

第7章

道路路体の設計方法

第7章 道路路体の設計方法

7.1 設計の考え方

道路路体の設計は、調査により得られた資料を十分検討のうえ、次の検討を行う。

- 7.2 盛土と基礎地盤を通るすべり破壊に対する安定性
- 7.3 丸太杭基礎の支持力
- 7.4 丸太杭の耐力
- 7.5 盛土の沈下
- 7.6 杭間隔
- 7.7 盛土層

【解説】

設計にあたっては、上記の条件を満足するとともに、現地の状況に適合し、施工性、経済性、環境性をも兼ね備えたものとしなければならない。

軟弱地盤対策は、表層改良（石灰改良、セメント改良、サンドマット等）と丸太杭の組み合わせで行う。図-7.1.1に示すように、丸太杭にかかる盛土荷重は、舗装と路床部分からなる。杭間の地盤が盛土荷重を受け持つことは考慮せず、盛土荷重のすべてを丸太杭が受け持つと考えて設計する。これにより、全沈下量の減少、せん断変形の抑制、すべり抵抗の増加を狙うものである。

設計においては、丸太杭工法については、「道路橋示方書¹⁾」に示される杭基礎の設計に従うこととするが、安全率については丸太杭の特性を考慮することとする。

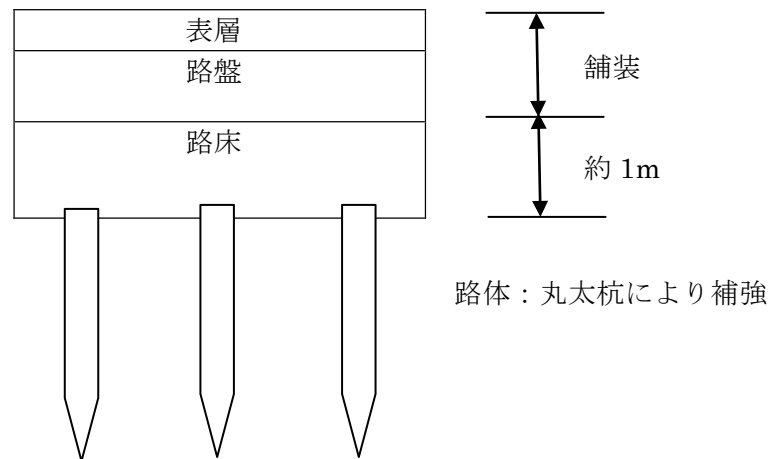


図-7.1.1 丸太杭にかかる盛土荷重の概念図

図-7.1.2に設計フローを示す。

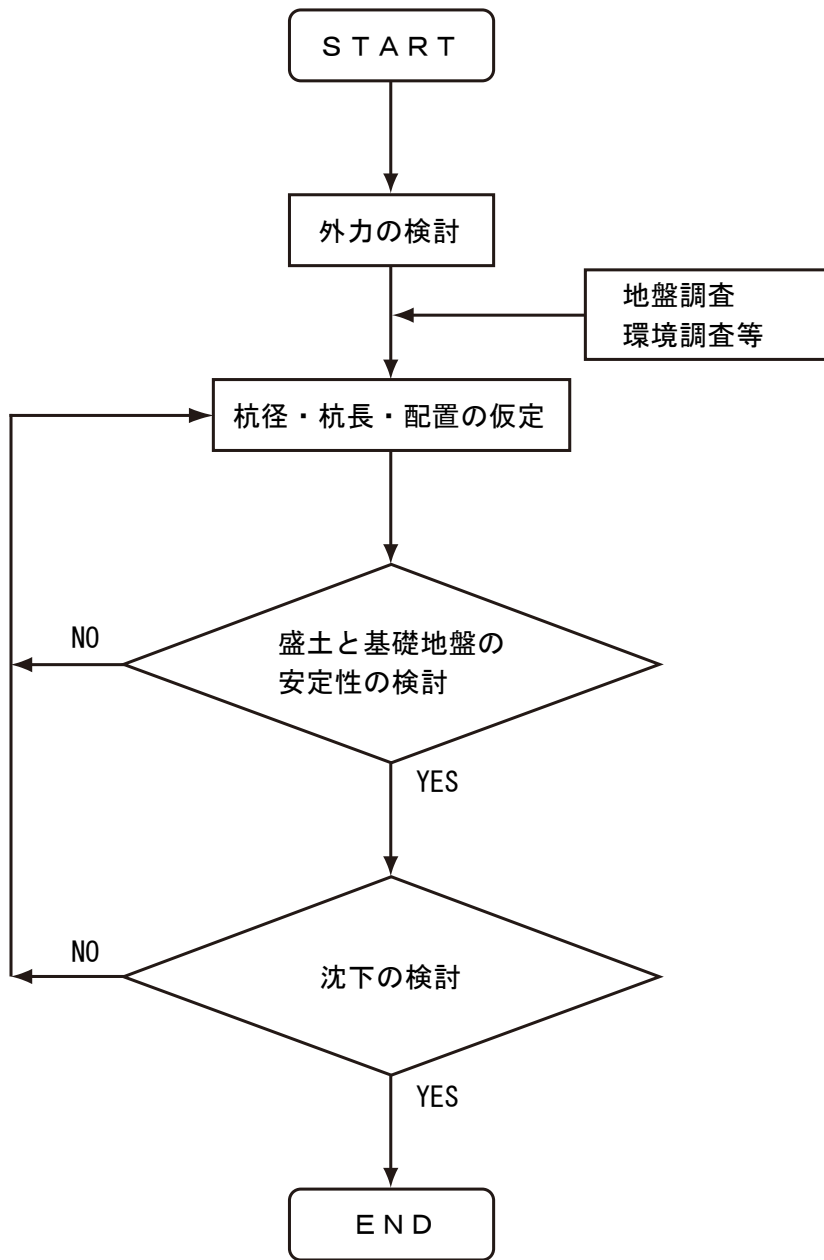


図-7.1.2 設計フロー

7.2 盛土と基礎地盤の安定性の検討

盛土と基礎地盤の安定性については、盛土と基礎地盤を通る円弧すべり面法による安定計算を行うこととし、安全率 F_s を1.2以上とする。

【解説】

盛土と基礎地盤の安定性については、式 (7.2.1) で安全率 $F_s \geq 1.2$ となることを条件とする²⁾。

$$F_s = \frac{\sum (c_u \ell + W \cos a \tan \phi_u)}{\sum W \sin a} \quad (7.2.1)$$

ここで、 F_s ：安全率

c_u ：すべり面に沿う非排水粘着力 (kN/m²)

ϕ_u ：非排水せん断抵抗角 (°)

ℓ ：細片部のすべり面長さ (m)

W ：細片部の土の全質量 (kN/m)

a ：細片部のすべり面平均傾斜角 (°)

丸太杭打設部分の細片部の地盤のせん断抵抗は、丸太杭と地盤の複合地盤と考え、「ジオテキスタイルを用いた補強度の設計・施工マニュアル」³⁾に基づき、式 (7.2.1) の分子を式 (7.2.2) により求めて置き換えることで表現する。

$$s_{wood} a_p \ell + \beta (c_u \ell + W \cos a \tan \phi_u) (1 - a_p) \quad (7.2.2)$$

ここで、 s_{wood} ：丸太杭のせん断抵抗 (=600kN/m²)⁴⁾

a_p ：改良率 (= A_p/B^2)

A_p ：丸太杭末口面積 (m²)

B ：丸太杭間隔 (m)

β ：丸太杭のせん断抵抗 s_{wood} が得られるときの地盤のせん断抵抗の比 (図7.2.1参照)

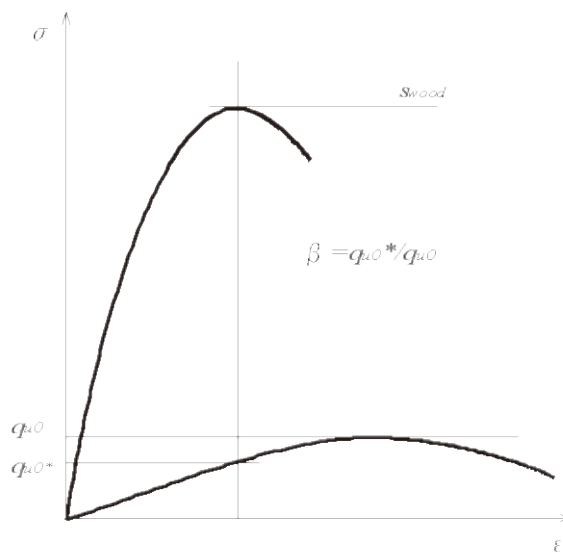


図-7.2.1 丸太と地盤の応力ひずみ関係³⁾

7.3 丸太杭基礎の支持力の検討

基礎地盤の支持力の検討は、道路橋示方書¹⁾に示される杭基礎の設計法に準拠し、杭を丸太に置き換えて検討する。ただし、本マニュアルでは、丸太打設による地盤の補強効果を想定していることから、丸太の水平抵抗と引き抜き抵抗の検討は行わず、鉛直支持力のみを検討を行うこととする。

【解説】

(1) 鉛直支持力は式 (7.3.1)¹⁾より求める。ただし、丸太杭の特性を考慮し安全率を設定するため、安全率を先端支持力の項と杭周面摩擦力の項に分離する。

$$R_a = \frac{1}{n_p} R_p + \frac{1}{n_f} R_f \quad (7.3.1)$$

$$R_p = q_d A_p \quad (7.3.2)$$

$$R_f = U \sum L_i f_i \quad (7.3.3)$$

ここで、 R_a ：杭の鉛直方向許容押し込み支持力 (kN) (杭の自重が小さい場合)

R_p ：丸太杭先端の極限支持力 (kN)

R_f ：丸太杭の最大周面摩擦力 (kN)

n_p ：先端支持力に対する安全率 (=3)

n_f ：丸太杭周面摩擦力に対する安全率 (=2)⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾

q_d ：丸太杭先端部の単位面積当たりの極限支持力度 (kN/m²) (ただし、軟弱地盤であることから $q_d=0$ とした)

A_p ：丸太杭先端 (末口) 面積 (m²)

U ：丸太杭先端 (末口) における周長 (m)

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (kN/m²)

(2) 安全率は式 (7.3.1)²⁾に示すように、丸太杭の先端支持力について3、周面摩擦力について2とする。丸太杭の周面摩擦力に対する安全率2は、実証実験⁹⁾¹⁰⁾¹¹⁾や既往文献⁶⁾⁷⁾を参考にした。これらによれば、1) 丸太杭では、末口より元口が太く、このようなテーパがあるために、実際の周面積は末口径で計算された丸太杭周面積よりも1.2~1.5倍程度大きいこと、2) 丸太杭表面の打設直後の吸水効果により丸太杭周辺部では圧密が促進されること⁵⁾、3) その他多くの施工実績、から周面摩擦力に対する安全率を1.5と定めている⁶⁾⁷⁾。また、盛土を対象とした杭基礎形式であるパイルネット工法⁸⁾では、構造物基礎と比較して、変形に対する許容量をある程度大きくできることから周面摩擦力に対する安全率を2としている。以上のことを考慮し、ここでは安全率2を用いる。

(3) 最大周面摩擦力は、式 (7.3.4)¹⁾または式 (7.3.5)¹⁾より求める。

$$\text{砂質土の場合：} 2N (\leq 100) \quad (7.3.4)$$

$$\text{粘性土の場合：} c_u \text{ または } 10N (\leq 150) \quad (7.3.5)$$

ここで、 N ：標準貫入試験による N 値

式 (7.3.5) で、粘着力 c_u が直接求められていない場合には、式 (7.3.6)²⁾または式 (7.3.7)²⁾などによって c_u を推定する。

$$\text{コーン貫入抵抗より推定する場合： } c_u = \frac{q_c}{10} \quad (7.3.6)$$

$$\text{スウェーデン式サウンディング試験による場合： } c_u = \frac{1}{2} (0.045 W_{sw} + 0.75 N_{sw}) \quad (7.3.7)$$

ここで、 q_c ：コーン貫入抵抗 (kN/m²)

W_{sw} ：荷重だけによって貫入が進む荷重の大きさ (N)

N_{sw} ：回転により貫入した時の1m当たり半回転数 (回/m)

7.4 丸太杭の耐力の検討

丸太杭の耐力として、丸太杭の軸方向許容圧縮応力度と丸太杭1本当たりに作用する鉛直荷重の比が安全率1.2⁸⁾より大きいことを確認する。

【解説】

式 (7.4.1)⁸⁾で、丸太杭の軸方向許容圧縮応力度と丸太杭1本当たりに作用する鉛直荷重の比が安全率1.2より大きいことを確認する。

$$F_{swood} \geq \frac{\sigma_{wood}}{\left(\frac{\Delta p_p}{A_p} \right)} \quad (7.4.1)$$

ここで、 F_{swood} ：丸太杭の耐力に対する安全率 (≥ 1.2)

σ_{wood} ：丸太杭の軸方向許容圧縮応力度 (=4,000kN/m²)⁴⁾

Δp_p ：丸太杭1本当たり全上載荷重 (kN/m²)

A_p ：丸太杭先端 (末口) 面積 (m²)

7.5 盛土の沈下の検討

7.5.1 沈下対策の考え方

盛土の沈下対策については、丸太杭と表層改良工法を合わせて行うこととする。

【解説】

(1) 丸太杭の沈下量の計算方法は、7.5.2沈下量の計算方法で示す。

(2) 表層改良工法については、7.7盛土層の検討の条件を満足するように検討する。

7.5.2 沈下量の計算方法

(1) 丸太杭と未改良部分の不同沈下量を検討する。

(2) 摩擦杭とする場合の沈下量は、丸太杭を打設した地層の沈下量と、丸太杭先端以深の地層の沈下量の和として求める。

(3) 先端支持杭とする場合には、沈下量を無視する。

【解説】

(1) 丸太杭と杭間地盤の不同沈下量を検討する。

丸太杭と杭間地盤の不同沈下量 S_G は、丸太杭の杭頭の沈下量 S_p と杭間地盤の沈下量 S_c より式(7.5.1)で求める。

杭間地盤に作用する盛土荷重は図-7.5.1のとおりであり、その他の盛土荷重は丸太杭が受け持つと考える。主働崩壊角 θ は 45° を基本とする。

$$S_G = S_c - S_p \quad (7.5.1)$$

ここに、 S_G ：不同沈下量

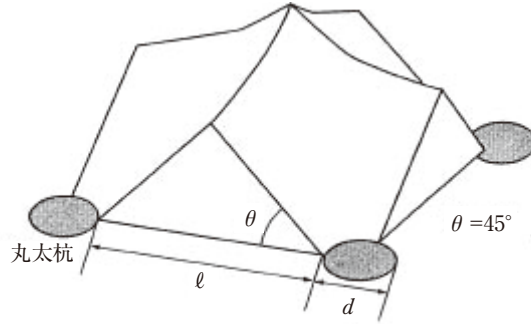


図-7.5.1 杭間地盤に作用する盛土荷重

1) 杭間地盤の沈下量

杭間地盤の沈下量 S_c は式(7.5.2)によって求められる。

$$S_c = S_0 \frac{\Delta p_c}{\Delta p} \quad (7.5.2)$$

ここに、 S_0 ：無処理での沈下量 (m)

Δp_c ：杭間地盤に作用する盛土荷重 (kN/m²)

Δp ：全盛土荷重 (kN/m²)

また、 Δp_c 、 Δp は式(7.5.3)、(7.5.4)、(7.5.5)より求める。

$$\Delta p = V\gamma \quad (7.5.3)$$

$$\Delta p_c = \frac{V_c \gamma}{(\ell + d)^2 - \frac{\pi d^2}{4}} \quad (7.5.4)$$

$$V_c = \frac{\pi}{24} \ell^2 \tan \theta (3d + 2\ell) + 0.36 \times \left(\frac{\ell + d}{2} \right)^2 \left\{ \frac{1}{2} \tan \theta + \frac{1}{3} \left(\frac{\ell + d}{2} \right) \right\} \tan \theta \quad (7.5.5)$$

ここに、 V ：全盛土体積 (m³)

ℓ ：丸太杭間の距離 (m)

d ：丸太杭の直径 (m)

θ ：図-7.5.1参照 $\theta = 45^\circ$

V_c ：杭間地盤に荷重を作用させる盛土体積 (m³)

2) 丸太杭の沈下量

丸太杭の沈下量 S_p は、式 (7.5.6) によって求める。

$$S_p = \frac{\Delta p_P}{E} L \quad (7.5.6)$$

ここに、 Δp_P ：丸太杭に作用する盛土荷重 (kN/m²)
 L ：丸太杭の長さ (m)
 E ：丸太杭の変形係数 (kN/m²)

また、 Δp_P は式 (7.5.7)、(7.5.8)、(7.5.9) より求める。

$$E = 100q_u \quad (7.5.7)$$

$$\Delta p_P = V_p \gamma \quad (7.5.8)$$

$$V_p = V - V_b \quad (7.5.9)$$

ここに、 q_u ：丸太杭の一軸圧縮強さ (kN/m²)
 V_p ：丸太杭に荷重を作用する盛土体積 (m³)
 γ ：杭間地盤の単位体積重量 (kN/m³)

(2) 摩擦杭とする場合の沈下量は、丸太杭を打設した地層の沈下量と、丸太杭先端以深の地層の沈下量の和として求める。

摩擦杭（フローティング基礎）の場合の、丸太杭を打設した地層における沈下量 Δh_1 は、丸太杭と丸太杭周辺地盤の変形係数より式 (7.5.10)³⁾で計算する。

$$\Delta h_1 = \frac{\Delta p H_1}{a_p E_{wood} + (1 - a_p) E_{soil}} \quad (7.5.10)$$

ここで、 Δh_1 ：丸太杭を打設した地層における沈下量 (m)
 Δp ：全上載荷重 (kPa)
 H_1 ：丸太杭を打設した地層の厚さ (m)
 E_{wood} ：丸太杭の軸方向変形係数 (=6,000MN/m²)⁴⁾
 E_{soil} ：杭間地盤の変形係数 (=210 C_u kPa)

$$a_p : \text{改良率} \left(= \frac{A_p}{B^2} \right)$$

丸太杭先端以深の丸太杭の先端より下の地層の沈下量 Δh_2 は図-7.5.2のように荷重分散を考慮し、式 (7.5.11) で計算する。

$$\Delta h_2 = \frac{C_c}{1+e_0} H_2 \log_{10} \frac{\sigma_{v0} + q_2}{\sigma_{v0}} \quad (7.5.11)$$

ここで、 Δh_2 ：丸太杭先端以深の沈下量 (m)

- C_c : 未改良層の圧縮指数
- q_2 : 未改良層中央深さにおける全上載荷重 Δp の分散荷重 (kN/m²)
- e_0 : 未改良層の初期間隙比
- σ_{v0} : 未改良層中央深さにおける改良前の上載荷重 (kN/m²)
- H_2 : 未改良層の厚さ (m)

摩擦杭の場合の全沈下量 Δh を式 (7.5.12) で求める。

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 \quad (7.5.12)$$

このように計算される全沈下量が、重要度に応じて、0.1~0.2m以下となることを目安とする³⁾。

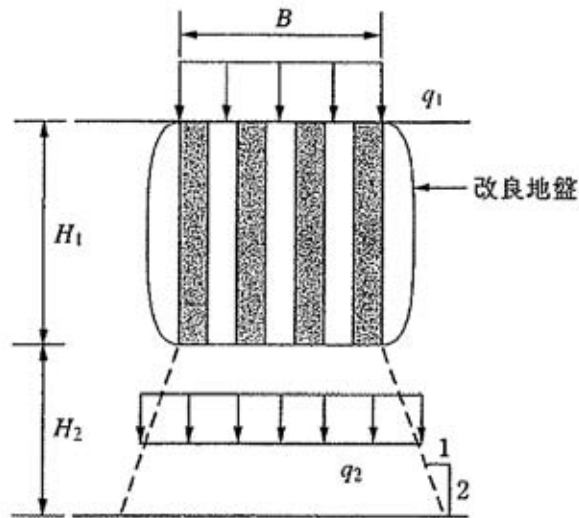


図-7.5.2 フローティング式の荷重分散の概念図³⁾

7.6 杭間隔

丸太間隔は、群杭効果が顕著に表れないように検討する。また、盛土層内にパンチング現象が生じないように検討する。

【解説】

丸太杭間隔は、群杭効果が顕著に表れないように、丸太杭間隔は式 (7.6.1) とする。¹⁾

$$B \geq 2.5D \quad (7.6.1)$$

ここで、 B : 杭間隔 (m)

D : 元口径 (m)

盛土堤体内のパンチング現象は、丸太杭の反力により盛土堤体内で押し抜きせん断破壊する現象である。この現象が想定される場合は、シートを盛土層内に敷設するなどして杭反力の荷重分散を行う必要がある。

7.7 盛土層の検討

盛土層については、以下の検討を行う。

- (1) パンチング現象の防止
- (2) 建設機械のトラフィカビリティー確保
- (3) 丸太杭の腐朽対策

【解説】

(1) パンチング現象の防止

パンチング現象を防止するため、盛土層の厚さは式 (7.8.1)で計算される厚さ以上とする (丸太杭を支持杭と仮定し、丸太杭間の地盤の沈下によって盛土層に主働崩壊が生じても、その盛土層の崩壊面が盛土表面まで及ばないような厚さとする)。

$$T_s \geq \frac{((2B^2)^{0.5} - D)}{2} \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (7.7.1)$$

ここで、 T_s ：盛土材の厚さ (m)
 B ：杭間隔 (m)
 D ：杭直径 (末口)(m)
 ϕ ：盛土材の内部摩擦角 (°)

(2) 建設機械のトラフィカビリティー確保

トラフィカビリティー確保のため、次の厚さを目安とする²⁾。

- ① 盛土基礎地盤表層部のコーン貫入抵抗 qc が100~200kN/m²の場合：盛土層の厚さ50~80cm
- ② qc の値が100kN/m²以下の場合：盛土層の厚さ80~120cm
- ③ 盛土層の厚さは最低でも50cm以上とする

(3) 丸太杭の腐朽対策¹²⁾

丸太杭頭部の腐朽対策のため、丸太杭頭部分については不均一な地盤とならないようにする。また、盛土基礎地盤内に腐朽菌が侵入する亀裂などが生じないように、適切な土質を選ぶとともに十分な締固めを行う。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編IV下部構造編，丸善，2012.
- 2) 日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針，丸善，2012.
- 3) ジオテキスタイル補強度工法普及委員会：ジオテキスタイルを用いた補強度の設計・施工マニュアル (改訂版)，土木研究センター，2000.
- 4) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針調査および設計一般篇，丸善，1966.
- 5) 三浦哲彦，呉文経，中村六史，一瀬智郎：軟弱粘土中杭の周面支持機構に関する実験的考察，土木学会論文集，No.517/Ⅲ-31，pp.63-72，1995.
- 6) 佐賀県県土づくり本部，佐賀県県土づくりコンサルタント協会：水路用ボックスカルバートの木杭－底盤系基礎～設計マニュアル (第1版)～，佐賀県土木建築技術協会，2005.

- 7) 佐賀県県土づくり本部, 佐賀県県土づくりコンサルタント協会: プレキャストL型擁壁 (H \leq 2m) の木杭-底盤系基礎~設計マニュアル (第1版)~, 佐賀県土木建築技術協会, 2008.
- 8) 鉄道総合技術研究所: 杭網 (パイルネット) 工法設計・施工の手引き, 1987.
- 9) 久保光, 吉田雅穂, 沼田淳紀, 本山寛: 丸太杭打設による杭間隔の違いが地盤に及ぼす影響, 土木学会第67回年次学術講演会, CS12-009, 2012.
- 10) 久保光, 本山寛, 吉田雅穂, 沼田淳紀: 軟弱粘性地盤での丸太打設による丸太間強度増加の実測, 第47回地盤工学研究発表会, 500, 2012.
- 11) 吉田雅穂, 宮脇紀宣, 久保光, 沼田淳紀, 本山寛: 丸太を用いた軟弱粘性土の地盤補強技術に関する模型実験, 第47回地盤工学研究発表会, 501, 2012.
- 12) 発明者: 久保光, 沼田淳紀, 上杉章雄, 向谷常松, 勝山義史, 特許権者: 福井県, 飛鳥建設株式会社, タイトル: 木材の腐朽対策方法および腐朽対策を施した木材, 出願: 平成19.3.14.登録H23.7.29