

桜櫓館保存補修事業
耐震改修工事報告書

令和3年3月

大 館 市



竣工 東・側面全景



施工前 東・側面全景

例 言

1. 報告書の意義

(1) 本書の内容

本書は、社会資本整備総合交付金（街なみ環境整備事業）を活用し実施した桜櫓館保存補修事業 耐震改修工事の報告書である。事業の概要、建物の概要、各部の調査、施工内容、耐震診断及び耐震補強方法などを掲載した。

(2) 作成の目的

歴史的な建造物を保存修理することの意義を広く一般に周知し、今後の保存・活用に資するとともに、将来行われる修理に必要な情報を後世に伝える。

2. 担当

(1) 作成の担当

1) 編集

大館市

2) 本文執筆

大館市

有限会社アトリエ建築設計室、アトリエ 105、有限会社山辺構造設計事務所

3) 写真撮影

修理後：大館市、株式会社伊藤羽州建設

調査・施工：大館市

有限会社アトリエ建築設計室、アトリエ 105、株式会社伊藤羽州建設

4) 図面作成

有限会社アトリエ建築設計室、アトリエ 105

(2) 助言・協力（敬称略）

1) 文化財保護

大館市歴史的風致維持向上協議会

大館市歴史的風致維持向上協議会建造物部会

2) 実地調査

秋田県立大学教授 板垣 直行

3) 耐震診断・耐震補強

有限会社山辺構造設計事務所 山辺 豊彦・谷口 浩史

4) その他資料提供・助言

成田組

大館市歴史的建造物研究会

3. 構成

(1) 構成

本書は本文・写真・図面からなる。

(2) 室名・図面

室名や図面は工事の設計図・竣工図を使用した。

目次

第1章 概説

- 第1節 文化財等…………… 1
- 第2節 建造物の概要…………… 1

第2章 工事の概要

- 第1節 事業の概要…………… 5
- 第2節 工事関係者…………… 7
- 第3節 工事経費…………… 9
- 第4節 工事实施仕様…………… 10

第3章 調査事項

- 第1節 改修前の状況…………… 29
- 第2節 平面の変遷…………… 43

第4章 現状変更

- 第1節 現状変更…………… 45

第5章 耐震診断及び耐震補強方法

- 第1節 補強計画概要…………… 47
- 第2節 仮定荷重の算定…………… 48
- 第3節 耐震診断の方針と架構のモデル化…………… 53
- 第4節 補強前の耐震性能確認…………… 59
- 第5節 補強後の耐震性能確認…………… 65
- 第6節 補強案の立体解析による検討…………… 71
- 第7節 雑設計の検討…………… 82
- 第8節 解体後調査結果に伴う追加検討…………… 92
- 第9節 耐震補強壁施工状況…………… 93

写真

- 竣工（外観）
- 施工前（外観）
- 施工前後（室内）
- 古写真

図面

- 竣工
- 施工前

第1章 概 説

第1節 文化財等の指定

1. 文化財等

登録有形文化財

交付年月日：平成11年7月8日

登録番号：第05-0054号

名称：桜櫓館（旧櫻場家住宅）

員数：1棟

所在地：大館市字中城12-2、13-3、22-4

所有者：株式会社イトウ（登録時）

成田 欽治（平成17年6月から平成30年9月）

大館市（平成30年10月より所有）

第2節 建造物の概要

1. 概説

(1) 位置

大館市は、秋田県の北部を流れる米代川の中流域に位置し、東側は鹿角市、小坂町、西側は藤里町、南側は北秋田市、北側は青森県と接している。米代川と長木川の流域に開けた大館盆地を中心に北西には白神山地から連なる田代岳があり、南には北秋田市と境を接する竜ヶ森が森吉山麓まで続いている。

大館盆地の中央部に建つ桜櫓館は、舌状に突き出た段丘上に建ち、市庁舎と地区公園である桂城公園に隣接している。江戸時代の大館城本丸の南東側、二ノ丸であった場所である。

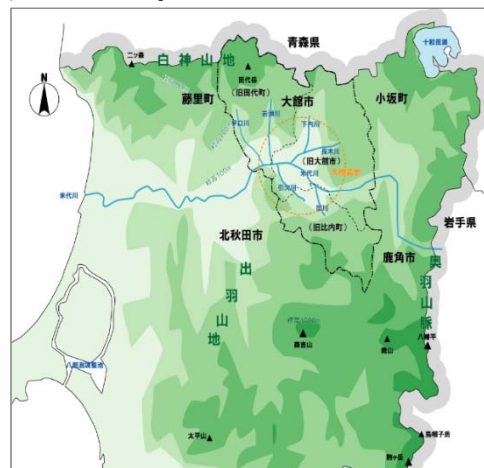
(2) 地勢

市域は、東西35km、南北49km、面積913.22km²で、秋田県全体の面積の7.8%を占めており、由利本荘市、北秋田市、仙北市に次ぐ4番目の広さである。

市の北西部には世界遺産白神山地の山々が連なり、東側には奥羽山脈、南西側に出羽山地が広がっていて、3方向が山々に囲まれている。



(資料：出典国土地理院)



大館市位置図(資料：都市計画マスタープラン)

(3) 概要

桜櫓館は大館町長をつとめた桜場文蔵（1883～1971）が昭和8年（1933）に建てたもので、現存する棟札によると設計者は石田常吉・小野熊蔵、大工棟梁は越後甚吉である。

建物は、木造2階建て、洋室を備えた和風住宅で展望台をもち、屋根は1階が正面入母屋造、背面切妻造、玄関が起り破風造、2階及び展望台が寄棟造という複雑で変化に富んだ外観である。内部は、杉をふんだんに使い、1階・2階の和室は質の高い空間を創出し、建具や付書院に優れた技能が発揮されている。

この建築に際し、大工棟梁出身の桜場文蔵は、自ら設計者や職人の選定に関り、工事を督励し、経費を惜しまず、当時の建築技術の粋を結集することに努めたと伝えられている。

この建物は当初、現大館中央郵便局の地にあったが、局舎新築に際し昭和55年（1980）現在地に移築された。移築前は1階北側に和室1室と東側に家族用玄関ポーチが張り出した建物であったが曳家工事の際に解体され、現在の平面形状となった。

その後桜場家から所有者が変わり、建設業者が所有していた頃に社内公募し、現在の建物名称となった。桜櫓館は、数度にわたり大火に見舞われた大館市中心部において、現存する数少ない質の高い近代和風建物として大変貴重である。



写真 1-1-1 移築前の正門



写真 1-1-2 移築前の桜櫓館（南面）



写真 1-1-3 移築前の桜櫓館（南面）



写真 1-1-4 移築前の桜櫓館（東面）

2. 沿革

(1) 変遷

1) 昭和8年(1933) 住宅として建設

桜櫓館は昭和6年(1931)6月に着手し、昭和8年(1933)1月に棟上した。大館町長をつとめた桜場文蔵の私邸として建てられた。

現存する棟札によると設計者は石田常吉・小野熊蔵、大工棟梁は越後甚吉である。

2) 昭和55年(1980) 現在地へ移築

大館中央郵便局の局舎新築に伴い、敷地の北側へ約50m曳家された。この工事の際に布基礎を新設しており、1階北側の和室1部屋と東側玄関ポーチは解体され、現在の姿となった。

3) 平成7年(1995) 所有者変更(所有者:株式会社イトウ)

当時は桜場文蔵の養嗣子である桜場周吉が所有していたが、遠方に居住していたこともあり、建物の管理をしていた文蔵の義弟である伊藤儀助の会社である株式会社イトウ(現 株式会社伊藤羽州建設)が所有者となる。

文化財登録後は見学施設として市民に公開していた。

4) 平成17年(2005) 所有者変更(所有者:成田欽治)

建物の売却先を模索していたところ、この建物の文化的価値を重んじ、保存を強く望んだ個人が所有者となる。建物の価値を多くの方に知って欲しいとの思いから見学施設兼貸館として建物を公開していた。

5) 平成30年(2018) 所有者変更(所有者:大館市)

平成29年3月に認定を受けた「大館市歴史的風致維持向上計画」に基づき、桜櫓館を適切に保存し、貴重な資源を後世へ継承するため、大館市が所有者となる。

3. 構造形式

(1) 建造物の構造及び形式

木造、2階建て展望台付、南側正面玄関ポーチ、背面勝手口

主屋部:1階正面が入母屋造、背面が切妻造、玄関が起り破風造、2階及び展望台が寄棟造

南側ポーチ・玄関張出部:一階建て、起り破風、妻入、金属板葺き

南側2階物置張出部:入母屋造、金属板葺き

東側1階洋室張出部:切妻造、金属板葺き、破風・柱等化粧銅板包み

東側1階展示室張出部:切妻造、金属板葺き

南・西側縁側:一階建て、片流造、金属板葺き

外部壁仕上げ:腰板下見板張(木材保護塗料塗)、漆喰(補修部EP)、一部天然石材塗

内部壁仕上げ:漆喰、聚楽、腰羽目板、非公開部分のみクロス、化粧石膏板

内部天井仕上げ:杉板格天井、杉板竿縁天井、漆喰、化粧石膏板

内部床仕上げ:磁器質タイル、檜板、畳、銘木板、無垢板材、亜鉛鉄板板、非公開部分のみ化粧合板板材・ビニルシート

4. 規模

(1) 主要寸法

名称	寸法
桁行	主屋部：1階南側両端柱芯々18.74m、1階北側両端柱芯々9.00m、1階展示室張出部：主屋部柱芯より張出し柱芯まで0.95m、2階10.50m、2階物置張出部：主屋部柱芯より張出し柱芯まで1.91m、
梁間	主屋部：1階東側両端柱芯々16.23m、1階西側両端柱芯々8.05m、南側正面玄関張出部：主屋部柱芯より張出し柱芯まで2.42m、南側便所張出部：主屋部柱芯より張出し柱芯まで1.91m、2階5.73m、2階物置張出部：主屋部柱芯より張出し柱芯まで2.18m
軒出	主屋部：柱芯より垂木先端まで1.06m、南側ポーチ・玄関張出部：柱芯より破風先端まで1.15m、南側2階物置張出部：柱芯より垂木先端まで1.06m、東側1階洋室張出部：柱芯より垂木先端まで0.74m、東側1階展示室張出部：柱芯より垂木先端まで0.83m、南・西側縁側：柱芯より垂木先端まで1.06m、
軒高	主屋部東側：現況地盤面より軒桁天端まで7.93m
棟高	主屋部：現況地盤面より2階棟木天端まで9.65m
平面積	1階床面積：225.79 m ² 、2階床面積88.53 m ² 、展望台床面積10.00 m ² 、延べ面積：324.28 m ²

参考文献

- ・『新大館町全図』 大館女子小学校 昭和8年
- ・『秋田の有形文化財』 秋田県教育委員会 2001年
- ・『大館市の文化財』 大館市教育委員会 2003年 (H15)
- ・『大館市史』 大館市市史編さん委員会

第2章 工事の概説

第1節 事業の概要

1. 事業について

(1) 事業の目的

登録有形文化財としての歴史的価値を維持保全し、後世に継承することが責務であると共に、市庁舎や桂城公園に隣接していることから、気軽に市民や来訪者が歴史的建造物を見学できる環境に整備し、多様な活用を行うことを目的とする。

(2) 事業の基本事項

- ・「桜櫓館（登録有形文化財）保存補修事業に関する基本事項」により、耐震調査及び補強工事等を進めるための基本事項を定めた。
- ・「桜櫓館（登録有形文化財）耐震補強及び保存修理などに関する基本事項」により、耐震補強及び保存修理、外観修景工事を進めるための基本事項を定めた。

2. 工事に至る経緯

(1) 事業スケジュール

年度	実施内容	協議会、審議会
平成29年	用地測量、補償調査	・大館市歴史的風致維持向上協議会を開催 ・大館市歴史的風致維持向上協議会建造物部会を開催
平成30年	桜櫓館購入、建物現況調査	
令和元年	耐震診断、耐震改修工事実施設計	
令和2年	耐震改修工事	

(2) 歴史的風致維持形成建造物桜櫓館の整備の考え方

平成29年3月に認定を受けた「大館市歴史的風致維持向上計画」に基づき、歴史的風致の維持向上に寄与する歴史的建造物であることから、平成29年12月に歴史的風致形成建造物に指定した。

整備にあたっては、建物の歴史を取り巻く背景をていねいに調査するとともに、周辺の景観に配慮し、実施する。

(3) 保存修理の検討

「桜櫓館（登録有形文化財）保存補修事業」で個人が所有管理している桜櫓館の市有化を図り、建造物の保存修理を行うために、建物の修理方法等について大館市歴史的風致維持向上協議会及び建造物部会と検討を重ね、耐震調査や補強工事の実施と修景及び修理のために必要な整備内容を決定した。

(4) 耐震改修計画の認定

建築物の耐震改修の促進に関する法律第17条第1項の規定に基づき、耐震改修計画の認定を受け、工事後も既存不適格建築物の規定の適用を受けるものとした。

3. 耐震改修工事の計画

(1) 耐震改修工事の概要

1) 耐震補強工事

耐震診断の結果、耐震性能が低く、地震時や大型台風などの暴風時に建物が倒壊す

る危険があると判定されたことから、利用者の安全確保と文化財である建物を倒壊から守り、保存するために必要な補強工事を行う。

2) 修景工事

外壁の一部に張られている鉄板材は下見板張りとし、外部木材の腐朽部及び仕上げ材は補修する。また、屋根葺き材は長尺物の横葺き及び瓦棒葺きから平葺きに復原する。

3) 修理工事

電気設備や給水設備などの更新、自動火災報知設備の新設、非公開部分（施設管理エリア）の改修を行う。

4. 復原方針

(1) 復原基本方針

建物の平面的な復原時期は、移築して現在の形態となった昭和 55 年とする。

昭和 8 年建築当時の史料が見つかっておらず、参考にできる史料は昭和 55 年に行われた曳家工事の写真のみであるため、この史料と解体調査結果を復原対象として、不明確なものについては現状のままとし、記録のみにとどめる。

(2) 復原時期の説明

1) 平面形状

昭和 8 年に建てられ、昭和 55 年に移築されるまでの 47 年の間に行われた間取変更や屋根などの改修工事についての記録が無い場合、移築前の写真に写る姿が昭和 8 年当時の姿と確認することは困難である。また、移築後に改修されてから現在に至るまでの 40 年の間に行われた間取変更に関する記録も無いことから、基本的には現況のままとする。ただし、1 階北側の非公開部分については、維持管理に必要な機能を付加するために改修することとした。

2) 屋根材

屋根材の復原時期は昭和 8 年とし、建設当時に施工可能であった金属屋根の施工方法で行うこととした。

解体調査時に杉柁葺きなど可燃材で葺かれていることが判明した場合は、当時の姿を再現せず、記録のみにとどめる。

(3) 復原内容

1) 建物の色

建物の色については現在の色を基準とする。

2) 屋根構法

既存の庇が一文字葺きであることから、屋根全体を一文字葺きとする。(表 1 参照)

屋根葺き材等の変遷（表1）

年代 部位	昭和8年 (建設当時)	不明	昭和55年 (移築時)	平成30年 (施工前)	施工後
表面の屋根材 (葺き方)	杉柁葺き (解体調査 で判明)	一文字葺き (解体調査 で判明)	横葺き 瓦棒葺き	横葺き 瓦棒葺き	一文字葺き
屋根の色	杉柁葺き	銅板赤黒色	赤	黒	施工前の色 に合わせる
外部建具の色 (洋室除く)	不明	不明	茶系	こげ茶	施工前の色 に合わせる
洋室外部柱、 破風の色	不明	不明	銅板 (解体調査 で判明)	銅板に深 緑で塗装	施工部分は 施工前の色 に合わせる
洋室外部モルタル 洗い出しの色	不明	不明	ベージュ	ベージュ	施工部分は 施工前の色 に合わせる
洋室建具の色	不明	不明	一部白	こげ茶	施工前の色 に合わせる
外壁材の仕上 材、色	漆喰(白) 下見板(茶)	漆喰(白) 下見板(茶)	漆喰(白) 下見板(茶)	漆喰(白) 下見板 (茶) 鉄板材	漆喰(白) 下見板は施 工前の色に 合わせる

第2節 工事関係者

1. 事業の組織

(1) 組織の概要

本事業は建設部まちづくり課が関係事務の遂行にあたり、工事の主管は建設部都市計画課が行った。また、秋田県教育庁生涯学習課文化財保護室の指導、助言を受けて実施した。

2. 事業関係者

(1) 事業者 大館市

市長	福原 淳嗣
副市長	名村 伸一
建設部	
建設部長	齋藤 和彦
〃	(前) ~H31.4 嶋田 均
まちづくり課長	日景 真澄
〃	(前) ~H31.4 齋藤 和彦

歴史まちづくり係長		嘉成 秀裕
〃	(前) ~H31.4	安達 明博
歴史まちづくり係		虻川 正人
市街地整備係	~R2.3	田村 博子
都市計画課長		日景 浩一
営繕係長		久保田 武人
営繕係		高橋 健太郎

(2) 設計監理 有限会社アトリエ建築設計室

代表取締役		吉田 秀人
管理技術者		安達 真由美
協力事務所 (構造)	(有限会社山辺構造設計事務所)	山辺 豊彦
協力事務所 (構造)	(有限会社山辺構造設計事務所)	谷口 浩史

(3) 工事監理 アトリエ105

代表、管理技術者		鳥潟 宏一
----------	--	-------

(4) 施工

1) 建築工事 株式会社伊藤羽州建設

代表取締役		石山 清武
現場代理人・主任技術者		大澤 新一

(協力会社)

かつら造園建設株式会社、有限会社菅原組、三浦木材株式会社、株式会社巽工業所、株式会社角弘大館支店、インテリア成松、有限会社斉藤木工、有限会社高橋左官工業所、株式会社協働塗装、有限会社佐藤鉄筋、東北ビル管財株式会社、有限会社畠山工務店、有限会社岩谷板金工業所、有限会社森川防水工業、有限会社石沢工業、有限会社釈迦内鉄工、有限会社桂工業

2) 電気設備工事 有限会社藤電気工業

代表取締役		浪岡 博英
現場代理人・主任技術者		菅原 章臣

(5) 建物の主要工事に携わった担当者及び技能者

木工事

三浦木材株式会社	日景 明、篠村 昌弘、奈良 勝、佐藤 正敏、 長谷部 美喜雄、秋本 光則、福田 聡
----------	--

左官工事

有限会社高橋左官工業所	二木 祐三、浅川 勝彦、石川 修、佐藤 孝輝、 佐藤 良一、奈良 竹夫
有限会社石沢工業	宇野 雅也、相馬 篤史、三橋 利雄、吉田 忠清 小笠原 功、工藤 順一

建具工事	有限会社斉藤木工	齊藤 政光、花田 博、成田 忠夫、高田 良治、 大沢 和生、白川 満幸
塗装工事	株式会社協働塗装	稲葉 晃範、柴田 良一、伊藤 俊広、木村 将樹 渡辺 博人
内装工事	インテリア成松	阿部 英二、五十嵐 仁志、明石 研司
鉄骨工事	有限会社积迦内鉄工	高谷 和彦、明石 拓也、金谷 武、本間 諒
基礎工事（金物取付）	有限会社桂工業	相馬 隆行、片沼 勝徳、竹内 義勝、舘山 康祐 渡辺 忠彦、山本 健二
屋根工事	有限会社岩谷板金工業所	岩谷 裕樹、岩谷 光樹、小玉 宏、三浦 忠敏 高橋 正明、富樫 永康
電気工事	有限会社藤電気工業	菅原 章臣、畠山 龍
機械設備工事	株式会社巽工業所	佐藤 篤、平泉 慎也、若松 明恵、中村 忍、 高橋 聖矢

第3節 工事経費

1. 事業費と財源

(1) 総事業費

165,048千円

(2) 年度ごとの事業

平成 29 年度	用地測量業務 建物等補償調査業務
平成 30 年度	用地建物等購入 耐震予備調査及び実地調査業務
令和 元年度	耐震診断業務 耐震改修工事实施設計業務
令和 2 年度	耐震改修工事 耐震改修工事設計監理業務 耐震改修工事監理業務 備品等運搬費業務

令和 2年度 樹木剪定業務
令和 3年度 外構修景整備業務

(3) 特定財源

社会資本整備総合交付金（街なみ環境整備事業）
起債（合併特例債）

第4節 工事実施仕様

1. 耐震改修工事実施仕様

(1) 通則

総則

本工事は耐震性の確保だけでなく、補強や外観修景、設備改修などによって文化財的価値を損なわないように配慮しながら工事を行った。

材料検収

使用する機器、材料はすべて監督職員の承諾を得たものを使用した。

施工図

施工図を作成し、監督職員の承諾を受けた後に施工した。また、図面では分かりにくい複雑な施工などについては模型やサンプルを作成した。

材料保管

一時撤去が必要となる建具や畳・天井材などは旧花岡中学校体育館に良好な状態で保管した。その他の材料についても湿気、火災、盗難などに対し十分な対策を講じた。

(2) 仮設工事

現場事務所

旧武道館敷地の一部を借用し、ユニットハウス 4.5m×4.4m、2階建て1棟を設置した。1階は休憩所、2階は現場事務所とした。

便所

借用した旧武道館敷地内の現場事務所脇に仮設トイレを1基設置した。

仮設通路

現場敷地の南東側に1.2m×2.4mの樹脂製敷板で養生し、重機の運搬通路を確保した。

仮囲い

現場敷地の東側駐車場前には単管バリケードを設置し、南側の一部には単管とメッシュシートにて工事範囲を区画した。

外部足場

外周部分はくさび緊結式足場（手摺先行型）巾 900mm とし、屋根面は適宜くさび緊結式足場と単管組足場を併用して組立てた。

内部足場

脚立足場、うま足場を使用した。

(3) 解体工事

準備

撤去前に設計図を基準とした番号を定め、木杵・敷居・額縁などの造作木材、建具、照明器具など一時撤去する類似部材に位置、名称、室名などを付し、現状調査、写真撮影等を行った。

一時撤去及び解体

電気設備、電話及び警備等の停止、機器の取外しを行った。一時撤去する天井材は一部分のみ取外し、下地を確認後、落下しないよう小割解体をしながら丁寧に取外した。また、竿縁天井材等は各室ごとに撤去し、取外し後直ちに室名及び張り位置を見え隠れ面に付した。土塗り壁は補強方法による解体範囲を確認した後、丁寧に穴を開け、下地位置を確認した。屋根材は展望台から撤去・復旧を行い、2階から1階と段階的に解体を進めた。各作業を行いながら老朽・腐朽の進行や破損の程度、各部仕様、痕跡などの記録を取った。

養生

一時撤去材はシート等で養生し、運搬時の破損対策を講じた。建物内の柱や一時撤去出来ない床材などはシート及び発泡材などで養生した。

運搬及び材料整理

取外した部材は現場で記録を取った後、位置の表示をした上で部材毎にとりまとめた。保管場所へ運搬後は損傷の有無を確認し、区分して整理した。保管中汚損しないよう取り扱いに注意した。



写真 2-4-1 2階天井解体



写真 2-4-2 天井材集積



写真 2-4-3 土壁部分解体



写真 2-4-4 土壁解体



写真 2-4-5 1階床解体



写真 2-4-6 2階床解体



写真 2-4-7 展望台屋根解体



写真 2-4-8 展望台屋根解体



写真 2-4-9 2階屋根解体



写真 2-4-10 2階屋根解体



写真 2-4-11 柱・鴨居養生



写真 2-4-12 建具への位置表示



写真 2-4-13 一時撤去材保管状況



写真 2-4-14 建具保管状況

(4) 基礎工事 準備

掘削作業を開始するにあたり、既設基礎の埋め込み深さ、形状、位置等を調査した。

また、既設布基礎の鉄筋探査を行い、鉄筋位置を確認した後に躯体にマーキングし、設計図と照合した。

土工

掘削は掘り過ぎ、荒らし過ぎに注意しながら行った。地盤状況については床付け完了時に工事監理者の確認を得た。砕石敷きは十分に転圧し、所定の厚さを確保した。

布基礎増設

既設布基礎の鉄筋に干渉しない位置に接着系アンカーを施工した後、新規布基礎の鉄筋と定着し、コンクリートを打設した。

基礎補強

既設布基礎の主筋等位置に接着系アンカーやジベル筋を施工した後、補強する基礎部分の鉄筋と定着し、コンクリートを打設した。

束石の据え直し及び増設

沈下等した既設のコンクリート製束石は不陸調整を行った。また、床組補強を行った部分については大引き下部にコンクリート製束石を新設し、床束にて高さ調整を行った。

基礎補修

開口部周囲で鉄筋が露出した部分やクラック部分については、モルタルで劣化対策を施した。また、0.3mm を超える部分はVカット後エポキシ樹脂を充填した。

土台接合金物

既設基礎に接着系アンカーや貫通ボルトを施工し、耐力壁両端柱下部などの土台を製作した接合金物等で緊結した。



写真 2-4-15 基礎鉄筋探査



写真 2-4-16 接着系アンカー施工中



写真 2-4-17 基礎配筋



写真 2-4-18 基礎・土間配筋



写真 2-4-19 束石施工中



写真 2-4-20 コンクリート製束石新設



写真 2-4-21 人通口露出鉄筋切断



写真 2-4-22 モルタル補修



写真 2-4-23 アンカーボルト TB1



写真 2-4-24 アンカーボルト TB1



写真 2-4-25 柱脚接合金物 TB1



写真 2-4-26 柱脚接合金物 TB1



写真 2-4-27 柱脚接合金物 SB1



写真 2-4-28 柱脚接合金物 SB1

(5) 木工事

準備

施工するにあたり、各部の納まり、壁面の仕様、構造材の配置等を設計図と照合した。また、施工する範囲、関連する工種についても確認を行った。

再用材

構成されている当初材は今後の保存に支障がない範囲で再使用し、建設後に取り替えられたと思われる中古材についても出来るだけ使用した。

取替材

経年劣化により腐朽・破損し、主要構造部として必要な耐力を満たしていない部材は取替えた。取替材は既設材と同材種を使用した。

継手

引抜耐力が大きい柱の部分取替えについては、金輪継手で既設材と接合した。その他腐食柱の部分取替えは腰掛け継手で既設材と接合した。

金物

既設の羽子板金物、帯金物はそのまま再使用した上で、耐震補強に必要な柱頭及び柱脚、梁仕口部分には認定金物を施工した。引き抜き耐力が特に大きい柱については認定金物を使用せず、プレートにM16 又はM20 のターンバックル付き棒鋼を溶接した部材を製作し、基礎と軒桁等にボルトやN75 釘で固定した。

見掛かりに使用する金物は監督職員の承諾を得て施工し、カバーの設置や塗装を施した。

新材

柱は既設材と同材種、同寸法である杉を使用した。解体調査後、補強が必要となり追加した梁、その他補強材の二次部材も杉を使用した。化粧部材は既設材の表面加工を調査の上、同様の加工をした。

修理刻印

耐震改修工事で新たに施工した木材には『令和2年度改修』の刻印を施した。

耐震補強壁

主要な耐震要素である耐力壁（土壁、構造用合板壁）の位置と仕様は設計図と現地を照合し、相違がある場合は監督職員と協議した上で施工した。

1) 補強壁①B（既存貫仕様）

土壁、腰壁を解体し、既設下地を現した後、貫の間隔を計測し、間隔が大きい箇所は既設の部材間に杉材 21×105 を新たに取付けた。

2) 補強壁②、補強壁③、補強壁④（新設木下地仕様）

土壁を解体し、貫及び木舞を撤去した後、柱又は横架材の貫穴及び欠損部分を杉材で埋木した。

吊り束の補修

障子戸上部の吊り束の下がり補修のため、梁と吊り束をN釘で接合した。

天井の下地補強

1階和室(1)、(2)、(3)の竿縁補強として、吊木と直行方向に野縁を新設した。照明器具の補強として、天井裏に竿縁と並行方向に野縁を新設した。

屋根野地板等の改修

解体調査の結果、野地板が耐震要素である水平構面を構成する上で必要な厚さを備えていないことが判明したことから、庇以外の屋根全面を野地板まで解体、撤去し、杉の新材で施工した。損傷していた垂木及び追加垂木材も杉の新材で補強した。

垂木の補修

構造上影響のない割れや欠けについては、当初材の保存を第一に考え、接着剤や埋木などで補修した。

軒天井の補修

大きな割れや穴がある軒天井材は、杉の新材に交換した。

外部手摺の補修

大きな割れや断面が欠損している箇所は、杉の新材に部分取替えした。

取替材及び新材の材料

部位	材種
土台	青森ヒバ
柱	杉KD 特一等
化粧柱	杉KD 特選上小節
束・大引	杉KD 特一等
根太・垂木・貫・間柱・胴縁など	杉KD 特一等
野地板	杉KD 特一等
建具枠	杉KD 無節
洋室見切り材	タモKD



写真 2-4-29 洋室(1)柱部分取替え



写真 2-4-30 洋室(1)柱 金輪継手



写真 2-4-31 TB3、TB4 下部



写真 2-4-32 TB3、TB4 上部



写真 2-4-33 新材取付け



写真 2-4-34 新材取付け



写真 2-4-35 修理刻印



写真 2-4-36 修理刻印



写真 2-4-37 貫を追加



写真 2-4-38 貫穴を埋木



写真 2-4-39 1階構造用合板補強壁



写真 2-4-40 2階構造用合板補強壁



写真 2-4-41 野縁、吊木取付け



写真 2-4-42 野地板全面取替え



写真 2-4-43 塔屋垂木補強及び取替え



写真 2-4-44 2階手摺部分取替え

(6) 鉄骨工事

1階和室(2)の鴨居の下がりと2階縁側(5)床の傾きを改善するために、Y7通りのX8-X13間の胴差し位置に溝型鋼の梁を取り付け、2階の荷重を負担させた。また、1階縁側(1)のけやき梁の積雪荷重によるたわみ防止の措置として、丸鋼管柱を冬季間のみ設置する。



写真 2-4-45 鉄骨梁材



写真 2-4-46 鉄骨梁下地調整材



写真 2-4-47 既存梁下端に付柱取付け



写真 2-4-48 既存梁下端に補強金物取付け



写真 2-4-49 鉄骨梁取付け



写真 2-4-50 鉄骨梁端部



写真 2-4-51 丸鋼管柱



写真 2-4-52 丸鋼管柱 柱頭

(7) 屋根工事

準備

屋根の解体に先立ち、庇の寸法、垂木の寸法など必要な調査を行い、写真撮影で記録を残した。

軒先及び棟部は桁行き全長の2分の1を基準墨とし、妻部分の取り合い、登り部の納まりを確認した。

下地

庇を除く、1階・2階・展望台の鉄板、ルーフィング、下地合板など過去の改修工事で3層から4層に重ね葺きしていた屋根材を全面撤去し、野地板を新設した。

下葺き材

たるみやしわを生じないように注意しながら改質アスファルトルーフィングを敷き詰めた。棟・谷部分は増張りを行い、壁との取り合い部分は立ち上げるなど漏水に万全を期した。

屋根（平葺き）

留付け用部材は亜鉛メッキ処理された鋼製材を使用し、平葺き材の加工は周囲四辺に一重はぜを付けた。吊り子は葺き材と同材板とし、葺き材1枚につき2枚使用し、下はぜに掛けて下地に亜鉛メッキした鉄釘及びビスで留め付けた



写真 2-4-53 下葺き材



写真 2-4-54 下葺き材立ち上げ



写真 2-4-55 吊り子取付け



写真 2-4-56 葺き材取付け作業中

(8) 左官工事

左官壁

耐震補強壁の設置に伴い、既設の土壁の撤去・復旧を行った。また、小屋裏等の木舞・荒壁土の剥落部分の修理も行った。外壁に構造用合板を設置した壁にも土壁を施し、漆喰などで仕上げた。

再用材

当初材である木舞は竹又は木材で組まれていた。撤去した木舞の内、今後の保存に支障がないものは壁の復旧や小屋裏等の修理などに再使用した。

木舞壁

①木舞掻き

木舞下地は使用可能な木舞を再使用した。木舞受けの木材は杉を使用し、既設壁の元穴に差し込んだ。木材には土塗り材が付着しやすいように目荒しを施した。

再使用した木舞は補修壁の大きさに切断加工し、木材と木舞の骨組み部分を麻紐で結束した。

②下塗り

荒壁

土は水とよく混練りし、1日ねかせた。その後、まるなかスサを混ぜ、粘土が多くて粘性の著しいときは、砂を適量補い、よく切り返しながら粘土の小塊を砕きつつよく混ぜ合わせた。荒壁は、木舞に十分すり込んだ後、貫材と同一面に塗り付けた。また、裏などについては木舞裏に十分突出させ、同日中に鏝でなで返し、木舞に馴染ませた。

材料

壁土 淡路中塗り土

スサ まるなかすさ

③むら直し・下塗り2回目

むら直し

貫伏せは、荒壁乾燥後に貫材の上にしゅろ毛等を取付け、貫伏せ土を用いて伏せ込み、貫材と荒壁を連結させた。また、むら直し塗りは全体が十分に乾燥した後、荒壁土を用いてむらなく壁厚を整えた。

④中塗り

むら直しが十分乾燥した後、ちり廻りを正しく、むらなく塗り付け平滑に鏝押えした。

材料

壁土 淡路中塗り土

スサ ひだしすさ

構造用合板壁

①下塗り

荒壁

土は水とよく混練りし、1日ねかせた。その後、まるなかスサを混ぜ、粘土が多くて粘性の著しいときは、砂を適量補い、よく切り返しながら粘土の小塊を砕

きつつよく混ぜ合わせた。

材料

壁土 淡路中塗り土
スサ まるなかすさ

②むら直し・下塗り 2 回目

むら直し

むら直し塗りは全体が十分に乾燥した後、下塗り土を用いてむらなく壁厚を整えた。

③中塗り

むら直しが十分乾燥した後、ちり廻りを正しく、むらなく塗り付け平滑に鏝押えした。

材料

壁土 淡路中塗り土
スサ ひだしすさ

漆喰塗り

①練り混ぜ

練り混ぜは水で硬練りし、24 時間以上置いた。使用時は適度に加水し、よく練って使用した。

②下付け

鏝を縦横に運んで、土壁に漆喰材を厚さ 2mm 程度十分にすり込んだ。また、ひび割れが発生した箇所はむら直しを行った。

③上付け

下付け又はむら直しが半乾燥状態で水引き具合を見計らい、上付けは塗厚 1mm 程度とした。

材料

漆喰 調合漆喰

漆喰壁補修

漆喰壁が剥離している箇所は漆喰を剥ぎ取り既設下地を同材で補修した。内部の既設漆喰壁は、あらかじめ接着剤を塗布した上で漆喰を下付け、上付けし、外部については現状が合成樹脂塗装仕上げに改修されていたことから、同塗装で仕上げた。



写真 2-4-57 既存の木舞壁



写真 2-4-58 木舞補修作業中



写真 2-4-59 下塗り (荒壁)



写真 2-4-60 下塗り (荒壁)



写真 2-4-61 下塗り (2回目)



写真 2-4-62 中塗り



写真 2-4-63 構造用合板下地



写真 2-4-64 構造用合板下地土壁塗り



写真 2-4-65 漆喰 下付け



写真 2-4-66 漆喰 上付け

(9) 建具工事

既設建具

既設の建具は、大きな損傷が無い限りは当初材又は中古材としてそのまま再利用した。ただし、組子の破損や建具の割れ部分は修理した。金物は調整を行い、建て付けが悪い箇所は補修を行った。

材料

組子	中古材（秋田杉）
その他木部	中古材（秋田杉）
飛散防止フィルム	透明粘着シート

金物

既設の金物は動作調整を行い、再利用した。新設する金物は監督職員の承諾を得て施工した。

硝子

硝子は大きなひび割れ箇所のみ取替えた。硝子押えは硝子交換後、既設押縁を再利用した。腐食が著しく再使用できないものは同寸法に加工した杉材を用いて釘留めした。欄間の硝子には、地震時の割れによる飛散を防止するために透明フィルムを貼り付けた。

建具修理

破損箇所の繕いは既設と同材種とし、板目も可能な限り周囲に合わせて施工した。接着剤は一般工作用接着剤を使用した。建具は旧位置に取付け、擦り減った棧には矧ぎ木などを施して建て付け調整した。

新設建具

外部建具は杉の新材とし、既設建具に準じて塗装した。非公開部分の内部建具は化粧合板等で製作した。金物は監督職員の承諾を得て施工した。



写真 2-4-67 組子補修



写真 2-4-68 組子補修

(10) 塗装工事

養生

既設物や残存物に塗料が付着するおそれがある場合は周辺の養生を行った。

素地ごしらえ

素地に損傷を与えないよう注意をしながら、既存塗膜の脆弱部分の除去を行った。ラスタースタリ等を用いて汚れ・付着物を除去し、ひび割れ部や木部の穴埋め等の処理も行った。

塗装

既設部材の塗装調査を行い、調査結果に基づいた塗色で塗替えを行った。洋室(1)の腰板の樫突板合板は反りを防止する目的で両面に塗装を施した。

雨染み抜き

展望台の展望部分が経年の雨染みにより黒ずんでいたことから、天井、壁の杉板にあく汚れ落とし剤を塗り付け後に拭き取りを行い、汚れを落とした。その他の雨染み部分については、部分的に白木あく洗いすることによる色むらを避けるため、塵を落とした後に水拭きを行った。

塗装箇所と材料

塗装箇所	材料
軒天井、垂木、隅木	木材保護塗装（浸透）
外壁面木部、外部面建具	木材保護塗装（浸透）
外部漆喰	合成樹脂エマルジョンペイント
外部柱包み板、格子、鉄骨見掛面	合成樹脂調合ペイント
化粧垂木小口	木材保護塗装（造膜）
内壁腰板補修部、洋室腰板	オイルステイン
内部面建具補修部	オイルステイン
一般に公開しないエリア内部木部	クリアラッカー塗り
洋室見切り材	オイルステイン
新規建具枠	外部：木材保護塗装 内部：オイルステイン



写真 2-4-69 あく汚れ落とし



写真 2-4-70 外壁塗装作業中

(11) 内装工事

洋室 (1)

解体調査の結果、過去の改修で表面に張られていたプリント合板の下に3色で彩られた樺合板の腰板を確認できたが、保存状態が悪く再利用が不可能であったため、樺合板の新材で復原した。

1階非公開部分（管理人室、台所、ホール (2)、便所 (3)、物入）

非公開部分は、一部にグラスウールの断熱を施した上で、床・壁・天井共新建材である化粧石膏ボードやビニルクロス、化粧合板フローアで改修し、常駐する管理人の執務環境を改善した。



写真 2-4-71 腰壁取付け作業中



写真 2-4-72 断熱材施工

(12) 機械設備工事

衛生設備

既設の便器、手洗い等は再利用し、建物内の給水・排水管、水抜き栓を更新した。凍結を防ぐため、給水管にはヒーターを巻き、グラスウールで保温した。

暖房設備

既設のFF式温風暖房機は再利用し、建物内の油配管を更新した。

換気設備

管理人室に常時用換気扇を設置した。



写真 2-4-73 凍結防止ヒーター



写真 2-4-74 断熱保温

(13) 電気設備工事

配線ルートや器具取付け位置、色については、建物の意匠を損ねないように配慮して施工した。

電灯設備

敷地内の外灯以外の電線及び配管は、引込開閉器盤から建物までの埋設部を含む建物全体を更新した。

非公開部分以外の既設の照明器具は、大きな損傷や電気系統の故障が無い限りは当初材又は中古材として、一部を除きそのまま再利用した。更新した照明器具は既設の照明器具の類似品を選定した上で、全てLEDとした。

自動火災報知設備

消防法による設置が必要な建物であり、耐震改修工事に併せて新設した。



写真 2-4-75 埋設配管



写真 2-4-76 室内配管



写真 2-4-77 照明配線カバー

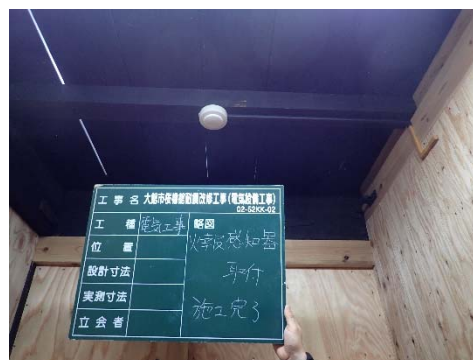


写真 2-4-78 火報配線カバー



写真 2-4-79 器具再利用

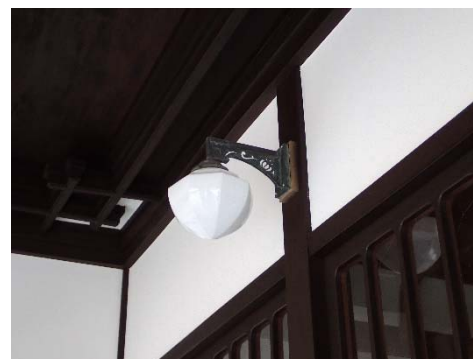


写真 2-4-80 器具再利用

第3章 調査事項

第1節 改修前の状況

1. 建物現況調査及び解体調査の結果

(1) 基礎及び床組

移築した際に設置された鉄筋コンクリート造の布基礎。立ち上がり部分の幅は150mmで、フーチング幅は500～600mm程度であった。

換気口および人通口が設けられていたが、後から削り取って設けられているものが多く、周囲に損傷が見られ、また鉄筋が露出した状態になっている箇所も見られた。

基礎の天端はモルタルで調整された所があるものの、土台と隙間が空いている所も見られ、その隙間に板などを挟んでいる箇所もあった。土台は120mm角が用いられており、基礎とはアンカーボルトでつながれていなかった。土台上面が床などで塞がれている部分が多く、ナットを付けることが困難であったため、曳家した際に基礎の上に載せたままにしたと考えられる。

南側縁側部分の基礎に関してはコンクリートブロックで施工されているが、積み方がやや雑であり、応急的な感じがみられた。

大引きと束は最大一間（1,910mm）で設けられており、大引きの断面は一辺が120～150mmの角材である。根太は一辺が60～70mm程度の材が用いられていた。

縁側部分では、幅二尺（約600mm）程度の檜（ケヤキ）板が並べられており、半間間隔で根太を入れると共に、その間に一尺（約300mm）間隔で床の板幅に合わせて切断された根太が入れられており、さらに床板同士を引き寄せる金物が設置されていた。これらは床板の幅ぞりを抑えると共に、弾力性を持たせるための工夫と考えられる。

畳部分に関しては、幅120～180mm、厚さ20mm前後の床板が張られており、大引き、根太に釘留めされていた。



写真 3-1-1 床下の様子 (洋間)



写真 3-1-2 換気口



写真 3-1-3 人通口から生じたクラック



写真 3-1-4 南側縁側部分の基礎



写真 3-1-5 南側縁側部分の基礎（ホール側）



写真 3-1-6 土台、東石、東、大引



写真 3-1-7 縁側部分の根太と金物



写真 3-1-8 縁側床下の根太と金物

(2) 軸組

柱は基本的に120mm角の杉材が用いられている。鴨居は幅110mm×厚さ70mmまたは50mmであるが、ほとんどは長押（115mm×18mm）が重ねられている。

桁の断面は様々であるが、1階座敷部分の大梁を受ける桁は幅120mm、せいが300～360mm程度の大きな断面のものが用いられていた。



写真 3-1-9 1階和室柱・鴨居・長押



写真 3-1-10 同



写真 3-1-11 縁側の丸太柱



写真 3-1-12 1階和室柱頭と桁



写真 3-1-13 2階和室柱頭の桁と小屋組

(3) 小屋組

1階和室部分の小屋組は大梁の上に小屋束が立てられ、その上に母屋が載る基本的な和小屋である。一方で束同士を通し貫で繋げるのではなく、束を切り欠いた部分に貫板を嵌め込む形で留めており、施工の合理化が図られていた。これは昔の長押と同じ考え方であり、本建物においては小屋組みにおいて多用されていた。大梁は杉で幅が120～150mm、梁せいが300～400mm程度で、太鼓材が用いられていた。束は120mm角、母屋は幅120mm、せいが150～200mm程度であった。母屋は半間（955mm）間隔で渡されていた。

垂木は60～70mm角で、1/4間（472.5mm）毎に掛けられていた。また、大梁の間に大きく火打ち梁が掛けられており、断面は120mm角であった。

2階小屋組みも基本的には和小屋形式であるが、中央に展望台やそれにつながる通路などの架構が設けられていた。南側の小屋組みには上棟の際の飾り矢が付けられていた。

小屋組みの束をつなぐ貫板は、束を切り欠き嵌め込んだものとそのまま添えて留め付けているものがあった。

展望台の小屋組みは中央の梁に束が立てられ、それに載せられた棟木から四周に垂木が掛けられていた。



写真 3-1-14 1階和室小屋組



写真 3-1-15 1階和室の火打ち梁



写真 3-1-16 2階小屋組



写真 3-1-17 2階小屋組と飾り矢



写真 3-1-18 2階小屋組束に対する貫板



写真 3-1-19 同小屋組



写真 3-1-20 展望台小屋組



写真 3-1-21 同隅木とそれに掛かる垂木

(4) 壁

壁は差し込み貫に木と竹による木舞下地で構成された土塗り壁であった。2階には筋違いとなる斜材と木舞下地を組み合わせた土塗り壁を確認した。1階洋室は木舞下地の土塗り壁と過去に間柱と構造用合板に改修された壁に囲まれており、腰板の表面材を撤去すると三色に彩られた一尺（約300mm）角の突板が張られていた。1階北側、東側の外壁面は過去の改修で土壁が撤去されていた。昭和55年以降に改修された台所や浴室など北側の諸室は構造上主要な柱を用いず、間柱や頭つなぎなどを用いた簡易な下地でプリント合板張り等の壁となっていた。

外壁は土塗り壁に漆喰仕上げと板張りによる簾子（ササラコ）下見張りの仕上げであった。



写真 3-1-22 1階天井裏の木舞



写真 3-1-23 1階玄関壁の木舞



写真 3-1-24 2階縁側(5)の斜材と土壁



写真 3-1-25 2階縁側(5)の斜材



写真 3-1-26 洋室(1)北、東側壁面



写真 3-1-27 洋室(1)南側壁面



写真 3-1-28 洋室(1)腰壁



写真 3-1-29 洋室(1)腰壁



写真 3-1-30 1階台所東側外壁面



写真 3-1-31 1階台所北側外壁面



写真 3-1-32 1階ホール(2)壁下地



写真 3-1-33 1階浴室等壁下地



写真 3-1-34 下見板下地



写真 3-1-35 漆喰壁下地

(5) 天井

1階和室の竿縁天井はスパンが広いので吊り木が存在したが、その他の部屋では吊り木も野縁も設けられていなかった。

洋室は木下地を組み、土を塗り漆喰で仕上げていた。昭和55年以降に改修された台所などの北側の諸室では、野縁を組み、化粧石膏ボード仕上げとなっていた。



写真3-1-36 1階和室天井の吊り木



写真3-1-37 2階和室天井裏



写真3-1-38 洋室(1)天井の吊り木



写真3-1-39 洋室(1)天井の下地

(6) 屋根

表面の金属板を撤去したところ、過去の改修で金属板を3層から4層重ねており、建設当時は長さ240mm、厚さ1mm程度に鉋（ナタ）で割った杉柁で葺かれていたことを確認した。

野地板は杉の皮付き丸太を厚さ9～12mm程度に挽き釘留めされていたが、雨水の侵入により腐朽している箇所が多数見られ、広小舞や垂木の一部も腐朽していた。



写真3-1-40 展望台表面下地の金属板



写真3-1-41 展望台金属板下の杉柁葺き材



写真 3-1-42 野地板



写真 3-1-43 広小舞の腐朽

(7) 接合部

伝統的な木造建物においては、軸組の接合部について複雑な嵌合接合が用いられるが、昭和初期という年代において金物の活用もかなり一般的であったと考えられ、それらを併用することにより合理的な接合が用いられていた。

座敷における柱と鴨居などの接合においては、大入れでなくホゾ差し（+隠し釘）が用いられていた。

柱頭接合部においてもホゾ差しが用いられており、1階座敷の桁部分では込み栓が用いられていた。梁との接合において添え木により梁と柱を挟み込んで、釘留めしていた柱や長さを誤って隙間が空いていた柱が見られた。

桁と梁の接合部は兜あり掛けを羽子板金物によって補強しているものが見られた。また、火打梁もボルトにより接合されていた。段差を伴う横架材の簡易的な接合では、柱（束）に大入れにしてかすがいで留める方法なども見られた。本来柱や束に貫板を貫通させるところを、側面にあてがい、釘留めするなどの簡易的な方法がとられているものもあった。また、継手、仕口に帯金物を用いて補強していた。



写真 3-1-44 柱-桁(1階和室)



写真 3-1-45 2階床組部分の柱-梁



写真 3-1-46 柱-梁(2階和室)



写真 3-1-47 隙間が空いた柱-梁



写真 3-1-48 桁-梁(2階和室)



写真 3-1-49 火打ち梁



写真 3-1-50 大入れ・鉋による柱-横架材



写真 3-1-51 貫板の釘留め



写真 3-1-52 桁継手の帯金物補強



写真 3-1-53 柱-胴差仕口の帯金物補強



写真 3-1-54 羽子板金物



写真 3-1-55 梁上の羽子板のボルト頭

(8) その他

解体時の調査では、1階和室 (3)、和室 (4) やホール (2) の梁や鴨居の部分と2階床の間床下の水平方向に棒鋼を設置し、水平部材を繋いでいることが判明した。また、1階縁側(1)の小屋裏では幅広の部材と吊束を棒鋼で固定していることが確認できた。



写真 3-1-56 胴差に沿って棒鋼取付け



写真 3-1-57 梁に沿って棒鋼取付け



写真 3-1-58 2階床の間下の棒鋼



写真 3-1-59 縁側(1)の棒鋼

(9) 劣化状況

劣化の概況

築後 80 年以上が経過しているものの、材料自体についてはそれほどひどい劣化は見られなかった。一部外壁材は金属外装材に改修されており、屋根をはじめとする金属板なども目立った錆などは見られなかった。壁の漆喰は大きなクラックはほとんど見られず、板張り部分においても木材の腐朽などはほぼ見られなかった。一方で構造部分の劣化が進んでいた。

基礎および土台

基礎コンクリートに人道口などを後から設けており、鉄筋の切断やコンクリートにクラックを発生させて構造性能を低下させていた。また予備室東側の基礎にも外部から確認できるクラックが生じていた。

コア抜き試験においては、コンクリート強度が $10\text{N}/\text{mm}^2$ 程度と低く、また中性化がかなり進行しているとの結果であった。

床下は比較的湿度は低く、土台の腐朽や蟻害もほとんど見られなかったが、玄関と予備室には一部外部からの水の侵入に伴う腐朽がみられた。



写真 3-1-60 人通口のクラック



写真 3-1-61 予備室東側のクラック



写真 3-1-62 玄関西側の土台腐朽



写真 3-1-63 予備室南側の土台腐朽

柱の劣化

予備室の南東隅柱と洋室（1）の北東柱2本に腐朽が見られた。



写真 3-1-64 洋室（1）北東隅柱の腐朽



写真 3-1-65 洋室（1）北東柱の腐朽

柱の傾斜

1階玄関ホールに面した柱などが傾斜しており、襖、障子などの建具とズレが生じていた。

全体的に南側は東に傾いており、玄関、ホール付近での傾きが顕著である。傾斜は $1/100\text{rad}$ 程度であるが、建物全体が同じ方向に傾斜している。一方、仏間、前室付近では南側に向かって最大 $1/54\text{rad}$ の傾斜も見られた。

柱の傾斜の方向と傾斜角は図3-1-1に示す。

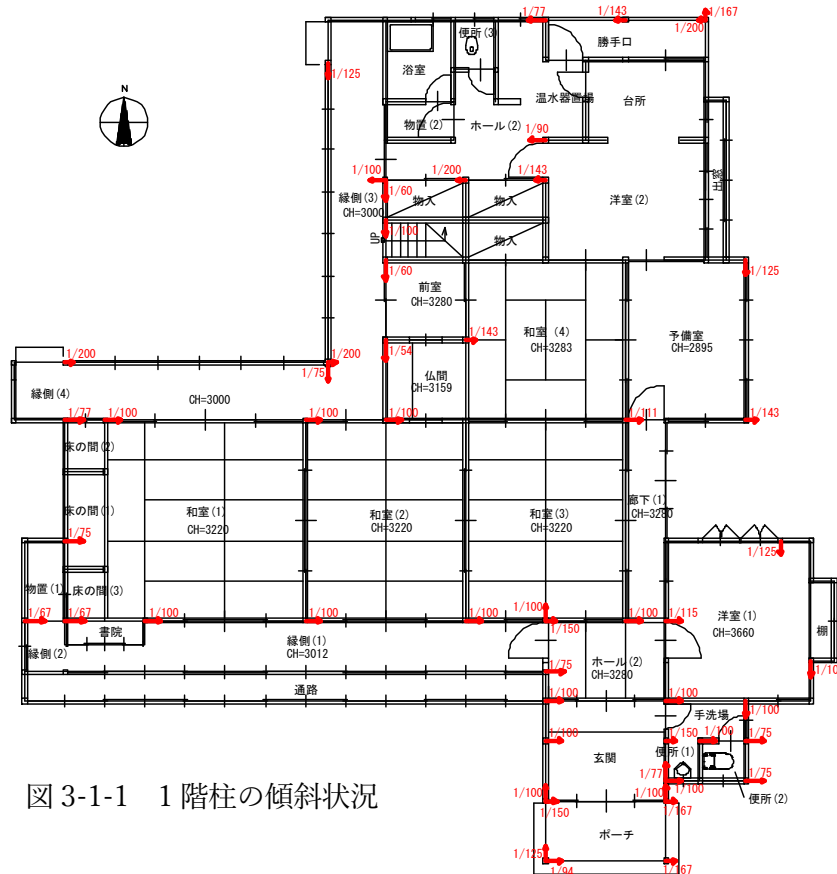


図 3-1-1 1階柱の傾斜状況

横架材の破損

1階和室(2)南側の胴差(幅 $150\text{mm} \times$ せい 400mm)中央部の下端が破損していた。

また、胴差と柱の仕口は一方がほぞ差しのみでもう一方はボルトで接合した簡易な取付け方法だったため、上部荷重を支えきれず、鴨居はたわみ、その真上である縁側(5)の床は西側に傾いていた。



写真 3-1-66 たわみ対策として鴨居下に補強した跡



写真 3-1-67 1階和室(2)南側の胴差



写真 3-1-68 胴差下端の割れ



写真 3-1-69 胴差と柱の仕口

横架材のたわみ

2階座敷東側の開口部において、鴨居にたわみが生じており、欄間にゆがみが生じていた。南側座敷の東側開口部の欄間においては、建物のゆがみにより格子が変形していた。東側座敷廊下部分では束と鴨居の間に5mm程度の隙間が生じ、たわんでいる様子が確認できた。



写真 3-1-70 東側開口部の欄間



写真 3-1-71 束と鴨居の隙間

その他の劣化

軒、庇の垂木などにクマバチと思われる穿孔が見られた。



写真 3-1-72 垂木の穿孔

(10) 設備

天井裏の電気配線は碍子で取付けられており、玄関や廊下、洋室(1)等の照明スイッチ用の配線は土壁内に配線されていた。



写真 3-1-73 天井裏の配線状況



写真 3-1-74 壁内の配線状況

第2節 平面の変遷

1. 昭和8年（当初）

設計図や竣工図、写真などの史料が現存していないため、不明である。

2. 昭和55年（移築前）

曳家工事の際に撮影した写真があり、移築前は1階北側に和室1室と東側に家族用玄関ポーチ（①）が張り出した建物であったことが確認できた。また、桜櫓館の西側には物置（②）と思われる建物と接していたと考えられる。

解体調査で移築前の柱や横架材の位置を確認した結果、1階北側の和室間仕切壁の痕跡は柱（③）と梁（④）に残っていた。また、浴室、便所、ホール（2）の梁・根太等が煤けており（⑤）、内部を仕切る壁の存在が確認できなかったことから1室で使用されていたと推察される。

3. 昭和55年（移築後）

曳家工事の写真から、移築後は1階北側の和室は減築（⑥）されたことが確認できた。

4. 改修前

移築してから現在に至るまで度重なる改修が行われている。東側の家族用玄関ポーチ（①）は解体され、家族用玄関と廊下の一部は予備室（洋室）に改修された。また、1階北側には洋室（2）、勝手口、台所、浴室、便所を設け、2階西側の階段脇は便所に改修されていた。

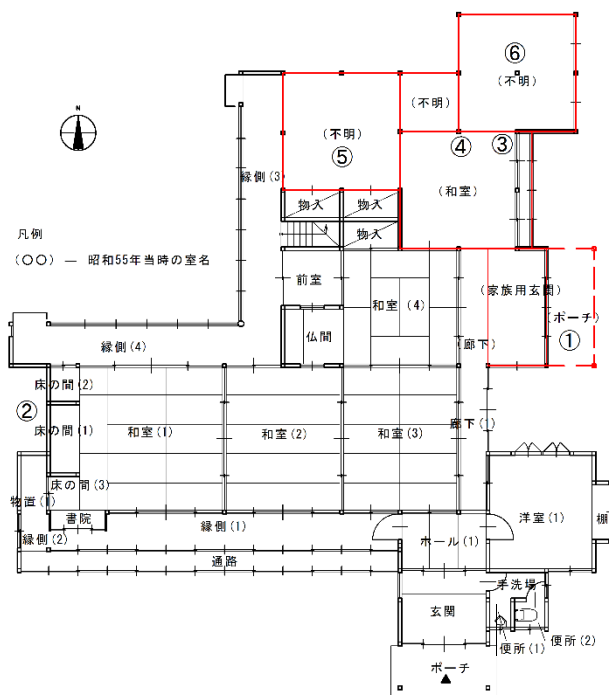


図3-2-1 昭和55年（移築前）
1階平面図

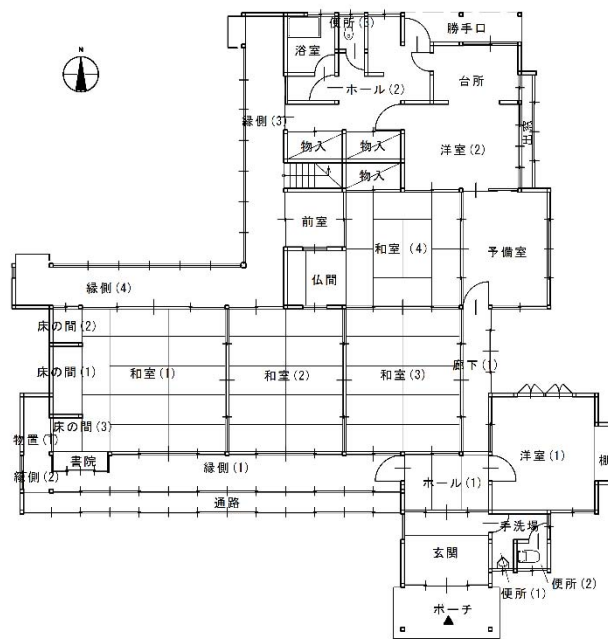


図3-2-2 改修前
1階平面図



写真 3-2-1 ①東側から見る家族
玄関ポーチと北側和室



写真 3-2-2 ②南側から見る桜櫓館西側
の物置



写真 3-2-3 ③柱貫穴の跡



写真 3-2-4 ③梁ホゾ穴の跡



写真 3-2-5 ⑤梁、2階根太等



写真 3-2-6 ⑥東側から見た北側
和室の減築

第4章 現状変更

第1節 現状変更

(1) 建物の平面形式を昭和55年移築後当時に整備

外観は曳家工事の写真を基に整備し、不明確なものは現状のままとした。ただし、1階浴室や2階便所等の非公開部分については、今後の維持管理に必要な用途に改修した。

1) 付属物置等を撤去

移築後に増築された屋外の木造付属建物は全て撤去した。

2) 1階非公開部分を改修

浴室と脱衣室を物置に改修し、外部に片開き戸を設けた。また、物入を襖置場に改修した。洋室(2)は管理人室に改修し、自動火災報知設備の火災受信盤や全室の照明スイッチなどを設置した。

3) 2階非公開部分を改修

アルミサッシ窓を撤去し、壁を新設した。用途を便所から物置に変更した。

(2) 屋根を平葺きに整備

耐震補強工事に伴い、屋根の葺き替えが必要となったことから、建設当時から施工可能であった平葺き(一文字葺き)に葺き替えた。なお、解体調査で建設当時は杉桁葺きの屋根であったことが判明したが、復原せず記録にとどめた。

(3) 外観の整備

曳家工事の写真を基に整備し、不明確なものは現状のままとした。ただし、1階北側については、今後の維持管理に必要な出入り戸を設置し、庇は改修した。

1) 金属外壁材を改修

移築後に施工された金属製の外壁材を撤去し、杉板下見板張りに改修した。

2) 金属製建具を木製建具に改修

移築後に施工された金属製建具を撤去し、木製建具を設置した。

3) 1階北側の庇を整備

金属製の外壁材撤去に伴い、既設の庇を撤去し、杉材の持ち送りや梁で新たな庇を整備した。

(4) 内部の整備

解体調査で建設当時の形態が判明したものは復原対象とし、不明確なものは現状のままとした。ただし、1階浴室や2階便所等の非公開部分については、今後の維持管理に適した内装に整備した。

1) 洋室 (1) の腰壁の復原

腰壁の仕上げが三色に彩られた一尺 (約 300mm) 角の突板張りであったことが判明したことから、樺突板合板に塗装を施し、復原した。

2) 1 階北側一部天井面の復原

内装材を撤去したところ、1 階北側のホール (2) 周囲の梁や 2 階根太、床板が煤けていたことから、その部分の天井は内装材で覆わず、当時の痕跡を残した。

3) 床仕上げの変更

便所 2 や手洗場、予備室など化粧合板材に修繕されていた床材は、無垢フローリング材等に整備した。また、2 階の納戸 (1) は化粧合板材を撤去し、当時の床材を表した。

4) 廊下、階段の扉を撤去

ホール (1)、廊下 (1)、階段に取付けられていた片開き扉は、丁番や枠材から中古材と判断し、撤去した。撤去した扉の一部は、ホール (2) に再利用した。

(5) 防災、活用、構造の整備

防災、活用、構造上必要な整備を行った。

1) 自動火災報知設備の新設

消防法により自動火災報知設備の設置が必要となり新設した。

2) 電気設備等の更新及び増設

分電盤や配線などの電気設備が耐用年数を経過しており、漏電等を防止するために更新した。また、暖房機器や維持管理に必要な電源供給用コンセントを増設した。

3) 水回りの凍結防止対策

便器や手洗い器には凍結防止ヒーターを巻き、グラスウールで保温を施した。

4) 耐震補強

貸館及び見学施設として利活用するために、令和元年度に実施した耐震診断及び耐震改修実施設計に基づき、耐震補強を行った。補強方法は構造特性を見極めた上で、容易性、経済性を考慮した。また、文化財的価値である意匠を損ねないよう補強部分の復旧には配慮した。

第5章 耐震診断及び耐震補強方法

第1節 補強計画概要

1. 耐震診断の経緯と検討方針

平成29年3月に認定を受けた「大館市歴史的風致維持向上計画」に基づき、市民や来訪者が安全に建造物を見学できる環境整備や多様な利用を促進するために平成30年度に建物調査を行ったところ、「建物の劣化は少ないが、耐力要素（壁量や基礎との緊結）に問題があるため、不特定多数の利用が前提ならば耐震診断で安全を確認し、適切な補強を行う必要がある。」と判定された。この結果から耐震性の評価方法については、文化財の価値である建築様式や意匠を損なわない計画を行うため、基準法の仕様規定が適用されない限界耐力計算で柔軟な検証を行うこととした。

令和元年度には前年度の建物調査結果を基に『重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要領』（文化庁保護部 平成24年6月改正）の安全確保水準の確保を目標に定め、耐震診断と補強案を計画し、一般財団法人日本建築構造技術者協会の耐震診断・補強判定委員会における検討の結果、既存建築物の耐震診断及び耐震改修計画が「建築物の耐震改修の促進に関する法律（平成7年法律第123号、改正平成25年法律第20号）」及び同法第4条の規定に基づく「建築物の耐震診断及び耐震改修の促進を図るための基本的方針（平成18年国土交通省告示第184号）」の「（別添）建築物の耐震診断及び耐震改修の実施について技術上の指針となるべき事項」に照らし、妥当であると判定された。

補強計画の方針は、現状の建物が耐力不足であることが判明したことから、補強壁の設置により耐力の増加を図るとともに、バランスの良い配置をするよう留意した。

以上の計画を元に同年度に実施設計を行い、令和2年度に補強工事を実施した。

2. 建物の構造的な特徴

耐震診断で検討した際の構造的な特徴であり、第3章 調査事項の第1節 改修前の状況から抜粋した内容である。

（1）基礎

基礎は昭和55年の移築の際に設置された鉄筋コンクリート造のものであり、立ち上がり部分の幅は150mm、布基礎幅は500～600mm程度。換気口等が設けられていた。

土台は120mm角が用いられており、基礎とはアンカーボルトで接合されていない。

コンクリート強度は、コア抜き試験より10N/mm²程度を確認した。鉄筋間隔は鉄筋探査より300mm程度であった。鉄筋径は露出している鉄筋を計測しD10と判断した。

（2）軸組

柱は120mm角の杉材。鴨居は110×50～70mmであるが、ほとんどは長押（115×18mm）が重ねられている。1階和室部分の大梁を受ける桁は幅120×300～360mm程度の大きな断面である。

（3）小屋組

1階和室部分の小屋組は基本的な和小屋である。大梁は150～200×300～400mm程

度で太鼓材（樹種は杉）が用いられている。束は120mm角、母屋は120×150～200mm程度で、半間(955mm)間隔で渡されている。垂木は60～70mm角で1/4間(472.5mm)毎に掛けられていた。また、大梁の間に大きく火打ち梁(120mm角程度)が掛けられていた。

2階小屋組も和小屋形式で、中央に展望台や通路などの架構が設けられていた。展望台の小屋組は中央の梁に束が立てられ、その束に載せられた棟木から四周に垂木が掛けられていた。小屋の野地板は耳付きの背板張られていた。

(4) 壁

壁は大部分が土塗り壁であるが、和室部分は床の間及び仏間部分のみに壁が設けられていた。垂れ壁はあるものの、欄間の開口が開いている状態である。玄関ホール、洋室、食堂及び台所等は壁があるが、北側の諸室は仕上げが変えられている。

外壁は基本的に土塗り壁（漆喰仕上）と板張りによる簷子（ササラコ）下見張りの仕上げであり、一部金属板の仕上げとなっている。

(5) 床及び屋根

畳部分は幅120～180mm、厚さ20mm前後の床板が張られており、大引及び根太に釘留めされていた。屋根は金属板仕上げである。

(6) 接合部

軸組の接合部は、和室における柱一鴨居接合部は隙間からの状況より「ホゾ差し（＋隠し釘）」、柱頭接合部もホゾ差し、1階和室の桁部分では込栓が用いられていた。

桁一梁の接合部は兜掛けを羽子板金物によって補強していた。火打ち梁の接合部はボルトにより接合していた。

横架材の簡易的な接合では、大入れにして鍔（カスガイ）で留めていた。また、継手、仕口に帯金物で補強しているものもあった。

第2節 仮定荷重の算定

建物の調査結果を基に、屋根及び床、壁の仕様により、建物の荷重及び地震力等を次頁のとおり算定した。

1. 設計用荷重

設計用荷重を次のとおり算定した。

DL：固定荷重 LL：積載荷重 TL：設計用荷重で $TL = DL + LL$

屋根の荷重は水平投影面に対する荷重とした。

a. 床荷重

名称	DL [N/m ²]		積雪あり		積雪なし	
			LL [N/m ²]	TL [N/m ²]	LL [N/m ²]	TL [N/m ²]
展望台屋根	830	S	4270	5100	0	830
		R	2990	3820	0	830
		E	1490	2320	0	830
2階屋根	860	S	3580	4440	0	860
		R	2510	3370	0	860
		E	1250	2110	0	860
納戸(1)(2)屋根	840	S	4280	5120	0	840
		R	3000	3840	0	840
		E	1500	2340	0	840
物置(3)屋根	960	S	3580	4540	0	960
		R	2510	3470	0	960
		E	1250	2210	0	960
ポーチ屋根	830	S	4280	5110	0	830
		R	3000	3830	0	830
		E	1500	2330	0	830
洋室(1)屋根	930	S	2780	3710	0	930
		R	1950	2880	0	930
		E	970	1900	0	930
洋室(2)、予備室屋根	820	S	4140	4960	0	820
		R	2900	3720	0	820
		E	1450	2270	0	820
縁側(3)(4)屋根	810	S	4280	5090	0	810
		R	3000	3810	0	810
		E	1500	2310	0	810
和室(1)(2)屋根	850	S	3740	4590	0	850
		R	2610	3460	0	850
		E	1310	2160	0	850
縁側(1)屋根	830	S	4020	4850	0	830
		R	2810	3640	0	830
		E	1410	2240	0	830
展望台、2階床	770	S	1800	2570	「積雪あり」に同じ	
		R	1300	2070		
		E	600	1370		
名称	DL [N/m ²]		積雪あり		積雪なし	
1階床	170	S	2900	3070	「積雪あり」に同じ	
		R	1800	1970		
		E	800	970		

b. 壁荷重、軸組等の荷重

名称	DL [N/m ²]
しっくい仕上	1100
陶器質タイル仕上	1680
軸組	100
小屋組	150

2. 風荷重

秋田県大館市の基準風速 32[m/s]

地表面粗度区分 III

風力係数 Cf の算定は下式による。

$$\text{風上側の風力係数 } n_{Cpe} = 0.8 * nkz$$

$$\text{風下側の風力係数 } n_{Cpi} = -0.40$$

$$\text{建築物の風力係数 } n_{Cf} = n_{Cpe} - n_{Cpi} = 0.8 \times nkz + 0.40$$

a. 各部の風荷重

建築物の高さ=11.680 [m] 軒の高さ=7.995 [m]

建築物の高さと軒の高さの平均 H[m]=9.84 ガスト影響係数 Gf=2.50

高さ方向の分布係数 Er=0.79 周辺の影響係数 E=1.57

速度圧 q=962 [N/m²]

建物の風荷重

位置	地盤面から の高さZ [m]	高さ方向の 低減係数 nkz	風力係数			風荷重
			nCpe	nCpi	nCf	nCf × q [N/m ²]
最高高さ	11.680	1.07	0.86	-0.40	1.26	1209
軒の高さ	7.995	1.00	0.80	-0.40	1.20	1154
2階中間	6.295	0.84	0.67	-0.40	1.07	1028
5.0[m]以下	5.000	0.76	0.61	-0.40	1.01	972

b. 風圧力の算定

以下に示す見付面積と a で算定した風荷重を用いて下式により設計用風圧力を算定する。

設計用風圧力は令 82 条の 5 に規定する極めて稀に発生する最大級の風圧力とする。

$$\text{各部の風圧力 } W_w = A \times n_{q0}$$

ただし n_{q0} は風荷重の平均値を示す。

$$\text{稀に発生する風圧力 } Q_w = \sum W_w$$

$$\text{極めて稀に発生する風圧力 } Q_w' = 1.6 \times Q_w$$

X方向の風圧力

階	見付面積 A [m ²]	風荷重 n _{q0} [N/m ²]	風圧力 W _w [kN]	設計用風圧力	
				Q _w [kN]	Q _w ' [kN]
2	19.084	1182	22.55	47.05	75.27
	22.454	1091	24.50		
1	24.246	1000	24.25	116.56	186.50
	46.580	972	45.27		

Y方向の風圧力

階	見付面積 A [m ²]	風荷重 nq ₀ [N/m ²]	風圧力 W _w [kN]	設計用風圧力	
				Q _w [kN]	Q _w ' [kN]
2	10.463	1182	12.36	27.03	43.24
	13.441	1091	14.66		
1	21.362	1000	21.36	91.07	145.71
	43.916	972	42.68		

3. 地震力

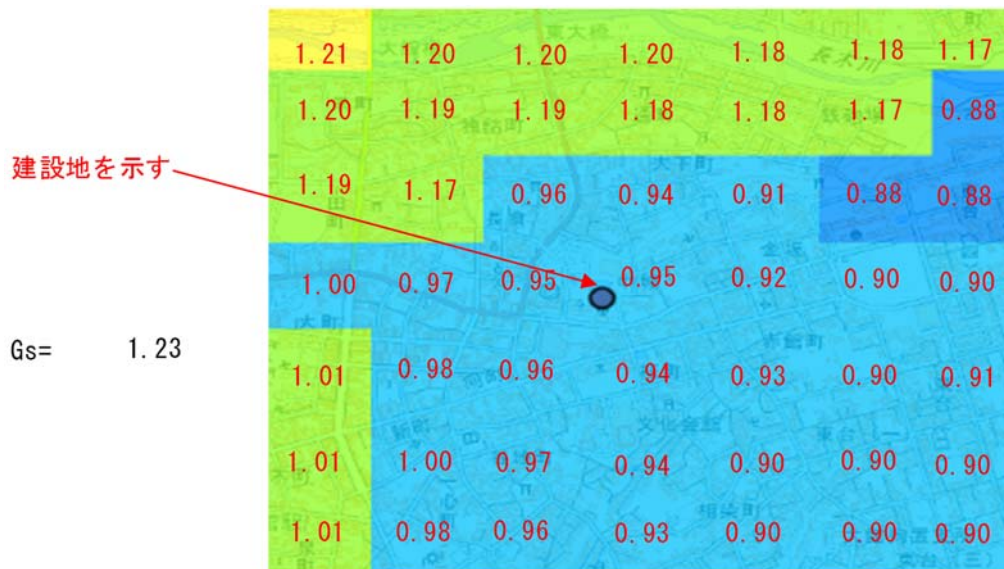
地震地域係数 $Z = 0.9$ (秋田県)

表層地盤による加速度の増幅率

表層地盤による加速度の増幅率 G_s は「国立研究開発法人防災科学研究所」の地震ハザードステーション J-SHIS の値を参照する。

敷地周囲の G_s は 0.95 程度であるが建告第 1457 号第 10 によると「建築物の安全限界時の G_s が 1.23 を下回るときは 1.23 とすること」と規定されている。

本建物の公共性を考慮し以下の値を採用する。



4. 地震力算定用重量の算定

展望台は寄棟屋根の一部と考えられるため軒高より上部は、水平構面である屋根面で固められて同一の変形をされると考えられる。したがって、建物のモデル化は2層の建物とする。なお、2階部分の検討用階高は軒高より重量の相加平均により算定する。

地震力算定用重量の算定は「積雪あり」と「積雪なし」の場合について検討を行う。次頁に算定結果を示す。

【算定結果】

「積雪あり」の場合

部位	ΣW [kN]	W'_n [kN]	W_n [kN]
展望台壁より上部の重量	57.1	57.1	
軒高より上部の重量	211.5	272.5	
2階上部壁の重量	61.0		1081.7
2階下部壁の重量	73.6		
2階床、1階屋根の重量	717.1		
1階上部壁の重量	291.0	1081.7	1081.7

「積雪なし」の場合

部位	ΣW [kN]	W'_n [kN]	W_n [kN]
展望台壁より上部の重量	32.7	32.7	
軒高より上部の重量	98.6	159.6	
2階上部壁の重量	61.0		714.4
2階下部壁の重量	73.6		
2階床、1階屋根の重量	349.8		
1階上部壁の重量	291.0	714.4	714.4

第3節 架構のモデル化

現状建物は等価線形化法に基づき、建物の固有周期に対して、地震動がどの程度の揺れの強さを生じさせるのか分かりやすくグラフ化したものを用いて地震時の最大変形を求め、応答値が限界変形に収まっているかを検証した。

検証するにあたり、当該地における地震、等価線形モデルの考え方等は次のとおりである。(耐震診断報告書より抜粋)

1. 当該地における地震

等価線形化モデルによる検討では、建設地に起こり得る地震の評価が重要である。地震の評価は以下の項目を用いて総合的に判断する。

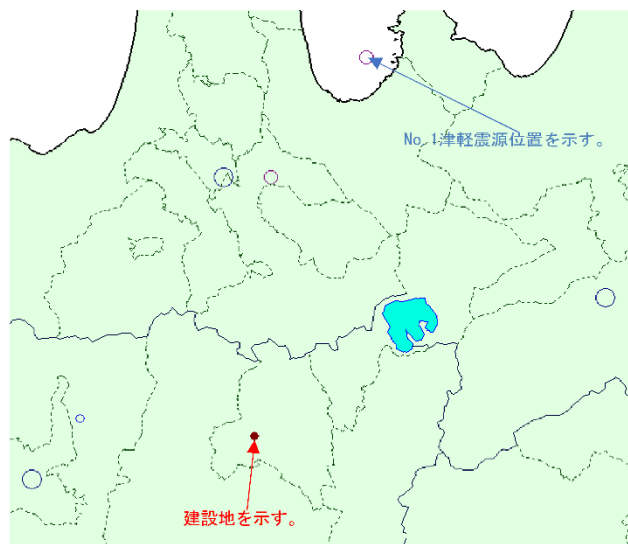
- ・ 歴史地震による被害
- ・ 活断層
- ・ 地盤の液化化
- ・ 地盤の加速度増幅率 G_s

(1) 歴史地震による被害

建設地の過去400年の歴史地震データベースを基にマグニチュード6以上の最大地震を検索した。距離減衰式は金井（速度）式を採用した。下表に結果を示す。

No.	発生年月日	地震名	緯度	経度	地震	震央	震源	震源	最大値
			[°]	[°]	規模	距離	距離	深さ	
			[°]	[°]	[M]	[km]	[km]	[km]	[cm/s]
1	1766/3/8	津軽	40.70	140.50	7.25	47.89	49.71	13.31	6.54
2	1694/6/19	能代地方	40.20	140.10	7.00	40.43	41.87	10.86	5.80
3	1704/5/27	羽後・陸奥	40.40	140.00	7.00	50.15	51.31	10.86	4.41
4	1983/5/26	昭和58年日本海中部沖地震：秋田県沖	40.40	139.10	7.70	125.37	126.83	19.19	3.17
5	1902/1/30	三戸地方	40.50	141.30	7.00	67.30	68.17	10.86	2.96
6	1896/8/31	陸羽地震：秋田・岩手県境	39.50	140.70	7.20	86.45	87.39	12.78	2.74
7	1896/6/15	明治三陸地震津波：三陸沖	39.50	140.00	8.50	305.89	308.18	36.77	2.44
8	1914/3/15	秋田仙北地震：秋田県仙北郡	39.50	140.40	7.10	86.85	87.64	11.78	2.37
9	1793/2/8	西津軽	40.85	139.95	7.00	82.73	83.44	10.86	2.21
10	1856/8/23	日高・胆振・渡島・津軽・南部	41.00	142.25	7.50	163.83	164.64	16.31	1.60
11	1858/7/8	八戸・三戸	40.75	142.00	7.25	132.65	133.32	13.31	1.56
12	1939/5/1	男鹿地震：男鹿半島	40.10	139.95	6.80	92.75	93.21	9.23	1.42
13	1810/9/25	羽後	39.90	139.90	6.50	70.20	70.57	7.24	1.40
14	1763/1/29	陸奥八戸	41.00	142.25	7.40	163.83	164.52	15.04	1.39
15	1677/4/13	陸中	41.00	142.25	7.38	163.83	164.50	14.80	1.36
16	1763/3/11	陸奥八戸	41.00	142.00	7.25	145.81	146.42	13.31	1.35
17	1952/3/4	十勝沖地震：十勝沖	41.80	144.10	8.20	342.22	343.43	28.81	1.35
18	1968/5/16	1968年十勝沖地震：青森県東方沖	40.70	143.60	7.90	261.61	262.59	22.58	1.35
19	1833/12/7	羽前・羽後・越後・佐渡	38.90	139.25	7.50	189.65	190.36	16.31	1.28
20	1848/1/13	津軽	40.70	140.60	6.00	47.65	47.90	4.82	1.19

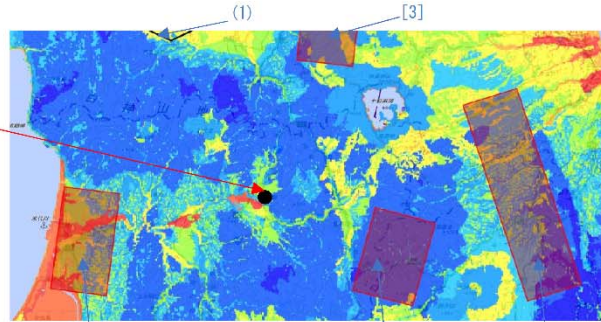
最大速度はNo1の1766/3/8発生の「津軽」で6.54[cm/s]であった。



(2) 活断層の種類

地震ハザードステーション(J-SHIS)による活断層の分布図を下図に示す。
 []内は主要活断層帯、()内はその他の活断層を示す。
 地震活動モデルを下表に示す。

建設地を示す。



主要活断層帯

No.	名称	マグニチュード [Mw]	確率 モデル	平均発生 間隔[年]	最新活動 時期[年前]	発生確率[%]	
						30年	50年
[1]	能代断層帯	6.6	BPT	2400.0	324.0	0.00	0.00
[2]	花輪東断層帯	6.5	ポアソン	4000.0	-	0.75	1.24
[3]	津軽山地西縁断層帯南部	6.6	不明	-	-	0.00	0.00
[4]	折爪断層	7.0	ポアソン	15000.0	-	0.20	0.33

その他の活断層

No.	名称	マグニチュード [Mw]	確率 モデル	平均発生 間隔[年]	最新活動 時期[年前]	発生確率[%]	
						30年	50年
(1)	岩木山南麓断層帯	6.6	ポアソン	3500.0	-	0.85	1.42

(3) 表層地盤による加速度の増幅率Gs

Gs=1.23とする。

(平12建告第1457号第10の精算法に該当)

(4) 液状化のおそれについての検証

「建築物の構造関係技術基準解説書2015（以下解説書）」によれば、地盤の加速度増幅率Gsを精算で求める場合、地盤の液状化の発生によって計算に支障が生じないことを確認しなければならない。判定基準は以下の通りである。

[A]最大加速度150galにおいて次の[a]を満足すること。

[B]最大加速度350galにおいて[a]. [b]. [c]. のいずれかを満足すること。

[a]. FL>1

[b]. Dcy≤5cm

[c]. PL≤5

検討の結果、液状化のおそれがないことを確認した。

以下に検討結果を示す。

検討条件は以下の通りである。

参照資料



大館市本庁舎敷地調査業務報告書(以下、報告書)

※桜櫓館隣地の地盤調査報告書である。

報告書では液状化の検討をNo. 2、No. 4及びNo. 5において検討を行っているが、桜櫓館北側に旧御堀の埋立部が存在しており、No. 5は旧御堀部分に該当する。桜櫓館西側のNo. 2及びNo. 4では旧御堀の痕跡は確認できないことから、No. 2とNo. 4の液状化検討結果を参照する。

設計加速度[gal]

200及び350

マグニチュード
細粒含有率FC

※判定[A]は200gal時の結果に対し行う。

7.5

試験値がない深度については各層の土質試験値を勘案して下表の値とした。

土層	Bn	As1	As2	As3
FC[%]	20.0	30.0	10.0	20.0

検討の結果、以下の事がわかった。

200[gal]	No. 2	FL<1 が存在する。
	No. 4	FL<1 が存在しない。
350[gal]	No. 2	Dcy による液状化の程度は軽微である。
	No. 4	Dcy による液状化の程度は軽微である。

200[gal]時に FL<1 となる地層は No. 2 では存在しているが、No. 4 では存在していないことから、FL<1 の地層が存在しているのは局所的であると考えられる。

また、350[gal]時に Dcy による液状化の程度が「軽微」であることから、液状化のおそれはないと判断する。

※「地盤変位略算値(Dcy)と液状化の程度の関係」及び「PL 値と液状化の危険度」の関係を下表に示す。

Dcy[cm]	液状化の程度	PL	液状化の危険度
0	なし	0	かなり低い
5 以下	軽微	5 以下	低い
5 を超え 10 以下	小	5 を超え 15 以下	高い
10 を超え 20 以下	中	15 を超える	極めて高い
20 を超え 40 以下	大		
40 を超える	甚大		

(5) 地震の評価

前項までの結果は以下の通りである。

- ・歴史地震の被害は最大速度で 6.54[cm/s]であった。
- ・敷地周囲の活断層による地震は 50 年発生確率が最大で 1.5%程度である。
- ・液状化のおそれはないと判断する。

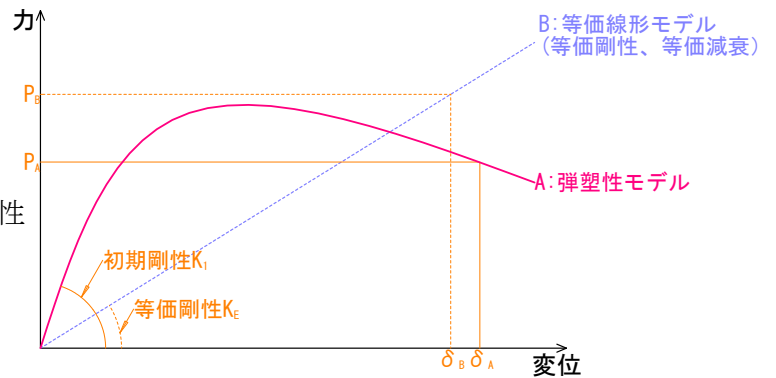
これらの結果より建設地の地震による被害は甚大とはならないと考える。

よって、地盤の加速度増幅率 $G_s=1.23$ (P51 参照)は妥当であると考ええる。

PL	液状化の危険度
0	かなり低い
5 以下	低い
5 を超え 15 以下	高い
15 を超える	極めて高い

2. 等価線形化モデルの考え方

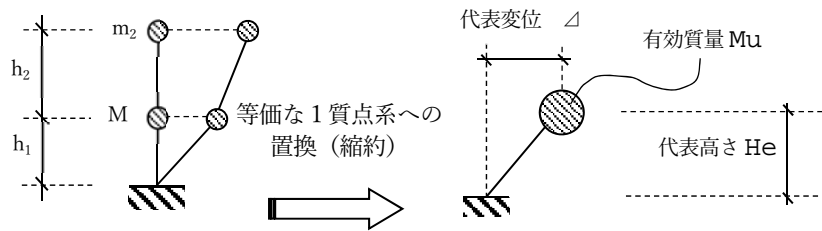
力と変位の関係が非線形性を示す構造物の弾塑性応答解析を、弾性応答解析に近似して行うもので、等価線形モデルでは、弾塑性復元力特性を基に等価な剛性 K_E (弾塑性モデルの初期剛性 K_1 より小) と等価な減衰 heq (弾塑性モデルの初期減衰 h_1 より大) に置き換える。(右図参照)



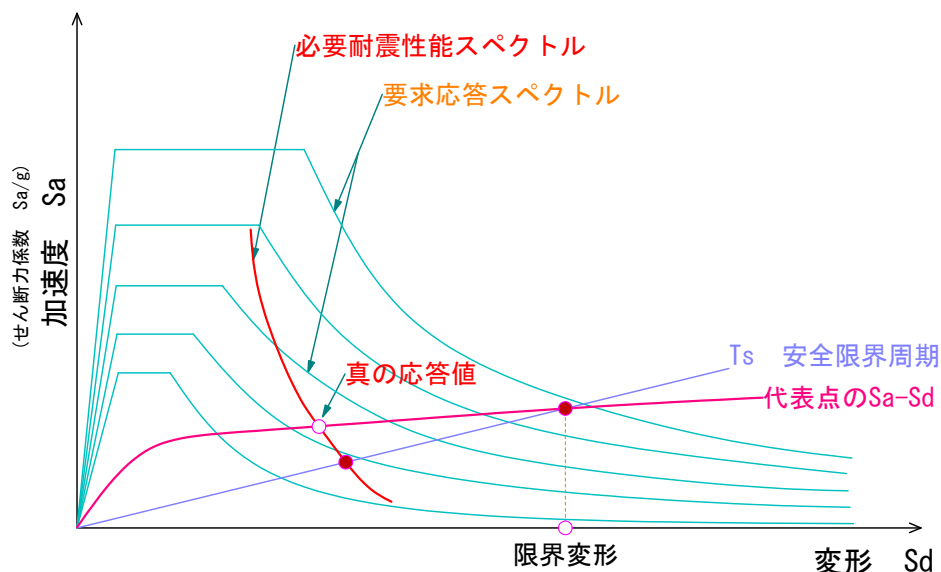
3. 変位増分法による耐震性能の評価

変位増分法による計算の流れは以下の通りである。

- (1) 弾性時の固有モードを基本とし、非線形性を考慮して変位を増分させることにより、各ステップで変形モードを求める。
- (2) 各ステップの変形モードを用いて等価な一質点系に置換(縮約)する(下図参照)。

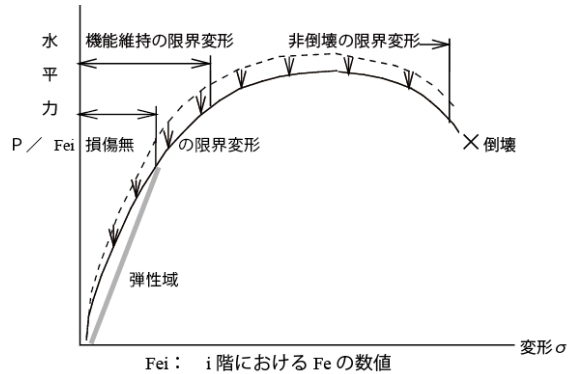


- (3) 各ステップの等価剛性 K_e 、等価周期 T_e 、減衰定数 h と加速度応答スペクトル S_A から一質点系の応答加速度を求める。
- (4) 各ステップにおける応答値の値を結んだ線と建物の復元力特性の交点が**真の応答値**(下図参照)となる。応答値は縮約した一質点系の値であるため、当該ステップの変形モードを用いて、各階の層間変形角及び剛性率を求める。
- (5) 各階の層間変形角が限界層間変形角(1/30)以下であることを確認する。



4. 荷重変形曲線の算出

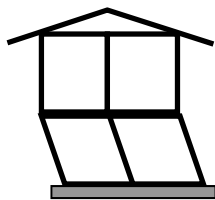
各階各方向毎に、耐震要素の効果の和から荷重変形曲線を求める。
このとき偏心の影響を考慮し、あらかじめ水平力を「各階の偏心率に応じて定まる割増係数 F_{ei} で除しておく（右図参照）。



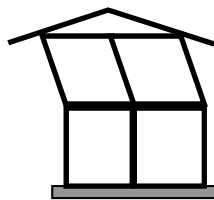
5. 等価線形化モデルによる変位増分法的前提条件

変位増分法によるモデル化は、「等価な一質点に置換が可能」であることが必須条件となる。したがって以下の条件を満足していることを確認する。

- (1) 床組は同一に動くものとする。なお立体解析モデルにより、水平構面の変形及び応力を算定し挙動を確認する。
- (2) 架構は、曲げ変形を見込まず、せん断変形卓越型とする。
- (3) 2階建ての場合、2階より1階が先に倒壊することを前提に計算式が組まれている。



(a)1階傾斜



(b)2階傾斜

(a)の1階傾斜を前提にしている。
(b)の変形性状の場合は前提条件に合致しないためNGとする。

- (4) 柱の抜け出しや水平移動はないものとする。

6. 判定基準

変位増分法の解析結果より、下記の条件を全て満足することを確認する。

- (1) 偏心率が 0.15 以下となっている。(Fe=1.00)
- (2) 極稀時の真の応答値が求められている。
- (3) 剛性率が 0.60 以上となっている。(Fs=1.00)
- (4) 応答時の変形性状が「1階先行破壊」となっている。(上記 d.3 参照)
- (5) 各階の層間変形角が限界変形角 ($1/30$ [rad]) 以下となっている。

なお上部構造評点 I_w は『伝統的な軸組構法を主体とした木造住宅・建築物の耐震性能評価・耐震補強マニュアル（第2版）平成26年4月』（JSCA 関西支部）に準じて

層間変形角が $1/15$ [rad]	$I_w=1.0$
層間変形角が $1/30$ [rad]以下	$I_w=1.5$
層間変形角が $1/15 \sim 1/30$ [rad]	上記の直線補間

とする。

以上のことから、判定が OK となるのは

- ・ 極稀時の真の応答値が求められている。
 - ・ 形状係数 $F_{es}=1.00$
 - ・ 応答時の変形性状が「1 階先行破壊」となっている。
 - ・ 上部構造評点 $I_w=1.5$
- を満足した場合である。

7. 積雪荷重に対する検討

建設地は令第 86 条に定める多雪区域に該当するため、「積雪あり」と「積雪なし」の場合について等価線形化法による検討を行う。「b. 等価線形化モデルの考え方」によれば、検討に必要な条件は以下の通りである。

- 1) 各階の質量
- 2) 各階の階高
- 3) 建物の荷重変形曲線

上記条件のうち、荷重に関する項目は「1) 各階の質量」である。したがって、「積雪あり」と「積雪なし」の場合では、地震力算定用重量を変えて検討する。

第4節 補強前の耐震性能確認

1. 検討方針

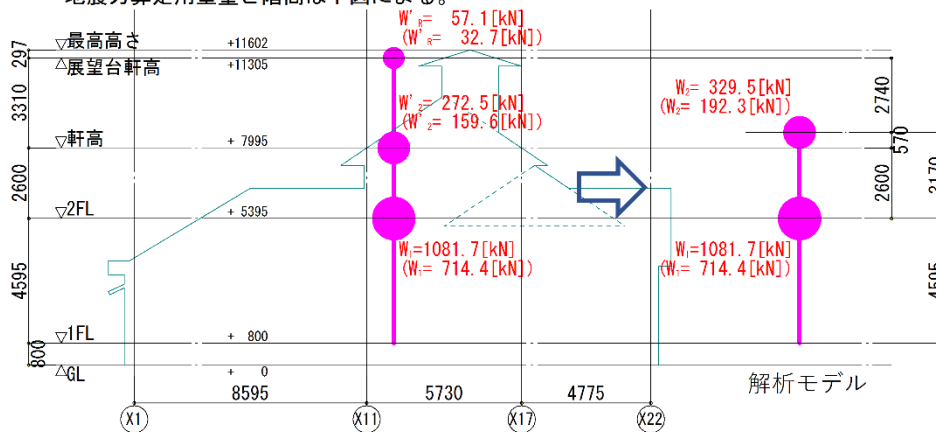
診断方針に基づき、耐震性能を評価した。
耐震性能の判定基準を以下に示す。

判定がOKとなるのは以下の条件を満足する場合とする。

- 1) 極稀時の真の応答値が求められている。
- 2) 形状係数 $F_{es}=1.00$
- 3) 応答時の変形性状が「1階先行破壊」となっている。
- 4) 上部構造評点 $I_w=1.5$ (層間変形角が $1/30$ [rad] 以下)

(1) 検討条件

等価線形化モデルによる変位増分法により耐震性能を評価する。
地震力算定用重量と階高は下図による。



※()内の数値は「積雪なし」の場合の値を示す。

表層地盤による加速度増幅率は1.23とする。

- ・耐力壁の復元力特性は、耐力壁の荷重変形曲線に壁長を乗じて算定する。
(種類は右表参照)

耐力壁の種類	
既存	土壁

偏心率算定用剛性は、1/120時耐力を採用するものとする。

等価線形化法による解析を行い、「等価な一質点に置換可能」であることを以下の条件で確認する。

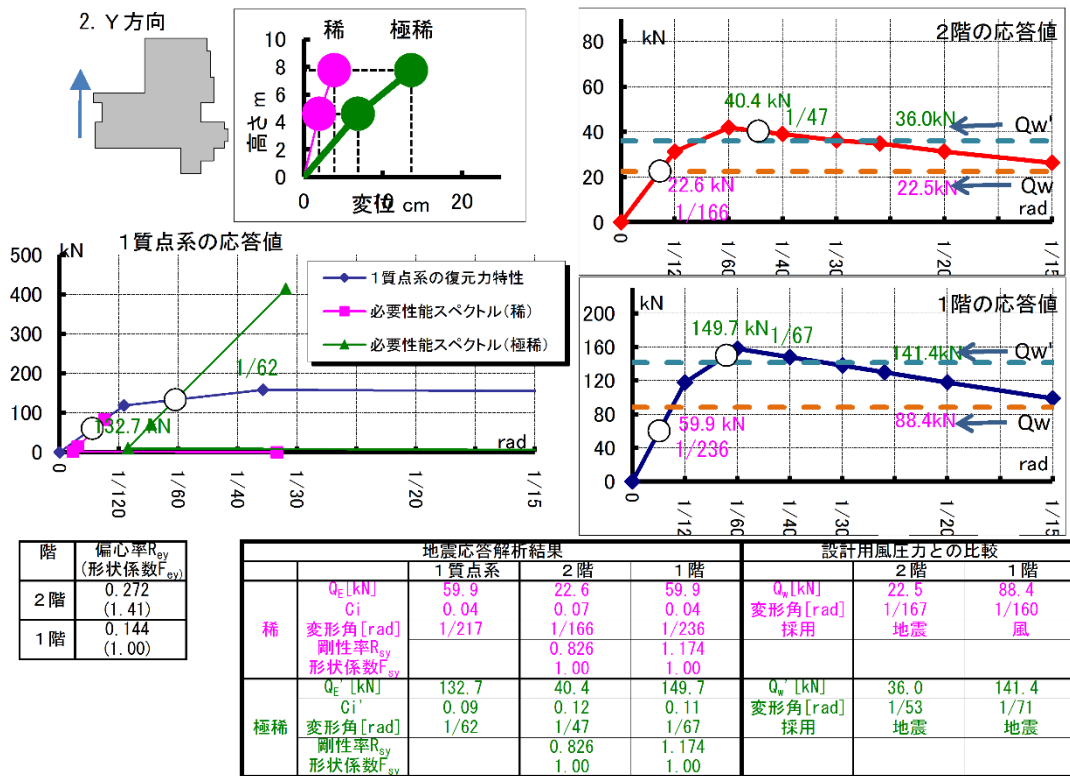
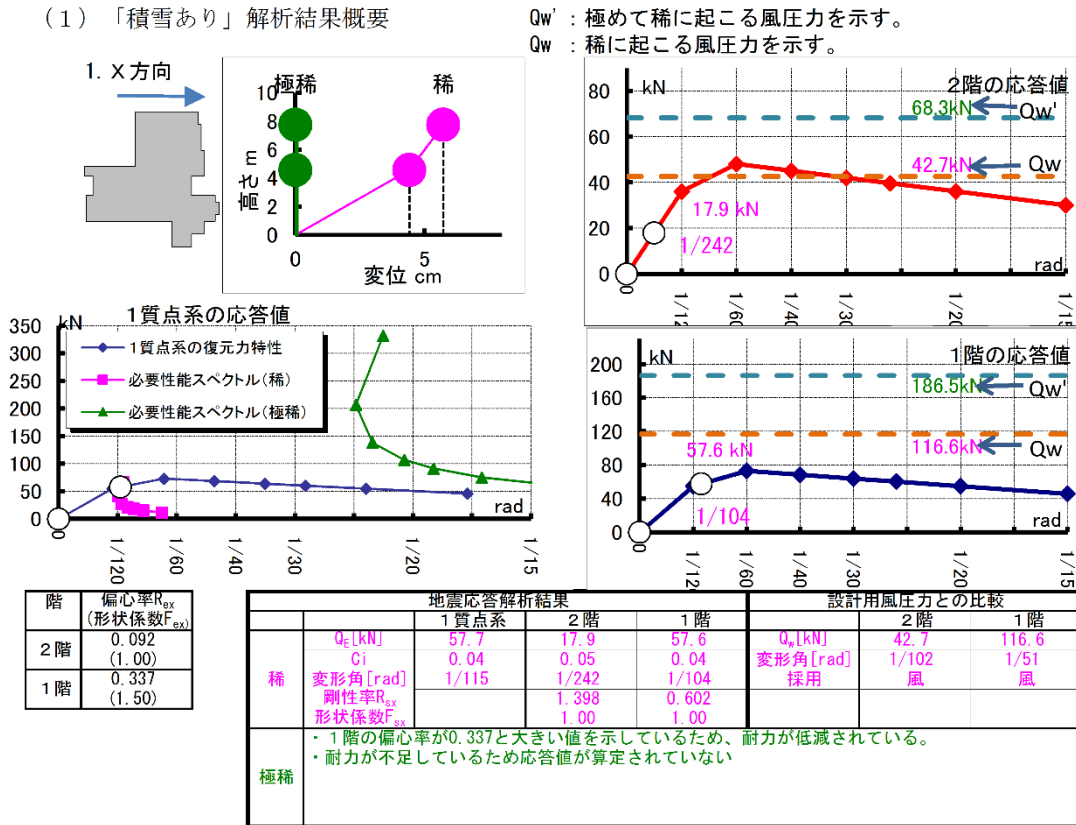
- ・偏心率が0.15以下である。
- ・応答変形角が $1/30$ 以下である。
- ・応答時の変形性状が1階先行破壊となっている。

地震応答せん断力と下表に示す風圧力を比較し大きいほうの値を立体解析用水平力とする。

方向	階	稀に発生する風圧力 [kN]	極稀に発生する風圧力 [kN]
X	2階	42.67	68.27
	1階	116.59	186.54
Y	2階	22.52	36.03
	1階	88.37	141.39

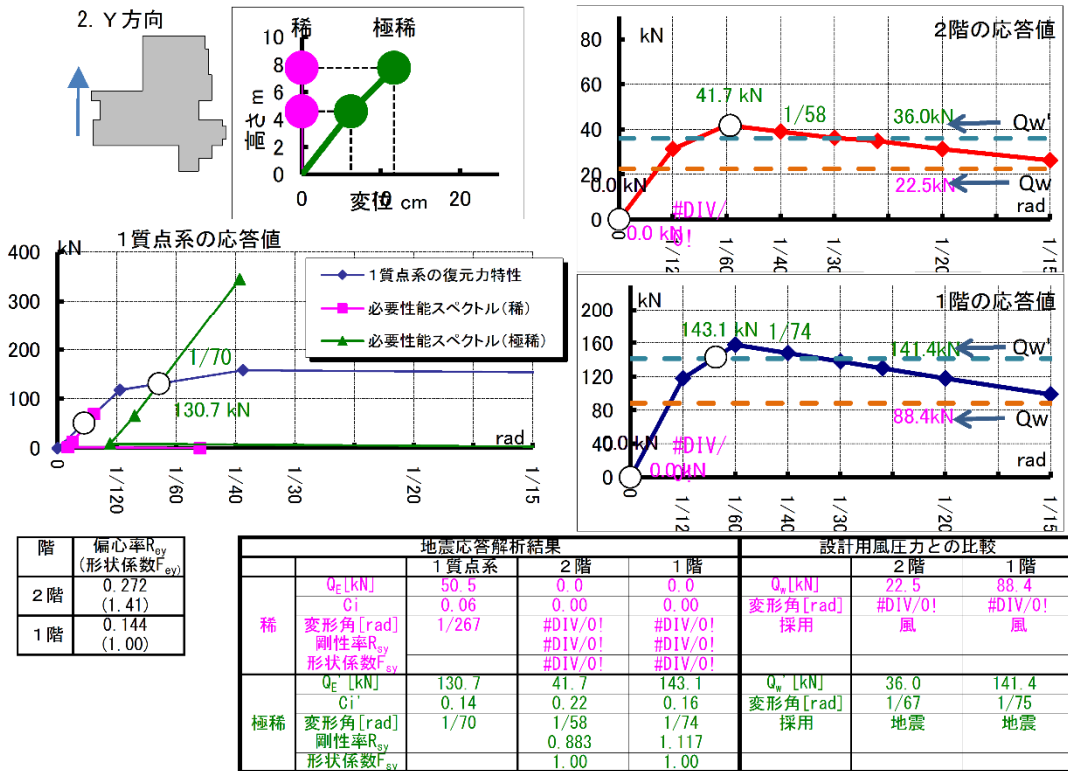
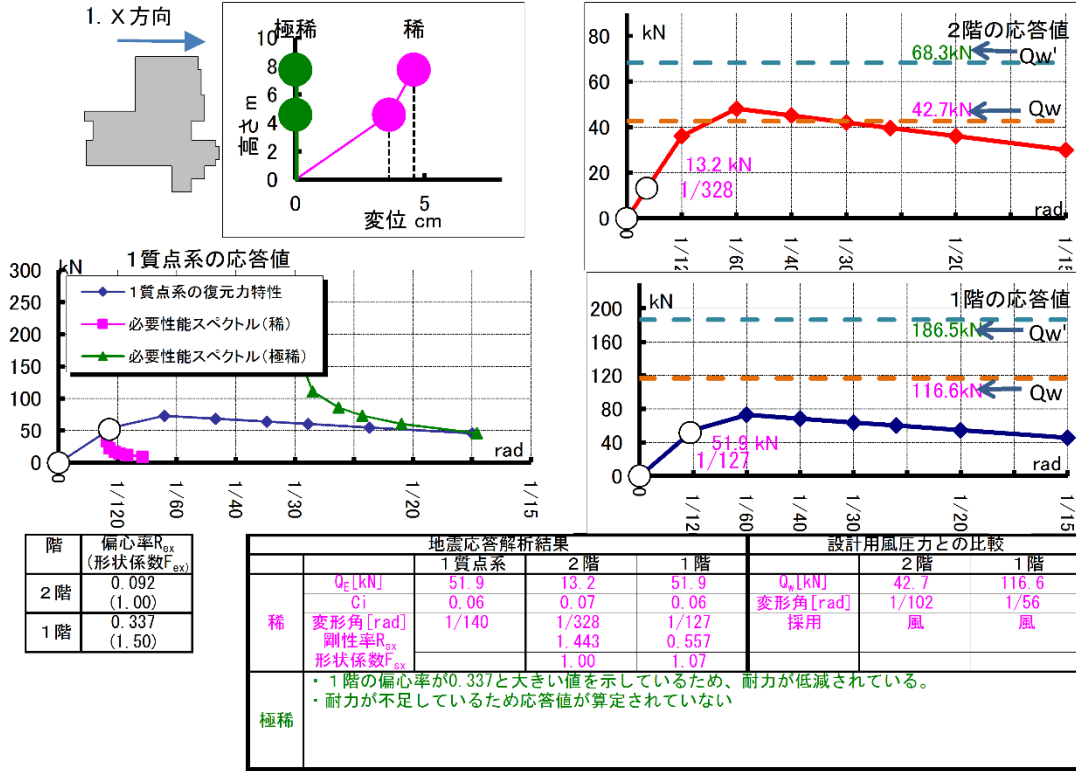
2. 解析結果概要と耐力壁配置

(1) 「積雪あり」解析結果概要

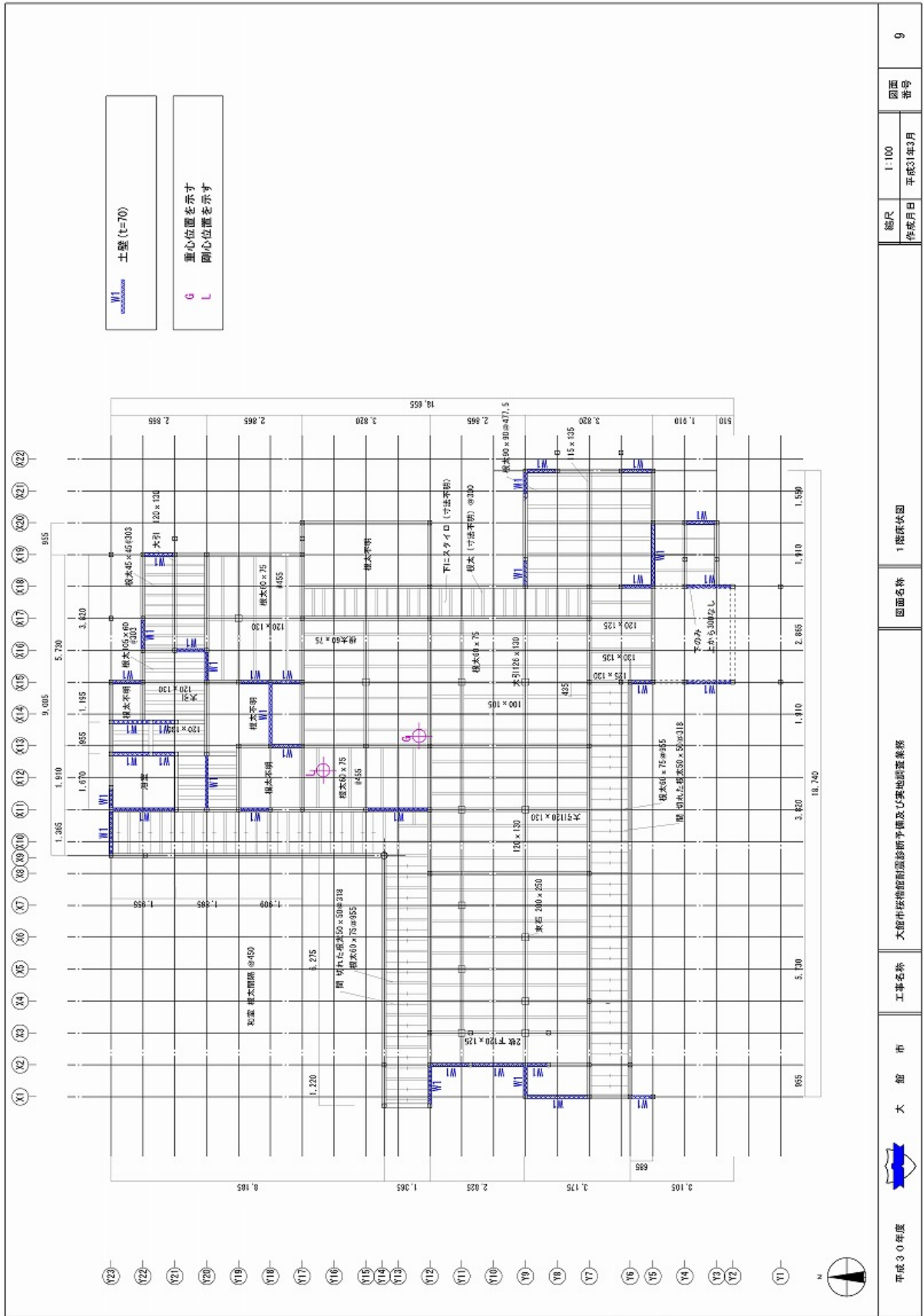


(2) 「積雪なし」解析結果概要

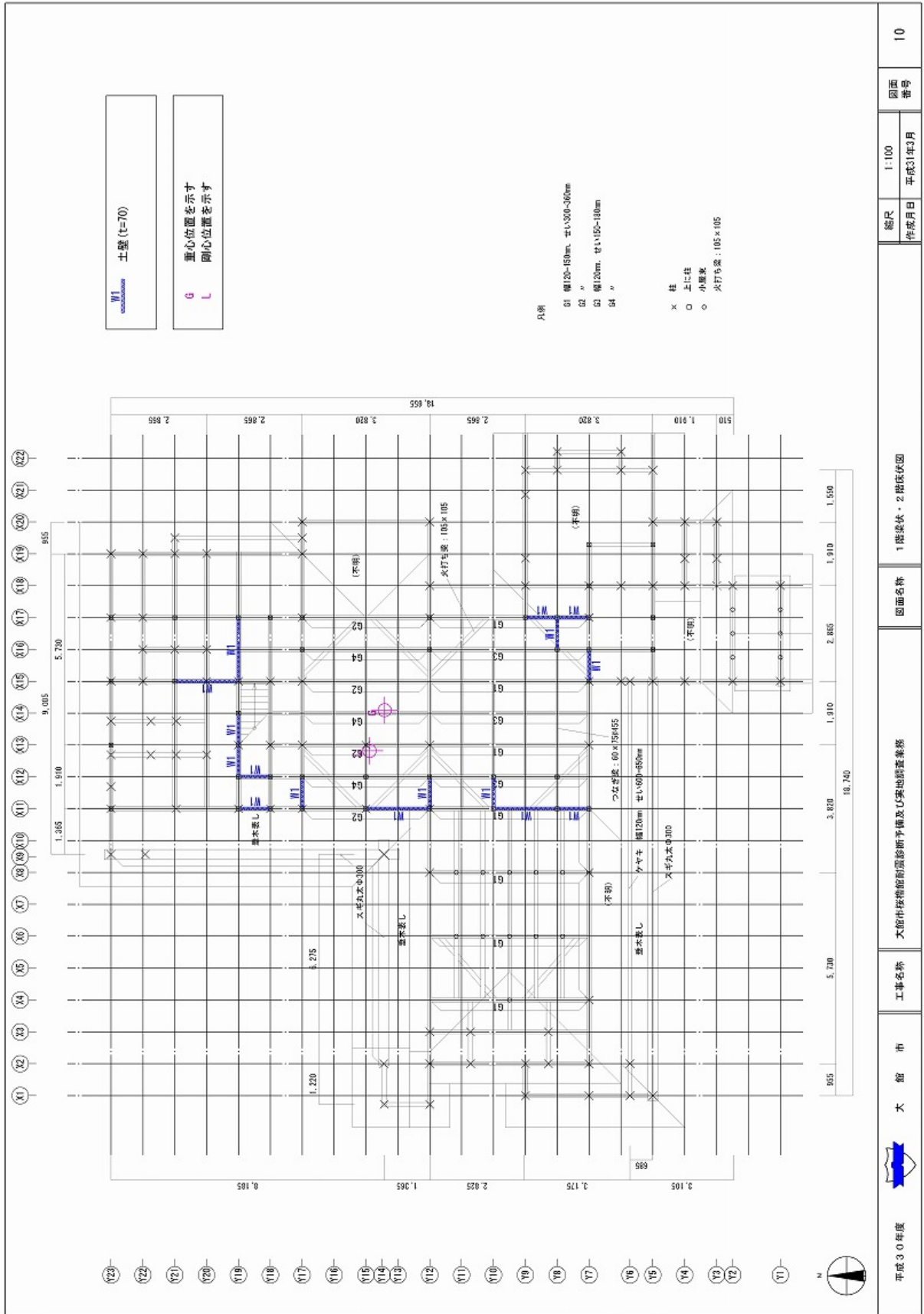
Qw' : 極めて稀に起こる風圧力を示す。
 Qw : 稀に起こる風圧力を示す。



(3) 耐力壁の配置と重心、剛心位置



平成30年度	大館市	工事名称	大館市探検館耐震診断予備及び実地調査業務	図面名称	1階床図	縮尺	1:100	図面番号	9
						作成日	平成21年3月		



3. 考察

検討結果は以下の通りである。

X方向 : 1階の偏心率が0.337と0.15を大きく超えている。
: 「積雪あり」「積雪なし」共に、耐力が不足しているため極稀時の応答値が算定されていない。
: 復元力特性が風荷重以下となっているため、暴風時には倒壊のおそれがある。

Y方向 : 2階の偏心率が0.272と0.15を大きく超えている。
: 「積雪あり」の応答変形角は2階が $1/47$ [rad]、1階が $1/67$ [rad]となっており、2階先行破壊の性状を示している。
: 「積雪なし」の応答変形角は2階が $1/58$ [rad]、1階が $1/74$ [rad]となっており、2階先行破壊の性状を示している。

以上のことからXY両方向共「一質点系に置換可能」の性状を示していないことがわかった。

補強案の検討では以下の点に留意する。

X方向 : 1階の偏心率を改善するため、補強壁の配置はバランスよくなるよう留意する。
: 暴風時の風圧力に抵抗できるよう、耐力増加を図る。

Y方向 : 2階部分は偏心が大きく耐力が小さいことから、補強壁をバランスよく配置し、耐力増加と偏心率の改善を図る。
: 1階先行破壊となるよう、上下階の耐力のバランスを図る。

第5節 補強後の耐震性能確認

1. 検討方針

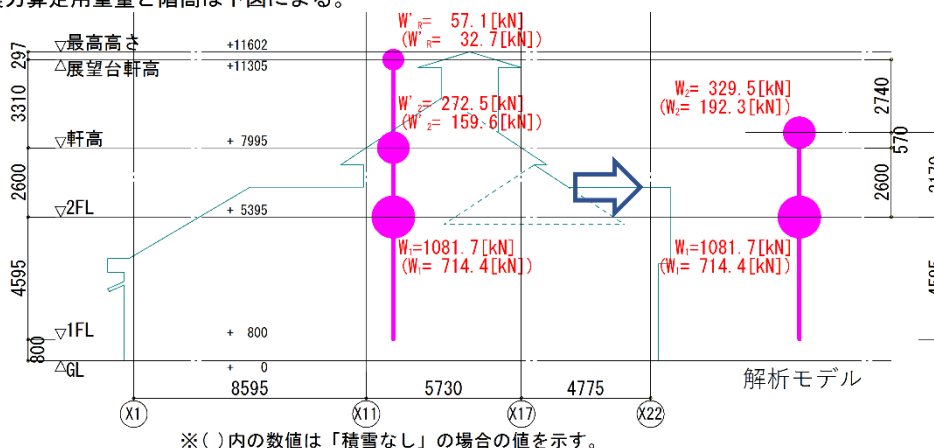
耐震性能の評価の検討では、現状建物は「一質点系に置換可能」の性状を示していないことが判明した。

補強案の検討では以下の点に留意する。

- X方向 : 1階の偏心率を改善するため、補強壁の配置はバランスよくなるよう留意する。
 : 暴風時の風圧力に抵抗できるよう、耐力増加を図る。
- Y方向 : 2階部分は偏心が大きく耐力が小さいことから、補強壁をバランスよく配置し、耐力増加と偏心率の改善を図る。
 : 1階先行破壊となるよう、上下階の耐力のバランスを図る。

(1) 検討条件

等価線形化モデルによる変位増分法により耐震性能を評価する。
 地震力算定用重量と階高は下図による。



表層地盤による加速度増幅率 G_s は1.23とする。

建物の復元力特性は、耐力壁の復元力特性とし、以下の方針により算定する。

- 耐力壁の復元力特性は、耐力壁の荷重変形曲線に壁長を乗じて算定する。
 (種類は右表参照)

耐力壁の種類	
既存	土壁
補強	構造用合板壁(告示)
	構造用合板壁(認定壁)

偏心率算定用剛性は、1/120時耐力を採用するものとする。

等価線形化法による解析を行い、「等価な一質点に置換可能」であることを以下の条件で確認する。

- 偏心率が0.15以下である。
- 応答変形角が1/30以下である。
- 応答時の変形状が1階先行破壊となっている。

地震応答せん断力と下表に示す風圧力を比較し大きいほうの値を立体解析用水平力とする。

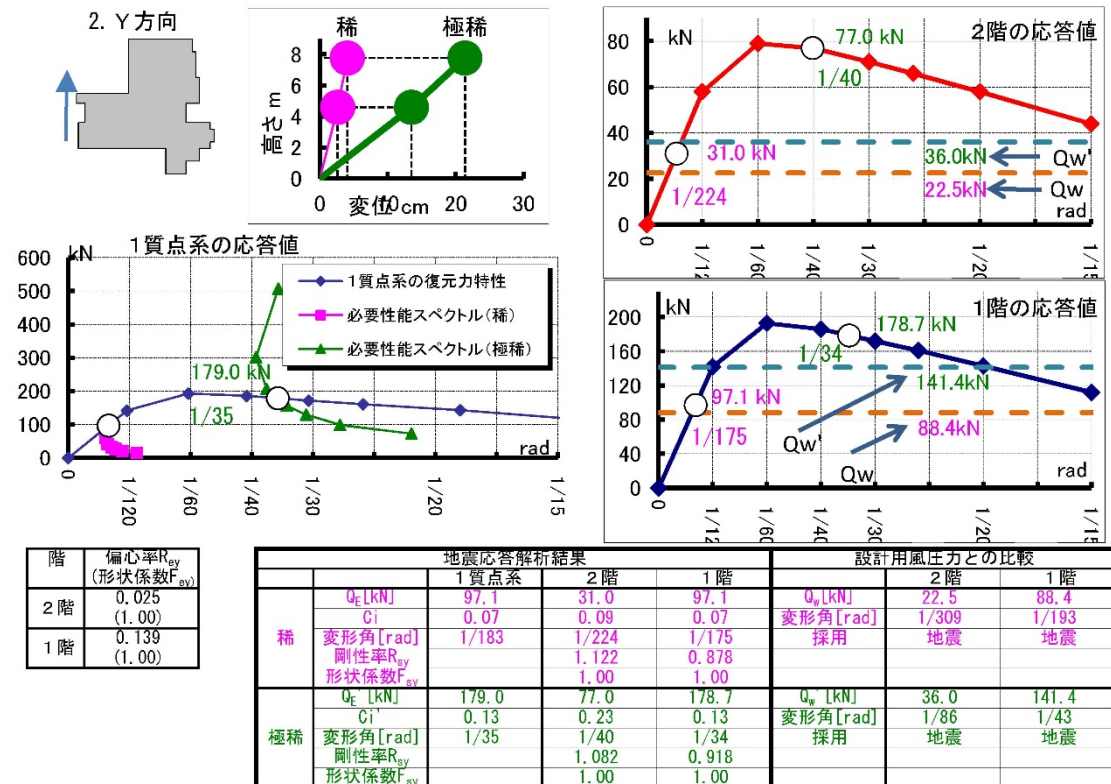
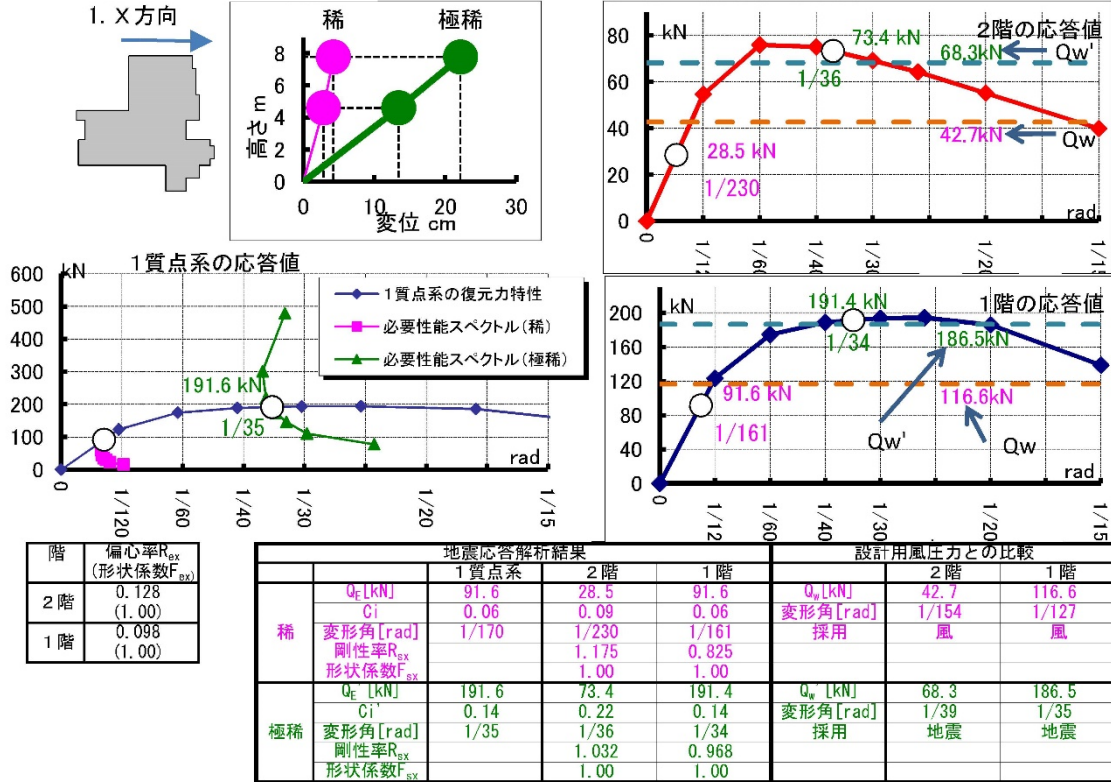
方向	階	稀に発生する風圧力[kN]	極稀に発生する風圧力[kN]
X	2階	42.67	68.27
	1階	116.59	186.54
Y	2階	22.52	36.03
	1階	88.37	141.39

2. 解析結果概要と耐力壁配置

(1) 「積雪あり」解析結果概要

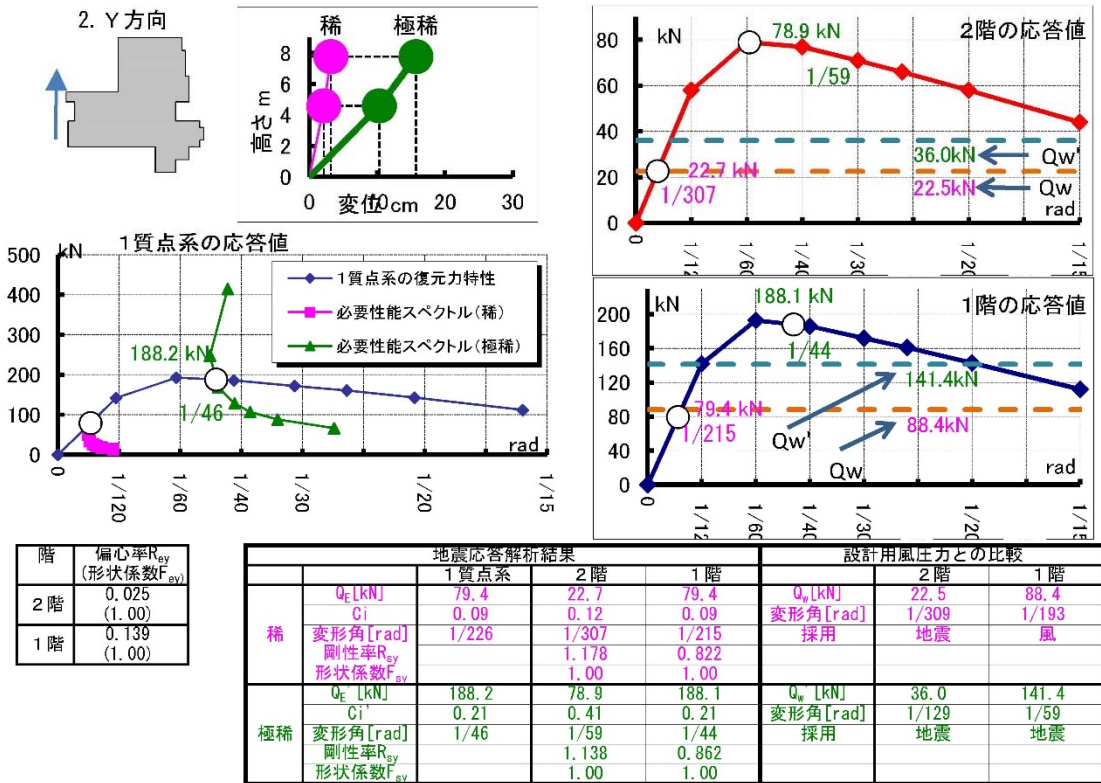
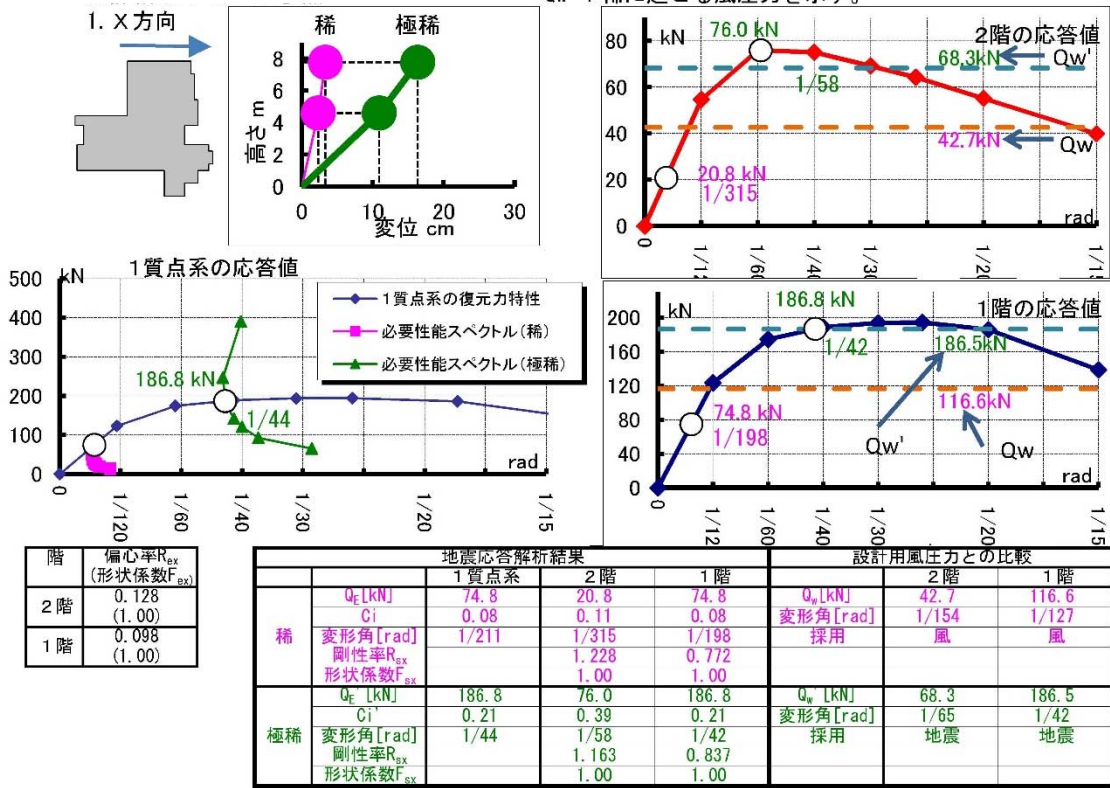
Q_w' : 極めて稀に起こる風圧力を示す。

Q_w : 稀に起こる風圧力を示す。

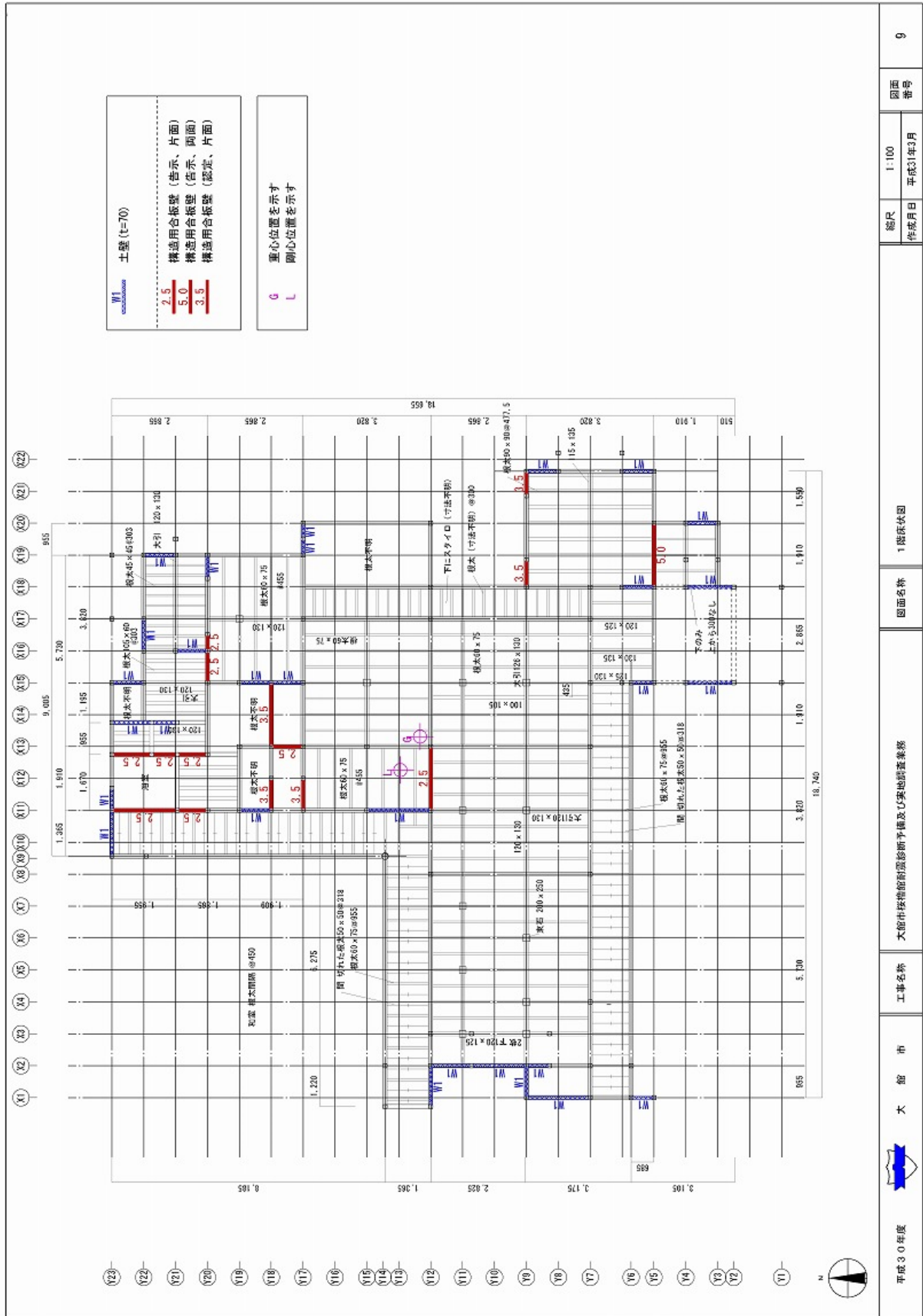


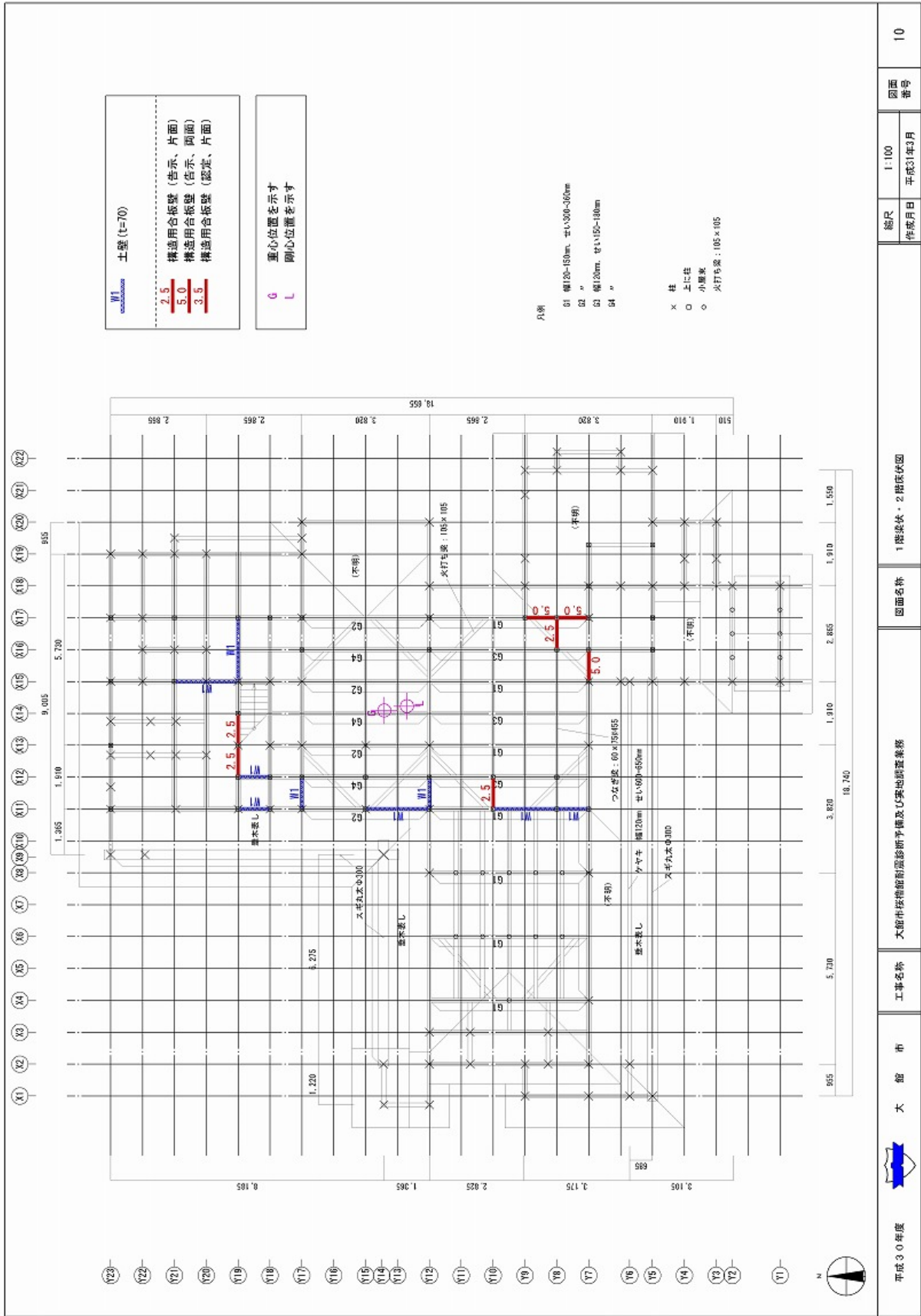
(2) 「積雪なし」解析結果概要

Qw' : 極めて稀に起こる風圧力を示す。
 Qw : 稀に起こる風圧力を示す。



(3) 耐力壁の配置と重心、剛心位置





3. 考察

解析結果概要より極稀時の補強案検討結果は以下の通りである。

- ・ 偏心率が 0.15 以下である。
- ・ 応答変形角が 1/30 以下である。
- ・ 応答時の変形性状は「1 階先行破壊」となっている。
- ・ 剛性率は 0.6 以上となっているため高さ方向の急激な剛性変化はないと考える。

以上のことから、補強案は「一質点系に置換可能」な性状を示していると考えられる。

立体応力解析に用いる設計用水平力は地震応答せん断力と設計用風圧力のうち大きい方の値を採用する。検討の結果「積雪あり」「積雪なし」のいずれも地震応答せん断力を設計用水平力に採用する。各階の設計用水平力と応答変形角を下表に示す。

「積雪あり」の場合

階	X 方向		Y 方向	
	設計用 水平力 Qi [kN]	応答 変形角 [rad]	設計用 水平力 Qi [kN]	応答 変形角 [rad]
2 階	73.4	1/36	77.0	1/40
1 階	191.4	1/34	178.7	1/34

「積雪なし」の場合

階	X 方向		Y 方向	
	設計用 水平力 Qi [kN]	応答 変形角 [rad]	設計用 水平力 Qi [kN]	応答 変形角 [rad]
2 階	76.0	1/58	78.9	1/59
1 階	186.8	1/42	188.1	1/44

立体応力解析での鉛直構面(土壁や構造用合板壁)のモデル化はブレース置換による。

ブレース置換は「変形角」と「荷重」により算定するため、耐力壁の荷重変形曲線よりブレース置換用の「変形角」と「荷重」を求める。ブレース置換用の「変形角」は下表による。

「積雪あり」の場合

階	X 方向			Y 方向		
	応答時 [rad]		ブレース 置換用 [rad]	応答時 [rad]		ブレース 置換用 [rad]
2 階	1/36	→	1/40	1/40	→	1/40
1 階	1/34	→	1/30	1/34	→	1/30

「積雪なし」の場合

階	X 方向			Y 方向		
	応答時 [rad]		ブレース 置換用 [rad]	応答時 [rad]		ブレース 置換用 [rad]
2 階	1/58	→	1/60	1/59	→	1/60
1 階	1/43	→	1/40	1/44	→	1/40

第6節 補強案の立体解析による検討

補強案が「1質点系の応答」を示すことが分かったため、ここでは以下の点について検討した。

- 1) 「等価線形化モデルによる変位増分法的前提条件」の「1. 床組は同一に動くものとする」が成立しているかの確認
- 2) 接合金物および補強基礎の検討は、立体応力解析により算定した応力を基に適切な金物を選定する。

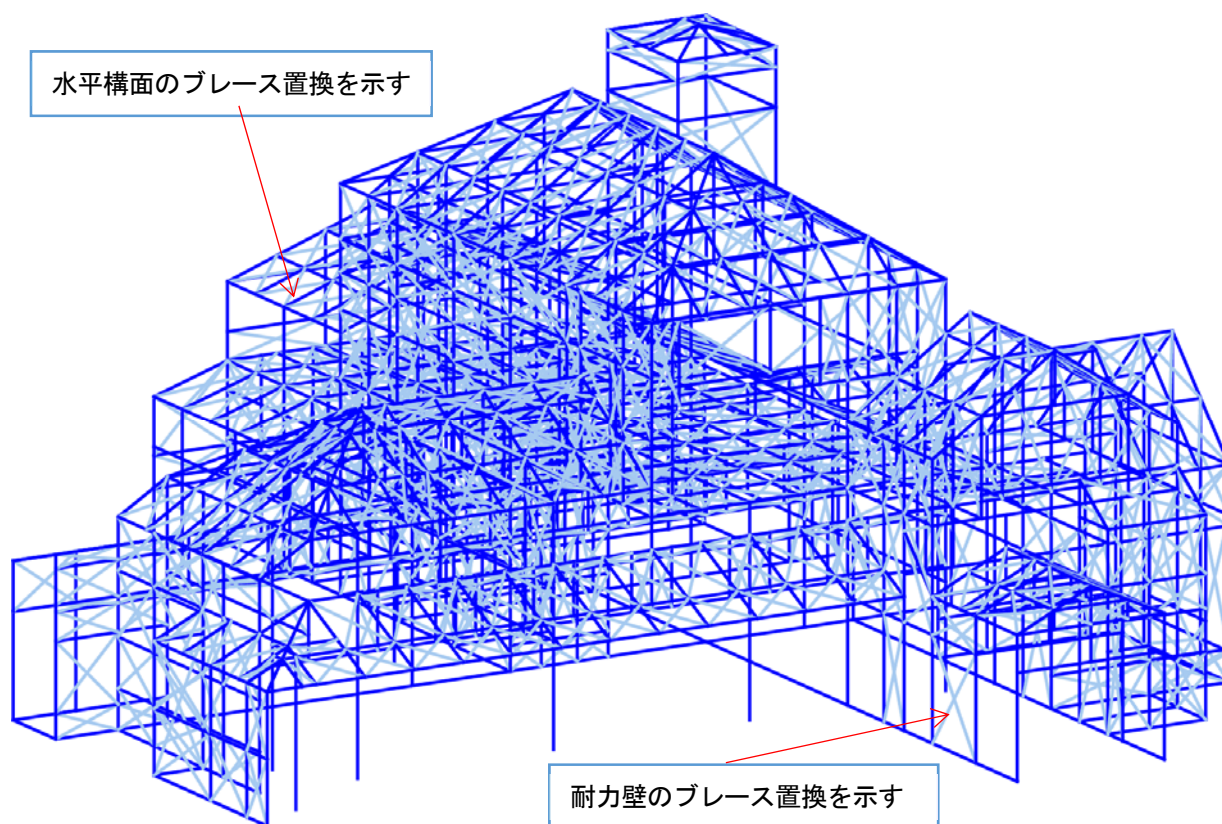
1. 検討方針

検討は、立体応力解析による各部の性状（変形及び応力）を算定し、各部の検討を行う。

モデル化は、以下の方針による

- ・柱、梁部材は線材に置換し断面は実断面とする。
- ・耐力壁のモデル化は極稀時の「応答変形角」と「耐力壁の耐力」よりブレース置換を行う。
- ・水平構面のモデル化は、床倍率によるブレース置換とする。
- ・設計用水平力は地震応答せん断力を採用する。

建物全体のモデル図を以下に示す。



- ・等価線形化モデルは、「積雪あり」と「積雪なし」の場合を検討していた。したがって、立体応力解析でも「積雪あり」と「積雪なし」の場合を検討する。
- ・極稀時の応答変形角、ブレース置換用の層間変形角及び設計用水平力を下表に示す。

「積雪あり」の場合

方向	階	応答変形角 [rad]	ブレース置換用 [rad]	設計用水平力 [kN]
X	2	1/40	→ 1/40	75.0
	1	1/34	→ 1/30	189.3
Y	2	1/40	→ 1/40	77.0
	1	1/34	→ 1/30	178.7

「積雪なし」の場合

方向	階	応答変形角 [rad]	ブレース置換用 [rad]	設計用水平力 [kN]
X	2	1/56	→ 1/60	75.9
	1	1/43	→ 1/40	187.9
Y	2	1/59	→ 1/60	78.9
	1	1/44	→ 1/40	188.1

- ・鉛直荷重は「積雪あり」「積雪なし」共に、固定荷重と積載荷重の和とする。概略は以下の通りである。
 - 固定荷重は、「積雪あり」「積雪なし」共、同じ値とする。(約 800[N/m²])
 - 積載荷重は、床面（2階及び展望台）は同じ値(1300[N/m²])であるが屋根面の積載荷重は以下の通りである。

積雪あり	約 3000[N/m ²]
積雪なし	0[N/m ²]
- ・「積雪あり」と「積雪なし」の荷重条件を比較の結果を以下に示す。
 - 鉛直荷重では、「積雪なし」に比べて「積雪あり」が大きいことから下向きの荷重は「積雪あり」の方が大きい
 - 水平荷重では、「積雪なし」と「積雪あり」で設計用水平力がほぼ同じ値を示していることから、部材に生じる応力に大きな差はないが、ブレース置換用の層間変形角は「積雪あり」の方が大きな変形となっている。
- ・比較の結果、安全側の変形及び応力状態を採用することとし、以下の通りとする。
 - 変形図及び応力図は「積雪あり」時を採用する。
 - 柱の引抜に対する検討では「積雪なし」を採用する。

2. モデル化

鉛直構面及び水平構面のモデル化

耐力壁のモデル化は、等価な剛性を有するブレースに置換し評価する。

等価線形化法による耐震診断の検討より「耐力壁の復元力特性」と「応答変形角」を用いてブレース置換によるモデル化を行う。

各ケースのブレース置換用変形角を下表に示す。

「積雪あり」の場合

方向	階	ブレース置換用 [rad]
X	2	1/40
	1	1/30
Y	2	1/40
	1	1/30

「積雪なし」の場合

方向	階	ブレース置換用 [rad]
X	2	1/40
	1	1/30
Y	2	1/60
	1	1/40

水平構面のモデル化は変形角 1/120[rad]時に床倍率のせん断耐力を有するものとしてブレース置換を行う。

3. 変形図

「積雪あり」の場合の床面及び屋根面の変形図を作成し、下記の内容を確認した。

単位は[mm]とする。(変形図は省略する。)

Ln：節点間水平距離を示す。

Hn：階高を示す。

dn：水平変位を示す。

hn：層間変位を示す。

「床組が同一に動く」ことの確認は下式による。

$$dn / Ln \leq 1/100$$

層間変形角が 1/30 以下となっていることを確認した。

$$hn / Hn \leq 1/30$$

方向	階数	dn	Ln	dn/Ln	hn	Hn	hn/Hn
X	2	28	3,820	1/136	36	3,400	1/94
	2	15	1,910	1/127			
	1	4	955	1/238	55	3,220	1/58
	1	8	955	1/119	90	3,795	1/42
	1	3	955	1/318	97	4,287	1/44
Y	2	6	955	1/159	54	3,400	1/62
	1	9	955	1/106	103	3,220	1/31
	1	6	955	1/159	112	3,795	1/33
	1	8	955	1/119	116	4,287	1/36

4. 展望台部分の検討

展望台部分は垂れ壁及び腰壁付き柱によって支持されているため、当該柱の断面算定により安全性を確認する。

a. 検討方針

- ・応力は「極めてまれに発生する地震」で解析を行っていることから、部材に生じる応力度が基準強度以下となっていることを確認する。
- ・材種はスギ、部材断面は120×120とする。基準強度[N/mm²]は下表による。

材種	圧縮 F_C	引張 F_T	曲げ F_B	せん断 F_S
スギ	17.7	13.5	22.2	1.8

- ・断面の諸元は、欠損を考慮し以下の通りとする。

$$\text{断面積} \quad A = 0.9BD = 0.9 \times 12 \times 12 = 129.6 [\text{cm}^2]$$

$$\text{断面係数} \quad Z = 0.9 \frac{BD^2}{6} = 0.9 \times \frac{12 \times 12^2}{6} = 259.2 [\text{cm}^3]$$

$$\text{断面2次モーメント} \quad I = 0.9 \frac{BD^3}{12} = 0.9 \times \frac{12 \times 12^3}{12} = 1555.2 [\text{cm}^4]$$

$$\text{断面半径} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{1555.2}{129.6}} = 3.46 [\text{cm}]$$

部材の検定比は以下による。

$$\text{曲げ+軸力} \quad \frac{\sigma_b}{F_B} + \frac{\sigma_c}{\eta F_C} = \frac{17.8}{22.2} + \frac{1.15}{0.85 \times 17.7} = 0.81 + 0.08 = 0.89 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\text{せん断} \quad \frac{\sigma_s}{F_S} = \frac{0.16}{1.8} = 0.09 < 1.0 \quad \text{OK}$$

4. 柱頭柱脚接合部の検討

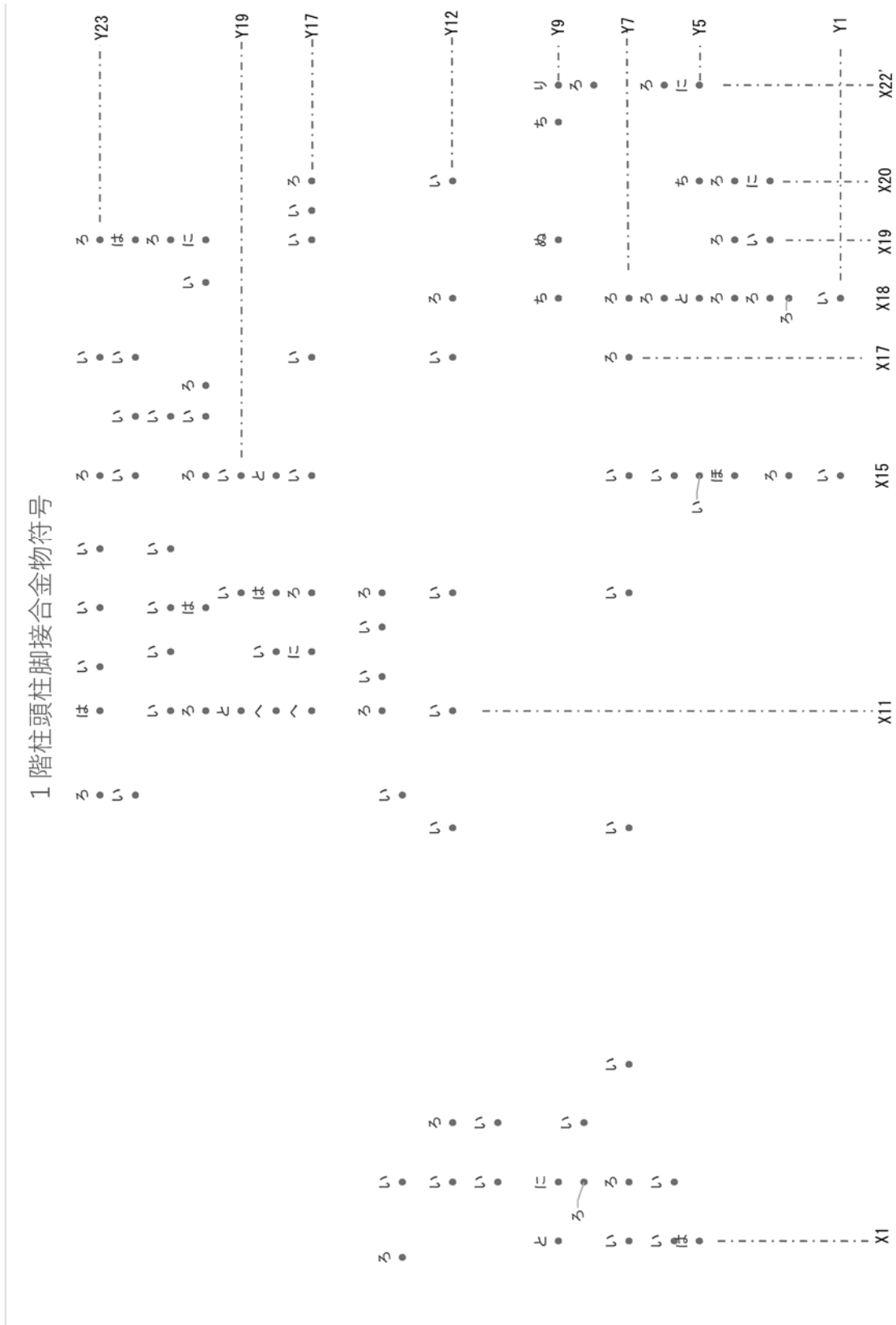
a. 検討方針

鉛直荷重時と水平荷重時の柱軸力を加算し終局時の柱軸力を算定し、柱頭柱脚接合金物の検討を行う。

- 1) 柱軸力は正值が引張、負値が圧縮を示す。
- 2) 柱頭柱脚接合金物検討用軸力 T は各荷重ケースの終局時柱軸力のうち、最大のものを採用する。

次頁に柱頭柱脚接合金物配置図を示す。

柱頭柱脚接合金物 1階配置図

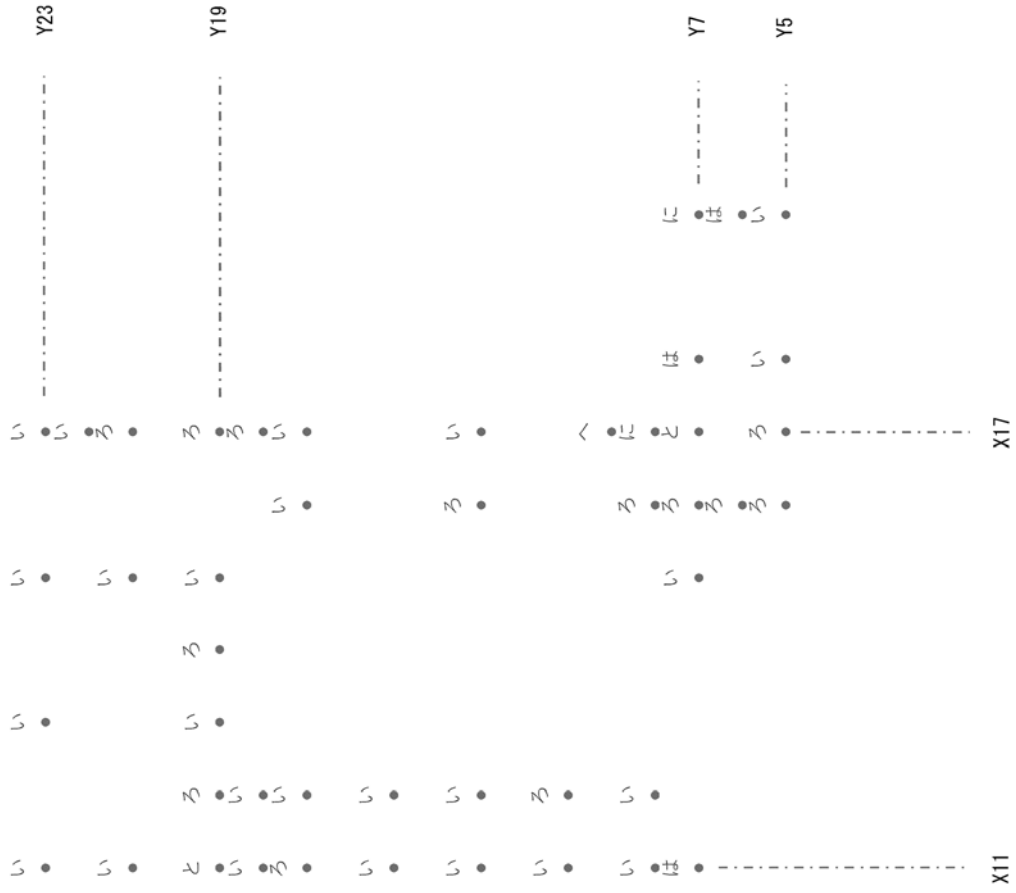


2階柱頭柱脚接合金物符号

柱頭柱脚接合金物の耐力表 [kN]

Ta: 短期許容引張耐力
 Tu: 終局引張耐力で $Tu = 1.5 \times Ta$
 接合金物は下式を満足するものを選択する。
 設計用柱軸力 \leq 終局引張耐力

金物記号	仕様	Ta [kN]	Tu [kN]
い	かすがい	0.0	0.0
ろ	CP-L	3.4	5.1
は	CP-T、VP	5.1	7.7
に	羽子板ボルト	7.5	11.3
ほ	スクリューくぎ併用 羽子板ボルト	8.5	12.8
へ	10kN用HD金物	10.0	15.0
と	15kN用HD金物	15.0	22.5
ち	20kN用HD金物	20.0	30.0
り	25kN用HD金物	25.0	37.5
ぬ	30kN用HD金物	30.0	45.0



5. 基礎の検討

本建物の基礎形式直接基礎（布基礎）となっているが、建物重量による接地圧が地盤の許容支持力以下となっていることを確認した。検討は以下の通りとする。

- 1) 建物重量による接地圧は「積雪あり」の鉛直荷重時支点反力と基礎梁重量より算定する。
- 2) 地盤の許容支持力は隣地である「大館市本庁舎敷地調査業務」のボーリングデータを基に算定する。

以上より、建物重量による接地圧が地盤の許容支持力以下となっていることを確認する。

a. 建物重量の算定

「積雪あり」の鉛直荷重時支点反力一覧を右に示す。
 検討箇所は最大反力箇所である Y12 通り X11 軸及び X13 軸とする。

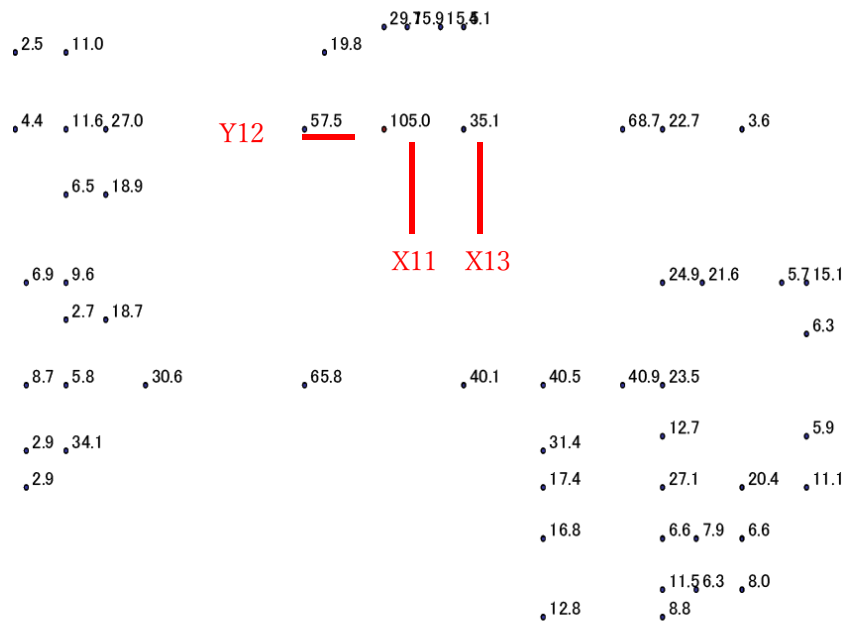
$$\text{上部柱軸力 } \sum N = 105.0 + 35.1 = 140.1 [kN]$$

基礎接地範囲は Y12 通りの X10-X15 間とし基礎形状は

$$\text{短辺方向 } B = 1.100 [m]$$

$$\text{長辺方向 } L = 0.955 \times 5 = 4.775 [m]$$

とする。



基礎梁の重量（布基礎上土の重量を含む）は以下による。

$$\text{RC 部 } w_1 = 24 [kN/m^3] \times (0.14 \times 0.81 + 0.40 \times 0.11) [m^2] = 3.78 [kN/m]$$

$$\text{土部 } w_2 = 18 [kN/m^3] \times (0.40 \times 0.17) [m^2] = 1.23 [kN/m]$$

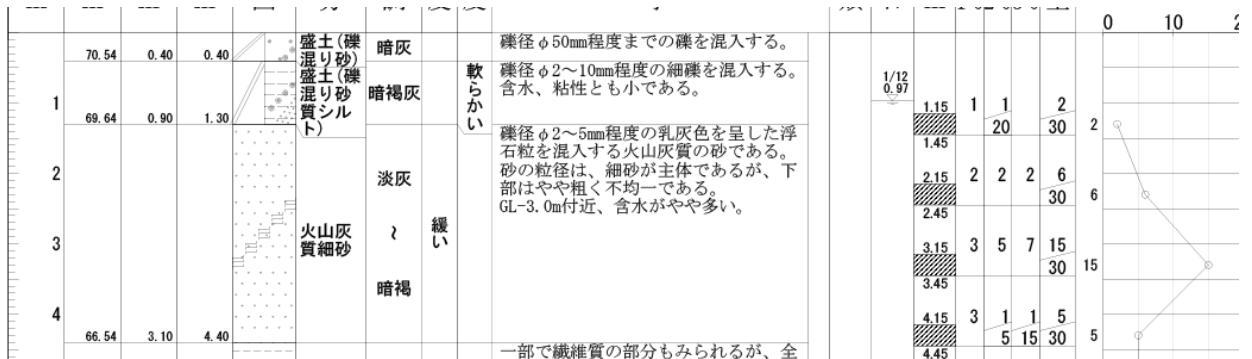
基礎梁長さは $L = 4.775 [m]$ より基礎梁の重量は

$$W = (w_1 + w_2) \cdot L = (3.78 + 1.23) \times 4.775 = 24.0 \text{ [kN]}$$

$$\text{基礎検討用重量は } \sum W = 140.1 + 24.0 = 164.1 \text{ [kN]}$$

b. 地盤の長期許容支持力の算定

隣地である「大館市本庁舎敷地調査業務」のボーリングデータ（下図参照）を基に地盤の長期許容支持力を算定する。



算定は下式による。

$$q_a = \frac{1}{3} (i_c \alpha C N_c + i_r \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q) \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

ここで i_c, i_r, i_q : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角に応じて次の式によって計算した数値

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2, i_r = \left(1 - \frac{\theta}{\phi}\right)^2$$

これらの式において

θ : 基礎に作用する荷重の鉛直方向に対する傾斜角 [°] $\theta \leq \phi$

ϕ : 地盤の特性によって求めた内部摩擦角 [°]

α, β : 基礎荷重面の形状に応じて次の表に掲げる係数

	円形	円形以外の形状	B: それぞれの基礎荷重面の短辺及び短径 L: それぞれの基礎荷重面の長辺及び長径
α	1.2	$1.0 + 0.2 \frac{B}{L}$	
β	0.3	$0.5 - 0.2 \frac{B}{L}$	

C: 基礎荷重面下にある地盤の粘着力 [kN/m²]

B: 基礎荷重面の短辺及び短径 [m]

N_c, N_γ, N_q : 地盤内部の摩擦角に応じて次の表に掲げる支持力係数

	0	5	10	15	20	25	28	32	36	40° 以上
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	25.8	35.5	50.6	75.3
N_r	0.0	0.1	0.4	1.1	2.9	6.8	11.2	22.0	44.4	93.7
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	14.7	23.2	37.8	64.2

この表に掲げる内部摩擦角以外の内部摩擦角に応じた数値は直線補間した数値とする。

γ_1 : 基礎荷重面下にある地盤の単位体積重量または水中単位体積重量 [kN/m³]

γ_2 : 基礎荷重面より上方にある地盤の単位体積重量または水中単位体積重量 [kN/m³]

D_f : 基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ [m]

砂質土地盤の場合→粘着力 $C = 0$ なので支持力係数 N_γ, N_q を求めるため内部摩擦角 ϕ を知る必要がある。

$$\phi = \sqrt{20N} + 15 (N \geq 5) \quad [^\circ] \quad N: \text{標準貫入試験による} N \text{ 値}$$

したがって地盤の長期許容支持力は下式のようになる。

$$q_a = \frac{1}{3} (i_r \beta \gamma_1 B N_\gamma + i_q \gamma_2 D_f N_q)$$

[地盤条件]

支持層を深度 2.0m 付近の火山灰質細砂層とし算定する。

・ 根切深さ $D_f = 2.0 [m]$

・ 内部摩擦角 No2 の 2.3m 付近で $N = 6 \rightarrow \phi = \sqrt{20 \times 6} + 15 = 26.0 [^\circ]$

$$\phi = 26.0 \rightarrow 25 [^\circ] \rightarrow N_c = 20.7, N_r = 6.8, N_q = 10.7$$

・ 単位体積重量 地下水位以下であることから、

$$\gamma_1 = \gamma_2 = 18 - 10 = 8 [kN/m^3] \text{ を採用する。}$$

地盤の許容支持力の算定は以下による。

・ 基礎形状 $B = 1.100 [m], L = 4.775 [m]$ より

$$\alpha = 1.0 + 0.2 \frac{B}{L} = 1.0 + 0.2 \times \frac{1.100}{4.775} = 1.05$$

$$\beta = 0.5 - 0.2 \frac{B}{L} = 0.5 - 0.2 \times \frac{1.100}{4.775} = 0.45$$

したがって長期許容支持力は

$$\begin{aligned}
 {}_Lq_a &= \frac{1}{3} \times (1.05 \times 0.0 \times 20.7 + 0.45 \times 8.0 \times 1.100 \times 6.8 + 8.0 \times 2.0 \times 10.7) \\
 &= \frac{1}{3} \times (0 + 3.96 + 171.2) = 58.3 \text{ [kN/m}^2 \text{]}
 \end{aligned}$$

上記の支持力は地盤面下 2.0m 付近の値であるため基礎下の有効支持力は、土の重量を差し引いて算定する。

$$\text{地盤面下 2.0m 付近の長期許容支持力は } {}_Lq_a = 58.3 \text{ [kN/m}^2 \text{]}$$

$$\text{土の単位体積重量は } \gamma' = 8.0 \text{ [kN/m}^3 \text{]},$$

$$\text{土の高さ } h = 2.0 - (0.17 + 0.11) = 1.72 \text{ [m] より}$$

$$\text{有効支持力 } {}_Lq_a' = 58.3 - 8 \times 1.72 = 44.5 \rightarrow 40.0 \text{ [kN/m}^2 \text{]} \text{ を採用する。}$$

c. 接地圧の検討

a. より建物重量による接地圧を算定し、b. で算定した有効支持力以下となっていることを確認する。

$$\text{建物重量による接地圧 } \sigma_c = \frac{164.1}{1.100 \times 4.775} = 31.3 \text{ [kN/m}^2 \text{]} < {}_Lq_a$$

6. 基礎梁の検討

前頁までの 1 階柱脚部に引抜力が生じている箇所は、基礎梁により引抜力を処理する。引抜力の処理は以下による。

- 1) 引抜力を隣接する柱軸力で抑え込む。
- 2) 基礎梁自重により引抜力を処理する。

a. 検討方針

1) の検討は以下による。

- ・引抜力は下式により算定する。

$$N_T = N_L + N_E$$

ここで N_T [kN] : 柱に生じる引抜力で
負値は引抜力を示す。

N_L [kN] : 長期柱軸力

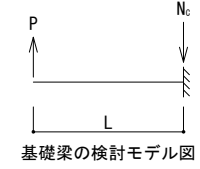
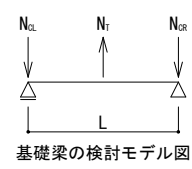
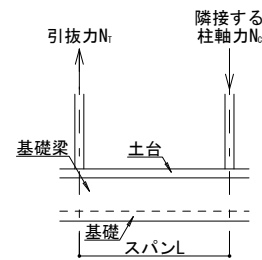
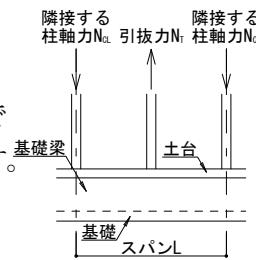
N_E [kN] : 水平時柱軸力

- ・引抜力に対する抵抗力は以下による。

W_G [kN] : 基礎梁重量

W_F [kN] : 基礎重量

N [kN] : 直交柱軸力



- ・引抜力により支点到に浮き上がりが生じないことを確認する。
 - ・基礎梁のモデル化は、単純梁または片持梁とする。
 - ・基礎梁の許容曲げモーメントは、日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2010」（以下 R C 規準）「付 8. 断面算定」より算定する。
 - ・せん断力に対しては R C 規準 15 条により検討する。
- 次頁に検討結果の一部を示す。

No. 35 位置 Y9 - X19 荷重ケース EXL (積雪なし) ※ Y9 通りで検討
 37 位置 Y9 - X22'

※基礎梁重量に新設底板重量を考慮する。

基礎梁重量

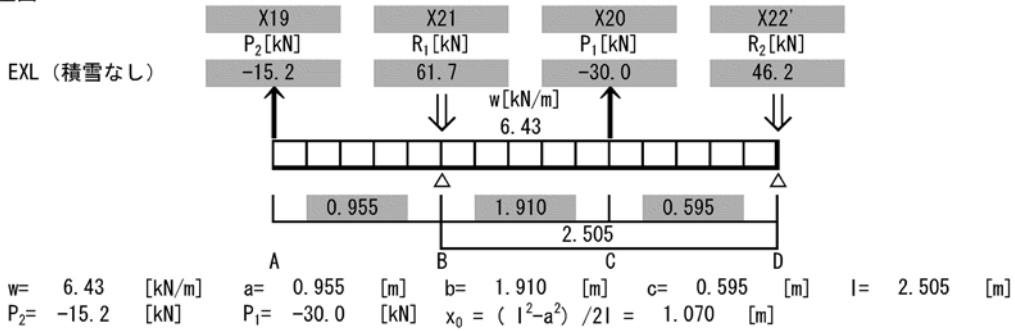
自重 $w_1 = 24 * (0.14 * 0.70 + 0.54 * 0.11) = 3.78$ [kN/m]
 新設底板 $w_2 = 24 * (0.17 * 0.65) = 2.65$ [kN/m]
 $w = 6.43$ [kN/m]

※X19軸の柱軸力に直交基礎梁重量を考慮する。

X19軸

柱軸力 $N = -23.20$ [kN]
 直交基礎梁重量 $W' = 24 * (0.14 * 0.57 + 0.54 * 0.11) * 0.955 * 5 / 2 = 7.98$ [kN]
 $P_2 = -15.22$ [kN]

荷重図



支点の浮き上がりに対する検討

B点 $R_B = w * (l+a)^2 / 2l = 15.4$ [kN]
 $R_B = (P_1 * c + P_2 * (l+a)) / l = -28.2$ [kN]
 $\Sigma R_B = -12.8$ [kN]
 B点 $R_1 + \Sigma R_B = 48.9$ [kN] > 0 OK

D点 $R_D = w * (l^2 - a^2) / 2l = 6.9$ [kN]
 $R_D = (P_1 * b - P_2 * a) / l = -17.1$ [kN]
 $\Sigma R_D = -10.2$ [kN]
 D点 $R_2 + \Sigma R_D = 36.0$ [kN] > 0 OK

応力算定

AB間

等分布荷重 $M = w * a^2 / 2 = 2.9$ [kNm] $Q = w * a = 6.1$ [kN]
 集中荷重 $M = P_2 * a = -14.5$ [kNm] $Q = P_2 = -15.2$ [kN]
 $\Sigma M = -11.6$ [kNm] $\Sigma Q = -9.1$ [kN]

BD間

中央 $M = -(R_D * x_0 - w * x_0^2 / 2) = -3.7$ [kNm]
 集中荷重 $M_0 = -(P_1 * b - P_2 * a) * c / l = 10.2$ [kNm]
 $\Sigma M = 6.5$ [kNm]

等分布荷重 $Q = R_D - w * l = -9.2$ [kN]
 集中荷重 $Q = -(P_1 * c + P_2 * a) / l = 12.9$ [kN]
 $\Sigma Q = 3.7$ [kN]

D点のせん断力は反力に等しいため
 $\Sigma Q = -10.2$ [kN]

断面算定

AB間

コンクリート Fc10 主筋 SD295 S T SD295 短期
 梁断面 $B \times D = 140 \times 810$ 主筋の重心位置 $d = 80$ [mm]
 上筋 1 -D 10 $a = 71$ [mm²] $M_a = 14.6$ [kNm]
 下筋 1 -D 10 $a = 71$ [mm²] $M_a = 14.6$ [kNm] > $M = 11.6$ [kNm] OK
 $Q_0 = 9.1$ [kN]
 $\tau = 0.10$ [N/mm²] < $f_s = 0.50$ [N/mm²] OK

AB間

コンクリート Fc10 主筋 SD295 S T SD295 短期
 梁断面 $B \times D = 140 \times 810$ 主筋の重心位置 $d = 80$ [mm]
 上筋 1 -D 10 $a = 71$ [mm²] $M_a = 14.6$ [kNm] > $M = 6.5$ [kNm] OK
 下筋 1 -D 10 $a = 71$ [mm²] $M_a = 14.6$ [kNm]
 $Q_0 = 10.2$ [kN]
 $\tau = 0.11$ [N/mm²] < $f_s = 0.50$ [N/mm²] OK

FG1

第7節 雑設計の検討

1階和室の鴨居の下がりや縁側(1)の屋根梁等の検討を行った。

1. Y7通り X8-X14の検討

1階和室の鴨居が下がっていることが、確認できたため鉄骨梁による補強を検討する。
上部荷重は立体応力解析結果を参照する。補強梁は以下の部材を使用する。

$$\text{溝形鋼 } 250 \times 90 \times 9 \times 13 \quad I_x = 4180 [cm^4], Z_x = 334 [cm^3]$$

a. 長期

$$P = 50.6 [kN], l = 3.84 [m]$$

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{50.6 [kN] \times 3.84 [m]}{4} = 48.6 [kNm]$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_x} = \frac{48.6 \times 10^6 [Nmm]}{334 \times 10^3 [mm^3]} = 145 [N/mm^2] \quad \frac{\sigma_b}{L f_b} = \frac{145}{157} = 0.92 < 1.0 \quad \text{OK}$$

$$\delta = \frac{Pl^3}{48EI_x} = \frac{50.6 \times 10^3 [N] \times 3.84^3 \times 10^9 [mm^3]}{48 \times 2.05 \times 10^5 [N/mm^2] \times 4180 \times 10^4 [mm^4]} = 6.97 [mm] = \frac{l}{551} < \frac{l}{300}$$

OK

b. 地震時

$$P = 50.6 + 17.1 = 67.7 [kN], l = 3.84 [m]$$

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{67.7 [kN] \times 3.84 [m]}{4} = 65.0 [kNm]$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z_x} = \frac{65.0 \times 10^6 [Nmm]}{334 \times 10^3 [mm^3]} = 195 [N/mm^2] \quad \frac{\sigma_b}{s f_b} = \frac{195}{235} = 0.83 < 1.0 \quad \text{OK}$$

OK

$$\delta = \frac{Pl^3}{48EI_x} = \frac{67.7 \times 10^3 [N] \times 3.84^3 \times 10^9 [mm^3]}{48 \times 2.05 \times 10^5 [N/mm^2] \times 4180 \times 10^4 [mm^4]} = 9.32 [mm] = \frac{l}{409} < \frac{l}{300}$$

OK

2. 縁側屋根梁の検討

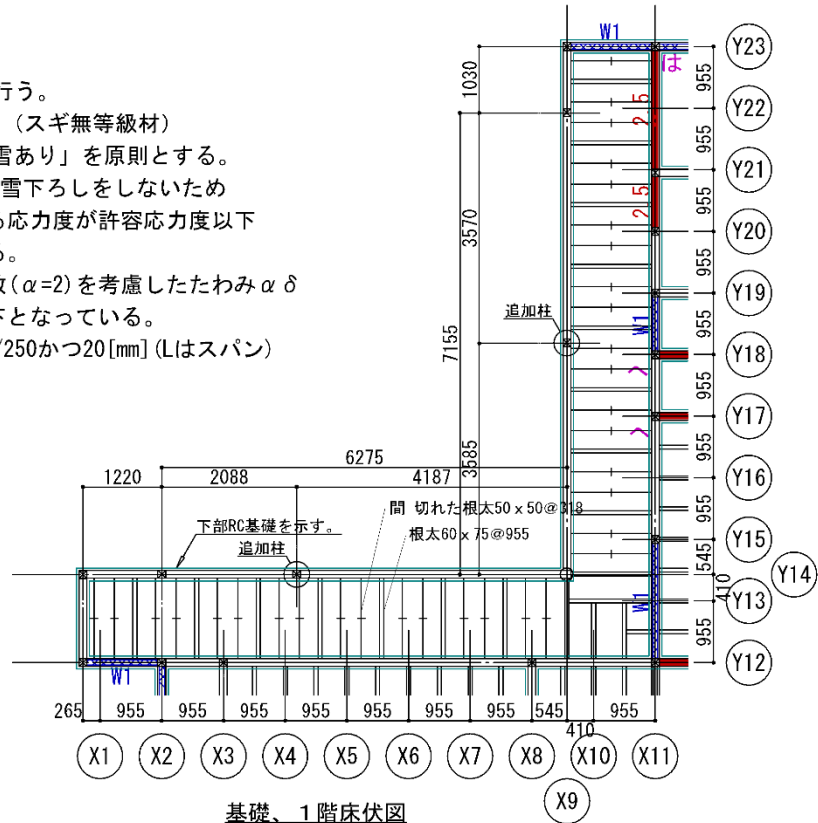
a. 縁側(3)(4)屋根梁の検討

下図に示す屋根梁の検討を行う。

断面(樹種) : 300○(スギ無等級材)

荷重 : 「積雪あり」を原則とする。
※雪下ろしをしないため

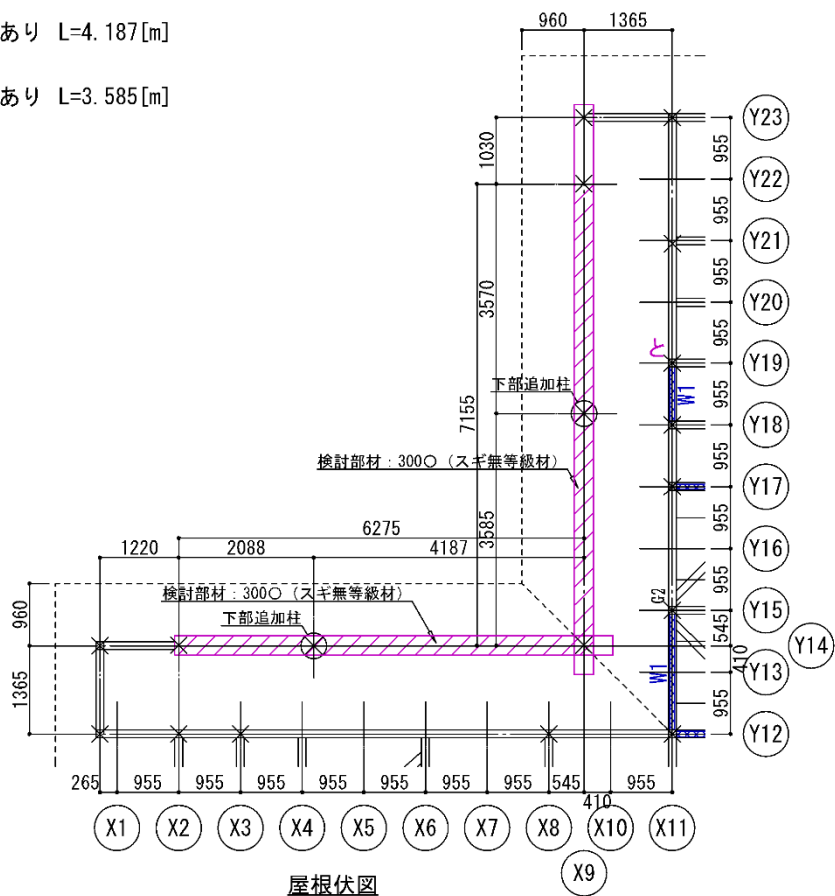
- 判定 : 1. 部材に生じる応力度が許容応力度以下となっている。
2. 変形増大係数($\alpha=2$)を考慮したたわみ $\alpha\delta$ が制限値以下となっている。
 $\alpha\delta \leq L/250$ かつ $20[\text{mm}]$ (Lはスパン)



検討条件

Y14通り 追加柱あり L=4.187[m]

X9通り 追加柱あり L=3.585[m]



縁側(3)(4)屋根梁の検討(Y14通り)															
たわみ制限値 ($\alpha=2.0$) $\delta \leq L/250$ か 20 [mm]		断面欠損による低減係数													
樹種: すぎ無等級材		断面積の低減係数													
断面: 300 O (応力、たわみ検討用断面)		断面2次モーメントの低減係数													
スパンは4.187[m]実長とする。		断面係数の低減係数													
単純梁 応力、たわみ検討															
位置		位置、名称		スパン L[m]= 4.187		水平面と軸のなす角度		ヤング係数E[N/mm ²]=		断面		断面積の低減係数		ヤング係数の低減係数	
母屋		断面、樹種		屋根勾配		$\theta = 0.0$ °		断面		$\beta_A = 0.90$		$\beta_1 = 0.90$		$\beta_2 = 0.90$	
L=4.187[m]		1:矩形2:丸太3:太鼓梁		形状 B or ϕ D		強軸算定用係数= $\cos\theta = 1.000$		A		I_x		Z_x		I_k	
w=3.810[kN/m ²]		(樹種)		[mm]		弱軸算定用係数= $\sin\theta = 0.000$		[cm ²]		[cm ⁴]		[cm ³]		[cm]	
B=0.96+1.365/2=1.6425[m]		2		300		0		707		39761		2651		7.50	
		(3)		すぎ無等級材						39761		2651		7.50	
荷重															
パラメータ															
コメント		A[m ²] or B[m]		応力 w_d [kN/m ²]		たわみ w_E [kN/m ²]		NO		荷重名		P1		P2	
B=1.6425		1.64		3.81		2.31		1		等分布w		w1=		6.26	
応力															
コメント		荷重		強軸方向の応力及び撓み		弱軸方向の応力及び撓み		パラメータ		CL		CR		M0	
				CL		CR		QL		QR		M0		M0	
				[kNm]		[kNm]		[kN]		[kN]		[kNm]		[kNm]	
				9.14		9.14		13.10		13.10		13.10		13.10	
				合計		9.14		13.10		13.10		13.10		6.06	
許容		変形		設計応力[kN]		設計応力[kN]		設計応力[kN]		設計応力[kN]		設計応力[kN]		設計応力[kN]	
応力度		増大		軸力		軸力		軸力		軸力		軸力		軸力	
[N/mm ²]		係数 α		N_d		$\sigma_{(force)}$		σ/f		σ_b		σ/f		σ_s	
1:長期		2		0.00		13.71		5.75		0.71		0.71		0.44	
2:短期		1		長期		強軸		弱軸		0.00		0.00		0.00	
6.5		8.1		11.8		14.8		1.20		1.20		1.20		1.20	
11.8		14.8		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20	
せん断		せん断		せん断		せん断		せん断		せん断		せん断		せん断	
l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}	
s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}	
5.0		8.1		9.0		14.8		1.20		1.20		1.20		1.20	
9.0		14.8		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20	
曲げ		曲げ		曲げ		曲げ		曲げ		曲げ		曲げ		曲げ	
l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}	
s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}	
8.1		14.8		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20	
14.8		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20	
引張		引張		引張		引張		引張		引張		引張		引張	
l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}		l_{fb}	
s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}		s_{fb}	
5.0		8.1		9.0		14.8		1.20		1.20		1.20		1.20	
9.0		14.8		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20		1.20	
M0		M0		M0		M0		M0		M0		M0		M0	
[kNm]		[kNm]		[kNm]		[kNm]		[kNm]		[kNm]		[kNm]		[kNm]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
M0		M0		M0		M0		M0		M0		M0		M0	
[kNm]		[kNm]		[kNm]		[kNm]		[kNm]		[kNm]		[kNm]		[kNm]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QL		QL		QL		QL		QL		QL		QL		QL	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]		[kN]	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10		13.10	
QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR		QR	
[kN]		[kN]													

縁側(3)(4)屋根梁の検討(X9通り)																
たわみ制限値 ($\alpha=2.0$)	$\delta \leq L/300$ か 20 [mm]	断面欠損による低減係数		β_A : 断面積の低減係数		=		0.90								
樹種:	すぎ無等級材			β_I : 断面2次モーメントの低減係数		=		0.90								
断面:	300 O	(応力、たわみ検討用断面)		β_Z : 断面係数の低減係数		=		0.90								
単梁	スパンは 3.585 [m]実長とする。															
位置	位置、名称															
母屋	位置、名称															
L=3.585[m]	スパン L[m]= 3.585	屋根勾配		水平面とx軸のなす角度		ヤング係数E[N/mm ² =		7000								
w=3.810[kN/m ²]	断面、樹種	1.矩形,2.丸太,3.本鼓梁		$\theta = 0.0^\circ$		$\beta_A = 0.90$		$\beta_I = 0.90$		$\beta_Z = 0.90$						
B=0.96+1.365/2=1.6425[m]	形状 B or ϕ D	強軸算定用係数=cos $\theta = 1.000$		弱軸算定用係数=sin $\theta = 0.000$		I_x		Z_x		i_x		λ_x		λ		
	(樹種) [mm]	[mm]				I_y		Z_y		i_y		λ_y				
	2	300		0		707		39761		2651		7.50		47.8		
	(3)	すぎ無等級材				39761		2651		7.50		47.8		0.82		
荷重																
パラメータ																
B=1.6425	A[m ²]	1.64	応力 w_s [kN/m ²]	3.81	たわみ w_e [kN/m ²]	2.31	NO	1	等分布 w	w1=	6.26	P1	P2	P3	w_e/w_s	
応力	荷重															
	パラメータ															
	NO	P1	P2	P3	CL	CR	M0	QL	QR	δ	CL	CR	M0	QL	QR	δ
	1	6.26	0.00	0.00	6.70	6.70	10.05	11.22	11.22	3.26	6.70	6.70	10.05	11.22	11.22	3.26
	合計															
	設計応力[kN][kNm]および応力度[N/mm ²]															
	軸力			曲げ			せん断			軸+曲げ			判定			
許容	圧縮	引張	曲げ	せん断	増大	係数 α	N_d	$\sigma_{t(or)c}$	σ/f	M_d	σ_b	σ/f	Q_d	σ_s	σ/f	$\alpha \delta / L$
応力度	f_c	f_t	f_b	f_s												
1:長期	6.5	5.0	8.1	0.70	2	1	0.00	10.05	4.21	0.52	11.22	0.26	0.38	0.52	0.38	L/ 550
2:短期	11.8	9.0	14.8	1.20	1	長期		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	判定 OK

b. 縁側(1)屋根梁の検討

下図に示す屋根梁の検討を行う。

断面(樹種) : 300〇(スギ無等級材) (Y5通り)

120×600(ケヤキ無等級材)(Y6通り)

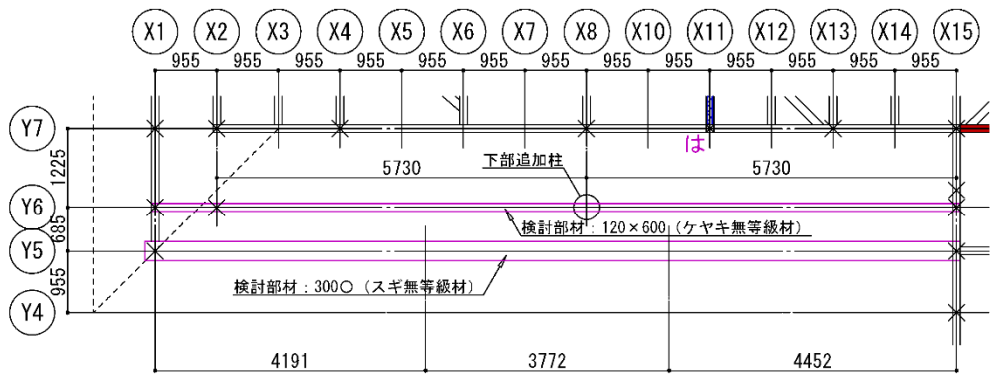
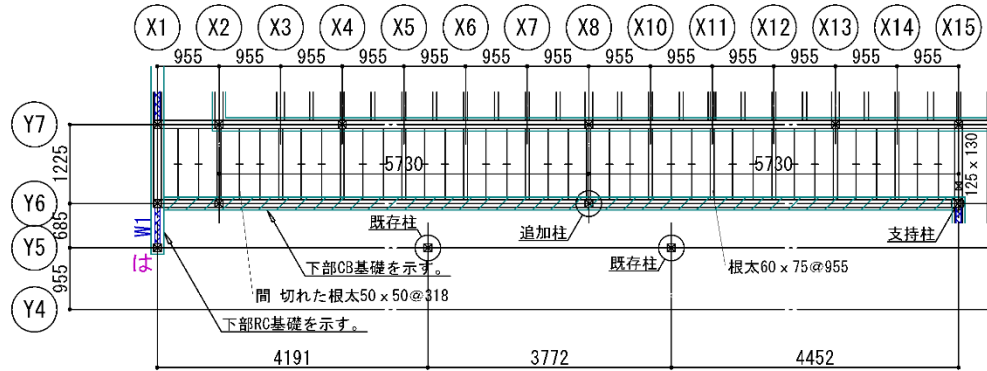
荷重 : 「積雪あり」を原則とする。

※雪下ろしをしないため

判定 : 1. 部材に生じる応力度が許容応力度以下となっている。

2. 変形増大係数($\alpha=2$)を考慮したたわみ $\alpha\delta$ が制限値以下となっている。

$\alpha\delta \leq L/250$ かつ20[mm](Lはスパン)



検討条件

Y5通り 既存柱 L= 4.452[m]

X9通り 追加柱あり L= 5.730[m] 荷重は「積雪あり」とする。

追加柱なし L=11.460[m] 荷重は「積雪なし」とする。

※冬季以外は積雪がないため、柱を設けない状態で検討し

冬季は積雪があるため「積雪あり」の状態を検討する。

縁側(1)屋根梁の検討(Y5通り)																	
たわみ制限値 ($\alpha=2.0$) $\delta \leq L/250$ か 20 [mm]																	
樹種: すぎ無等級材																	
断面: 300 O (応力、たわみ検討用断面)																	
スパンは 4.452 [m]実長とする。																	
単純梁 応力、たわみ検討																	
位置、名称																	
位置	母屋	スパン	L[m]= 4.452	水平面とx軸のなす角度			ヤング係数E[N/mm ²]= 7000										
	L=4.452[m]	断面、樹種	1:矩形2.丸太.3:太鼓梁	屋根勾配			断面										
	w=3.640[kN/m ²]	形状	B or ϕ D	$\theta = 0.0^\circ$	強軸算定用係数=cos $\theta = 1.000$			$\beta_x = 0.90$	$\beta_y = 0.90$	$\beta_z = 0.90$							
	B=0.955+0.685/2=1.2975[m]	(樹種)	[mm]	弱軸算定用係数=sin $\theta = 0.000$			I_x	Z_x	i_x	λ_x							
		2	300	0				I_y	Z_y	i_y	λ_y						
		(3)	すぎ無等級材				707	39761	2651	7.50	59.4						
							39761	2651	7.50	59.4	0.71						
荷重																	
コメント																	
パラメータ																	
B=1.2975	A[m ²] or B[m]	1.30	応力w _s [kN/m ²]	3.64	たわみw _e [kN/m ²]	2.24	1	NO	P1	P2	P3	w _e /w _s					
									w1= 4.72			0.62					
応力																	
荷重																	
強軸方向の応力及び撓み																	
弱軸方向の応力及び撓み																	
パラメータ																	
許容	圧縮	引張	曲げ	せん断	設計応力[kN][kNm]および応力度[N/mm ²]												
応力度	f_c	f_t	f_b	f_s	軸力		曲げ		せん断		軸+曲げ		せん断		判定		
[N/mm ²]					N_d	$\sigma_{(core)}$	σ/f	M_d	σ_b	σ/f	Q_d	σ_s	σ/f	$\alpha \delta =$	$\alpha \delta / L$		
1:長期	6.5	5.0	8.1	0.70	1	0.00		強軸	11.70	4.90	0.61	10.51	0.25	0.35	0.61	L/ 375	判定 OK
2:短期	11.8	9.0	14.8	1.20	1			弱軸	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	判定 OK	判定 OK

単純梁	スパンは11.460[m]実長とする。												
位置	位置、名称 母屋(積雪なし) L=5.730[m] w=0.830[kN/m ²] B=1.910/2=0.955[m]												
位置	スパン	L[m]=	水平面とx軸のなす角度										
	断面、樹種	11.460	屋根勾配										
	1:矩形 2:丸太 3:本鼓梁		θ = 0.0 °										
	形状 B or φ (樹種)	B or φ	強軸算定用係数=cos θ = 1.000										
		[mm]	弱軸算定用係数=sin θ = 0.000										
	1	120											
	(7)	600											
	けやき無等級材												
荷重	パラメータ												
	コメント	A[m ²] or B[m]	応力w _s [kN/m ²]	たわみw _E [kN/m ²]	NO	荷重名	P1	P2	P3	w _E /w _s			
B=0.955		0.96	0.83	0.83	1	等分布w	w1=	0.79				1.00	
応力	荷重												
	コメント	強軸方向の応力及びひびき											
		弱軸方向の応力及びひびき											
	パラメータ	CL	CR	M0	QL	QR	δ	CL	CR	M0	QL	QR	δ
		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[mm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[mm]
B=0.955	1	0.79	0.00	0.00	0.00	0.00	8.67	8.67	13.01	4.54	4.54	11.45	
	合計												
		8.67	8.67	13.01	4.54	4.54	11.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
許容	設計応力[kN]	検査比およびたわみの検討											
応力度	変形増大係数α	軸力											
[N/mm ²]	増大係数α	軸力											
1:長期	1	N _d	σ _(tore)	σ/f	M _d	σ _b	σ/f	Q _d	σ _s	σ/f	軸+曲げ	せん断	α δ' =
2:短期	2	0.00	強軸	弱軸	13.01	2.01	0.19	4.54	0.11	0.10	0.19	0.10	α δ / L
	1	長期	弱軸	強軸	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	L / 500
	2	短期	強軸	弱軸	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	OK	判定 OK

c. 支持柱の検討

縁側(1)Y6 通りの屋根梁は X2 端と X15 端で支持されている。X15 端は 90×120 の柱となっているため圧縮力に対する検討を行う。

検討方針は以下の通りである。

- ・断面は 90×120、スパンは 2[m]とする。
- ・荷重条件は「積雪あり」の場合と「積雪なし」場合とする。

$$\text{積雪あり} \quad N = 9.96[kN]$$

$$\text{積雪なし} \quad N = 4.54[kN]$$

断面：90×120

$$A = 9 \times 12 = 108[cm^2], \quad i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{1}{12} \times 12 \times 9^3}{12 \times 9}} = 2.60[cm]$$

$$h = 200[cm] \quad \lambda = \frac{h}{i_y} = \frac{200}{2.60} = 77 \text{ より } \eta = 1.3 - 0.01\lambda = 1.3 - 0.01 \times 77 = 0.53$$

断面算定

積雪ありの場合

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{9.96 \times 10^3[N]}{108 \times 10^2[mm^2]} = 0.92[N/mm^2]$$

$$\frac{\sigma_c}{\eta \cdot L f_c} = \frac{0.92}{0.53 \times 7.7} = 0.23 < 1.0 \quad \text{OK}$$

積雪なしの場合

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{4.54 \times 10^3[N]}{108 \times 10^2[mm^2]} = 0.43[N/mm^2]$$

$$\frac{\sigma_c}{\eta \cdot L f_c} = \frac{0.43}{0.53 \times 7.7} = 0.11 < 1.0 \quad \text{OK}$$

d. 追加柱の検討

縁側(1)Y6 通りの屋根梁は積雪時に X8 端に追加柱を設けるものとする。ここでは部材の検討を行う。

検討方針は以下の通りである。

- ・断面は○-89.1×5.5、スパンは 2.8[m]とする。
- ・荷重条件は「積雪あり」の場合とする。

$$\text{積雪あり} \quad N = 9.96 \times 2 = 19.92[kN]$$

$$M = 19.92 \times 0.155 = 3.09[kNm]$$

断面：○-89.1×5.5

$$A = 14.45 [cm^2]、Z = 28.4 [cm^3]、i_y = 2.96 [cm]、h = 280 [cm]$$

$$\lambda = \frac{h}{i_y} = \frac{280}{2.96} = 95 \text{ したがって、} \sigma_{fc} = 91.6 [N/mm^2]$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{19.92 \times 10^3 [N]}{14.45 \times 10^2 [mm^2]} = 13.8 [N/mm^2]$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{3.09 \times 10^6 [Nmm]}{28.4 \times 10^3 [mm^3]} = 108.9 [N/mm^2]$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_{fb}} + \frac{\sigma_c}{\sigma_{fc}} = \frac{108.9}{157} + \frac{13.8}{91.6} = 0.70 + 0.16 = 0.86 < 1.0 \quad \text{OK}$$

接合部材の検討

- ・断面はBH-90×50×6×9とする。
- ・設計応力は以下の通りとする。

$$M = 19.92 \times 0.155 = 3.09 [kNm]$$

- ・断面係数はフランジのみを考慮する。

$$Z = \frac{5.0}{6} \times (9.0^2 - 7.2^2) = 24.3 [cm^3]$$

$$\sigma_b = \frac{M}{Z} = \frac{3.09 \times 10^6 [Nmm]}{24.3 \times 10^3 [mm^3]} = 127.2 [N/mm^2]$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_{fb}} = \frac{127.2}{157} = 0.82 < 1.0 \quad \text{OK}$$

第8節 解体後調査結果に伴う追加検討

1. 一般に公開しないエリアの柱と梁の追加

内部仕上げ材を解体後、一般に公開しないエリアの軸組が設計と異なっていることが判明したため、柱と梁を追加した。また、2階ホール(4)を支える梁(Y19通り梁)を受ける柱が切断され、5mmほど下がっていたことから、補強受梁及び受け柱をX17及びY20に追加した。

2. Y7通り鉄骨梁補強

補強予定の既存梁が内側に偏心し、梁接合部がボルトのみとなっていた。また、2階外壁を受ける直行梁(X11通り梁)を受ける部分の下端が割れて25mm下がっていたため、梁を止めるボルトをかわし、且つ割れた部分の補強を行うために鉄骨の固定方法を変更した。また、荷重を柱に伝えるため欄間部分に付け柱を新設した。

3. 筋違いを加えた耐力壁の補強

土壁耐力壁の一部に筋違いが入っていたため、補強耐力壁に存する物は断面・欠損の有無を確認し、有効な部材は補強金物を取付け、倍率の構成に加えた。

4. 縁側屋根水平構面の補強

建物本体と縁側をつなぐ梁が不足しており、揺れに対して一体に動かない状態であったことから、屋根野地面を構造用合板とし、水平構面で追従するように補強した。

5. 縁側(1)座屈止め

Y6通りの檜大梁の座屈止めとして柱と檜梁をつなぐ開き止め材45mm×60mmを新設した。

第9節 耐震補強壁施工状況

壁の耐震補強は、10種類の異なる仕様で施工した。

耐震補強壁施工状況

耐力壁①A



5-8-1 施工前 耐力壁 (①A)



5-8-2 施工中 耐力壁 (①A)
土壁部分撤去



5-8-3 施工中 耐力壁 (①A)
土壁復旧

耐力壁①B



5-8-4 施工前 耐力壁 (①B)



5-8-5 施工中 耐力壁 (①B)
土壁全面撤去、既存貫再使用



5-8-6 施工中 耐力壁 (①B)
構造用合板を新設

震補強壁施工状況

耐力壁①C



5-8-7 施工前 耐力壁 (①C)



5-8-8 施工中 耐力壁 (①C)
土壁全面撤去



5-8-9 施工中 耐力壁 (①C)
上部土壁復旧、下部構造用合板を新設

耐力壁②



5-8-10 施工前 耐力壁 (②)



5-8-11 施工中 耐力壁 (②)
土壁、貫全面撤去



5-8-12 施工中 耐力壁 (②)
構造用合板を新設

震補強壁施工状況

耐力壁②A



5-8-13 施工前 耐力壁 (②A)



5-8-14 施工中 耐力壁 (②A)
壁全面撤去



5-8-15 施工中 耐力壁 (②A)
構造用合板を新設

耐力壁②B



5-8-16 施工前 耐力壁 (②B)



5-8-17 施工中 耐力壁 (②B)
壁下地全面撤去し、柱・梁を追加



5-8-18 施工中 耐力壁 (②B)
構造用合板を新設

震補強壁施工状況

耐力壁③



5-8-19 施工前 耐力壁 (③)



5-8-20 施工中 耐力壁 (③)

土壁、貫全面撤去



5-8-21 施工中 耐力壁 (③)

構造用合板+PB を新設

耐力壁③A



5-8-22 施工前 耐力壁 (③A)



5-8-23 施工中 耐力壁 (③A)

壁下地全面撤去



5-8-24 施工中 耐力壁 (③A)

構造用合板 (片面) を新設

震補強壁施工状況

耐力壁④A



5-8-25 施工前 耐力壁 (④A)



5-8-26 施工中 耐力壁 (④A)
土壁、貫全面撤去



5-8-27 施工中 耐力壁 (④A)
構造用合板 (両面) を新設

耐力壁④B・C



5-8-28 施工前 耐力壁 (④B・C)



5-8-29 施工中 耐力壁 (④B・C)
土壁・貫全面撤去、筋違残置



5-8-30 施工中 耐力壁 (④B・C)
構造用合板 (両面・片面) を新設

写 真

	写真番号
1. 竣工（外観）	1～ 6
2. 施工前（外観）	7～12
3. 施工前後（各室内）	13～58
4. 古写真（昭和 55 年曳家工事前）	59～66

竣工



1 南・正面（玄関）



2 南・正面（便所・洋室）

竣工



3 南・正面（縁側）



4 北・背面全景

竣工



5 東・側面全景



6 西・側面全景

施工前



7 南・正面（玄関）



8 南・正面（便所・洋室）

施工前



9 南・正面（縁側）



10 北・背面全景

施工前



11 東・側面全景



12 西・側面全景

施工前後



13 竣工 玄関



14 施工前 玄関

施工前後



19 竣工 縁側 (1)



20 修理前 縁側 (1)

施工前後



21 竣工 縁側 (3)



22 施工前 縁側 (3)

施工前後



23 竣工 縁側 (4)



24 施工前 縁側 (4)

施工前後



25 竣工 洋室 (1)



26 施工前 洋室 (1)

施工前後



27 竣工 和室(1)、(2)、(3)



28 施工前 和室(1)、(2)、(3)

施工前後



29 竣工 和室 (2)



30 施工前 和室 (2)

施工前後



31 竣工 和室 (4)



32 施工前 和室 (4)

施工前後



33 竣工 展示室



34 施工前 予備室

施工前後



35 竣工 便所 (1)



36 施工前 便所 (1)

施工前後



37 竣工 便所 (2)



38 施工前 便所 (2)

施工前後



39 竣工 管理人室



40 施工前 管理人室

施工前後



41 竣工 物置 (2)



42 施工前 浴室

施工前後



43 竣工 ホール (2) 西面



44 施工前 ホール (2) 西面

施工前後



45 竣工 ホール (4) 西面



46 施工前 ホール (4) 西面

施工前後



47 竣工 和室 (5)



48 施工前 和室 (5)

施工前後



49 竣工 和室 (6)



50 施工前 和室 (6)

施工前後



51 竣工 縁側 (5)



52 施工前 縁側 (5)

施工前後

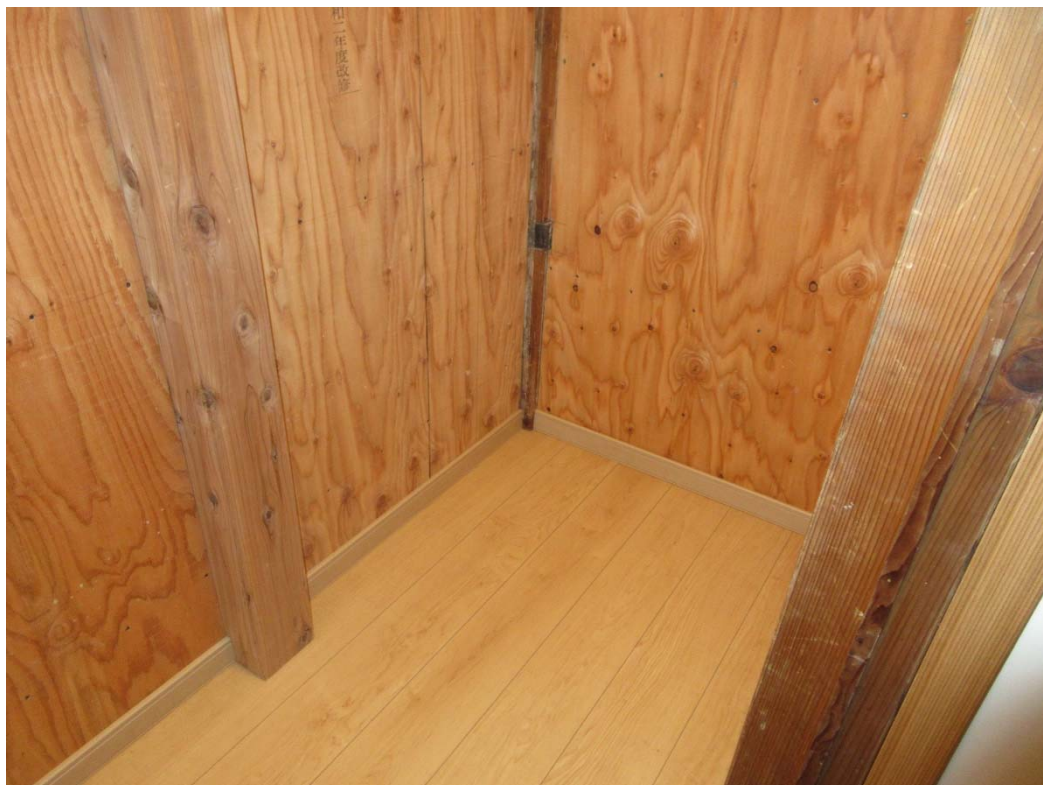


53 竣工 納戸(1)、(2)



54 施工前 納戸(1)、(2)

施工前後



55 竣工 物置 (4)



56 施工前 2階便所

施工前後



57 竣工 展望台



58 施工前 展望台

古写真



59 古写真 正門全景



60 古写真 正門



61 古写真 南面外観



62 古写真 南東面外観



63 古写真 東面外観



64 古写真 洋室(1)外観



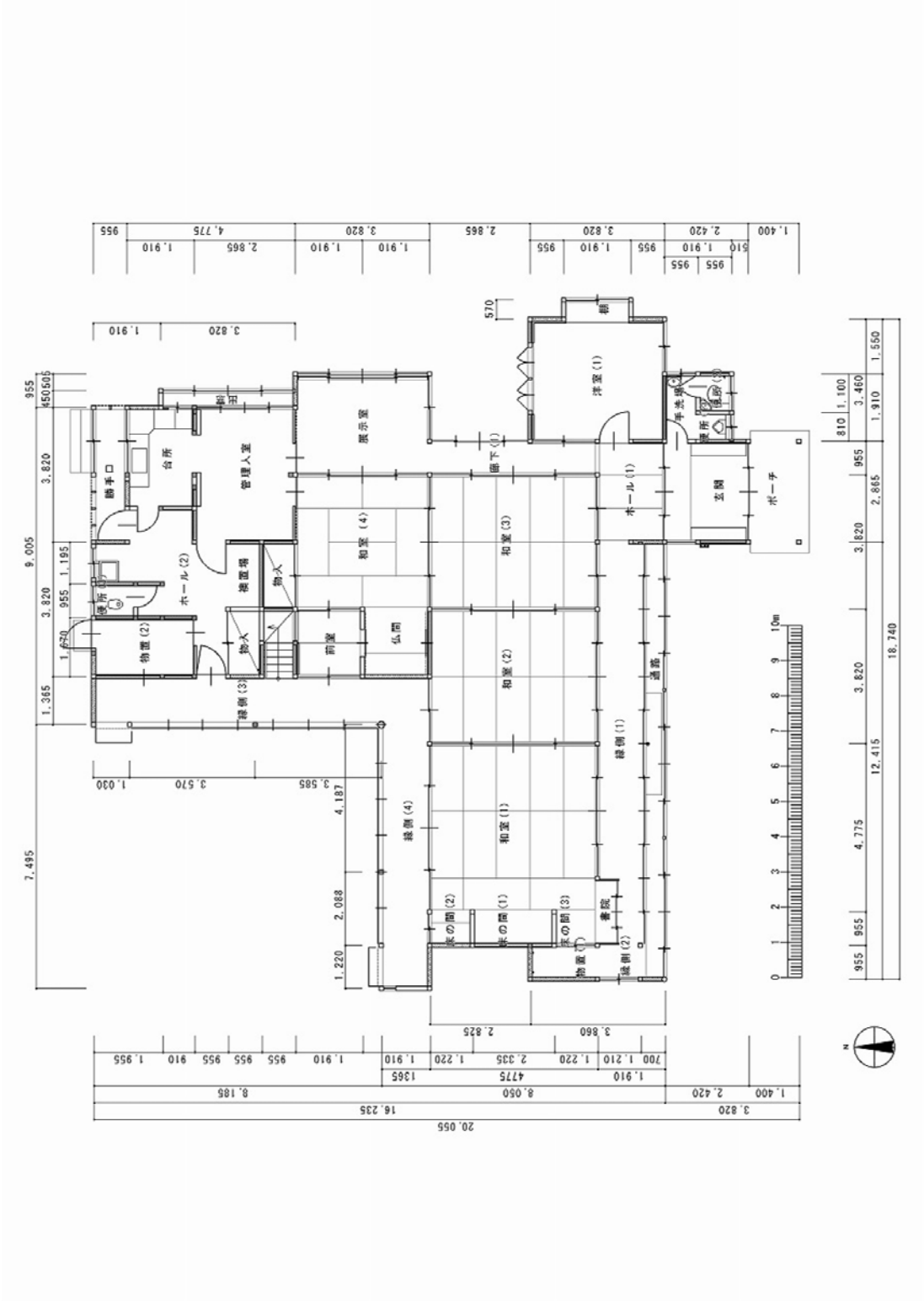
65 古写真 南西面外観



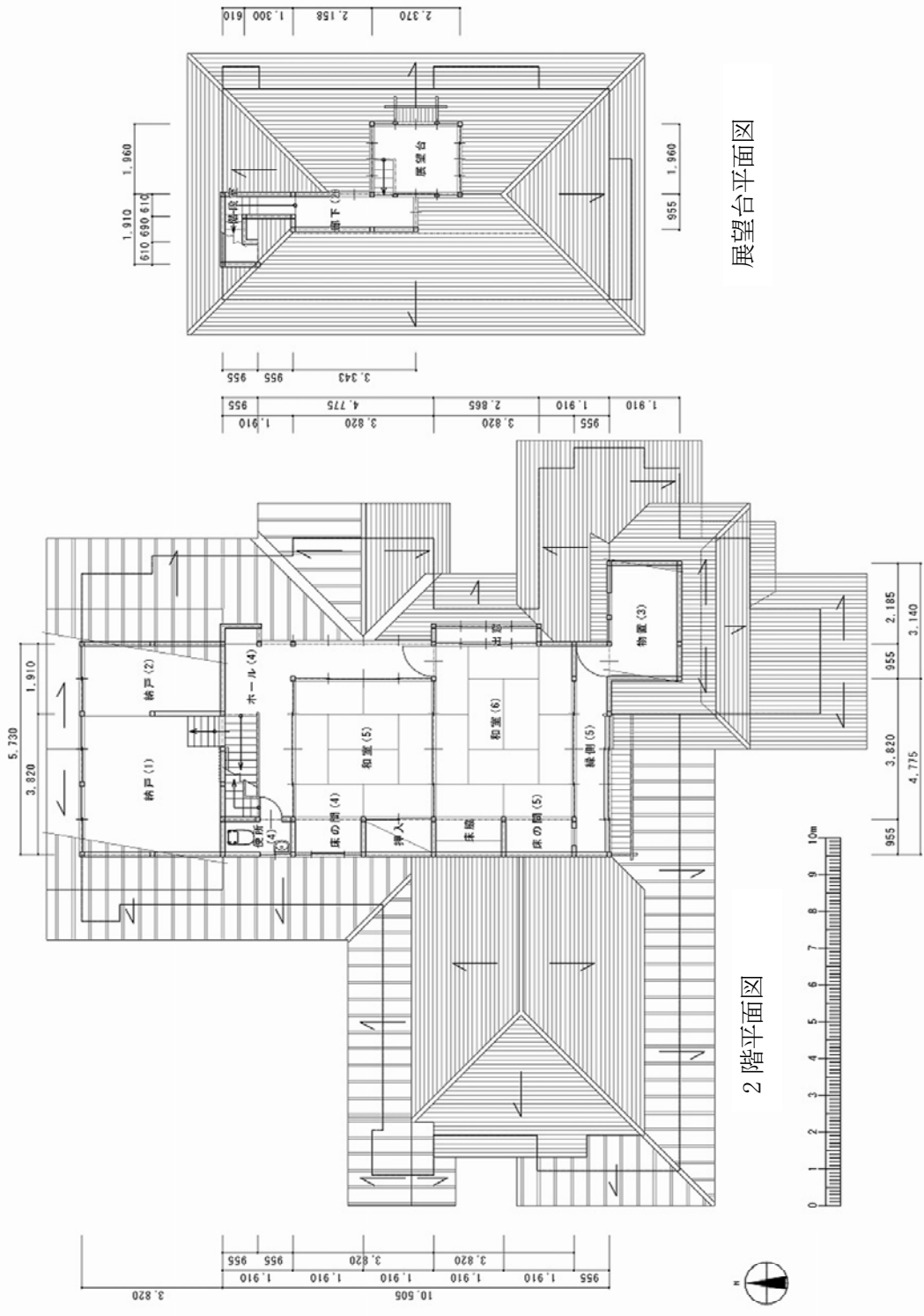
66 古写真
玄関外観

図 面

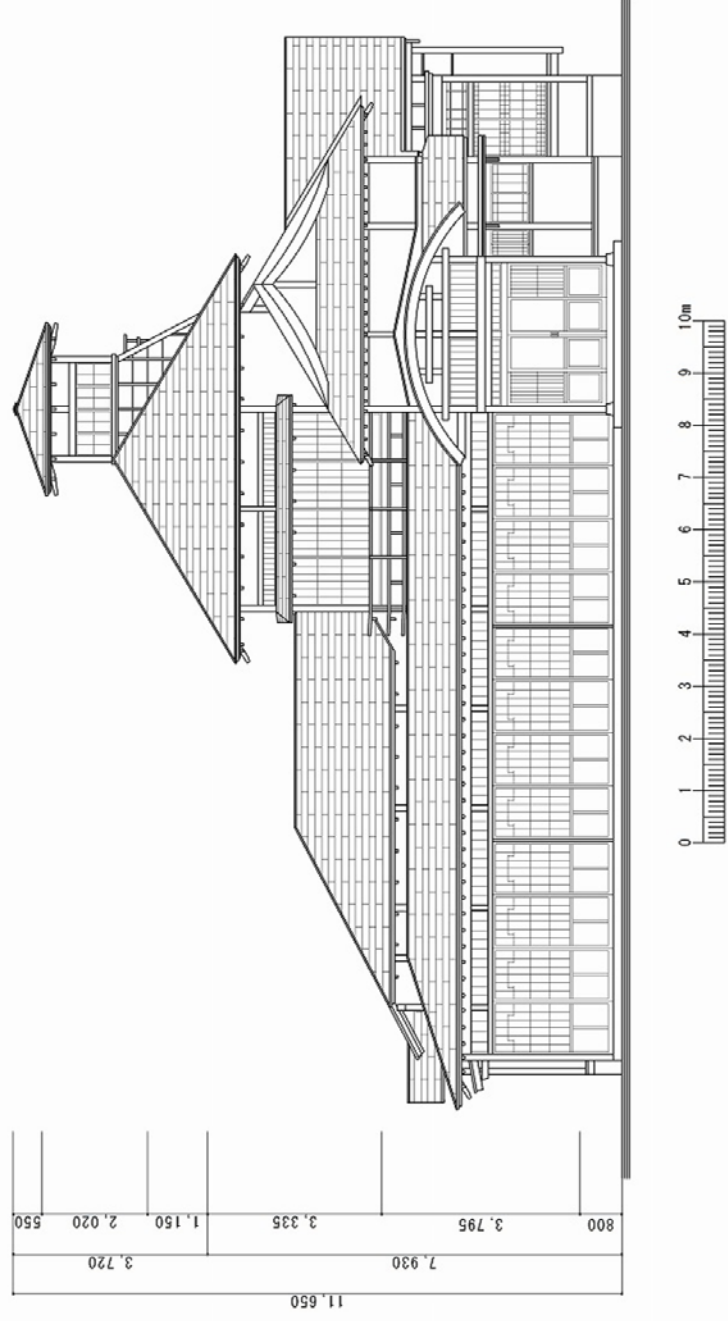
	図面番号
1. 竣工.....	1～6
2. 施工前.....	7～12



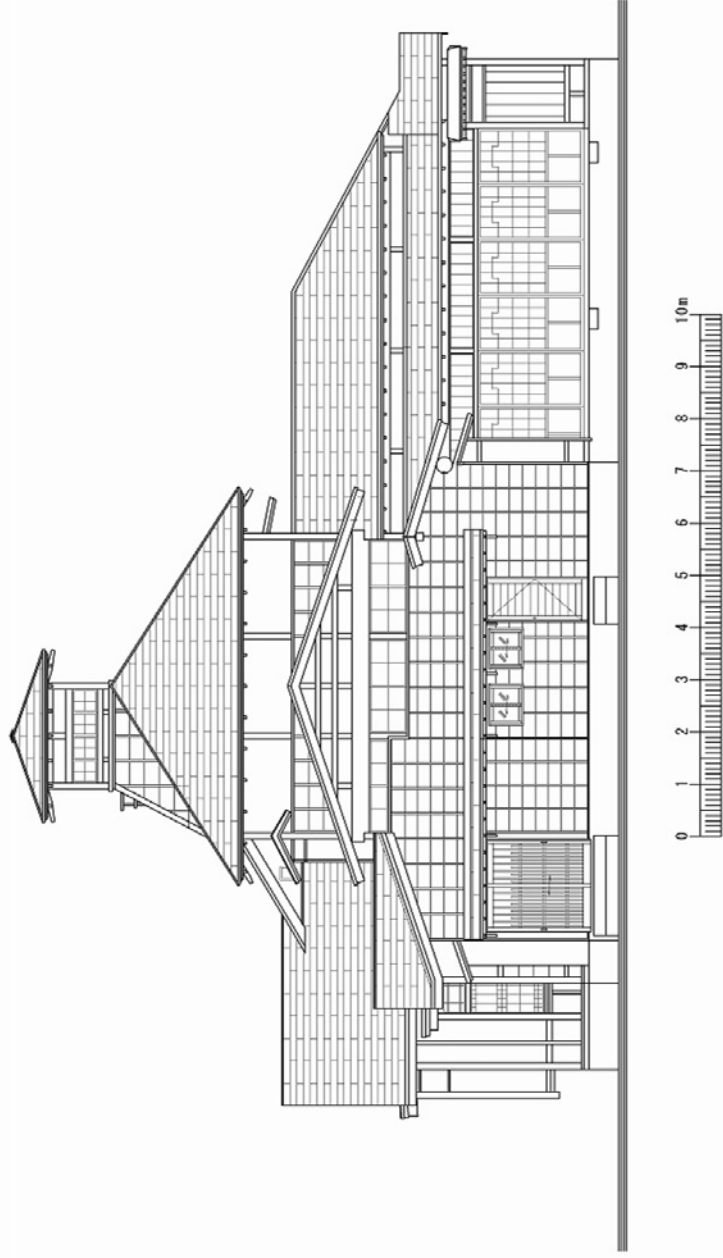
1 竣工 1 階平面図



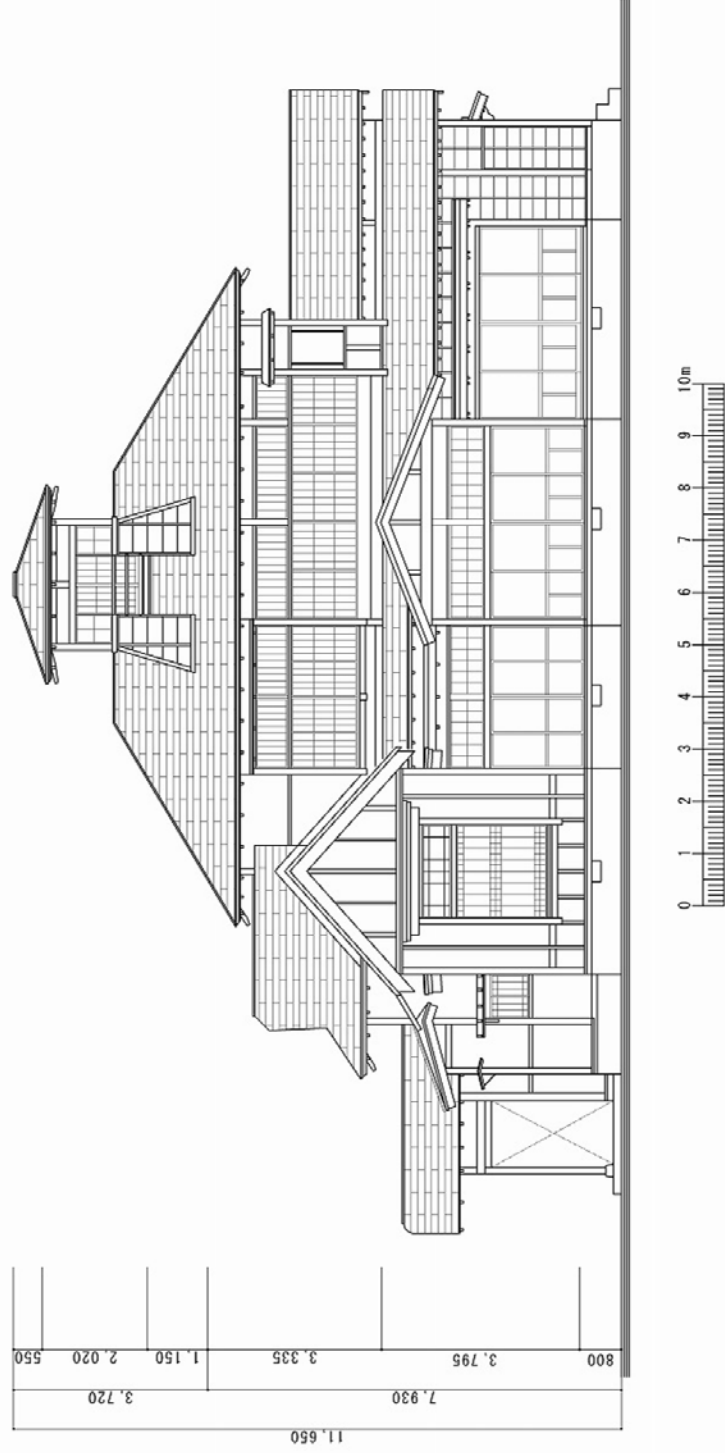
2 竣工 2階平面図, 展望台平面図



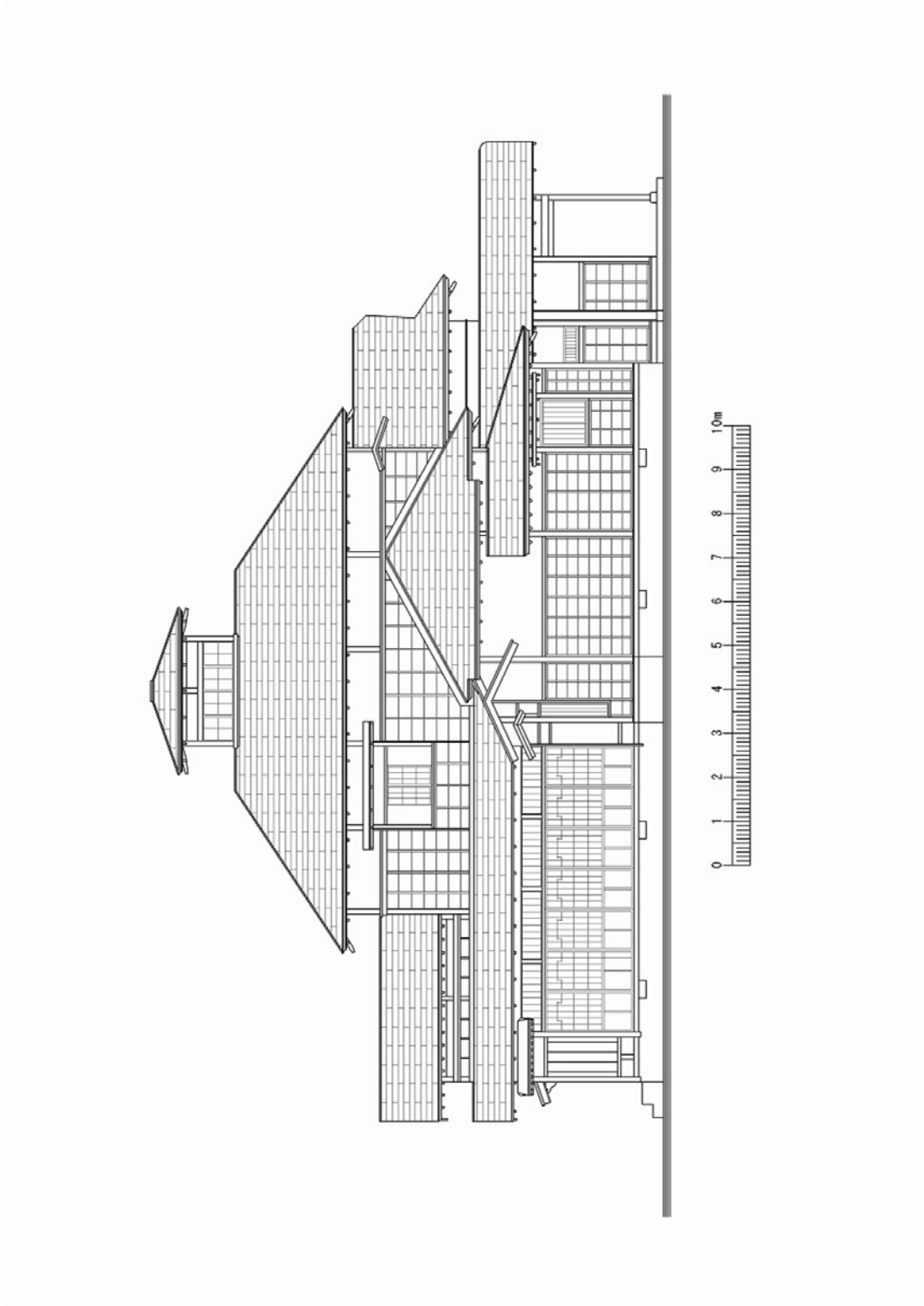
3 竣工 正面图 (南面)



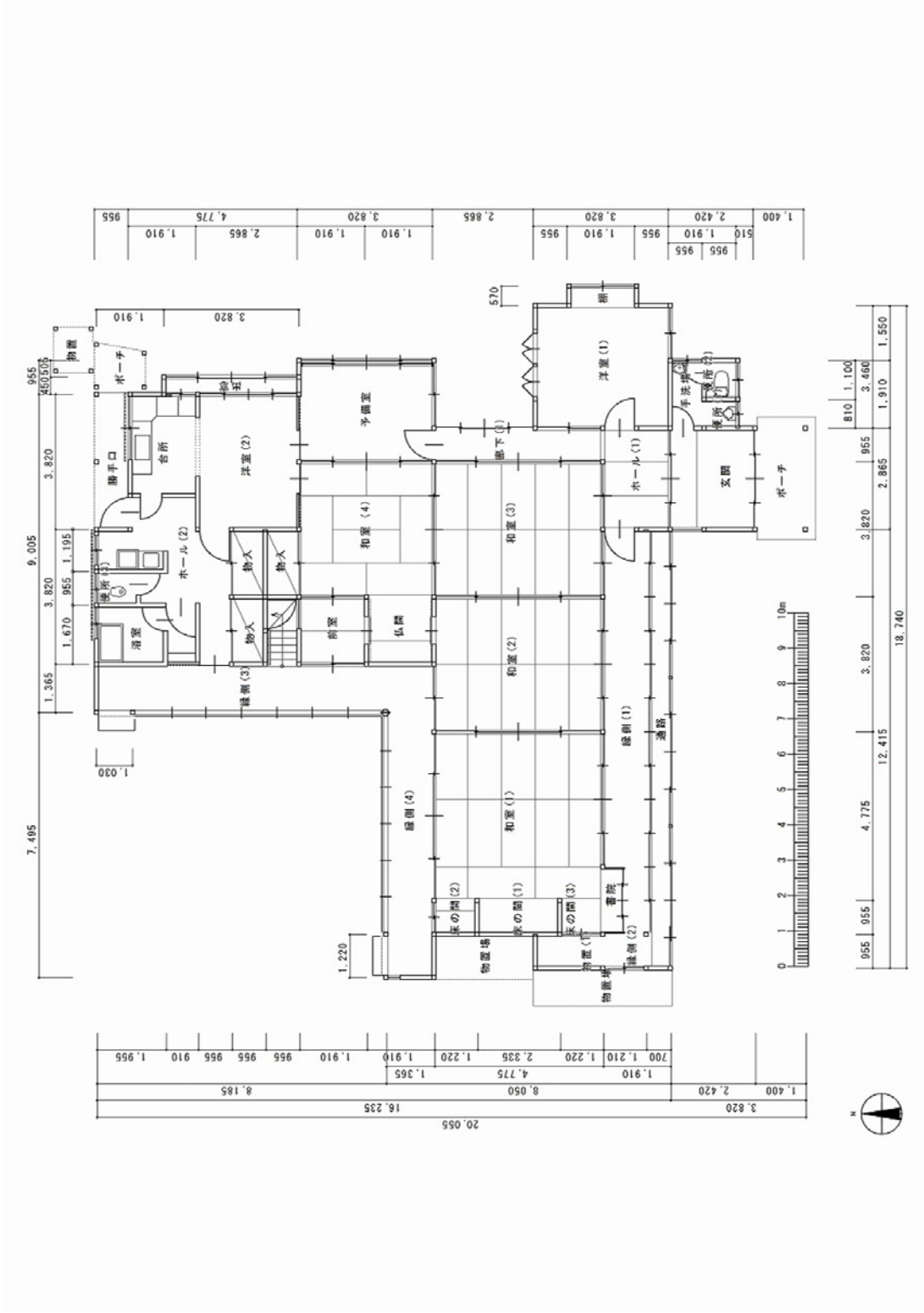
4 竣工. 背面図 (北面)

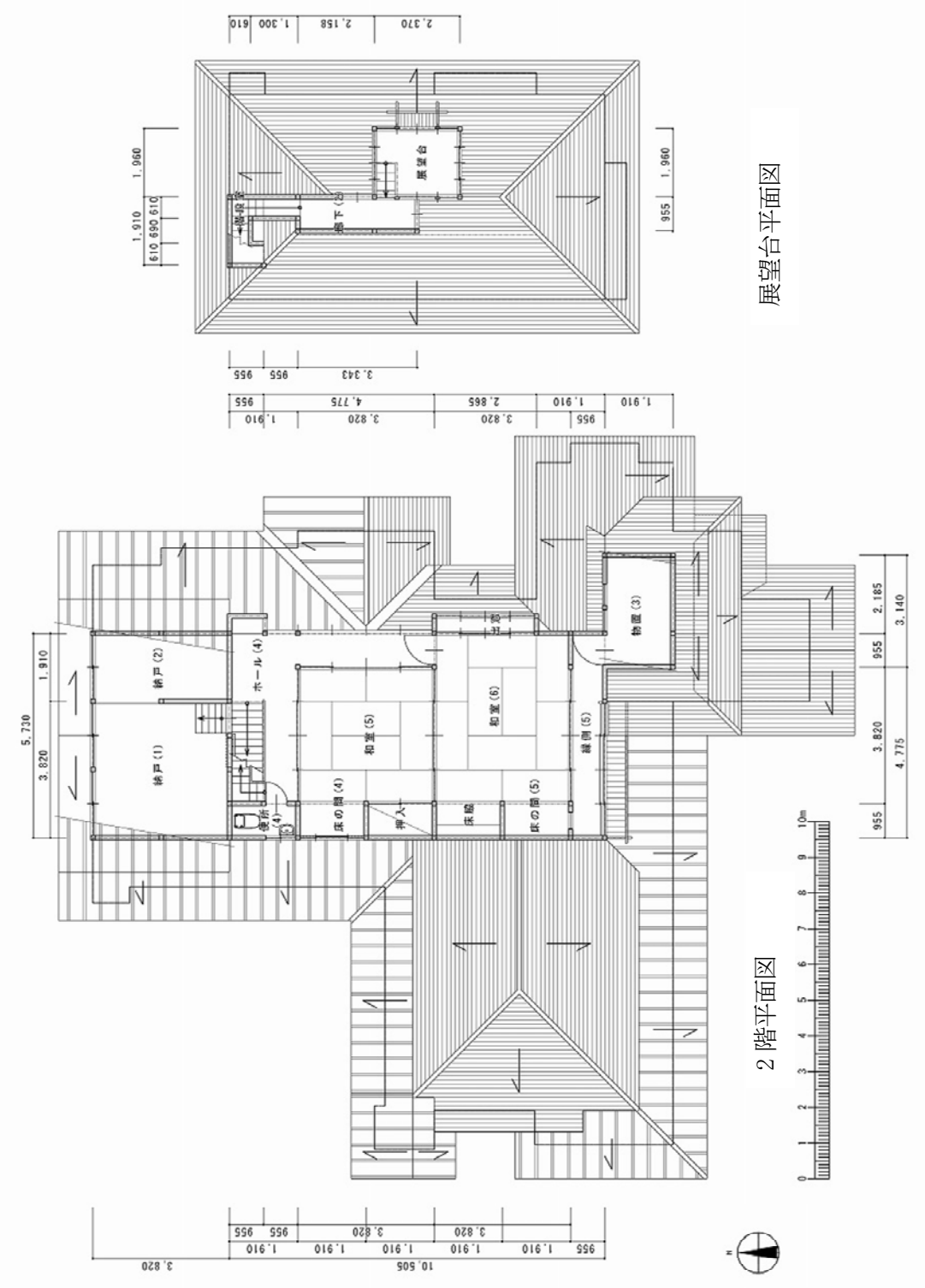


5 竣工 側面図 (東面)



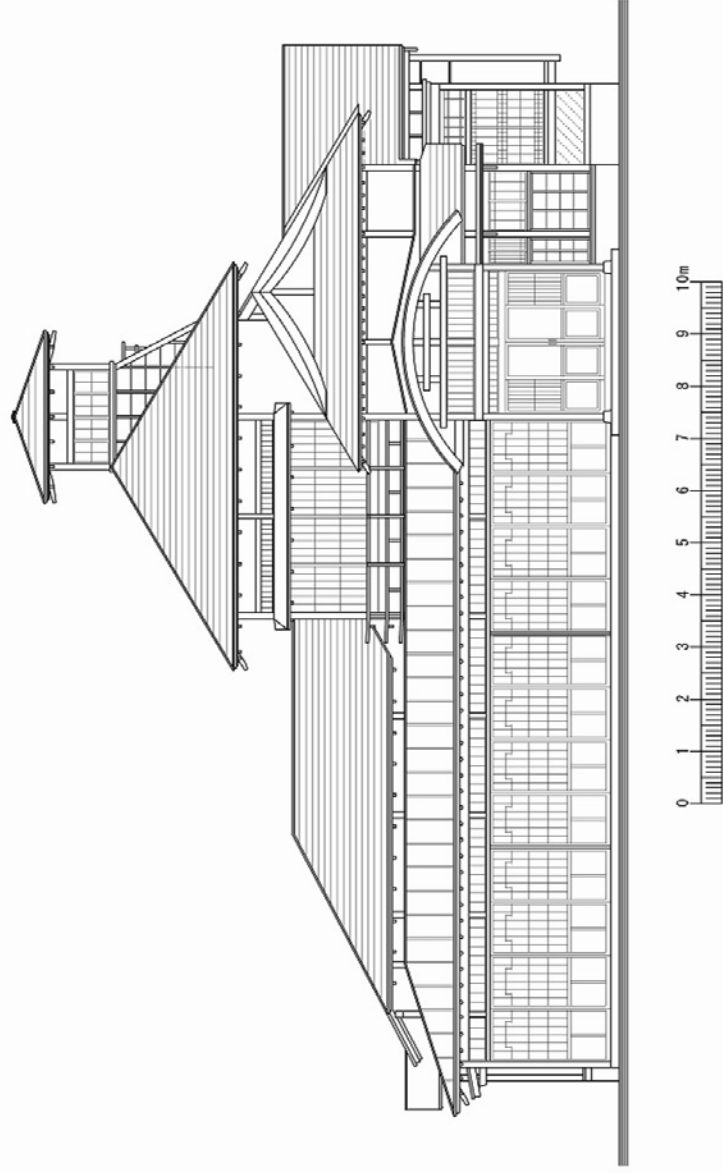
6 竣工 側面図 (西面)



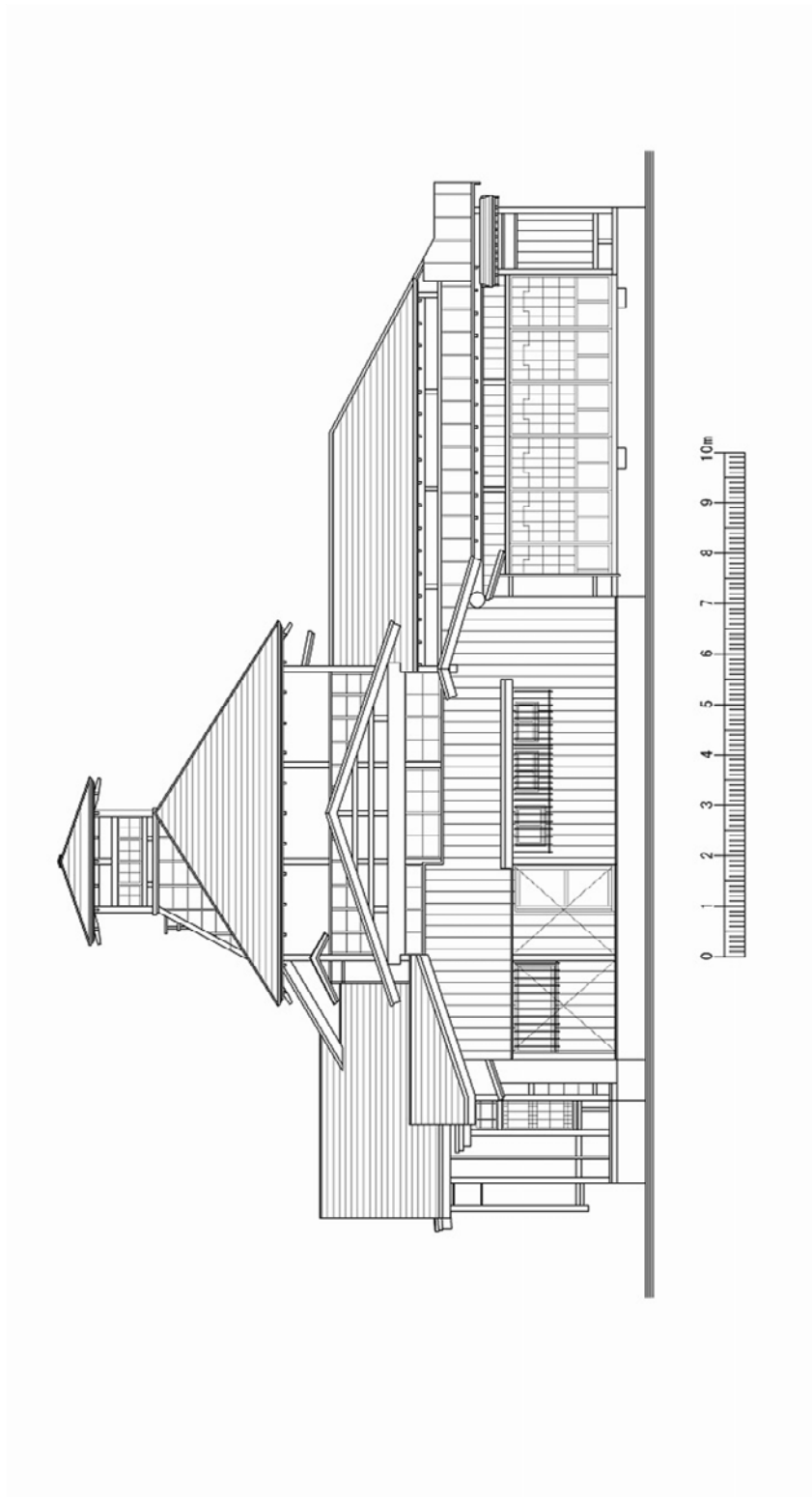


展望台平面図

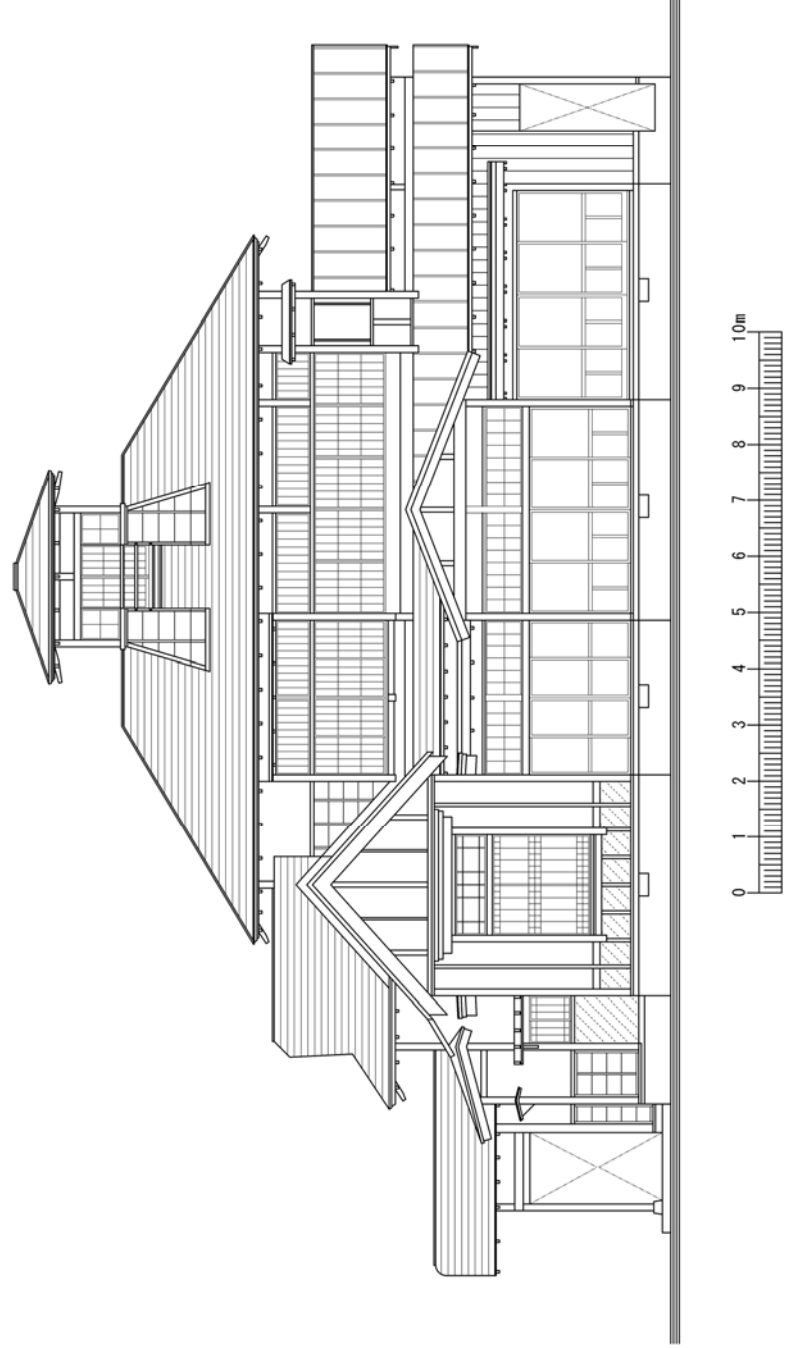
2階平面図



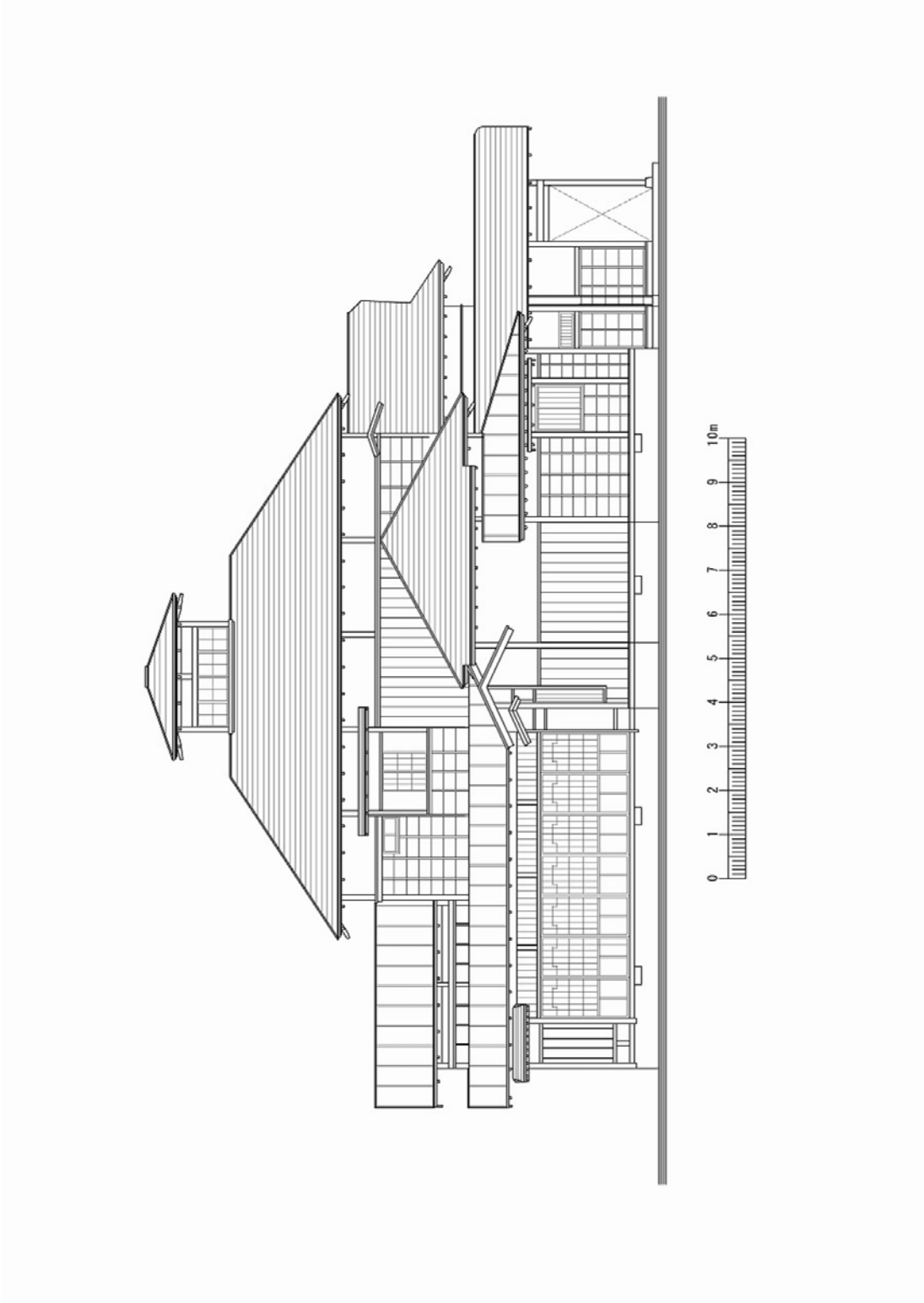
9 施工前 正面图 (南面)



10 施工前 背面図 (北面)



11 施工前 側面図 (東面)



12 施工前 側面図 (西面)

桜櫓館保存補修事業耐震改修工事報告書

令和3年3月

発行：大館市

編集：大館市建設部まちづくり課

〒017-0044 秋田県大館市御成町三丁目6番31号

TEL：0186-43-7135 FAX：0186-59-6840