力 N _c (kg)	⑨ T _a (2つのうち小さいほう)	⑩		⑪ 耐力壁のタイプ	⑫ 立面各部高さ (cm)			⑬ 剛性 K (kg/cm)	⑭ 許容耐力 P _o (kg)	⑮ P _o /K	
				記号	J _a (kg)						左	右		左	右	右				
表計算の設定	平面図などより設定			表4より		設定	$\frac{30,000(91+a)}{a^2}$	$\frac{1}{\frac{1}{24} + \frac{1}{27}}$	355×⑧	⑨+⑩	図18より			⑬÷⑮						
X0	Y1.5~Y5	318.5	3.5	BP-2	4,280	710	82	772	654	594	1,242.5	1,304	1,242.5	片窓		h ₂ =105 h ₁ = h ₃ =76	h=287	939	1,607	1.71
	Y6.5~Y8.5	205	3.5	2×CP-L	3.740	636	54.5	1,470	1,055	297	1,242.5	933	933	片窓		h ₂ =105 h ₁ = h ₃ =76	h=287	753	933	1.24
X1.5	Y6.5~Y8.5	182	4	CP-T	3.200	600	27 K _s =4,856	4,000	1,778	594	1,420	1,194	1,194	単体壁			h=287	715	757	1.06
X3.5	Y0~Y1.5	156	3.5	2×CP-L	3.740	636	27 K _s =4,856	4,000	1,933	594	1,242.5	1,230	1,230	単体壁			h=287	571	669	1.17
	Y7~Y8.5	136.5	4	CP-T	3.200	600	45.5	1,978	1,222	594	1,420	1,194	1,194	片小壁		h ₂ =97 h ₃ =	h=287	416	855	2.05
X5.5	Y6.5~Y8.5	182	4	CP-T	3.200	600	27 K _s =4,856	4,000	1,778	594	1,420	1,194	1,194	単体壁			h=287	715	757	1.06
X7	Y6.8~Y8.5	174	4	CP-T	3.200	600	35.5	3,011	1,551	594	1,420	1,194	1,194	片小壁		h ₂ =97 h ₃ =	h=287	747	949	1.27
X11	Y1~Y5	364	4	BP-2	4,280	710	72.5	933	766	594	1,420	1,304	1,304	窓・小壁	h ₂ =47 h ₁ = h ₃ =76	h ₂ =97 h ₃ =	h=287	1,394	1,871	1.34
X13	Y2~Y5	273	4	BP-2	4,280	710	72.5	933	766	594	1,420	1,304	1,304	片小窓		h ₂ =97 h ₃ =	h=287	781	1,397	1.79
X16	Y3.5~Y6	227.5	3.5	BP-2	4,280	710	45.5	1,978	1,353	594	1,242.5	1,304	1,242.5	両窓	h ₂ =105 h ₁ = h ₃ =76	h ₂ =0 h ₁ = h ₃ =144	h=287	1,467	1,699	1.16
合計																ΣK _v 8,499	ΣP _o 11,494			

表中□部分は、建物ごとに拾う必要のある部分を示す

図20 例題の偏心率とねじれ補正係数の計算

2階平面(2階の上半分)の長方形分割



2階重心の計算

2階平面図を左図のように3つの長方形に分割し、最も大きい長方形

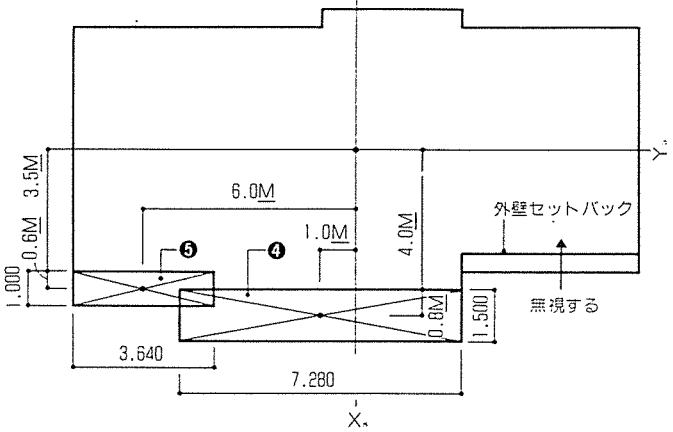
- ①の図心(X₁, Y₁)からの相対距離(910mmを1とする単位)で計算する。
- ①の面積A₁=16×7=112、図心(0, 0)
- ②の面積A₂=4×0.5=2、図心(1, 3.75)
- ③の面積A₃=7×0.5=3.5、図心(-0.5, -3.75)

$$X \text{ 方向重心 } g_{x2} = \frac{112 \times 0 + 2 \times 1 + 3.5 \times -0.5}{112 + 2 + 3.5} = 0.002$$

$$Y \text{ 方向重心 } g_{y2} = \frac{112 \times 0 + 2 \times 3.75 + 3.5 \times -3.75}{112 + 2 + 3.5} = -0.048$$

これより、ほとんどゼロなので、
∴(g_{x2}, g_{y2})=(X₁, Y₁)

1階平面(バルコニーを含む2階下半分と1階の上半分)の区分



1階重心の計算

総2階部分の重心は2階と同じ(X₁, Y₁)と考え、それからはみ出した部分(バルコニーと下屋部分)による重心移動距離を計算する。

④部分の重量 W₄
= 130 × 7.28 × 1.5
+ 40 × (1.1 + 1.4) × (7.28 + 3) = 2,448 kg

⑤部分の重量 W₅
= 130 × 3.64 × 1
+ 40 × 1.1 × (2.73 + 1) = 637 kg

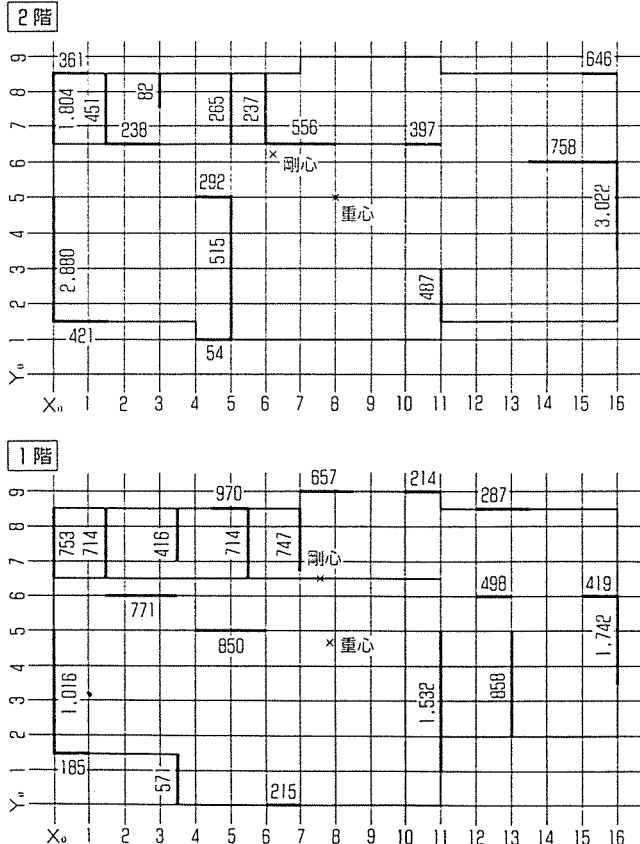
それ以外の重量 W₁
= ∑W_i - W₄ - W₅
= 42,173 - 2,448 - 637 = 39,088 kg

$$X \text{ 方向の重心 } g_{x1} = \frac{W_1 \times 0 + W_4 \times -1 + W_5 \times -6}{\sum W_i} = -0.15$$

$$Y \text{ 方向の重心 } g_{y1} = \frac{W_1 \times 0 + W_4 \times -4.8 + W_5 \times -4.1}{\sum W_i} = -0.34$$

∴(g_{x1}, g_{y1})=(X_{7.85}, Y_{4.66})

図21 偏心率とねじれ補正係数の計算



- 重心 g_x=8.0, g_y=5.0
- 剛心 (x_r, y_r) = $\frac{\sum(K_r \cdot X)}{\sum K_r} = 48,172.5 / 9,559 = 5.03$
 $\frac{\sum(K_r \cdot Y)}{\sum K_r} = 22,663 / 3,684 = 6.15$
- 偏心距離 e_x = x_r - g_x = -2.37
e_y = y_r - g_y = 1.15
- ねじり剛性 K_R = ∑(K_r · Y²) + ∑(K_r · X²) = 420,084.3
- 偏心率 R_{ex} = $\frac{e_x}{K_R / \sum K_r} = \frac{1.15}{420,084.3 / 9,559} = 0.11$
R_{ey} = $\frac{e_y}{K_R / \sum K_r} = \frac{2.37}{420,084.3 / 9,559} = 0.34$
- ねじり半径 γ_x = $\frac{K_R}{\sum K_r \cdot e_x} = \frac{420,084.3}{9,559 \times -2.37} = -20.69$
γ_y = $\frac{K_R}{\sum K_r \cdot e_y} = \frac{420,084.3}{3,684 \times 1.15} = 99.01$

- 重心 g_x=7.85, g_y=4.66
- 剛心 (x_r, y_r) = $\frac{\sum(K_r \cdot X)}{\sum K_r} = 62,647.5 / 8,498 = 7.37$
 $\frac{\sum(K_r \cdot Y)}{\sum K_r} = 33,193.5 / 5,067 = 6.55$
- 偏心距離 e_x = x_r - g_x = -0.48
e_y = y_r - g_y = 1.89
- ねじり剛性 K_R = ∑(K_r · Y²) + ∑(K_r · X²) = 312,770.9
- 偏心率 R_{ex} = $\frac{e_x}{K_R / \sum K_r} = \frac{1.89}{312,770.9 / 5,067} = 0.24$
R_{ey} = $\frac{e_y}{K_R / \sum K_r} = \frac{-0.48}{312,770.9 / 8,498} = 0.08$
- ねじり半径 γ_x = $\frac{K_R}{\sum K_r \cdot e_x} = \frac{312,770.9}{8,498 \times -0.48} = -77.00$
γ_y = $\frac{K_R}{\sum K_r \cdot e_y} = \frac{312,770.9}{5,067 \times 1.89} = 32.64$

(3) 偏心率とねじれ補正係数の計算

偏心率の計算をするためには、まず重心と剛心の位置を計算しておかねばならない。総2階であれば、重心はその階の水平構面(上階の床面)の図心とほぼ一致する。下屋付きであれば、総2階部分と下屋部分に分けて図心を計算し、面積に2:1の比重をかけて両方の重心を求める。

図20に例題の重心の計算を示す。2階は、図心の計算手順で行っている。1階は、総2階部分と下屋・バルコニー部分に分けて、それぞれの図心に重量をかけて算定している。

表Fは、例題の偏心率とねじれ補正係数の計算表である。図21の耐力壁位置と計算式を考慮して、番号に従って順に表計算をしていけば、剛心、偏心距離e、偏心率R_e、ねじれ補正係数αが得られる。

偏心率が0.15以下なら、耐力壁の平面配置バランスのよい建物といえる。偏心率が0.15以上0.3以下なら平面配置バランスのやや悪い建物、0.3以上ではかなりバランスの悪い建物である。モデル建物は、2階Y方向がかなり、1階X方向がやや平面配置バランスが悪い建物となっている。阪神大震災で倒壊した1階間口に壁のない「コ」の字プランの住宅などは、偏心率が0.3を越えている非常にバランスの悪い建物である。

プランや開口部に影響が少ない範囲で、バランスをできるだけよくする対策としては、壁の少ない削の外壁面を構造用合板張りとして剛性と許容水平耐力をアップし、その面にある幅3尺未満の壁も耐力壁としてカウントしてやるのが有効である。モデル建物では、削の外壁面の耐力壁を合板張りとし、床の間隔の2尺幅の壁も耐力壁とすることが考えられる

表F-1 2階X方向耐力壁のねじれ補正係数 重心 $g_x=8.0$

①	②	④	⑥	⑦	⑧	⑨	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
通りY	剛性 K_x (kg/cm)	$K_x \times Y$	剛心 l_x $l_x = \frac{\sum(K_x \cdot X)}{\sum K_x}$	偏心距離 e_x $e_x = l_x - g_x$	剛心座標 \bar{Y} $\bar{Y} = Y - l_x$	$K_x \times \bar{Y}^2$	ねじり剛性 K_R $K_R = \sum(K_x \cdot \bar{Y}^2) + \sum(K_x \cdot X^2)$	偏心率 R_{ex} $R_{ex} = \frac{ e_x }{\sqrt{K_R / \sum K_x}}$	ねじり半径 r_x $r_x = \frac{K_R}{\sum K_x \times e_x}$	ねじれ補正係数 α_x $\alpha_x = 1 - \bar{Y} / r_x$	$\alpha_x < 1$ の場合 $\alpha_x = 1.00$
	表E-1より	①×②	③÷④	⑤- g_x	①-②	②×⑥	⑩+⑨	⑫÷√⑪÷⑬	⑩÷(⑬×⑦)	1-⑧÷⑭	
1.0	54	54	5.63	-2.37	-5.15	1.433.2	420.084.3	0.11	-20.69	1.05	1.05
1.5	421	631.5			-4.65	9.109.9				1.05	1.05
5.0	292	1.460			-1.15	387.3				1.01	1.01
6.0	758	4.548			-0.15	17.5				1.00	1.00
6.5	238	1.547			0.35	28.9				1.00	1.00
6.5	556	3.614			0.35	67.4				1.00	1.00
6.5	397	2.580.5			0.35	48.2				1.00	1.00
8.5	321	2.728.5			2.35	1.770.1				0.98	1.00
8.5	647	5.499.5			2.35	3.567.8				0.98	1.00
	$\sum K_x$ ③	$\sum(K_x \cdot Y)$ ⑤								$\sum(K_x \cdot \bar{Y}^2)$ ⑩	
	3.684	22.663			16.430.2						



表F-2 2階Y方向耐力壁のねじれ補正係数 重心 $g_y=5.0$

⑬	⑭	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕
通りX	剛性 K_y (kg/cm)	$K_y \times X$	剛心 l_y $l_y = \frac{\sum(K_y \cdot Y)}{\sum K_y}$	偏心距離 e_y $e_y = l_y - g_y$	剛心座標 \bar{X} $\bar{X} = X - l_y$	$K_y \times \bar{X}^2$	ねじり剛性 K_R $K_R = \sum(K_y \cdot \bar{X}^2) + \sum(K_y \cdot Y^2)$	偏心率 R_{ey} $R_{ey} = \frac{ e_y }{\sqrt{K_R / \sum K_y}}$	ねじり半径 r_y $r_y = \frac{K_R}{\sum K_y \times e_y}$	ねじれ補正係数 α_y $\alpha_y = 1 - \bar{X} / r_y$	$\alpha_y < 1$ の場合 $\alpha_y = 1.00$
	表E-2より	⑬×⑭	⑮÷⑯	⑰- g_y	⑱-⑰	⑲×㉑	㉒+㉑	㉓÷√㉑÷㉒	㉒÷(㉔×⑰)	1-㉕÷㉓	
0.0	2.880	0	6.15	1.15	-5.63	91.231.5	420.084.3	0.34	99.01	0.73	1.00
0.0	1.368	0			-5.63	43.335.0				0.73	1.00
1.5	451	676.5			-4.13	7.686.3				0.80	1.00
3.0	82	246			-2.63	556.4				0.87	1.00
5.0	498	2.490			-0.63	196.6				0.97	1.00
5.0	265	1.325			-0.63	104.6				0.97	1.00
6.0	237	1.422			0.37	32.7				1.02	1.02
11.0	487	5.357			5.37	14.052.5				1.26	1.26
16.0	2.291	36.656			10.37	246.448.5				1.50	1.50
	$\sum K_y$ ⑬	$\sum(K_y \cdot X)$ ⑮								$\sum(K_y \cdot \bar{X}^2)$ ㉑	
	8.559	48.172.5			403.654.14						

表F-3 1階X方向耐力壁のねじれ補正係数 重心 $g_x=7.85$

①	②	④	⑥	⑦	⑧	⑨	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮
通りY	剛性 K_x (kg/cm)	$K_x \times Y$	剛心 l_x $l_x = \frac{\sum(K_x \cdot X)}{\sum K_x}$	偏心距離 e_x $e_x = l_x - g_x$	剛心座標 \bar{Y} $\bar{Y} = Y - l_x$	$K_x \times \bar{Y}^2$	ねじり剛性 K_R $K_R = \sum(K_x \cdot \bar{Y}^2) + \sum(K_x \cdot X^2)$	偏心率 R_{ex} $R_{ex} = \frac{ e_x }{\sqrt{K_R / \sum K_x}}$	ねじり半径 r_x $r_x = \frac{K_R}{\sum K_x \times e_x}$	ねじれ補正係数 α_x $\alpha_x = 1 - \bar{Y} / r_x$	$\alpha_x < 1$ の場合 $\alpha_x = 1.00$
	表E-3より	①×②	③÷④	⑤- g_x	①-②	②×⑥	⑩+⑨	⑫÷√⑪÷⑬	⑩÷(⑬×⑦)	1-⑧÷⑭	
0.0	214	0	7.37	-0.48	-6.55	9.183.7	312.770.9	0.24	-77.00	1.20	1.20
1.5	185	277.5			-5.05	4.719.7				1.15	1.15
5.0	850	4.250			-1.55	2.044.5				1.05	1.05
6.0	771	4.626			-0.55	234.0				1.02	1.02
6.0	499	2.994			-0.55	151.5				1.02	1.02
6.0	419	2.514			-0.55	127.2				1.02	1.02
8.5	971	8.253.5			1.95	3.688.8				0.94	1.00
8.5	287	2.439.5			1.95	1.090.3				0.94	1.00
9.0	657	5.193			2.45	3.940.7				0.92	1.00
9.0	214	1.926			2.45	1.283.6				0.92	1.00
	$\sum K_x$ ③	$\sum(K_x \cdot Y)$ ⑤			$\sum(K_x \cdot \bar{Y}^2)$ ⑩						
	5.067	33.193.5			26.463.9						

表F-4 1階Y方向耐力壁のねじれ補正係数 重心 $g_y=4.66$

⑬	⑭	⑯	⑰	⑱	⑲	⑳	㉑	㉒	㉓	㉔	㉕
通りX	剛性 K_y (kg/cm)	$K_y \times X$	剛心 l_y $l_y = \frac{\sum(K_y \cdot Y)}{\sum K_y}$	偏心距離 e_y $e_y = l_y - g_y$	剛心座標 \bar{X} $\bar{X} = X - l_y$	$K_y \times \bar{X}^2$	ねじり剛性 K_R $K_R = \sum(K_y \cdot \bar{X}^2) + \sum(K_y \cdot Y^2)$	偏心率 R_{ey} $R_{ey} = \frac{ e_y }{\sqrt{K_R / \sum K_y}}$	ねじり半径 r_y $r_y = \frac{K_R}{\sum K_y \times e_y}$	ねじれ補正係数 α_y $\alpha_y = 1 - \bar{X} / r_y$	$\alpha_y < 1$ の場合 $\alpha_y = 1.00$
	表E-4より	⑬×⑭	⑮÷⑯	⑰- g_y	⑱-⑰	⑲×㉑	㉒+㉑	㉓÷√㉑÷㉒	㉒÷(㉔×⑰)	1-㉕÷㉓	
0.0	939	0	6.55	1.89	-7.37	51.031.7	312.770.9	0.08	32.64	0.90	1.00
0.0	753	0			-7.37	40.923.1				0.90	1.00
1.5	715	1.072.5			-5.87	24.653.7				0.92	1.00
3.5	571	1.998.5			-3.87	8.560.8				0.95	1.00
3.5	416	1.456			-3.87	6.236.9				0.95	1.00
5.5	715	3.932.5			-1.87	2.505.7				0.98	1.00
7.0	747	5.229			-0.37	103.4				1.00	1.00
11.0	1,394	15.334			3.63	18.348.1				1.05	1.05
13.0	781	10.153			5.63	24.737.4				1.07	1.07
16.0	1,467	23.472			8.63	109.206.3				1.11	1.11
	$\sum K_y$ ⑬	$\sum(K_y \cdot X)$ ⑮			$\sum(K_y \cdot \bar{X}^2)$ ㉑						
	8.498	62.647.5			286.307.08						

(4) 水平構面の剛性と許容せん断耐力の計算

耐力壁線間の水平構面にせん断力 Q が働くと、面材が相互にずれる動きによって壁線間に相対変位が生じる。面材相互のずれに比べれば、面材自体がせん断力で平行四辺形になる変形は、ほとんど無視できる程度であることが実験結果から分かっている。面材相互のずれに抵抗する要素は、釘のせん断抵抗と、面材の側面どうしがぶつかり合っただけのときの圧縮と摩擦による抵抗だが、後者のメカニズムについては、まだよく分かっていないのが現状であるといえる。したがって水平構面の剛性 D と許容せん断耐力 Q_a を求める計算式は、釘のせん断抵抗に基づいた式を作成して、それを実験の結果と合うように係数を掛けたものとしている。

図22にあげた式が、水平構面の剛性 D と許容せん断耐力 Q_a を求める計算式である。水平構面の長さ l_f と、壁線間距離 l_b の2つを寸法項とし、水平構面の仕様に左右される項は K_d

と f_d とした。水平構面の仕様で影響するものは、面材の短辺幅 Δl 、釘ピッチ S_p 、釘長さ S_i 、水平構面の勾配と、梁に直張りか否かによる低減係数 R_0 である。

面材の短辺幅は、広いほど剛性が高く、幅の狭い板野地では十分な面剛性が得られない。釘ピッチ S_p は、面材長辺方向のピッチなので、根太と直交方向に長辺が掛かるときは、面材継ぎ目の下に受け材を入れて150mmピッチで打てるように配慮するのが望ましいといえる。そうでないときは、 S_p = 根太ピッチとしなければならない。

釘のせん断剛性と耐力に影響するのは長さよりも太さだが、太さから計算した釘の許容せん断耐力は、長さと同比例関係にあるため、いちいち N 釘の釘径を調べなくても長さから簡単に計算できる形にした。

梁上に根太を打って、その上に面材を張った水平構面は、面材を梁上面に直張りした水平構面に比べて、

根太と梁の間に相互変形する分だけ剛性とせん断耐力が低下することから、低減係数0.5を掛けることとした。また、屋根面のように勾配のある水平構面では、勾配が大きくなると水平構面としてはきかなくなり、6/10勾配を超えると水平面に比べてほとんど効果がない、とされている。こうした勾配による低減効果についても、係数 R_0 に取り入れている。

一部に吹抜けがある水平構面など、壁線間で幅が一定でない水平構面の寸法項は、図23の式で計算する。また、火打ちによる水平構面の場合は、本来はラーメン計算で剛性と許容せん断耐力を算定すべきだが、ここでは図24にあるように、剛性は合板水平構面の1/20程度、せん断耐力は壁倍率0.5倍相当と大雑把に仮定して、 K_d と f_d を与えた。

表Gにモデル建物の壁線間の水平構面の計算結果を示す。まず、水平構面の仕様による f_d と K_d を計算しておき、各水平構面の寸法変数を記入しながら、表計算で Q_a と D を算定する。

図22 水平構面の剛性 D と許容せん断耐力 Q_a の計算式

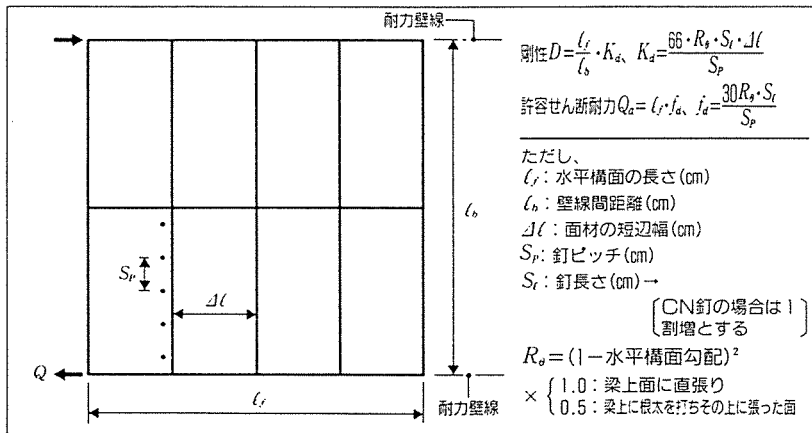


図23 水平構面の幅が一定でない場合の寸法の考え方

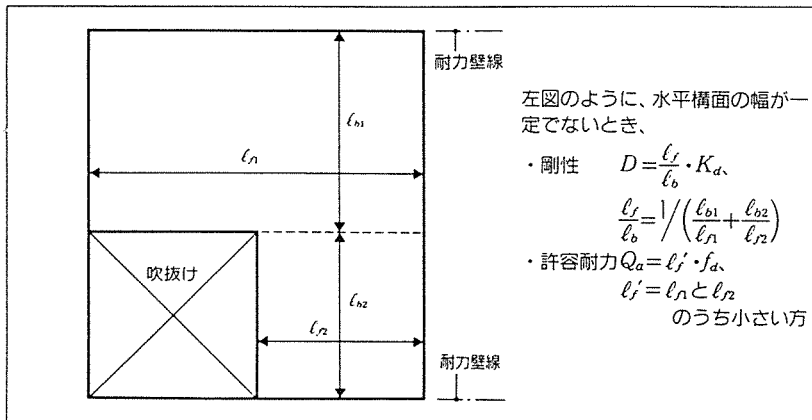
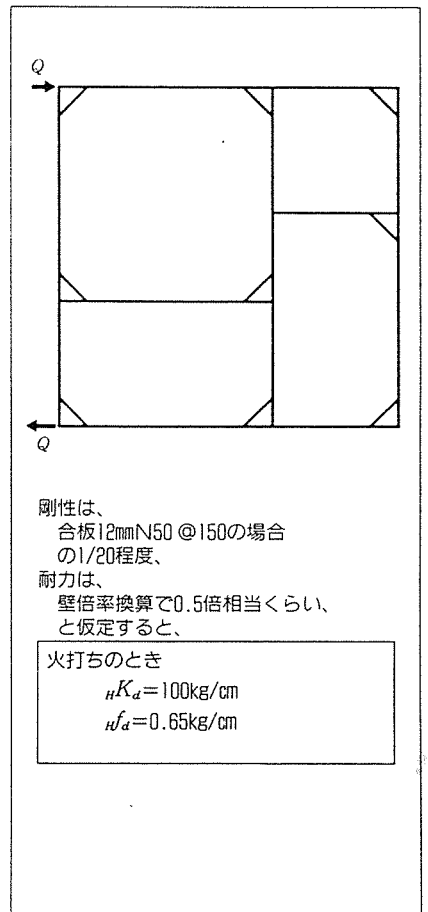
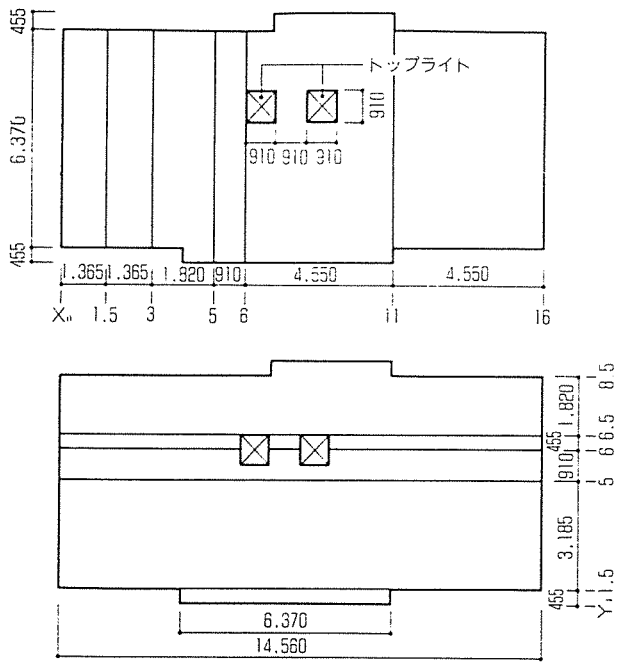


図24 火打ちのある場合の水平構面の考え方

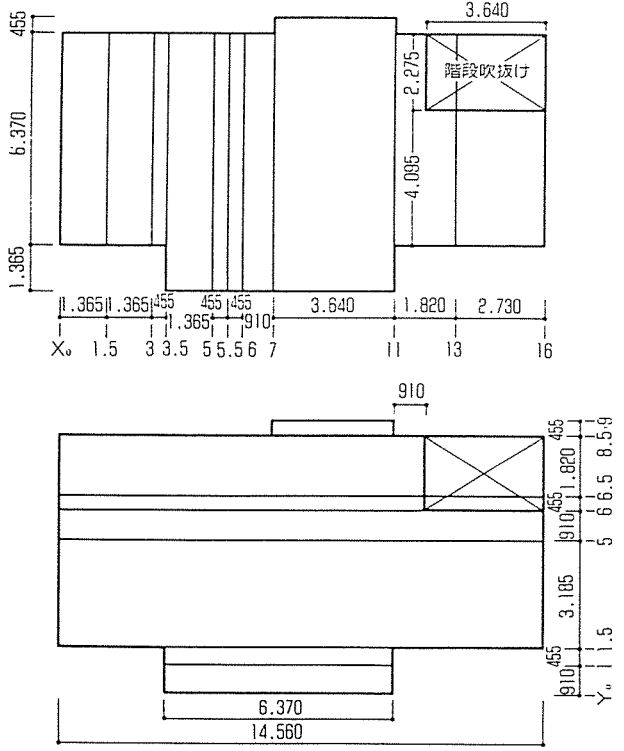




■ 2階水平構面仕様＝
 [屋根面：合板12mm下地(釘N50 @300打ち)＋小屋梁面：火打ち使用]
 ・屋根面の勾配=6/10より、 $R_n = (1 - 6/10)^2 \times 0.5 = 0.08$
 ・釘N50 @150より、 $S_r = 5$ 、 $S_p = 15$ (3'×6'合板 J(=91))

$$\mu K_{n,d} = \frac{30 R_n \cdot S_r}{S_p} = \frac{30 \times 0.08 \times 5}{15} = 0.8$$

$$\mu K_{n,i} = \frac{66 R_n \cdot S_r \cdot J}{S_p} = \frac{66 \times 0.08 \times 5 \times 91}{15} = 160$$
 火打ち面 $\mu_{f,d} = 0.65$ 、 $\mu K_{f,d} = 100$ より、
 $\therefore K_{n,d} = \mu K_{n,d} + \mu K_{n,i} = 160 + 100 = 260$ 、 $f_{d,d} = \mu_{f,d} \cdot \frac{K_{n,d}}{\mu K_{n,d}} = 0.8 \times \frac{260}{160} = 1.3$



■ 1階水平構面仕様＝
 [2階床面：合板12mm下地(釘N50 @150打ち)根太落し込み＋火打ちあり]
 ・ $R_n = 1$ 、合板91×182より、 $J(=91)$
 ・釘N50 @150より、 $S_r = 5$ 、 $S_p = 15$

$$2 \text{階床面 } \mu_{f,d} = \frac{30 R_n \cdot S_r}{S_p} = \frac{30 \times 5}{15} = 10$$

$$\mu K_{f,d} = \frac{66 R_n \cdot S_r \cdot J}{S_p} = \frac{66 \times 5 \times 91}{15} = 2,000$$
 火打ち面 $\mu_{f,d} = 0.65$ 、 $\mu K_{f,d} = 100$ より、
 $\therefore K_{f,d} = \mu K_{f,d} + \mu K_{f,i} = 2,000 + 100 = 2,100$ 、 $f_{d,d} = \mu_{f,d} \cdot \frac{K_{f,d}}{\mu K_{f,d}} = 10 \times \frac{2,100}{2,000} = 10.5 \text{ kg/cm}$

表G-1 2階Y方向耐力壁線間の水平構面

構面位置	①	②	③	④	⑤
	水平構面の長さ l_f (cm)	壁線間距離 l_b (cm)	$\frac{l_f}{l_b}$	許容せん断耐力 $Q_a = l_f \cdot f_{d,d}$ (kg)	せん断剛性 $= \frac{l_f}{l_b} \cdot K_{n,d}$ (kg/cm)
	左図より		①÷②	①×1.3*2	③×260*3
X0~X1.5	637	136.5	4.67	828	1,213
X1.5~X3	637	136.5	4.67	828	1,213
X3~X5	637	91	3.62*1	828	941
	682.5	91			
X5~X6	682.5	91	7.50	887	1,950
	591.5	91			
X6~X11	728	91	1.49*1	769	387
	637	91			
	728	182			
X11~X16	637	455	1.40	828	364

表G-2 2階X方向耐力壁線間の水平構面

構面位置	①	②	③	④	⑤
	水平構面の長さ l_f (cm)	壁線間距離 l_b (cm)	$\frac{l_f}{l_b}$	許容せん断耐力 $Q_a = l_f \cdot f_{d,d}$ (kg)	せん断剛性 $= \frac{l_f}{l_b} \cdot K_{n,d}$ (kg/cm)
	左図より		①÷②	①×1.3*2	③×260*3
Y1~Y1.5	637	45.5	14.00	828	3,640
Y1.5~Y5	1,456	318.5	4.57	1,893	1,189
	1,456	45.5			
Y5~Y6	1,456	45.5	14.93*1	1,656	3,883
	1,274	45.5			
Y6~Y6.5	1,274	45.5	28.00	1,656	7,280
Y6.5~Y8.5	1,456	182	8.00	1,893	2,080

表G-3 1階Y方向耐力壁線間の水平構面

構面位置	①	②	③	④	⑤
	水平構面の長さ l_f (cm)	壁線間距離 l_b (cm)	$\frac{l_f}{l_b}$	許容せん断耐力 $Q_a = l_f \cdot f_{d,d}$ (kg)	せん断剛性 $= \frac{l_f}{l_b} \cdot K_{n,d}$ (kg/cm)
	左図より		①÷②	①×10.5*2	③×2,100*3
X0~X1.5	637	136.5	4.67	6,689	9,800
X1.5~X3	637	136.5	4.67	6,689	9,800
X3~X3.5	637	45.5	14.00	6,689	29,400
X3.5~X5	773.5	136.5	5.67	8,122	11,900
X5~X5.5	773.5	45.5	17.00	8,122	35,700
X5.5~X6	773.5	45.5	17.00	8,122	35,700
X6~X7	773.5	91	8.50	8,122	17,850
X7~X11	819	364	2.25	8,600	4,725
X11~X13	634	91	2.73*1	4,300	5,742
	409.5	91			
X13~X16	409.5	273	1.50	4,300	3,150

表G-4 2階X方向耐力壁線間の水平構面

構面位置	①	②	③	④	⑤
	水平構面の長さ l_f (cm)	壁線間距離 l_b (cm)	$\frac{l_f}{l_b}$	許容せん断耐力 $Q_a = l_f \cdot f_{d,d}$ (kg)	せん断剛性 $= \frac{l_f}{l_b} \cdot K_{n,d}$ (kg/cm)
	左図より		①÷②	①×10.5*2	③×2,100*3
Y0~Y1	637	91	7.00	6,689	14,700
Y1~Y1.5	637	45.5	14.00	6,689	29,400
Y1.5~Y5	1,456	318.5	4.57	15,288	9,600
Y5~Y6	1,456	91	16.00	15,288	33,600
Y6~Y6.5	1,092	45.5	24.00	11,466	50,400
Y6.5~Y8.5	1,092	182	6.00	11,466	12,600
Y8.5~Y9	364	45.5	8.00	3,822	16,800

*1 同構面内で長さが異なる場合は、1番小さい値で考える
 *2 左図より算出
 *3 左図より算出
 表中□部分は、建物ごとに拾う必要のある部分を示す

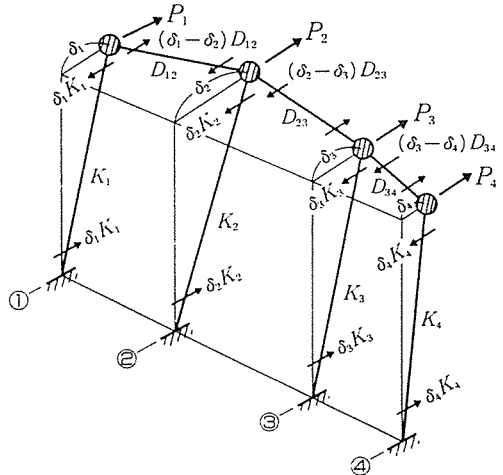
(5) 剛性マトリクスによる構面水平変位の計算

剛性マトリクスなどというとな難しうだが、ただの連立方程式の計算である。図25は、4つの耐力壁線を3つの水平構面でつないだ平家建ての建物をモデル化したものである。各壁線の負担重量 ΔW にかかる地震水平力 P は、
 $P = \Delta W \times$ 補正層せん断力係数 $C' \times$ ねじれ補正係数 α
 で計算される。各壁線の剛性を K 、水平変位を δ としたとき、その耐力壁線に加わっているせん断力は、
 $\delta \times K$
 で表される。また、壁線 i の水平変位を δ_i 、壁線 j の水平変位を δ_j 、その間の水平構面の剛性を D としたとき、

その水平構面に加わっているせん断力は、
 $(\delta_i - \delta_j) \times D$
 で表される。
 これより、各壁線ごとに、地震水平力 P と、耐力壁線のせん断力 $(\delta \times K)$ と、壁線間の水平構面のせん断力 $(\delta_i - \delta_j) \times D$ の力のつりあい方程式をつくると、式ようになる。これを行列計算の形に書くと表5のようになり、その係数行列が剛性マトリクス J となる。剛性マトリクス J の i 番目の対角要素は、 $K_i + D_{ii+1} + D_{i-1i}$ となる。表Hにモデル建物のマトリクス計算を示す。2階建ての場合、本来

は1階と2階を合わせてつりあい方程式を立てるべきところだが、ここでは計算簡略化のために、各階ごとにマトリクス計算を行っている。
 はじめに、壁線の地震力 P を表C、D、Fに従って計算しておく。対角要素も表F、Gから計算しておく。こうして準備が整ったら、表計算ソフトなどで、剛性マトリクスの逆行列を作成し、それをベクトル P に掛ければ、変位ベクトル δ が簡単に求められる。
 表H-3の1階の場合、2階耐力壁線からの地震せん断力を加えてやることを忘れてはならない。あらかじめここにあげたような表計算で準備しておく。後は同じ手順で行列計算を行う。

図25 剛性マトリクスの作成と計算方法



- ・耐力壁線の剛性 K_1, K_2, K_3, K_4
 - ・水平構面の剛性 D_{12}, D_{23}, D_{34}
 - ・各壁線にかかる地震力 $P = \Delta W \times C' \times \alpha$
 P_1, P_2, P_3, P_4
 - ・各壁線ごとの水平変位 $\delta_1, \delta_2, \delta_3, \delta_4$
 - ・このとき、耐力壁線に加わっているせん断力 $\delta_1 K_1, \delta_2 K_2, \delta_3 K_3, \delta_4 K_4$
 - ・このとき、水平構面に加わっているせん断力 $(\delta_1 - \delta_2) D_{12}, (\delta_2 - \delta_3) D_{23}, (\delta_3 - \delta_4) D_{34}$
- 式 各点の変形と力のつりあい方程式
- $$\begin{cases} \delta_1 K_1 + (\delta_1 - \delta_2) D_{12} = P_1 \\ \delta_2 K_2 + (\delta_2 - \delta_1) D_{12} + (\delta_2 - \delta_3) D_{23} = P_2 \\ \delta_3 K_3 + (\delta_3 - \delta_2) D_{23} + (\delta_3 - \delta_4) D_{34} = P_3 \\ \delta_4 K_4 + (\delta_4 - \delta_3) D_{34} = P_4 \end{cases}$$

表5 上記の連立方程式のマトリクス形式

$$\begin{bmatrix} K_1 + D_{12} & -D_{12} & 0 & 0 \\ -D_{12} & K_2 + D_{12} + D_{23} & -D_{23} & 0 \\ 0 & -D_{23} & K_3 + D_{23} + D_{34} & -D_{34} \\ 0 & 0 & -D_{34} & K_4 + D_{34} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \\ \delta_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ P_3 \\ P_4 \end{bmatrix}$$

剛性マトリクス J 変位ベクトル δ 水平力ベクトル P

・変数である δ を求めるには、 $\delta = J^{-1} \times P$ を計算すればよい。逆行列 J^{-1} や行列計算は、パソコンの表計算ソフトで簡単にできる

表H-1 2階Y方向各構面の地震力と剛性

壁線	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
	重量 ΔW_j 表D-1より	補正層せん断力係数 C'_2 表Cより	ねじれ補正係数 α_{xy} 表F-2より	壁線ごとの地震力 $P_j = \Delta W_j \times C'_2 \times \alpha_j$ (kg) ①×②×③	耐力壁線の剛性 K_j (kg/cm) 表F-2より	水平構面の剛性 D_j (kg/cm) 表G-1より	剛性マトリクスの対角要素 $K_j + D_{j-1} + D_j$ ⑤+⑥*	構面水平変位 δ_j (cm)
X0	1.629	0.274	1.00	446	4,248		5.461	0.230
X1.5	1.279	0.274	1.00	350	451	1,213	2,877	0.668
X3	1.605	0.274	1.00	440	82	1,213	2,236	1.065
X5	1.562	0.274	1.00	448	763	941	3,654	1.202
X6	2.865	0.274	1.02	779	237	1,950	2,574	1.509
X11	4.482	0.274	1.26	1,547	487	387	1,238	1.967
X16	3.667	0.274	1.50	1,507	2,291	364	2,655	0.838

* 耐力壁線両側の水平構面の剛性を定す(例: $\times 1.5$ 通り $= 451 + 1,213 + 1,213 = 2,877$)

行列積を計算する

剛性マトリクス								逆行列を計算する								
5.461	-1.213	0	0	0	0	0	0	0.0002106	0.0001236	0.0000826	0.000037	0.0000295	0.0000096	0.0000013	446	0.230
-1.213	2.877	-1.213	0	0	0	0	0	0.0001236	0.0005566	0.0003721	0.0001667	0.0001328	0.0000432	0.0000059	350	0.668
0	-1.213	2.236	-941	0	0	0	0	0.0000826	0.0003721	0.0007999	0.0003583	0.0002954	0.000093	0.0000127	440	1.065
0	0	-941	3,654	-1,950	0	0	0	0.000037	0.0001667	0.0003583	0.0006365	0.0005071	0.0001652	0.0000226	448	1.202
0	0	0	-1,950	2,574	-387	0	0	0.0000295	0.0001328	0.0002954	0.0005071	0.0008124	0.0002646	0.0000363	779	1.509
0	0	0	0	-387	1,238	-364	0	0.000096	0.0000432	0.000093	0.0001652	0.0002646	0.0009297	0.0001272	1,547	1.967
0	0	0	0	-364	2,655	0	0	0.0000013	0.0000059	0.0000127	0.0000226	0.0000363	0.0001272	0.0003941	1,507	0.838

* 行列の計算は1-2-3では、メニュー画面口(データ)のM(行列)を使用する。上記の計算は、D→M→I(逆行列)の順に選択し、剛性マトリクスの範囲を指定して逆行列とし、次にD→M→M(行列の積)を選択し、逆行列と表H-1④の積を計算している

表H-2 2階X方向各構面の地震力と剛性

壁線	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
	重量 ΔW_{2j}	補正層せん断力係数 C'_2	ねじれ補正係数 α_{2j}	壁線ごとの地震力 $P_j = \Delta W_{2j} \times C'_2 \times \alpha_{2j} (\text{kg})$	耐力壁線の剛性 $K_j (\text{kg/cm})$	水平構面の剛性 $D_j (\text{kg/cm})$	剛性マトリックスの対角要素 $K_j + D_{j-1} + D_j$	構面水平変位 $\delta_j (\text{cm})$
	表D-2より	表Cより	表F-1より	①×②×③	表F-1より	表G-2より	⑤+⑥	
Y1	1.440	0.274	1.05	414	54	3.694	3.694	2.070
Y1.5	3.669	0.274	1.05	1.056	421	3.640	5.250	1.986
Y5	4.213	0.274	1.01	1.166	292	1.189	5.364	1.548
Y6	1.412	0.274	1.00	387	758	3.883	11.921	1.229
Y6.5	2.548	0.274	1.00	698	1,191	7.280	10.551	1.134
Y8.5	3.806	0.274	1.00	1,043	968	2.080	3.048	1.116

3.694	-3.640	0	0	0	0	0	0	414	2.070
-3.640	5.250	-1.189	0	0	0	0	0	1,056	1.986
0	-1.189	5.364	-3.883	0	0	0	0	1.166	1.548
0	0	-3.883	11.921	-7.280	0	0	0	387	1.229
0	0	0	-7.280	10.551	-2.080	0	0	698	1.134
0	0	0	0	-2.080	3.048	0	0	1,043	1.116

表H-3 1階Y方向各構面の地震力と剛性

壁線	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
	重量 ΔW_{1j}	補正層せん断力係数 C'_1	ねじれ補正係数 α_{1j}	1階重量による地震せん断力 $P_j = \Delta W_{1j} \times C'_1 \times \alpha_{1j} (\text{kg})$	2階耐力壁線からの地震せん断力 $P_{2j} = \delta_{2j} \times K_{2j} (\text{kg})$	地震せん断力 $P_j = P_{1j} + P_{2j} (\text{kg})$	1階耐力壁線の剛性 $K_j (\text{kg/cm})$	水平構面の剛性 $D_j (\text{kg/cm})$	剛性マトリックスの対角要素 $K_j + D_{j-1} + D_j$	構面水平変位 $\delta_j (\text{cm})$
	表D-3より	表Cより	表F-4より	①×②×③	表H-1より	④+⑤	表F-4より	表G-3より	⑦+⑧	
X0	1.643	0.150	1.00	246	977	1,223	1,692	9.800	11,492	0.947
X1.5	2.368	0.150	1.00	355	301	656	715	9.800	20,315	0.985
X3	0	0.150	0.00	0	87	87	0	9.800	39,200	1.029
X3.5	3.499	0.150	1.00	525	0	525	987	29,400	42,287	1.040
X5	0	0.150	0.00	0	916	916	0	11,900	47,600	1.111
X5.5	2.801	0.150	1.00	420	0	420	715	35,700	72,115	1.109
X6	0	0.150	0.00	0	360	360	0	35,700	53,550	1.117
X7	4.184	0.150	1.00	628	0	628	747	17,850	23,322	1.114
X11	4.417	0.150	1.05	696	960	1,655	1,394	4,725	11,871	1.144
X13	2.868	0.150	1.07	460	0	460	781	5,752	9,683	1.158
X16	3.315	0.150	1.11	552	1,919	2,471	1,467	3,150	4,617	1.326

11,492	-9,800	0	0	0	0	0	0	0	0	1,223	0.947
-9,800	20,315	-9,800	0	0	0	0	0	0	0	656	0.985
0	-9,800	39,200	-29,400	0	0	0	0	0	0	87	1.029
0	0	-29,400	42,287	-11,900	0	0	0	0	0	525	1.040
0	0	0	-11,900	47,600	-35,700	0	0	0	0	916	1.111
0	0	0	0	-35,700	72,115	-35,700	0	0	0	420	1.109
0	0	0	0	0	-35,700	53,550	-17,850	0	0	360	1.117
0	0	0	0	0	0	-17,850	23,322	-4,725	0	628	1.114
0	0	0	0	0	0	0	-4,725	11,871	-5,752	1,655	1.144
0	0	0	0	0	0	0	-5,752	9,683	-3,150	460	1.158
0	0	0	0	0	0	0	-3,150	4,617	0	2,471	1.326

表H-4 1階X方向各構面の地震力と剛性

壁線	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩
	重量 ΔW_{1j}	補正層せん断力係数 C'_1	ねじれ補正係数 α_{1j}	1階重量による地震せん断力 $P_j = \Delta W_{1j} \times C'_1 \times \alpha_{1j} (\text{kg})$	2階耐力壁線からの地震せん断力 $P_{2j} = \delta_{2j} \times K_{2j} (\text{kg})$	地震せん断力 $P_j = P_{1j} + P_{2j} (\text{kg})$	1階耐力壁線の剛性 $K_j (\text{kg/cm})$	水平構面の剛性 $D_j (\text{kg/cm})$	剛性マトリックスの対角要素 $K_j + D_{j-1} + D_j$	構面水平変位 $\delta_j (\text{cm})$
	表D-4より	表Cより	表F-3より	①×②×③	表H-2より	④+⑤	表F-3より	表G-4より	⑦+⑧	
Y0	2.368	0.150	1.20	426	0	426	214	14,700	14,914	1.995
Y1	0	0.150	0.00	0	112	112	0	44,100	44,100	1.995
Y1.5	6.154	0.150	1.15	1,062	836	1,898	185	29,400	39,185	1.991
Y5	5.498	0.150	1.05	866	452	1,318	850	9,600	44,050	1.820
Y6	5.609	0.150	1.02	858	932	1,790	1,689	33,600	85,689	1.778
Y6.5	0	0.150	0.00	0	1,351	1,351	0	50,400	63,000	1.774
Y8.5	4.896	0.150	1.00	734	1,081	1,815	1,258	12,600	30,658	1.652
Y9	571	0.150	1.00	86	0	86	871	16,800	17,671	1.575

14,914	-14,700	0	0	0	0	0	0	0	0	426	1.995
-14,700	44,100	-29,400	0	0	0	0	0	0	0	112	1.995
0	-29,400	39,185	-9,600	0	0	0	0	0	0	1,898	1.991
0	0	-9,600	44,050	-33,600	0	0	0	0	0	1,318	1.820
0	0	0	-33,600	85,689	-50,400	0	0	0	0	1,790	1.778
0	0	0	0	0	-50,400	63,000	-12,600	0	0	1,351	1.774
0	0	0	0	0	0	-12,600	30,658	-16,800	0	1,815	1.652
0	0	0	0	0	0	0	-16,800	17,671	0	86	1.575

(6) 層間変形角の検討

マトリックス計算で求めた水平変位 δ をその階の階高 H で割った値が層間変形角 R となる。一般に層間変形角は各階各方向につき1つだが、この設計法では、壁線ごとに値が異なるため、そのうちの外壁線の水平変位のもっとも大きいものについて検討する。

表1にモデル建物の層間変形角の検討を示す。層間変形角の制限値は、外壁構法によって異なってくる。外壁が、ラスモルタルや土塗り壁のように、変形が生じると亀裂が入って脱落してしまう湿式構法の場合は、層間変形角の制限値 $\leq 1/200$ とし、サイディングや下見板張りのように変形に追従できる乾式構法の場合には、層間変形角の制限値 $\leq 1/120$ とする。モデル建物の場合はサイディング張りなので、いずれも判定はOKとなっている。

層間変形角の計算のついでに、剛性率の計算をしておく。剛性率は、各階の層間変形角の逆数 r_s を、その平均値で割ったものである。剛性率が0.6以上であれば、上下階のバランスに問題はないが、0.6未満であれば、その階の揺れが大きくなり危険である。

層間変形角の検討

建物の外壁はサイディングであるため、変形角制限値 $= 1/120 \text{ rad}$ とする

表1 層間変形角の検討

階	階高 H (cm)	方向	①	②	層間変形角 $R = \frac{\delta_{\max}}{H}$	判定
			構面の変位 δ_j (cm)	耐力壁位置		
2	267.3	X	2.070 (Y1通り)	X4~X5	$0.007070 \Rightarrow \frac{1}{129.1}$	OK
		Y	1.967 (X11通り)	X0~X1.5	$0.00736 \Rightarrow \frac{1}{135.9}$	OK
1	287	X	1.995 (Y0通り)	X4~X6	$0.00695 \Rightarrow \frac{1}{143.9}$	OK
		Y	1.326 (X16通り)	X12~X13	$0.00462 \Rightarrow \frac{1}{216.4}$	OK

表J 剛性率の計算

方向	階	①	②	③
		層間変形角の逆数 $r_s = \frac{1}{R}$	①の平均値	剛性率 $R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$
X	2	129.1	136.5	0.95
	1	143.9		1.05
Y	2	135.9	176.3	0.77
	1	216.4		1.23

層間変形角がOUTになる場合は、絶対的に壁量が不足している場合が多いので、バランスに気を付けながら耐力壁を増やすのが有効。耐力壁の検討がOKなのに層間変形角がOUTになる場合は、2階では梁上に載る耐力壁多い、1階ではアンカーボルトの配置が耐力壁から遠い、などのケースに多く、いずれも各耐力壁の剛性 K をアップしてやる対処が必要になる

(7) 耐力壁の検討

耐力壁線の水平変位 δ に耐力壁の剛性 K を掛ければ、耐力壁にかかるせん断力 Q が得られる。 Q が、耐力壁の許容水平耐力 P_a より小さければ、安全側でOKとなる。

表K、Lに、モデル建物の耐力壁の検討の表を示す。2階のX方向では2枚の耐力壁がOUTとなっているが、とくにY1.5通りの耐力

壁は、せん断力が許容耐力を1.7倍上回っている。これらの耐力壁は、30頁で剛性と許容水平耐力の算定した際、 P_a/K が小さかったもので、偏心率の検討で剛性の低い側（重心側）に位置しているものである。耐力壁の K と P_a の算定をして、こうした傾向が分かった時点で、壁を増やしたり、接合金物を強いものにするなどの対策を施しておくのがよいだろう。

表K 2階耐力壁の検討

方向	通り	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	判定
		構面の水平変位 δ_j (cm)	耐力壁位置	耐力壁長 (cm)	耐力壁剛性 K (kg/cm)	耐力壁にかかる地震せん断力 $Q = \delta_j \times K$ (kg)	許容水平耐力 P_a (kg)	$\frac{Q}{P_a}$	
X	Y1	2.070	X4~X5	91	54	112	232	0.48	OK
	Y1.5	1.986	X0~X1.5	136.5	421	836	484	1.73	OUT
	Y5	1.548	X4~X5	91	292	452	661	0.68	OK
	Y6	1.229	X13.5~X16	227.5	758	932	870	1.07	OUT
	Y6.5	1.134	X1.5~X3	136.5	238	270	669	0.40	OK
		1.134	X6~X8	182	556	631	972	0.65	OK
		1.134	X10~X11	100	397	450	626	0.72	OK
	Y8.5	1.116	X0~X1	91	321	358	857	0.42	OK
		1.116	X15~X16	100	647	722	728	0.99	OK
	Y	X0	0.230	Y1.5~Y5	318.5	2,880	662	1,018	0.65
X1.5		0.230	Y6.5~Y9.5	182	1,368	315	834	0.38	OK
X3		0.667	Y6.5~Y8.5	182	451	301	443	0.68	OK
X5		1.064	Y7.5~Y8.5	91	82	87	526	0.17	OK
		1.201	Y1~Y5	364	498	598	1,377	0.43	OK
X6		1.201	Y6.5~Y8.5	182	265	318	613	0.52	OK
		1.517	Y6.5~Y8.5	182	237	360	613	0.59	OK
X11		1.970	Y1.5~Y3	136.5	487	959	662	1.45	OUT
X16		0.838	Y3.5~Y6	243	2,291	1,920	1,230	1.56	OUT

表L 1階耐力壁の検討

方向	通り	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	判定
		構面の水平変位 δ_j (cm)	耐力壁位置	耐力壁長 (cm)	耐力壁剛性 K (kg/cm)	耐力壁にかかる地震せん断力 $Q = \delta_j \times K$ (kg)	許容水平耐力 P_a (kg)	$\frac{Q}{P_a}$	
X	Y0	1.995	X6~X7	91	214	427	1,120	0.38	OK
	Y1.5	1.991	X0~X1	91	185	368	585	0.63	OK
	Y5	1.820	X4~X6	182	850	1,547	1,257	1.23	OUT
		1.778	X1.5~X3.5	182	771	1,371	1,412	0.97	OK
		1.778	X12~X13	91	499	887	977	0.91	OK
	Y6	1.778	X15~X16	100	419	745	807	0.92	OK
		1.652	X4.5~X5.5	91	971	1,604	2,056	0.78	OK
	Y8.5	1.652	X12~X13.5	136.5	287	474	1,460	0.32	OK
		1.575	X7~X8.5	136.5	657	1,035	996	1.04	OUT
		1.575	X10~X11	91	214	337	1,124	0.30	OK
Y	X0	0.947	Y1.5~Y5	318.5	939	889	1,607	0.55	OK
	X1.5	0.947	Y6.5~Y8.5	182	753	742	933	0.79	OK
	X3.5	0.985	Y6.5~Y8.5	182	715	744	757	0.98	OK
		1.040	Y0~Y1.5	136.5	571	594	669	0.89	OK
	X5.5	1.040	Y7~Y8.5	136.5	416	433	855	0.51	OK
		1.109	Y6.5~Y8.5	182	715	793	757	1.05	OUT
	X7	1.114	Y6.5~Y8.5	150	747	832	949	0.88	OK
	X11	1.144	Y1~Y5	364	1,394	1,595	1,871	0.85	OK
	X13	1.158	Y2~Y5	273	781	904	1,397	0.65	OK
	X16	1.326	Y3.5~Y6	227.5	1,467	1,945	1,699	1.14	OUT

(8) 水平構面の検討

隣り合う耐力壁線の水平変位 δ の差 (相対変位) に水平構面の剛性 D を掛ければ、水平構面に加わるせん断力 Q が得られる。 Q が、水平構面の許容せん断耐力 Q_a より小さければ、安全側でOKとなる。

表M、Nに、モデル建物の水平構面の検討の結果を示す。この建物はすべてOKとなっているが、下

屋が2方向にある建物や、大きな吹抜けがあったり、平面が凹型の建物などでは、水平構面がせん断力を伝達しきれずに判定がOUTになってしまう傾向にある。このような建物では、その部分の水平構面を梁上面に合板直張りで補強するか、両側の耐力壁線の水平変位が等しくなるように壁線剛性のバランスを調整してやるなどの対策が有効である。

(9) 保有水平耐力の検討

保有耐力設計は、建物の耐用年限中に1度遭遇するかもしれない大地震に対して、損傷はしても倒壊はしないように、という考え方によっている。したがって、大変形しても耐力を保持し続ける粘り強さが、耐震性を決定する重要な要因となる。図26、27に保有耐力設計の方法を示した。図26のように、保有耐力設計は個々の耐力壁に行うのではなく、建物全体として各階各方向ごとに1つつ検討する。方法は、必要保有水平耐力 Q_{un} が保有水平耐力 Q_u より小さければOKとなる。必要保有水平耐力 Q_{un} は、保有耐力設計用地震力 Q_{ud} に、粘り強さの指標 D_s と、建物のバランス良さの指標 F_{es} を掛けることで得られる。

耐力壁の許容水平耐力 P_a が、 P_{max} の下限値に対して安全率1.5倍であることから、保有水平耐力 $Q_u = 1.5 \sum P_a$ として計算する。

粘り強さの指標 D_s は、図27に示すように、 Q_u のところで水平に折れ曲がり、 δ_N に達したところで破壊する荷重変形関係を想定して、塑性率 $\mu = \delta_N / \delta_y$ をもとに計算する。

原理は、弾性勾配直線上のD点を、台形OABCと三角形ODEの面積が等しくなるようにとったとき、

$$D_s = Q_u / (D \text{ 点の荷重 } Q_D)$$

となる。この面積が、建物が倒壊するまでの履歴消費エネルギーに相当するのである。実際には、耐力壁ご

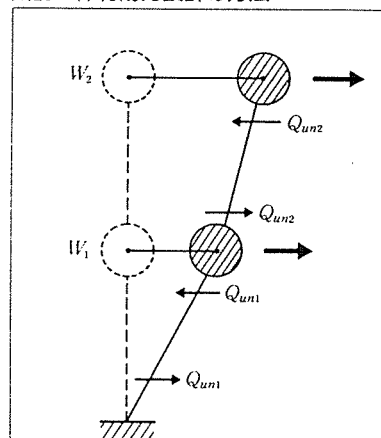
表M 2階水平構面の検討

方向	通り	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦ 判定
		構面の水平変位 δ_j (cm)	構面間変位 $\delta_{j-1} - \delta_j$ (cm)	水平構面剛性 D (kg/cm)	水平構面にかかる地震せん断力 $Q = (\delta_{j-1} - \delta_j) D$	許容せん断耐力 Q_a (kg)	$ Q/Q_a $	
		表H-1、2より		表H-1、2より	②×③	表G-1、2より	④÷⑤	
X	Y1	2.070						
	Y1.5	1.986	0.084	3.640	306	828	0.37	OK
	Y5	1.548	0.438	1.189	521	1.893	0.28	OK
	Y6	1.229	0.319	3.883	1,239	1.656	0.75	OK
	Y6.5	1.134	0.095	7.280	692	1.656	0.42	OK
	Y8.5	1.116	0.018	2.080	37	1.893	0.02	OK
Y	X0	2.230						
	X1.5	0.667	-0.437	1.213	-530	828	0.64	OK
	X3	1.064	-0.397	1.213	-482	828	0.58	OK
	X5	1.201	-0.137	941	-129	828	0.16	OK
	X6	1.517	-0.316	1.950	-616	887	0.69	OK
	X11	1.970	-0.453	387	-175	769	0.23	OK
	X16	0.938	1.132	364	412	828	0.50	OK

表N 1階水平構面の検討

方向	通り	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦ 判定
		構面の水平変位 δ_j (cm)	構面間変位 $\delta_{j-1} - \delta_j$ (cm)	水平構面剛性 D (kg/cm)	水平構面にかかる地震せん断力 $Q = (\delta_{j-1} - \delta_j) D$	許容せん断耐力 Q_a (kg)	$ Q/Q_a $	
		表H-3、4より		表H-3、4より	②×③	表G-1、2より	④÷⑤	
X	Y0	1.995						
	Y1	1.995	0.000	14.700	0	6.689	0.00	OK
	Y1.5	1.991	0.004	29.400	118	6.689	0.02	OK
	Y5	1.820	0.171	9.600	1,642	15.288	0.11	OK
	Y6	1.778	0.042	33.600	1,411	15.288	0.09	OK
	Y6.5	1.774	0.004	50.400	202	11.466	0.02	OK
	Y8.5	1.652	0.122	12.600	1,537	11.466	0.13	OK
	Y9	1.575	0.077	16.800	1,294	3,822	0.34	OK
Y	X0	0.947						
	X1.5	0.985	-0.038	9.800	-372	6.689	0.06	OK
	X3	1.029	-0.044	9.800	-431	6.689	0.06	OK
	X3.5	1.040	-0.011	29.400	-323	6.689	0.05	OK
	X5	1.111	-0.071	11.900	-845	8.122	0.10	OK
	X5.5	1.109	0.002	35.700	71	8.122	0.01	OK
	X6	1.117	-0.008	35.700	-286	8.122	0.04	OK
	X7	1.114	0.003	17.850	54	8.122	0.01	OK
	X11	1.144	-0.030	4.725	-142	8.600	0.02	OK
	X13	1.158	-0.014	5.752	-81	4.300	0.02	OK
	X16	1.326	-0.168	3.150	-529	4.300	0.12	OK

図26 保有耐力設計の方法



- 必要保有水平耐力 $Q_{un} = D_s \times F_{es} \times Q_{ud}$
- 建物の保有水平耐力 $Q_u = 1.5 \sum P_a$
- このとき、 $Q_{un} \leq Q_u$ であることを確認する。

とに最大耐力時の変形が異なるため、点線のような荷重変形曲線を描くのだが、ここでは実線のように単純化したモデルで考える。

最大耐力時の変形 δ_N は、耐力壁の実験結果から、脚部の接合によって決まるといえる。かど金物のように土台に釘打ちされた接合金物の場合は、釘の位置から土台が割り裂きを生じて破壊し、そのときの層間変形角はおおむね1/40前後となる。ホー

ルダウン金物のように、柱脚と直接アンカーボルトをつなぐ金物の場合は、柱に金物を止めているボルトや釘がめり込んで、大きく変形して最大耐力に至り、そのときの層間変形角は1/30前後まで達する。そこで、土台の繊維直交方向に引張力が加わるような金物の場合は、 $\delta_N = 1/40$ 時の層間変位とし、土台に割裂を生じさせない金物（ホールダウン金物など）の場合は、 $\delta_N = 1/30$ 時の層間変

位とする。耐力壁の一部のみホールダウン金物を用いている場合は、2段階の荷重変形グラフの面積算定によって D_s を求める。

F_{es} は、偏心率 R_e と剛性率 R_s の値から、表6に示す F_e と F_s を求め、これを掛け合わせて得られる。

表Pに、モデル建物の保有水平耐力の検討を示す。2階Y方向とともに1階、2階のX方向がOUTになっている。どちらも D_s 値がY方向より大きくなっており、これは弾性剛性 $\sum K$ が低いために保有水平耐力時の変形 δ_N が大きいためといえる。1階はさらに偏心率が0.15を越えていたため F_{es} までが大きくなってしまって、バランスも粘り強さも十分な数値が出ていなかったことが、結果に反映したといえる。

図27 D_s の求め方

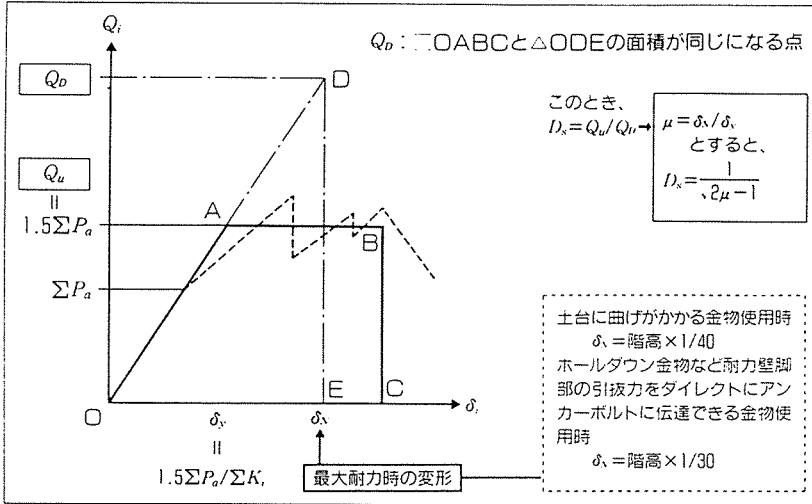


表6 F_{es} の求め方

偏心率 R_e	F_e	剛性率 R_s	F_s
$R_e \leq 0.15$	1.0	$0.6 \leq R_s$	1.0
$0.15 < R_e \leq 0.3$	$0.5 + \frac{R_e}{0.3}$	$0.3 \leq R_s < 0.6$	$2 - \frac{R_s}{0.6}$
$0.3 < R_e$	1.5	$R_s < 0.3$	1.5

このとき、 $F_{es} = F_e \times F_s$

表O 保有水平耐力と D_s 値の算定

階	階高	方向	ΣP_n (kg) 表Eより	ΣK (kg/cm) 表Fより	保有水平耐力 $Q_u = 1.5 \Sigma P_n$ (kg) $1.5 \times \text{㉜}$	降伏点変位 $\delta = (Q_u / \Sigma K)$ (cm) $\text{㉝} \div \text{㉜}$	最大耐力時の層間 変形角 R_{max} 1/40	$\delta_N = \text{階高} \times R_{max}$ (cm)	$\mu = \delta_N / \delta$	$D_s = 1 / (2\mu - 1)$
2	267.3	X	6,099	3,685	9,149	2.48	0.025	6.68	2.69	0.48
		Y	7,318	8,559	10,977	1.28	0.025	6.68	5.21	0.33
1	287	X	11,794	5,067	17,691	3.49	0.025	7.18	2.06	0.57
		Y	11,494	8,498	17,241	2.03	0.025	7.18	3.54	0.41

表P 保有水平耐力の検討

階	方向	偏心率 R_e 表Fより	F_e 表6より	剛性率 R_s 表Jより	F_s 表6より	$F_{es} = F_e \times F_s$ $\text{㉞} \times \text{㉟}$	D_s 表Oより	保有耐力設計用地震力 Q_{ed} (kg) 表Bより	必要保有水平耐力 Q_{un} (kg) $\text{㉝} \times \text{㉞} \times \text{㉟}$	保有水平耐力 Q_u (kg) 表Oより	$\frac{Q_{un}}{Q_u}$ $\text{㉝} \div \text{㉞}$	判定
2	X	0.11	1.00	0.95	1.0	1.00	0.48	23,413	11,183	9,149	1.22	OUT
	Y	0.34	1.50	0.77	1.0	1.50	0.33	23,413	11,442	10,977	1.04	OUT
1	X	0.24	1.30	1.05	1.0	1.30	0.57	42,173	31,088	17,691	1.76	OUT
	Y	0.08	1.00	1.23	1.0	1.00	0.41	42,173	17,113	17,241	0.99	OK

以上の検討で、この木造新耐震構造設計の各検討は終了である。すべての判定でOKが出ていれば、建築主にも自信をもって計画を提案することができるだろう。また、部分的にでもOUTになってしまった場合には、次頁の方針に従って計画を再検討し

てほしい。

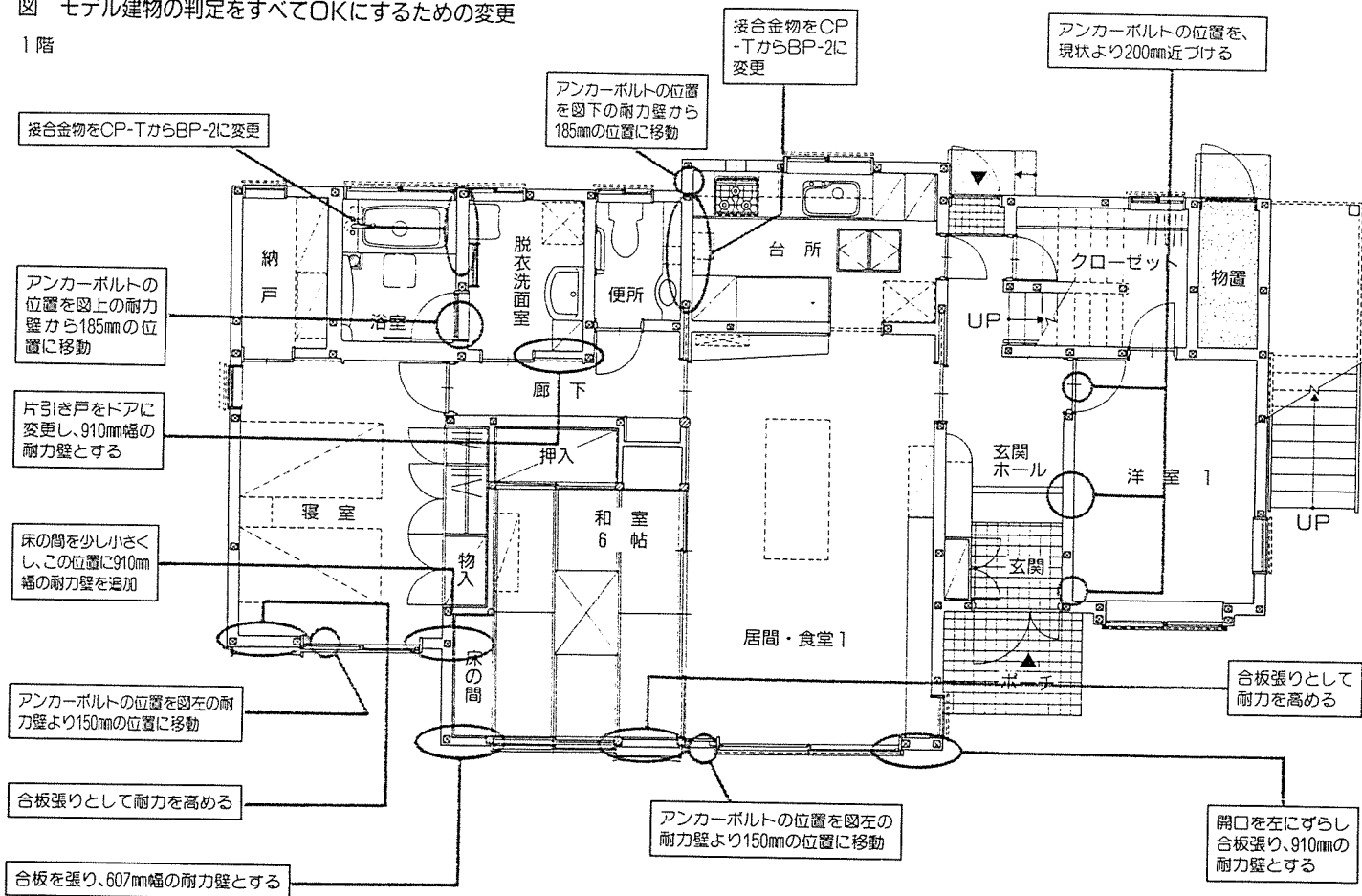
最初に述べたように、いずれも表計算ソフトで簡単に計算できるものであるが、表計算ソフトの設定のポイントを1つ挙げるとすれば、すべての表を少し余裕をもって（通りの数を入力する横の項目を多めに）設

定しておくということである。項目欄に余裕があれば、再検討の際に耐力壁を追加したり、あるいは規模の大きな住宅を検討する場合にも、十分対応できる。さらに、各表の数値を連動させておけば、短時間ですべての検討が可能になるはずである。

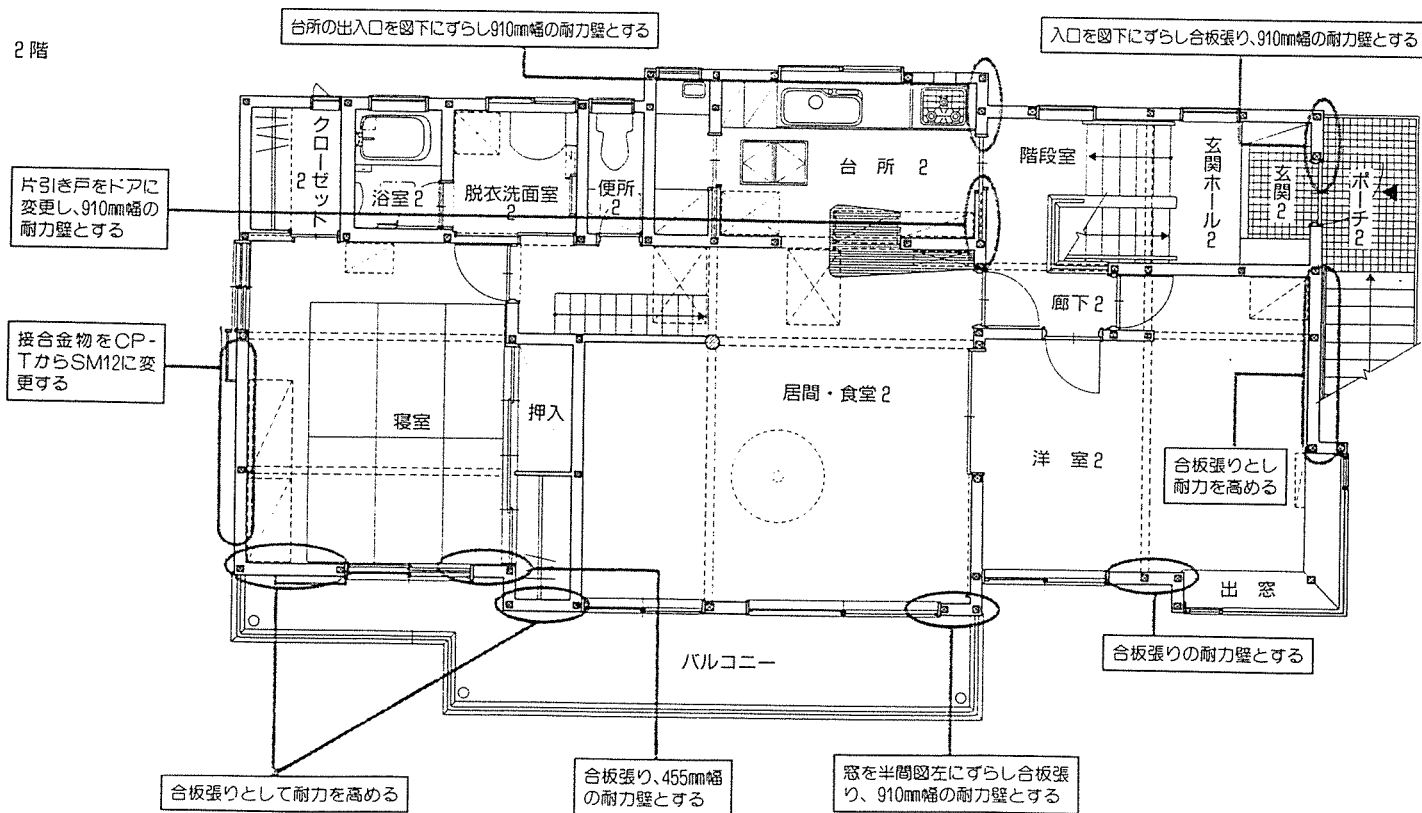
OUT判定をOKにするための方策

図 モデル建物の判定をすべてOKにするための変更

1階



2階



流れに沿って計算した結果、判定がO U Tになってしまった場合、それを解消する考え方としては「建物の耐力を増す」、「建物のバランスをよくする」の2つが基本方針である。この2つを同時に改善していく方向で検討を行う。

既存プランを大幅変更することなく、また、できる限りホールダウン金物を使用しないで改善する方策は以下の通りとなる。

- ・剛性の低い側（ねじれ補正係数が1.0を超えている通り）の外壁面を構造用合板張りとし、筋かいのない壁（幅が1.5尺以上のものすべて）も耐力壁にカウントする
- ・剛性の低い側の耐力壁の Kb を大きくする。2階であれば1階の柱の直上に耐力壁柱が来るように柱などの配置を考える。1階であれば耐力壁の両脇30以内にアンカーボルトを配置する

- ・剛性の低い側の接合金物を、 Kj と Ja が高くなるように変更する。この場合、左右の柱脚および筋かい端部のうち小さいほうとなるので、耐力壁全体の仕様から再考する

- ・剛性の低い側から剛性の高い側に地震せん断力が流れるように、その間の水平構面の剛性 D を高くする。合板を梁に直張りとし、下屋にも小屋梁上面に水平に合板を張る

これらの対策を施して、もう一度2から計算してみる。それでも保有水平耐力の検討でO U Tが出る場合には、絶対的に耐力壁が不足しているため、バランスを考えて壁を増やす方向で検討する。

保有水平耐力はOKだが、耐力壁の検討でいくつかO U Tが出るような場合には、まだバランスが悪い（偏心率0.15以上）のであれば、剛性の高い側の幅広の耐力壁の剛性を低くする（窓の平面配置を調整して耐力壁の幅をそろえる、両脇の開口部の高さを大きくする、 K_b や K_j を下げる）とともに、その分だけ剛性の低い側に壁を増やしたりホールダウン金物を使用したりする。すでにバランスはよい（偏心率0.1未満）のであれば、O U Tの耐力壁と同じ壁線上および両隣の

変更を行ったモデル建物の耐力壁の検討結果

方向	通り	構面の水平変位 δ_j (cm)	耐力壁位置	耐力壁長 (cm)	耐力壁剛性 K (kg/cm)	耐力壁にかかる地震せん断力 $Q = \delta_j \times K$ (kg)	許容水平耐力 P_a (kg)	$\frac{Q}{P_a}$	判定
2階	Y1	1.373	X4~X5	91	68	94	441	0.21	OK
		1.373	X10~X11	91	138	189	557	0.34	OK
	Y1.5	1.340	X3~X1.5	136.5	571	776	775	0.99	OK
		1.340	X13~X14	91	153	205	1,905	0.11	OK
	Y5	1.340	X3.5~X4	45.5	77	103	775	0.13	OK
		1.280	X4~X5	91	292	374	661	0.57	OK
	Y6	1.059	X13.5~X16	227.5	758	803	870	0.92	OK
		0.999	X1.5~X3	136.5	238	238	669	0.36	OK
	Y6.5	0.999	X5~X8	182	556	555	972	0.57	OK
		0.999	X10~X11	100	397	397	626	0.63	OK
	Y8.5	1.024	X9~X1	91	321	329	857	0.38	OK
		1.024	X15~X16	100	647	662	728	0.91	OK
2階	X0	0.344	Y1.5~Y5	318.5	1,571	540	679	0.80	OK
		0.344	Y6.5~Y8.5	182	1,368	470	834	0.56	OK
	X1.5	0.804	Y6.5~Y8.5	182	451	362	443	0.82	OK
		1.271	Y7.5~Y8.5	91	82	104	526	0.20	OK
	X5	1.512	Y1~Y5	364	498	753	1,377	0.55	OK
		1.512	Y6.5~Y8.5	182	265	401	613	0.65	OK
	X6	1.825	Y6.5~Y8.5	182	237	433	613	0.71	OK
		1.337	Y1.5~Y3	159	487	651	662	0.98	OK
	X11	1.337	Y8~Y9	91	157	209	526	0.40	OK
		1.337	Y8~Y7	91	157	209	614	0.34	OK
	X16	0.385	Y3.5~Y8	243	3,217	1,240	1,778	0.70	OK
		0.385	Y7.5~Y8.5	91	288	111	790	0.14	OK
1階	Y0	0.963	X6~X7	91	881	849	1,623	0.52	OK
		0.963	X10~X11	91	468	450	866	0.52	OK
	Y1.5	0.563	X3.5~X4.5	60.7	556	535	1,544	0.35	OK
		1.104	X6~X1	91	569	628	867	0.72	OK
	Y5	1.104	X3~X4	91	354	390	749	0.52	OK
		1.138	X4~X5	182	850	967	1,257	0.77	OK
	Y6	1.140	X1.5~X3.5	182	771	979	1,412	0.62	OK
		1.140	X12~X13	91	499	569	977	0.58	OK
		1.140	X15~X16	100	419	478	807	0.59	OK
		1.140	X4.5~X5.5	91	263	299	962	0.31	OK
	Y8.5	1.113	X4.5~X5.5	91	971	1,080	2,056	0.53	OK
		1.113	X12~X13.5	136.5	287	320	1,460	0.22	OK
Y9	1.063	X7~X8.5	136.5	657	698	996	0.70	OK	
	1.063	X10~X11	91	214	228	1,124	0.20	OK	
1階	X0	0.909	Y1.5~Y5	318.5	939	853	1,067	0.53	OK
		0.909	Y6.5~Y8.5	182	753	706	933	0.76	OK
	X1.5	0.937	Y6.5~Y8.5	182	715	690	757	0.91	OK
		0.966	Y0~Y1.5	136.5	571	551	669	0.82	OK
	X3.5	0.966	Y7~Y8.5	136.5	704	680	933	0.73	OK
		1.027	Y6.5~Y8.5	182	715	734	757	0.97	OK
	X7	1.003	Y6.5~Y8.5	150	996	999	1,036	0.96	OK
		0.990	Y1~Y5	364	1,394	1,381	1,871	0.74	OK
X13	0.916	Y2~Y5	273	1,346	1,234	1,397	0.88	OK	
	1.031	Y3.5~Y6	227.5	1,467	1,513	1,699	0.89	OK	

壁線上にあるほかの耐力壁の剛性を上げる方向で検討を行う。

これらの対策をモデル建物に施した最終結果を図と表に示す。既存プランを損わない範囲で耐力壁を増やし、ホールダウン金物は使わずに構造用合板張りでバランスと耐力を向上させ、すべての判定でOKとなっている。

この設計法の最大の狙いは、接合部とバランスに注意が払われる設計にもついでこう、とするものである。これまでの

46条や木造3階建て計算では、「壁量が足りない→筋かい断面アップまたはたすき掛けとする」という発想だった。しかし、実際の耐震性能は軸組の接合部で決定するため、筋かいだけ強くしてもダメである。木造3階建て計算では、柱脚部の引き抜き力の計算をしてホールダウン金物で補強するという対策が取られるが、もし筋かい端部が横架材にきちんと緊結されていなければ、まったく耐力向上にはなっていない。つまり、耐力壁両端の柱脚部と筋かい端部のすべての接合部がチ

変更を行ったモデル建物の保有水平耐力と D_s 値の算定

階	階高	方向	$\sum P_a$ (kg)	$\sum K$ (kg/cm)	保有水平耐力 $Q_u = 1.5 \sum P_a$ (kg)	降伏点変位 $\delta = Q_u / \sum K$ (cm)	最大耐力時の層間 変形角 R_{max}	$\delta_s = \text{階高} \times R_{max}$	$\mu = \delta_s / \delta_y$	$D_s = 1 / \sqrt{2\mu - 1}$
2	267.3	X	10,582	4,217	15,873	3.76	0.025	6.68	1.78	0.63
		Y	9,456	8,777	14,184	1.62	0.025	6.68	4.14	0.37
1	297	X	16,700	7,757	25,051	3.23	0.025	7.18	2.22	0.54
		Y	11,660	9,600	17,490	1.82	0.025	7.18	3.94	0.38

変更を行ったモデル建物の保有水平耐力の検討

階	方向	偏心率 R_e	F_e	剛性率 R_s	F_s	$F_{cs} = F_e \times F_s$	D_s	Q_{ud} (kg)	Q_{un} (kg)	Q_u (kg)	$\frac{Q_{un}}{Q_u}$	判定
2	X	0.05	1.00	0.88	1.0	1.00	0.63	23,412	14,660	15,873	0.92	OK
	Y	0.01	1.00	0.71	1.0	1.00	0.37	23,412	8,683	14,184	0.61	OK
1	X	0.01	1.00	1.12	1.0	1.00	0.54	42,174	22,728	25,051	0.91	OK
	Y	0.04	1.00	1.29	1.0	1.00	0.38	42,174	16,083	17,490	0.92	OK

チェックされるような仕組みでなければ片手落ちなのである。2階耐力壁が小梁に載る場合には、脚部に発生した引き抜き力が、小梁から大梁、大梁から柱、柱から土台、土台からアンカーボルトへと、すべての接合部できちんと伝達されなければ、その耐力壁は水平力に対抗できないのである。

また、バランスが悪い建物では、地震せん断力が水平構面を伝わって壁の多い側に流れなければならない。2方向下屋など上下階の耐力壁線が一致していない建物では、下屋水平構面が弱いと2階が1階を押し潰す形で倒壊してしまう。従来の計算では、これらのチェックはまったく無視されていたため、構造計算された木造3階建て住宅でも、バランスが悪く水平構面の弱い建物は、先の大震災で被害を受けたのである。

この木造新耐震設計法は、従来では現場任せであったアンカーボルト配置や下屋面の釘ピッチなどが建物の耐震性能を左右する要因であることを、設計者に気付かせ配慮させるものとなっている。接合部や釘の仕様、耐力壁の載る梁の掛け方、小壁や腰壁の有無と立面寸法などによって各部の地震力の配分が変わってくる、ということが数字で確かめられるのである。これまでのような「公庫仕様なら大丈夫だろう」、「いや不十分では」という不毛な議論に終止符が打たれ、耐震構造計算に基づく必然性から接合部などの仕様が決定的なものである。

ここで紹介した内容だけでは、どのような仕様にも対応できるわけではない。しかし、たとえば南面を木造ラーメンと

変更を行ったモデル建築の水平構面の検討

方向	通り	構面の水平変位 δ (cm)	構面間変位 $\delta_{y-1} - \delta_y$ (cm)	水平構面剛性 D (kg/cm)	水平構面にかかる地震せん断力 $Q = (\delta_{y-1} - \delta_y) D$	許容せん断耐力 Q_a (kg)	$\frac{Q}{Q_a}$	判定
2階X	Y1	1.373						
	Y1.5	1.340	0.033	3640	120	828	0.15	OK
	Y5	1.280	0.061	1189	72	1893	0.04	OK
	Y6	1.059	0.220	3883	856	1656	0.52	OK
	Y6.5	0.999	0.060	7280	440	1656	0.27	OK
	Y8.5	1.024	-0.025	2080	-52	1893	0.03	OK
2階Y	X0	0.344						
	X1.5	0.504	-0.460	213	-553	828	0.67	OK
	X3	1.271	-0.467	1213	-566	828	0.68	OK
	X5	1.512	-0.241	941	-227	828	0.27	OK
	X6	1.825	-0.313	1950	-611	887	0.69	OK
	X11	1.337	0.488	387	189	769	0.25	OK
X16	0.385	0.951	364	346	828	0.42	OK	

1階X	Y0	0.966						
	Y1	1.067	0.000	14700	0	6689	0.00	OK
	Y1.5	1.108	-0.041	29400	-1202	6689	0.18	OK
	Y5	1.142	-0.033	9600	-321	15288	0.02	OK
	Y6	1.145	-0.003	33600	-92	15288	0.01	OK
	Y6.5	1.158	-0.013	50400	-678	11466	0.06	OK
	Y8.5	1.117	0.041	12600	519	11466	0.05	OK
	Y9	1.067	0.050	16800	843	3822	0.22	OK
1階Y	X0	0.910						
	X1.5	0.939	-0.029	9800	-285	6689	0.04	OK
	X3	0.963	-0.024	9800	-239	6689	0.04	OK
	X3.5	0.968	-0.005	29400	-135	6689	0.02	OK
	X5	1.039	-0.071	11900	-845	8122	0.10	OK
	X5.5	1.030	0.009	35700	314	8122	0.04	OK
	X6	1.030	0.000	35700	-2	8122	0.00	OK
	X7	1.006	0.024	17850	431	8122	0.05	OK
X11	0.993	0.013	4725	62	8600	0.01	OK	
X13	0.918	0.075	5752	430	4300	0.10	OK	
X16	1.032	-0.114	3150	-360	4300	0.08	OK	

した建物でも、柱と横架材の接合部の剛性と耐力さえ分かれば、この設計法に乗せて耐力壁と同列に評価することが可能になる。新しい接合金物を使う場合でも、実験計算で K_j と J_a が得られれば、Zマ

ーク金物などと同じ扱いが可能となる。こうした設計法が普及することにより、仕様規定から性能規定への移行は現実のものとなるだろう。

§ 5. 木質系ダイヤフラムの評価基準の検討

木質ダイヤフラムの耐力評価にあたっては、耐力壁の場合と同様、強度、剛性、靱性の3点から検討を加えることが必要となろう。

(1) 強度：

木質構造物の水平力に対する安全性は、床・屋根等のダイヤフラムが十分な強度を有することを前提として、耐力壁等の抵抗要素を有効に配置して確保することが一般的である。耐力壁の許容耐力を決定する際の強度上の安全率は1.5であることから、ダイヤフラムの安全率を考える場合には少なくともそれ以上の安全率とし、耐力壁に比べて十分な強度を確保しておくことが必要であると思われる。十分な強度がどの程度と考えるかは議論のあるところであるが、設計荷重に対して2.5倍程度の強度は確保しておくことが必要であると思われる。

(2) 剛性：

剛床仮定に基づいて耐力壁の量ひいては建物全体の耐力を決定する場合には、強度の場合と同様、ダイヤフラムの剛性を耐力壁の剛性に比べて十分大きなものとする必要がある。その場合、ダイヤフラムの剛性は高ければ高い程望ましいということになる。とはいえ、必要以上の性能を要求することは合理的でないので、構造耐力上支障のない範囲の変形は認めざるを得ないことになろう。

ダイヤフラムの変形をどこまで許容するかは、構造形式や規模、使用材料等によって異なり一概に言えないことではあるが、許容変形を決定するに当たっては次の事項を考慮しておく必要がある。

① 仕上げ材に有害な変形を与えないこと：

荷重方向に直交する壁の頭部は、ダイヤフラムの水平方向変形によって面外に強制変形を生じさせられるので、直交壁頭部の水平方向変位は直交壁の仕上げ材に有害な損傷を与えない程度としておく必要がある。同様に、床・屋根の仕上げもダイヤフラムの面外変形により強制変形を受けるので、ダイヤフラムの変形はこれらに対しても有害な損傷を与えない程度としておく必要がある。

直交する壁、床・屋根の仕上げ材に有害な損傷を与えない変形がどの程度のものであるかは、仕上げの方法により異なり、現状では判然としないが、各種の仕上げ方法毎に許容変形を決定する必要がある。

その場合、許容変形の指標として、直交壁の高さに対する直交壁頭部の面外方向変形量の比の値、スパンに対する面外方向変位量の比の値が考えられる。

特に、直交壁頭部の水平方向変位には、ダイヤフラム自身の変形のほか水平耐力要素のせん断変形に伴う水平方向変位も含まれることになるので注意が必要である。たとえ

ば、階高 3 m で水平抵抗要素の水平剛性が $1 / 150 \text{ rad.}$ の場合で許容変形指標が $1 / 100$ の仕上げとすれば、仕上げの許容水平変形量は 3 cm であり、水平抵抗要素の水平変位量 2 cm を差し引いた残りの 1 cm がダイアフラムの許容変形となる。この時、ダイアフラムの支点間距離が 12 m であればダイアフラムのスパンに対する許容変形は $1 / 1200$ 、8 m であれば $1 / 800$ となる。同様に、階高 2.5 m で水平抵抗要素の水平剛性が $1 / 120 \text{ rad.}$ の場合で、許容変形指標が $1 / 60$ の仕上げとすれば、仕上げの許容水平変形量は約 4.2 cm となり、水平抵抗要素の水平変位量約 2.1 cm を差し引いた残りの約 2.1 cm がダイアフラムの許容変形となり、ダイアフラムのスパンが 12 m であれば許容変形は $1 / 571$ 、8 m であれば $1 / 380$ となる。

各種の仕上げが混在する住宅のような小規模建物で、仕上げ材の損傷を招かないようにするためには（剛床仮定を満足させるためにも）、ダイアフラムのスパンに対する面外方向変形は最大 $1 / 600$ 程度に抑えることが必要であると思われる。

②強制変形による柱・壁等の曲げモーメントの増大：

ダイアフラムが水平方向に変形すると、それに接する部材は面外に強制変形を生じさせられることになる。結果として、ダイアフラムに接する部材には、ダイアフラム位置で面外方向の曲げモーメント・せん断力が発生する可能性があり、場合によっては面外の曲げモーメント・せん断力に対して安全であることを確認しておく必要がある。

特に、通し柱・通し壁のような圧縮材の場合には、強制変位による曲げモーメントと軸力の組み合わせ応力が発生することになるので注意が必要である。通し柱・通し壁がどの程度の軸力・曲げモーメントに抵抗できるかは、全体の構造・部材配置等に関するため一概に言えないが、強制変形による柱・壁の曲げモーメントの増大に対するダイアフラムの水平変形の影響についての配慮が必要であることは間違いない。

③建物全体のダイアフラムの変形：

ダイアフラムの変形（剛性）を考える場合、支持点は荷重方向に移動しないことを前提とすることが多いが、耐力壁等の水平抵抗要素の許容耐力はある程度の水平変形を許容して決定されることが多く、したがって、実際のダイアフラム支持点（耐力壁または耐力壁通り等）は水平移動することが暗黙の前提となっている。

ダイアフラムの剛性が設計荷重に対し十分大きい場合には、この問題は大きな意味を持たないが、ダイアフラムの剛性が十分でなく、かつ、支持点の変形が比較的大きい場合には、場合によっては支持点部分に大きな強制変形が生じることになり、その部分の破壊を招く結果ともなる。このことは、別の意味でのダイアフラムの剛床仮定の適否の問題であり、建物全体としてのダイアフラムの変形（剛性）と水平抵抗要素の許容変形との関係を考慮しておく必要があることを示唆している。

ダイアフラムの剛性が十分でないと判断された場合には、ダイアフラムの内部に補助的な鉛直構面等を設ける際には、その鉛直構面に応力を負担させないように計画するか、建物全体のダイアフラムの変形を考慮した解析を行うことにより不都合が生じないこと

を確認しておくことが必要である。

現状では、ダイアフラムの剛性が十分または十分でない場合が、どの程度の剛性なのかは一概に言えず、個々のケースについて解析により判断せざるを得ないが、解析的研究を重ねてその結果を整理れば、ダイアフラムと水平抵抗要素の水平剛性の相対的組合せで判断することが可能となろう。

④振動問題：

大規模な構造の場合には、ダイアフラムの剛性は建物全体の振動性状と密接なかわりをもち、建物各部の応力状態を左右するようになることが予想される。したがって、このような場合には、ダイアフラムの剛性を絶対値としてではなく周期を律するバネ定数として捉え、振動上の安全を確かめる必要がでてこよう。しかし、大規模ダイアフラムもつ構造物の振動性状についてはデータの蓄積がなく、したがって、この問題は今後の課題である。

(3) 靱性：

ダイアフラムが十分な靱性を有することが望ましいことは言を待たないが、その程度は明かではない。ただ、強度上の安全率を2.5とした場合、靱性については設計荷重時変形の2.5倍以上が確保されることになる。したがって、通常の許容応力度設計では、換言すれば保有耐力を求めるような設計（終局強度設計）でなければ、特段の配慮は必要でないように思われる。