

# 朱雀門（平城宮跡）の構造設計

理事 金多 潔／非常勤研究員 西澤 英和  
部長 落亀 利章／研究員 鴨 昌和

## はじめに

奈良国立文化財研究所から古代建築の復原にともなう材料、工法、構造などを調査検討するため、当協会に一部資料の収集に協力のご依頼があった。

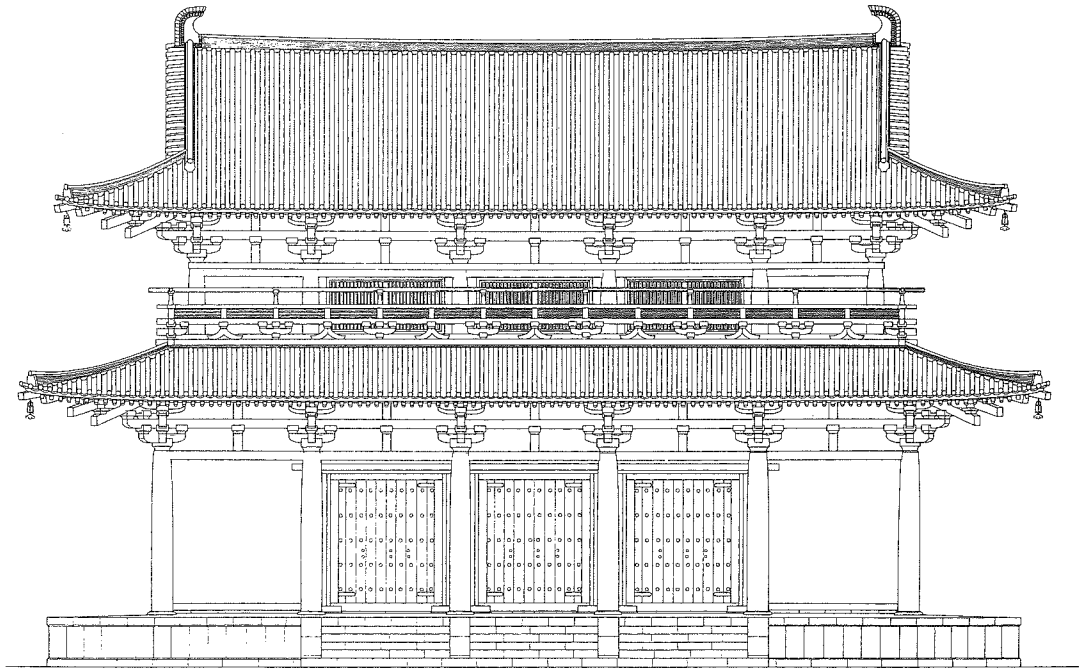
まず、昭和54（1979）年から平成元（1989）年にかけて、復原案に対する構造計算、材料、工法の検討、意匠と構造に関する検討、復原のための構造補強の検討、復原計画の基本案を確定した。

その後、まず基壇の復原に取りかかり地盤調査と地耐力試験の結果、地耐力の値は高いとはいえないものの、幸いに復原建物は木造であり、鉄筋コンクリート造等と比べ建物重量が軽いので、復原建物の基壇を利用しべた基礎を採用することで基壇全面積を基礎面積とし、基礎単位面積あたりの必要地耐力を地耐力以下に収めた。

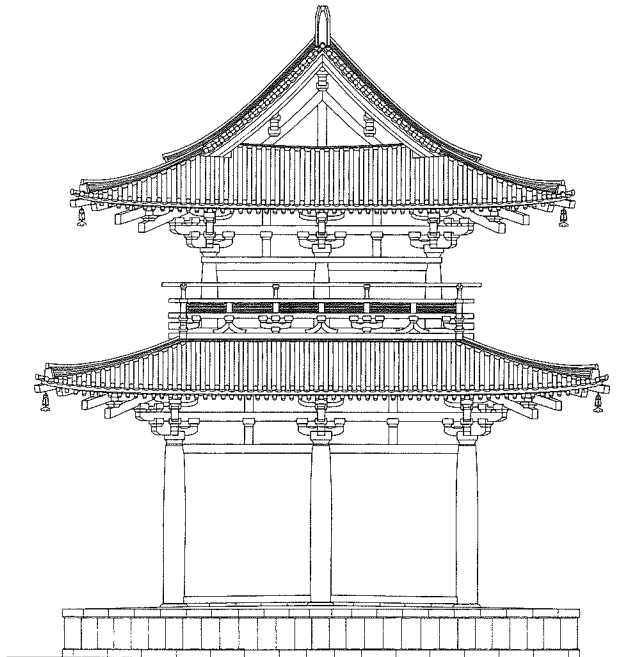
基壇の復原後、本格的に実施設計に取組み、平成5（1993）年に、木材の調達が開始された。この間に復原朱雀門は建築基準法の範囲から外れるため、建築基準法第38条の規定に基づく建設大臣の認定を得ることとなった。

## 1、構造計画の概要

図-1は、復原した平城宮跡朱雀門の立面図で、朱雀門の当初の構造については、不明であるが文献記録及び遺構ならびに奈良に残る上代の建物の解体修理事業と並行して行われた学術研究の成果により、奈良国立文化財研究所によって木造二重門の復原図が作成された。図-2は、1階（初重）・2階（二重）の平面で、梁間桁行とも柱間が17尺の正方形の格子状の柱配置となっており、5間3戸で桁行方向の入側柱筋の中央3間が扉で、その両側が壁面である。梁間方向の両妻間2間も壁面になっている。2階（二重）平面も5間3戸であるが全体の寸法が初重より短くなっており、桁行方向の側柱筋の中央3間が窓で、その両側が壁面となっており、また梁間方向の両妻間2間も壁面になっている。また、図-3は、桁行・梁間方向の断面図を示す。

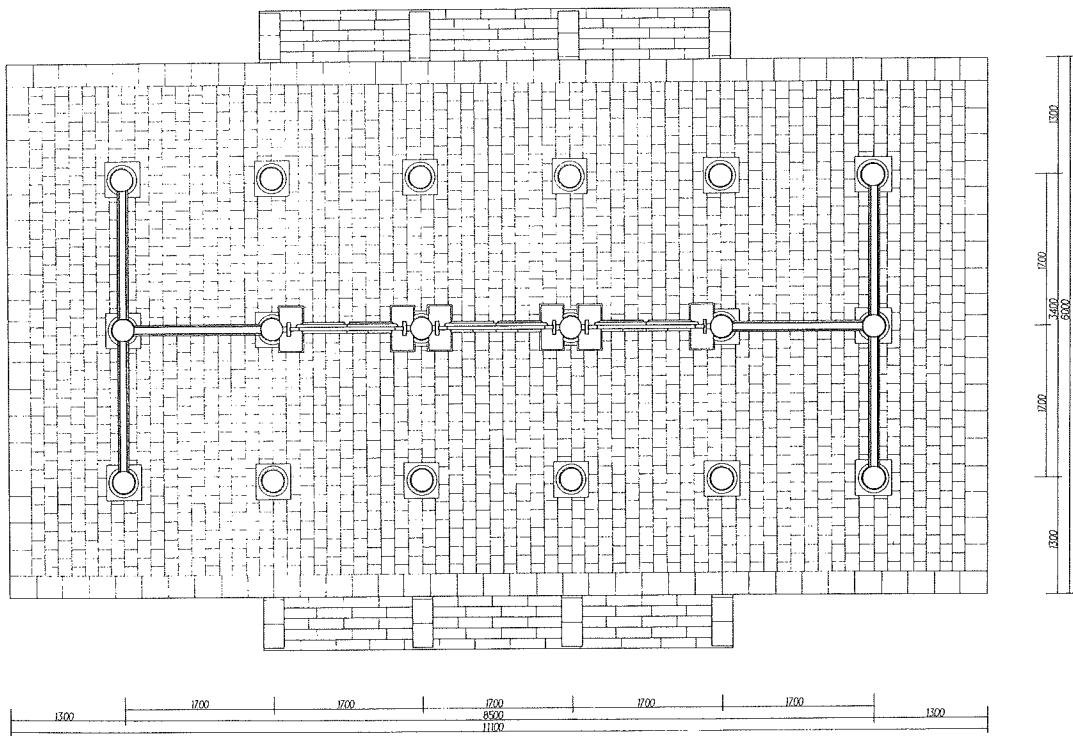


正面图

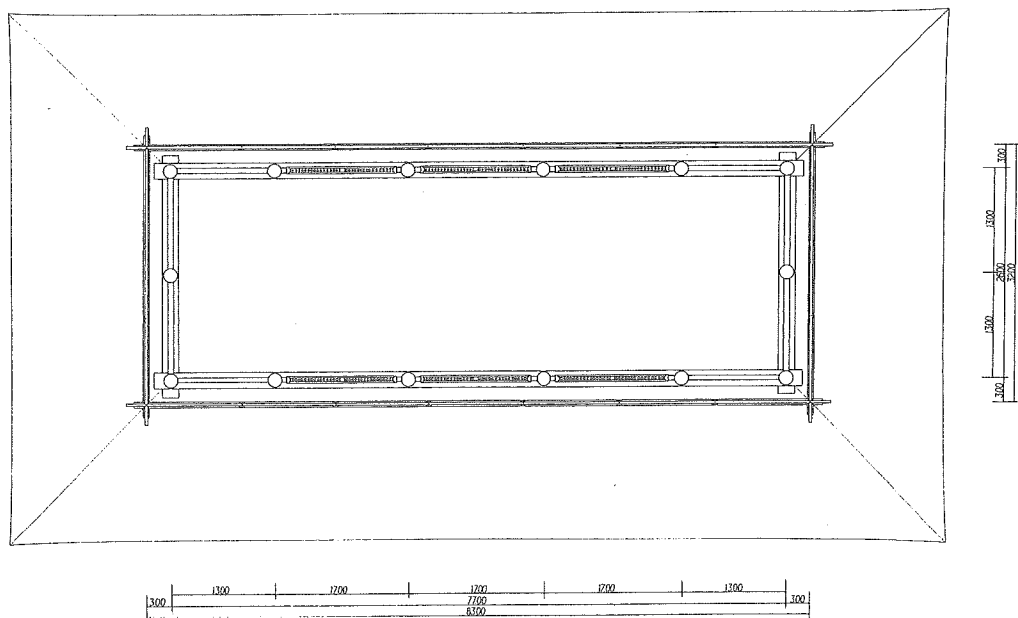


侧面图

图-1 复原立面图

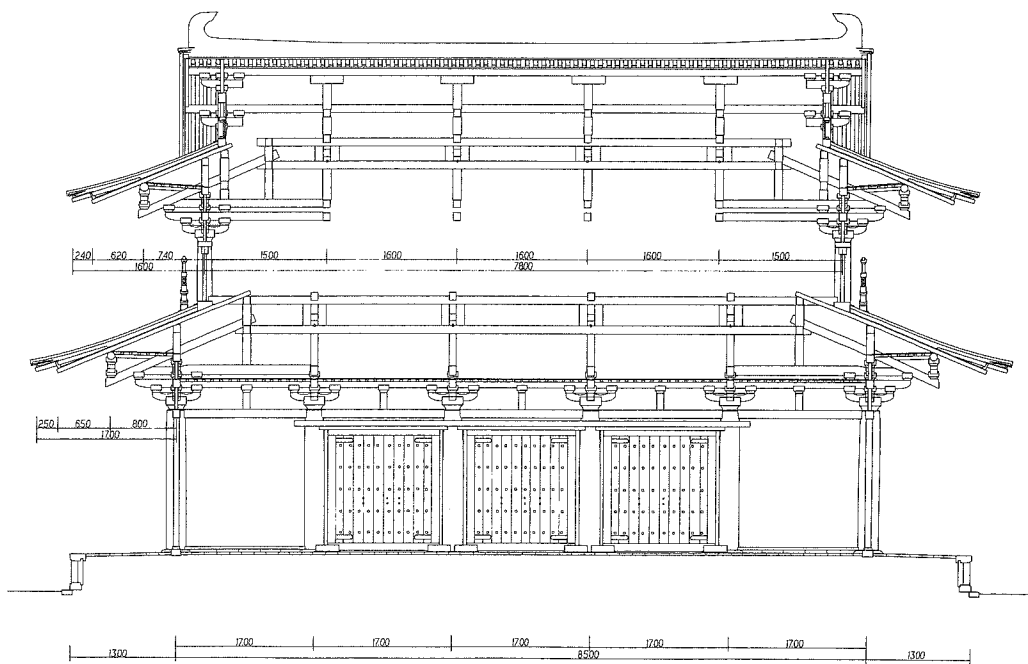


1 階平面

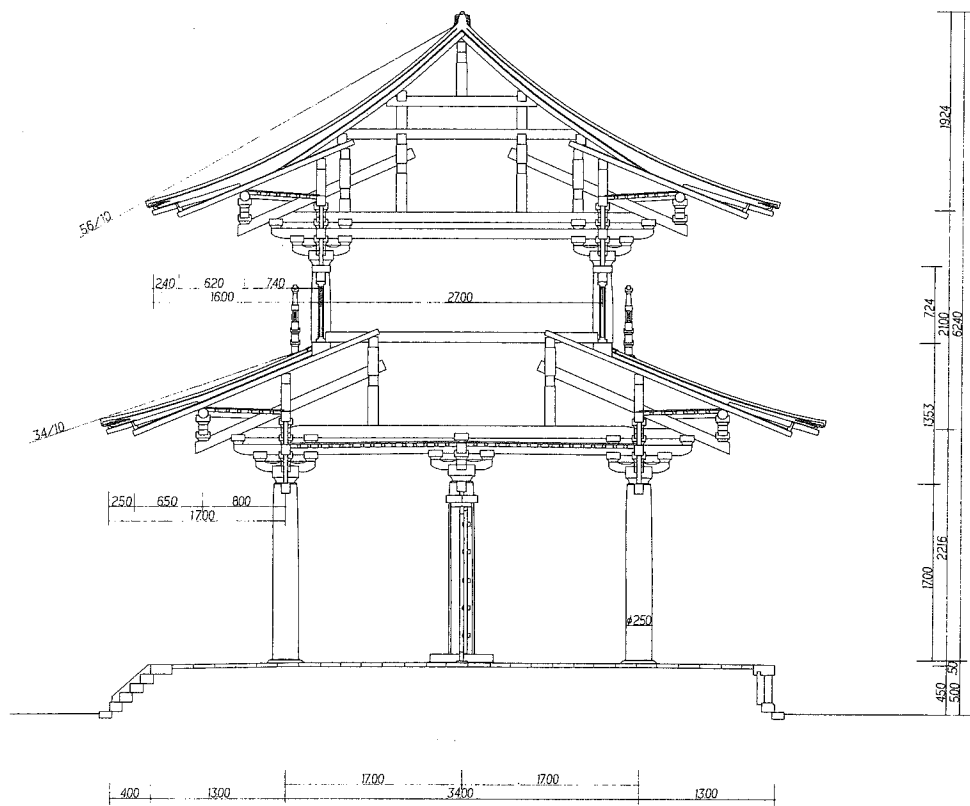


2 階平面

图-2 復原平面图



桁行断面



梁間断面

图-3 復原断面图

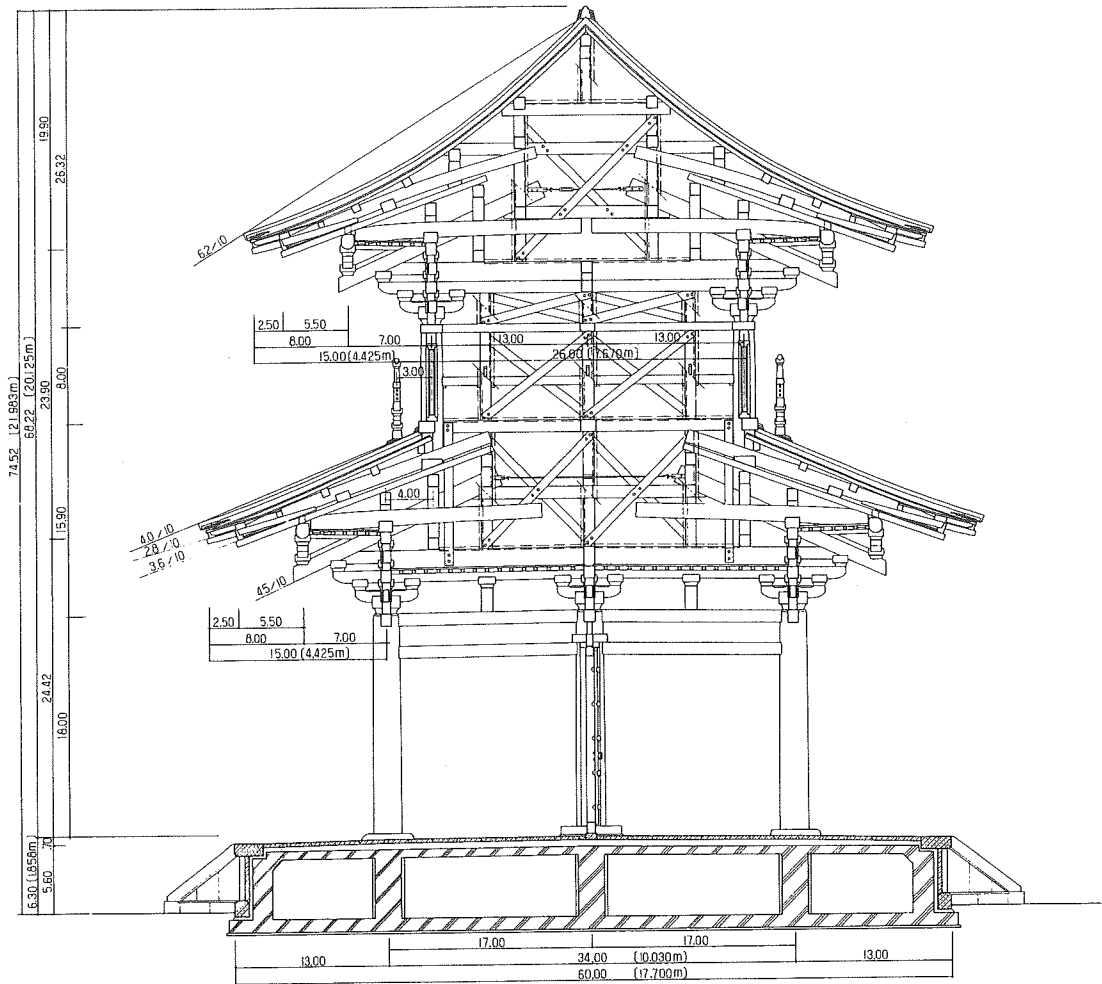


図-4 補強梁間断面図

## 2、復原案の検討

図-3の、復原案梁間方向断面図より、鉛直荷重伝達の構造形式は、二重屋根荷重が、垂木、母屋から梁を介して2階柱に流れ、初重垂木と束により1階柱に伝達される。また、軒先の荷重は垂木、丸桁より尾垂木に流れ、柱に伝達される形式となっている。初重屋根は、軒先荷重で二重屋根と同様な架構となっており、1階柱に伝達される。垂木は2階柱からの荷重によってズレ下がり防止している。1階中柱は、屋根荷重をほとんど負担していない。地震荷重伝達は、2階部を剛体と考え1階の各柱・壁面に伝達される。

以上の荷重伝達形式に基づき部材断面の検討を行ったが、鉛直荷重時において、丸桁・尾垂木・梁等の断面不足が認められ、また地震荷重時には、2階部の剛性、1階柱の復元力、土壁の耐力不足が判明した。

補強対策としては、全地震力を柱だけでは負担しきれないので、壁にも水平力を負担させる必要がある。外周に壁があるのは構造的な扱いが比較的容易であるが、中柱筋にある

のは扱いにくい。つまり、このような建物では屋根荷重などの鉛直力は中柱に比べて側柱の方が数倍大きく中柱には力がかからなくて、中柱通りに水平力をどのようにしてバランスよく伝達するかが重要になる。柱だけではもたないので、壁の剛性・耐力を充分に利用して法令の要求する以上の地震力をもたせることを基本方針とし、地震が起こった時に建物がどう揺れるかということを検討した。全体的な架構の組み方については、天平時代の建物の骨組みは非常に微妙なもので、柱間に梁を渡して、これを積み上げて屋根を構成しているが、これだけでは耐震的とはいえない。小壁から上の部分はトラスが錯綜した剛体のように考えてよいと思われる。ただし、このトラスは断面が9寸角ないしは7寸角と相当大きな野木材で、仕口には上下の柱、左右、前後の梁、斜め方向の斜材と、雲筋違など、最大16方向から集まってくるので、設計強度を明確にし、かつ仕口の断面欠損を減ずるとともに、加工手間を低減するため、日本建築学会の設計規準に基づいて、金物で作ることにした。もう一つは、上の剛体の地震力を外周の妻壁もしくは中柱筋の壁に伝えるために、床面を剛床とした。図-4に、補強梁間断面図を示す。

鉛直荷重の伝達において、クリープ変形を生じる部材が判明したので、桔木を要所に設置した。初重の軒から見ると、大斗から三手先を組んでいるが軒天井の内部には丸桁桔木を入れ、二重の軒は15世紀以降の建物であれば、地垂木、飛檐垂木による二軒の内部はおおむね茅負に杓子ほぞで桔木を留めるのだが、この建物には野屋根がないので、桔木は茅負まで持込まず木負で受けるような形で構成した。隅部の外観は平行垂木であるが、木負桔木は放射状に入れた。一応これで屋根が垂れ下がることはないだろうと思う。図-5に、補強桔木伏図、補強軒先を示す。

次に、基礎は鉄骨鉄筋コンクリート造とした（高耐久性コンクリート）。建物全体重量は約700トンで、基壇は約2000トン程度である。この建物を一体に造ったときの重心はかなり低いところにある。近接地盤の柱状図を見ると、表層土9mくらいまでは軟弱な地盤である。伝統的な建物は礎石から版築の地業へと柱鉛直力を拡散していても、平均的な重量は2~3トン/m<sup>2</sup>におさまっている。朱雀門版築の載荷試験から、9.0 t/m<sup>2</sup>程度は期待できるので地耐力上の問題はないと判断した。

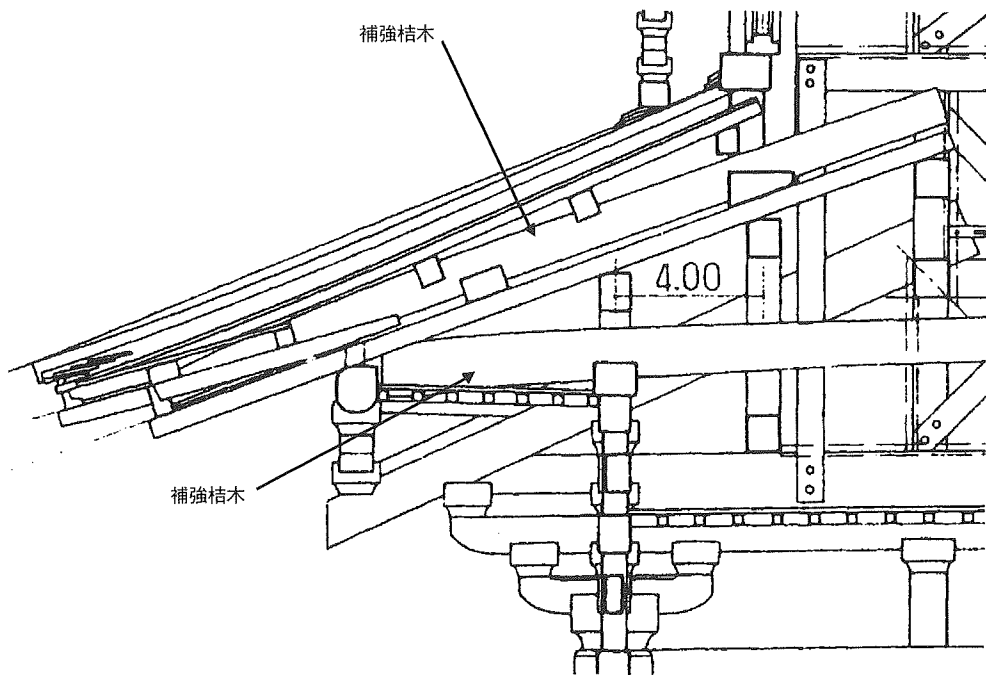
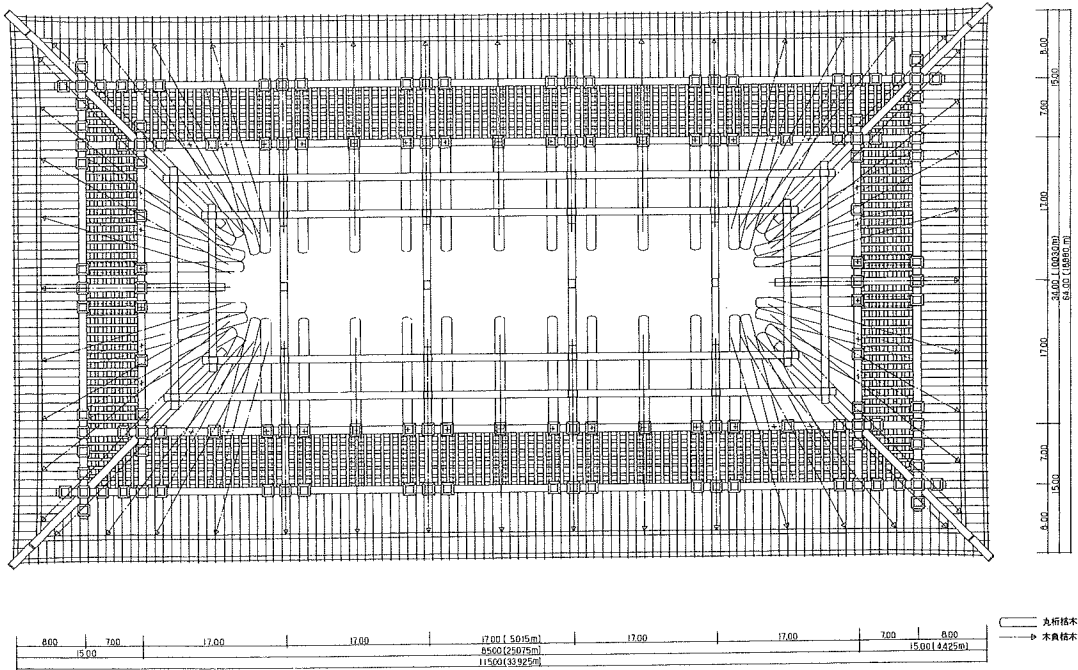


図-5 補強柁木伏図および補強軒先図

### 3、朱雀門復原案と現存する大規模二重門との構造比較

現存する二重門で、朱雀門に近い大規模二重門は数少なく、表1に、その創建年代、初重平面規模、組物及び屋根葺材をまとめた。門はすべて入母屋造で、規模は東大寺南大門を除き他は五間三戸二階二重門である。

屋根荷重伝達の構造形式は、図-6に、示したように時代が下るにつれて組物は疎組から詰組へと変化し、屋根荷重は分散されて支えられるようになる。そして平安時代の後期頃から野屋根が発生し、軒先の垂下りを防止すべき桔木が挿入され、構造的に発達してくると、屋根荷重の流れの大半は桔木に伝達されて合理的に柱に到達するようになり、組物に生じる荷重負担は次第に軽減されていくという変遷をたどっている。このような構造的な特徴を踏まえ、創建年代も考慮し、かつ朱雀門に近い規模で、本瓦葺という条件から、

東福寺三門、南禅寺三門の2例を取り、朱雀門復原案との構造比較を行った。

屋根荷重の伝達部は、各種垂木、桔木、束、丸桁、組物などで構成されており、荷重はこの構造部材を通して柱に伝わり、地面に流れる。この荷重の流れは、柱の内側を流れる力と外側に流れる力に大別される。外側を流れる力が大きいと、柱に偏心モーメントが作用する。

朱雀門：飛檐垂木・地垂木・丸桁・尾垂木・三段の肘木の部材で構成されている。屋根荷重は尾垂木上端から肘木内端を流れる力と、尾垂木下端から肘木外端を流れる力に別れて柱に伝達される。肘木外端を伝わる力の方が大きい、この力を伝達する部材は他の三門に比して少なく、尾垂木と肘木に集中してかかっている。

東福寺三門：屋根荷重は野垂木から束を通り、飛檐垂木・地垂木・丸桁・六段の肘木を伝わり柱に流れている。朱雀門と比較すると、尾垂木を使わずに挿肘木とし、丸桁の下に四段重ねている。また、柱から丸桁までの出が短い。茅負から丸桁までの間は野垂木を斜辺とする三角形を形成しており、屋根荷重による曲げモーメントは、このト

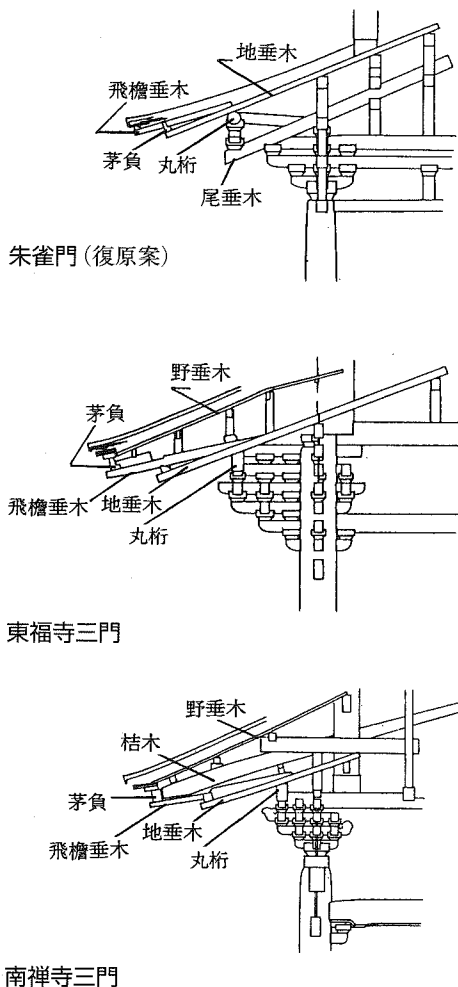


図-6 軒構造

ラス構造を経由して肘木へと伝達される。

南禅寺三門：屋根荷重の殆どが、梃子の支点となる土居を柱通りに揃えた太い桔木によって支えられている。このため化粧垂木の勾配が自由にとれるようになっており、二手先の組物は化粧垂木を支える他は構造材としての機能は薄くなっている。桔木の断面が大きいため軒先の垂下りは小さい。柱から丸桁までの長さは、年代が下ると狭まる傾向にあり、屋根荷重による偏心モーメントを少なくおさえていることがわかる。

	名 称	創建年代 初重平面規模 (m)	組物及び屋根葺材
1	朱雀門	奈良 8世紀初 25.25×10.10	和様三手先 中備間斗東 二軒 平行垂木 本瓦葺
2	東大寺南大門	鎌倉 1199年 28.79×10.79	大仏様六手先挿肘木 中備・遊離 尾垂木 一軒隅扇垂木 本瓦葺
3	東福寺三門	南北朝 1387年 25.88×10.85	大仏様三手先挿肘木 中備平三 斗 二軒平行垂木 本瓦葺
4	大徳寺三門	桃山 1589年 16.70×9.10	禅宗様詰組 初重出組二重三手 先 二軒初重平行垂木二重扇垂 木 本瓦葺
5	妙心寺山門	江戸 1599年 14.99×8.17	禅宗様詰組 初重二手先二重三 手先二軒初重平行垂木二重扇垂 木 本瓦葺
6	知恩院三門	江戸 1619年 26.70×12.30	禅宗様詰組 初重二手先二重三 手先二軒初重平行垂木二重扇垂 木 本瓦葺
7	増上寺三解脱門	江戸 1622年 21.05×9.72	禅宗様詰組三手先 二軒初重平 行垂木二重扇垂木 本瓦葺
8	南禅寺三門	江戸 1628年 21.83×10.50	禅宗様詰組 初重二手先二重三 手先二軒初重平行垂木二重扇垂 木 本瓦葺
9	仁和寺二王門	江戸 1644年 18.63×7.27	和様三手先 中備間斗東 二軒 平行垂木 本瓦葺
10	金剛峯寺大門	江戸 1705年 21.45×7.98	和様三手先 中備蓐股 二軒平 行垂木 瓦棒銅板葺
11	善光寺三門	江戸 1750年 20.40×8.00	和様三手先 中備蓐股間斗東 二軒平行垂木 檜皮葺

表1 朱雀門と現存する大規模二重門

#### 4、保有水平耐力の検討

朱雀門のような建物の水平抵抗は、壁と柱の復元力と考えられる。この建物の二重以上は、ほぼ剛体と考えられ、それを初重の柱と壁系の架構が支持している。水平時の変形は、ほぼせん断系に近いモードとなる。したがって、柱が傾斜するときの復元力と、後述の格子状耐力壁の復元力を加算し、それぞれの荷重-変形関係（これは実験から求めた）をもとに、架構の水平変位、復元力関係を求めた。その計算を桁行、梁間の両方向について行っている。また、震度0.2相当の地震時の荷重を超えるために、柱のアスペクト比（柱高/柱幅=530.0/70.8=7.49）は形が決まっているので、壁をどう補強するかを検討した。この建物の1階300トン、2階450トンくらいで、総計750トンの重量である。2階の重量が重く、トップヘビーな建物といえる。これに対して震度0.2（ベースシア係数）とすると、基準法上最低750×0.2=150トンの耐力が必要とされる。2階は木組が密で耐力上の余力が大きいので、壊れるとすればピロティに近い形式の1階であろうと考えられる。従って1階がつぶれるかどうかを、見ればよいことになる。図-7に、柱傾斜復元力の原理を示す。細長い柱では小さい力で倒せるが、太短い柱で上から大きな荷重がかかっていると、柱を押し倒そうとしたとき、柱の一端が持ち上がろうとするとき、上からの荷重がこれに抵抗する。押し倒そうとする力Pに対して、Wの荷重と柱幅bで抵抗する。要するに、柱のせいと幅のプロポーシオンで決まる。いったん倒れ出すと荷重変形関係は負勾配となるが、倒れ出すまではひじょうに剛性が高いわけである。これが、一般に柱傾斜復元力と呼ばれている幾何学的な復元力の発生機構である。この現象については、法隆寺金堂の昭和大修理に際して、京都帝国大学の坂静雄博士が1/3縮尺の柱モデルの実験を系統的に実施され、この成果を昭和16年頃から一連の論文として発表されている。

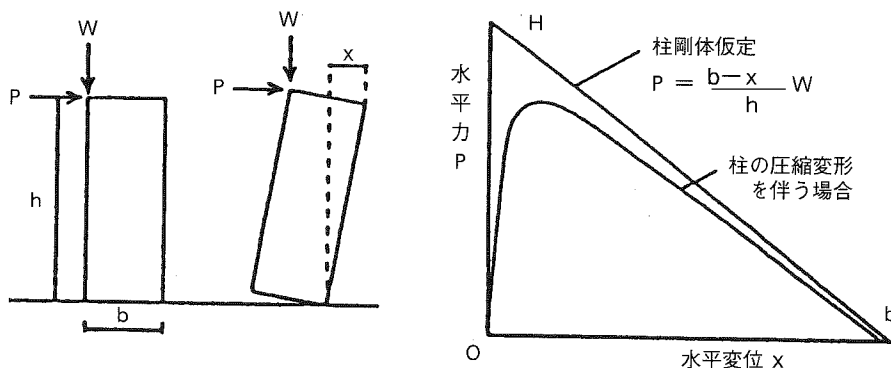


図-7 柱傾斜復元力の原理

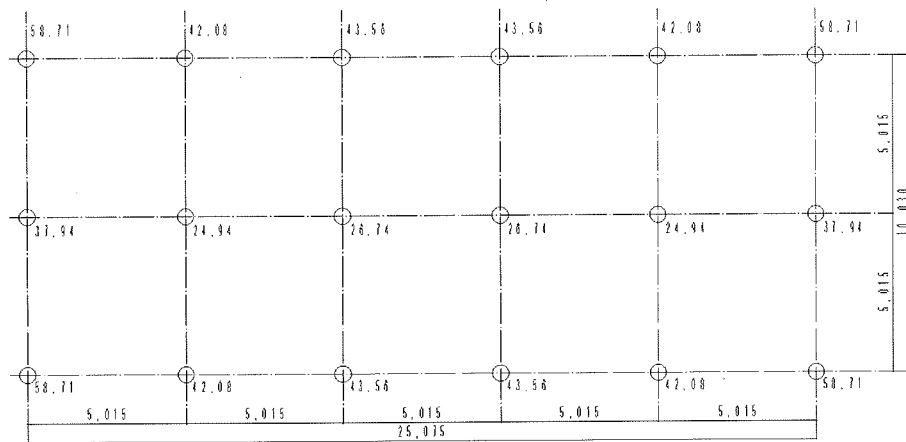


図-8 柱軸力表

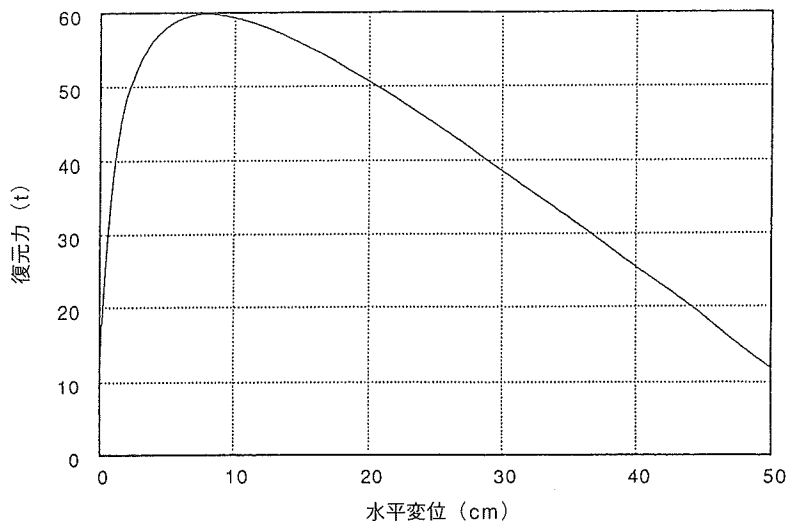


図-9 柱傾斜復元力

図-8は、1階の柱にどれくらいの荷重がかかっているかを示す。概観すれば、やはり隅がきつく60トンくらいで、中通りは30トン弱、その他の柱は40トン程度になっている。図-9で、柱傾斜復元力のカーブを見ると、上からかかっている荷重に比例して、あとは柱の比率で決まる。各部の柱について計算すると、全部足し合わせると150トンの水平力のうち4割にあたる60トンを柱が負担する。次に、壁の検討であるが、壁については当初は筋違を入れる方式を検討した。

柱が担った残りの90トンを、桁行方向では2面の壁面で支持され、1面45トンの設計強度が必要になった。これを、筋違で支持させる場合の問題点は、柱と筋違の仕口の設計と施工が困難となり、45トンの $1/\sqrt{2}$ 倍で約70トンの軸力（2本の交叉筋違なら35トン）の直圧を柱もしくは横材に伝達する必要があり、筋違は繊維方向に軸力を伝達できるのに対し

て、受け手の柱は直交方向に支圧力を受け、仕口の接触面積を相当大きくしなければならず、実際問題としては合理的な寸法に収まらなくなり、仕口付近に金物をたくさん入れ、ボルトの本数が極端に多くなり、また、3方差しなど考えると、とても意匠など収まらなくなった。そこで、格子状耐力壁を採用した。

格子状耐力壁は、図-10のように地覆を幅33cm、せい21cmとし、壁を厚さ7.5cm、せい30cmで積層している。ダボは厚さ3.0cm、幅9.0cm、長さ15.0cm、縦格子は幅10.0cm、厚さ18.0cm、横格子は幅12.0cm、厚さ18.0cm、周囲枠は幅18.0cm、せい30.0cmで構成し3方を鋼鈹にて補強を行った。桁行方向の格子状耐力壁はさらに格子面に鋼鈹パネル補強を行った。これは、梁間方向には壁が4面で、桁行方向には2面しかないので、2倍の強度が必要となる。格子状耐力壁と基礎への水平力の伝達は、格子状耐力壁の下枠を、両面から補強プレートで挟んで下面中央から地覆および地覆石を背割した、大型の溶接組立定着盤と一体となっており、同定着盤周囲のアンカーボルトにより、基壇の梁型を抱くようにスラブを介して定着した。格子状耐力壁の研究は、ほとんどなく、実験は、京都大学建築学科西澤研究室に依頼して行った。図-10に桁行方向の格子状耐力壁、図-11に梁間方向の格子状耐力壁、図-12に実験のセットアップ図を示す。

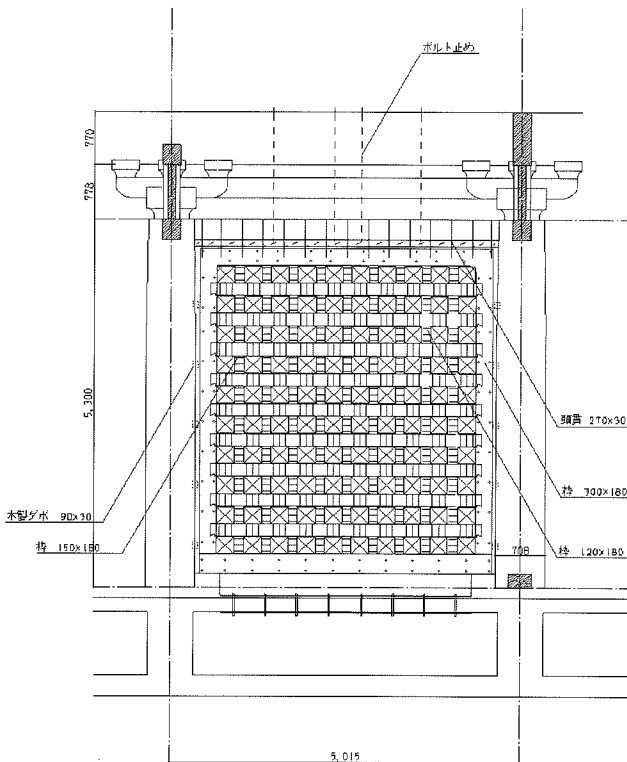


図-10 桁行方向 格子状耐力壁

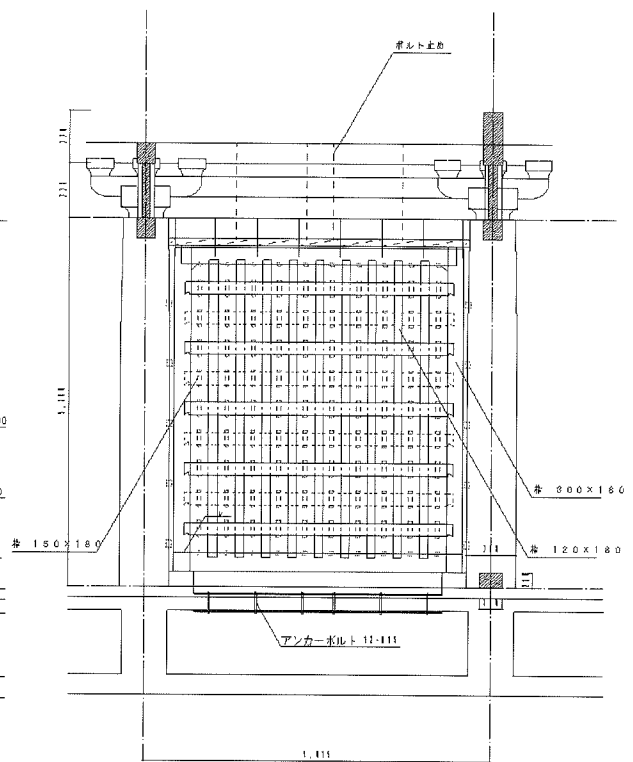


図-11 梁間方向 格子状耐力壁

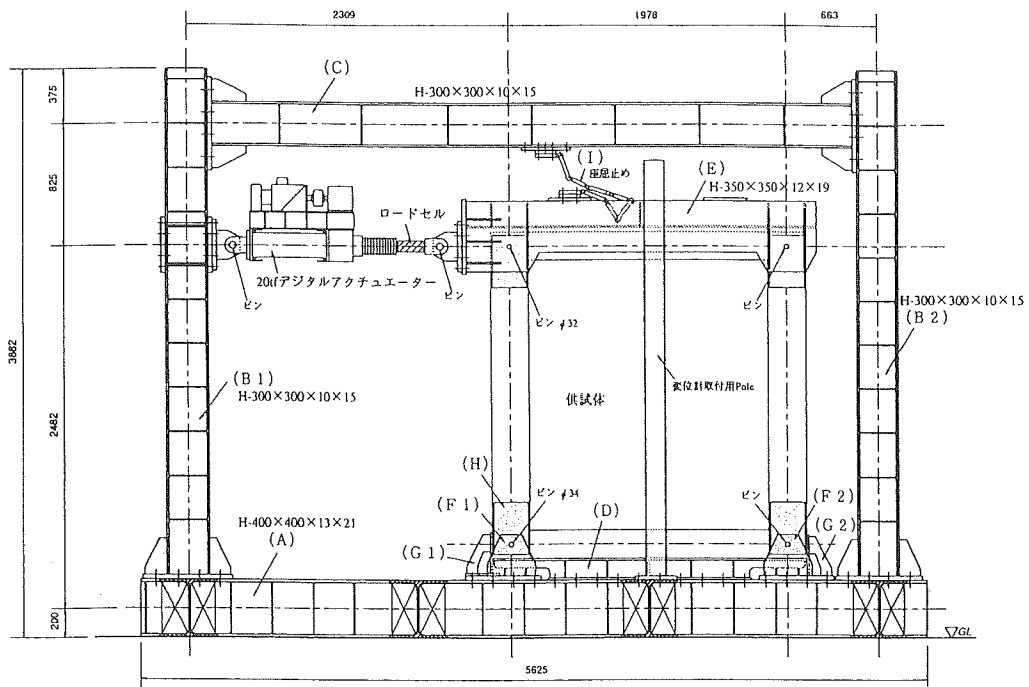


図-12 セットアップ図

図-13は、鋼板パネル付格子状耐力壁の実験で得られた、反力-水平変位関係を示す。また、図-14に、柱傾斜復元力と格子状耐力壁の復元力に累加強度を示す。1階の必要水平耐力150トンに相当する変形角は桁行方向1/60となる。さらに、これより大きな変形に対しても保有水平耐力に余力が認められることから、十分安全であると判断できる。

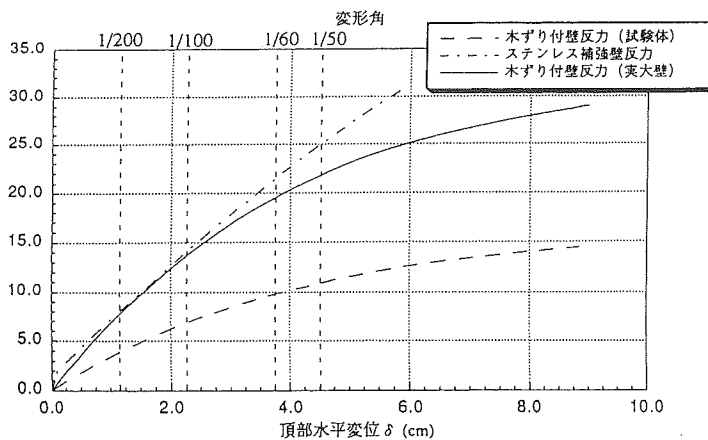


図-13 反力-水平変位関係

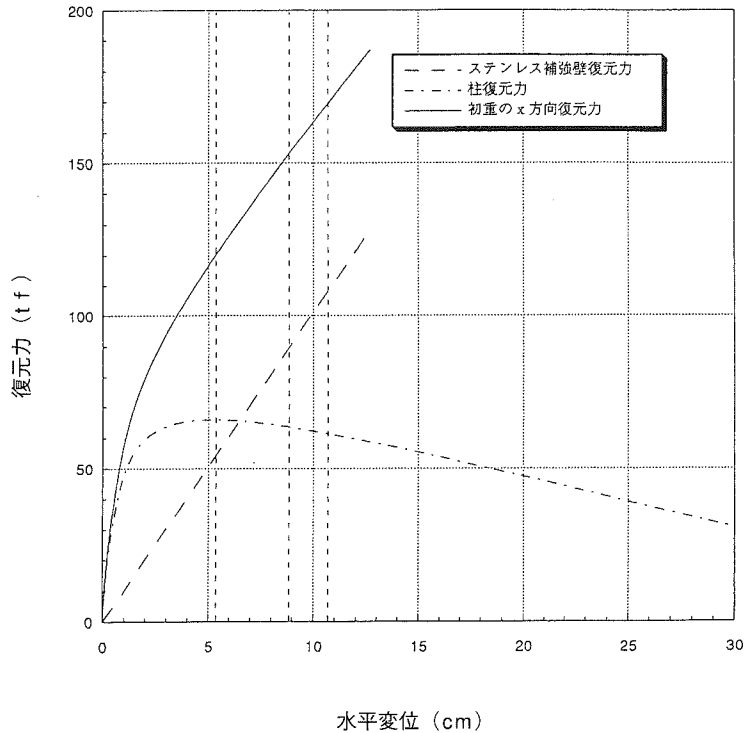


図-14 1階累加強度

### 5、弾塑性地震応答解析

実際に地震が起こったときの建物について考えると、平城宮跡一带は今でも水が湧いており、今から千年も以前は相当な低湿地だったと思われる。たとえていえば、海の上に建物を建てるような格好になり、激しい振動に対しては、船と同様に足元をがっちり固めて構造体は重心を下げながら揺れてもたせるのがよいと考えた。1階の最大層間変形角を1/50以下に収めれば復元特性も劣化域に入らず、安定した履歴性状を示し架構は構造的に大きな損傷を受ける可能性は少ないと思われる。

この建物の建設地盤が、比較的軟弱で地動に長周期成分が卓越する可能性のあることを考えれば、上部架構の剛性を高めた方が耐震工学的にも有利であると考えられ、動的応答解析結果でもこのことが裏付けられた。

朱雀門は、激震時では層間変形角が実験より1/50以下となる事を確認しており、安全性を確保した。