

京町家型標準設計法による耐震設計及び耐震診断・耐震改修指針

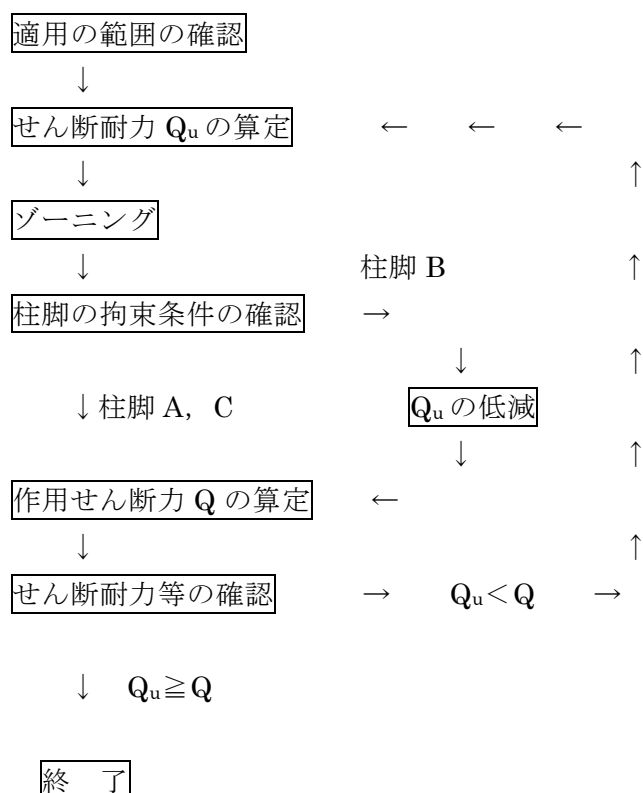
平成２９年１０月２０日

京都市都市計画局建築指導部

1 京町家型標準設計法の概要

京町家型標準設計法は、「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験」検討委員会による標準設計法案（http://green-arch.or.jp/dentoh/report_2012.html）に準じて作成している。京町家型標準設計法として特記するものを除き、標準設計法案に準ずることとする。

以下に、京町家型標準設計法のフローを示す。



2 適用範圍

設計法案より該当箇所を抜粋して添付する。

本設計法は、伝統的構法木造建築物で2以下の階数を有し、延べ面積が500m²以下、高さが13m以下、軒の高さが9m以下の規模のものに適用する。整形な平面形を基本とし、積載荷重が住宅の居室と同程度のものに限る。

3 クライテリア

1) 建築物のせん断耐力に対する判定

極めて稀に発生する地震動（震度 6 強相当）に対して、層間変形角を 1/20rad 以下に留めることを目標とする。

建築物のせん断耐力に対する判定は、下式による。

$$\text{建築物のせん断耐力 } Q_u \geq \text{建築物の作用せん断力 } Q$$

⇒ 必要なせん断耐力を確保している（所要の耐震性能を満たしている）

$$\text{建築物のせん断耐力 } Q_u < \text{建築物の作用せん断力 } Q$$

⇒ 必要なせん断耐力を確保していない（所要の耐震性能を満たしていない）

このとき、一般的な京町家は水平構面の剛性が小さいことから、建築物全体としてではなく、各方向ともゾーニングを行い、各方向・各ゾーンについて判定する。

なお、1 階先行降伏条件を満足することを前提に、これらの判定は、1 階に対してのみ行う。

2) 建築物の滑動に対する判定

建築物の滑動に対する判定は、下式による。

$$\text{摩擦抵抗力 } F_u \geq \text{1 階せん断耐力 } Q_{u1} + \text{1 階床レベル応答値 } Q_{u0}$$

⇒ 滑動しない

$$\text{摩擦抵抗力 } F_u < \text{1 階せん断耐力 } Q_{u1} + \text{1 階床レベル応答値 } Q_{u0}$$

⇒ 滑動する可能性がある

柱脚の脱落防止等の対策を講じる必要あり

ここで、

$$Q_{u0} = m_0 \times 0.48G$$

m_0 : 1 階床レベルでの質量

0.48G : 地動加速度 0.4G × 安全係数 1.2 = 0.48G

$$F_u = \mu \times (W_2 + W_1 + W_0)$$

μ : 摩擦係数 0.4

既存建築物を対象としているため、安全係数 0.9 を乗じない。

W_2 : 2 階の重量

W_1 : 1 階の重量

W_0 : 1 階床位置の重量（1 階床面積に 1.5kN/m² を乗じる略算値でも可）

3) 通し柱・小壁付き柱・方杖付き柱の折損の確認

折損を生じる判定となった通し柱・小壁付き柱・方杖付き柱には，原則として，添え柱等の有効な補強を施す。

以下に，折損の確認方法を示す。

・通し柱

各層における層間変形角を以下のように与え，詳細設計法案により，通し柱の検討を行う。

1 階 $R_1=1/20$

2 階 $R_2=1/y$, $y=600 \times (RC/RC_0 \text{ 値}) - 570$ ただし, $RC/RC_0 > 1.5$ の場合 $R_2=0$

詳細設計法案より該当箇所を抜粋して添付する。

2) 通し柱

通し柱や小壁付き独立柱など、連続する柱が強制変形を受けて、部材角が柱の途中で変化する位置での折損を検討する。指定された部材角のもとで、たわみ角法を用いて曲げモーメントを計算する。

簡単のため図 6.3 のようなモデルを対象とする。変形角 R_1 、 R_2 を与えて、各点でのモーメントの釣り合いから節点回転角 θ_1 、 θ_2 、 θ_3 を求めることができる。なお 3 つ以上の変形角を有する柱の検討も同様に行うことができる。

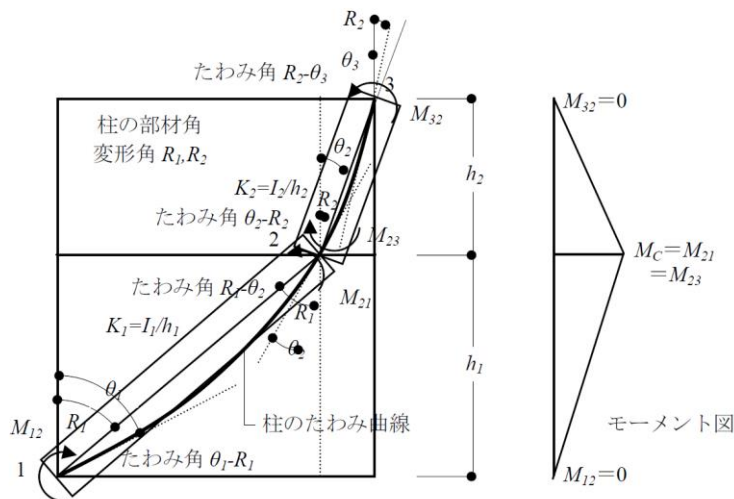


図 6.3 強制変形を受ける柱

たわみ角公式を用いて図 6.3 のモーメントが以下のように表される。

(詳細設計法案 P.43)

$$M_{12} = 2EK_1 \{2(\theta_1 - R_1) + (R_1 - \theta_2)\} \quad (6.4)$$

$$M_{21} = 2EK_1 \{2(R_1 - \theta_2) + (\theta_1 - R_1)\} \quad (6.5)$$

$$M_{23} = 2EK_2 \{2(\theta_2 - R_2) + (R_2 - \theta_3)\} \quad (6.6)$$

$$M_{32} = 2EK_2 \{2(R_2 - \theta_3) + (\theta_2 - R_2)\} \quad (6.7)$$

ここで、剛度 $K_1 = I_1/h_1$ 、 $K_2 = I_2/h_2$ を表す。通常の場合、柱と横架材とはモーメント伝達しないので、モーメントの釣合いは以下のように書ける。

$$M_{12} = 0, \quad M_{32} = 0 \quad (6.8)$$

$$M_{21} = M_{23} \quad (6.9)$$

式 6.8 より、 θ_1 、 θ_3 が R_1 、 R_2 、 θ_2 によって以下のように表される。

$$\theta_1 = \frac{1}{2}(R_1 + \theta_2), \quad \theta_3 = \frac{1}{2}(R_2 + \theta_2) \quad (6.10)$$

式 6.10 を式 6.5、式 6.6 に代入して、式 6.9 を用いれば、

$$\begin{aligned} 2EK_1 \left(R_1 - 2\theta_2 + \frac{1}{2}(R_1 + \theta_2) \right) &= 2EK_2 \left(2\theta_2 - \frac{1}{2}(R_2 + \theta_2) - R_2 \right) \\ 3EK_1(R_1 - \theta_2) &= 3EK_2(\theta_2 - R_2) \\ \theta_2 &= \frac{K_1 R_1 + K_2 R_2}{K_1 + K_2} \end{aligned} \quad (6.11)$$

以上より、柱中央部のモーメント $M_c = M_{21} = M_{23}$ は次式となる。

$$M_c = M_{23} = 3EK_2(\theta_2 - R_2) = 3EK_2 \left(\frac{K_1 R_1 + K_2 R_2}{K_1 + K_2} - R_2 \right) = \frac{3EK_1 K_2}{K_1 + K_2} (R_1 - R_2)$$

従って、

$$M_c = \frac{3E \frac{I_1}{h_1} \frac{I_2}{h_2}}{\frac{I_1}{h_1} + \frac{I_2}{h_2}} (R_1 - R_2) = \frac{3EI_1 I_2}{h_2 I_1 + h_1 I_2} (R_1 - R_2)$$

一般に上下で断面は変わらないので、 $I_1 = I_2 = I$ とし、対象部分の全高さを $H = h_1 + h_2$ とすれば

$$M_c = \frac{3EI}{H} (R_1 - R_2) \quad (6.12)$$

柱の曲げ耐力 M_u は、材料強度を F_b 、断面有効率を α とすれば、

$$M_u = \alpha Z F_b = \alpha \frac{2I}{D} F_b \quad (6.13)$$

(詳細設計法案 P.44)

ここで、 D は柱径を表す。柱が折損しないためには $M_u \geq M_c$ であるので、変形角の差 $\Delta R = R_1 - R_2$ が以下の範囲であればよい。

$$\Delta R \leq \alpha \frac{2H}{3D} \frac{F_b}{E} \quad (6.14)$$

また、実験から最大荷重時の変形量は弾性剛性を用いた変形量より大きくなることが分かっている。変形量の増大率を β とすれば、

$$\Delta R \leq \alpha \beta \frac{2H}{3D} \frac{F_b}{E} \quad (6.15)$$

で示される。

安全限界時の変形角の差 $\Delta R = R_1 - R_2$ は式 6.15 の範囲であればよい。

断面有効率 α は、断面欠損を考慮した断面形状に応じ算定するか、表 6.3 を用いてもよい。

変形量の増大率 β はスギでは 1.5、ヒノキでは 1.2 としてよい。

なお、損傷限界時には、式 6.15 のうち、材料強度 F_b を短期許容応力度 $2/3F_b$ 、変形量の増大率 β は 1.0 と読み替えて適用する。

表 6.3 α (断面係数の有効率)

柱小径 (mm)	四方差し	二方差 (対辺)	二方差 (隣辺)
120	0.34	0.35	0.46
135	0.47	0.47	0.55
150	0.55	0.56	0.63
180	0.66	0.67	0.71
210	0.73	0.74	0.77
240	0.78	0.79	0.81
270	0.81	0.81	0.83
300	0.84	0.84	0.86

(詳細設計法案 P.45)

・小壁付き柱

詳細設計法案より該当箇所を抜粋して添付する。

1) 小壁（垂れ壁、腰壁）付き独立柱

図 6.1 および図 6.2 のように、小壁付フレームの小壁横の柱に生じるせん断力 Q_c は式 6.1 で、柱に生じる最大曲げモーメント $M_{\max}$ は式 6.2 で得られる。ここで、小壁が負担するせん断力 Q_w は、最大の単位壁高さ・壁厚あたりのせん断力 $q_{w\max}$ （表 6.3）に小壁高さ（ h_2 ）と壁厚 t_w を乗じた値とした。

$$Q_c = Q_w \frac{h_1}{h_1 + h_2} \quad (6.1)$$

$$M_{\max} = Q_c h_2 \quad (6.2)$$

柱の曲げ強度 M_u を算定するにあたり、断面係数としては $D^3/4$ （ D は柱径）、さらに、断面欠損を考慮してその 0.75 倍とした。従って、有効な柱の本数を n とすると M_u は式 6.3 で得られる。なお、曲げ基準強度 F_b は 22.2N/mm^2 とした。

$$M_u = 0.75 F_b \frac{D^3}{4} \times n \quad (6.3)$$

柱に生じる最大曲げモーメント $M_{\max}$ と柱の曲げ強度 M_u との比較を付図に示す。当該の小壁付フレームの壁長、有効柱本数、小壁高さ、壁厚に対応した $M_{\max}$ より当該柱径の M_u が上回っていれば、柱の曲げ破壊は生じないとした。

（詳細設計法案 P.42）

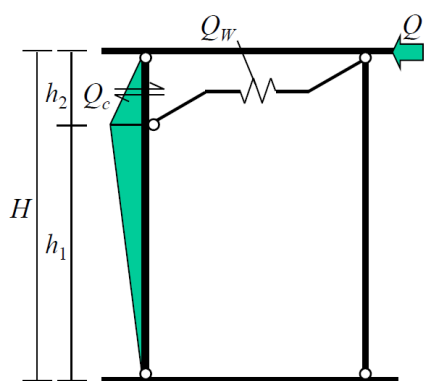


図 6.1 1本の柱が有効な場合

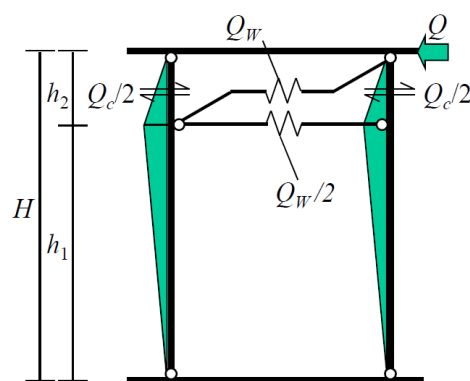


図 6.2 2本の柱が有効な場合

表 6.2 最大の単位壁高さ・壁厚あたりのせん断力 $q_{w\max}$

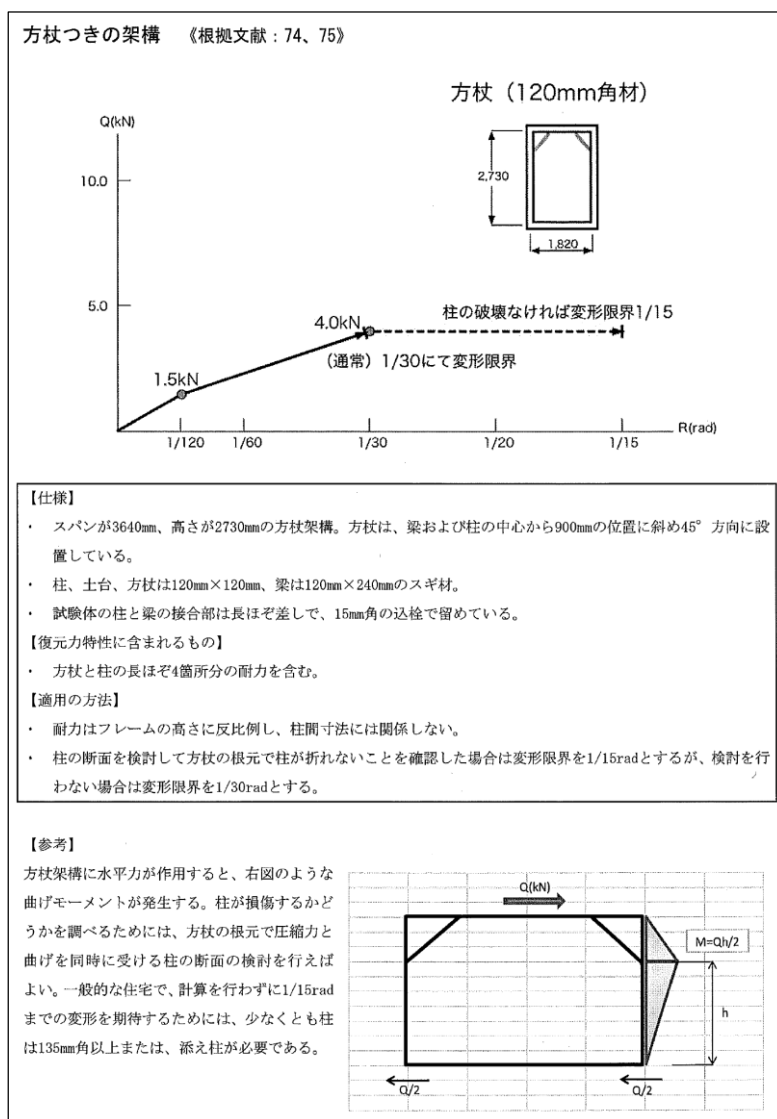
1P	2P（束あり）	2P	4P（束あり）	4P
163 kN/m ²	326 kN/m ²	245 kN/m ²	490 kN/m ²	368 kN/m ²

（詳細設計法案 P.43）

・ 方杖付き柱

方杖付き柱の折損の検討は京町家の限界耐力計算による耐震設計および耐震診断・耐震改修指針の方法に準ずる。

京町家の限界耐力計算による耐震設計および耐震診断・耐震改修指針には、柱軸力と曲げを同時に考慮する旨の記述があるが、標準設計法案に準拠した小壁付き柱の折損の検討方法と考え方を揃え、柱の塑性断面係数と樹種による曲げ基準材料強度による曲げ耐力との比較を行う方法とする。



(京町家の限界耐力計算による耐震設計および耐震診断・耐震改修指針 P.4-31)

折損の判定は、下式による。

$$M_c \geq M \Rightarrow \text{折損しない}$$

$$M_c < M \Rightarrow \text{折損する}$$

ここで、柱の設計用曲げモーメント $M = Q/2 \cdot h$ 柱の曲げ耐力 $M_c = Z_p \times F_b$

Z_p : 塑性断面係数×有効率 0.75 F_b : 曲げ基準材料強度

・異なる履歴ループを持つ要素に係る扱い

異なる履歴ループをもつ構造耐力要素がある場合、特定の変形角まで変形が可能であるとすれば、履歴ループの相違による履歴減衰の扱いが問題となる。例えば、バイリニアスリップの架構に紡錘形の履歴ループをもつ仕口ダンパーで補強する際、仕口ダンパーの効果を耐力についてのみ考慮するだけでは、履歴減衰による効果が考慮されていないことになる。ここでは、履歴ループが異なる構造要素をもつ建築物の C_b について、 C_b の補正方法を提案する。

異なる等価粘性減衰定数をもつ平家に係る heq は(1)式で与えられる。さらに、2種類の構造要素の等価粘性減衰定数に限って言えば heq は(2)式で与えられる。

$$\frac{heq_1 Q_1 + heq_2 Q_2 + heq_i Q_i}{Q_1 + Q_2 + Q_i} = heq \quad \dots (1)$$

$$\frac{heq_1 Q_1 + heq_2 Q_2}{Q_1 + Q_2} = \frac{heq_1(1-k)Q + heq_2 kQ}{Q} = heq_1(1-k) + heq_2 k = heq \quad \dots (2)$$

Q_i : 各構造要素の耐力 heq_i : 各構造要素の等価粘性減衰定数 Q : 層の耐力
 k : Q_2 が層の耐力に占める割合

応答について、平家の耐力係数は式(3)式で示される。ここで履歴ループが異なる構造要素をもつ建築物の耐力係数 C_B とそうでない建築物 C_B' について、 R 、 H に差異はなく、 C については固有周期の差異が生じる影響があるが微小であると考えられるので、結局、異なる等価粘性減衰定数の耐力係数に係る影響は(4)式のように Fh の二乗の比である補正係数 r で評価できることとなる。

$$C_B = 1/R \times 1/H \times Fh^2 \times C \quad \dots (3)$$

$$Fh = \frac{1.5}{1 + 10h}$$

$$Fh^2 = \frac{1.5^2}{(1 + 10h)^2} = \frac{2.25}{1 + 20h + 100h^2}$$

C_B : 耐力係数 R : 層間変形角 H : 階高 Fh : 加速度低減率 C : G_s による定数

$$r = \frac{C_B'}{C_B} = \frac{Fh'^2}{Fh^2} \quad \dots (4)$$

(4)式の Fh が heq_1 のみで構成され heq_2 がないとすれば、(4)式及び(2)式から r は(5)式で示される。

$$r = \frac{1 + 20heq'_1 + 100heq'^2_1}{1 + 20heq'_2 + 100(heq'_1(1-k) + heq'_2 k)^2} \quad \dots (5)$$

$$heq'_1 = heq_1 + 0.05 \quad heq'_2 = heq_2 + 0.05$$

ここで、土壁、ホゾ等のめり込み系、板壁等を耐力要素とする伝統的構法木造建築物に関しては、これまでの多くのケーススタディの結果から、層間変形角 1/20rad において層の $heq1$ は 11%~13%であることが分かっている。 $heq1$ を 12%と仮定すれば(6)式及び図 1 のように示される。

$$r = \frac{7.29}{4.4 + 100(0.17 \times (1 - k) + heq'_2 k)^2} \quad \dots (6)$$

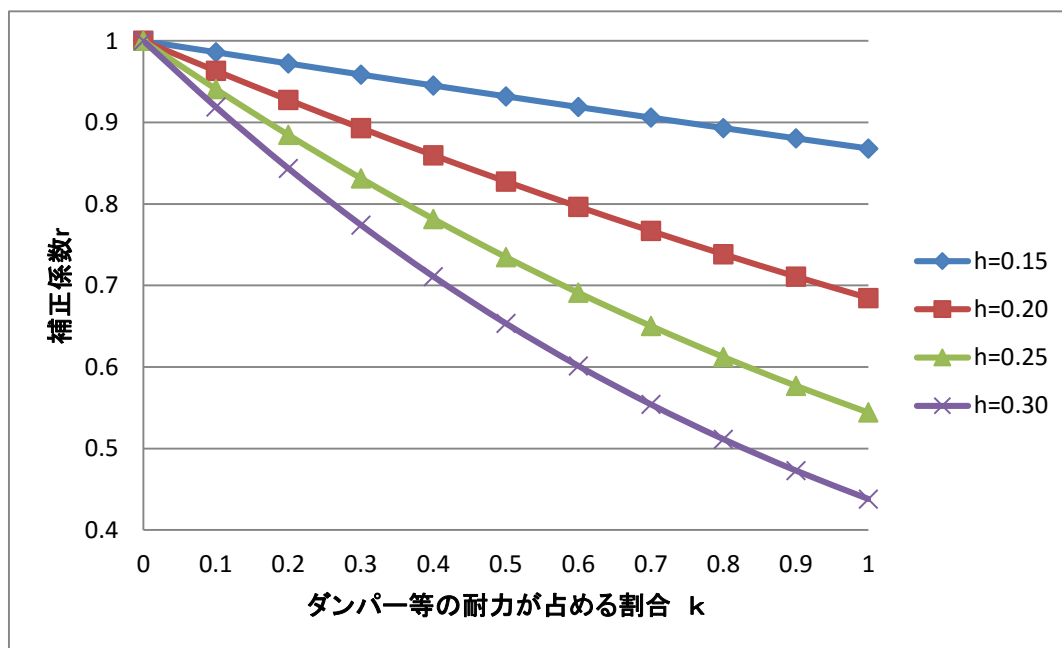


図 1 ダンパーの h 毎におけるダンパーの耐力が占める割合と補正係数 r の関係

4 ゾーニングの手法

1) 基本編

- ・各方向とも、2つの領域に分割することを標準とする。
但し、状況に応じて、2つを超える任意の領域に分割することも可能とする。
- ・トオリニワに関係なく、建物を2等分するかたちで分割してよい。
- ・領域の境界位置は、半間程度の微調整（境界位置の移動）を行ってもよい。
- ・原則として、1階と2階の境界位置は揃える。

平面形式		桁行（間口）方向	
		1 列	2 列
張間（奥行）方向	2 段		
	3 段		
	4 段		

京町家の基本的な平面形式に応じたゾーニング方法例

2) 応用編

- ・主たる棟が複数ある場合は（例：表屋造り）、原則として、各棟（例：店、母屋、離れ）を独立した建築物とみなし、それぞれ別個に耐震性能を評価する。

このとき、棟同士をつなぐ細い通路等は、2等分して各々の棟に振り分ける。

【図①参照】

- ・耐震性能は棟ごとに評価する。

ゾーニングの方法は、先ず検討方向に応じて各棟を2等分し、次いで細い通路等をそれが接続するゾーンに含める。

X方向検討時のゾーニングは、各棟のY方向の幅を二等分する。 【図②参照】

Y方向検討時のゾーニングは、各棟のX方向の幅を二等分する。 【図③参照】

- ・その他の平面形態の場合でも、上記の要領にならい、適宜、ゾーニングを行えばよい。

Figure 1: Floor plan of the building. The plan shows a rectangular building with a central corridor. The left side is labeled "母屋" (Mother House) and the right side is labeled "店" (Shop). The building is divided into three main sections: a front section (L1), a middle section (L2), and a rear section (L3). The front section (L1) is 15.604m wide and 8.49m deep. The middle section (L2) is 15.604m wide and 3.949m deep. The rear section (L3) is 15.604m wide and 3.328m deep. The total width is 15.604m and the total depth is 15.781m. The plan also shows a "中庭" (Courtyard) and a "庭園" (Garden). The building is surrounded by a "敷地" (Site) and a "道路" (Road). The plan is labeled with dimensions and area calculations.

[illegible]

①棟の分割

5 建築物のせん断耐力の算定方法

1) 構造要素の種類

以下に挙げる層間変形角 $1/15\text{rad}$ まで変形能力を有するものを基本とする。

- ・ 伝統的に用いられてきた構造要素

長ほぞ，貫，差鴨居，土壁，板壁（落込板壁，貫縦張板壁，下見板壁，標準設計法案型板壁），土壁による小壁，等

- ・ 木造軸組の一般的な構造要素

方杖，等

- ・ 特定の構造要素（実績・公的評価）

格子壁，剛節フレーム，乾式土壁パネル，乾式土壁パネルによる小壁，樹脂一体型仕口補強材，等

- ・ 制震装置（実績・公的評価）

仕口タイプ粘弾性ダンパー，等

2) 留意事項

- ・ 構造要素の復元力特性は， $P\Delta$ 効果を含まないものを使用する。
- ・ 構造要素のせん断耐力は，層間変形角 $1/20\text{rad}$ 時の耐力を採用する。
- ・ 既に改修が行われている京町家において，変形能力の低い構造要素が施工されている場合には，原則として，変形能力の高い構造要素に入れ替える。

6 床仕様・偏心率・柱脚の拘束条件の考え方

1) 床仕様

水平構面の剛性が小さくとも，ゾーニングにより評価するため，水平構面の仕様によるせん断耐力の低減は行わない。

2) 偏心率

ゾーニングにより評価するため，偏心率という概念を適用せず，偏心によるせん断耐力の低減は行わない。

3) 柱脚の拘束条件

標準設計法案より該当箇所を抜粋して添付する。

9. 柱脚の設計

柱脚の仕様により、柱脚の拘束条件 A、B、C によって柱脚仕様規定を A、B、C に分けて扱う。

- (1) 柱脚仕様規定 A：柱脚の拘束条件 A（水平方向および上下方向の移動を拘束）
- (2) 柱脚仕様規定 B：柱脚の拘束条件 B（水平方向の移動を拘束、上下方向の移動を拘束しない）
- (3) 柱脚仕様規定 C：柱脚の拘束条件 C（水平方向・上下方向の移動を拘束しない場合）

9.1 柱脚仕様規定 A

柱脚は土台形式とし、柱脚を土台に緊結し、土台は基礎に緊結する。

【解説】

土台形式で水平方向・上下方向の移動を拘束する場合

- ・柱脚と土台の仕口接合部は長ほぞ差とし、柱脚に引抜力が生じる場合は、柱脚が土台から抜け出さないよう N 値計算により込み栓または引き寄せボルトを用いる。込み栓および引き寄せボルトの仕様は、H12 告示 1460 号を準用して決定する。
- ・土台は作用せん断力に対して移動しない様、基礎にアンカーボルトにより緊結する。アンカーボルト（φ12mm）はおよそ 2000mm 間隔以内で設置する。
柱脚に引抜力が生じる場合は、柱芯から 200mm 以内にアンカーボルトを設ける。

9.2 柱脚仕様規定 B

柱脚は、石場建て形式または土台形式とし、水平方向の移動を拘束し、上下方向の移動を拘束しないように設置する。

石場建て形式の場合は、柱間を足固めで緊結し柱脚は水平方向に移動しない仕様とし、柱脚に引抜力が作用して浮き上がった場合、もとの位置を確保できる仕様とする。

土台形式の場合は、柱脚は土台上に設置し、土台は基礎に緊結して水平・上下方向に移動しない仕様とする。また、柱脚と土台はほぞ差しとして、柱脚に引抜力が作用してもほぞが土台から抜け出さない長さを確保する

【解説】

1) 石場建て形式

- ・柱脚の移動を拘束し、浮き上がりを拘束しない仕様とするために、柱中央に孔を設け基礎に定着した丸鋼（SS400 相当：φ12mm）により、柱脚の移動を止める仕様とする。柱脚に生じる作用せん断力は丸鋼により安全に処理できる。
- ・丸鋼の長さは、柱脚が浮き上がった場合でも安全となるよう、柱内で 150mm 以上を確保する。

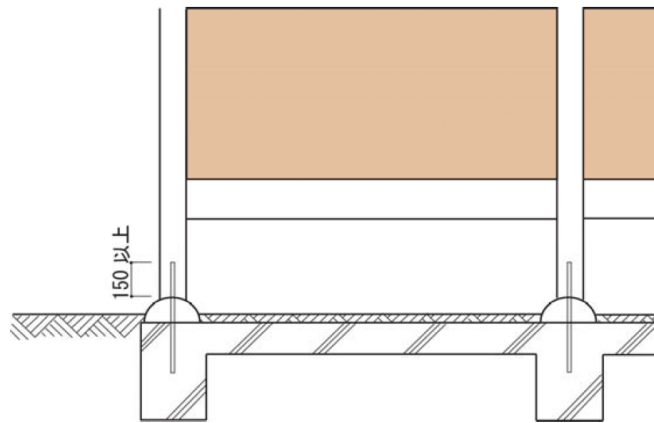


図 9.1 柱脚仕様規定 B 石場建て形式

2) 土台形式（土台を基礎に緊結）

- ・土台と基礎をアンカーボルトにより緊結する。アンカーボルトの径等の仕様は柱脚仕様規定 A に準ずる。
- ・柱脚と土台の仕口接合部は長ほぞ差しとし、込み栓は設けない。ほぞ長さは 150mm 以上確保する。

この場合は、ほぞの抜け出しに伴って土塗り壁が損傷を受ける場合があり、土塗り壁の耐力は 4.1.3(1)と同等の低減を考慮する。

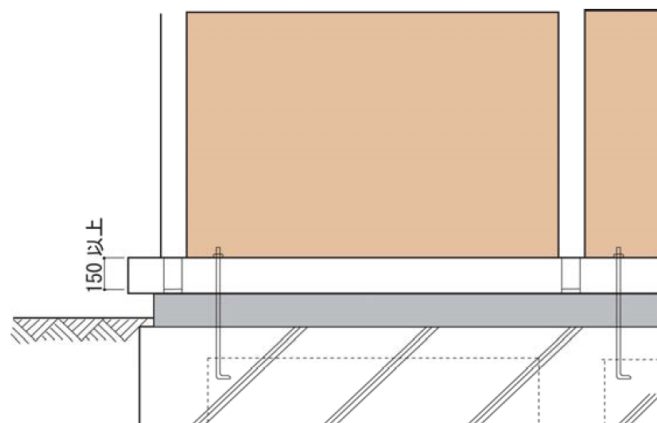


図 9.2 柱脚仕様規定 B 土台形式

3) 土台形式（柱を土台に緊結）

- ・柱を土台に緊結する
- ・土台に孔を設け基礎に定着した丸鋼（SS400 相当：φ12mm）により、柱脚の移動を止める仕様とする。

9.3 柱脚仕様規定 C

柱脚は石場建て形式または土台形式とし、柱脚の水平方向および上下方向の移動を拘束しないように設置する。

石場建て形式の場合、柱脚と基礎の間は柱脚の移動を拘束する接合部材は設けない。

土台形式の場合は、土台と基礎の間に移動を拘束する接合部材は設けない。

両形式ともに、柱脚または土台が移動することによる上部構造への損傷が起きない仕様とする。

【解説】

1) 石場建て形式

柱脚を礎石上に設置する。柱脚が移動することで上部構造に損傷が起きないための仕様は、以下のとおりである。

- ・柱脚間を緊結することで柱脚間の広がりを防止するための規定

原則として柱間を足固めにより緊結する。柱脚に地長押を設置してもよいが、その場合は腐朽を防ぐために基礎との間に空間を設ける。ただし、出入口口に下屋が設置されている場合、出入口口横の柱には、足固めや地長押の設置なしを許容する。

- ・1 階の床に適切な剛性を持たせることで、鉛直構面間がばらばらに動くことを防止するための規定

1 階の床は標準仕様と同等以上の水平剛性を持つ仕様とする。

1 階床が出入口等で一部が確保できない場合は大きさを限定して許容する。この場合の大きさは建築物の短辺方向幅の 30%以下とする。(1 階床の一部が出入口等で確保できない場合は、その大きさを限定すれば柱脚の移動に影響しないことは実大振動台実験(試験体 No.5)や立体モデルによる時刻歴解析で確認されている。)

- ・柱と足固め仕口接合部が変形性能を維持するための規定

柱と足固め仕口接合部は、変形性能の大きな雇いほぞ等の形式とする。(仕口接合部の実験結果から耐力・変形性能の大きい形式とし、仕口部での柱の断面欠損は有効断面積比が 75%以上の形式を選定する。)

- ・柱脚の移動による上部構造への損傷を防止するためには、柱脚が礎石から落下することを防ぐための規定

柱脚が移動しても礎石から落下しない大きさとする。その場合の柱脚の最大水平移動量は 200mm としてよい。礎石径は、柱中央から礎石端までの距離が最大水平移動量以上を確保できる大きさとする。また礎石の天端の高さは、基礎(または地盤面)から 100mm 以下とする。(実大振動台実験結果および、時刻歴解析結果から極めて稀に発生する地震動時の最大水平移動量は 150mm 以下に収まっている)

- ・柱の足固め位置での損傷を防止するための規定

足固めより下部の柱については、足固め中央から礎石までの高さを 700mm 以下、柱径を 120mm 以上とし、隅部については、損傷を防ぐための規定として表 8.3、設計資料-4 により断面を選定する。特に、下屋の隅柱については、柱軸力が小さく浮き上がりを伴った水平移動が生じることにより、損傷が生じやすい。そのため、余裕を持った断面とするか、地貫や根絡み貫を足固めより低い位置に追加する等、損傷に配慮することが望ましい。

- ・礎石の設置方法に関する規定

設置した礎石に傾斜がある場合、柱脚が一方方向に水平移動するのを防止するために、礎石は傾斜しないよう設置する。

礎石が地震時に移動しないように基礎に留めつける、基礎に埋め込む、据え付けモルタルで礎石

を基礎に固定するなどの対策をする。

- 柱脚は、雨水により腐食や腐朽しない対策や蟻害を防ぐ対策を講じるための規定
軒の出を長くする。周辺部の柱脚部分に用いる柱は、腐朽や蟻害の少ない樹種や心材部分が多い
ものとする。周辺部の礎石に水切りを設ける。

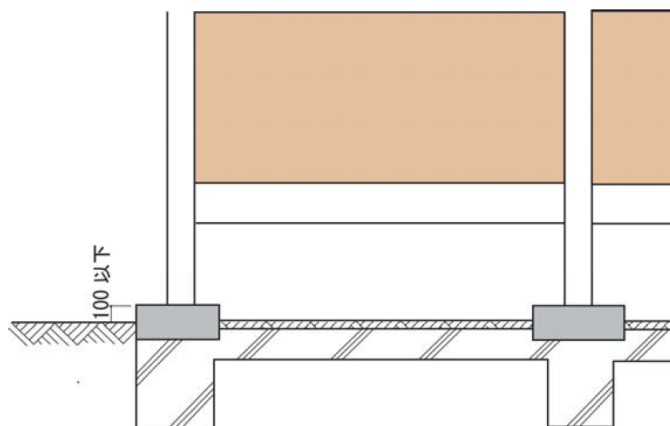


図 9.3 柱脚仕様規定 C 石場建て形式

2)土台形式

柱脚と土台の緊結方法は、柱脚仕様規定 A の該当部分を準用する。土台が移動することで上部構造に損傷が起きないための仕様は石場建て形式の規定を準用する。

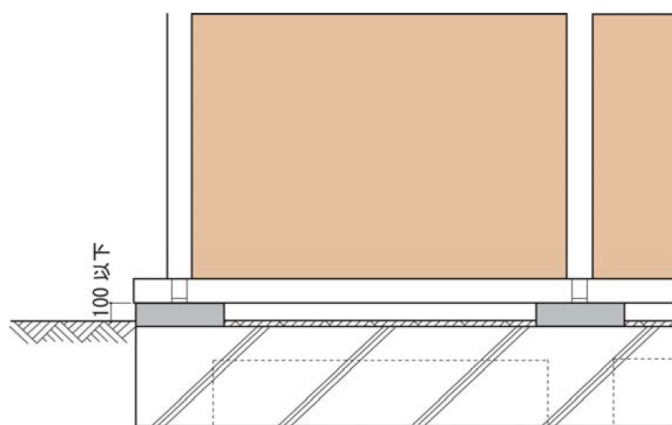
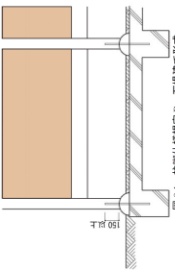
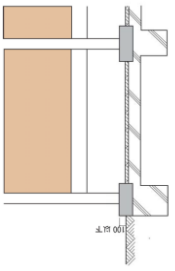
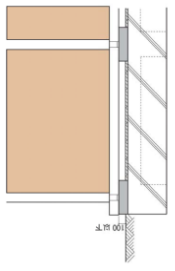
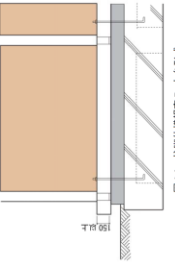
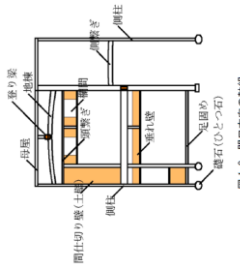


図 9.4 柱脚仕様規定 C 土台形式

ここで、京町家の柱脚状況と標準設計法案に示されている柱脚仕様を比較してみると、下表のように整理できる。

京町家の柱脚状況と標準設計法に示されている柱脚仕様の比較一覧表				
柱脚仕様	A		B	
	柱脚仕様規定		C	
	形式	土台形式	石場建て形式	土台形式
	水平拘束条件	拘束	拘束	拘束しない
	上下拘束条件	拘束	拘束しない	拘束しない
柱脚仕様	柱脚と土台(基礎)	緊結	丸銅ダボ	接合部は設けない
	土台と基礎	緊結	—	(ほぞ差し等)
	その他	ほぞが土台から抜け出さない長さ150mmを確保		
標準設計法		移動することによる上部構造への損傷が起きない仕様		
断面図	断面図	 図 9.1 柱脚仕様規定 B 石場建て形式	 図 9.3 柱脚仕様規定 C 石場建て形式	 図 9.4 柱脚仕様規定 C 土台形式
		 図 9.2 柱脚仕様規定 B 土台形式	 図 1-8 開口方向の軸組	

以上より，柱脚の拘束条件の考え方を下記に整理する。

京町家の柱脚状況は，標準設計法案の柱脚仕様 C と同様と扱ってよい。

柱脚仕様 A～C が混在するような状況は避ける。例えば，部分的な改修で布基礎土台形式アンカーボルト締めの既往改修がある場合は，アンカーボルトを切断・撤去し，柱脚仕様 C に統一するなどが考えられる。

また，既往改修により大部分が柱脚仕様 A や B となっている状況で，C に戻すことが困難な場合は，柱脚仕様 A 又は B で統一する。ただし，B の場合は，せん断耐力の低減もしくは浮き上がりが生じないことを確認する必要がある。

柱脚が移動しても礎石から落下しない大きさの基礎を改修で設けることは困難である事が多いので，構造計算により作用せん断力が摩擦係数以下であることを確認すればよい。また，構造要素の過補強により滑りが生じることを防ぐために，せん断耐力が地震力算定用重量の 0.4 倍以下となることを確認すればよい。

滑りが生じる計算となった場合は，改修計画の見直しを行う事や滑りしろを確保する。滑り量は標準設計法案を参考にする。以下に抜粋を添付する。

- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none">柱脚の移動による上部構造への損傷を防止するためには，柱脚が礎石から落下することを防ぐための規定 <p>柱脚が移動しても礎石から落下しない大きさとする。その場合の柱脚の最大水平移動量は 200mm としてよい。礎石径は、柱中央から礎石端までの距離が最大水平移動量以上を確保できる大きさとする。また礎石の天端の高さは、基礎（または地盤面）から 100mm 以下とする。（実大振動台実験結果および、時刻歴解析結果から極めて稀に発生する地震動時の最大水平移動量は 150mm 以下に収まっている）</p> |
|--|

7 建築物の作用せん断力の算定方法

1) 建築物の作用せん断力の算定方法

・平家建ての場合

建築物の重量 W_1 を算定する。

平家建ての C_b を採用する。

建築物の作用せん断力 Q は、建築物の重量 $W_1 \times C_b$ により求める。

・2階建ての場合

建築物の重量 W_1, W_2 を算定する。

$R_w < 0.2$ なら平家建ての C_b を採用する。※注

$R_w \geq 0.2$ なら $C_{u2}/C_{ub} \geq R_{c0}$ であることを条件に、2階建ての C_b を採用する。※注

※注：1階先行降伏条件の確認は、ゾーン毎ではなく、建築物全体として行う。

建築物の作用せん断力 Q は、建築物の重量 $(W_1 + W_2) \times C_b$ により求める。

・2階建ての場合

建築物の重量 W_1, W_2 を算定する。

2) 想定地震の違いによる建物に作用するせん断力について

建物に作用する1階せん断力 Q_1 、建物2階重量 W_2 、1階重量 W_1 、震度6強 C_b として設定した C_b 、想定地震による補正係数を k とする

$$Q_1 = (W_2 + W_1) \cdot C_b \cdot k$$

震度6強の場合 $k=1$

震度6弱の場合 平屋建て $k=0.70$

2階建て $k=0.66$

3) 建築物の重量の算定方法

建築物の重量は、階毎・方向毎・ゾーン毎に、屋根・床・壁など各部位毎の重量を実状に即して計算し、それらの合計として算定する。

4) 地盤種別の設定

京町家が分布する地域の比較的良好な地盤特性を活かし、「第2種地盤」に加えて「第1種と第2種の間的地盤（第1.5種地盤）」を設定し、表層地盤による加速度増幅率 G_s をそれぞれ 2.025 と 1.69 として検討した。

次頁より、「第1.5種地盤」の考え方を示す。

第 1.5 種地盤の考え方

「第 1 種と第 2 種の中間的地盤（第 1.5 種地盤）」の考え方は、「高山市伝統構法木造建築物耐震化マニュアル」を参考とした。以下に、抜粋して添付する。

(4) 入力地震動

近似応答計算に基づく耐震性能の評価を行うには、建築物の復元力特性を算定するとともに、建築物に作用する地震力を加速度応答スペクトルから算定する必要がある。解放工学的基盤における加速度応答スペクトル（告示）をもとに表層地盤での増幅特性を考慮した地表面における加速度応答スペクトルを設定する。

稀に発生する地震動及び極めて稀に発生する地震動に対する地表面の設計用地震動の加速度応答スペクトルをそれぞれ算定する。まず、稀に発生する地震動及び極めて稀に発生する地震動に対する解放工学的基盤の加速度応答スペクトル（ S_{0d} 、 S_{0s} ）を求め、それに表層地盤による加速度の地盤増幅率等を掛け合わせて、地表面の設計用地震動の加速度応答スペクトルを算定する。

地震力は 5.9 の近似応答計算に示すように加速度応答スペクトルで評価し、解放工学的基盤における加速度応答スペクトル（ S_{0d} 、 S_{0s} ）、表層地盤における加速度増幅率（ G_s ）、減衰による加速度低減率（ F_h ）、調整係数（ p 、 q ）、地震地域係数（ Z ）の項から計算ステップごとに計算する。

$$S_{Ad} = S_{0d} \cdot G_s \cdot F_h \cdot p \cdot q \cdot Z \quad (\text{稀に発生する地震動})$$

$$S_{As} = S_{0s} \cdot G_s \cdot F_h \cdot p \cdot q \cdot Z \quad (\text{極めて稀に発生する地震動})$$

解放工学的基盤における加速度応答スペクトルの計算

建築物の等価固有建築物の等価周期（ T_e ）に応じて解放工学的基盤における加速度応答スペクトルを計算する（表 5.1）。

表 5.1 建築物の等価周期と加速度応答スペクトル

等価周期（ T_e ）	加速度応答スペクトル	
	S_{0d}	S_{0s}
$T_e < 0.16$	$0.64 + 6T_e$	$3.2 + 30T_e$
$0.16 \leq T_e < 0.64$	1.6	8
$0.64 \leq T_e$	$1.024 / T_e$	$5.12 / T_e$

表層地盤（高山市）における加速度増幅率の計算

J-SHIS（防災科学技術研究所）によれば、高山市の伝統的建造物群保存地区の地盤は表層 30m の平均 S 波速度は約 400m/s で、第 1 種地盤に近く、第 1 種と第 2 種の中間的地盤として設定することができる（別添 設計資料 4. 地盤種別の判別について）。

注）J-SHIS は、地震防災に資することを目的に日本全国の「地震ハザードの共通情報基盤」として活用されることを目指して作られたサービスで、表層地盤の S 波速度等の情報が含まれている。

表 5.2 表層地盤の加速度増幅率

第 1 種地盤		第 2 種地盤		第 3 種地盤		第 1 種と第 2 種の 中間的地盤	
T_e	G_s	T_e	G_s	T_e	G_s	T_e	G_s
$T_e < 0.567$	1.5	$T_e < 0.64$	1.5	$T < 0.64$	1.5	$T_e < 0.64$	1.5
$0.576 \leq T_e < 0.64$	$0.864 / T_e$	$0.64 \leq T_e < 0.864$	$1.5 T_e / 0.64$	$0.64 \leq T_e < 1.152$	$1.5 T_e / 0.64$	$0.64 \leq T_e < 0.72$	$1.5 T_e / 0.64$
$0.64 \leq T_e$	1.35	$0.864 \leq T_e$	2.025	$1.152 \leq T_e$	2.7	$0.72 \leq T_e$	1.69

T_e : 等価固有周期、 G_s : 加速度増幅率

第 1 種と第 2 種の中間的地盤は、第 1 種と第 2 種の中間として、 $0.72 \leq T_e$ で増幅率を $(1.35 + 2.025) / 2 = 1.69$ としている。

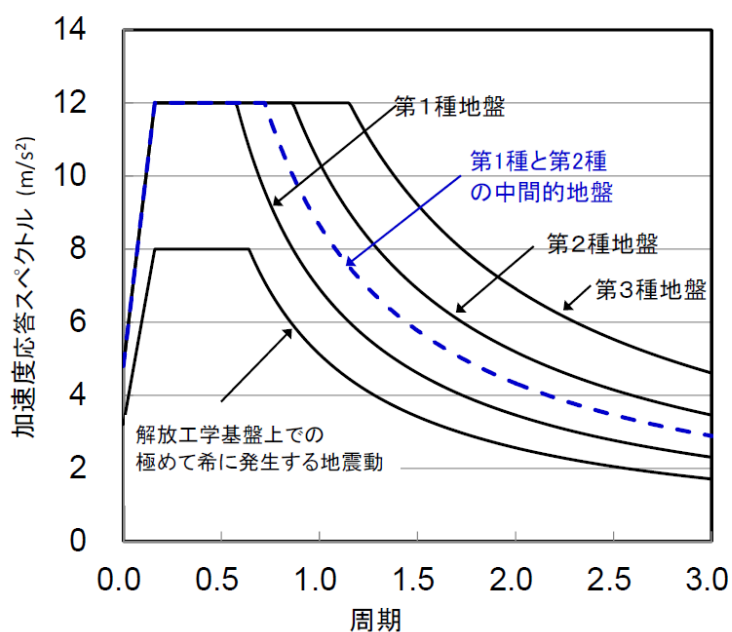


図 5.1 地表面における入力地震動の加速度応答スペクトル

5. 地盤種別の判別について

表層地盤の加速度増幅率を表す数値 G_s を算出する際に用いる地盤種別は、表 5.1 に基づき判別することとしてよい。なお、同表における 30m 平均 S 波速度 $avVs$ は、独立行政法人防災科学技術研究所の地震ハザードステーション J-shis (<http://www.j-shis.bosai.go.jp/>) により調べることができる。

表 5.1 地盤種別と 30m 平均 S 波速度の関係

地盤種別	$avVs(m/sec)$
第 1 種地盤	$400 \leq avVs$
第 1 種、2 種の間間的な地盤	$255 \leq avVs < 400$
第 2 種地盤	$160 \leq avVs < 255$
第 3 種地盤	$avVs < 160$

各地盤種別の地盤周期は、建築物の構造関係技術解説書より、表 5.2 のように示される。ここで、第 1 種、2 種の間間的な地盤の地盤周期は、第 1 種地盤と第 2 種地盤の間とした。30m 平均 S 波速度について 30m を単一層、つまり解放工学的基盤 $Vs400m$ との 2 層地盤と考えると、(1)式、(2)式から(3)式が得られる。 T_g について、 T_1 が支配的と考えると地盤種別と 30m 平均 S 波速度の関係が表 5.1 のように得られる。

表 5.2 地盤種別と地盤周期の関係

地盤種別	$T_g(sec)$
第 1 種地盤	$T_g \leq 0.2$
第 1 種、2 種の間間的な地盤	$0.2 < T_g \leq 0.47$
第 2 種地盤	$0.47 < T_g \leq 0.75$
第 3 種地盤	$0.75 < T_g$

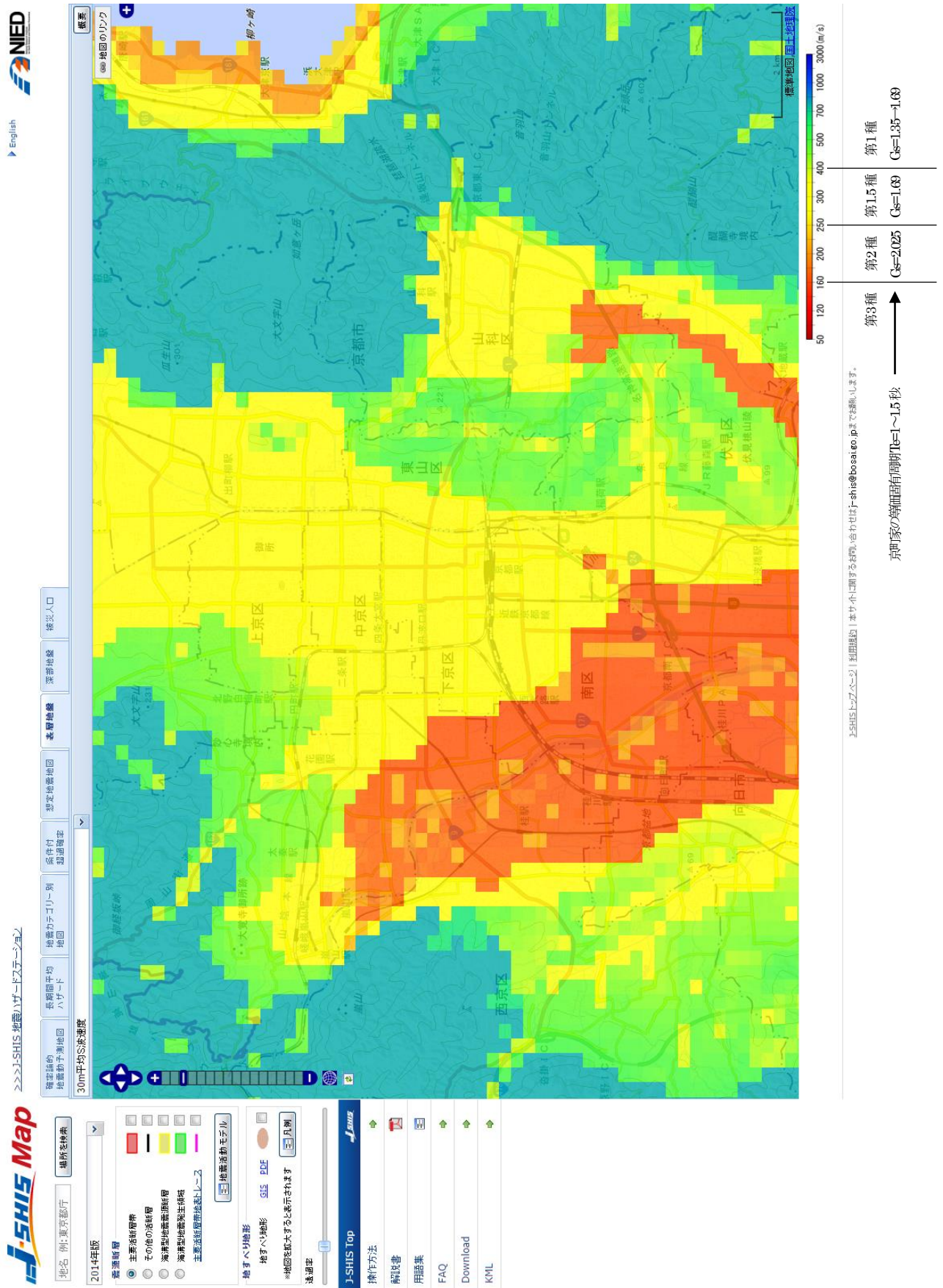
$$T_1 = \frac{4(\sum H_i)^2}{\sum \sqrt{\frac{G_i}{\rho_i}} H_i} \quad (1)$$

$$Vs = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2)$$

$$T_1 = \frac{120}{avVs} \quad (3)$$

京町家型標準設計法における地盤種別と加速度増幅率の設定

J-SHIS による京都市内の表層 30m 平均 S 波速度に基づき、地盤種別と表層地盤による加速度増幅率 G_s を設定する。



J-SHIS による京都市内の表層 30m 平均 S 波速度

5) C_b の設定

表 1 平屋建て建築物の 1 階の階高と $C_b(Z=1.0)$

階高(mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
第 1.5 種	0.32	0.30	0.27	0.25	0.23	0.21
第 2 種地盤	0.46	0.42	0.39	0.35	0.32	0.30

階高(mm)	4200	4500	4800	5100	5400	5700	6000
第 1.5 種	0.19	0.18	0.17	0.16	0.15	0.14	0.14
第 2 種地盤	0.28	0.26	0.24	0.23	0.22	0.21	0.20

表 2 2 階建て建築物の 1 階の階高と $C_b(Z=1.0)$

階高(mm)	2500	2730	3000	3300	3600	3900
第 1.5 種	0.37	0.33	0.30	0.30	0.30	0.30
第 2 種地盤	0.52	0.48	0.44	0.40	0.36	0.34

表 2 の C_b の補正 $RC/RC0=1.0$ の時, 表 2 の数値から 0.05 を減じた値

$1.0 < RC/RC0 < 1.1$ の時, 直線補完した値

$1.1 \leq RC/RC0$ の時, 補正無し