

【地山補強・法面補強】

フィット筋工法

〔 設 計 要 領 〕

第1版



フィット筋工法技術研究会

第1章 総側

1.1 適用	-----	1
1.2 工法概要	-----	1
1.3 特長 構成と機能	-----	2
1.4 本工法の適用区分と設計手順	-----	3

第2章 計画

2.1 一般	-----	5
2.2 法面保護	-----	5
2.3 法面補強	-----	5

第3章 調査

3.1 一般	-----	6
3.2 調査	-----	7
3.3 周辺環境調査	-----	7
3.4 補強材の引き抜き力調査	-----	7

第4章 設計

4.1 法面補強	-----	8
4.1.1 法面の安定度評価・設計	-----	8
① 補強前の安全率の計算	-----	8
② 必要抑止力の計算	-----	9
③ 補強材の配置計画	-----	10
④ 補強後の安全率の計算	-----	10
4.1.2 補強材の周面摩擦抵抗 τ_p の実績値	-----	13
4.2 耐震安定計算法	-----	13
4.3 法面工の設計	-----	17
4.3.1 一般	-----	17
4.3.2 法面工低減係数	-----	18
4.3.3 法面工の設計	-----	18
a) 法面工の計算	-----	19
b) 中抜け防止計算	-----	19
c) 縦枠（ホールディングバー）の計算	-----	19
d) 法横面工の計算	-----	19
e) 法面工直方向変位	-----	20
4.3.4 頭部処理	-----	20
1. 添付資料 1.1 法面工計算例	-----	21

1) 構造

本工法は、以下の主要部材により構成される。

- ① 高強度侵食防止マット（侵食防止マット+ジオグリッド（FT1））
- ② 補強材（直打ちタイプ・削孔タイプ）

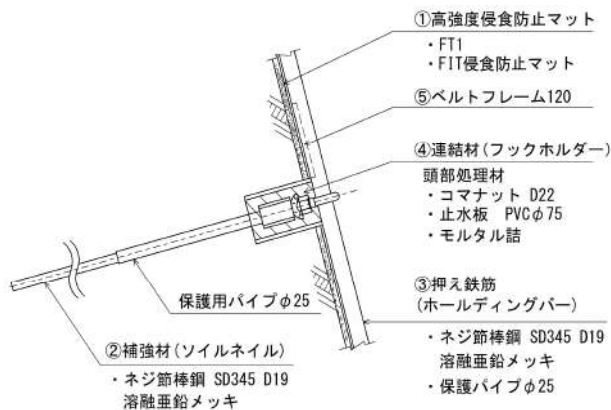


図-1.1 直打ちタイプ

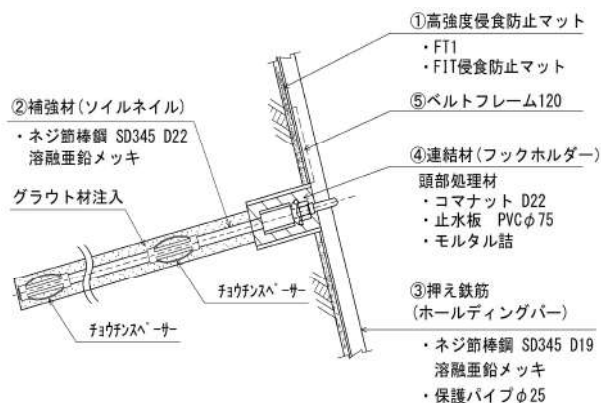


図-1.2 削孔タイプ

- ③ 押え鉄筋（ホールディングバー）
- ④ 連結材（フックホルダー）
- ⑤ 横枠（ベルトフレーム 120）

※本要領は直打ちタイプ主体の説明であり、従来工法（削孔タイプ）の説明は省略する。

1.3 特長 構成と機能

① 法面保護効果

- ・高強度法面材によりガリ浸食防止や小土塊の中抜け、抜け落ちを防止し多様な景観をつくる。
- ・不織布により法面を保護することで、法面水を流下させ浸食を防止する。
- ・抑え鉄筋、頭部処理材は軽量であるため法面表層への崩壊負荷が小さく、施工が速く、法面変化の大きい現場への適用性が高い。

② 地山補強効果

- ・補強材による締め付け・引き止め効果により、法面の小崩壊を防ぐことができる。適用においては十分な調査・解析のもとに実施する事を原則とする。
- ・逆巻き施工ができることから、斜長がながくとも安全な施工を図ることが出来る。
- ・モニタリング施工で地盤の定数変化にも対応でき、変状が生じた場合でも、増し打ち等で安定した法面施工が可能である。

③ 景観多様効果

- ・残林施工が可能で、自然回復を早期に実現しより自然に近い復旧対策となる。
- ・不織布を種子入りとすることで法面の植生が容易であり、待ち受け時も飛来種子の緑化を早める。

④ 施工上の優位点

- ・各部材は軽量で、運搬・敷設が容易でアクセス狭小現場への適用が広くなることと機械が軽量で穿孔・打込みに一般的な枠組み足場等を要せず現場汎用性が高い。

1.4 本工法の適用区分と設計手順

切土（または盛土）後の法面の現況安全率が $F_s \geq 1.20$ では法面保護としての適用とし、 $F_s < 1.20$ では地山補強として法長 30m 以下と抑止力 $Pr < 300\text{kN/m}$ の中、小規模崩壊対策工への適用となる。

法面の安定度評価においては、地盤特性（想定すべり面土の強度定数）が最も重要で、すべり現況安全率 $F_s = 1.0$ から計画安全率 $F_{sa} = 1.2$ となる対策工を設計する。

【解説】

表-1.1 フィット筋工の適用区分

$F_s \geq 1.20 \rightarrow$ 法面保護的な適用

$F_s < 1.20 \rightarrow$ 地山補強としての適用

- 1) 急勾配法面の施工は、逆巻き施工の特徴を生かし本設、仮設の両方に適用する。
- 2) 崩壊対策の場合、小～中規模崩壊に適用し中規模崩壊の崩壊長さは概ね $L=30\text{m}$ 以下を目安として適用性の判断を行う。
- 3) 斜面上下、左右の隣接部に鉄塔、家屋などの構造物が近接する、すべり内に供用道路があり繰り返し荷重がかかる場合、変形を許す本工法を適用し地盤の変形が近接構造物に及ぼす影響について十分な検討が必要である。
- 4) 設計手順
工法適用に当たり、本工法の特徴が適用可能かを現場踏査で確認し後に施工手順を計画する。無対策で切土法面が自立可能な区域ごとに分けて施工を行う。土壌特性が挿入鉄筋のサビ代が確保できるかを確認する。

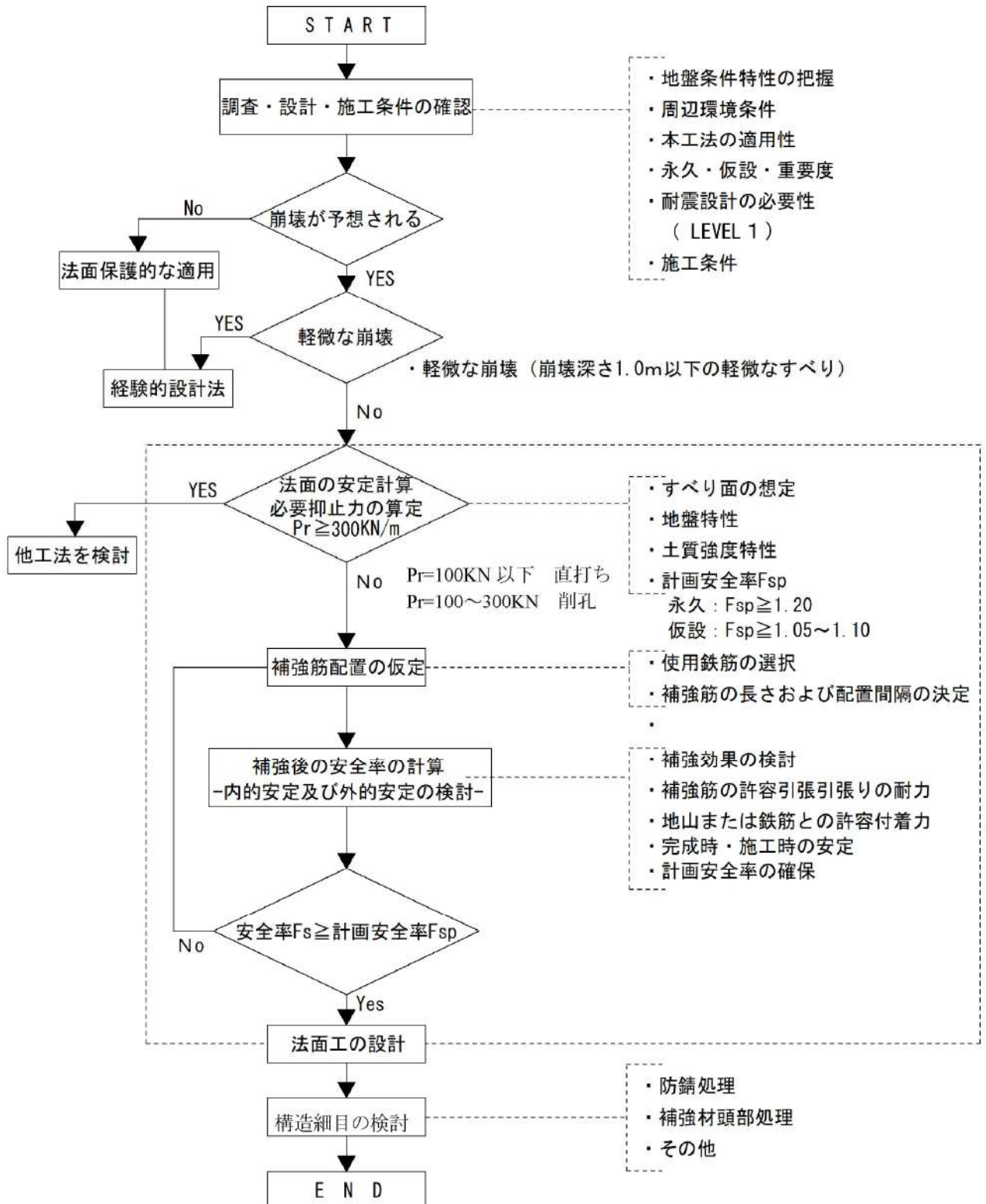


図-1.3 本工法を適用する際の設計手順

第2章 計画

2.1 一般

本工法の計画においては、斜面や法面の崩壊形態や特徴を考慮して安全性、経済性、施工性、景観及び維持管理について十分検討し実施する必要がある。

【解説】

本工法の計画においては、以下の項目について、留意、検討しておく必要がある。

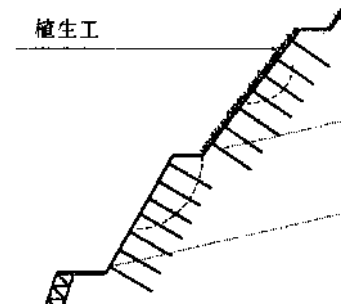
- 1) 本工法は、深いすべり面の地すべりの斜面崩壊には、対策効果が望めないため十分な調査に基づく補強領域を包含する全体安定についても十分な検討が必要である。
- 2) 本工法は、多少のたわみ性を許すことによって斜面や法面の安定を図る工法なので、非常に小さなたわみしか許容されない場合には他工法併用等慎重に適用されたい。
- 3) 本工法は、補強材と地山の周面摩擦抵抗によって一体化を期待するものであるためモニタリング施工を主体に周面摩擦抵抗の確実な確保が重要となり、施工中の施工管理、施工後の確認が必要である。
- 4) 本工法は、逆巻施工で安定性に有利であるが、最低 2m 程度の施工時の自立高さが必要である。
- 5) 地下水位より以下での施工は、排水工法等の補助工法の併用が必要である。

2.2 法面保護

詳細な調査の結果、斜面や法面崩壊の恐れがないと判断された場合、法面保護工の適用となる。

【解説】

法面保護材（高強度侵食防止マット・ベルトフレーム・ホールディングバー）で法面を被覆し、法面の侵食や風化を防止する。高強度侵食防止マットの不織布は原則として種子無しとし、在来種が定着し易い侵食防止タイプを標準とする。早期に緑化を必要する場合には、種子配合の植生タイプを使用する。



法面保護工概図

2.3 法面補強

詳細な調査の結果、斜面や法面崩壊と判断された、急勾配施工、仮設土留めの場合、法面補強工法の適用となる。

【解説】

法面補強材（補強材・フックホルダー）によって、地山表層域の補強を図る。地山に挿入された補強材の摩擦力によって土塊の動きを引き止める。本工法適応におけるのり面安定確認は、第4章に準じ実施する。

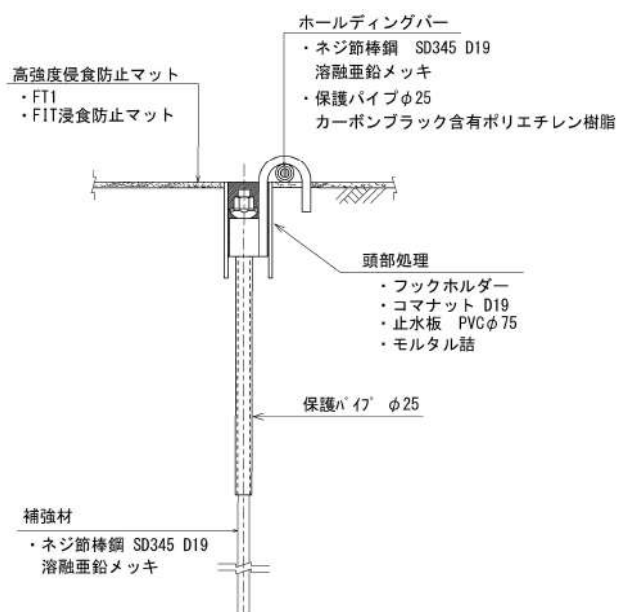


図 2.1 法面保護材と法面補強工の詳細図

第3章 調査

3.1 一般

本工法の設計・施工を行うに当たり、合理的、経済的に計画するためには、対象斜面の地盤状況、地下水状況、及び周辺環境を十分に調査する必要がある。

【解説】

本工法においては、工法の適用性が地盤状況、崩壊規模、崩壊形態、地下水状況、ブロック形状、すべり面深さ等に影響されるため、十分調査を行う必要がある。必要な調査内容を表-3.1に示す。

表-3.1 調査項目と内容

調査項目	調査内容
地盤状況	岩盤区分、地山区分
	予想される崩壊形態、すべり面およびその強度
	注入材と地盤との周面摩擦抵抗
	のり面工を支持する表層部の支持力と地盤反力係数
地下水状況	削孔時の施工性
	地下水位
周辺環境等	地下水の水質
	鋼材の腐食環境
	周辺の既設構造物、埋設物
	景観、自然環境
	周辺の土地利用状況
	電力、用水（施工条件）
周辺環境（井戸利用状況・住宅地と騒音・振動・車輛運行・作業時間）等	

3.2 調査

地盤調査は、設計のための調査等、地盤の地質構成と工学的特性及び崩壊特性、地下水の状況などを明らかにするため適切な方法で実施する。

【解説】

一般に斜面、崩壊面安定対策のための調査は、地形判読、地形、地質踏査、物理探査、サウンディング、ボーリング調査、すべり面調査、移動量調査、地下水調査などが実施される。複雑な地形の場合には、施工時に打設状況から地盤性状を把握しモニタリング施工計画を調査段階から検討する必要がある。したがって、本工法の設計に必要な地盤定数、地質構造について把握しておく必要がある。全体的に解明されにくい地層は探査等の調査も併用する。

(1) 地すべり解析

地すべりや崩壊地盤の平面ブロック、地すべり面深さ、地すべり頭部と末端を調査し、起動力を特定、抑止力規模を解析して地すべり性状を把握する。地すべり内調査は、ボーリングと室内力学試験、簡易動的コーン貫入試験、必要により探査等で行う。

(2) 施工時の変位予測に必要な調査

複雑地形や構造物包含地形の場合は、通常や徐荷時に不規則な動きをすることもあるので、十分不規則地形、地盤の変形係数を調査し、施工時や施工後の動きを予測出来るようにする。

3.3 周辺環境調査

本工法の計画、設計、施工に当たっては、現場の環境に対して与える影響に配慮し、工事による負荷や現場攪乱のないよう十分配慮して調査を実施する。

【解説】

周辺環境調査は次の事項について必要に応じて行う。

- ① 住宅地への騒音、振動、車両塵埃、排気ガス
- ② 地下埋設物
- ③ 井戸、水道水源汚染
- ④ 近接構造物への影響
- ⑤ 鋼材の腐食環境
- ⑥ 景観、大気汚染

3.4 補強材の引き抜き力調査

引抜き試験は、補強材と地盤との周面摩擦抵抗の大きさを知らるために施工に先立ち行うことが望ましいが、一般的に地盤の極限引き抜き力は、地盤に対応した推定値や近くで使われた実績値等が用いられることが多い。したがって設計時の周面摩擦抵抗値は過去のデータ値を採用するが、実際の施工が行われる直前に設計値の妥当性を確認するために引抜き試験を行う必要がある。

【解説】

注入材と地盤との摩擦抵抗は補強材の引き抜き抵抗力をどの程度見み込めるかを知るうえで重要であり、対策規模に影響を及ぼす。摩擦抵抗値は、設計時、過去のデータ、施工に先立ち引き抜き試験を行うことでもよい。設計時の標準貫入試験、簡易動的コーン貫入試験引き抜き試験等から得られる摩擦抵抗値は関連性をもってデータ蓄積すること。礫層や石灰岩碎屑層及び崖錐等は土質的にばらつきが大きいため数量を増やした調査より周面摩擦抵抗の大きさを推定する必要がある。

第4章 設計

4.1 法面補強

4.1.1 法面の安定度評価・設計

① 補強前の安全率の計算

崩壊対策の目的に応じ、適切な地山のすべりに対する安定性を評価すること。

【解説】

踏査、調査で得られたデータをもとに、すべり面を想定して補強前の最小安全率を求める。安全率の計算はスライス分割法⁵⁾によって行う。

$$F_s = \frac{\sum [c' \cdot l + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot l) \tan \phi']}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad \dots\dots\dots \text{式-4.1}$$

ここに、 F_s : 安全率

c' : すべり面土の粘着力（有効粘着力） (kN/m²)

l : スライス分割片のすべり面長さ (m)

W : スライス分割片の土塊重量 (kN/m)

α : 水平面に対するすべり面の角度 (°)

u : すべり面上の間隙水圧 (kN/m²)

ϕ' : すべり面土の内部摩擦角（有効応力表示） (°)

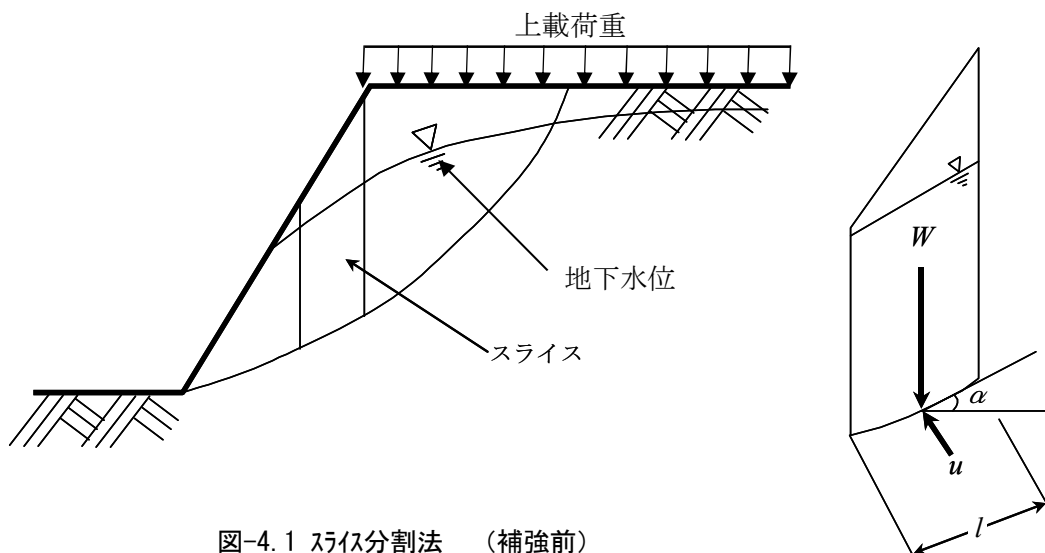


図-4.1 スライス分割法 (補強前)

斜面の現況安全率は $F_s = 0.95 \sim 1.00$ とし、崩壊形態から円弧、直線すべり法により逆算法で c (粘着力) を推定し $\tan \phi$ をもとめる。

c 粘着力の推定値: $c = h_s$ (kN/m²) を代入 (h_s : すべり内の最大層厚 m) $\tan \phi$ を逆算する。

② 必要抑止力の計算

(1) 補強斜面の計画安全率

補強斜面の計画安全率は、永久(常時、地震時)と仮設に分けて考え、それぞれ次を基本とする¹⁾。

永久* (長期) : $F_{sp} \geq 1.20$

地震時 (中規模法面 LEVEL1) : $F_{sp} \geq 1.05$

仮設** (短期) : $F_{sp} \geq 1.05, 1.10$

永久の計画安全率 $F_{sp} \geq 1.20$ は、永久法面、埋め戻し後地表に残る永久法面、放置期間が2年以上の仮設法面などに適用する。

地震時の安全率は、法長が $L \leq 30\text{m}$ の中規模法面は Level 1 で $F_{sp} \geq 1.05$ 、法長が $L > 30\text{m}$ の大規模法面は LEVEL2 で $F_{sp} \geq 1.00$ とする。

仮設の計画安全率は、①掘削開始から最下段の補強材設置前までの施工時の計画安全率を $F_{sp} \geq 1.05$ とし、②最下段の補強材設置後から埋め戻し前までの放置期間の計画安全率を $F_{sp} \geq 1.10$ とする。

(2) 補強材の許容引張応力度

補強材の種類 SD345 許容引張応力度 200N/mm² 地震時の LEVEL1 と仮設時は 1.5 倍、

(3) 注入材と地盤との極限周面摩擦抵抗値

基本試験値が望ましいが、類似地盤の実績値を使用してもよい。

(4) 極限周面摩擦抵抗の計画安全率

長期安全率 --- $F_{sa} = 2.0$

地震時 LEVEL1、短期 --- $F_{sa} = 1.5$

【解説】

ここでは、計画安全率 ($F_{sp} \geq 1.20$: 長期常時) に見合う必要抑止力 R を次式より算出する。

$$R = F_{sp} \cdot \sum (W \cdot \sin \alpha) - \sum [c \cdot l + (W \cdot \cos \alpha - u \cdot l) \tan \phi'] \dots \dots \dots \text{式-4.2}$$

ここに、 F_{sp} : 計画安全率

R : 必要抑止力 (kN/m)

ϕ : すべり面の内部摩擦角 (°)

c : すべり面の粘着力 (kN/m²)

一般に、最小安全率を与えるすべり面と計画安全率に対して必要な最大抑止力を与えるすべり面とは異なる。そのため、必要抑止力が最大となるすべり面を求め、抑止計画を検討した後すべり安全率を確認する。

大規模法面とは、法長が $L = 30\text{m}$ 以上の法面を指し対象外とする。

工場敷地内や温泉地帯等で地盤の酸性が高い場合は、補強材のサビの進行に配慮するか、適切に防錆工を強化すること。

③ 補強材の配置計画

必要抑止力に見合うように補強筋の長さ、配置間隔、打設角度等を決定する。

- a. 補強筋の長さは2.0～6.0mとし、0.5mきざみで調整する。
- b. 補強材の配置間隔は1.0～1.5mとする。
- c. 補強材の打設角度は通常に法面勾配に直角とするが、法面勾配が緩い場合や粘性土地盤では水平に近づける。
- d. 補強材径の大きさを適宜決定する（標準：ネジ節棒鉄筋 D19 mm）。

④ 補強後の安全率の計算

補強後の法面の内的、外的安定性を評価し計画安全率を確保する。

【解説】

補強後の法面について、内的安定性および外的安定性を式-4.3により検討する。内的安定性はすべり面が補強材を横切る場合の検討である。外的安定性は、①すべり面が補強領域の外側にある場合と②補強された領域を擬似擁壁とみなす場合についての検討である。切土補強土工法設計・施工要領（東日本、中日本、西日本高速道路株式会社）では、①の検討に②も包含されているとの考えから①のみでよいとしており、本マニュアルもこれに準ずる。補強材は、原則ネジ節鉄筋の D19mm とする。

$$F_{sp} \leq \frac{\sum [(N-U) \cdot \tan \theta] + \sum (c \cdot l) + \Delta Mr}{\sum T} \dots\dots\dots \text{式-4.3}$$

- N** : スライス重力による法線力 (kN/m)
- U** : スライスに働く間隙水圧 (kN/m)
- θ** : すべり面傾斜角 (kN/m)
- c** : すべり面の粘着力 (kN/m)
- l** : スライスのすべり面長 (kN/m)
- ΣT**: 滑動力 (kN/m)
- ΔMr**: 補強材による抵抗モーメント (kN・m/m) = Pr・R
- R** : すべり面の半径 (m)
- ここに、Pr=補強材の抑止力 (kN/m)

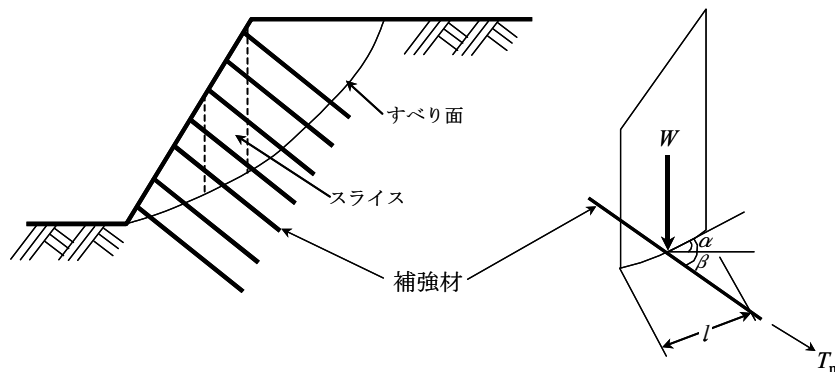


図 2.4 スライス分割法 (補強後)

補強材の抑止力 P_r は次式より得られる。

$$P_r = \sum T_m (\cos \beta + \sin \beta \cdot \tan \phi) \dots\dots\dots \text{式-4.4}$$

ここに、 T_m : 補強材の設計引張り耐力 (kN/m)
 β : すべり面に対する補強材の角度 (°)

なお、極限つり合い状態においても、すべての補強材の引張り力が許容される最大値に達することはないと考え、通常、次のように許容引張り耐力 T_{pa} を低減している。

$$T_d = \lambda \cdot T_{pa} \quad T_m = T_d / S_h \dots\dots\dots \text{式-4.5}$$

ここに、 λ : 補強材の設計引張り力低減係数 (0.7→本工法の標準値)
 T_d : 低減された補強材の許容引張り耐力 (kN/本)
 T_{pa} : 補強材の許容引張り耐力 (kN/本)
 S_h : 補強材の水平配置間隔 (m)

[補強材の許容引張り耐力 T_{pa}]

補強材の引張り耐力 T_{pa} は、補強材が直に接する地山の移動土塊から受ける許容引き（抜け出し）抵抗力 T_{1pa} 、不動地山から受ける許容引抜き抵抗力 T_{2pa} および鉄筋の許容引張り力 T_{sa} のうち、最小のものを用いる（図 4.5）。

$$T_{pa} = \min [T_{1pa}, T_{2pa}, T_{sa}] \dots\dots\dots \text{式-4.6}$$

ここに、 T_{1pa} : 補強材の移動土塊から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 T_{2pa} : 補強材の不動地山から受ける引抜き抵抗力 (kN/本)
 T_{sa} : 鉄筋の許容引張り耐力 (kN/本)

連続した板タイプ相当以上の法面工の場合には、 T_{1pa} は無視してよいとされており^{1).6)}、本工法においても T_{1pa} を検討しなくてもよいとする。しかし、重要度が高い場合や調査により T_{1pa} の検討を必要とする場合は、定着の状況や法面工を考慮して適切な方法によりを評価し、 T_{pa} を算出しなくてはならない。

T_{1pa} の評価法については明確な基準はないが、次式を参考にできる。

$$T_{1pa} = 1 / (1 - \mu) \cdot L_1 \cdot t_a \dots\dots\dots \text{式-4.7}$$

ここに、 μ : 法面工低減係数
 L_1 : 移動土塊の有効定着長 (m)
 t_a : 許容付着力 (kN/m)

T_{2pa} は、次のように与えられる。

$$T_{2pa} = L_2 \cdot t_a \dots\dots\dots \text{式-4.8}$$

$$t_a = \min [t_{pa}]$$

$$t_{pa} = (\tau_p \cdot \pi \cdot D) / F_{sa}$$

$$t_{ca} = \tau_c \cdot \pi \cdot d$$

- ここに、 L_2 : 不動地山の有効定着長 (m)
- t_a : 許容付着力 (kN/m)
- t_{pa} : 地山と補強材の許容付着力 (kN/m)
- τ_p : 地山と補強材の周面摩擦抵抗 (kN/m²)
- D : 補強材の直径 (m)
- F_{sa} : 周辺摩擦抵抗の安全率*
- τ_c : 鉄筋と注入材の許容付着応力 (kN/m²)
- d : 鉄筋の直径 (m)

* F_{sa} は永久と仮設に分けて考えそれぞれ次を基本とする。

永久 (長期) : $F_{sa}=2.0$

地震時 LEVEL1 : $F_{sa}=1.5$

仮設 (短期) : $F_{sa}=1.5$

T_{sa} は、次式で与えられる。

$$T_{sa} = \sigma_{sa} \cdot A_s \dots\dots\dots \text{式-4.9}$$

ここに、 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張り応力度 (kN/m²)

A_s : 鉄筋の断面積 (m²)

「③補強材の配置計画」で設定した補強材配置で所定の計画安全率を満足しない場合は適宜補強材配置を変更し、計画安全率を満足するようにしなければならない。この時、計画安全率を下回った要因を明確にして配置計画を見直す。

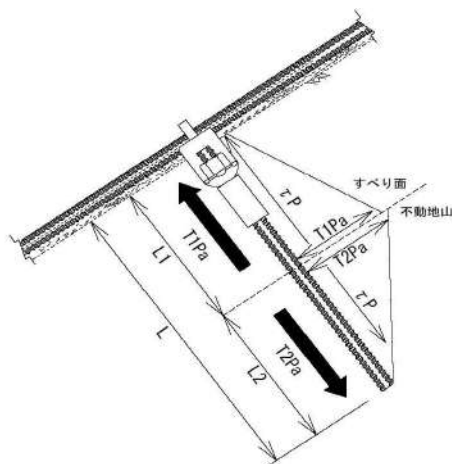


図-4.3 補強材の引張り耐力 T_{pa}

表-4.1 地山と補強材の周面摩擦抵抗 τ_p 推定値¹⁾

地番の種類	周面摩擦抵抗 τ_p
	N/mm ²

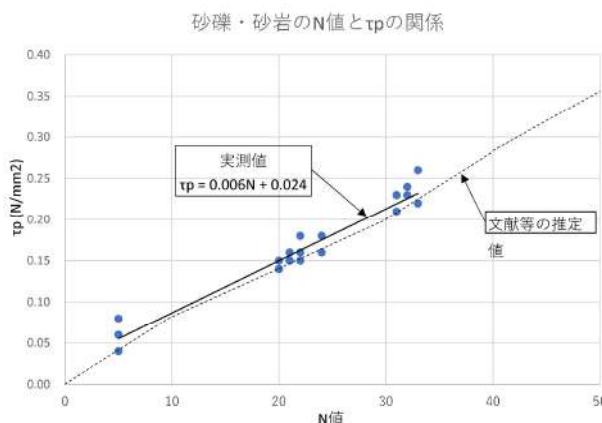
岩盤			
		軟岩	0.80
		風化岩	0.48
		風化泥岩	0.24
砂礫	N値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.20
		40	0.28
		50	0.36
砂	N値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.18
		40	0.23
		50	0.24
粘性土			$0.8 \times C$
			Cは粘着力

直打ち時の τ_p は施工時確認及び実績値を採用、上記の値を参考とする。

4.1.2 補強材の周面摩擦抵抗 τ_p の実績値

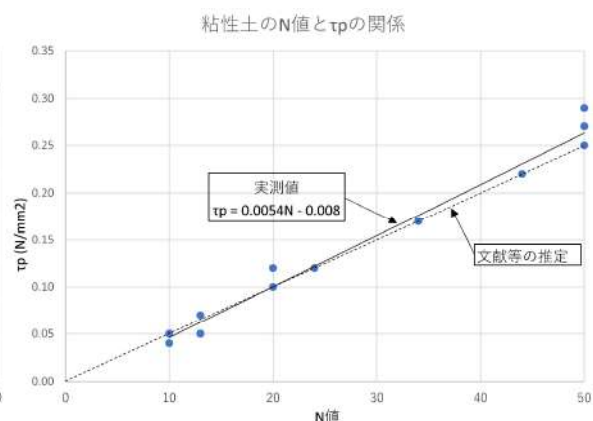
地山と補強材の周面摩擦抵抗 τ_p は実測値の採用が望ましい。類似地盤の実績が少ない場合推定値の採用でもよい。

層毎の周面摩擦抵抗 τ_p の実績値は下記に砂礫、粘性土ごとにまとめ、式に示す。



砂礫、砂質の場合 $\tau_p = 0.006 \cdot N$

図-4.4.a



粘性土の場合 $\tau_p = 0.0052 \cdot N - 0.008$

図-4.4.b

4.2 耐震安定計算法

耐震設計の基本的な考え方は、対象となる構造物の設計を規定する「道路土エーのり面・斜面安定工指針⁷⁾」や「道路土エー擁壁工指針⁸⁾」などの基準類に従うものとし、構造物の重要度および復旧の難易度を考慮し、必要に応じて地震時の安定検討を行う。

(1) 設計引張り耐力の算定

無補強法面の安定性が満足されない場合は、補強材の引張り耐力の分布特性を仮定して、安全率が地震時の許容安全率を満足するのに必要な補強材引張り耐力の合計 ΣT_{req} の最大値 $\Sigma T_{req(max)}$ を算定する。実際の補強材引張り耐力の分布は、補強領域の土と補強材の複合体がどのように変形して釣り合うかに帰するが、このことに関する明瞭な実験結果は未だ少ない。円弧すべり安全率式は、常時のものを震度法により拡張した以下の式が用いられる。

$$F_s \leq \frac{\Sigma \{ (N-U-N_e) \cdot \tan \theta \} + \Sigma (c \cdot l)}{\Sigma (T+T_e)} \dots\dots\dots \text{式-4.10}$$

- N : スライス重力による法線力 (kN/m)
- U : スライスに働く間隙水圧 (kN/m)
- N_e : 鉛直分力慣性力 (kN/m)
- θ : すべり面傾斜角 (θ=tan⁻¹(K_h)) (kN/m)
- c : すべり面の粘着力 (kN/m)
- l : スライスのすべり面長 (kN/m)
- T : スライス重力による接線力 (kN/m)
- T_e : 接線分力慣性力 (=K_h・T) (kN/m)
- K_h : 設計水平震度

(2) 設計地震力の設定

地震の影響として次のものを考慮する。

- ① 擁壁の自重に起因する地震時慣性力
- ② 地震時土圧
- ③ 地盤の液状化の影響

【解説】

フィット筋工法で照査すべき地震の影響は静的照査法で行い、慣性力は水平鉛直方向を考慮する。耐震設計を行う場合において設計に用いる地震時慣性力、地震時土圧、地盤の液状化の影響は、当該構造物の設計法を規定する「道路土工のり面・斜面安定工指針」や「道路土工擁壁工指針」などの基準類に従って設定する。

(3) 設計に用いる安全率

本指針における安全率は他のマニュアル⁹⁾の例、道路土工指針の例等を参考にして下に示した。

【解説】

安全率 地震時（中小規模法面レベル1）： $F_{sp} \geq 1.05$

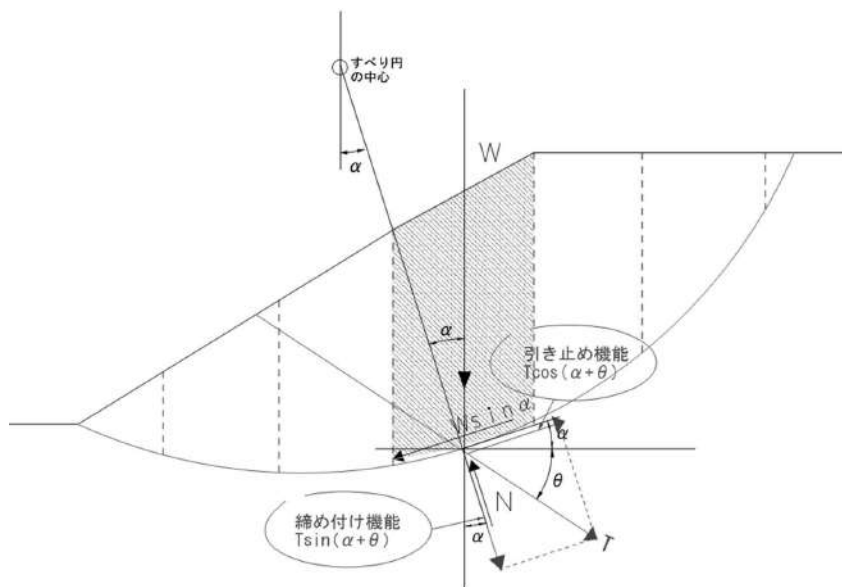


図-4.5 地震時すべり図

(4) 設計水平震度 K_h

設計水平震度は、「レベル1」を適用する。

$$K_h = C_z \cdot K_{h0}$$

C_z : 地域別補正係数

K_{h0} : 標準設計水平震度（レベル1）

表-4.2 地盤別標準設計水平震度 kh_0

地盤の種類別	I 種	II 種	III 種
地盤別標準設計水平震度	0.20	0.25	0.30

耐震設計上の地震種別は、原則としては地盤の特性値 T_G により区別し、上表によるものとする。

地盤の特性値 T_G

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \dots \dots \dots \text{式-4.11}$$

ここに、 T_G : 地盤の特性値（sec）

H_i : i 番目の地層の厚さ（m）

V_{si} : i 番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/sec）
値は下式によるものとする。

粘性土層： $V_{si} = 100 \cdot N_i^{1/3}$ —($1 \leq N_i \leq 25$) 式-4.12.a

砂質土層： $V_{si} = 80 \cdot N_i^{1/3}$ —($1 \leq N_i \leq 50$) 式-4.12.b

N_i ：標準入貫試験による、 i 番目の地層の平均 N 値

i ：地表面から基礎面までの地層の番号

耐震設計上の地盤種別

I 種地盤： $T_G < 0.2$

II 種地盤： $0.2 < T_G < 0.6$

III 種地盤： $0.6 \leq T_G$

地域区分	凡例	地域別補正係数 C_z
A		1.0
B		0.85
C		0.70

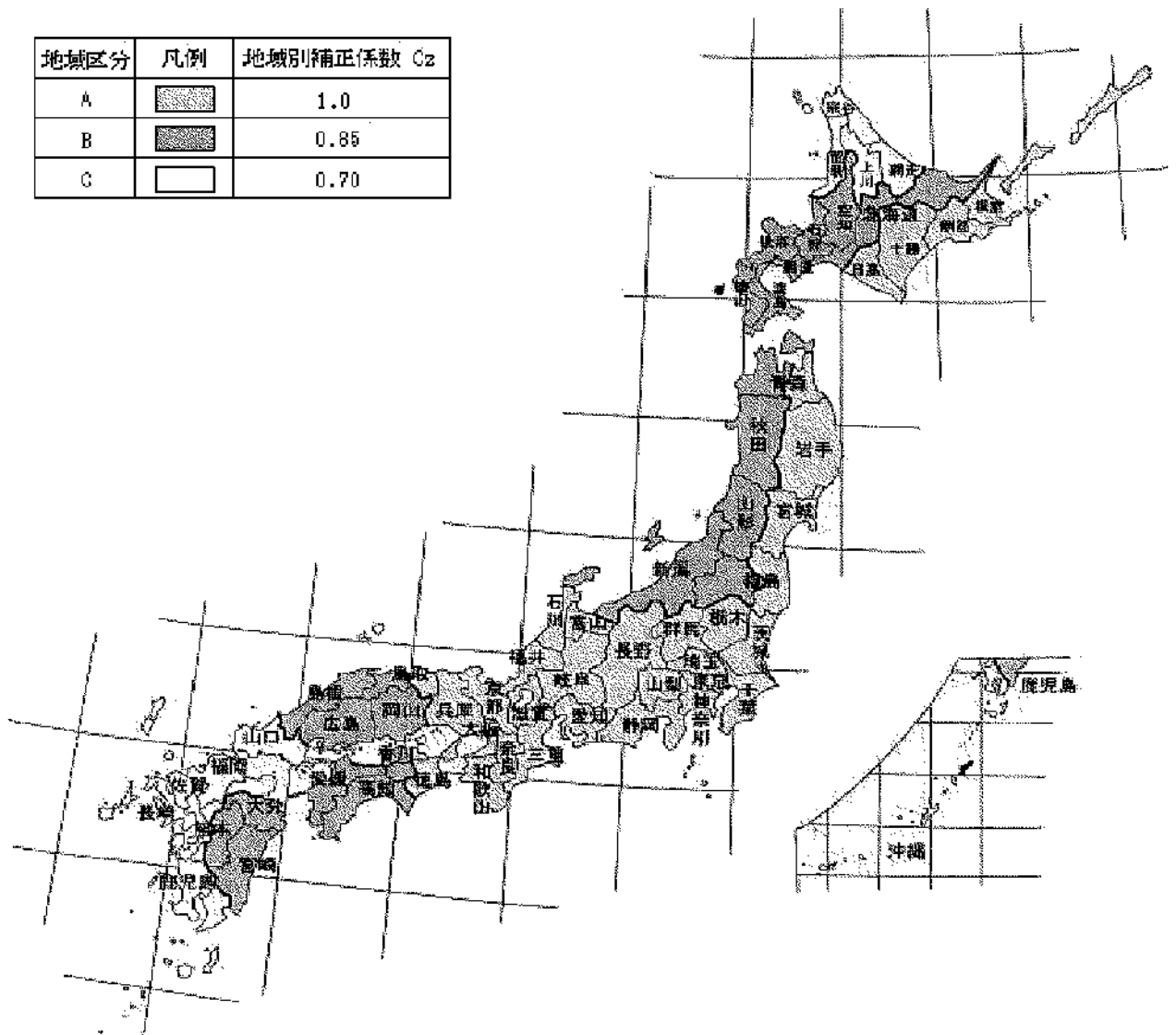


図-4.6 地域別補正係数図

4.3 法面工の設計

4.3.1 一般

本工法の法面工は、景観の観点だけでなく地山と一体となり法面全体の安定に対して補強効果を増加させる機能が発揮されるよう設計では十分検討する必要がある。

【解説】

法面工は、補強土法面全体の安定性にも大きく寄与していることから、補強材と結合された法面工は補強材との相互作用において、作用効果すなわち、法面工に作用する補強材引長に係る係数 T_0/T_{max} と諸元に係る係数 $L_2/Bs (= f_s)$ の相互関係がある。

$$T_0 = \mu \cdot T_d \quad \text{式-4.13}$$

T_0 : 法面工と補強材の結合部に作用する補強材引張り力 (kN/本)

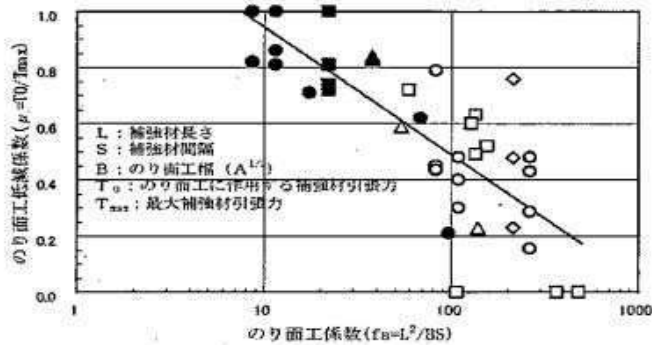
T_{max} : 補強材引張り力の最大値 (kN/本)

B : 補強材一本当たりの有効法面工幅 ($B=A^{0.5}$, A : 受圧面積) (m)

S : 補強材平均打設間隔 ($S=(S_v \cdot S_h)^{0.5}$) S_v : 鉛直打設間隔 S_h : 水平打設間隔) (m)

L : 補強材長さ (m)

法面工低減係数 μ は、下の図表を読み取り求められる。



注) コンクリート吹付工の場合、Bは頭部プレートの幅とする。

図-4.7 のり面工係数 f_a と低減係数 T_0/T_{max} ¹⁾ (実測)

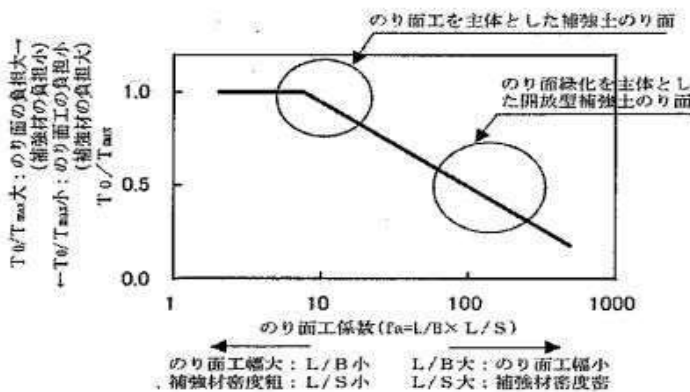


図-4.8 のり面工係数 f_a の解説

4.3.2 法面工低減係数

法面工低減係数 μ の目安と μ の計算法を下記に示す。

①法面工低減係数 μ の目安

表 4.3 法面工低減係数 μ の目安¹⁾

法面工	法面工低減係数 μ	備 考
植生工法面	0	補強材頭部が固定されていない場合
コンクリート吹き付け工	0.2~0.6	頭部プレート等で頭部が結合されている場合
法枠工	0.7~1.0	頭部が十分に結合されている場合
擁壁類	1.0	連続した板タイプ法面工
高強度法面工等	1.0	中抜けを防止した法面工

※中抜け防止のり面工 μ 値は $\mu = 1$ の計算に基づく。

②中抜け防止法面工 μ 値の計算法

法面工低減係数 μ

$$\mu = \mu_1 + \mu_2 \geq 1 \quad (\text{各工種機能の法面工低減係数}) \dots\dots\dots \text{式-4.14}$$

μ_1 : 頭部と法枠の法面工低減係数

μ_2 : 法面工の低減係数

$$fa1 = L2 / (B \cdot S) \dots\dots\dots \text{式 4.15}$$

f_{a1} : 法面工係数 --- 図 4-10-1 より μ_1 の確認

L : 補強材長 (m)

B : 補強材 1 本当たり有効法面工幅 ($B = (A)^{0.5}$, A: 受圧面積 m²) (m)

S : 補強材平均打設間隔 ($S = (S_v \cdot S_h)^{0.5}$, S_v : 鉛直、 S_h : 水平打設間隔)

$$\mu_2 = 1 - \mu_1 \quad \text{--- 法面工へ作用する荷重} \dots\dots\dots \text{式-4.16}$$

4.3.3 法面工の設計

本工法における法面工材は、①高強度マット類、②袋物マット類等を主体とするが法面工の植栽工有無により他法面工も検討される。
 法面工の中抜け力荷重による変位は $\delta_d < 10\text{cm}$ 以下とする。
 本要領に記載の外は、切土補強土工法設計・施工要領に準ずる。

a) 法面工の計算

法面材は細長比が大いため引張強度で照査する。

$$\sigma_{ta} > T_{0m} / T_{am} \dots\dots\dots \text{式-4.17}$$

- σ_{ta} : 材料強度 (kN/m²)
- T_{0m} : 法面材への作用力 (kN/m)
- T_{am} : 法面材の材料面積 (m²/m)

b) 中抜けを防止計算

中抜けを防止するため、法面工低減係数 $\mu = 1$ を確認し法面工の作用荷重に対する変位(膨れ)を計算する。

補強材ピッチ S_v : 鉛直間隔 (m)、 S_h : 水平間隔 (m)

縦横 1/2 間隔 $L_{sv}/2$: $S_v/2$ (m) , $L_{sh}/2$: $S_h/2$ (m)

縦横荷重分担比 P_{vra} , P_{hra} ——縦横異なる「法面工のヤング係数」で変位が等しくなる
分担比 (合計=1) とする。

c) 縦枠 (ホールディングバー) の計算

$$\text{縦荷重} : P_{hb} = T_0 \times (P_{hra}/0.5) / 2 / (S_v + S_h) \times L_{sh}/2 \text{ (kN/本/片面)} \dots\dots\dots \text{式-4.18}$$

- P_{hb} : 縦枠 1 本 (片側) に作用する荷重 (kN)
- T_0 : 法面工と補強材の結合部に作用する補強材引張力 (kN/本) $T_0 = \mu \cdot T_d$
- T_d : 補強材に 1 本あたりに作用する最大力 (kN/本)

$$\text{縦枠材軸方向伸び} : L_{sv}/2e = P_{hb}/E_v \times S_v/2 \dots\dots\dots \text{式-4.19}$$

$$\text{縦枠材長} : L_{sv}/2 = S_v/2 + L_{sv}/2e \dots\dots\dots \text{式-4.20}$$

$$\text{法面直方向変位} : \delta_{hd} = S_v/2 \times \tan(\text{Acos}(S_v/2 / L_{sv}/2)) \dots\dots\dots \text{式-4.21}$$

E_v : 縦枠材のヤング係数 (kN/m²/m)

d) 法面工の計算

$$\text{横荷重} : P_{Lh} = T_0 \times (P_{hra}/0.5) / 2 / (S_v + S_h) \text{ (kN/m/片面)} \dots\dots\dots \text{式-4.22}$$

- P_{Lv} : 縦枠 1 本 (片側) に作用する荷重 (kN)
- T_0 : 法面工と補強材の結合部に作用する補強材引張力 (kN/本) $T_0 = \mu \cdot T_d$
- T_d : 補強材に 1 本あたりに作用する最大力 (kN/本)

$$\text{法面工材軸方向伸び} : L_{sh}/2e = P_{Lh}/E_h \times S_h/2 \dots\dots\dots \text{式-4.23}$$

$$\text{法面工材長} : L_{sh}/2 = S_h/2 + L_{sh}/2e \dots\dots\dots \text{式-4.24}$$

$$\text{法面直方向変位} : \delta_{vd} = S_h/2 \times \tan(\text{Acos}(S_h/2 / L_{sh}/2)) \dots\dots\dots \text{式-4.25}$$

E_h : 法面工材のヤング係数 (kN/m²/m)

e) 法面工直方向変位

法面工直角方向(膨れ変位)の最大変位は、縦枠材と法面工材横の変位合計で計算される。

$$\delta_d = \delta_{hd} + \delta_{vd} \quad (\text{m}) \dots\dots\dots \text{式-4.26}$$

4.3.4 頭部処理

補強材頭部は、法面工と補強材が構造的に一体となるように、フックホルダーと縦材の鉄筋抑えナットを用いて結合することを原則とする。

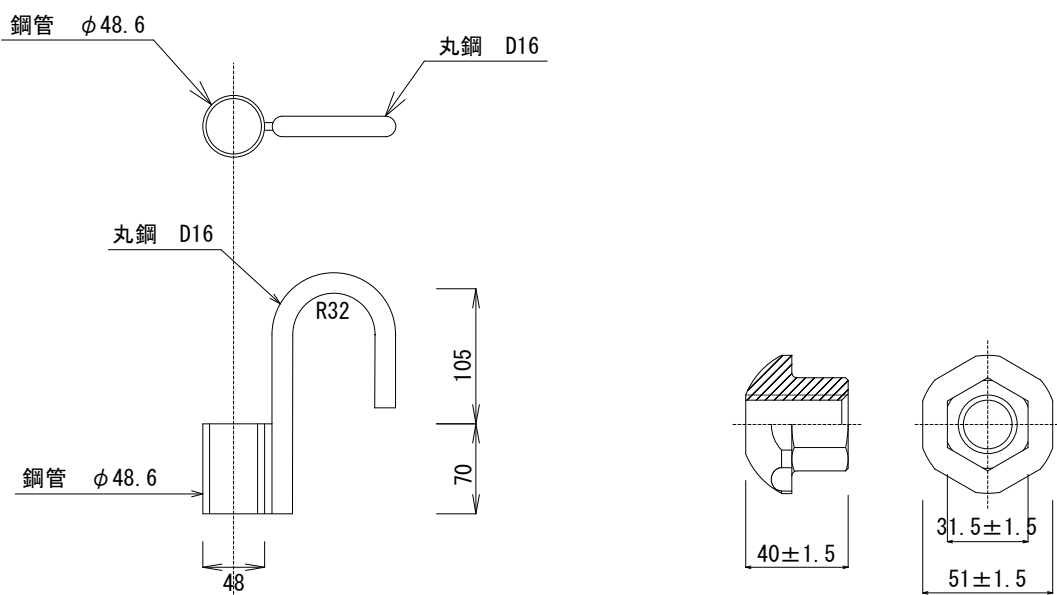


図-4.9 フックホルダー等

抑えナット等

1.添付資料 1.1 法面工計算例

法面工の計算

1.法面の計算

1) のり面工と補強材の頭部結合部材

a. 補強材頭部(仮想径) ϕ : 89 mm

b. 法面工 ジョグリット® テンサー(SS-1)

c. 設計引張力 $T_d = 33.2$ KN/本: (D19 mm補強材 $L = 3.5$ m フィット筋のり面設計例より
 ※ $T_d = AVE(T_{dmax}:T_d) = AVE(36.022:30.209) = 33.12$

2) のり面工と補強材の結合部に作用する補強材引張力

各のり面工材の引張力

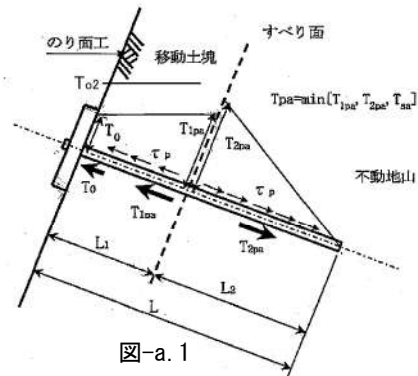
安定計算におけるのり面工低減係数 $\mu = 1$ は, 具体的には各部材がそれぞれ μ を持ちその総和が1となる.

$$T_{o2} = \mu \cdot T_d \quad \text{式-a.1}$$

仮想頭部 μ_1 $T_{o1} = \mu_1 \cdot T_d$

ジョグリット® μ_2 $T_{o2} = \mu_2 \cdot T_d$ ($\mu_2 = 1 - \mu_1$)

$$(T_{o2} = T_d - T_{o1})$$



(1) 仮想頭部の計算

頭部材と補強材の結合部の面積を剛性の違いから仮想PLとして, のり面工係数 f_a と低減係数 μ を求め補強材引張力 T_0 を算出する.

$$B = \sqrt{A} = \sqrt{(0.09^2 \times \pi / 4 + 0.019 \times 1)} = 0.1588 \text{ m} : \text{補強材1本当たり有効法面工幅} \quad \text{式-a.2}$$

$S = 1.5$ m : 補強材間隔 (CTC1.5m × 1.5mの平均) f_a : のり面工係数

$L = 3.5$ m : 補強材長

$$f_{a1} = L^2 / (B \cdot S) = 3.50^2 / (0.1588 \times 1.50) = 51.427 \quad \text{---} \quad \text{LOG}(f_a) = 1.711 \quad \text{式-a.3}$$

$\mu_1 = 0.6236$: のり面PL低減係数

$T_d = 33.200$ KN/本: 設計引張力 (D19 mm補強材)

のり面工係数 f_a と低減係数 μ

f_a	μ	LOG(f_a)
7.3	1.00	0.863323
600	0.15	2.7782

表-a.1

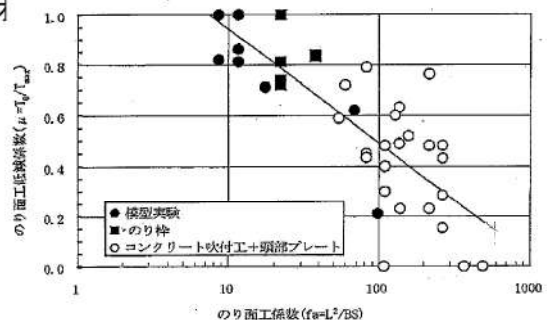


図-a.2

法筋と補強材の結合部に作用する補強材引張力 T_{01}

$$T_{01} = \mu \cdot T_d = 0.6236 \times 33.2 = 20.704 \text{ KN} \quad \text{式-a.4}$$

(2) のり面ジオグリッドに作用する補強材引張力

$$T_{02} = (1 - \mu) \cdot T_d - L1 \cdot t_{pa} = (1.00 - 0.6236) \times 33.2 - 1.300 = 11.196 \text{ KN} \quad \text{式-a.5}$$

↑フィット筋のり面設計例より

2. ジオグリッドの計算

$$\text{※ } L1 \cdot t_{pa} = \text{AVE}(T_{d\max} : T_d) = \text{AVE}(0.602 : 2.152) = 1.38$$

ジオグリッドに作用する力は、補強材頭部(仮想)の法面工係数 μ と移動層内鉄筋付着力($T1_{pa}$)を差し引いた分として両鉄筋を固定として引張断面計算を行う。

1). ジオグリッドの応力計算 (SS-1)

$$\text{作用力 } T_{02} = 11.196 \text{ KN} \quad L = 3.5 \text{ m} \quad 15 \text{ 段}$$

補強材ピッチ $S_v, S_h = 0.75 \times 1.50 \text{ m}$ 法面ジオグリッド規格 テンサ・SS-1)、ミニバーCTC=0.75m

ジオグリッドヤング係数 縦 $E_v = 147.06 \text{ kN/m/m}$ 横 $E_h = 273.97 \text{ kN/m/m}$ (表-a.4より)

$$\text{ジオグリッド作用荷重 } PL = P_{hm} \times S_v / 2 = 1.99 \times 0.75 / 2 = 0.75 \text{ kN/m/片面} \quad \text{式-a.6}$$

$$\text{引張応力度(kN/m)} \quad PL = 0.8 < 20.0 \text{ kN/m} \quad \text{--- OK}$$

(盛土・地盤補強用ジオグリッド「テンサー」P152)

3. ホールデングバーの計算

補強材ピッチ 1.50 m 鉄筋径 $d = 19.1 \text{ mm}$ (公称径D19mm) サビ代 1 mm

ホールデングバーヤング係数 $E_{hb} = 45932 \text{ (N/本/m)}$ $E = 2.00E+05 \text{ N/mm}^2$ $A = 2.8652 \text{ cm}^2$
サビ代(1mm) $A' = 2.2966 \text{ cm}^2$

ホールデングバー1本当たり作用荷重

$$PL = P_{vm} \times S_v = 1.99 \times 1.5 = 2.985 \text{ kN/本} \quad \text{式-a.7}$$

引張応力の検討

断面積 $A = 229.66 \text{ mm}^2$ SD345の引張応力度 = 180 N/mm²

$$\text{引張強さ } P_{vba} = 180 \times 229.66 = 41339 \text{ N/本} = 41.3 \text{ kN/本}$$

$$\text{引張応力度 } PL = 3.0 < 20.0 \text{ kN/本} \quad \text{---ok} \quad (\text{表-a.4より})$$

4.中抜け変位の計算

地すべり崩壊の移動力はホールデングバーに支えられるジオグリッドが移動防止することよりのり面を安定させる。中抜けを最下で防止するジオグリッドの諸元から中抜け防止力を計算し $\mu=1$ を確認する。

中抜け力は、強度差、ヤング係数差があるジオグリッドの縦横の膨れ変位が同一になる加重を見つけ分担配分し、縦横方向の作用力を計算する。

縦分担比 P_{vra} 0.6 横分担比 P_{hra} : 0.4 (縦横材の膨れ変位 δ_{vd} , δ_{hd} が同じになる比とする)

$$\text{縦方向分担荷重 } P_{vm} = (11.196 \times (0.6/0.5)) / 2 / (0.75 + 1.5) = 2.986 \text{ kN/m/片面}$$

$$\text{横方向分担荷重 } P_{hm} = (11.196 \times (0.4/0.5)) / 2 / (0.75 + 1.5) = 1.99 \text{ kN/m/片面}$$

(1)ジオグリッド縦方向の計算

$$\text{縦方向伸び } L_{sv/2e} = P_{vm} / E_v \times S_v/2 = 2.986 / 147.06 \times 0.375 = 0.008 \text{ m} \quad \text{式-a. 8}$$

$$\text{縦方向伸び後長 } L_{sv/2} = S_v/2 + L_{sv/2e} = 0.375 + 0.008 = 0.383 \text{ m} \quad \text{式-a. 9}$$

$$\text{膨れ時角度 } \theta = \text{Acos} (S_v/2 / L_{sv/2}) = \text{Acos} (0.375 / 0.383) = 0.2047 \text{ rad} \quad \text{式-a. 10}$$

$$\text{膨れ長 } \delta_{vd} = S_v/2 \times \tan (\theta) = 0.375 \times 0.2076 = 0.078 \text{ m} \quad \text{式-a. 11}$$

(2)ジオグリッド横方向の計算

$$\text{横方向伸び } L_{sh/2e} = P_{hm} / E_h \times S_h/2 = 1.99 / 273.97 \times 0.75 = 0.005 \text{ m} \quad \text{式-a. 12}$$

$$\text{横方向伸び後長 } L_{sh/2} = S_h/2 + L_{sh/2e} = 0.75 + 0.005 = 0.755 \text{ m} \quad \text{式-a. 13}$$

$$\text{膨れ時角度 } \theta = \text{Acos} (S_h / L_{sh/2}) = \text{Acos} (0.75 / 0.755) = 0.1152 \text{ rad} \quad \text{式-a. 14}$$

$$\text{膨れ長 } \delta_{hd} = S_h/2 \times \tan (\theta) = 0.75 \times 0.1157 = 0.087 \text{ m} \quad \text{式-a. 15}$$

(3)ホールデングバーの計算

$$\text{荷重 } P_{hb} = P_{hm} \times S_v = 1.99 \times 0.75 \times 2 = 2.985 \text{ kN/本/片面}$$

$$\text{軸方向伸び } L_{sv/2} = P_{hb} / E_v \times S_v/2 = 2.985 / 45932 \times 0.375 = 0.00002 \text{ m} \quad \text{式-a. 17}$$

$$\text{軸方向伸び後長 } L_{sv/2} = S_v/2 + L_{sv/2} = 0.75 + 0.00002 = 0.75002 \text{ m} \quad \text{式-a. 18}$$

$$\text{膨れ時角度 } \theta = \text{Acos} (S_v/2 / L_{sv/2}) = \text{Acos} (0.75 / 0.75002) = 0.0073 \text{ rad} \quad \text{式-a. 19}$$

$$\text{膨れ長 } \delta_{vd} = S_v/2 \times \tan (\theta) = 0.75 \times 0.0073 = 0.005 \text{ m} = 0.5 \text{ cm} \quad \text{式-a. 20}$$

膨れ変位模式図

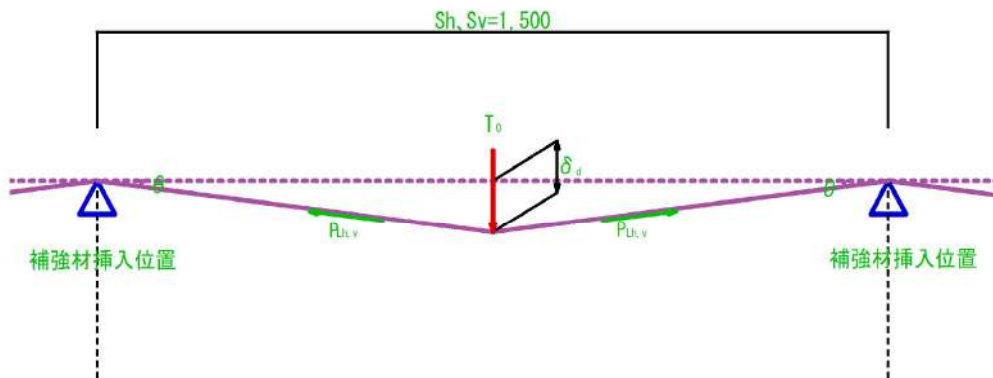


図-a. 3

(4)ホールディングバーとジオグリッドの膨れ計算

膨れ変位最大値 (ベルトフレームはのり面工と2重である)

ジオグリッド中抜け変位の計算 中抜け力作用時変位 $\delta_{hd} = 8.7 \text{ cm}$
 ホールディングバー変位の計算 中抜け力作用時変位 $\delta_{vd} = 0.5 \text{ cm}$
 $\delta_d = \delta_{hd} + \delta_{vd} = 0.087 + 0.005 = 0.092 \text{ m}$
 $= 9.2 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \text{ --- OK}$ 式-a.21

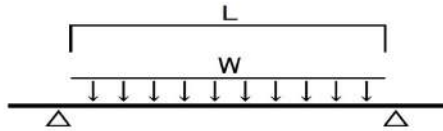


図-a.4 ジョグリッド分担範囲

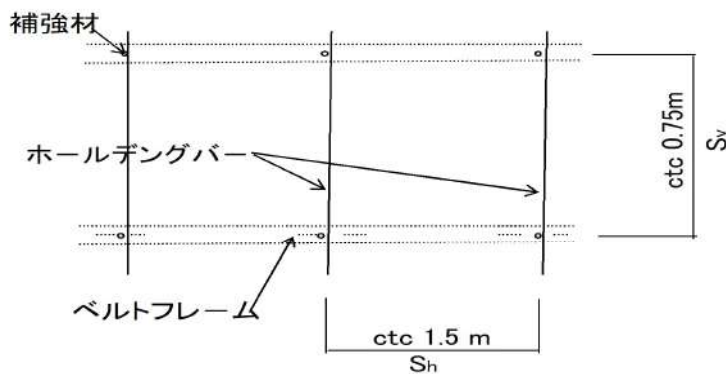


図-a.5

安定計算例より

Td の値

各補強材による抵抗力一覧表 (指定すべり-常時)

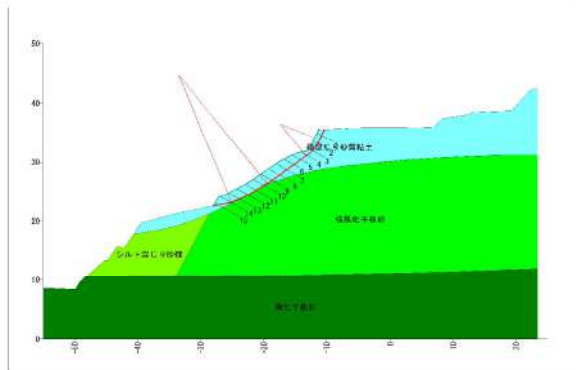


図-a.6

補強材 No.	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	L5 (m)	L6 (m)	T1 (kN)	T2 (kN)	T3 (kN)	T4 (kN)	T5 (kN)	T6 (kN)
1	5.71	2.75	51.40	1.75	1.95	1.903	2.000	0.058				
2	31.29	2.22	51.00	2.21	1.45	1.952	3.000	0.051				
3	15.64	3.116	51.00	3.106	1.75	1.77	2.275	0.059				
4	58.86	1.912	51.00	1.511	1.559	1.905	3.027	0.051				
5	86.24	1.166	51.00	1.155	1.92	1.983	3.206	0.055				
6	87.23	1.288	51.00	1.156	3.536	1.552	3.211	0.057				
7	67.29	15.46	51.00	15.102	11.178	7.732	3.231	0.061				
8	67.79	15.475	51.00	15.117	11.19	7.76	3.236	0.061				
9	67.29	15.702	51.00	15.342	24.905	17.963	3.970	0.068				
10	49.82	15.718	51.00	15.358	51.845	21.212	5.701	1.051				
11	52.70	15.724	51.00	15.364	31.996	21.551	3.951	0.952				
12	58.38	15.709	51.00	15.349	31.996	21.331	11.183	0.952				
13	54.50	47.510	51.00	47.510	33.257	22.171	12.875	0.948				
14	42.11	43.155	51.00	43.155	30.209	20.139	14.940	0.708				
15	12.11	59.360	51.00	51.000	36.022	21.015	17.816	0.811				
計							91.371	7.571				

※T1p, T2p, T3pの欄みはtpとして用いる値を示す。

表-a.2

L1・tpa の値

層	L1 (m)	L2 (m)	tp	tpa	tca	L1・tpa	L1・tca	L2・tpa	L2・tca	
凝灰土質砂岩	3.912	1.987	0.025	9	1.060	90.981	2.100	180.779	6.027	2.275
凝灰土質砂岩	2.488	0.000	2.465	162	19.085	90.981	0.000	0.000	47.483	226.361
合計	4.500	1.987	2.513				2.100	180.779	47.510	228.636

層	L1 (m)	L2 (m)	tp	tpa	tca	L1・tpa	L1・tca	L2・tpa	L2・tca	
凝灰土質砂岩	2.253	2.030	0.221	9	1.060	90.981	2.152	184.691	6.234	20.197
凝灰土質砂岩	3.249	0.000	2.289	162	19.085	90.981	0.000	0.000	42.922	204.616
合計	4.500	2.030	2.470				2.152	184.691	43.156	224.733

層	L1 (m)	L2 (m)	tp	tpa	tca	L1・tpa	L1・tca	L2・tpa	L2・tca	
凝灰土質砂岩	1.438	0.568	0.876	9	1.060	90.981	0.602	51.677	0.922	79.153
凝灰土質砂岩	3.062	0.000	3.062	162	19.085	90.981	0.000	0.000	58.438	278.551
合計	4.500	0.568	3.932				0.602	51.677	59.360	357.737

表-a.3

- L1 : 取山の挿入長 (湖孔径) (m)
- L2 : 移植土塊の有効定置長 (m)
- tp : 不働層の有効定置長 (m)
- tpa : 湖孔径 L1 の場合の挿入長 (m)
- tca : 湖孔径 L2 の場合の挿入長 (m)

ジオグリッドの強度とヤング係数(テンサーカタログより)

表III-4.2 引張強度試験結果 (SSタイプ)

引張方向		SS1				SS2				SS35				
		縦方向		横方向		縦方向		横方向		縦方向		横方向		
製品基準強度 (kN/m)		10.0		20.0		17.0		30.0		27.0		37.0		
品質管理強度 (kN/m)		12.0		22.0		19.0		32.0		34.0		43.0		
引張速度		20%/min	1%/min	20%/min	1%/min	20%/min	1%/min	20%/min	1%/min	20%/min	1%/min	20%/min	1%/min	
広幅 22.8~24.2 cm	引張強度 (kN/m)	1	14.6	13.4	25.4	22.2	21.6	20.8	37.7	35.0	39.8	36.9	48.9	43.5
		2	14.1	13.3	23.9	22.3	22.1	21.0	38.3	34.7	39.4	36.4	47.2	44.4
		3	14.1	13.5	25.7	22.3	22.0	20.5	38.2	35.4	38.3	35.4	50.9	42.9
		4	14.6	13.5	25.0	22.8	22.1	20.2	37.8	34.9	42.1	37.3	48.4	43.1
		5	14.6	13.5	24.8	23.3	22.9	20.6	37.9	35.3	42.3	35.2	48.8	43.8
		6	14.6	13.4	24.1	23.2	22.5	20.9	38.1	34.7	41.5	35.8	50.7	43.4
		7	14.6	13.1	25.9	22.6	22.6	20.5	38.3	35.5	39.4	36.6	48.0	42.8
		8	14.3	13.4	25.8	22.5	22.7	20.1	37.7	34.3	38.6	35.5	46.1	43.4
		9	14.5	13.2	25.4	22.4	22.7	20.8	37.6	35.4	40.1	36.6	48.9	45.0
		10	14.4	13.2	24.9	23.5	21.7	20.4	37.9	35.6	39.1	36.1	49.9	44.8
	平均	14.4	13.4	25.1	22.7	22.3	20.6	38.0	35.1	40.1	36.2	48.9	43.7	
破断時ひずみ(%)		19.3	19.8	10.6	13.5	16.0	19.7	13.5	14.6	13.1	14.7	13.1	15.5	
標準偏差σ		0.21	0.14	0.09	0.47	0.45	0.30	0.26	0.43	1.43	0.70	1.40	0.78	
平均値-3σ		13.8	12.9	23.0	21.3	20.9	19.7	37.2	33.8	35.8	34.1	44.5	41.4	
製品基準強度時ひずみ(%)		--	6.8	--	7.3	--	7.6	--	8.6	--	6.8	--	8.3	
品質管理強度時ひずみ(%)		6.2	--	6.1	--	7.2	--	7.8	--	6.6	--	7.7	--	
ストランド 2本	引張強度 (kN/m)	1	15.8	--	25.0	--	23.2	--	35.1	--	40.5	--	50.9	--
		2	15.3	--	25.0	--	23.9	--	34.4	--	41.0	--	51.8	--
		3	15.7	--	24.9	--	24.6	--	35.5	--	42.1	--	49.9	--
		4	15.1	--	24.7	--	25.2	--	34.2	--	40.1	--	50.4	--
		5	15.3	--	25.1	--	23.5	--	36.8	--	41.2	--	49.2	--
	平均	15.4	--	24.9	--	24.1	--	35.2	--	41.0	--	50.4	--	
	破断時ひずみ(%)		14.4	--	13.8	--	13.3	--	16.0	--	15.8	--	19.3	--
	標準偏差σ		0.30	--	0.15	--	0.82	--	1.04	--	0.76	--	0.99	--
	平均値-3σ		14.6	--	24.5	--	21.6	--	32.1	--	38.7	--	47.5	--
	品質管理強度時ひずみ(%)		5.0	--	5.6	--	5.4	--	6.3	--	7.3	--	7.1	--

SS-1ヤング係数 : $E_v=10/0.068=147.1 \text{ kN/m}$ —縦
 : $E_h=20/0.073=274.0 \text{ kN/m}$ —横

表-a.4