

第3編 防 雪 柵 編

第3編 目 次

第1章 総 則	
1. 目 的	3-1-1
2. 適用範囲	3-1-2
第2章 防雪柵の定義と特徴	
1. 防雪柵の定義	3-2-1
2. 防雪柵の経緯	3-2-2
3. 防雪柵の型式と特徴	3-2-4
第3章 防雪柵の基本計画	
1. 防雪柵の基本計画策定手順	3-3-1
2. 防雪柵の型式選定	3-3-2
3. 防雪柵の設置範囲と端部・開口部対策	3-3-9
第4章 防雪柵の基本設計	
1. 防雪柵の基本設計手順	3-4-1
2. 柵 高	3-4-2
3. 防雪柵の設置位置	3-4-8
4. 防 雪 板	3-4-13
5. 下部間隙	3-4-15
第5章 防雪柵の詳細設計	
1. 設 計 風 速	3-5-1
2. 設 計 荷 重	3-5-6
3. 設 計 条 件	3-5-10
4. 材 料	3-5-16
5. 各部の設計	3-5-19
第6章 防雪柵の施工	
1. 施 工 手 順	3-6-1
2. 施工上の留意点	3-6-2
第7章 防雪柵の維持管理	
1. 点検及び維持管理	3-7-1
2. 改 修	3-7-7
3. 仮設式防雪柵の設置、撤去、保管	3-7-10
資料編	
資料1 設計計算例	3-8-1
資料2 防雪柵の歴史	3-8-49
参考文献	3-参考-1

第1章 総則

第 1 章 目 次

第1章 総則

1. 目的 3-1-1
2. 適用範囲 3-1-2

第1章 総 則

1. 目的

本編は、吹雪による吹きだまりおよび視程障害対策としての吹雪対策施設のうち、防雪柵による計画、設計、施工、維持管理を行うにあたり、業務の簡素化、設計思想の統一、設計内容の向上を計るため、一般的技術基準を示し、基本的考え方を解説するものである。

本編では吹雪対策施設として選定された防雪柵の計画、設計、施工、維持管理に対する指針を示す。防雪柵を吹雪対策施設として選定する基準、方法については、第1編第3章「吹雪対策計画の手順と吹雪対策調査」を参照されたい。

2. 適用範囲

本編は、北海道開発局が整備する一般的な道路の吹雪対策施設としての防雪柵に適用することを意図したものである。

本編は、北海道開発局が整備する防雪柵に適用するものである。なお、本編は北海道における一般的技術基準を示すものであり、きわめて特殊な気象、地形であって本編によることが適当でないと判断される場合には、別途検討することとする。

第2章 防雪柵の定義と特徴

第2章 目 次

第2章 防雪柵の定義と特徴

1. 防雪柵の定義	3-2-1
2. 防雪柵の経緯	3-2-2
2-1 防雪柵の経緯	3-2-2
2-2 防雪柵の現況	3-2-3
3. 防雪柵の型式と特徴	3-2-4
3-1 吹きだめ柵	3-2-4
3-2 吹き止め柵	3-2-10
3-3 吹き上げ防止柵	3-2-12
3-4 吹き払い柵	3-2-13

第2章 防雪柵の定義と特徴

1. 防雪柵の定義

防雪柵は、吹雪対策のために鋼板等の材料で作られた防雪板で柵前後（風上、風下）の風速や風の流れを制御して、道路の吹きだまり防止や視程障害の緩和を図ることを目的とした吹雪対策施設である。

防雪施設については、「道路構造令」の第33条第1項において次のように規定されている。

なだれ、飛雪又は積雪により交通に支障を及ぼすおそれがある箇所には、雪覆工、流雪溝、融雪施設その他これらに類する施設で国土交通省令で定めるものを設けるものとする。”

また、「道路構造令施行規則」の第4条において、防雪施設として次のように定義している。

令第33条第1項の国土交通省令で定める施設は、次の各号に掲げるものとする。

- 一 吹きだまり防止施設
- 二 なだれ防止施設

一方、上記吹きだまり防止施設の種類について「道路構造令の解説と運用」¹⁾では、以下のように解説している。

地形、気象等の状況により、道路上に吹きだまりが発生するおそれのある箇所においては、線形、横断形状等道路の構造に応じ、スノーシェルター、防雪柵、防雪林等の吹きだまり防止施設（視程障害対策施設を含む）を設けるものとする。

従って、「道路構造令施行規則」第4条で定義している防雪施設のひとつである吹きだまり防止施設とは、吹雪による吹きだまりの防止や視程障害の緩和を図る吹雪対策施設として捉えることができ、吹雪対策施設のひとつとして防雪柵が位置づけられている。

防雪柵の型式には、吹きだめ柵、吹き止め柵、吹き払い柵及び吹き上げ防止柵があり、気象条件、地形条件、周辺の土地利用状況、道路構造等に応じて使い分けている。材料は鋼製がほとんどであるが、木材、コンクリート、プラスチック樹脂を使用した柵も設置されている。

2. 防雪柵の経緯

2-1 防雪柵の経緯

我が国では道路用としては、1961年に初めての防雪柵が試験されており、以降、日本の道路事情に合わせた試験開発が進められてきた。

我が国では1880年代に、鉄道の吹雪対策のために使われたのが防雪柵の始まりである。道路用としては1961年に初めての防雪柵が試験されている。現在残されている写真によると、木製の吹きだめ柵であった。

1962年頃からは、北海道開発局建設機械工作所において吹きだめ柵の試験開発が始められた。また、吹きだめ柵は広い用地が必要なため、土地利用が集約化した日本での用地確保は次第に困難になり、道路敷地に設置可能な柵の開発が求められるようになった。そこで北海道開発局建設機械工作所では、道路敷地に設置できる防雪柵として、1967年から単板・多板式の幾つかの吹き払い柵を開発し、1969年には国道に設置されている。

北海道開発局土木試験所では、それまでの吹雪の研究を基に、日本の防雪柵の経験工学から防雪工学への脱皮を目指して1981年から研究を始めた。この研究は吹き払い柵の適用が難しい多車線道路の防雪に効果的な吹き止め柵開発の基礎になった²⁾。1988年に初めて設置された吹き止め柵は風上側に雪を多く捕捉するために、柵高を高く、空隙率を小さく、下部間隙をゼロにしたものである。吹きだめ柵の一種と考えることもできるが、吹き止め柵は、日本の気象や環境風土に合った他に例のない独特の柵ともいえる。

図3-2-1は北海道の国道における防雪柵延長の推移である。1979年当時の延長は約120kmであったが、2009年現在では、約300kmが整備されている。

なお、防雪柵の詳細な歴史は資料編を参照されたい。

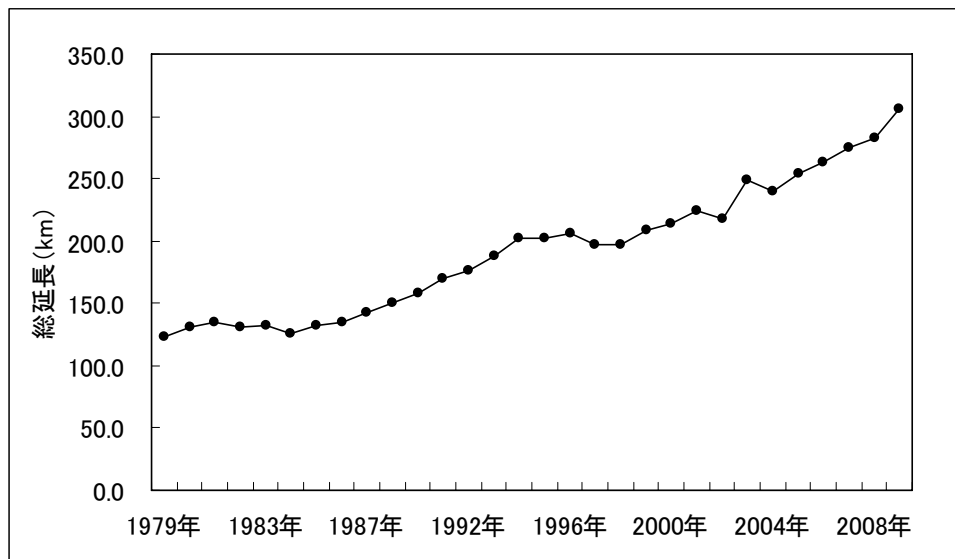


図3-2-1 造成年代別国道の防雪柵延長

(道路現況調査³⁾より作成)

2-2 防雪柵の現況

2009年現在、北海道の国道における防雪柵は全道的に整備されており、延長は約300kmに及ぶ。

2009年現在、北海道の国道における防雪柵は全道の開発建設部で整備されており、設置箇所は2,000箇所を越え、総延長は約300kmに及んでいる。

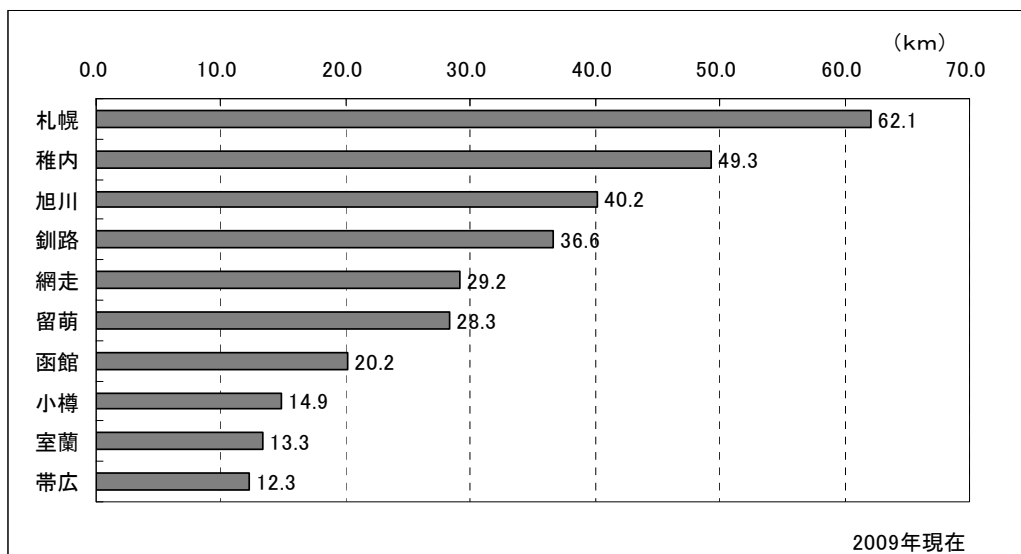


図3-2-2 国道における防雪柵の延長
(道路現況調査³⁾より作成)

3. 防雪柵の型式と特徴

3-1 吹きだめ柵

吹きだめ柵は、道路の風上側に設置して風速を弱め、柵の前後（風上側、風下側）に飛雪を堆積させることによって、道路への飛雪の吹き込みと吹きだまりを防止するものである。

(1) 吹きだめ柵の特徴と機能

吹きだめ柵は、視程障害の緩和効果もあるが主目的は吹きだまり防止である。写真3-2-1、図3-2-3のように、支柱および横や縦に張った防雪板から成る構造型式である。数枚の防雪板の間に隙間を空ける、あるいは板そのものに孔を空けて、孔の大きさや配列密度によって隙間の割合である空隙率を加減している。柵と地表面との間に、柵高の数分の一の大きさの隙間を設けている。これを下部間隙と呼び、風が吹き抜けることによって柵の近傍の雪を吹き払い、柵が雪に埋没し防雪板が雪の沈降力で破損するのを防ぐ効果がある。

吹きだめ柵の風上では、柵に近づくにつれて風速が減少し、雪面の雪を吹き飛ばす力であるせん断応力が、動的限界値より小さくなるために跳躍粒子が堆積する。柵の風下では、障害物の風下にできる伴流による大小の乱流渦が発生し、風の輸送エネルギーが渦のエネルギーに変換され、輸送力が低下する。そのため柵の下部間隙を抜けた跳躍粒子や柵の上を通過した浮遊粒子が沈降し、柵の風下に吹きだまりを形成する（図3-2-4）。吹きだめ柵の構造や材料には種々のものがあるが、柵の防雪機能（柵前後の吹きだまり雪丘の形や大きさ）は、吹雪量などの気象条件、柵高、柵密度及び下部間隙によると考えられている。

吹きだめ柵は、風下側の吹きだまり雪丘が道路に及ばないように、道路から離して設置する必要がある。このため、一般に借地し仮設的に設置される場合が多く、毎年の設置・撤去作業や保管場所の確保が必要である。吹きだめ柵を道路に吹きだまりができないように最も効果的にするためには、柵の規格とともに設置位置が重要である。これらについては、第3編第4章「防雪柵の基本設計」を参照されたい。

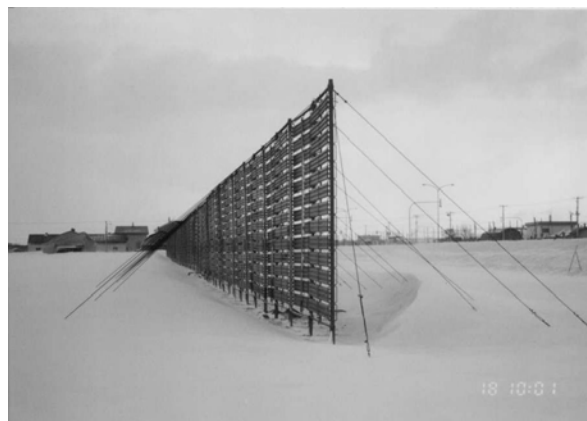


写真3-2-1 吹きだめ柵

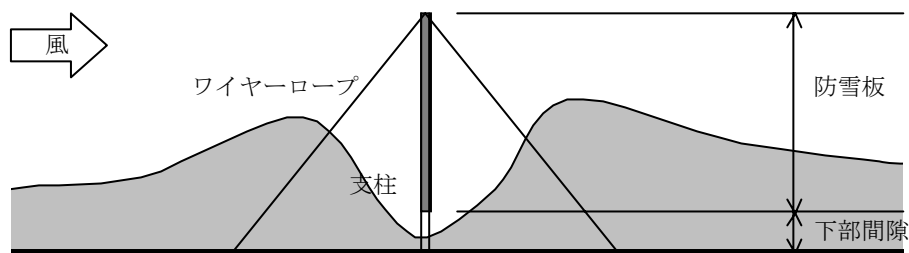


図3-2-3 吹きだめ柵の構造

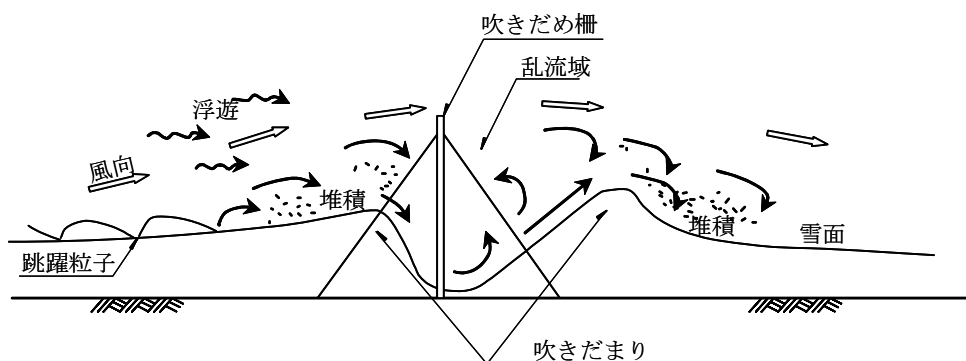


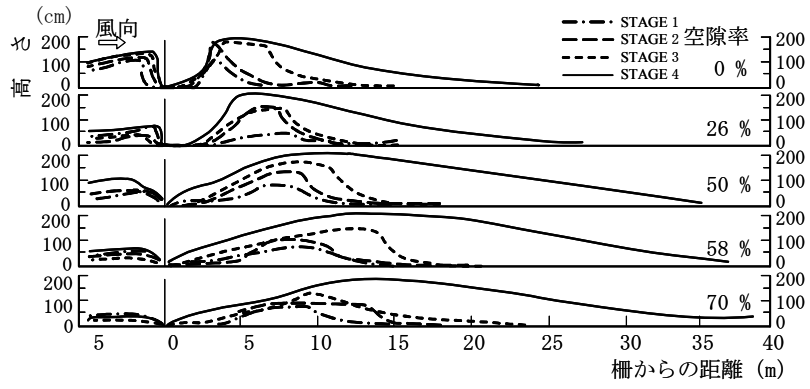
図3-2-4 吹きだめ柵前後における飛雪の吹きだまり状況

(2) 吹きだめ柵の空隙率と吹きだまり雪丘

防雪柵では、防雪板に隙間や孔を空けて空隙をもたせたものが多い。防雪柵全体に対する空隙の割合を空隙率という。柵の空隙率によって吹きだめ柵に捕捉される吹きだまり雪丘の形状は異なる。図3-2-5は、柵高と下部間隙が同じで空隙率の異なる5種類の吹きだめ柵の雪丘の成長過程を示したものである⁴⁾。

風上の吹きだまり雪丘は空隙率が小さいほど高く大きく、風下は吹きだまり雪丘の最深部が柵に近く急に深さを増し、雪丘長は短くなる。空隙率が大きくなると、風上風下ともに吹きだまり雪丘はなだらかに長くなる。風上と風下を合わせた防雪機能が失われたときの吹きだまり量は、空隙率が50～60%で最大になるといわれている⁵⁾。欧米の防雪柵に空隙率50%前後が多いのは、防雪容量が大きいと柵のための用地が十分確保できるからである。日本では用地の制約があり防雪対象から離して設置することが難しいために、空隙率20～30%のものが多い。なお、空隙率と反対の概念である柵密度が使われることもあり、柵密度は(100－空隙率)で単位は%で与えられる。

吹きだまり雪丘が大きくなり柵が埋まり始めると、相対的に柵の高さが低くなり防風効果が小さくなるので飛雪の捕捉率も小さくなる。Tabler(1974)⁶⁾によると、柵密度90%の吹きだめ柵で、初期(雪丘ができる前)の捕捉率は90%、柵の防雪容量の80%が埋まった段階では75%の捕捉率が報告されている。

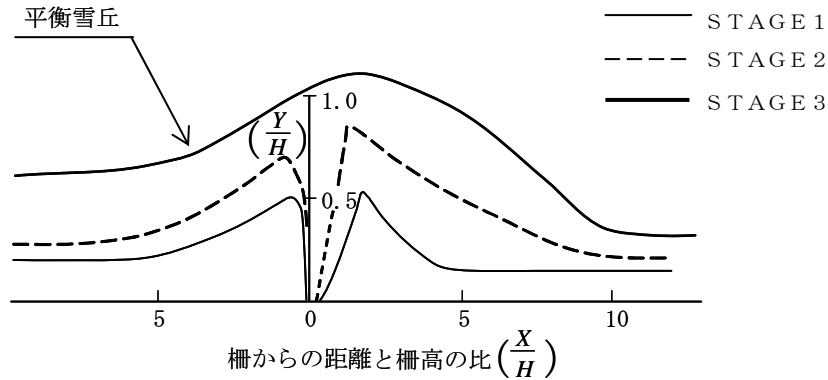


空隙率が大きくなるにしたがって風上の吹きだまり雪丘は大きく、
風下の吹きだまり雪丘は長く大きくなる。

図3-2-5 防雪柵の空隙率と吹きだまり雪丘形状
(新編防雪工学ハンドブック⁴⁾より作成)

(3) 防雪容量

吹きだまり雪丘は成長過程で様々な形状を持つが、大きくなると平衡状態になり防雪機能が失われる。この状態の吹きだまり雪丘を平衡雪丘と呼ぶ。この時の吹きだまり量は柵が雪を捕捉できる最大の量であることから、防雪容量ともいう。道路等で設置されている柵は、防雪容量が十分な柵高になっているので、日本で平衡雪丘が観測できることは少ない。



防雪柵の防雪機能が失われた時の平衡雪丘は柵の構造が同じなら柵高が違っていても相似形になる。
 風下雪丘は雪質の影響は小さいが風上雪丘は雪質による影響が大きい。

図3-2-6 平衡吹きだまり雪丘の形状⁷⁾

柵高2.14m、空隙率25%の吹きだめ柵で得られた平衡雪丘の形を柵高の比で表したのが図3-2-6である⁷⁾。平衡雪丘の形は、雪丘表面に働く風のせん断応力が跳躍粒子の運動を継続するために必要な動的限界せん断応力と釣り合うような、表面（等動的臨界せん断応力面）を持つ形になる⁸⁾。厳密には動的せん断応力面は雪質によって異なるが（特に温度が0℃前後で）、平衡雪丘の形は同じ柵の構造では相似形になるので柵高の比で表すことができる。

吹きだめ柵の単位幅当たりの防雪容量 M_s (kg/m) は、風上と風下の平衡雪丘における断面積の和と吹きだまり雪の密度の積によって、次の経験式で与えられる⁷⁾。

$$M_s = [11.5 \cdot (H-H_s)^2 + \{34 - 0.31 \cdot (100 - P)\} \cdot (H-H_s)^2] \cdot \rho_s \quad \dots\dots\dots (式3-2-1)$$

ここで、 H は柵高 (m)、 H_s は平地積雪深 (m)、 P は空隙率 (50%以下)、 ρ_s は吹きだまりの雪密度 (kg/m³) である。右辺の第1項は風上、2項は風下の防雪容量である。

(4) 柵高と吹きだまり雪丘形状

吹きだめ柵の吹きだまり平衡雪丘の形状は相似形になり、例えば風下雪丘の長さは柵高と積雪深及び空隙率の関数で表すことができるが⁷⁾、発達段階で大きく変わる非平衡雪丘は一般的に表すことはできない。

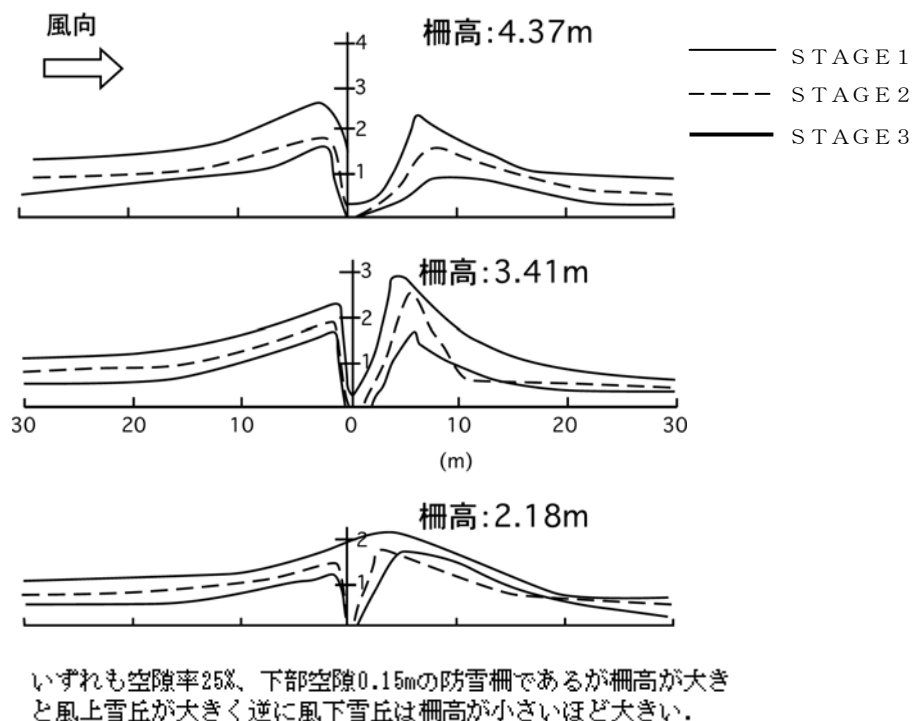


図3-2-7 柵高と吹きだまり雪丘形状⁷⁾

吹きだめ柵は一般に防雪容量に余裕をもたせているので平衡雪丘になることは稀である。図3-2-7は、空隙率25%、下部間隙0.15mで柵高の異なる3種類の吹きだめ柵を一行に並べて雪丘の成長過程を同時に測定したものである⁷⁾。

柵高4.37mと3.41mとを比べると、初期には風上吹きだまり雪丘の大きさには大差ないが、柵高3.41mの柵は途中で風上と風下の吹きだまり雪丘の大きさが逆転し風下が大きくなっている。特に柵高2.18mの柵は最終的には平衡状態になっているが、初期の段階から風上より風下の吹きだまり雪丘が大きい。このことは、非平衡雪丘では柵高が高いほど風上に多く吹きだまり、その分風下の雪丘は小さくなることを示している。これは、対象地域における吹きだまり量を上回る防雪容量を持つ柵高の高い防雪柵を使うと、風下側雪丘長を短くできることを意味している。

また、柵高2.18mの柵が平衡状態になっている時点での雪丘長は、より柵高の高い柵の成長段階での雪丘長を越えていない。

(5) 下部間隙と非平衡雪丘

下部間隙は柵の下を吹き抜ける風を加速し柵近傍の雪を吹き払うことによって、柵が雪に埋まるのを遅らせ防雪機能を持続させる働きを持つ。柵高、空隙率を同じ構造にして下部間隙を異にした二つの柵を並べ、下部間隙の影響を見たのが図3-2-8である。

吹きだまり雪丘の成長過程では、下部間隔の小さいほうが風上の吹きだまり雪丘は大きく、風下吹きだまり雪丘の最深部はより柵に近く全体の長さは短くなる。風上と風下を合わせた吹きだまり雪丘全体の量はほぼ等しい。Tabler(1994)⁵⁾によると、防雪容量は下部間隙10~15%で最大になり、この範囲より大きくなると風下雪丘は低く長くなり防雪容量は小さくなる。

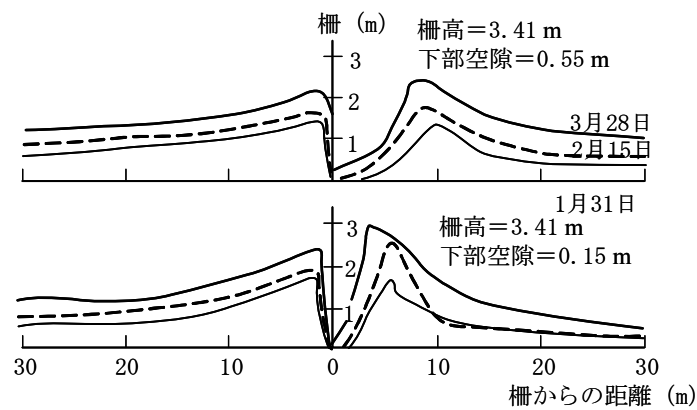


図3-2-8 下部空隙と吹きだまり雪丘形状⁷⁾

3-2 吹き止め柵

吹き止め柵は吹きだめ柵に似ているが、風上側に雪を多く捕捉しかつ風上の防雪容量を大きくするために、柵の空隙率を小さく柵高を大きく、更に下部間隙をゼロにした構造の防雪柵である。吹き止め柵は風上側に飛雪を堆積させる特徴があり、その分風下側の吹きだまり雪丘は小さくなる。道路敷地に設置できることから道路上の防風効果も期待できる。吹き止め柵は防雪と防風効果が相乗的に働き、高い視程障害緩和効果を持つ。

(1) 吹き止め柵の特徴と機能

吹きだめ柵は道路から離して設置するため、風下側の道路における防風効果は小さく防風による視程障害緩和効果は低い。吹き止め柵（図3-2-9、図3-2-10）は、吹き払い柵の適用限界を越える多車線道路の防雪を、道路用地内で行うことを目的に開発された²⁾。路側に近く設置できる吹き止め柵は、防雪、防風効果のほか、視線誘導効果も期待できる。吹き止め柵の防雪機能は、柵の構造と平地積雪深から風上側にどれだけの吹きだまりをつくることのできるかによって定まる。吹き止め柵の多くは写真3-2-2のように、柵高5m、下部間隙ゼロ、防雪板は下部を空隙率ゼロ、上部は空隙率30～40%の有孔板で、上端は風上側に傾けた忍び返し形式のものが多く、有孔板は側方の見通しや交差路からの車等を透視できるよう、忍び返しは路側近くに高い柵を設置することから、ドライバーに与える圧迫感を和らげることを意図している。吹き止め柵の効果は柵高と空隙率ではほぼ決定され、忍び返しの有無は防風・防雪効果に大きな影響は与えないと考えられている。盛土に防雪柵を設置する場合など、柵の路面からの実質の高さが低く、大きくドライバーの側方視界を遮らない場合などは、特に忍び返しを設ける必要はない。

北海道で開発された吹き止め柵は設置されてから20数年で歴史は浅いが、一部で風上側の地形変化によって柵が埋没した例はあるものの、柵高5mの柵で概ね満足する結果が得られており、これまでのところ機能を疑わせるような問題は発生していない。地形変化によって防雪容量が低下した場合や、吹雪量がきわめて多い地域では柵高を高くすることで対応できる。



写真3-2-2 吹き止め柵

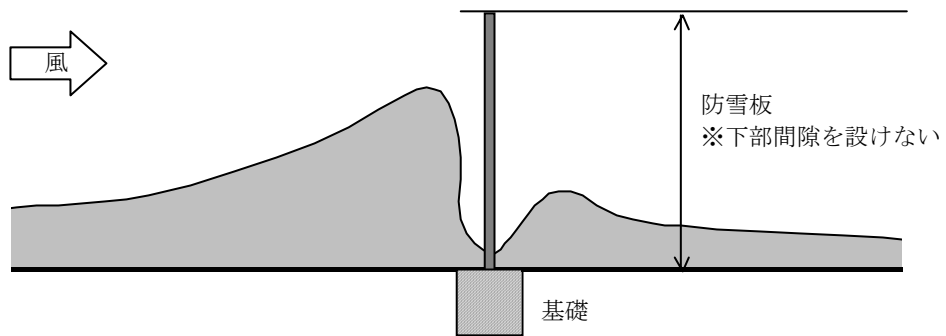


図3-2-9 吹き止め柵の構造

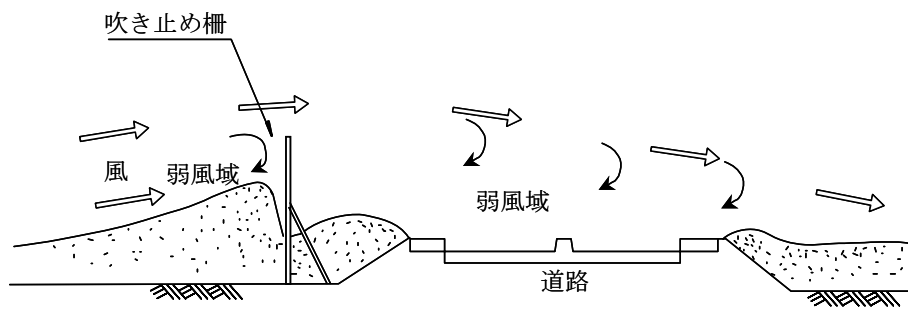


図3-2-10 吹き止め柵の防雪機構

3-3 吹き上げ防止柵

吹き上げ防止柵は、主に山岳地で斜面を吹き上がる風による吹きだまりや視程障害を防止するために開発された防雪柵である。飛雪を風上に捕捉し道路の風速を弱める機能を有するなど、吹き止め柵の一種といえる。

山岳道路では、斜面を吹き上がる風による吹雪が局所的に大きな視程障害や吹きだまりをもたらすことがある。この対策のために開発されたのが吹き上げ防止柵である（写真3-2-3）。吹き上げ防止柵は風上の谷側に雪を捕捉するために、下部間隙も空隙率もゼロで仰角 20° 程度の防雪板（通常5m幅）とそれを支える支柱で構成されている（図3-2-11）。ドライバーの視界を阻害せず道路の雪堤を低くするために、路面より2~3m低い位置に設置される。構造形式と、風上に雪を捕捉するという機能から、吹き止め柵の変形タイプともいえる。

吹き止め柵によって、柵の風上側の風速は減少するため、吹き上げ風に運ばれた飛雪は風上側に捕捉・堆積され、風下の道路は飛雪量の減少と弱風域形成の相乗効果によって視程障害が緩和される。



写真3-2-3 吹き上げ防止柵

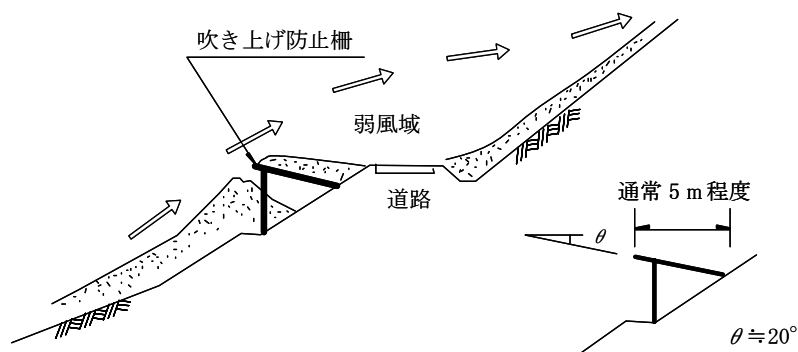


図3-2-11 吹き上げ防止柵設置状況

3-4 吹き払い柵

吹き払い柵は防雪板で風を制御し、柵の下部空隙から加速されて吹き抜ける強い風で道路の路側や路面の雪を吹き払うことによって、視程障害を緩和することができる防雪柵である。

柵の下部間隙から吹き抜ける強い風で、道路の路側や路面の雪を吹き払う防雪柵が吹き払い柵である（写真3-2-4）。強い風は舗装面を露出させ、風上からの雪は路面をすれすれに跳ぶので視程障害の緩和効果がある。日本では道路用地内での吹雪対策施設として開発された。



写真3-2-4 吹き払い柵

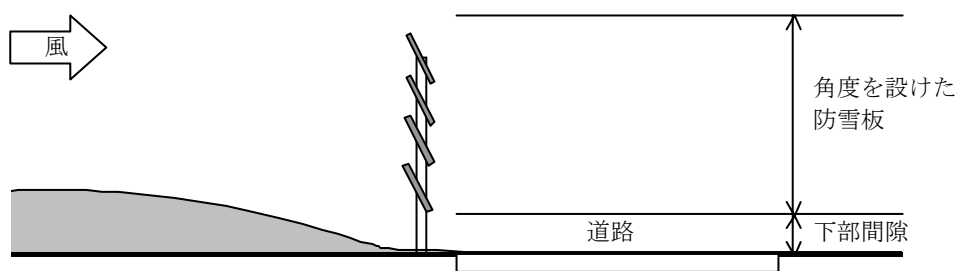


図3-2-12 吹き払い柵の構造

吹き払い柵の周りの吹きだまり雪丘形状を見ると、風上雪丘の頂点は柵からやや離れているが、量的には吹きだめ柵と大差はない。柵の近くは吹き払われるが、その後方には小さいが吹きだめ柵と似た形の吹きだまり雪丘ができて、全体的に見ると下部間隙の大きい吹きだめ柵に類似している（図3-2-13）⁹⁾。

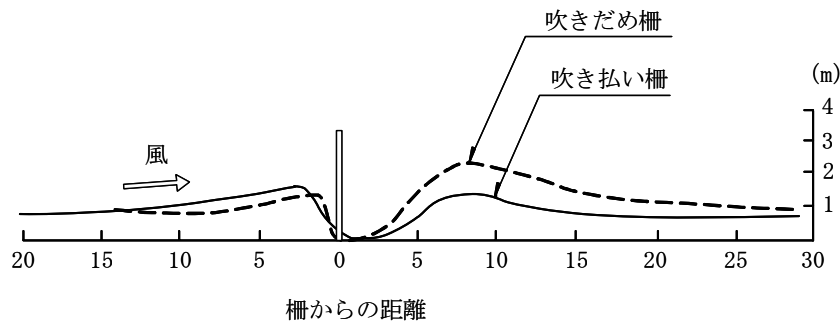


図3-2-13 吹き払い柵と吹き止め柵の吹きだまり雪丘の比較
(福澤ら⁹⁾より作成)

吹き払い柵は吹き払い能力を大きくするため、柵全体あるいは複数の防雪板を風下に向けて傾け、路面の風速を強めるようにしている。この傾斜角によって風速が加減されるが、鉛直面からの角度が小さいと風速が強くなり雪を吹き飛ばす力（風速）は大きい。路面に当たる風の角度が大きいため風の流が乱れやすく、吹き払い域は小さくなる¹⁰⁾。横断面が翼の形状をもつ防雪板（翼型）は、路面との角度が小さく雪を飛ばす力は小さいが、飛雪は堆積することなく吹き抜けるため、吹き払い域は大きい。

吹き払い域の大きさは、型式の同じ吹き払い柵では柵高に比例する。最も多く使われている多板式の吹き払い柵の場合、除雪により路面が露出している際には、吹き払い域として柵高の2～3倍は期待できる¹¹⁾。

吹き払い柵の吹き払い域は限られるので、一般に吹き払い柵が設置されるのは上下2車線道路である。広幅員の道路では反対車線に吹きだまりができる恐れがある。路側にガードレールがあったり、中央分離帯があると風の流れを乱すため吹きだまりができる。

吹き払い柵は主風向に直交しないと効果は小さく、逆風の場合は道路に吹きだまりができやすくなるので、設置する場合は気象条件に注意が必要である。

柵の機能を維持するためには、常に下部間隙を開けておくことが大切である。降積雪が多い地方では下部間隙が塞がり路面に吹きだまりができやすくなるなどの問題があり、下部間隙は多雪地ほど大きくとるとともに、除雪時にはできるだけ風下に投雪するなど、下部間隙の確保に努める必要がある。

吹き払い柵は道路用地内に設置でき、防雪効果に加え視線誘導効果も期待できるが、路側に設置することからドライバーへの圧迫感や景観を損ねることや、雪で閉塞した下部間隙の機械除雪が難しいなどの問題もある。これらの対策は種々工夫されてきており、下部間隙の機械除雪を容易にするために、例えば、自立式オーバーハング型の柵がある。また、景観対策としては、夏期には収納できるものが設置されるようになっている。

第3章 防雪柵の基本計画

第3章 目 次

第3章 防雪柵の基本計画

1. 防雪柵の基本計画策定手順	3-3-1
2. 防雪柵の型式選定	3-3-2
3. 防雪柵の設置範囲と端部・開口部対策	3-3-9
3-1 防雪柵の設置範囲	3-3-9
3-2 吹き止め柵の端部・開口部対策	3-3-10

第3章 防雪柵の基本計画

1. 防雪柵の基本計画策定手順

防雪柵の基本計画は、吹雪対策調査の概略調査に引き続いて行う基本調査・解析の段階で実施する。この防雪柵の基本計画では主に次を決定する。

- (1) 防雪柵の型式決定
- (2) 防雪柵設置範囲の決定

吹雪対策調査・解析における基本調査・解析は、路線の中心線線形や本線の工法、用地幅を算定するための空測予備設計段階に対応し、防雪柵の基本計画はこの段階で実施する。この基本計画では事業に必要な用地幅や道路の本体構造を概ね定める必要があり、防雪柵の型式、設置範囲を決定しておかなくてはならない。図3-3-1に防雪柵基本計画の策定手順を示す。なお、調査・解析の詳細については第1編第3章「吹雪対策計画の手順と吹雪対策調査」を参照されたい。

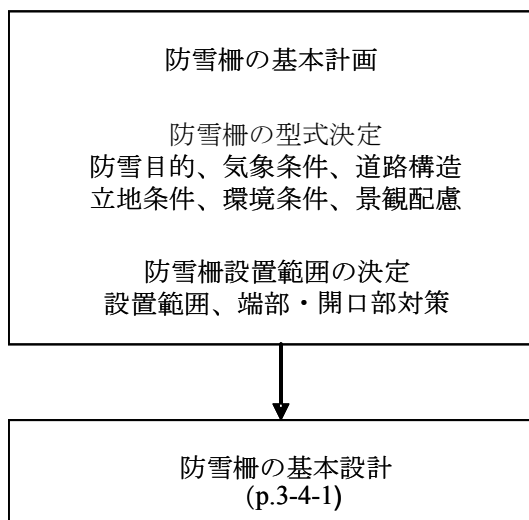


図3-3-1 防雪柵の基本計画策定手順

2. 防雪柵の型式選定

防雪柵の型式選定にあたっては、表3-3-1から防雪目的に応じた施設を基本として選定する。さらに、気象条件、道路構造、立地条件、環境条件、コストを総合的に判断し、防雪柵の型式を決定する。

表3-3-1 防雪目的に応じた防雪柵の型式の適否

防雪目的	防雪柵の型式			
	吹きだめ柵	吹き止め柵	吹き払い柵	吹き上げ防止柵
吹きだまり対策	○	○	×	山地部などで斜面を吹き上げる風による吹きだまりや視程障害を対象に適用する
視程障害対策	△	○	○	

○：適している △：検討を要する ×：適さない

(1) 防雪目的

現地に適用する防雪柵の型式選定にあたっては、柵の型式によってその特性が異なるため、防雪目的を明らかにした上で表3-3-1から判断しなくてはならない。吹雪対策の目的は大きく吹きだまり対策と視程障害対策に分けられる。吹きだまりによって走行や除雪作業に困難をきたす場合は吹きだまり対策が主となる。また、吹雪による交通事故の多発区間や、吹雪時の走行が困難な区間は視程障害対策が主となる。すなわち、吹きだまり対策は冬期の道路交通の確保、視程障害対策は安全走行の確保が目的といえる。近年の道路交通の増大と、機械除雪力の向上によって、最近の吹雪対策では視程障害対策を主目的とする場合が多い。

吹きだめ柵は柵前後の風速を低下させることによって、前後に多くの飛雪を堆雪させる施設である。そのため、柵風下側の吹きだまり雪丘の影響を受けないよう路側から離して設置されるが、柵から離れた道路上の風速はある程度回復するため、大きな視程障害緩和効果は期待できない。

吹き止め柵は、吹きだめ柵の柵高を高くし、空隙率を低くし、下部間隙を無くしたものであり、吹きだまり雪丘は主に風上側に形成されるという特徴を持つ。そのため、吹き止め柵は吹きだめ柵より道路近くに設置されることが多い。さらに、吹きだめ柵よりも柵高を高くしていることから、道路上の防風効果も大きくなる。この2点から、吹き止め柵は吹きだまり対策だけでなく視程障害対策としても有効である。

また、吹き上げ防止柵は吹き止め柵の一種であり、山地斜面などを吹き上げる風に対して吹き止め柵を水平方向に寝かせて設置したものである。機能的には吹き止め柵と同様であるが、道路の立地条件と吹雪状況に応じて適用されるものであり、防雪目的だけではその適用は判断できない。

一方、吹き払い柵は吹きだめ柵や吹き止め柵と異なり、柵の下部間隙から強く吹きぬける風の流れによって、吹雪による飛雪の高さを路面付近にまで低くしてドライバーの視界を確保する防雪柵である。すなわち、道路上の視程障害対策を目的として開発されたものである。吹き払い柵の効果は下部間隙の確保に大きく左右されるため、積雪の多い地域や吹きだまり量が大きい地域では適用が困難であるだけでなく、本来の目的である視程障害緩和効果も損なう場合がある。

(2) 気象条件

気象条件による防雪柵の型式の適否について整理したものを表3-3-2に示す。

表3-3-2 気象条件による防雪柵の型式の適否

気象条件		防雪柵の型式			
		吹きだめ柵	吹き止め柵	吹き払い柵	吹き上げ防止柵
最深積雪	100cm未満	○	○	○	○
	100～150cm	○	○	△	○
	150cm以上	○	○	×	○
吹雪時の風速	安定して強い	○	○	○	○
	弱い	△	○	×	○
主風向の角度	ほぼ直角	○	○	○	○
	45度程度	△	○	△	△
	平行に近い	×	△	×	△
	一定でない	△	△	×	△
吹きだまり量	40m ³ /m未満	○	○	○	○
	40～60m ³ /m	○	○	△	○
	60m ³ /m以上	○	△	×	△

○：適している △：検討が必要である ×：適していない

吹きだめ柵は現地の風を利用して柵前後の吹きだまりができるだけ最大になるように設置しなくてはならないため、吹雪時の風向が道路と角度を持っている場合などは注意が必要となる。なお、道路用地に十分な余裕がある場合、吹きだめ柵を主風向に対して直角に設置すれば風向が斜めであっても対応できる。

吹き止め柵は防雪柵の中でも幅広い気象条件に適応できる防雪柵である。主風向が道路に平行である場合には検討を要するが、他の防雪柵より比較的適用できる範囲が広い。吹き上げ防止柵の場合には、柵が水平方向に向くため柵の天端は路面より低くなり、吹き止め柵より風向風速による適用性が狭くなる。

防雪柵の中でも吹き払い柵は気象条件に最も注意を要する防雪柵である。吹き払い柵は下部間隙を吹き抜ける風を利用しているため、その効果が期待できる範囲も柵高の2～3倍である。そのため、風速が安定して強くない場合や風向が道路に平行に近い場合には十分な効果を期待できない。また、吹き払い柵の機能維持には下部間隙の確保が重要であり、積雪深がきわめて多い箇所ではその適用が困難である。吹き払い柵の下部間隙が90～120cmであることを考慮すると、最深積雪が100cmを越える箇所では下部間隙が埋没する恐れがあり、150cm以上の箇所では下部間隙が埋没し除排雪が困難となる。吹き払い柵の下部間隙が埋没すると、道路上に吹きだまりが生じやすくなる他、柵を越える気流の乱れによりかえって視程障害を生じるようになり、逆効果になる恐れが強い。吹雪量の多い箇所での吹き払い柵の適用が困難になる理由も同じである。吹き払い柵を適用する場合の気象条件について、特に留意すべき事項を表3-3-3に示す。

表3-3-3 吹き払い柵を適用する場合に留意すべき気象条件

気象条件	留意すべき気象条件	留意点や検討事項
最深積雪	100～150cm (要検討)	下部間隙が埋没する可能性が高いため、維持管理による下部間隙の除排雪が可能であることが要件である。
	150cm以上 (適用不可)	下部間隙が埋没しやすく、維持管理による防雪柵付近の排雪が困難となる。そのため、吹き払い柵の適用はできない。
風速	吹雪時の風速が弱い (適用不可)	路面付近を吹き払う安定した風の流れが得られず、吹き払い柵の機能が発揮されにくい。このため、吹き払い柵の適用はできない。
主風向との角度	45度程度 (要検討)	防雪効果の及ぶ領域が車線全てをカバーできるか検討を要する。車線全てをカバーできない場合、適用は不可である。
	平行に近い (適用不可)	防雪効果が期待できないため、吹き払い柵を適用できない。
	逆風向の吹雪 (適用不可)	逆風向からの吹雪の発生が無視できない箇所では、その場合に逆効果となるため、吹き払い柵を適用できない。

(3) 道路構造

路線の立地条件や道路構造による防雪柵の型式の適否を表3-3-4に整理する。ここで扱う道路構造の区分としては、概ね表3-3-5のようになる。

表3-3-4 道路構造による防雪柵の型式の適否

立地条件	道路構造 (主風向側)	防雪柵の型式			
		吹きだめ柵	吹き止め柵	吹き払い柵	吹き上げ防止柵
土工形状	高い盛土	×	○	○	/
	低盛土～高い盛土	△	○	○	
	低盛土以下	○	○	○	
	切土	△	△	×	
	深い切土	×	×	×	
山地斜面	片斜面	×	△	×	○
広幅員道路 (多車線道路)		○	○	×	△


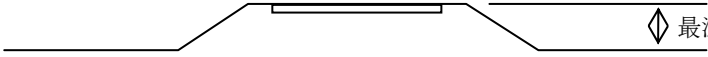
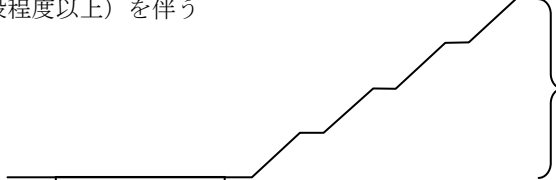
○：適している △：検討が必要である ×：適していない

吹きだめ柵は、吹きだまり防止を主な目的とした防雪柵であり、吹雪による視程障害が懸念される高い盛土や、切土斜面へは適さない。一方、吹き止め柵は吹きだまり防止の他、視程障害対策としても有効であり高い盛土においても適用可能である。また、切土区間において切土内全体の吹きだまりを防止することを目的に、吹き止め柵を切土上に適用することはできる。また、防雪切土の補助施設として吹きだめ柵や吹き止め柵を併用する場合もある。

吹き払い柵は、切土や山地斜面では道路に直交して安定した風速が見込めないため適用できない。また、立地条件の他、吹き払い効果の及ぶ領域が2車線程度であり、広幅員道路では風下側車線に吹きだまりや視程障害を発生させるため吹き払い柵は適用できない。なお、上下2車線道路であっても、風上側に歩道や広い路肩を有する場合には、吹き払い柵の適用の可否について慎重に検討する必要がある。

吹き上げ防止柵は山地斜面などで局所的に生じる吹き上げ風による吹きだまり防止と視程障害緩和を目的として考案された防雪柵であり、渓谷内斜面や山地斜面で適用される。

表3-3-5 表3-3-4で扱う道路構造の区分

道路構造	模式図
高い盛土	<p>●盛土高さが概ね5m以上</p> 
低盛土	<p>●盛土高さが最深積雪の1.3倍程度</p> 
深い切土	<p>●長大法面（4段程度以上）を伴う</p> 

(4) 用地及び土地利用条件

吹きだめ柵は柵の両側に雪丘を形成する特性により道路から離して設置されるため、吹きだまり雪丘による農作業への配慮の他、通常は仮設柵として設置するため借地が必要となる。そのため、借地が困難な箇所での設置は不向きである。吹き止め柵や吹き上げ防止柵は恒久的な施設であることが多く、必要な用地を取得しなくてはならない。吹き払い柵の場合には道路用地内での設置が可能であることが多く、用地取得の必要性は少ない。

(5) 環境条件

防雪柵の選定にあたっては、設置箇所の沿道の環境条件によって防雪柵の型式に制限が生じる場合がある。

防雪柵整備を必要とする区間は一般に地方部の道路であり、沿道の土地利用は田畑や牧草地などの圃場、あるいは土地利用のない野地などである。北海道では農作業期間が限られているため、防雪柵の吹きだまり雪丘による冬期の影響は少ないが、春期には圃場の融雪が遅れたり、地温の上昇が阻害されたりしやすくなる。そのため、防雪柵を整備する際は農作業への影響に配慮する必要がある。

ここで、吹き止め柵の吹きだまり雪丘形状を図3-3-2に示す。この図から、吹き止め柵の風上側の影響範囲は、柵高の10倍程度に及び、柵高の2～3倍の範囲では吹きだまり雪丘も大きく成長することがわかる。農地などに隣接して吹き止め柵を整備する場合、この吹きだまり雪丘の及ぶ範囲に配慮する必要がある。

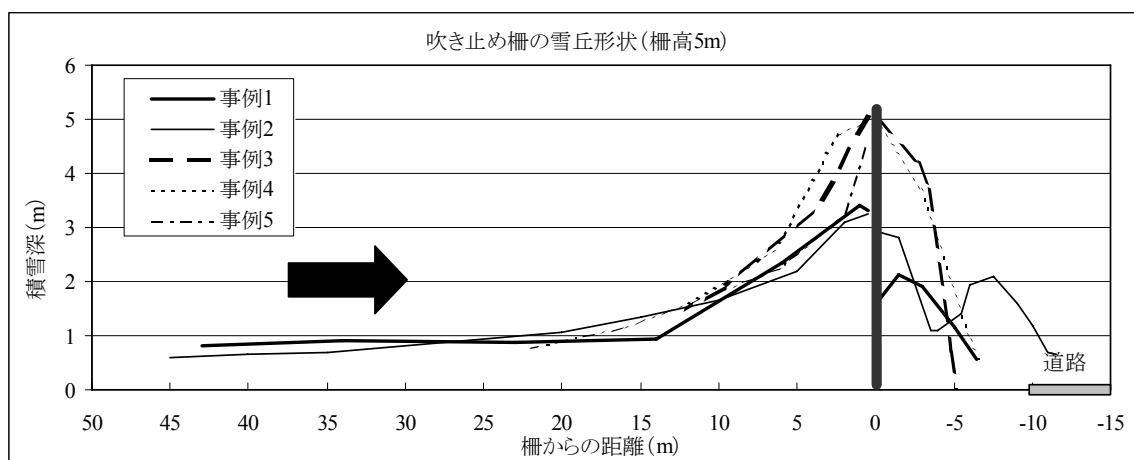


図3-3-2 吹き止め柵の吹きだまり雪丘形状¹⁾

(6) 景観への配慮

防雪柵は道路沿道に人工構造物を設置するものであり、ドライバーの側方視界や景観上は好ましいものとはいえない。防雪柵の中でも吹きだめ柵や吹き上げ防止柵は道路から離して設置されるので、ドライバーへの圧迫感や側方視界を著しく損なうことは少ない。しかし、吹き止め柵や吹き払い柵では視線誘導効果を持つ反面、側方視界を損ね景観を阻害しやすいという欠点を持つ。

このような吹き止め柵や吹き払い柵による側方視界の確保や、圧迫感の軽減、景観保全の方法としては次のようなものがある。

- ① 路側または盛土法面に植樹を行い、吹き止め柵を遮へいする方法
- ② 夏期には防護柵より低い高さに収納可能な吹き止め柵や吹き払い柵を設置する方法
- ③ 側方視界を確保するため、非積雪期に防雪板を収納する方法
- ④ 景観に配慮した資材を使用する方法

次に、これらの事例をいくつか示す。

▼吹き止め柵（設置時）



▼吹き止め柵（収納時）



▼吹き払い柵（設置時）



▼吹き払い柵（収納時）



写真3-3-1 ドライバーの側方視界や景観に配慮し、夏期に収納できる防雪柵の設置例

▼米国ワイオミング州の木製吹きだめ柵



▼木製吹きだめ柵（一般国道243号美幌峠）



写真3-3-2 景観に配慮した木製防雪柵の設置例

<木製防雪柵について>

平成13年1月に施行された「国等による環境物品等の調達の推進等に関する法律」に基づき、国土交通省では「環境物品等の調達の推進に関する基本方針」が定められ、公共工事の資材として間伐材を積極的に使用していく方針が示されており、防雪柵もその例外ではない。北海道においても事例は少ないものの木製防雪柵が施工されている。

木製防雪柵は、周囲の自然環境に調和すること、天然資材としての外観的親しみ・ぬくもりがあることなどの景観上の利点を持つ。一方で、腐朽・劣化が早いこと、材料の強さに均一性が無いことなどの特性を持つ。また、木製防雪柵の耐久性は、設置される環境条件によっても異なる。地際や水際は乾燥湿潤を繰り返す箇所であり、腐朽による劣化の進行が速く、地上部は日照、降雨、雪、風等の気象条件の影響を受けやすい箇所に変色、ひび割れ等が進行しやすい²⁾。防雪柵は劣化しやすい環境条件に設置されることとなるため、木製防雪柵を計画する場合は、耐久性や安全性の面から支柱を鋼製にするなど、部材毎に材料を選定する方法や、木材を防腐処理することにより耐用年数の延命化を検討する必要がある。

木材の耐用年数は樹種によって違いはあるが、カラマツ心材の耐用年数は5年から6.5年とされ、防腐処理を行えば10年以上は見込めると考えられている³⁾。防腐処理は一般的に「表面処理方法（塗布、浸漬）」と「加圧注入処理方法」で行われている。

<木製防雪柵の設置事例>

写真3-3-3は一般道路、写真3-3-4は高規格道路での設置事例である。



写真3-3-3 木製防雪柵設置事例（一般道路）



写真3-3-4 木製防雪柵設置事例（高規格道路）

3. 防雪柵の設置範囲と端部・開口部対策

3-1 防雪柵の設置範囲

防雪柵の設置範囲すなわち設置延長は、防雪柵による吹雪対策を必要とする区間に対して次の点を考慮した範囲とする。

- (1) 主風向を考慮した余裕長さを加味する
- (2) 道路構造や地形上の変化点（切盛境など）を包含するようにする

風向が道路に対して斜めの場合には、吹雪が防雪柵の端部から対策必要区間に吹き込むので、この分を考慮して防雪柵の延長に余裕を持たせる必要がある。すなわち、防雪柵の設置延長は防雪対策を必要とする危険箇所の道路区間延長と主風向に基づく余裕延長を加えたものとする。

主風向に基づく余裕延長は、図3-3-4に示すように次式で求める。

$$\triangle L = (S + W) \cdot \cot \theta \dots\dots\dots (式3-3-1)$$

ただし、 $\triangle L$ =余裕延長 (m)

S=柵の道路端からの離れ (m)

W=道路幅員 (m)

θ =道路延長方向と主風向とのなす角度 (°)

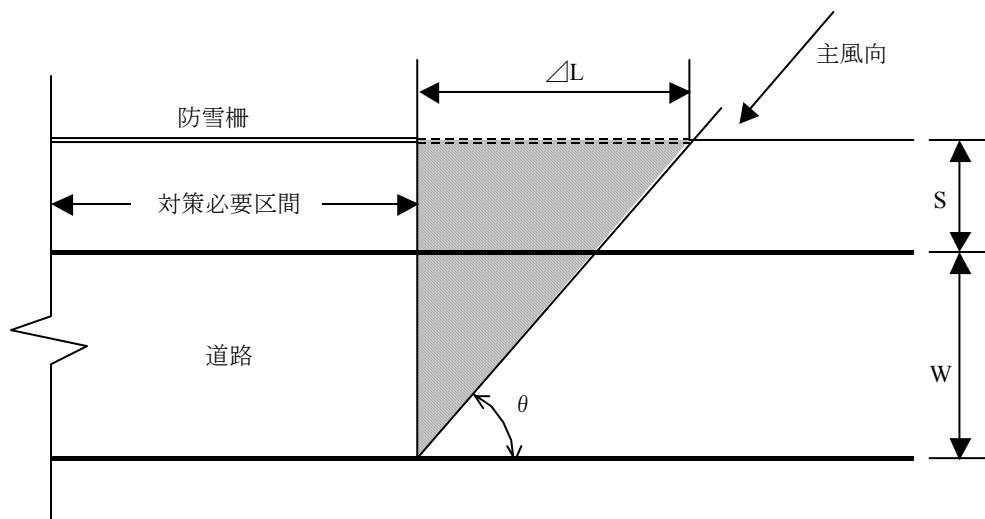


図3-3-4 主風向が斜めの場合における余裕延長の算定

3-2 吹き止め柵の端部・開口部対策

防雪柵端部及び開口部では風上側からの飛雪による視程障害が生じやすい。特に空隙率の小さい吹き止め柵などでは収束した風に伴う飛雪によって局所的な視程障害や、視程の急変を生じる場合がある。このような視程障害が頻発する場合には、必要に応じてその対策を検討する。特に、局所的な視程の変動は車両間の速度差を招くため、交通量や事故履歴など現地の交通実態を考慮した上で対策方法を検討する。

(1) 防雪柵の端部・開口部における視程障害

防雪柵整備では、周辺地形、用排水路、取付道路、交差道路の関係上、防雪柵の端部や開口部が生じるのは避けられない。防雪柵は吹雪区間に設置されるため、一般的に防雪柵の端部や開口部では風上側からの飛雪による視程障害が発生する恐れがある。特に、吹き止め柵などの空隙率の小さい防雪柵の端部では、収束した風に伴う飛雪によって局所的に視程が悪化する場合がある⁴⁾。このように、端部や開口部で発生する視程障害には、防雪柵の開口部における本来の吹雪の他、柵端部での風の収束に伴う飛雪がある（図3-3-5）。このうち、後者をエンドエフェクトと呼ぶ。

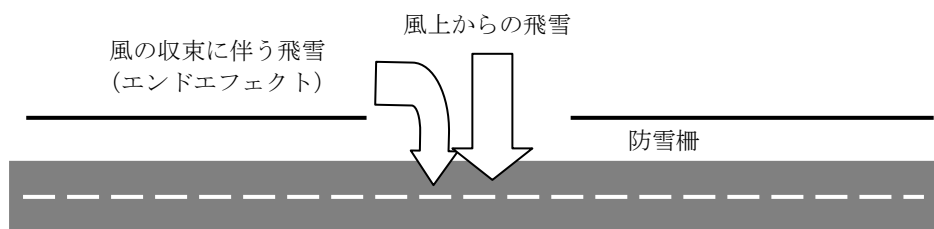


図3-3-5 端部及び開口部における視程障害の要因

① 風上からの飛雪による視程障害

立地条件によって防雪柵を設けることができない開口部では、風上側からの飛雪によって視程障害が発生しやすい。取付道路などでは開口部の幅が狭いことが多く、その視程障害は局所的である場合が多い。

② 風の収束に伴う視程障害（エンドエフェクト）

吹き止め柵などの空隙率の低い防雪柵の端部や開口部では、風の収束に伴う飛雪によって局所的に視程が一段と悪化する場合があるが、これをエンドエフェクトと呼ぶ。この研究事例は少ないが、端部付近で視程が低下する区間長は数m～20m程度であるとの研究事例もある⁵⁾⁶⁾⁷⁾。

(2) 防雪柵の端部・開口部対策

端部及び開口部における視程障害は局所的な場合が多く、ある程度の視程が確保できればその前方を視認しながら通過できることが多い。一方、局所的であっても視程が極端に低下する場合には走行が困難となることがある。端部や開口部でこのような状況が頻発する場合は対策が必要である。また、事故や交通量が多い路線では、現地の交通実態を考慮して対策施設の設置を検討する。

端部や開口部では、発生する視程障害の実状に即した対策手法を選定する必要があるが、現在のところ調査例は少なく、対策方法は確立されていない。

図3-3-6に防雪柵の端部・開口部対策の方法を図示する。開口部のようにそもそも防雪柵がない場合、仮設

柵の設置や防雪柵の延伸、これらの対策が困難な場合は視線誘導施設の整備などを検討する。エンドエフェクトによる局所的な視程障害が頻発する場合、抵抗物（副防雪柵等）の設置によって緩和することができる⁸⁾⁹⁾。

この開口部及び端部対策の事例を次に示す。

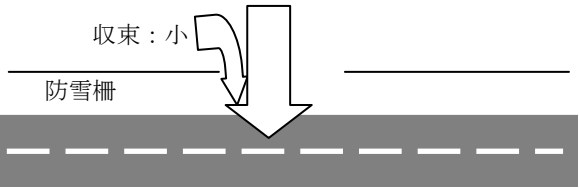
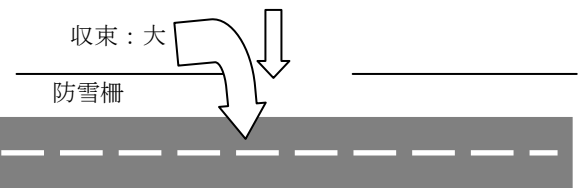
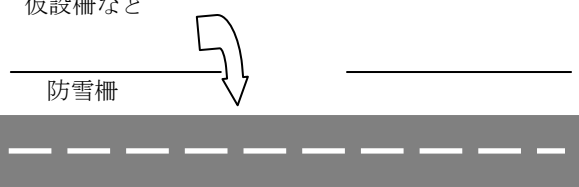
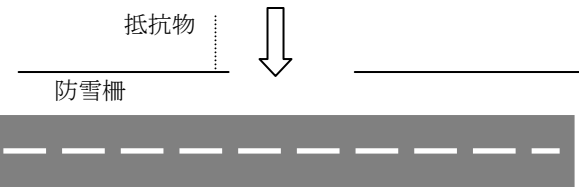
開口部そのものによる影響が大きい場合	エンドエフェクトによる影響が大きい場合
<p>風上からの飛雪：</p> <p>収束：小</p>  <p>防雪柵</p>	<p>風上からの飛雪：</p> <p>収束：大</p>  <p>防雪柵</p>
<p>仮設柵など</p>  <p>防雪柵</p> <p>対策方法：仮設柵、防雪柵の延伸、脱着式、 視線誘導施設など</p>	<p>抵抗物</p>  <p>防雪柵</p> <p>対策方法：L字型副防雪柵、 樹木等の抵抗物の配置など</p>

図3-3-6 防雪柵の端部、開口部の対策方法

<防雪柵の端部対策事例>

エンドエフェクトの対策としては、L字型副防雪柵や端部処理施設の施工例がある。これらは防雪柵端部の加工や、端部付近の風上側に抵抗物を置くことで、収束する風と飛雪を緩和するものである。防雪柵端部における風の収束の緩和には、樹木や間伐材を用いるのも効果的と考えられる。

写真3-3-5は吹き止め柵の端部処理としてL字型に加工した副防雪柵の施工例、写真3-3-6は山岳道路での吹き止め柵の端部処理として擬木板を千鳥配置した事例である。

なお、これらの対策手法の有効性や、L型副防雪柵の必要延長や、端部処理施設の適切な密度については、十分な技術知見が得られていないため、事前に用いる手法の性能を検証することが望ましい。また、端部対策施設の配置の場合には、交差点付近の視距の確保等に留意する必要がある。



写真3-3-5 吹き止め柵の端部をL字型に加工した副防雪柵の事例（一般国道337号）



写真3-3-6 端部処理施設として擬木板を配置した事例（一般国道273号）

<防雪柵の取付道路開口部対策事例>

取付道路の中には、田畑への取付など、夏期は使用するが冬期は利用しない箇所がある。そうした箇所の防雪柵の開口部には、門扉式や脱着式の防雪柵が使用されている例がある。

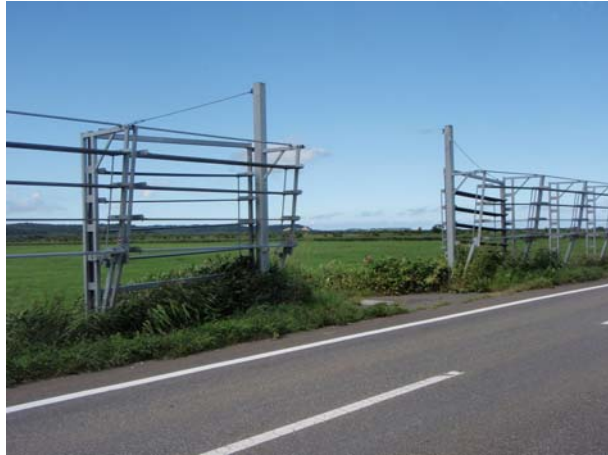


写真3-3-7 門扉式（吹き払い柵）



写真3-3-8 脱着式基礎部（吹き払い柵）

第4章 防雪柵の基本設計

第4章 目 次

第4章 防雪柵の基本設計

1. 防雪柵の基本設計手順	3-4-1
2. 柵高	3-4-2
2-1 吹きだめ柵	3-4-2
2-2 吹き止め柵	3-4-4
2-3 吹き払い柵	3-4-6
2-4 吹き上げ防止柵	3-4-7
3. 防雪柵の設置位置	3-4-8
3-1 吹きだめ柵	3-4-8
3-2 吹き止め柵	3-4-9
3-3 吹き払い柵	3-4-11
3-4 吹き上げ防止柵	3-4-12
4. 防雪板	3-4-13
4-1 空隙率	3-4-13
4-2 吹き止め柵の防雪板の構成	3-4-14
5. 下部間隙	3-4-15

第4章 防雪柵の基本設計

1. 防雪柵の基本設計手順

防雪柵の基本設計は、防雪柵の基本計画に引き続き、吹雪対策調査における基本調査・解析の段階で実施する。この基本設計では防雪柵の型式を確認した上で、次の項目を決定する。

- (1) 防雪柵の仕様の決定（柵高、防雪板、下部間隙）
- (2) 防雪柵設置位置の決定（防雪柵の離れ）

吹雪対策調査・解析における基本調査・解析の段階で実施される防雪柵の基本設計は、道路の実施設計に対応して行われる。この実施設計では、具体的な道路付属施設の配置や設計を定める必要があることから、防雪柵に関しても型式の決定のほか、柵高、防雪板、空隙率、下部間隙、柵の離れなど柵の仕様を決定しておく必要がある。図3-4-1に防雪柵の基本設計手順を示す。なお、調査・解析の詳細については第1編第3章「吹雪対策計画の手順と吹雪対策調査」を参照されたい。

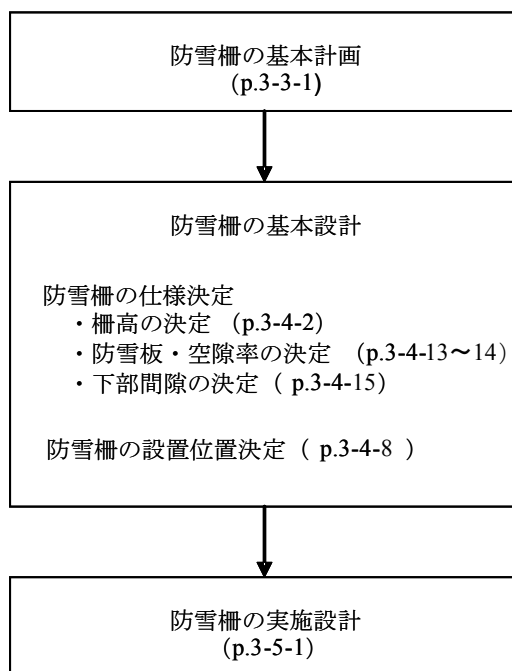


図3-4-1 防雪柵の基本設計手順

2. 柵高

防雪柵の柵高は、吹きだまり量、積雪深を指標として決定する。なお、吹きだまり量及び積雪深については、原則として30年確率最大値を用いることとする。

2-1 吹きだめ柵

吹きだめ柵の柵高は、現地の積雪深と吹きだまり量を用いて図3-4-2から求めた高さとする。ただし、柵高は5.0m以下を標準とする。

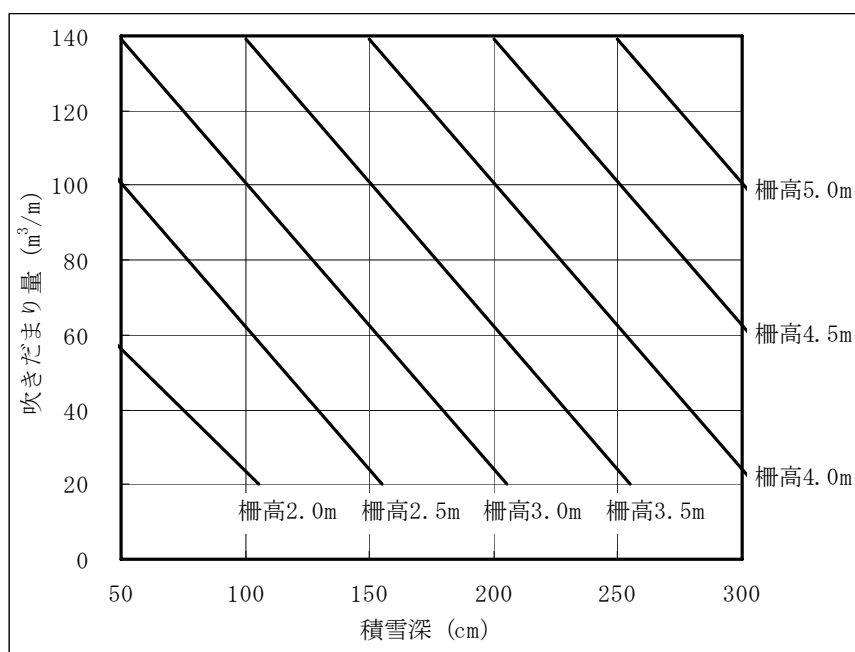


図3-4-2 積雪深、吹きだまり量と吹きだめ柵の柵高の関係
(空隙率25%の吹きだめ柵を仮定している)

吹きだめ柵の単位幅当たりの防雪容量（Ms）を求める経験式は、風上と風下における平衡雪丘の断面積の和として、第3編第2章3「防雪柵の型式と特徴」で記述した式3-2-1で与えられるが、これを体積（Vs）に換算すると次式となる¹⁾。

$$V_s = 11.5 \cdot (H - H_s)^2 + \{34 - 0.31 \cdot (100 - P)\} \cdot (H - H_s)^2 \dots \dots \dots \text{ (式3-4-1)}$$

ここで、Vsは吹きだめ柵の防雪容量（m³/m）、Hは柵高（m）、Hsは平地積雪深（m）、Pは空隙率（50%以下）である。また、右辺の第1項は風上、第2項は風下の防雪容量である。

この式からわかるように、吹きだめ柵の防雪容量は柵高、平地積雪深、空隙率によって定まる。一般的に吹きだめ柵の防雪容量は空隙率50～60%で最大になるといわれているが、日本では用地上の制約のため道路からあまり離さずに設置するため空隙率20～30%のことが多い²⁾。したがって、吹きだめ柵の必要柵高は現地の吹きだまり量と平地積雪深から図3-4-2に表すように求めることができる。

また、柵の構造上の制約と施工性、ドライバーに与える景観阻害を考慮し、柵高は5.0m以下を標準とする。

2-2 吹き止め柵

吹き止め柵の柵高は、現地の積雪深と吹きだまり量から図3-4-3から求めた高さとする。ただし、柵高は5.0m以下を標準とする。

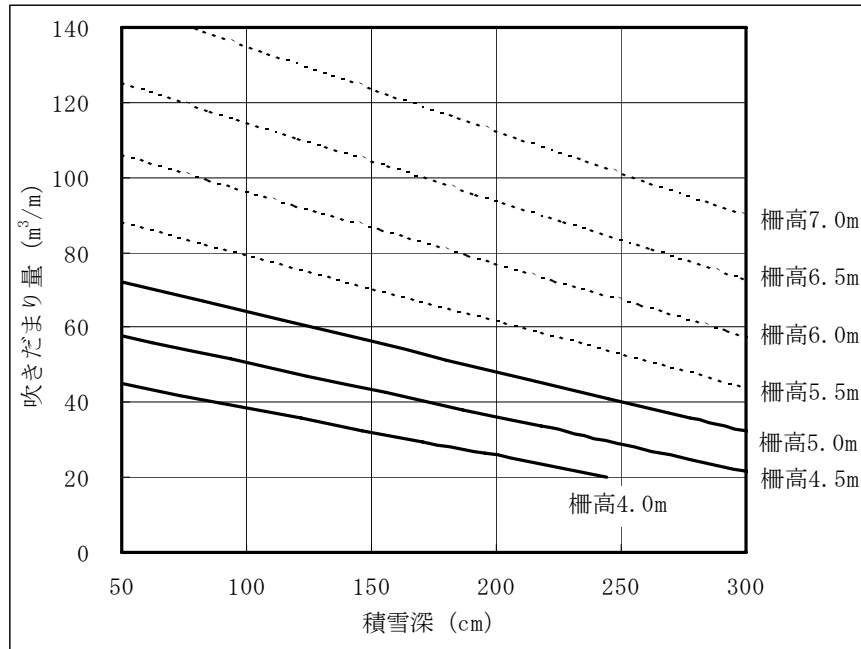


図3-4-3 積雪深、吹きだまり量と吹き止め柵の柵高の関係

ここで、吹き止め柵の防雪機能についての概念を図3-4-4に示す。まず、図の左図(1)のように風上側の吹きだまりが防雪柵の上端近くまで達した時点から、視程障害の防止効果は次第に減少する。中図(2)では視程障害の防止効果は全く失われ、この段階を過ぎると風下側に吹きだまり雪丘が発達し始めるため、道路上の吹きだまり防止効果も低下するようになる。右図(3)は柵が完全に埋まった平衡状態で、この時の柵前後の吹きだまり量が防雪柵としての防雪容量に相当する。視程障害防止を主目的とする吹き止め柵では、(1)の状態までが本来の防雪機能を期待でき、吹きだまり防止機能が損なわれ始める(2)の段階が、吹き止め柵の実質的な適用限界といえる。

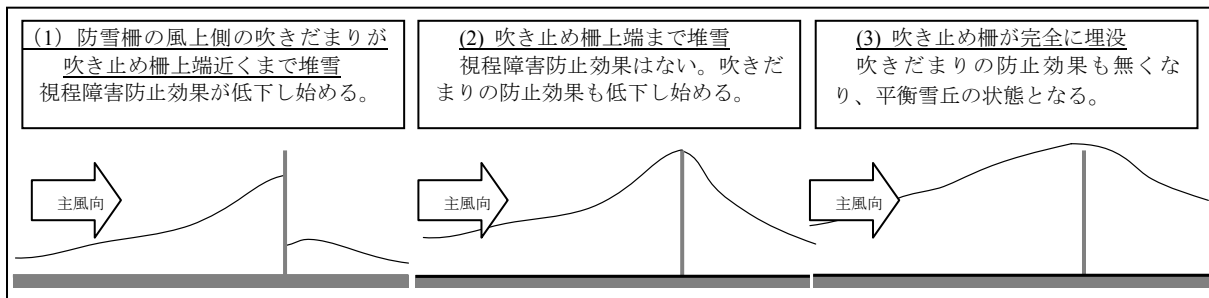


図3-4-4 吹き止め柵の雪丘形状と防雪効果²⁾

吹き止め柵の適用限界における風上側の吹きだまり量 V_s は、第3編第3章2「防雪柵の型式選定」(P.3-3-6)の図3-3-2の観測例から式3-4-2によって表される²⁾。

$$V_s = 2.25 \cdot H \cdot (H - H_s) \dots\dots\dots (式3-4-2)$$

ただし、 H : 柵高 (m)

H_s : 平地積雪深 (m)

本来、吹き止め柵は風上側に吹雪を捕捉し吹きだまり雪丘を形成させる防雪柵であるが、実際には気象の変化などにより風下側にも多少の吹きだまり雪丘を形成する。図3-3-2の観測例のうち防雪機能を確保している事例1、事例2でも柵の吹きだまり量全体の約30%が風下側吹きだまり雪丘となっている。そのため、吹き止め柵の柵高を決定するための吹きだまり量は、この風上側に捕捉されず風下側に吹きだまる量も見込んでおく必要がある。ここで、吹き止め柵の上端まで風上側吹きだまり雪丘が成長した段階(視程障害防止効果が期待できる限界の雪丘)を、道路における視程障害緩和効果が期待できる実用的な適用限界と考え、これを有効防雪容量と呼ぶことにする。この有効防雪容量として、現地の吹きだまり量のうち70%を風上側雪丘で確保できるような柵高と積雪深の関係を計算し、図化したのが図3-4-3である。

吹き止め柵は吹きだめ柵と比較してより道路近くに設置するため、ドライバーに対する圧迫感を考慮する必要がある。そのため、構造上の制約と併せ、吹き止め柵の高さは最大で5.0mを標準とする。図3-4-3では現地の吹きだまり量や積雪深によっては5.0mを越える柵高が導かれる場合も考えられるが、現地の詳細な気象条件や周辺地形、柵の施工性、ドライバーへの影響度などから、必要柵高を総合的に判断する必要がある。

2-3 吹き払い柵

吹き払い柵の柵高は、吹き払い柵の効果の及ぶ範囲と道路幅に応じて決定する。

吹き払い柵の効果は、除雪された路面では柵高の2～3倍程度まで期待できる。通常、吹き払い柵は中央分離帯のない2車線道路に適用でき、吹き払い柵と道路本線の離れ（歩道や路側帯）と車道幅を考慮して、柵高を決定する必要がある。一般的には、吹き払い柵の柵高としては3.0～3.5mとすることが多い。

2-4 吹き上げ防止柵

吹き上げ防止柵の柵幅は5.0m程度を標準とする。

吹き上げ防止柵の柵幅を、現地の気象条件等を基づいて求める方法はない。これは、吹き上げ防止柵が山岳道路などの複雑地形上での突風による視程障害や局所的な吹きだまり対策に用いられることから、現地の吹きだまり量などを正確に把握できないためである。

吹き上げ防止柵の柵幅は、斜面上を吹走する風に対して十分な弱風域を形成し、視程障害緩和効果を確保することを目的に、経験上、一般的に5.0m程度にしている場合が多い（図3-4-5）。

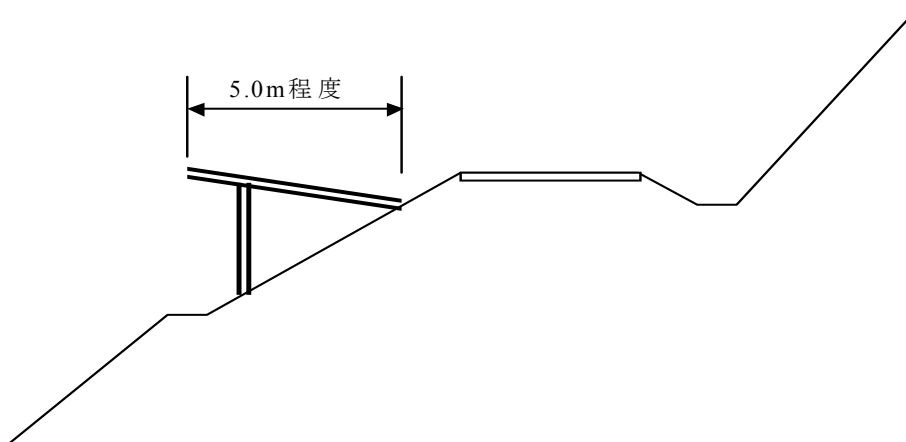


図3-4-5 吹き上げ防止柵の柵幅

3. 防雪柵の設置位置

3-1 吹きだめ柵

吹きだめ柵の設置位置は、図3-4-6により、その地域における吹きだまり量が防雪容量と等しくなる柵高を求め、次式³⁾から得られる風下側吹きだまり雪丘長L(m)だけ道路路肩端から離して設置する。

$$L=(9+0.46 \cdot P) \cdot (H-H_s) \quad \text{..... (式3-4-3)}$$

ここで、Pは空隙率(%)、Hは柵高(m)、H_sは平地積雪深(m)である。

なお、吹きだまり量及び積雪深については、原則として30年確率最大値を用いることとする。

吹きだめ柵の設置位置を求めるためには、風下側雪丘長(L)を知る必要がある。

平衡雪丘は相似形であるから、風下側吹きだまり雪丘長(L)は、柵高(H)と平地積雪深(H_s)の差及び空隙率(P)の関数になる(図3-4-6)。式3.4.3は、北海道における2種類の防雪柵と、北米における2種類の防雪柵での実験例から求めた経験式³⁾である。

この式は平衡雪丘についていえることで、発達段階で大きく変わる非平衡雪丘は一般的に表すことはできない。その場合、便宜的ではあるが以下の手順で風下側の吹きだまり雪丘長を求める。

- ① 対象地域の吹きだまり量が防雪容量に等しいと仮定して、第3編第4章2「吹きだめ柵」(P.3-4-2)の図3-4-2から柵高を求める。
- ② この柵高を式3.4.3に代入することにより、風下側吹きだまり雪丘長(L)を求める。

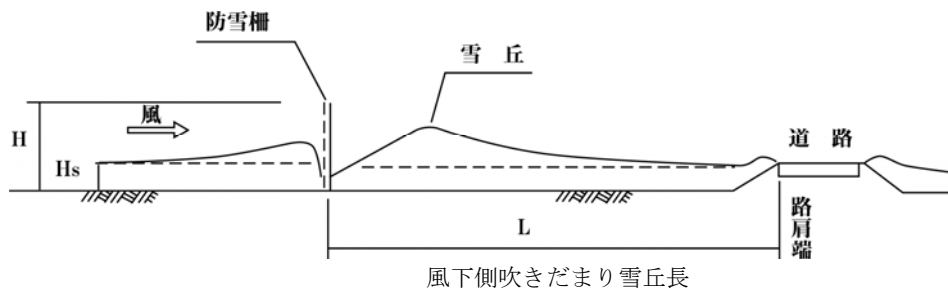


図3-4-6 吹きだめ柵の風下側吹きだまり雪丘長

3-2 吹き止め柵

吹き止め柵は道路に近づけて設置するのが基本であるが、道路構造や気象条件、施工条件を考慮した上で十分な堆雪スペースを確保した設置位置を決定する。

(1) 基本的な考え方

吹き止め柵の設置位置は道路上の風速を弱める必要があることから、原則的には道路に近づけて設置する方がよい。しかし、吹きだまりは柵の風下側にも堆雪するし、除雪した雪の堆雪スペースも必要である⁴⁾。また、吹き止め柵をあまり道路に近づけすぎると、除雪の支障になる他、ドライバーへの圧迫感、景観阻害などのマイナス面もある。

吹き止め柵を道路に近づけすぎると、二次堆雪により柵の風下側の空間がふさがれ、柵の機能低下につながる場合がある。吹き止め柵の風下側の吹きだまりは、実質的に二次堆雪を増やすことになるため、柵の設置位置は十分な二次堆雪空間が確保できるように決定する（図3-4-7）。

ドライバーへの圧迫感、景観阻害については、柵上端を風上側に折り曲げたり（一般的に忍返しと呼ばれる）、柵上部への有孔板の採用、柵前面への植栽等により、ある程度の緩和が可能である。

最終的な柵の設置位置は、現地の道路構造、吹雪量、積雪深等の気象条件を考慮して決定する必要があるが、北海道に設置されている吹き止め柵は、路肩端より6.5～10m程度離して設置している事例が多い。

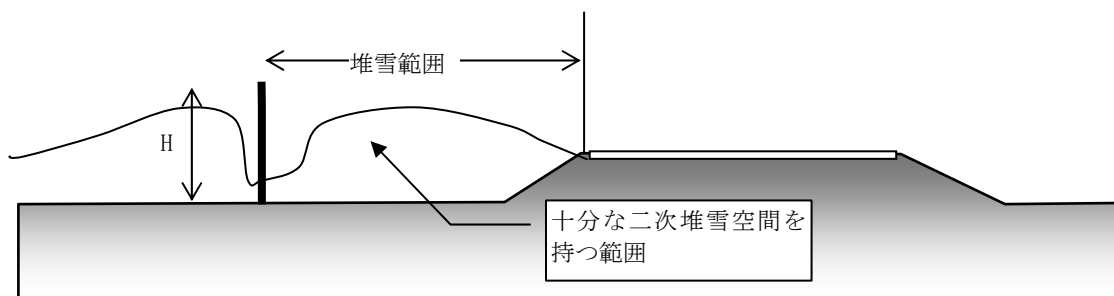


図3-4-7 吹き止め柵の設置位置

(2) 高い盛土における防雪柵整備

高い盛土において防雪柵を整備する場合、道路風上側の平坦地からの高さのほか、路面からの実質的な高さを考慮する。この両者の高さは、期待する防雪機能によって次の点から整理し、設計に反映させる。

- ① 路外の平坦地からの高さ（防雪容量、地吹雪の防止）
- ② 路面からの実質的な柵の高さ（道路上の防風効果や視程障害緩和、道路雪堤からの飛雪防止）

① 吹雪による障害を考慮する必要がある盛土の高さ

高い盛土を基本とした道路構造は、実際には高規格幹線道路で設計されることが多く、また、高規格幹線道路では広幅員を前提に設計されることから、候補となる防雪柵は主に吹き止め柵となる。一般的な吹き止め柵の高さが5mであることを勘案すると、5m以上の盛土で法尻に吹き止め柵を整備した場合、防雪柵より路面が高くなる。したがって、高さ5m以上の盛土では防雪柵整備に盛土の高さの影響を十分留意する必要がある。

② 高い盛土で懸念される吹雪時の障害

図3-4-8に高い盛土において懸念される吹雪による障害を模式図で示す。高い盛土で防雪柵を整備する際は、これらの吹雪の障害を考慮する必要がある。

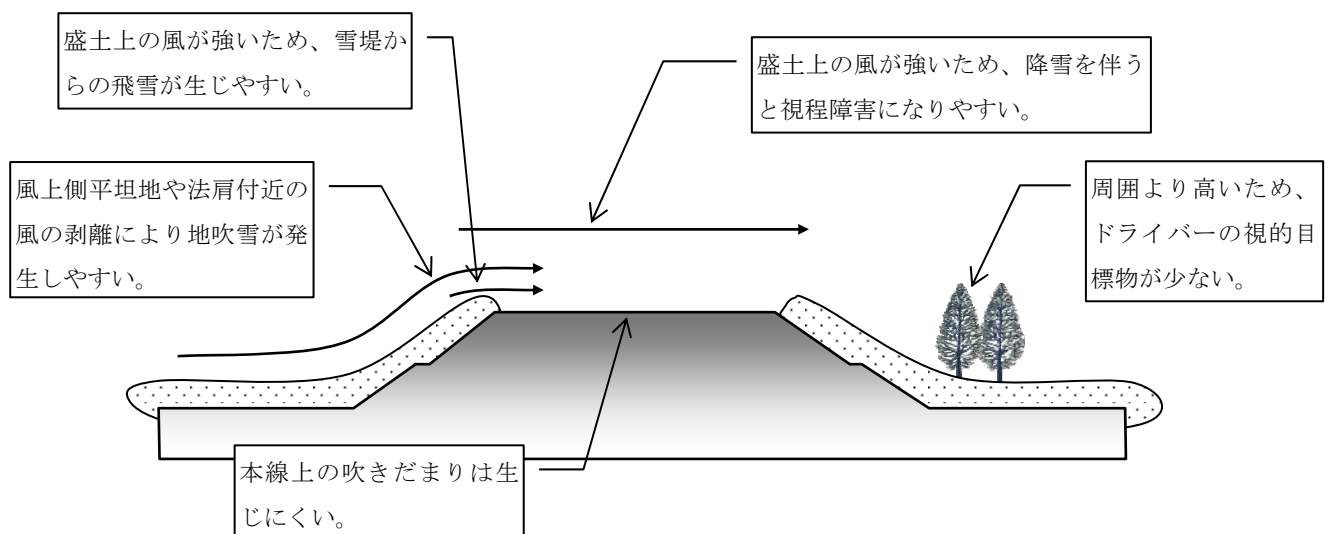


図3-4-8 高い盛土における吹雪の特徴

③ 盛土高さと柵高の関係

柵天端がドライバーの視線より低い場合、法面や雪堤からの飛雪が生じる恐れがあり、防風効果や視程障害緩和効果は小さい。柵天端をドライバーの視線より高くするために防雪柵を本線に近づける場合、本線の堆雪幅の確保に注意を要する。

3-3 吹き払い柵

吹き払い柵は、建築限界を侵さない範囲で、できるだけ車道に近づけた方がよい。

吹き払い柵は、柵高の2～3倍が吹き払い効果の期待できる領域とされており、建築限界を侵さない範囲で、できるだけ車道に近づけて設置した方がよい（図3-4-9）。

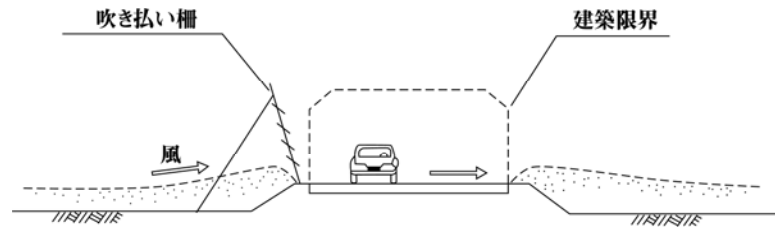


図3-4-9 吹き払い柵の設置位置と建築限界

また、4車線以上の広幅員道路では、反対車線側に吹きだまりが形成されるため、一般的に吹き払い柵の設置は上下2車線道路を対象とする（図3-4-10）。ただし、2車線道路であっても、風上側に歩道を有したり、広い路肩を有したりする広幅員道路では、現地の気象条件などから吹き払い柵の適用の可否について慎重に検討する必要がある。

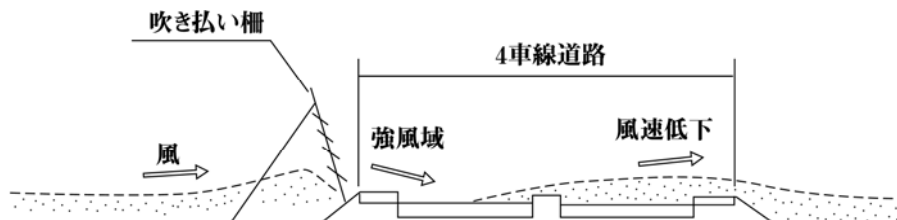


図3-4-10 広幅員道路への吹き払い柵の設置による吹きだまりの形成状況

3-4 吹き上げ防止柵

吹き上げ防止柵は、最大積雪深相当分だけ柵の施工面を道路端部より低い位置に設置する。なお、積雪深については原則として30年確率最大値を用いることとする。

吹き上げ防止柵は、吹き上げ風による吹きだまり災害や視程障害から道路を防護するものであり、あまり道路から離して設置しても風速が回復するため効果が少ない（図3-4-11）。雪堤からの吹き込みを抑えるためには、できるだけ道路に近づけて設置することが望ましいが、あまり近づけると除雪によりかえって風上側の雪堤が高くなり視程障害を誘発する（図3-4-12）。

したがって、図3-4-13に示すとおり、最大積雪深相当分だけ柵の施工面を道路端部より低い位置に設置する。

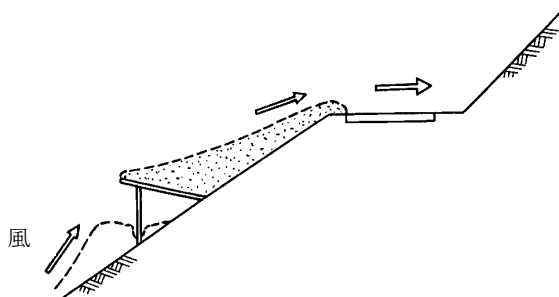


図3-4-11 吹き上げ防止柵が遠すぎる場合

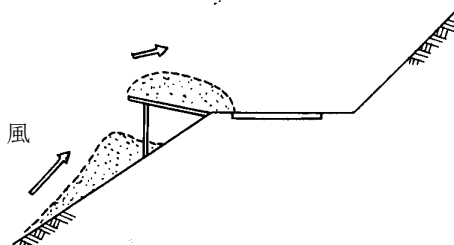


図3-4-12 吹き上げ防止柵が近すぎる場合

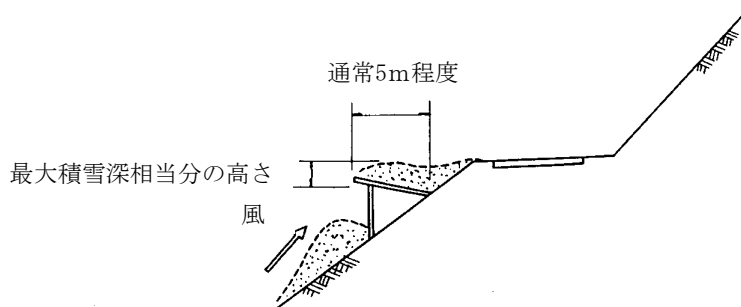


図3-4-13 吹き上げ防止柵の適正設置位置

4. 防雪板

4-1 空隙率

防雪柵の空隙率は、柵の各型式に対して以下の値を標準とし、使用目的（吹きだまり対策または視程障害対策）や風下側の吹きだまり雪丘長、柵から道路までの距離などを考慮して決定する。なお、以下の空隙率は、下部間隙を除いた柵全面積（投影面積）に対する空間の割合を指す（図3-4-14）。

吹きだめ柵	25～30%
吹き止め柵	0～10%、ただし、柵の上部は30%程度が望ましい。
吹き払い柵	一般的に空隙率によらない
吹き上げ防止柵	0%

防雪柵の空隙率は、吹雪対策の目的が吹きだまり防止なのか視程障害緩和なのかによって変わる。吹きだめ柵のように吹きだまり対策を主とする場合は、柵を雪丘に埋没させずにできるだけ大きな吹きだまりを形成させるため、25～30%程度の空隙率が適当である。ただし、併用防雪柵を使用する場合は別途検討が必要である（第2編第4章4「併用防雪施設」を参照）。

一方、吹き止め柵のように視程障害対策を主とする場合、空隙率をできるだけ小さくし（0～10%）、柵の風下側への飛雪を防止することが基本となる。ただし、空隙率が小さくなると、柵の風下側に急激な風速低下による乱流域が形成される恐れがあるため、柵上部のみ30%程度の空隙率を持たせることが望ましい（詳細は「第3編第4章4「吹き止め柵の防雪板の構成」（P.3-4-14）を参照）。

吹き払い柵は、主として下部間隙から吹き抜ける強い風を利用し、風上からの飛雪が路面を這うように移動させて、ドライバーの目線高さでの視程障害を緩和させるものである。したがって、風上からの飛雪や風下における雪を吹き払うための風向や風速は防雪板や、下部間隙によってその能力が左右されるものであり、空隙率0%の板を使用する。

吹き上げ防止柵は、吹き止め柵と同様に、柵の風下側に弱風域を形成することによって、吹きだまり防止効果や視程障害緩和効果を得るものである。この弱風域を形成するためには、柵下部が雪で埋まらないことが必要であり、柵の空隙率を0%にして防雪板に堆雪した雪が落ちないようにしているのが一般的である。

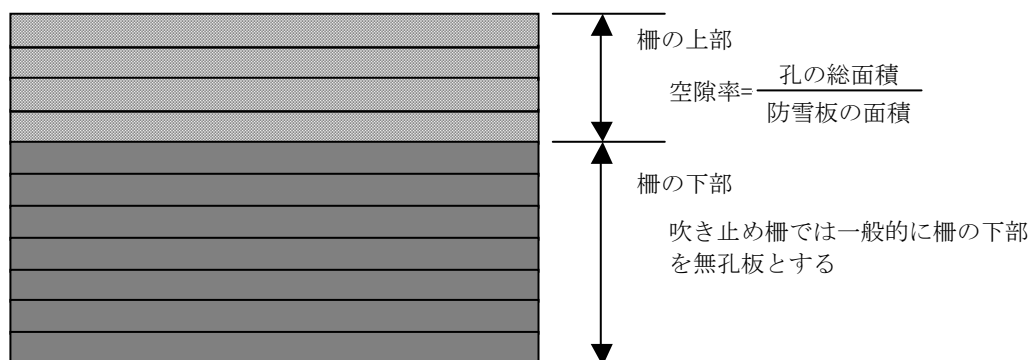


図3-4-14 防雪柵（吹き止め柵）の空隙率の算出の仕方

4-2 吹き止め柵の防雪板の構成

吹き止め柵の防雪板の構成は以下を標準とし、現地の道路環境や気象条件等を考慮して決定する。

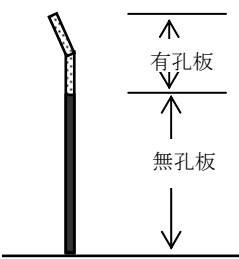
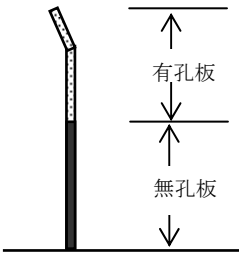
- (1) 柵の下部1/2～2/3程度は、無孔板の採用により空隙率を0%にする。
- (2) 柵の上部1/2～1/3程度を有孔板にすることにより、30%程度の空隙率を持たせる。

吹き止め柵はできるだけ柵の風上側で飛雪を捕捉し、風下側で風速を低下させ視程障害緩和を図るのを目的としたものである。したがって、飛雪量の多い柵下部に無孔板もしくは空隙率の小さな板を配置させるのが原則であるが、無孔板、有孔板はそれぞれ長短所を併せ持つため、設置箇所の諸状況に応じて適切な防雪板構成を採用する。

また、吹き止め柵の構造として、上部の防雪板を風上側に角度を持たせた忍び返しを持つものが多く用いられてきたが、最近では忍び返しを持たない構造の吹き止め柵も施工されている。吹き止め柵の効果は柵高と空隙率でほぼ決定され、忍び返しの有無は防風・防雪効果に大きな影響は与えないと考えられている。特に、盛土に防雪柵を設置する場合など、柵の路面からの実質の高さが低く、大きくドライバーの側方視界を遮らない場合などは、特に忍び返しを設ける必要はない。

吹き止め柵での防雪板の代表的構成例を表3-4-1に示す。

表3-4-1 吹き止め柵での防雪板の構成例

種別及び構造	施工事例など	長短所
<p>1/3有孔板 (2/3無孔板)</p> 	<ul style="list-style-type: none"> 吹きだまり量と用地の関係から、施工事例が多い。 盛土構造での吹き止め柵として適用されることが多い。 	<p>【長所】</p> <ul style="list-style-type: none"> 全無孔板に比較して柵上部の風の乱れを防止する。 全無孔板に比較して柵を埋雪させずに長く機能を維持させることができる。 <p>【短所】</p> <ul style="list-style-type: none"> ドライバーの目線に無孔板が位置する場合は、側方視界を遮り圧迫感を与える。
<p>1/2有孔板 (1/2無孔板)</p> 	<ul style="list-style-type: none"> 開発局の道路工事標準図集に掲載されている。 施工事例は多い。 	<p>【長所】</p> <ul style="list-style-type: none"> ドライバーの視認性や圧迫感、柵の機能維持などのバランスから標準的仕様とされている。 柵を埋没させずに、より長く機能を維持させることができる。 <p>【短所】</p> <ul style="list-style-type: none"> 路面が柵の位置より高いと、十分な視程障害緩和効果が得られない可能性がある。

5. 下部間隙

防雪柵の各型式に対して、下部間隙は以下の値を標準とし、風下側吹きだまり雪丘長、積雪深等を考慮して決定する。なお、積雪深については原則として30年確率最大値を用いる。

吹きだめ柵	50～60cm
吹き止め柵	0cm
吹き払い柵	90～120cm
吹き上げ防止柵	0cm

防雪柵が地表と接する部分のすき間は、防雪柵の下部間隙と呼ばれている。この下部間隙は、防雪板により気流を収束させ勢よく吹き抜けさせることによって柵近くの雪を吹き払い、柵が雪丘に埋没して雪の沈降力で柵が破損するのを防ぐ働きをしている。

柵の空隙率と構造が同じ場合、下部間隙が小さいほど風上雪丘は大きく、風下の雪丘全体が柵に寄っているが、風上と風下の吹きだまり量の合計は、下部間隙の大小にかかわらずほぼ等しい。また、風下側吹きだまり雪丘長は、下部間隙が小さいほど短い。吹きだまり雪丘が成長して平衡状態になると下部間隙によらなくなり、下部間隙によらず柵の風下吹きだまり雪丘長も防雪容量も等しくなる。

吹きだめ柵の下部間隙は、一般的に50～60cmが多い。

一方、吹き止め柵は、吹きだめ柵の柵高を高く、空隙率を小さくして、風下側への飛雪を止めることにより視程障害緩和効果を図るものであり、下部間隙は無く0cmである。

吹き払い柵の下部間隙と吹き払い領域との関係に関する観測例を図3-4-15に示す。これによると、下部間隙が75cmより90cmの方が効果的であることがわかる。気象条件にもよるが、吹き払い柵の下部間隙は、90cm～120cmが一般的である。

吹き上げ防止柵は、通常は下部間隙は設けない。

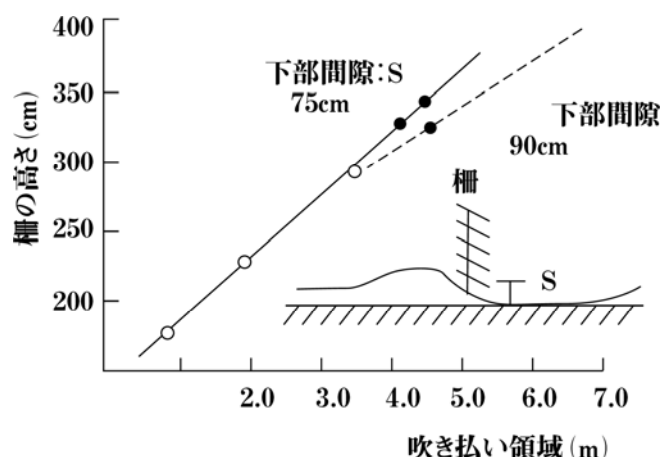


図3-4-15 吹き払い柵の下部間隙による吹き払い領域の違い⁵⁾

第5章 防雪柵の詳細設計

第5章 目 次

第5章 防雪柵の詳細設計

1. 設計風速	3-5-1
2. 設計荷重	3-5-6
3. 設計条件	3-5-10
4. 材 料	3-5-16
5. 各部の設計	3-5-19

第5章 防雪柵の詳細設計

詳細設計においては、柵の使用目的（吹きだまり対策および視程障害対策）、設置位置や周辺の地形状況、荷重（風荷重、雪荷重、土圧荷重）や地盤の支持力などの設計条件、施工・維持管理の難易度、建設費等を考慮して、その型式、使用材料および構造細目等を決定する。

1. 設計風速

防雪柵の設計風速は、下式により基本風速に水平長補正係数を乗じて求める。

$$V = V_T \cdot v_2 \dots\dots\dots (式3.5.1)$$

ここで、 V : 当該地域における防雪柵の設計風速 (m/s)

V_T : 基本風速 (m/s)

v_2 : 水平長補正係数 (1.21を基本とする)

基本風速は、設置箇所付近の観測地の再現期間30年に対する風速期待値を使用する。ただし、防雪柵が路側あるいは路側に近いところに位置し、万一の転倒が大きな事故や障害につながる場合、設計風速を50m/sとする。

(1) 基本風速

基本風速の決定に当たっては、防雪柵の設置期間（耐用年数）と非超過確率より、再現期間（ T ）を求め、表3-5-1～2より防雪柵設置区間（地域）の再現期間における風速期待値をもって基本風速を決定する。ただし、表3-5-1～2は地域の代表的な地点における風速期待値を示したものである。地形等による局地的な強風が想定される場合は、現地の観測データを解析して別途風速期待値を算出したり、また近傍の既設防雪柵の事例を考慮するなどして、基本風速を検討する必要がある（算出方法の概要はp3-5-4に記す）。

風速 V_T^* (m/s) 以上の強風が平均して T 年に1度の割合で起こると期待されるとき、 T 年を風速 V_T (m/s) の再現期間という。非超過確率とは、一般に風速 V_T (m/s) を考えて設計した構造物が架設期間 n 年に風速 V_T (m/s) 以上の強風を受けない確率をいい、一般的に橋梁構造物（完成形）では60%としている。したがって、架設期間（耐用年数）を15年、非超過確率60%とすると、再現期間（ T ）は図3-5-1より30年となる。

「耐風設計基準・同解説」¹⁾によると、構造物にかかる等分布荷重は、風速の空間変動を考慮するとその水平長によって補正する必要があるとされており、その補正係数を水平長補正係数という。防雪柵の場合は、交差点や取り付け道路、風上側家屋等によって分断されることが多いことから概ね200m以下の水平長とし、水平長補正係数を1.21とする。

*) 風速 V_T は最大瞬間風速ではなく、10分間平均風速を用いる

(2) 設計風速の適用除外

前述の通り基本風速は再現期間30年の風速期待値とすることを基本とするが、以下の場合には適用除外とするものである。

吹き払い柵については、万一の転倒が大きな事故や障害につながるなど走行の安全性に直接かかわるため、「道路標識設置基準・同解説」²⁾を準用し、正風時の場合、設計風速を一律50m/sとする。

吹き止め柵は、設置位置が吹きだめ柵より道路側に近づくため、走行の安全性に直接関わると想定される場合には、設計風速を吹き払い柵と同様に50m/sとするなど別途検討する必要がある。

また、吹き上げ防止柵は、斜面を吹き上がる風による局所的な強風が発生する可能性が強いこと、修繕・改修という面では他の防雪柵より難易度が高く、割高になることなどから、「道路標識設置基準・同解説」²⁾を準用し、設計風速を50m/sとする。

また、逆風時の場合、防雪柵の転倒が与える背後地への影響度合に応じて、設計風速を50m/sとするなど別途検討する必要がある。

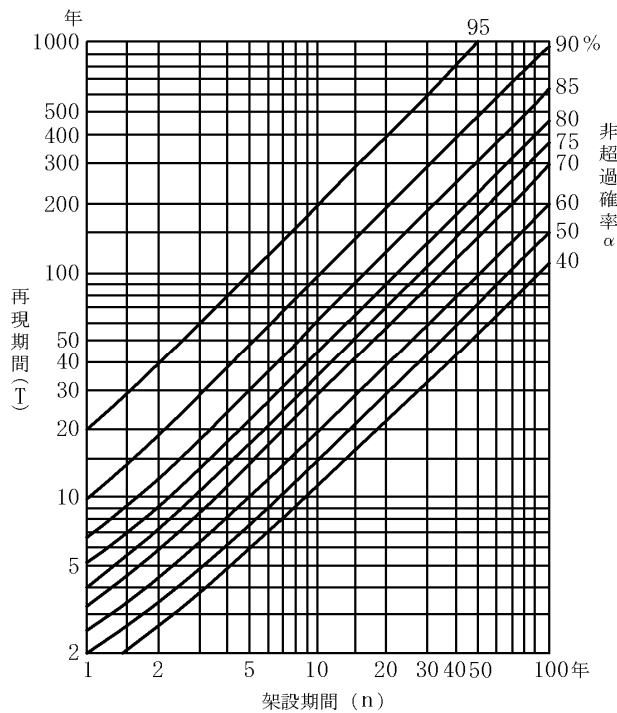


図3-5-1 再現期間、架設期間と非超過確率の関係³⁾

表3-5-1 年最大風速の再現計算結果（その1）

支庁	観測所名	年最大風速の再現期待値(m/s)			地表面粗度区分	支庁	観測所名	年最大風速の再現期待値(m/s)			地表面粗度区分	
		10年	30年	50年				10年	30年	50年		
宗谷	宗谷岬	29	31	33	II	空知	朱鞠内	15	17	18	IV	
	稚内	20	21	22	II		幌加内	15	17	17	II	
	礼文	22	23	24	III		石狩沼田	13	15	16	II	
	声間	24	25	26	II		深川	20	23	25	II	
	浜鬼志別	22	23	24	II		空知吉野	14	16	16	III	
	本泊	30	32	33	III		滝川	17	19	20	II	
	沼川	16	18	19	II		芦別	15	16	17	III	
	杓形	19	21	21	II		月形	14	16	16	II	
	豊富	13	15	15	II		美唄	16	18	19	II	
	浜頓別	14	16	17	II		岩見沢	18	20	20	III	
	中頓別	17	19	19	III		長沼	15	16	17	III	
	北見枝幸	17	19	20	II		夕張	15	17	17	III	
	上川	歌登	13	16	17		II	後志	美国	18	20	21
幌泊		23	24	25	II	神恵内	18		19	20	II	
船泊		22	25	26	II	余市	16		18	19	III	
中川		18	20	20	II	小樽	20		22	23	III	
音威子府		15	16	17	III	共和	23		25	26	III	
美深		12	13	14	II	蘭越	13		15	16	II	
名寄		15	16	17	II	倶知安	18		21	22	III	
下川		14	15	15	II	寿都	32		37	39	III	
士別		12	14	15	II	真狩	15		17	18	III	
朝日		14	15	15	III	喜茂別	15		17	18	III	
和寒		11	12	13	II	黒松内	15		16	17	III	
江丹別		14	15	16	III	網走	雄武		27	30	32	III
比布		14	16	17	II		興部		17	19	20	II
上川	14	17	18	II	西興部		14	16	18	III		
旭川	14	16	17	III	紋別		23	25	26	III		
東川	13	15	15	II	紋別小向		20	22	23	II		
東神楽	19	22	23	II	湧別		18	20	21	II		
志比内	12	13	13	II	滝上		16	18	19	III		
美瑛	13	14	15	II	常呂		16	18	19	II		
上富良野	12	13	14	II	遠軽		13	15	16	II		
富良野	15	16	17	II	佐呂間		17	20	21	III		
麓郷	10	11	11	II	網走		23	25	26	III		
幾寅	13	14	15	II	宇登呂		17	19	20	II		
占冠	11	12	13	III	白滝		15	16	17	II		
留萌	天塩	20	22	23	II	生田原	17	19	19	III		
	遠別	20	22	23	II	北見	15	16	17	III		
	初山別	18	20	21	II	女満別	20	23	24	II		
	焼尻	26	29	31	II	小清水	13	15	16	II		
	羽幌	17	19	20	II	斜里	19	21	22	II		
	達布	12	13	14	III	留辺蘂	13	15	15	II		
	留萌	21	23	23	II	境野	15	17	17	II		
	増毛	20	24	26	II	美幌	12	14	15	II		
石狩	幌糠	17	18	19	III	津別	14	15	16	III		
	浜益	20	22	23	II	根室	羅臼	14	15	16	III	
	厚田	21	22	23	III		標津	17	18	19	II	
	新篠津	20	23	24	II		上標津	20	21	22	II	
	山口	16	18	19	II		中標津	14	15	15	II	
	石狩	21	23	25	II		根室中標津	18	19	20	II	
	江別	19	22	23	II		別海	13	14	15	II	
	札幌	18	20	22	IV		根室	24	26	27	III	
	恵庭島松	14	15	15	II		納沙布	23	25	25	I	
	支笏湖畔	10	11	12	III		厚床	14	16	16	II	
	千歳	22	24	25	II		計根別	12	13	14	II	
	西野幌	10	10	11	III							

表3-5-2 年最大風速の再現計算結果（その2）

支庁	観測所名	年最大風速の再現期待値(m/s)			地表面粗度区分	支庁	観測所名	年最大風速の再現期待値(m/s)			地表面粗度区分	
		10年	30年	50年				10年	30年	50年		
釧路	川湯	13	15	16	II	日高	日高	11	12	13	III	
	弟子屈	23	26	27	II		日高門別	15	16	17	II	
	阿寒湖畔	10	12	13	III		新和	9	10	11	II	
	標茶	13	16	17	II		静内	13	14	15	III	
	鶴居	11	12	13	II		三石	16	18	18	III	
	中徹別	10	12	12	II		中杵白	12	13	13	II	
	柳町	19	20	21	II		浦河	26	29	30	II	
	鶴丘	20	22	22	II		えりも岬	32	34	36	I	
	太田	16	17	18	II		渡島	長万部	16	18	19	II
	白糠	15	16	17	II			八雲	16	18	19	III
釧路	19	22	23	III	森	14		15	16	III		
知方学	23	26	27	II	川汲	13		15	15	III		
十勝	陸別	12	14	14	III	北斗		15	16	17	II	
	糠平	10	11	12	IV	函館		22	25	26	III	
	上士幌	11	12	13	II	高松		22	24	26	II	
	足寄	13	15	16	III	木古内		16	18	19	II	
	本別	10	11	12	II	松前		21	24	25	II	
	新得	11	12	13	III	熊石		13	15	16	II	
	鹿追	17	20	21	III	檜山	せたな	17	18	18	II	
	駒場	13	15	16	II		今金	14	16	16	III	
	芽室	9	10	11	II		奥尻	15	17	17	I	
	帯広	19	21	21	IV		米岡	29	31	32	II	
	池田	15	17	18	II		鶉	14	16	17	III	
	浦幌	14	15	16	III		江差	26	28	30	II	
	帯広泉	17	18	19	II		胆振	厚真	14	15	16	II
	糠内	11	12	12	II			穂別	15	17	17	III
	上札内	14	16	17	II			大滝	11	13	14	III
	更別	12	14	14	III	森野		11	13	14	III	
	大津	15	17	18	II	苫小牧		26	30	32	III	
	大樹	14	16	16	II	大岸		13	14	15	II	
	広尾	23	26	27	III	白老		18	22	24	II	
胆振	厚真	14	15	16	II	鶴川		17	19	20	II	
	穂別	15	17	17	III	伊達		15	17	18	III	
	大滝	11	13	14	III	登別		13	15	15	II	
	森野	11	13	14	III	室蘭		27	30	32	III	
	苫小牧	26	30	32	III							
	大岸	13	14	15	II							
	白老	18	22	24	II							
	鶴川	17	19	20	II							
	伊達	15	17	18	III							
	登別	13	15	15	II							
室蘭	27	30	32	III								

※再現計算実施方法

表3-5-1~2は、気象庁による気象官署及びアメダスの過去の年最大風速をもとに、年最大風速の分布型としてGumbel分布（I型極値分布、二重指数関数）を採用するGringortenの方法⁴⁾によって計算された再現期待値である。

風速計の高さは観測所によってまちまちであるため、風速の値を基準高度10mに高度補正する必要がある。また気象官署やアメダスは市街地にあることが多く、風速の観測値は建物などの粗度の影響を受けているため、基準高度10mに補正する際にはその影響を排除する必要がある（「道路橋耐風設計便覧」⁵⁾）。

はじめに観測地点の粗度を用いて、得られた風速（再現期待値）から地表の影響を受けない上空の風速を推定する。さらに、防雪柵が設置される郊外部の粗度を用いて、上空の風速から郊外部の基準高度10mの風速を推定することで市街地の粗度の影響が排除される。なお、地表面粗度による風速の鉛直分布は表3-5-3に示す粗度区分に応じたべき指数を用いて計算を行う。

表3-5-3 地表粗度区分（道路橋耐風設計便覧⁵⁾）

地表面粗度区分	地 表 状 況
0	海上（広大な海面上）
I	海岸、海上（上記以外）
II	農地、田園、開けた土地 樹木や低層建築物が散在している地域
III	樹木や低層建築物が密集している地域 中高層建築物が散在している地域 なだらかな丘陵地
IV	中高層建築物が密集している地域 起伏の大きい丘陵地

2. 設計荷重

防雪柵の設計に当たっては、風荷重および雪荷重を考慮するものとする。

(1) 風荷重

風荷重は柵に直角で水平方向に作用した場合、その大きさは次に示す式で求めることとする。

$$P_w = C_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot V^2 \quad \dots\dots\dots (式3.5.2)$$

ただし、 P_w : 風圧力 (N/m²)
 C_d : 風圧係数 (1.2とする)
 ρ_a : 空気の密度 (kg/m³ 通常1.23とする)
 V : 設計風速 (m/s)

防雪板に有孔板を用いる場合、防雪板全面にかかる風荷重を算出し、その荷重に空隙の割合を考慮して防雪板にかかる荷重を算出する。なお、一般的に用いられている空隙率30%の場合では、防雪板にかかる風荷重が減少する割合は20%程度であるため、空隙率を考慮すると、無孔板、有孔板に作用する風荷重は以下のようになる。

無孔板に作用する風荷重

$$\begin{aligned} P_{w1} &= C_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot V^2 = 1.2 \times \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot V^2 \\ &= 0.6 \cdot \rho_a \cdot V^2 \quad (\text{N/m}^2) \end{aligned}$$

有孔板に作用する風荷重 (空隙率30%の場合)

$$\begin{aligned} P_{w2} &= 0.8 \cdot C_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot V^2 = 0.8 \times 1.2 \times \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot V^2 \\ &= 0.48 \cdot \rho_a \cdot V^2 \quad (\text{N/m}^2) \end{aligned}$$

(2) 雪荷重

雪荷重は、次の3つの場合について考慮する。

① 控材が積雪の沈降力によって垂直方向に引張られる場合
 積雪深が大きく、控材であるワイヤロープあるいは鋼管などが吹きだまり雪丘や積雪中に埋まると、積雪の沈降力によって控材に対して直角方向に力がかかり、控材に張力や曲げの力が作用して破壊を生じることもあるので、このような恐れがある場合には積雪の沈降力に対するチェックが必要である。

② 柵が斜面上に設けられて、斜面雪圧を受ける場合
 斜面上に設けた場合で斜面雪圧を受けると判断される時（吹き上げ防止柵は通常斜面雪圧を考慮しない）にはこれを荷重として考慮する。

③ 吹き上げ防止柵の屋根材への積雪に対する雪荷重

①の控材が積雪の沈降力によって垂直方向に引張られる場合、積雪中の控材に作用する最大沈降力は次の式で求める。

$$F_{\max} = 0.018 \cdot (W_{\max})^{1.5} \dots\dots\dots(式3.5.3)$$

ただし、 F_{\max} : 単位長さ当たりの最大沈降力 (N/m)

W_{\max} : 単位面積当たりの最大積雪重量 (N/m²)

沈降力は地上からの高さによって変わり、おおよそ積雪深の1/3程度の高さで最大となる研究例がある。

②の柵を斜面上あるいは法尻等に設ける場合は、維持・管理によってなるべく柵が埋没しないようにする必要があるが、埋没による斜面雪圧や、除雪車の雪による雪圧を受ける恐れがある場合は、式3.5.4、3.5.5に示されるような雪崩防止柵の雪圧算定法等を準用して柵にかかる雪圧荷重を考慮する。

②の柵が斜面上に設けられて斜面雪圧を受ける場合は次式により算定する。

$$S_N = \gamma \cdot \frac{H_s^2}{2} \cdot K \cdot N_H \dots\dots\dots(式3.5.4)$$

$$S_Q = \frac{a}{N_H \cdot \tan \phi} \cdot S_N \dots\dots\dots(式3.5.5)$$

ただし、 S_N : 雪圧の斜面に平行な成分 (N/m)

S_Q : 雪圧の斜面に直角な成分 (N/m)

γ : 積雪の単位体積重量 (N/m³)

H_s : 設計積雪深 (m)

K : クリープ係数 (表3-5-4参照)

N_H : グライド係数 (表3-5-5参照)

ϕ : 斜面の傾斜角

$$a = \frac{10 - 2 \cdot v_c}{2 \cdot (10 - v_c)} \dots\dots\dots(式3.5.6)$$

$$v_c = 0.4 \cdot \gamma$$

a : 雪質に関する比で、0.2から0.5まで変化する


v_c : 積雪の粘性ポアソン比 (圧縮)

表3-5-4 クリープ係数 (K) の値

雪密度 : ρ_s (kg/m ³)	200	300	400	500	600
$K/\sin 2\phi$	0.70	0.76	0.83	0.92	1.05

ϕ : 斜面の傾斜角度

表3-5-5 グライド係数 (N_H) の値 (スイス示方書による)

地 表 の 状 態	グライド係数 (N_H) の値	
	 (北向斜面)	 (南向斜面)
I 玉石 (直径30cm以上) の斜面、 大岩の凹凸地面	1.2	1.3
II れき (直径30cm以下) の斜面、丈 1m以上のかん木地、50cm以上 の凹凸地面	1.6	1.8
III 小さいかん木地、 50cm以下の凹凸地面、 草 地	2.0	2.4
IV 平滑岩盤、 葉の長い草地 湿 地	2.6	3.2

③の吹き上げ防止柵の屋根材への積雪に対する雪荷重については、次の式で求められる。

- ・屋根材にかかる等分布荷重（雪荷重）

$$w_s = H_s \cdot \gamma \dots\dots\dots(式3.5.7)$$

ここで、 w_s : 等分布荷重 (N/m²)

H_s : 設計積雪深 (m)

γ : 積雪の単位体積重量 $\gamma = 3.5 \times 10^3$ (N/m³)

- ・屋根材にかかる雪荷重による最大曲げモーメント（単純ばりと想定）

$$M_{\max} = \frac{w_s \cdot L^2}{8} \dots\dots\dots(式3.5.8)$$

ここで、 M_{\max} : 最大曲げモーメント (N・m/m)

w_s : 等分布荷重（雪荷重） (N/m²)

L : 支柱ピッチ (m)

3. 設計条件

防雪柵を設計する場合の土圧などに用いる定数は、現地の地盤条件から決定するものとする。また鋼材の許容応力度については、風荷重に対しては短期応力と考えるものとする。

(1) 土圧などの計算に用いる定数

土圧などの計算に用いる定数は、現地の地盤条件や使用する埋め戻し材料により土質試験を行い決定することを原則とする。

設計に用いる土圧は、土質試験を行うなど十分な検討によって求められた定数により算出する。土質調査は「道路土工—土質調査指針」⁶⁾により行う。

土質調査を行って土の強度定数を求める場合、現場において予想される試料の状態、例えば、含水比、密度、飽和度、乱れの程度などを十分に考慮する必要がある。これらの土質定数の設定は原則として各種土質試験に拠ることを原則とする。粘着力 c を考慮する場合は、施工中の乱れの影響などを考慮し過大評価にならないよう注意する必要がある。なお、土質試験を行うことが適当でない場合は、「道路土工—擁壁工指針」⁷⁾より表3-5-6～3-5-8の値を用いても良い。

① 土の単位体積重量

表3-5-6 土の単位体積重量⁷⁾ (kN/m³)

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂 お よ び 砂 礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂 お よ び 砂 礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘性土 (ただし $W_L < 50\%$)	18	

注) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から 9kN/m^3 (0.9tf/m^3)を差し引いた値としてよい。

② 内部摩擦角

表 3-5-7 裏込め土のせん断定数⁷⁾

裏込め土の種類	せん断抵抗角 (ϕ)	粘着力(c) ^{注2)}
礫 質 土 ^{注1)}	35°	—
砂 質 土	30°	—
粘性土 (ただし $W_L < 50\%$)	25°	—

注1) きれいな砂は礫質土の値を用いてもよい。

注2) 土質定数をこの表から推定する場合、粘着力 c を無視する。

③ コンクリートと土の摩擦係数

表 3-5-8 基礎底面と地盤との間の摩擦係数と付着力⁷⁾

せん断面の条件	支柱地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$	付着力 c_B
岩または礫とコンクリート	岩	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に 割り栗石または碎石を敷く場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても、摩擦係数は0.6を越えないものとする。

(2) 許容応力度

鋼材やコンクリートの許容応力度については、風荷重作用時には短期応力と考え、長期許容応力度に割増係数を乗じた値とする。また、許容支持力度は、現地の地盤条件等により決定するものとし、短期許容応力度は、軟弱地盤を除き長期許容支持力度（常時値）の1.5倍とする。

鋼材の許容応力度は、建築基準に準拠した防雪柵本体と土木構造物となる基礎工（杭基礎）で使い分けを行うものとする。防雪柵本体は「鋼構造設計規準」⁹⁾を、基礎工では「道路橋示方書・同解説IV,下部構造編」¹⁰⁾に準じ、それぞれ表3-5-9～10によるものとし、風荷重時の短期応力は、各許容応力度に表3-5-12の割増係数を乗じた値とする。

表3-5-9 鋼材の許容応力度⁹⁾（防雪柵本体）

材 質	板厚 (mm)	長期許容応力度(N/mm ²)				
		引 張	圧 縮	曲 げ	せん断	
鋼 材	SS400	40以下	156	156 ※	156	90
	STK400	40を超えるもの	143	143 ※	143	82
	ボルト SS400		120	—	—	70
	鉄筋 SD345		180	—	—	—

注) ※ 細長比による低減を考慮すること（表3-5-14,15参照）

表3-5-10 鋼材の許容応力度¹⁰⁾（基礎工）

材 質	区 分	長期許容応力度(N/mm ²)				
		引 張	圧 縮	せん断		
鋼 材	母 材 部	140	140	80		
	溶接部	工場溶接	グループ 溶接	140	140	80
			すみ肉 溶接	—	—	80
		現場溶接	各応力度について工場溶接の90%とする			
	ボルト SS400		100	—	60	
鉄筋 SD345		180	—	—		

コンクリート許容応力度は「道路土工—擁壁工指針」⁷⁾、「コンクリート標準示方書（2002制定）」⁸⁾に準じ、表3-5-11によるものとし、風荷重時の短期応力は、各許容応力度に表3-5-12の割増係数を乗じた値とする。

表3-5-11 コンクリート許容応力度^{7) 8)}

設計基準 強度 (N/mm ²)	長期許容応力度 (N/mm ²)						摘 要
	圧 縮	曲げ 圧縮	支 圧	せん断	押抜き せん断	付 着	
18	4.5	7	5.4	0.33	0.80	0.7 ※ ¹ 1.4 ※ ²	無 筋 コンクリート
21	—	7	5.5	0.36	0.85	0.7 ※ ¹ 1.4 ※ ²	鉄 筋 コンクリート

※1 丸鋼の付着応力度 ※2 異形棒鋼の付着応力度

杭基礎における杭と底板の結合部の設計に用いるコンクリート許容応力度は、以下式により算出する。

$$\sigma_{ca} = \left(0.25 + 0.05 \times \frac{A_c}{A_b} \right) \times \sigma_{ck} \leq 0.5 \times \sigma_{ck}$$

ここに、 σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

A_c : 局部載荷の場合のコンクリート面の全面積 (mm²)

A_b : 局部載荷の場合の支圧を受けるコンクリート面の面積 (mm²)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

(3) 荷重の組合せ

防雪柵の設計は、表3-5-12に示す荷重の組合せのうち最も不利な組合せについて行う。また応力度の照査を行う場合の許容応力度は表3-5-9~11の基本値に表3-5-12の割増係数を乗じた値とする。

表3-5-12 荷重の組合せと割増係数

		死荷重	土圧	風荷重	割増係数
長期		○	○	—	1.00
短期	基礎工	○	○	○	1.25
	防雪柵本体	○	○	○	1.50

※ 杭頭部押し抜きせん断応力の照査では許容値の割増は行わない(道路橋示方書・同解説IV,下部構造編¹⁰⁾)

(4) 地盤の許容支持力度

地盤の許容支持力については、現地の地盤条件、使用する埋戻し材料などにより決定するものとするが、現地の試験を行うことが困難な場合には「道路土工—擁壁工指針」⁷⁾ に準じ表3-5-13を使用しても良い。

表3-5-13 支持地盤の種類と許容支持力度⁷⁾

支持地盤の種類		許容支持力度 q_a (kN/m ²)	備考	
			q_u (kN/m ²)	N 値
岩 盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1,000	10,000以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	—
	軟岩・土丹	300	1,000以上	—
礫 層	密なもの	600	—	—
	密でないもの	300	—	—
砂 質 地 盤	密なもの	300	—	30~50
	中位なもの	200	—	20~30
粘性土 地 盤	非常に堅いもの	200	200~400	15~30
	堅いもの	100	100~200	10~15

表3-5-14 長期応力に対する許容圧縮応力度 (板厚 $t \leq 40\text{mm}$)⁹⁾

σ_{ca} : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

λ : 細長比

λ	σ_{ca}	λ	σ_{ca}	λ	σ_{ca}	λ	σ_{ca}	λ	σ_{ca}
1	156	51	134	101	85.1	151	40.9	201	23.1
2	156	52	133	102	84.1	152	40.4	202	22.8
3	156	53	132	103	83.0	153	39.9	203	22.6
4	156	54	132	104	81.9	154	39.3	204	22.4
5	156	55	131	105	80.8	155	38.8	205	22.2
6	156	56	130	106	79.8	156	38.3	206	22.0
7	156	57	129	107	78.7	157	37.8	207	21.7
8	156	58	128	108	77.6	158	37.4	208	21.5
9	155	59	127	109	76.5	159	36.9	209	21.3
10	155	60	126	110	75.5	160	36.4	210	21.1
11	155	61	125	111	74.4	161	36.0	211	20.9
12	155	62	124	112	73.3	162	35.5	212	20.7
13	155	63	124	113	72.3	163	35.1	213	20.5
14	154	64	123	114	71.2	164	34.7	214	20.3
15	154	65	122	115	70.1	165	34.3	215	20.2
16	154	66	121	116	69.1	166	33.8	216	20.0
17	154	67	120	117	68.0	167	33.4	217	19.8
18	153	68	119	118	66.9	168	33.0	218	19.6
19	153	69	118	119	65.9	169	32.7	219	19.4
20	153	70	117	120	64.8	170	32.3	220	19.2
21	152	71	116	121	63.7	171	31.9	221	19.1
22	152	72	115	122	62.7	172	31.5	222	18.9
23	151	73	114	123	61.7	173	31.2	223	18.7
24	151	74	113	124	60.7	174	30.8	224	18.6
25	151	75	112	125	59.7	175	30.5	225	18.4
26	150	76	111	126	58.8	176	30.1	226	18.2
27	150	77	110	127	57.9	177	29.8	227	18.1
28	149	78	109	128	57.0	178	29.4	228	17.9
29	149	79	108	129	56.1	179	29.1	229	17.8
30	148	80	107	130	55.2	180	28.8	230	17.6
31	148	81	106	131	54.4	181	28.5	231	17.5
32	147	82	105	132	53.6	182	28.1	232	17.3
33	146	83	104	133	52.8	183	27.8	233	17.2
34	146	84	103	134	52.0	184	27.5	234	17.0
35	145	85	102	135	51.2	185	27.2	235	16.9
36	145	86	101	136	50.5	186	26.9	236	16.7
37	144	87	100	137	49.7	187	26.7	237	16.6
38	143	88	99.0	138	49.0	188	26.4	238	16.4
39	143	89	98.0	139	48.3	189	26.1	239	16.3
40	142	90	96.9	140	47.6	190	25.8	240	16.2
41	141	91	95.9	141	46.9	191	25.6	241	16.0
42	141	92	94.8	142	46.3	192	25.3	242	15.9
43	140	93	93.7	143	45.6	193	25.0	243	15.8
44	139	94	92.7	144	45.0	194	24.8	244	15.6
45	139	95	91.5	145	44.4	195	24.5	245	15.5
46	138	96	90.5	146	43.8	196	24.3	246	15.4
47	137	97	89.4	147	43.2	197	24.0	247	15.3
48	136	98	88.4	148	42.6	198	23.8	248	15.1
49	136	99	87.3	149	42.0	199	23.5	249	15.0
50	135	100	86.2	150	41.5	200	23.3	250	14.9

表3-5-15 長期応力に対する許容圧縮応力度 (板厚 $t > 40\text{mm}$)⁹⁾

σ_{ca} : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

λ : 細長比

λ	σ_{ca}	λ	σ_{ca}	λ	σ_{ca}	λ	σ_{ca}	λ	σ_{ca}
1	143	51	124	101	82.2	151	40.9	201	23.1
2	143	52	123	102	81.3	152	40.4	202	22.8
3	143	53	123	103	80.3	153	39.9	203	22.6
4	143	54	122	104	79.4	154	39.3	204	22.4
5	143	55	121	105	78.5	155	38.8	205	22.2
6	143	56	121	106	77.5	156	38.3	206	22.0
7	142	57	120	107	76.6	157	37.8	207	21.7
8	142	58	119	108	75.6	158	37.4	208	21.5
9	142	59	118	109	74.7	159	36.9	209	21.3
10	142	60	118	110	73.7	160	36.4	210	21.1
11	142	61	117	111	72.8	161	36.0	211	20.9
12	142	62	116	112	71.9	162	35.5	212	20.7
13	142	63	115	113	70.9	163	35.1	213	20.5
14	141	64	115	114	70.0	164	34.7	214	20.3
15	141	65	114	115	69.0	165	34.3	215	20.2
16	141	66	113	116	68.1	166	33.8	216	20.0
17	141	67	112	117	67.2	167	33.4	217	19.8
18	140	68	111	118	66.2	168	33.0	218	19.6
19	140	69	110	119	65.3	169	32.7	219	19.4
20	140	70	110	120	64.4	170	32.3	220	19.2
21	139	71	109	121	63.4	171	31.9	221	19.1
22	139	72	108	122	62.5	172	31.5	222	18.9
23	139	73	107	123	61.6	173	31.2	223	18.7
24	138	74	106	124	60.6	174	30.8	224	18.6
25	138	75	105	125	59.7	175	30.5	225	18.4
26	138	76	105	126	58.8	176	30.1	226	18.2
27	137	77	104	127	57.9	177	29.8	227	18.1
28	137	78	103	128	57.0	178	29.4	228	17.9
29	136	79	102	129	56.1	179	29.1	229	17.8
30	136	80	101	130	55.2	180	28.8	230	17.6
31	136	81	100	131	54.4	181	28.5	231	17.5
32	135	82	99.7	132	53.6	182	28.1	232	17.3
33	135	83	98.8	133	52.8	183	27.8	233	17.2
34	134	84	97.9	134	52.0	184	27.5	234	17.0
35	134	85	97.0	135	51.2	185	27.2	235	16.9
36	133	86	96.1	136	50.5	186	26.9	236	16.7
37	133	87	95.2	137	49.7	187	26.7	237	16.6
38	132	88	94.3	138	49.0	188	26.4	238	16.4
39	132	89	93.4	139	48.3	189	26.1	239	16.3
40	131	90	92.4	140	47.6	190	25.8	240	16.2
41	130	91	91.5	141	46.9	191	25.6	241	16.0
42	130	92	90.6	142	46.3	192	25.3	242	15.9
43	129	93	89.7	143	45.6	193	25.0	243	15.8
44	129	94	88.7	144	45.0	194	24.8	244	15.6
45	128	95	87.8	145	44.4	195	24.5	245	15.5
46	127	96	86.9	146	43.8	196	24.3	246	15.4
47	127	97	86.0	147	43.2	197	24.0	247	15.3
48	126	98	85.0	148	42.6	198	23.8	248	15.1
49	125	99	84.1	149	42.0	199	23.5	249	15.0
50	125	100	83.2	150	41.5	200	23.3	250	14.9

4. 材 料

防雪柵に使用する材料は、十分な強度をもち、耐久性、施工性に優れた材質および形状のものとする必要がある。

防雪柵を構成する主な部材は、防雪板、支柱、控材、基礎材である。以下にこれらの部材によく用いられる材料を示す。

(1) 防雪板

① 鋼製板

防雪柵の防雪板は、一般に鋼製のものが用いられ、鋼板を強度が確保できるような断面に成形したものである。なお、吹き止め柵に用いられる有孔板とは、設定した空隙率となるように鋼板に孔を開けたもの（パンチングメタル）を強度が確保できるような断面に成形したものである。



写真3-5-1 鋼製板

② その他

その他、網（ネット）や木製板等も防雪板として使用可能である。また、交差点近傍では視距を確保するために透明な合成樹脂板を使用している事例もある。

(2) 支 柱

① 鋼 製

構造用鋼管、構造用角鋼管、軽量型鋼などが使われ、支柱用としては適材である。鋼製支柱は、めっき等による防錆処理が必要である。

② アルミ合金製

軽量で耐久性があり、美観も良いが、高価なことが難点である。

(3) 控 材

普通はワイヤロープがよく使われるが、雪の沈降力で弛緩するので、ターンバックルを入れて、融雪後には緊張する必要がある。ワイヤロープの他には鋼管か山形鋼も使われるが、鋼管や山形鋼を使った場合はワイヤロープと異なり、風上側の引張りに耐えるだけでなく、風下の控材の圧縮や曲げに対する耐久力によっても支柱を支持するので、控材としてはより確実である。



写真3-5-2 控 材



写真3-5-3 支 柱

(4) 基礎（アンカー）

防雪柵の固定は、アンカーを打ってワイヤーでとめる仮設タイプとコンクリート基礎による常設タイプがあるが、設置条件により設計地盤を調査し基礎形状を決定する。

(5) 防錆処理

鋼材に対しては十分な防錆処理を施す必要がある。

防錆処理方法としては亜鉛めっきの使用が多い。

① 防雪板は、薄板を用いるため、JIS G3302「溶融亜鉛めっき鋼板及び鋼帯」のZ27に規定されているものと同等以上の品質（275g/m²以上の亜鉛付着量が必要）を有するものとする。

② 支柱・控材および取付金具等に使用する鋼材は、JIS H8641「溶融亜鉛めっき」の2種と同等以上の品質を有するものとする。

その他、ボルト、ナット等の表面処理についても溶融亜鉛めっきを施す方が望ましい。

③ 控材にワイヤロープを用いる場合は、JIS G3525「ワイヤロープ」のめっき仕様に規定されているものと同等以上の品質を有するものとする。

5. 各部の設計

(1) 防雪板

防雪板の強度は、風荷重を作用させて計算する。計算は、風荷重を等分布荷重とみなして行う。

風圧の等分布荷重 w_b は、

$$w_b = P_w \cdot B \quad (\text{N/m}) \quad \dots\dots\dots (式3.5.9)$$

ここで、 B : 防雪板幅 (m)

最大曲げモーメントは、等分布荷重が作用する支柱間で支えられた単純梁として計算する。

$$M_{\max} = \frac{w_b \cdot L^2}{8} \quad (\text{N} \cdot \text{m}) \quad \dots\dots\dots (式3.5.10)$$

ここで、 M_{\max} : 曲げモーメントの最大値 (N・m)

w_b : 等分布荷重 (N/m)

L : 支柱ピッチ (m)

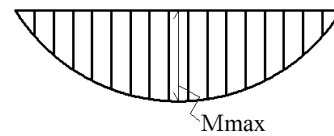
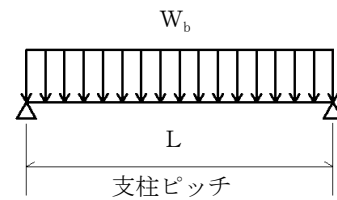


図3-5-2 防雪板に作用する曲げモーメント

(2) 支柱

支柱の強度は、吹きだめ柵、吹き止め柵、吹き払い柵については、防雪板の支柱への取付部に防雪板にかかる風荷重を作用させて計算し、吹き上げ防止柵については、積雪荷重を作用させて計算する。成形板をビーム状に支柱に取付けた場合は、風荷重の支柱に対する作用は等分布荷重とみなす。

a. 固定式で下部間隙が無い場合

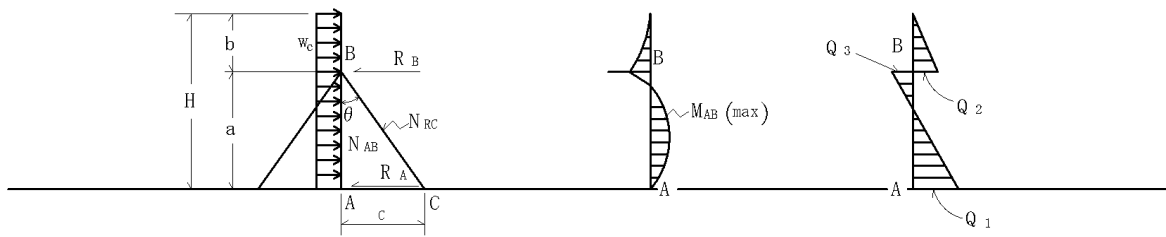


図3-5-3 吹きだめ柵、吹き止め柵

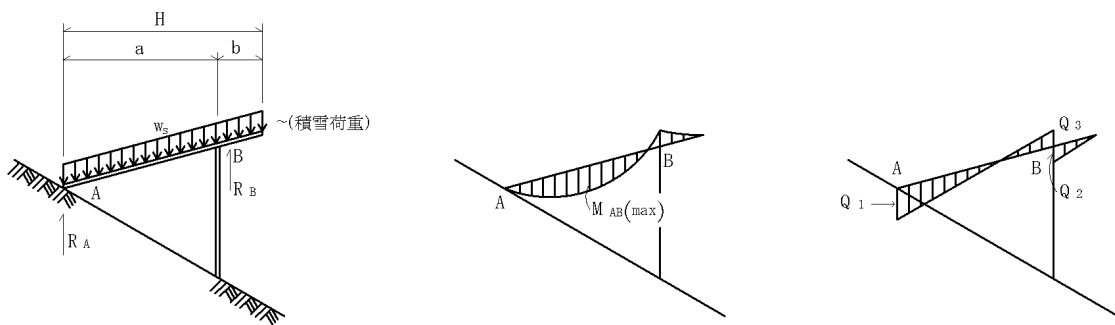


図3-5-4 吹き上げ防止柵

① 風圧の等分布荷重 (w_c)

$$w_c = P_W \cdot L \quad (\text{N/m}) \dots\dots\dots (\text{式3.5.11})$$

ここで、 w_c : 風圧の等分布荷重 (N/m)

P_W : 風圧力 (N/m²)

L : 支柱ピッチ (m)

② 部材の応力

(a) 反力

図3-5-3～3-5-4のA点、B点における反力を各々 R_A 、 R_B とすると、次式で求められる。

$$R_A = \frac{w_c}{2 \cdot a} (a^2 - b^2) \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{式3.5.12})$$

$$R_B = \frac{w_c}{2 \cdot a} (a + b)^2 \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{式3.5.13})$$

(b) 曲げモーメント

図3-5-3～3-5-4のB点における曲げモーメントを M_B 、部材ABにおける最大曲げモーメントを $M_{AB(\max)}$ とすると、これらは次式で求められる。

$$M_B = \frac{w_c \cdot b^2}{2} \quad (\text{N} \cdot \text{m}) \dots\dots\dots (\text{式3.5.14})$$

$$M_{AB(\max)} = \frac{w_c}{8 \cdot a^2} \cdot (a^2 - b^2)^2 \quad (\text{N} \cdot \text{m}) \dots\dots\dots (\text{式3.5.15})$$

(c) せん断力

図3-5-3～3-5-4のA点、B点におけるせん断力 (Q_1 , Q_2 , Q_3) は次式で求められる。

$$Q_1 = R_A \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{式3.5.16})$$

$$Q_2 = w_c \cdot b \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{式3.5.17})$$

$$Q_3 = R_B - Q_2 \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{式3.5.18})$$

(d) 軸力

図3-5-3～3-5-4より部材ABおよび部材BCに働く軸力を各々 N_{AB} 、 N_{BC} とすると、これらは次式で求められる。

$$N_{AB} = R_B \cdot \frac{a}{c} = \frac{R_B}{\tan \theta} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{式3.5.19})$$

$$N_{BC} = \frac{N_{AB}}{\cos \theta} \quad (\text{N}) \dots\dots\dots (\text{式3.5.20})$$

b. 固定式で下部間隙がある場合

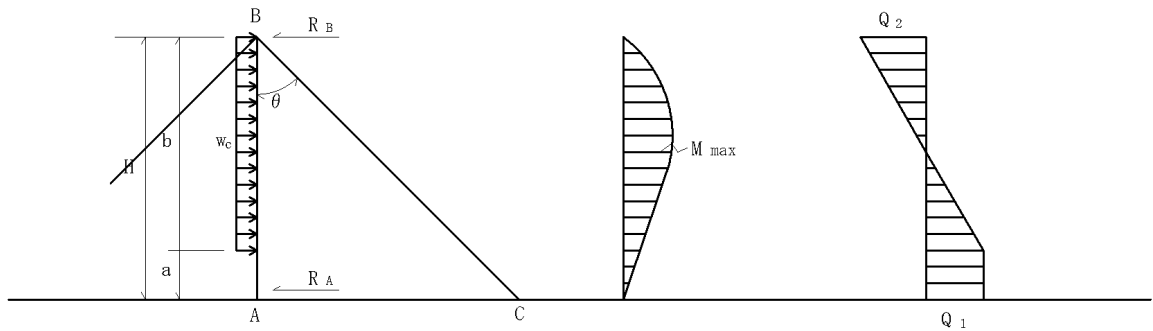


図3-5-5 (吹きだめ柵, 吹き払い柵)

① 風圧の等分布荷重

$$w_c = P_w \cdot L \quad (\text{N/m}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.21})$$

ここで、 w_c : 風圧の等分布荷重 (N/m)

P_w : 風圧力 (N/m²)

L : 支柱ピッチ (m)

② 部材の応力

(a) 反力

図3-5-5のA点、B点における反力を各々 R_A 、 R_B とすると、これらは次式より求められる。

$$R_A = \frac{w_c \cdot b^2}{2 \cdot H} \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.22})$$

$$R_B = w_c \cdot b - R_A \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.23})$$

(b) 曲げモーメント

図3-5-5の支柱ABにおける最大曲げモーメント (M_{\max}) は次式で求められる。

$$M_{\max} = \frac{R_B^2}{2 \cdot w_c} \quad (\text{N} \cdot \text{m}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.24})$$

(c) せん断力

図3-5-5のA点、B点におけるせん断力を各々 Q_1 、 Q_2 とすると、これらは次式で求められる。

$$Q_1 = R_A \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.25})$$

$$Q_2 = R_B \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.26})$$

(d) 軸力

図3-5-5の部材ABおよび部材BCに働く軸力を各々 N_{AB} 、 N_{BC} とすると、これらは次式で求められる。

$$N_{AB} = R_B / \tan \theta \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.27})$$

$$N_{BC} = N_{AB} / \cos \theta \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.28})$$

c. 自立式で下部間隙がある場合

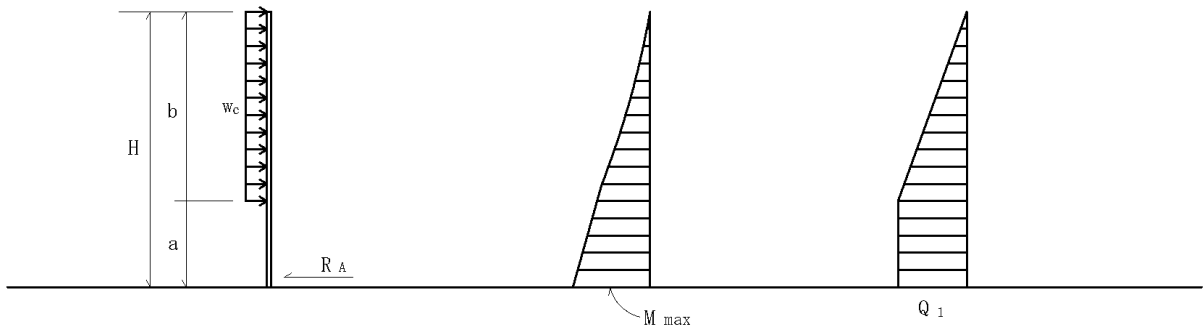


図3-5-6 吹き払い柵

① 風圧の等分布荷重：下部間隙がある場合

式3.5.21より、 $w_c = P_w \cdot L$ (N/m)

② 部材の応力

(a) 反力

図3-5-6のA点における反力 (R_A) は次式より求められる。

$$R_A = w_c \cdot b \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots \text{(式3-5-29)}$$

(b) 曲げモーメント

図3-5-5の支柱は構造力学的に片持ち梁と考えれば、A点における曲げモーメント (M_A) が最大曲げモーメントとなり、次式より求められる。

$$M_A = \left(a + \frac{b}{2} \right) \cdot R_A \quad (\text{N} \cdot \text{m}) \quad \dots\dots\dots \text{(式3.5.30)}$$

(c) せん断力

図3-5-5のA点におけるせん断力 (Q_1) は次式で求められる。

$$Q_1 = R_A \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots \text{(式3.5.31)}$$

(3) 控 材

控材には、風圧を受ける支柱を支持する力と、控材が積雪に埋まった場合の積雪の沈降力の2つが作用する。控材は支柱とのなす角が大きい程効果的であるが、沈降力に対しては不利となるため、通常 $30^\circ \sim 45^\circ$ の範囲とする。

控材の支柱への取付け位置（下図におけるB）は、点Bの曲げモーメントの絶対値（ M_B ）とAB間の最大曲げモーメントの絶対値（ M_{AB} ）とが等しくなる位置が望ましい。通常は、支柱上端からおよそ $0.3 \cdot H$ の点である。

① 支柱を支持する場合の荷重

この場合の荷重計算は、ワイヤロープを使用した場合と、鋼管その他の剛体を使用した場合に分けて考える。

(a) ワイヤロープの場合

この場合、風上側ワイヤロープの杭張力だけで支柱のB点における反力を支えることになる。

B点における反力(R_B)は、式3.5.13より、

$$R_B = \frac{w_c}{2 \cdot a} \cdot (a+b)^2 \quad (N)$$

であるから、図3-5-7より控え材BCには、

$$\begin{aligned} N_{BC} &= R_B \cdot \frac{1}{\sin\theta} \\ &= \frac{w_c}{2 \cdot a} \cdot (a+b)^2 \cdot \frac{1}{\sin\theta} \quad (N) \quad \dots\dots\dots (式3.5.32) \end{aligned}$$

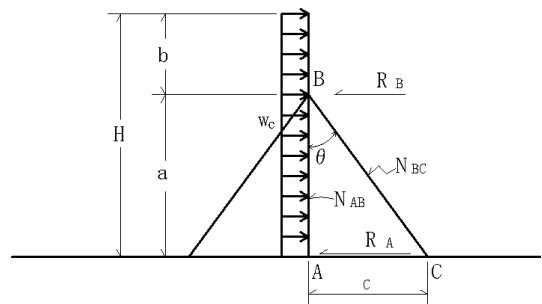


図3-5-7 控え材に作用する力

に等しい力が張力として作用することになるから、この張力に耐えるワイヤロープを使用すればよい。

(b) 鋼管等の場合

この場合は、風上側の鋼管に張力が作用するだけでなく、風下側の控材にも圧縮、曲げ、せん断等の力が作用する。従って、控材は風上、風下の両方で支柱を支持することになる。今、支柱のA点に作用する反力が、風上、風下両控材に均等にかかるものとする、それぞれ(a)の場合の1/2に等しい力が、張力あるいは圧縮力、曲げ力、せん断力として作用することになる。

② 積雪の沈降力が控材に作用する場合

ワイヤロープあるいは鋼管などが積雪中に埋まると、積雪の沈降力によって控材の直角方向に力がかかり、ワイヤロープや鋼管に張力や曲げの力が作用することになる。

控材の積雪中の一点Qに作用する沈降力は、控材と平行および直角方向の2成分に分けられる。

この直角成分 f_n は $f_n = f \cdot \cos \theta$ であるが、 f_n は控材方向に対して $1/\cos \theta$ の長さを持つ線素QQ'に作用する力であるから、これを単位長さ当りの力に換算すると、

$$P_n = f_n \cdot \cos \theta = f \cdot \cos^2 \theta \quad \dots\dots\dots (式3.5.33)$$

で求められる。

地上高と沈降力の関係を明らかにしたものは少ないが、最大積雪深が2.5mの場合の例を図3-5-9に示すと、地上高が60cm位の所で最大値が表れるポアソン分布状の曲線となっている。一般的には、第3編資料編に掲載されている計算方法が用いられている。なお、手計算で可能な控材の沈降力の簡便なチェック方法については、第3編資料編を参照されたい。

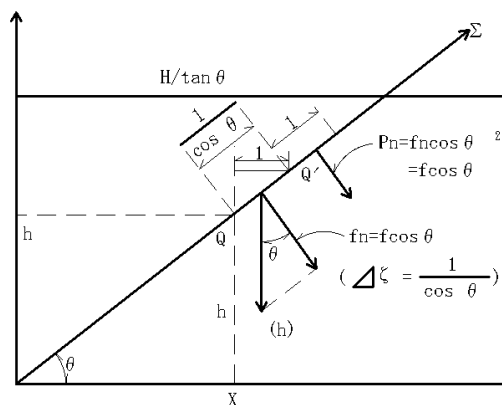
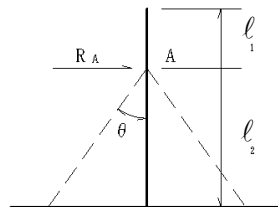
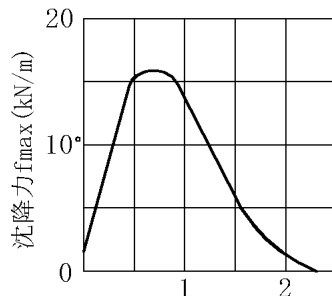


図3-5-8 控材に作用する沈降力



地上高 h (m)
図3-5-9 地上高と沈降力

(4) 基礎

基礎の大きさ、深さ等は、支柱及び控材にかかる力と土圧、基礎底面の支持力を考慮して決定する。

支柱および控材の基礎形式は、次の二つに大別される。

① アンカー形式

主に、仮設タイプで比較的荷重規模の小さい控材の基礎に用いられる。アンカーの埋設深さは80～100cm程度を標準とするが、最も確実に支持力を得るには、アンカーの載荷試験を行うことが望ましい。特に、控材がワイヤロープの場合は、風上側アンカーのみで固定されるので十分な配慮が必要である。

仮設式防雪柵を設置する場合の施工方法としては、地面が凍って固くなる前にアンカーを打ち込んで支柱を立てておき、地面が凍って支持力が大きくなってから防雪板を取り付けるのが一般的である。

地面が凍っている間は、アンカーに対して十分な支持力が得られ、さらに吹きだまり雪丘の発達によって雪荷重（雪圧）が加わるため、アンカーが抜ける可能性はほとんどない。

前記のような施工を行うならば、施工実績からみて吹きだめ柵については、アンカーの載荷試験は省略してもよいものとする。

固定式防雪柵については、支柱を通年立てておくことを考慮し、アンカーの載荷試験を行うことを原則とする。

② コンクリート基礎形式

主に、常設タイプで比較的荷重規模の大きい控材および支柱の基礎に用いられる。

1) 直接基礎形式

直接基礎形式の設計については「車両用防護柵標準仕様・同解説」¹¹⁾及び「北海道開発局 道路設計要領」¹²⁾を準拠し、以下の点に留意して基礎形状を決定する。

- ・ 基礎の根入れ深さは、基礎下面が凍結の影響を受けない深さとして、設計期間10年の置換厚（ D_{f2} ）以上とする（図3-5-10）。各路線の置換厚（設計期間10年）は、表3-5-16～表3-5-19による。
- ・ 盛土上に設置する場合は盛土材の土質性状に留意する。
- ・ 自然地盤上に設置する場合は、設置箇所の土質性状を調査する。

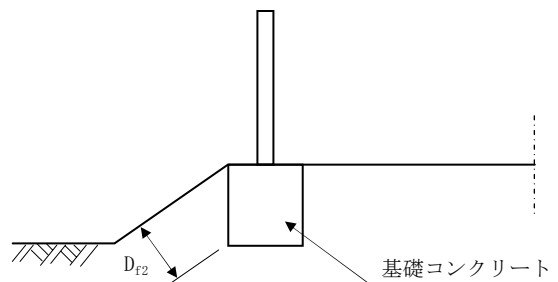


図3-5-10 基礎の根入れ深さ

2) 杭基礎形式

杭基礎の設計については「道路橋示方書・同解説IV,下部構造編」¹⁰⁾に準拠し、以下の点に留意して基礎形状を決定する。

- ・ 腐食代は1mmとする。
- ・ 許容変位量は15mmとする。
- ・ 杭中心と基礎コンクリート縁端との距離は杭径の1.25倍を確保する。
- ・ 杭頭結合は剛結合する。基礎コンクリートと杭の結合の際は、方法Aを基本とするが、経済性及び施工性などにより、これによりがたい場合や別途の理由がある場合はこの限りではない。

杭基礎を採用する場合の杭種選定の基本的考え方としては、次の条件をすべて満たす場合にのみH鋼杭基礎を使用することとし、これ以外は既製杭基礎を使用することを原則する。

① 風荷重を考慮する場合は、その設置位置が路側又は中央帯でないこと。

強風時における万一の転倒が大きな事故や障害につながる恐れのあるような路側又は中央帯等の位置に設置する場合は、既製杭を使用することを基本とする

② 既製杭基礎より経済的であること

H鋼杭と既製杭との経済比較を個別箇所ごとに行う必要はないが、相対的にH鋼杭が既製杭より経済的となる場合以外は鋼管杭を使用する。

③ H鋼杭を使用する場合は、杭軸直角方向の照査（斜風時含む）を行う

H鋼杭には強軸と弱軸が存在することから、H鋼杭を使用する場合には弱軸方向に対する照査する。

表3-5-16 路線別置換厚(1) (設計期間10年)¹²⁾

路線名	置換厚適用区間						
	50cm	60cm	70cm	80cm	90cm	100cm	110cm
5号		函館市(278号交点) ～七飯町峠下(道道上磯峠下交点) 森町(278号交点) ～長万部町国縫(230号交点)	七飯町大沼(登坂車線起点) ～森町(278号交点) 長万部町国縫(230号交点) ～長万部町・黒松内町界	長万部町・黒松内町界 ～札幌(12号交点)			
12号				札幌市(36・230号交点) ～滝川市大町(38号交点)	滝川市(38号交点) ～旭川市(39号交点)		
36号			登別市～室蘭市海岸町	札幌市(12・230号交点)～登別市			
37号			長万部町(5号交点)～静狩 室蘭市・伊達市界～室蘭市東町	静狩～室蘭市・伊達市界			
38号				旧音別町・白糠町界 ～釧路市大川町	滝川市大町(12・451号交点) ～富良野市西達布 浦幌町帯富(町道工場通り交点) ～旧音別町・白糠町界	富良野市西達布 ～浦幌町帯富(町道工場通り交点)	
39号				美幌町(240号交点)～網走市南4条	旭川市～上川町 北見市青柳橋～美幌町(240号交点)	上川町～北見市(青柳橋)	
40号				旭川市4条通～士別市 稚内市潮見(238号交点) ～稚内市中央	士別市～稚内市潮見(238号交点)		
44号				釧路市北大通～根室市大正町			
227号		函館市(5号交点)～大野町 厚沢部町～江差町中歌町	大野町～厚沢部町				
228号	松前町～上/国町	函館市(227号交点)～松前町 上/国町～江差町中歌町					
229号		せたな町大成区宮野 ～江差町(227号交点)					

表3-5-17 路線別置換厚(2) (設計期間10年)¹²⁾

路線名	置換厚適用区間						
	50cm	60cm	70cm	80cm	90cm	100cm	110cm
230号			長万部町国縫(5号交点) ～北松山町宇北檜山(229号交点)	札幌市(12・36号交点) ～札幌市定山溪 喜茂別町川上～虻田町(37号交点)	札幌市定山溪～喜茂別町川上		
231号				札幌市(5号交点) ～留萌市(232・233号交点)			
232号				天塩町・遠別町界 ～留萌市(231・232号交点)	天塩町(40号交点) ～天塩町・遠別町界		
233号				留萌市幌糠橋 ～留萌市(231・232号交点)	深川市音江町(12号交点) ～留萌市幌糠橋		
234号				岩見沢市(12号交点) ～苫小牧市(36号交点)			
235号				苫小牧市～浦河町			
236号				浦河町・広尾町界 ～浦河町(235・336号交点)	忠類村(北8線道路交点) ～浦河町・広尾町界	帯広市(38号交点) ～忠類村(北8線道路交点)	
237号				平取町荷負～門別町	日高町～平取町荷負 旭川市～金山	金山～日高町	
238号				網走市大曲 ～稚内市潮見(38号交点)			
239号				興部町(238号交点) ～西興部村(道道遠軽雄武交点)	西興部村(道道遠軽雄武交点) ～下川町 苫前町丸山橋～苫前町東川橋	下川町～苫前町東川橋	
240号				釧路市(38号交点) ～釧路市(道道徹別原野雄別停車場 線交点)	釧路市(道道徹別原野雄別停車場線 交点) ～釧路市(241号交点) 津別町双葉国道交点(94.2) ～美幌町(39号交点)	釧路市(241号交点) ～津別町双葉国道交点(94.2)	
241号					弟子屈町(243号交点) ～釧路市(240号交点)	釧路市(240号交点) ～帯広市(38・236号交点)	
242号				湧別町(238号交点) ～遠軽町(道道遠軽雄武線交点)	遠軽町(道道遠軽雄武線交点) ～北見市(39号交点)(留辺蕊町金華 側)	北見市(39号交点)(置戸町側) ～置戸町(拓殖橋) 陸別町(西1線橋) ～幕別町(38号交点)	置戸町(拓殖橋)～陸別町(西1線橋)
243号				別海町(244号交点) ～根室市(44号交点)	美幌町(240号交点) ～別海町(244号交点)		

表3-5-18 路線別置換厚(3) (設計期間10年)¹²⁾

路線名	置換厚適用区間						
	50cm	60cm	70cm	80cm	90cm	100cm	110cm
244号				網走市南4条～斜里町(越川橋) 標津町糸櫛別(金山橋) ～別海町(243号交点)	斜里町(越川) ～標津町糸櫛別(金山橋)		
272号				釧路町(44号交点) ～標茶町(道道塘路厚岸線交点) 中標津町(道道中春別俵橋線交点) ～標津町(244号交点)	標茶町(道道塘路厚岸線交点) ～中標津町(道道中春別俵橋線交点)		
273号				滝上町(滝上橋)～紋別市渚滑町	上川町界～滝上町(滝上橋)	上士幌町(241号交点) ～上士幌町(道道清水谷交点) 上川町三国～上川町界	上士幌町(道道清水谷交点) ～上川町三国
274号				札幌市(5号交点) ～由仁町・栗山町境界(川端橋)	由仁町・栗山町境界 ～日高町(日栄橋) 本別町・白糠町境界(釧勝峠) ～標茶町(391号交点)	日高町(日栄橋)～日高町君の沢 清水橋日勝峠5合目 ～上士幌町(241号交点) 本別町(242号交点)～白糠町境界	日高町君の沢～清水橋日勝峠5合目
275号				札幌市(12号交点) ～新十津川中央(451号交点)	451号交点～深川市鷹泊 浜頓別町字上頓別 ～浜頓別町字上頓別(238号交点)	深川市鷹泊～浜頓別町字上頓別	
276号				岩内町(229号交点) ～苫小牧市(36号交点)			
277号		八雲町鉛川～八雲町(5号交点)	八雲町熊石大谷町～八雲町鉛川				
278号		函館市(5号交点) ～鹿部BP交点(起点)					
279号		函館市(5号交点)～函館市末広町					
333号					上川町(273号交点) ～北見市端野町(39号交点)		
334号				斜里町(道道知床公園線交点) ～美幌町報徳(39号交点)	羅臼町(335号交点) ～斜里町(道道知床公園線交点)		
335号				羅臼町(334号交点) ～標津町(244号交点)			

表3-5-19 路線別置換厚(4) (設計期間10年)¹²⁾

路線名	置換厚適用区間						
	50cm	60cm	70cm	80cm	90cm	100cm	110cm
336号				浦河町(235・236号交点) ～広尾町ツチウシ 浦幌町(38号交点)～釧路市大川町 様似町西町～様似町本町 えりも町字庶野～広尾町ツチウシ	広尾町ツチウシ～浦幌(38号交点) 浦幌町トイトッキ～浦幌町昆布刈石		
337号		当別町蔵岱(275号交点) ～石狩市生振(231号交点)		千歳市(36号交点) ～小樽市(5号交点)			
391号				釧路町(44号交点) ～標茶町(道道塘路厚岸線交点) 小清水町(第20号橋) ～小清水町(244号交点)	標茶町(道道塘路厚岸線交点) ～小清水町(第20号橋)		
392号				白糠町(38号交点)～白糠町中茶路	白糠町中茶路～白糠町(274号交点)		
393号				小樽市(5号交点) ～倶知安町(276号交点)			
451号				石狩市浜益区(231号交点) ～当別町四番川(四番川橋)	当別町四番川(四番川橋) ～滝川市(12・38号交点)		
452号				夕張市・三笠市境界 ～三笠市・芦別市境界	夕張市紅葉山(274号交点) ～夕張市・三笠市境界 三笠市・芦別市境界 ～美瑛町(237号交点)		
453号				札幌市豊平区(36号交点) ～伊達市長和町(37号交点)			

(i) 載荷試験によるアンカー形式基礎の確認

アンカーに作用する引き抜き力 (f_t) は、主として控材に働く張力であるから、式3.5.32より、次式で求められる。

$$f_t = N_{BC} = \frac{w_c}{2a} \cdot (a+b)^2 \cdot \frac{1}{\sin\theta} \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (式3.5.34)$$

載荷試験による抵抗力の実測値 (F_n) に対して、安全率を1.2とすると次式が成り立つようにアンカーによる十分な抵抗力を得ることが必要である。

$$1.2 \times f_t \leq F_n \quad \dots\dots\dots (式3.5.35)$$

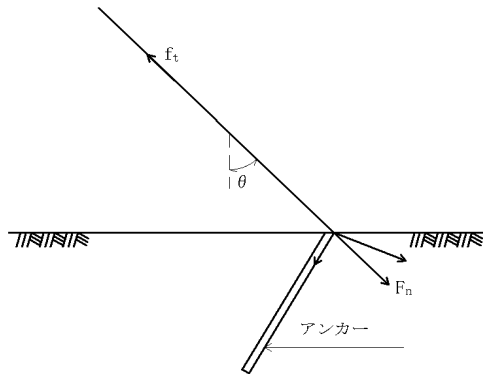


図3-5-11 載荷試験

(ii) コンクリート基礎（直接基礎）の場合（「車両用防護柵標準仕様・同解説」¹¹⁾より）

(a) 滑動に対する安定

滑動に抵抗する力は以下の3つの力の合計である。

$$P_r = P_d + P_f + P_s \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (式3.5.36)$$

ここで、 P_r : 滑動に対する抵抗力

P_d : 基礎自重により基礎底面に働く土との摩擦力

P_f : 基礎側面に働く土との摩擦力

P_s : 基礎背面（前面）に働く土圧抵抗

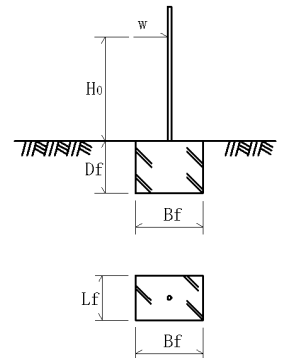


図3-5-12 直接基礎計算例

・基礎自重 (W_c) により基礎底面に働く土との摩擦力

$$W_c = B_f \cdot L_f \cdot \gamma_c \quad (\text{N})$$

$$\therefore P_d = \mu \cdot W_c = \mu \cdot B_f \cdot L_f \cdot \gamma_c \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.37})$$

・基礎側面 (2面) に働く土との摩擦力

$$P_f = 2 \cdot \mu \cdot (K_a \cdot \gamma_s \cdot D_f \cdot \frac{1}{2} D_f) \cdot B_f \quad (\text{N})$$

$$= \mu \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot B_f \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.38})$$

・基礎背面 (前面) に働く土圧抵抗力

$$P_s = (K_p \cdot \gamma_s \cdot D_f \cdot \frac{1}{2} D_f) \cdot L_f \quad (\text{N})$$

$$= \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot L_f \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.39})$$

従って、滑動に対する抵抗力の安全率は1.2であるから、

$$\text{安全率 } S_f = \frac{P}{W} \geq 1.2$$

(b) 転倒に対する安定

転倒させようとするモーメント (M_e) は、図3-5-12より、

$$M_e = W (H_0 + D_f) \quad (\text{N}\cdot\text{m}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.40})$$

一方、これに対する抵抗モーメントは次に示す3つの抵抗モーメントの合計である。

$$M_r = M_w + M_f + M_s \quad (\text{N}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.41})$$

- ここで、 M_r : 転倒に対する抵抗モーメント
- M_w : 基礎自重による抵抗モーメント
- M_f : 基礎側面の土による抵抗モーメント
- M_s : 基礎背面 (前面) の土による抵抗モーメント

・基礎の自重による抵抗モーメント

$$M_w = W_c \cdot \frac{B_f}{2} = B_f \cdot L_f \cdot D_f \cdot \gamma_c \cdot \frac{B_f}{2}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot B_f^2 \cdot L_f \cdot D_f \cdot \gamma_c \quad (\text{N}\cdot\text{m}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.42})$$

・基礎側面の土による抵抗モーメント

$$M_f = P_f \cdot \frac{B_f}{2} = \mu \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot B_f \cdot \frac{B_f}{2}$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \mu \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot B_f^2 \quad (\text{N}\cdot\text{m}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.43})$$

・基礎背面 (前面) の土による抵抗モーメント

$$M_s = P_s \cdot \frac{D_f}{3} = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot L_f \cdot \frac{D_f}{3}$$

$$= \frac{1}{6} \cdot K_p \cdot \gamma_s \cdot D_f^3 \cdot L_f \quad (\text{N}\cdot\text{m}) \quad \dots\dots\dots (\text{式3.5.44})$$

転倒に対する抵抗力の安全率は1.2であるから、

$$\text{安全率 } S_f = \frac{M_r}{M_e} \geq 1.2$$

(c) 地盤の支持力度

- ・基礎底面に作用するモーメント (M)

$$M = M_e - (M_f + M_s) \dots\dots\dots (式3.5.45)$$

- ・底面の荷重強度 q (N/m²)

$$q = \frac{W_c}{L_f \cdot B_f} + \frac{6 \cdot M}{L_f \cdot B_f^2} \dots\dots\dots (式3.5.46)$$

ここで、許容支持力度をq_aとすると、

$$q \leq q_a \text{ (N/m}^2\text{)}$$

(iii)コンクリート基礎（杭基礎）の場合

(a) 杭の特性値の計算

- ・杭の特性値 (β) は次式より求める。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I_X}} \text{ (changの式)} \dots\dots\dots (式3.5.47)$$

ここで、β : 杭の特性値 (m⁻¹)

K_H : 水平方向地盤反力係数 (N/m³)

D : 杭 径 (m)

E : 杭のヤング係数(E=2.0×10¹¹) (N/m²)

I : 腐食代1mmを見込んだ杭の断面2次モーメント (m⁴)

- ・ 水平方向地盤反力係数 (K_H) は次式より求める。

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{3/4} \text{ (N/m}^3\text{)} \dots\dots\dots (式3.5.48)$$

ここに、K_H : 水平方向地盤反力係数 (N/m³)

B_H : 基礎の換算載荷幅 (m)

K_{H0} : 平板載荷試験の値に相当する横方向地盤反力係数 (N/m³) で
(式3.5.49)にて求める

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha_2 \cdot E_0 \text{ (N/m}^3\text{)} \dots\dots\dots (式3.5.49)$$

表3-5-20 変形係数E₀と α₂

変形係数E ₀ の推定方法	地盤反力の推定に用いる係数 α
直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	1
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	4
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験のN値よりE ₀ =2,800Nで推定した変形係数	1

(b) 水平力に対する検討

水平力 (W) による曲げ応力度 (σ_b) が許容応力度 (σ_{ba}) より小さいことを確認する。

$$\sigma_b \leq \sigma_{ba}$$

ここで、 σ_{ba} は表3-5-10より

$$\sigma_{ba} = 140 \times 1.25 = 175 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

また、杭頭の変位 (δ) が許容変位量 (δ_a) より小さいことを確認する。許容変位量は、 $\delta_a = 15\text{mm}$ とする (P3-5-27より)。

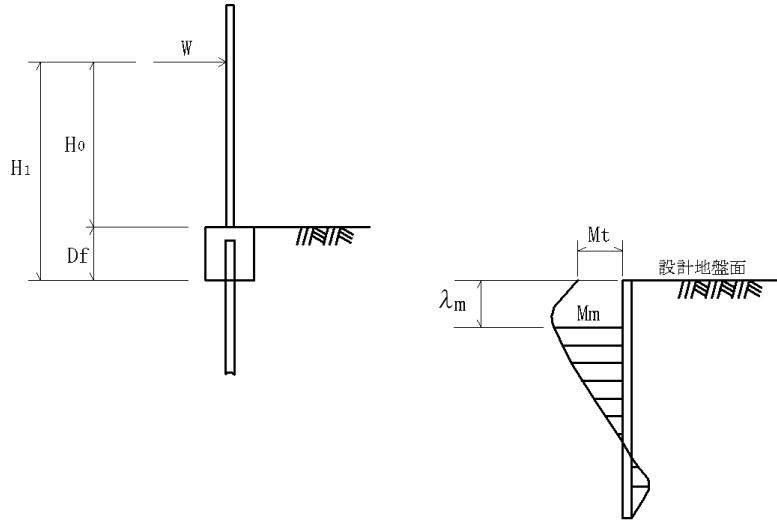


図3-5-13 杭基礎計算例

<土中に埋め込まれた杭>

(杭長 $L \geq 3/\beta$ の場合)

- ・最大曲げモーメントの位置 (λ_m) は次式より求まる。

$$\lambda_m = \frac{1}{\beta} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot H_1} \right) \dots\dots\dots \text{(式3.5.50)}$$

- ・最大曲げモーメントの位置 (M_m) は次式より求まる。

$$M_m = \frac{W}{2\beta} \sqrt{(1 + 2 \cdot \beta \cdot H_1)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta \cdot \lambda_m) \dots\dots\dots \text{(式3.5.51)}$$

- ・杭の断面係数をZとすると曲げ応力度 σ_b は次式より求まる。

$$\sigma_b = \frac{M_m}{Z} \leq \sigma_{ba} \dots\dots\dots \text{(式3.5.52)}$$

- ・杭頭の変位量 (δ) は次式より求まる。

$$\delta = \frac{1 + \beta \cdot H_1}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot W \leq \delta_a \text{ (=15mm)} \dots\dots\dots \text{(式3.5.53)}$$

(c) 支持力に対する検討

杭の許容支持力 (R_a) が、杭に鉛直下方向にかかる荷重の合計 (W_w) 以上となるようにする。

$$R_a \geq W_w \quad W_w = W_c + W_{sf} + W_b$$

ここで、 W_w : 杭に鉛直下方向にかかる荷重の合計(N)

W_c : 基礎ブロックの重量 (N)

W_{sf} : 柵の1スパン当りの重量 (N)

W_b : 防雪板にかかる逆風時の
風荷重の鉛直分力 (N)

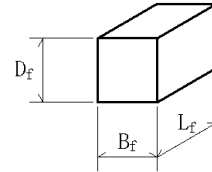


図3-5-14 基礎形状

・基礎ブロックの重量

$$W_c = D_f \cdot B_f \cdot L_f \cdot \gamma_c$$

・逆風時の風荷重の鉛直分力

$$W_b = W \cdot \cos \theta \cdot B \cdot \sin \theta \cdot L \cdot N \dots\dots\dots (式3.5.54)$$

ここで、 W_b : 逆風時の風荷重の鉛直分力 (N)

W : 風荷重 (逆風時) (N/m²)

B : 防雪板の幅 (m)

L : スパン長 (m)

θ_b : 防雪板の角度 (度)

N : 防雪板の枚数

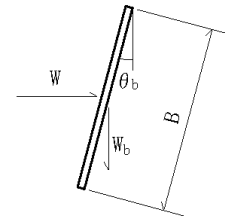


図3-5-15 逆風時の分力

・杭の許容支持力 (R_a) は次式より求まる。

$$R_a = \frac{1}{n} \cdot R_u - W_d \dots\dots\dots (式3.5.55)$$

ここで、 R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力(N)

n : 安全率 (表3-5-21参照)

R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (N)

W_d : 杭の自重(N) (北海道開発局 道路設計要領¹²⁾による)

杭先端の支持力を考慮する場合の R_u は次のようになる。

$$R_u = q_d \cdot A + U \cdot \Sigma(\lambda_i \cdot f_i) \dots\dots\dots (式3.5.56)$$

ここで、 q_d : 杭先端を支持する単位面積当りの極限支持力度 (N/m²)

A : 杭先端面積 (m²)

U : 杭の周長 (m)

λ_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 (N/m²)

極限支持力は、鋼管杭の場合は「道路橋示方書・同解説IV, 下部構造編」¹⁰⁾に、H鋼杭の場合は「道路土工一仮設構造物工指針」¹³⁾に準拠し算出する。

表3-5-21 安全率

荷重状態	杭の種類	
	支持杭	摩擦杭
長期	3	4
短期	2	3

(d) 基礎コンクリートの検討

基礎コンクリートの検討では、「北海道開発局 道路設計要領」¹²⁾ に準拠し、以下に示す杭頭部の押し抜きせん断応力度と支圧応力度の照査を行う。

- 杭頭部垂直支圧応力度(σ_{cv})は次式より求まる。

(鋼管杭)

$$\sigma_{cv} = \frac{\Sigma W}{\pi \cdot D^2 / 4} \dots\dots\dots(式3.5.57)$$

(H鋼杭)

$$\sigma_{cv} = \frac{\Sigma W}{D_a \cdot D_b} \dots\dots\dots(式3.5.58)$$

ここで、 σ_{cv} : 杭頭部垂直支圧応力度 (N/mm²)
 ΣW : 杭にかかる軸力 (N)
 D : 杭 径 (mm)
 Da : H鋼杭の高さ (mm)
 Db : H鋼杭の幅 (mm)

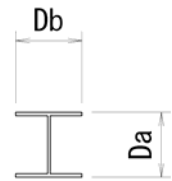


図3-5-16 H鋼形状

- 杭頭部押し抜きせん断応力度(τ_v)は次式より求まる。

(鋼管杭)

$$\tau_v = \frac{\Sigma W}{\pi \cdot (D + D_{fl}) \cdot D_{fl}} \dots\dots\dots(式3.5.59)$$

(H鋼杭)

$$\tau_v = \frac{\Sigma W}{\sqrt{2} \cdot (D + D_{fl}) \cdot 4 \cdot D_{fl}} \dots\dots\dots(式3.5.60)$$

ここで、 τ_v : 杭頭部押し抜きせん断応力度 (N/mm²)
 ΣW : 杭にかかる軸力 (N)
 D : 杭径 (H鋼杭においてはDa及びDbの小なる値とする) (mm)
 D_{fl} : 杭頭よりブロック面までの距離 (mm)

- 根入れ部の水平支圧応力度(σ_{ch})は次式より求まる。

(鋼管杭・H鋼杭)

$$\sigma_{ch} = \frac{W}{D \cdot D_{f2}} + \frac{6 \cdot M}{D \cdot (D_{f2})^2} \dots\dots\dots(式3.5.61)$$

ここで、W : 水平力 (風荷重) (N)
 D : 杭径 (H鋼杭においてはDa及びDbの小なる値とする) (mm)
 D_{f2} : 根入れ長 (mm)
 M : O点におけるモーメント
 $M = H_1 \cdot W$

- ・根入れ部の水平方向押し抜きせん断応力度(τ_h)は次式より求まる。

(鋼管杭・H鋼杭)

$$\tau_h = \frac{\Sigma W}{h' \cdot (2 D_{f2} + D + 2h')} \dots\dots\dots(式3.5.62)$$

- ここで、W : 水平力 (風荷重) (N)
 D : 杭径 (H鋼杭においてはDa及びDbの小なる値とする) (mm)
 D_{f1} : 杭頭よりブロック上面までの距離 (mm)
 D_{f2} : 根入れ長 (mm)
 h' : 水平方向の押し抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ

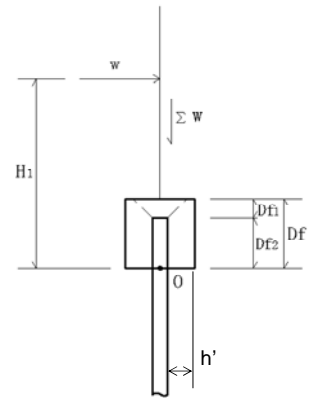


図3-5-17 根入れ長計算例

第6章 防雪柵の施工

第6章 目 次

第6章 防雪柵の施工

- | | |
|------------------|-------|
| 1. 施工手順 | 3-6-1 |
| 2. 施工上の留意点 | 3-6-2 |

第6章 防雪柵の施工

1. 施工手順

防雪柵の施工にあたっては、図3-6-1に示すフローに沿って行う。

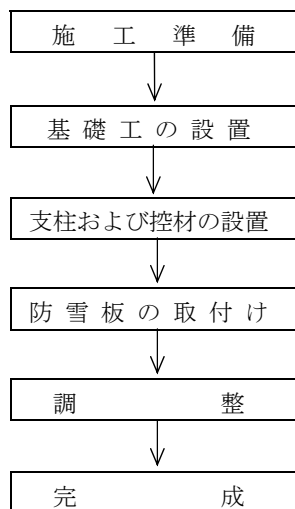


図3-6-1 施工手順

防雪柵の施工は通常夏から秋に行われるものであり、当該路線における吹雪対策施設の計画や防雪柵の施工範囲、周辺の地形状況などから想定される施工日数を考慮して施工計画を立案する必要がある。

防雪柵の型式選定や設置範囲は、第3編第3章に拠るところであるが、軟弱地盤上に新設（拡幅を含む）する道路の盛土部に防雪柵を設置する場合は、盛土の沈下により防雪柵が不陸を起こす可能性があるため、道路の開通時期を考慮して防雪柵の施工時期を決定する必要がある。

2. 施工上の留意点

防雪柵の施工においては、使用する各部材の形式に応じた施工方法を検討する。特に基礎工は、防雪柵の安定に多大な影響を与えるため、地盤の性状を把握した上で施工には十分配慮することが必要である。

(1) 施工準備

防雪柵の施工にあたっては、既存資料や設計資料などを基にして施工中心線を測量し、支柱設置箇所を木杭などで位置決めする。特に防雪柵の端部、開口部対策に抵抗物や副防雪柵等を設置する場合には、その配置に留意する。

(2) 基礎工、支柱および控材の設置

支柱用アンカー、またはコンクリート基礎を打ち込み、所定の位置に支柱を立て、横断的な不揃いが発生しないよう十分注意し、控材で固定する。

支柱および控材の基礎形式は、次の二つに大別される。

① アンカー形式

主に、仮設タイプで比較的荷重規模の小さい控材の基礎に用いられる。

控材の固定にはアンカーが必要で、丸鋼や山型鋼を打ち込み杭的に使われることがあるが、これは打ち込み角度が適切でないと抜けやすく、控材の固定としては不十分となる。

施工には手間がかかるが、鋼板かコンクリートの角棒あるいは円盤を埋込んでアンカーとした方が強固で確実である。アンカーの埋設深さは80～100cm程度を標準とする。

地面が凍っている間は、アンカーに対して十分な地耐力が得られ、さらに雪丘の発達によって雪荷重(雪圧)が加わるため、アンカーが抜ける可能性はほとんどない。

アンカー形式の仮設防雪柵の設置にあたっては、地面が凍って固くなる前にアンカーを打ち込んで支柱を立てておき、地面が凍って地耐力が大きくなってから防雪板を取り付けるのが一般的である。

② コンクリート基礎形式

主に、常設タイプで比較的荷重規模の大きい控材および支柱の基礎に用いられる。

通常、直接基礎が多いが、経済性、地盤の地質性状や用地等の制約上、止むを得ない場合に杭基礎とすることができる。



写真3-6-1 防雪柵の連続性

(3) 防雪板の取付け

地盤の高低差のある所は、防雪板を斜めに張るかあるいは段落しに張るなどして支柱に取りつける。
仮設タイプではワイヤロープを柵前後のアンカーにセットする。

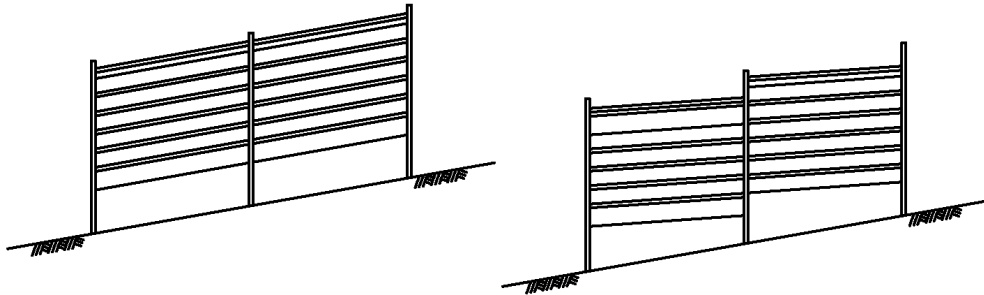


図3-6-2 防雪板の取付例

(4) 調 整

支柱の傾きなどを調整しながらボルトを締め、ワイヤロープを十分に張る。特に、アンカー形式の場合は、ボルトの締め方が不十分である場合、ボルトの緩みにより柵本体が傾く可能性があるため十分注意する必要がある。

第7章 防雪柵の維持管理

第7章 目 次

第7章 防雪柵の維持管理

1. 点検及び維持管理	3-7-1
1-1 点 検	3-7-1
1-2 防雪柵の維持管理	3-7-6
2. 改 修	3-7-7
3. 仮設式防雪柵の設置、撤去、保管	3-7-10

第7章 防雪柵の維持管理

1. 点検及び維持管理

防雪柵の設置後は、点検台帳を作成するとともに、継続して必要事項を記録・保管し、必要に応じて施設の維持・修繕及び改修を行う。防雪柵の点検は、以下の点に留意して実施する。

- (1) 防雪柵の損傷
- (2) 柵の防雪効果
- (3) 地形、植生等の周辺環境

1-1 点検

防雪柵の点検の場合には、その施設が有効に働いているかどうかを調べ、修繕や改修の参考とする。点検は、日常の道路パトロールに伴う点検のほか、細部にわたる点検を年2回実施することが望ましい。また、暴風雪の後にも、防雪柵破損の有無、周辺の吹きだまり状況等の観察を中心に、適宜点検を実施する。

(1) 日常点検

道路パトロール時に、防雪柵の損傷、周辺の堆雪状況に関し、以下の点に留意した点検を行う。防雪柵の損傷により走行車両や歩行者に危害が及ぶ恐れのある場合には、柵の補修など速やかな対処が必要である。また、柵周辺の堆雪により柵の防雪効果が発揮できていない場合には、必要に応じて柵周辺の排雪等の措置をとる。

① 防雪柵の損傷状況

- ・防雪板がはずれていないか
- ・柵が傾いていないか など

② 防雪柵周辺の堆雪状況

- ・吹きだまりが防雪容量を超えていないか（吹きだまり雪丘が柵頂部に達していないか等）
- ・吹き払い柵の下部間隙が排雪でふさがれていないか など

③ 道路上の吹きだまり、視程状況

- ・道路に吹きだまりが発生していないか（場所、規模）
- ・道路上で視程障害が発生していないか（場所、規模） など

(2) 定期点検

防雪柵の記録は、対象箇所のみならず、他地域も含めた今後の防雪計画や補修計画の策定、さらには除雪作業方法にも欠かせないものであることから、柵設置時に台帳を作成するとともに、年2回の定期点検を実施することが望ましい。点検時には、周辺の環境変化にも着目する。柵の風上側で大規模に土が盛られた場合は、防雪柵の防雪容量が低下することにつながり、柵本来の防雪効果が期待できない。また、周辺の林の伐採なども道路の吹きだまりや視程障害に影響を与えるため、合わせて注意を払う必要がある。

防雪柵の定期点検では、以下の点に留意した点検を行うほか、状況がわかるように写真を撮り、点検台帳に添付する。

① 防雪柵の損傷状況

- ・ 防雪板の取り付け状況
- ・ 支柱、ワイヤーの状況 など

② 防雪柵周辺の堆雪状況

- ・ 柵の吹きだまり量（吹きだまり雪丘の高さ）
- ・ 吹き払い柵の下部間隙の堆雪状況
- ・ 柵周辺の除雪による堆雪状況 など

③ 地形、植生等の周辺環境

- ・ 柵風上側の地形状況
- ・ 柵上側の樹林、建物の状況

防雪柵の点検台帳の例を図3-7-1～3-7-3に示す。図3-7-1、3-7-2は、防雪柵設置時に作成する。図3-7-2、3-7-3は年2回の定期点検時（無雪期及び積雪期）に作成し、まとめて保管する。

(例)

防雪柵点検カード

(その1)

施設の名称	吹き止め柵		目的	視程障害対策	
道路名	一般国道〇〇〇号		設置位置	154.2Kp	上り線 下り線 〇〇郵便局の横
設置年月	昭和60年11月		柵の材料	鋼製	
防雪柵の仕様等	防雪板 下部:無孔板 上部:有孔板		空隙率 下部:0% 上部:30%	柵高 5.0m	
	下部間隙 0cm	道路路肩端と柵の距離 7.0m	設置延長	300m	
道路の横断形状					
防雪柵周辺地図					
防雪柵設置状況 (写真)					撮影年月日 平成10年12月5日

図3-7-1 防雪柵点検台帳 (1)

(例)

防雪柵点検カード (無雪期)

(その2)

調査年月日	平成 年 月 日	調査員名	
路線名	一般国道〇〇〇号	設置位置	154.2 Kp (上り、下り)
状況写真			
その他 特記事項			

図3-7-2 防雪柵点検台帳 (2)

(例)

防雪柵点検カード (積雪期)

(その3)

防雪柵の損傷、防雪効果調書			
調査年月日	平成 年 月 日	調査員名	
路線名	一般国道〇〇〇号	設置位置	154.2 Kp (上り、下り)
施設の名称	吹きだめ柵 ・ 吹き払い柵 ・ 吹き止め柵 ・ 吹き上げ防止柵		
柵の破損状況	破損が発見された場合は写真を撮影して添付すること		
柵周辺の堆雪状況	堆雪状況の写真を撮影して添付すること		
<p>[吹きだめ柵・吹き止め柵] 雪丘頂部の高さ：雪丘の高さが柵頂部より () mぐらい (上 ・ 下) にある</p> <p>[吹き払い柵] <input type="checkbox"/> 下部間隙が十分あいている <input type="checkbox"/> 下部間隙が (①1/3位、②半分位、③半分以上、④ほとんど全部) 埋まっている</p> <p>[吹き上げ防止柵] <input type="checkbox"/> 谷側路肩部に雪堤がある (高さ m) <input type="checkbox"/> 谷側路肩部に雪堤がない</p>			
周辺環境	周辺環境変化が見られた場合は写真を撮影して添付すること		
<p><input type="checkbox"/> 前年度 (前回の点検時) と比べて周辺環境に変化がない <input type="checkbox"/> 前年度 (前回の点検時) と比べて周辺環境に変化がある (以下に詳細に状況を記述する)</p>			

図3-7-3 防雪柵点検台帳 (3)

1-2 防雪柵の維持管理

防雪施設の維持管理上の着眼点としては、防雪効果の保持、防雪施設の維持・補修の2点があげられる。防雪柵に関しては、施設が有効に働いているかどうか、構造上問題ないかどうかを点検し、必要に応じて適切な維持管理を行うことにより、常に防雪効果を保持することが重要である。

(1) 防雪効果の保持

防雪柵の防雪効果を保持させるために、例えば以下のような措置をとる。

吹きだめ柵前後の堆雪が大きくなりすぎて、防雪柵の防雪効果が無くなった場合は、道路パトロールを強化して路面の除雪作業に重点をおいて対処する。

吹き払い柵は、下部間隙が十分空いている場合に吹き払い効果を発揮するものであることから、柵下部の除排雪を丹念に行い、柵の下部間隙を常に確保するよう努める。

吹き止め柵に関し、柵風上側の盛土等による柵の実質的な防雪容量の低下や、異常豪雪等により吹きだまり雪丘頂が柵頂部に達し防雪効果（視程障害防止効果）が損なわれる恐れがある場合は、必要に応じ、柵周辺の雪を排雪して防雪機能を維持させるよう対処する。

(2) 防雪施設の維持・補修

防雪柵の維持・補修に関しては、適宜点検を行い、破損箇所を修繕するなどの処置が必要である。防雪機能の観点から改良された防雪柵や、新しく開発された防雪柵は、十分な耐久性が実証されていないことから、特に破損等に注意を払う必要がある。

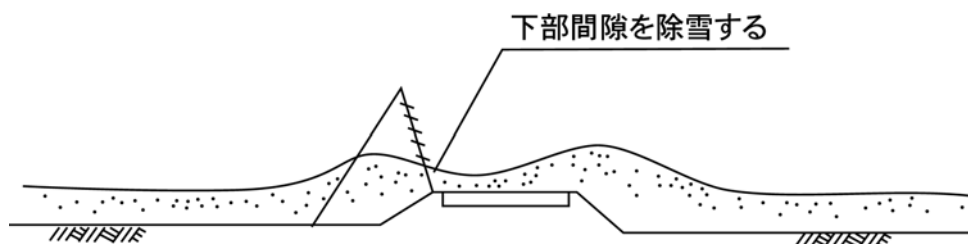


図3-7-4 吹き払い柵の吹き払い効果保持のための除排雪

2. 改 修

防雪柵設置後は、定期・不定期に維持管理段階調査を実施し、調査結果を踏まえて、必要に応じて改修を行うことが望ましい。

防雪柵の改修方法としては、防雪柵の設置位置及び配置の変更、防雪柵の柵高、空隙率、下部間隙の変更、防雪柵の型式の変更、防雪柵の増設及び他の対策工法への変更や併用が考えられる。以下に、改修の代表的事例を示す。

(1) 吹きだめ柵を設置したところ道路に吹きだまりが発生した場合（事例1）

図3-7-6は、防雪柵と道路端との距離が近すぎるために吹きだまり雪丘が道路まで及んでいる事例であり、図3-7-7のように道路から更に離してやると良い。

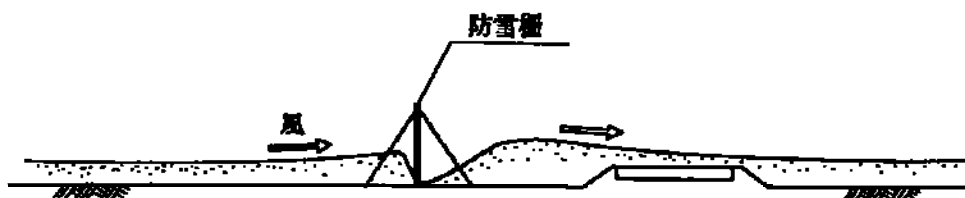


図3-7-5 吹きだめ柵を設置したところ道路に吹きだまりが発生する場合



図3-7-6 吹きだめ柵の設置位置の変更

(2) 吹きだめ柵を設置したが、視程障害が緩和されない場合（事例2）

視程障害の発生は、道路上に飛雪が及んでいるためであり、このような場合は、防雪柵が飽和状態に達しているか、防雪柵が道路から離れすぎている場合が多い。

吹きだめ柵の設置位置は、当初は平衡状態に見合った雪丘長（風下側平衡雪丘長）分だけ道路端より離れた位置で設定し、その後の様子をみながら吹きだまりの影響がでない範囲で、できるだけ道路に近づけるのが望ましく、柵前後の吹きだまり雪丘の形状及び道路上の風速分布を調査して、柵の設置位置や柵高の変更を行うと良い（図3-7-7）。

また、防雪柵による対応が困難な場合には、他の対策工法への変更も検討する（図3-7-8）。

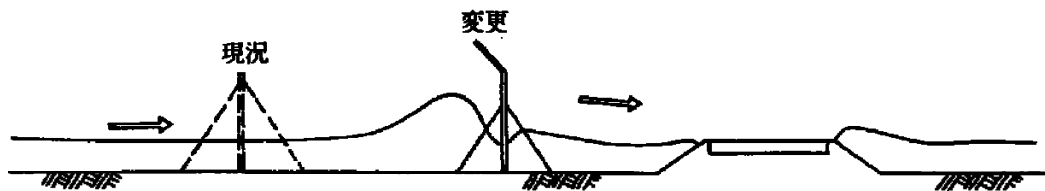


図3-7-7 柵高と柵設置位置の変更（柵高を高くして柵を道路に近づける）



図3-7-8 防雪柵から他の対策工法への変更

- (3) 吹き払い柵を設置したが、その後に道路の拡幅を行ったため対向車線に吹きだまりが生じた場合（事例3）

吹き払い柵の吹き払い効果の範囲は概ね対向2車線までであり、4車線に拡幅された場合、反対側車線に吹きだまりが形成されることが多い。このような場合には、視程障害緩和効果が比較的高い吹き止め柵や防雪林に変更すると良い（図3-7-9）。

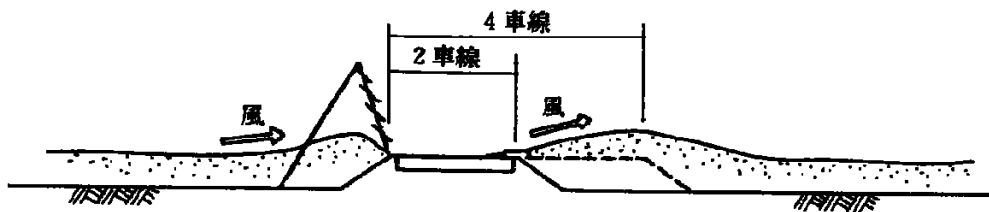


図3-7-9 防雪柵から他の対策工法への変更

- (4) 吹き払い柵を設置したが、吹きだまりが生じた場合（事例4）

吹き払い柵の吹き払い効果を維持するためには、柵下部の除排雪を丹念に行い、柵の下部間隙を常に確保することが必要である。しかし、それでも吹きだまりが生じる場合には、主風向が安定していないことが多い。吹き払い柵は、逆風向からの風に対しては、柵前後の風速が逆に低下し、道路上に吹きだまりを生じる。このような場合には、道路の両側に視程障害緩和効果が高い吹き止め柵を設置すると良い（図3-7-10、図3-7-11）。

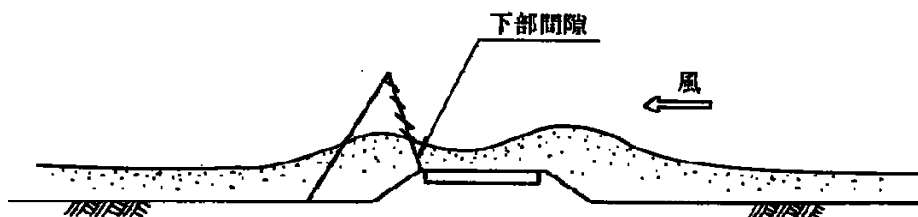


図3-7-10 吹き払い柵を設置したが、逆方向からの風により吹きだまりが生じる場合

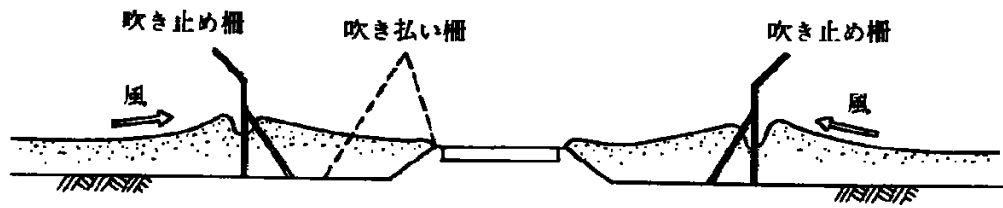


図3-7-11 吹き払い柵から吹き止め柵への変更

- (5) 吹き止め柵設置後、風上側の地形が変わり、防雪容量が低下して吹きだまり雪丘が柵頂部に達し、視程障害緩和効果が失われた場合（事例5）

吹き払い柵の風上側に捨土により盛土が形成された場合には、実質的な柵の防雪容量が低下し柵が雪丘に埋まる場合もあり、視程障害緩和効果が失われる。こうした場合には、原因となっている風上側の盛土を取り除く。盛土の除去が困難な場合には、柵高を高くし柵の防雪容量を大きくする（図3-7-12）。

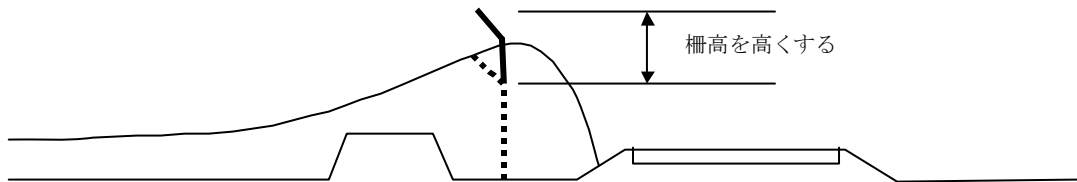


図3-7-12 吹き止め柵の柵高の変更

3. 仮設式防雪柵の設置、撤去、保管

仮設式防雪柵の設置に当たっては、風向、地形条件等を考慮の上、効果が十分発揮できるよう留意する。撤去の場合は、ボルト、ナットなどの小さな部品を紛失しないようにし、取り扱いに当たっては、部材を損傷しないよう注意する必要がある。また、柵は屋内に保管することが望ましく、格納する場合には、各設置場所に区分し、次回の使用が容易なようにしておく。

(1) 仮設式防雪柵の設置

仮設式防雪柵は、毎年、設置、撤去するものであるが、設置に当たっては、前年度までの点検及び維持管理段階調査結果を参考にして、適切な柵高、空隙率、下部間隙を有する防雪柵を適切な位置に設置することが重要である。

(2) 仮設式防雪柵の撤去

仮設式防雪柵は、田畑等の常時設置しておけない箇所に設置する例が多い。したがって、撤去する場合にボルト、ナット類を紛失すると、農作業の際、農耕機などの故障の原因になることもあるので、取り扱いには注意する。

また、仮設式防雪柵は毎年使用することになるので、耐用年数を延ばすためにも取り扱いに注意し、部材を曲げたり、傷つけたりしないようにする必要がある。

(3) 仮設式防雪柵の保管

防雪柵の部材は鋼製が多いので、屋外に放置するとサビが発生する。部材には小さい部品も多いため、紛失しないよう屋内に整理整頓して保管する。やむをえず屋外に保管する場合には、シート等で覆い、防じんに努めるとともに、小さい部品は木箱等に入れて紛失しないようにする。

格納に当たっては、各設置場所別に区分して整理する。こうすると、次回の組み立て時に他の場所の部材が入って組み立てができないとか、部品が合わないというような問題を無くすことができ、作業が能率よくできる。

また、格納前に、部材の曲がりや部品の不足などに関して修理、補充するとともに、サビの生じている部分は塗装し、次回に問題無く使用できるように整備しておく必要がある。

なお、各設置場所別に区分して整理しておく場合には、数量表を張っておくと、数量のチェックや積み出しの際に、材料の忘れを防ぐことができ便利である。

資 料 編

資料 1 設 計 計 算 例

資-1.	吹きだめ柵	P.3-8-1
資-2.	吹き払い柵（控式）	P.3-8-6
資-3.	吹き払い柵（自立式）	P.3-8-13
資-4.	吹き止め柵（自立式）	P.3-8-23
資-5.	吹き上げ防止柵	P.3-8-42

※ 本計算例は、計算手法の一例を示すものであり、計算で用いている定数は現地状況を踏まえ適宜変更する必要がある

資-1 吹きだめ柵



写真 3-8-1

1. 設計条件

- | | |
|------------|--------------------|
| (1) 設計風速 | $V = 35\text{m/s}$ |
| (2) 柵高 | $H = 4.00\text{m}$ |
| (3) 支柱ピッチ | $L = 3.50\text{m}$ |
| (4) 防雪板の幅 | $B = 0.26\text{m}$ |
| (5) 防雪板の板数 | $N = 9$ 枚 |

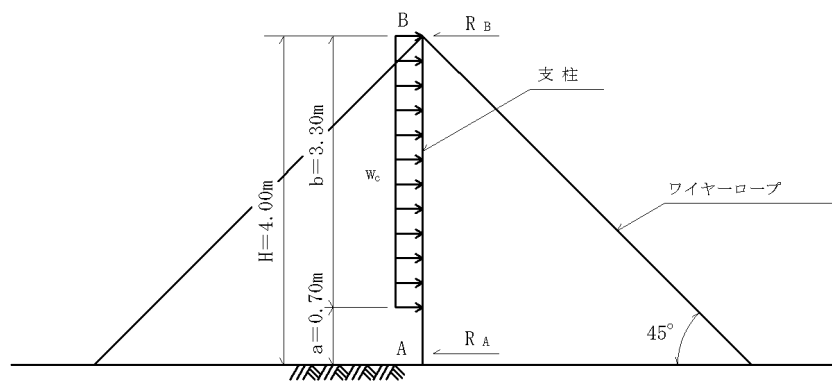


図3-8-1

2. 風荷重の計算

「5-2 設計荷重」の式3.5.2より

$$P_w = C_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot V^2 = 1.2 \times \frac{1}{2} \times 1.23 \times 35^2 \\ = 904 \text{ N/m}^2$$

3. 防雪板の計算

- (1) 防雪板一枚にかかる等分布荷重

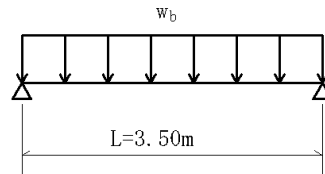


図3-8-2

$$w_b = P_w \cdot B = 904 \times 0.26 = 235 \text{ N/m}$$

- (2) 防雪板にかかる最大曲げモーメント（「5-5各部分の設計」の式3.5.10より）

$$M_{\max} = \frac{w_b \cdot L^2}{8} = \frac{235 \times 3.50^2}{8} = 360 \text{ (N} \cdot \text{m)}$$

- (3) 防雪板材

$$\text{亜鉛鉄板} \quad t = 0.8\text{mm} \quad (0.8 \times 25 \times 260)$$

$$Z = 2.54 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{断面係数})$$

- (4) 曲げ応力度

許容曲げ応力度は「5-3 設計条件」の表3-5-9より

$$\sigma_{ba} = 156 \times 1.5 = 234 \text{ N/mm}^2 \quad \text{である。}$$

曲げ応力度(σ)は「5.各部分の設計」の式3.5.52より

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{360 \times 10^3}{2.54 \times 10^3} = 142 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 234 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

4. 支柱の計算

4-1 風荷重による場合

(1) 支柱にかかる荷重

$$W = P_w \cdot L \cdot B \cdot N = 904 \times 3.50 \times 0.26 \times 9 \\ = 7,404 \text{ N}$$

(2) 単位長当たりの等分布荷重

$$w_c = W/b = 7,404 / 3.30 = 2,244 \text{ N/m}$$

(3) A,B点の反力

$$R_A = \frac{w_c \cdot b^2}{2 \cdot H} = \frac{2,244 \times 3.30^2}{2 \times 4.00} = 3,055 \text{ N} \quad (\text{「5-5 各部の設計」の式3.5.22より})$$

$$R_B = w_c \cdot b - R_A = 2,244 \times 3.30 - 3,055 = 4,350 \text{ N} \quad (\text{「5.各部の設計」の式3.5.23より})$$

(4) 支柱にかかる軸力 (「5.各部の設計」の式3.5.27より)

$$R_B' = R_B / \tan\theta = 4,350 / \tan 45^\circ = 4,350 \text{ N}$$

(5) 支柱にかかる最大曲げモーメント (「5.各部の設計」の式3.5.24より)

$$M_{\max} = \frac{R_B^2}{2 \cdot w_c} = \frac{4,350^2}{2 \times 2,244} = 4,216 \text{ N} \cdot \text{m}$$

(6) 支柱材

□-100×100×2.3

$$A = 8.852 \times 10^2 \text{ mm}^2 \text{ (断面積)}$$

$$i = 39.7 \text{ mm} \text{ (断面二次半径)}$$

$$Z = 27.9 \times 10^3 \text{ mm}^3 \text{ (断面係数)}$$

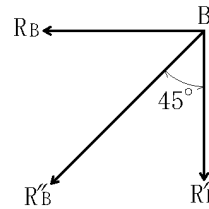
細長比 λ は次のとおりである。

$$\lambda = \frac{\ell_k}{i}$$

ここに ℓ_k : 部材の有効座屈長 (mm)

i : 部材の断面二次半径 (mm)

$$\lambda = \frac{4,000}{39.7} = 101$$



$\left[\begin{array}{l} R_B : \text{図1-1のB点における反力} \\ R_B' : \text{支柱の軸方向反力} \\ R_B'' : \text{ワイヤロープ方向反力} \end{array} \right]$

図3-8-3

(7) 応力度の計算

・ 軸方向圧縮応力度

許容軸方向圧縮応力度は「3.設計条件」の表3-5-14から細長比 $\lambda=101$ より

$$\sigma_{ca} = 85.1 \text{ N/mm}^2 \text{ (長期)} \text{ となり短期許容応力度は } 1.5 \cdot \sigma_{ca} = 128 \text{ N/mm}^2 \text{ となる。}$$

$$\sigma_c = \frac{R_B}{A} = \frac{4,350}{8.852 \times 10^2} \\ = 4.91 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 128 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

・ 曲げ応力度

許容曲げ応力度は「5-3 設計条件」の表3-5-9より

$$156 \times 1.5 = 234 \text{ N/mm}^2 \text{である。}$$

曲げ応力度(σ_b)は「5.各部の設計」の式3.5.52より

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{4,216 \times 10^3}{27.9 \times 10^3} = 151 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 234 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

・ 応力度の照査

軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材の照査は次のとおりである。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba}} = \frac{4.91}{128} + \frac{151}{234} = 0.68 < 1.0 \quad \text{OK!}$$

4-2 積雪の沈降力による場合

(1) 支柱にかかる荷重

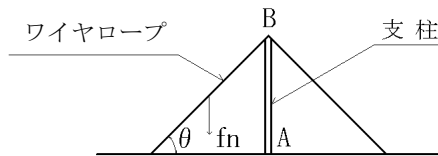


図3-8-4

ワイヤロープにかかる沈降合力(f_n)による支柱の軸力(N_{AB})

$$N_{AB} = f_n \cdot \sin^2 \theta \quad f_n: \text{ 控材にかかる沈降合力(t)}$$

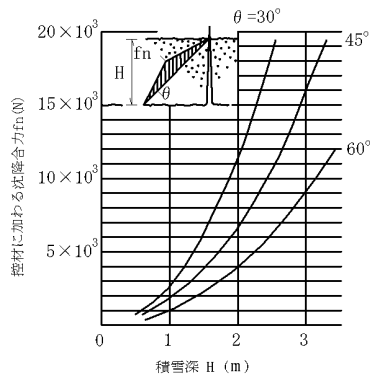
ワイヤロープ4本の場合

$$N_{AB} = 4 \cdot f_n \cdot \sin^2 \theta$$

沈降合力は図3-8-5から求める。

積雪深 $H_S = 2.0\text{m}$ とすると $f_n = 6.7 \times 10^3 \text{ N}$ ($\theta = 45^\circ$) となる。

$$N_{AB} = 4 \times 6.7 \times 10^3 \times \sin^2 45^\circ = 13.4 \times 10^3 \text{ N}$$



注) 積雪密度は $\gamma = 4.5 \times 10^3 \text{ N/m}^3$ 受圧幅 $b = 10\text{mm}$ とする。

図3-8-5

(2) 応力度の計算

許容圧縮応力度は「5-3 設計条件」の表3-5-9より

$$\sigma_{ca} = 156 \text{ N/mm}^2 \text{ (長期許容応力度)}$$

$$\sigma_c = \frac{N_{AB}}{A} = \frac{13.4 \times 10^3}{8.852 \times 10^2} = 15.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 156 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

5. 控材の計算

ワイヤロープにかかる荷重は風荷重、または沈降力のいずれか大きい方で設計する。

ワイヤロープの直径 $\phi 6 (6 \times 19)$

ワイヤロープの破断強度 $18.1 \text{ kN} = 18.1 \times 10^3 \text{ N}$

(1) 風荷重による場合

ワイヤロープにかかる張力

$$R_B'' = \frac{R_B}{\sin\theta} = \frac{4,350}{\sin 45^\circ} = 6,152 \text{ N}$$

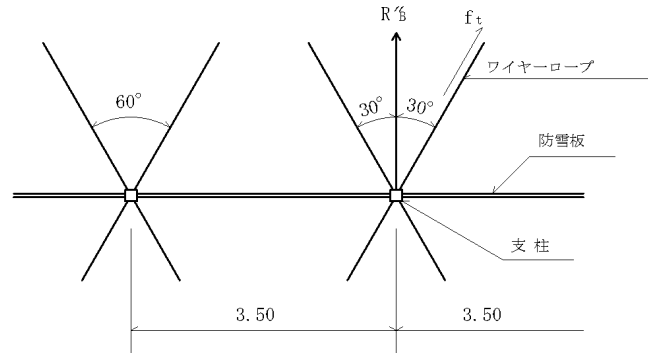


図3-8-6

$$\begin{aligned} f_t &= R_B'' \cdot \frac{1}{2 \cdot \cos 30^\circ} = 6,152 \times \frac{1}{2 \times \cos 30^\circ} \\ &= 3,552 \text{ N} < 18.1 \times 10^3 \text{ N} (= 18,100 \text{ N}) \end{aligned}$$

(2) 積雪の沈降力による場合

ワイヤロープ1本当たりにかかる張力

$$\begin{aligned} f_t &= \frac{N_{AB}}{\sin\theta} = f_n \cdot \sin\theta = 6.7 \times 10^3 \times \sin 45^\circ \\ &= 4.74 \times 10^3 \text{ N} < 18.1 \times 10^3 \text{ N} \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

資-2 吹き払い柵 (控式)



写真 3-8-2

1. 設計条件

- | | |
|-----------|--------------------|
| (1) 設計風速 | $V = 50\text{m/s}$ |
| (2) 柵高 | $H = 3.40\text{m}$ |
| (3) 支柱ピッチ | $L = 3.00\text{m}$ |
| (4) 防雪板の幅 | $B = 0.26\text{m}$ |

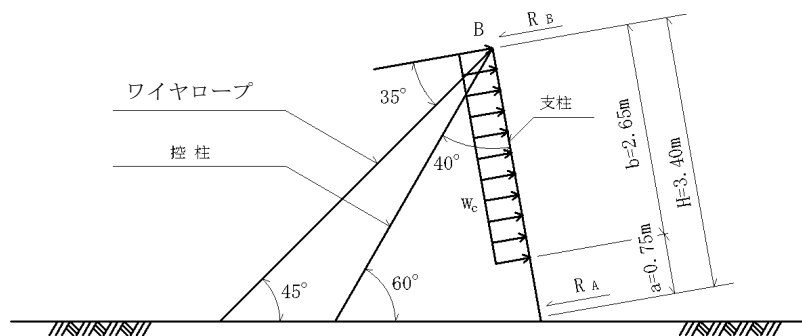


図3-8-7

2. 風荷重の計算

「5-2 設計荷重」の式3.5.2より

$$P_w = C_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot V^2 = 1.2 \times \frac{1}{2} \times 1.23 \times 50^2 \\ = 1,845 \text{ N/m}^2$$

3. 防雪板の計算

(1) 防雪板にかかる等分布荷重

防雪板の計算において風荷重は防雪板に対し直角方向とする。

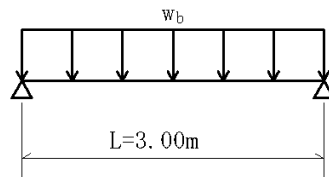


図 3-8-8

$$w_b = P_w \cdot B = 1,845 \times 0.26 = 480 \text{ N/m}$$

(2) 防雪板にかかる最大曲げモーメント (「5-5 各部の設計」の式3.5.10より)

$$M_{\max} = \frac{w_b \cdot L^2}{8} = \frac{480 \times 3.00^2}{8} = 540 \text{ N} \cdot \text{m}$$

(3) 防雪板材

亜鉛鉄板 $t = 0.8\text{mm}$ (0.8×25×260)

$Z = 2.54 \times 10^3 \text{ mm}^3$ (断面係数)

(4) 曲げ応力度

許容曲げ応力度は「3.設計条件」の表3-5-9より

$$\sigma_{ba} = 156 \times 1.5 = 234 \text{ N/mm}^2 \quad \text{である。}$$

曲げ応力度(σ)は「5-5 各部の設計」の式3.5.52より

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{540 \times 10^3}{2.54 \times 10^3} = 212 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 234 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

4. 支柱の計算

- (1) 単位長当たりの等分布荷重

$$w_c = P_w \cdot L = 1,845 \times 3.0 = 5,535 \text{ N/m}$$

- (2) A,B点の反力(「5-5 各部の設計」の式3.5.22~3.5.23より)

$$R_A = \frac{w_c \cdot b^2}{2 \cdot H} = \frac{5,535 \times 2.65^2}{2 \times 3.40} = 5,716 \text{ N}$$

$$R_B = w_c \cdot b - R_A = 5,535 \times 2.65 - 5,716 = 8,952 \text{ N}$$

- (3) 支柱にかかる最大曲げモーメント (「5-5 各部の設計」の式3.5.24より)

$$M_{\max} = \frac{R_B^2}{2 \cdot w_c} = \frac{8,952^2}{2 \times 5,535} = 7,239 \text{ N} \cdot \text{m}$$

- (4) 支柱材

$$\phi 34.0 \times 2.3$$

$$A = 2.291 \times 10^2 \text{ mm}^2 \text{ (断面積)}$$

$$I_x = 2.89 \times 10^4 \text{ mm}^4 \text{ (断面二次モーメント)}$$

- (5) 合成断面の計算

- X軸に対する断面二次モーメント

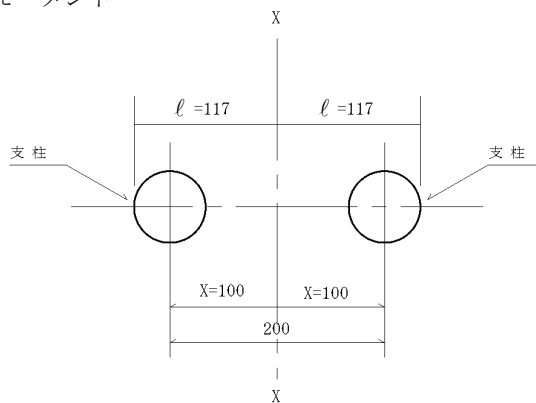


図3-8-9

- 合成断面二次モーメント (I)

$$I' = I_x + X^2 \cdot A = 2.89 \times 10^4 + 100^2 \times 2.291 \times 10^2 = 232 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I = 2 \cdot I' = 2 \times 232 \times 10^4 = 464 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

- 断面係数

$$Z = \frac{I}{l} = \frac{464 \times 10^4}{117} = 39.7 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

- (6) 曲げ応力度

許容曲げ応力度は「5-3 設計条件」の表3-5-9より

$$\sigma_{ba} = 156 \times 1.5 = 234 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度(σ_b)は「5-5 各部の設計」の式3.5.52より

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{7,239 \times 10^3}{39.7 \times 10^3} = 182 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 234 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

5. 控柱の計算

5-1 風荷重による場合

(1) 逆風時、控柱にかかる軸力は

$$R_B' = \frac{R_B}{\sin 40^\circ} = \frac{8,952}{\sin 40^\circ} = 13.9 \times 10^3 \text{ N}$$

(2) 控柱材 $\phi 89.1 \times 3.2$

$$A = 8.636 \times 10^2 \text{ mm}^2 \text{ (断面積)}$$

$$i = 30.4 \text{ mm} \text{ (断面二次半径)}$$

$$l = 5,700 \text{ mm} \text{ (控柱の長さ)}$$

細長比 λ は次のとおりである。

ここに l_k : 部材の有効座屈長 (mm)

i : 部材の断面二次半径 (mm)

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = \frac{5,700}{30.4} = 188$$

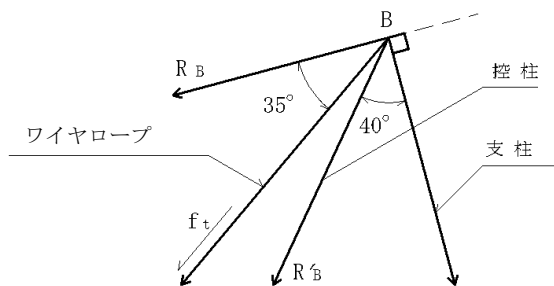
(3) 軸方向圧縮応力度

許容軸方向圧縮応力度は「5-3 設計条件」の表3-5-14から細長比 $\lambda=188$ より

$$\sigma_{ca} = 26.4 \times 1.5 = 39 \text{ N/mm}^2 \text{ (短期)}$$

軸方向圧縮応力度 (σ_c) は、

$$\sigma_c = \frac{R_B'}{A} = \frac{13.9 \times 10^3}{8.636 \times 10^2} = 16.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 39 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$



R_B : 図3-1のB点における反力
 R_B' : 控柱方向の反力
 f_t : ワイヤロープの張力

図 3-8-10

5-2 積雪の沈降力による場合

(1) 控柱にかかる沈降力

控柱にかかる沈降力は「2.設計荷重」より地上から積雪深の1/3の地点を最大とし三角形分として、近似計算する。

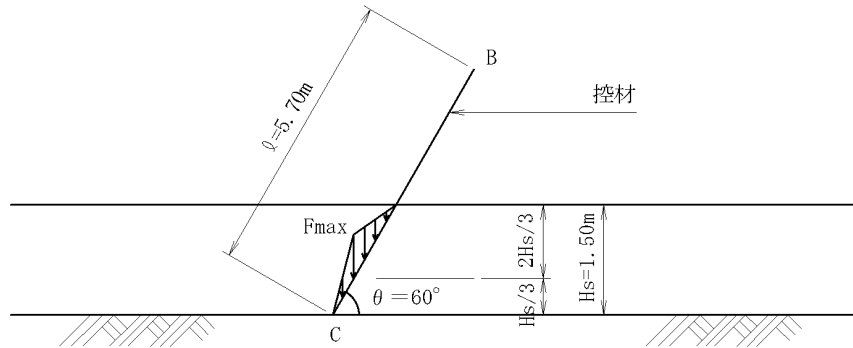


図 3-8-11

最大沈降力は「5-2 設計荷重」の式3.5.3より求める。

$$\begin{aligned} F_{\max} &= 0.018 \cdot (W_{\max})^{1.5} \\ &= 0.018 \times (1.5 \times 3,500)^{1.5} \\ &= 6.8 \times 10^3 \text{ N/m} \end{aligned}$$

ここで、

W_{\max} : 単位面積当たりの最大積雪重量 (t/m^2)

$$W_{\max} = H_s \cdot \gamma \quad (\gamma: \text{積雪の単位体積重量 } \gamma = 3.5 \text{ kN/m}^3 = 3,500 \text{ N/m}^3)$$

控柱に対して直角成分の沈降力 (f) は、

$$\begin{aligned} f &= F_{\max} \cdot \cos\theta \\ &= 6.8 \times 10^3 \times \cos 60^\circ \\ &= 3400 \text{ N/m} \end{aligned}$$

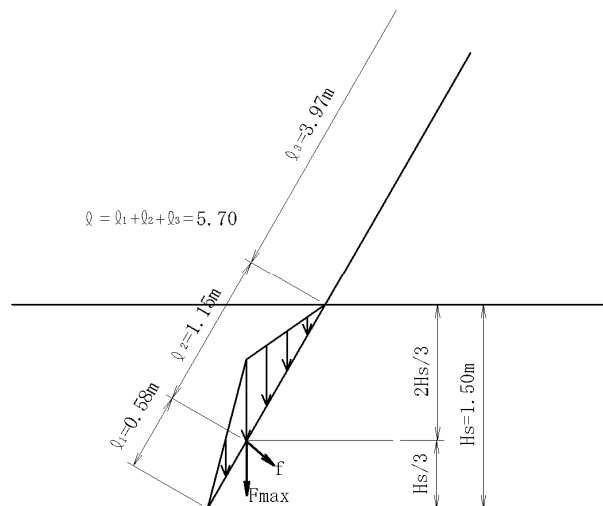
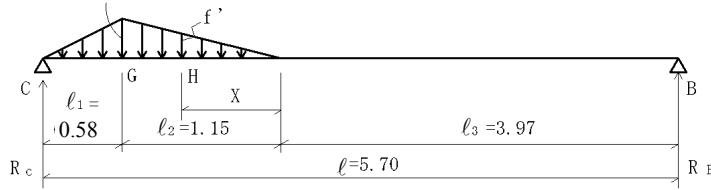


図 3-8-12

(2) B・C点の反力

$$f = 3,400 \text{ N/m}$$



G点は最大沈降力の作用点

H点は最大曲げモーメントの作用点

図 3-8-13

C点における曲げモーメント $M_c = 0$ より

$$\frac{1}{2} \cdot f \cdot l_1 \cdot \frac{2}{3} l_1 + \frac{1}{2} \cdot f \cdot l_2 \left(l_1 + \frac{1}{3} l_2 \right) - R_B \cdot l = 0$$

$$R_B = \frac{\frac{f \cdot l_1^2}{3} + \frac{f \cdot l_2}{2} \left(l_1 + \frac{l_2}{3} \right)}{l}$$

$$= \frac{\frac{3,400 \times 0.58^2}{3} + \frac{3,400 \times 1.15}{2} \times \left(0.58 + \frac{1.15}{3} \right)}{5.70}$$

$$= 397 \text{ N}$$

$$R_C = \frac{f \cdot (l_1 + l_2)}{2} - R_B$$

$$= \frac{3,400 \times (0.58 + 1.15)}{2} - 397 = 2,544 \text{ N}$$

(3) 控柱にかかる最大曲げモーメント

最大曲げモーメントの位置(X)を求める

せん断力0の点が M_{\max} となるため、反力 R_B と等しくなる荷重を計算する。

$$R_B = \frac{1}{2} \cdot X \cdot f = \frac{1}{2} \cdot X \cdot \frac{f}{l_2} \cdot X \quad \text{より}$$

$$X = \sqrt{\frac{2 \cdot l_2 \cdot R_B}{f}}$$

$$= \sqrt{\frac{2 \times 1.15 \times 397}{5,000}}$$

$$= 0.42 \text{ m}$$

$$l_2 : f = X : f' \quad \text{より}$$

$$f' = \frac{f \cdot X}{l_2} = \frac{3,400 \times 0.42}{1.15} = 1,242 \text{ N}$$

よって、X点の曲げモーメントは

$$M_{\max} = R_B \cdot (l_3 + X) - \frac{1}{2} \cdot f' \cdot X \cdot \frac{1}{3} \cdot X$$

$$= 397 \times (3.97 + 0.42) - \frac{1,242 \times 0.42^2}{6}$$

$$= 1,656 \text{ N} \cdot \text{m}$$

- (4) 控柱材 $\phi 89.1 \times 3.2$
 $A = 8.636 \times 10^2 \text{ mm}^2$ (断面積)
 $Z = 17.9 \times 10^3 \text{ mm}^3$ (断面係数)

(5) 曲げ応力度

許容曲げ応力度は「5-3 設計条件」の表3-5-9より

曲げ応力度(σ_b)は「5-5 各部の設計」の式3.5.52より

$$\sigma_{ba} = 156 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{長期許容応力度})$$

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{1.656 \times 10^3}{17.9 \times 10^3} = 93 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 156 \text{ N/mm}^2$$

6. ワイヤロープの計算

ワイヤロープにかかる荷重は風荷重または沈降力のいずれか大きい方で設計する

ワイヤロープの直径 $\phi 6 (6 \times 19)$

ワイヤロープの破断強度 $18.1 \text{ kN} = 18.1 \times 10^3 \text{ N}$

(1) 風荷重による場合

ワイヤロープにかかる張力

$$\begin{aligned} f_t &= \frac{R_B}{\cos 35^\circ} \\ &= \frac{8,952}{\cos 35^\circ} \\ &= 10,928 \text{ N} \end{aligned}$$

$$= 10.9 \times 10^3 < 18.1 \times 10^3 \text{ N} \quad \text{OK!}$$

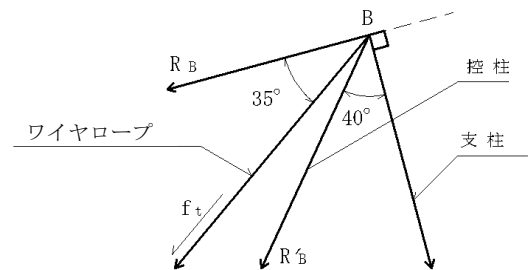


図 3-8-14

(2) 積雪の沈降力による場合

ワイヤロープにかかる沈降合力(f_n)は図3-8-5から積雪深 $H=1.50\text{m}$ に対して $f_n=3.7 \times 10^3 \text{ N} (\theta=45^\circ)$ となる。

ワイヤロープにかかる張力は

$$\begin{aligned} f_t &= \frac{N_{AB}}{\sin \theta} = f_n \cdot \sin \theta = 3.7 \times 10^3 \times \sin 45^\circ \\ &= 2.6 \times 10^3 \text{ N} < 18.1 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

資-3 吹き払い柵（自立式）



写真 3-8-3

1. 設計条件

- | | |
|-----------|--------------------|
| (1) 設計風速 | $V = 50\text{m/s}$ |
| (2) 柵 高 | $H = 3.00\text{m}$ |
| (3) 支柱ピッチ | $L = 3.50\text{m}$ |
| (4) 防雪板の幅 | $B = 0.52\text{m}$ |

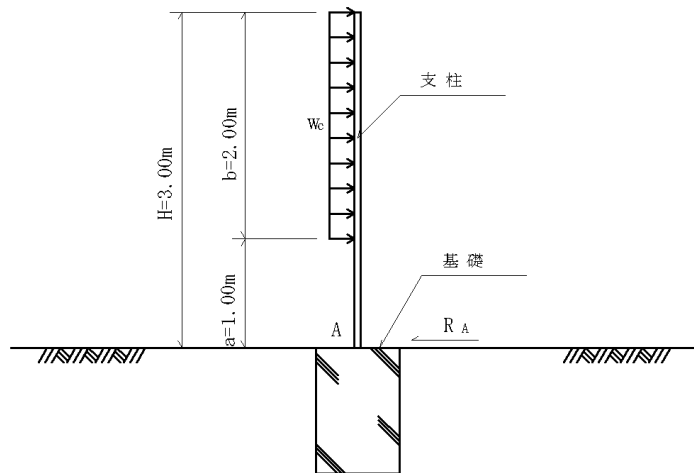


図3-8-15

2. 風荷重の計算

「5-2 設計荷重」の(式3.5.2)より

$$\begin{aligned} P_w &= C_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot V^2 = 1.2 \times \frac{1}{2} \times 1.23 \times 50^2 \\ &= 1,845 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

3. 防雪板の計算

(1) 防雪板にかかる等分布荷重

防雪板の計算において風荷重は防雪板に対し直角方向とする。

$$w_b = P_w \cdot B = 1,845 \times 0.52 = 959 \text{ N/m}$$

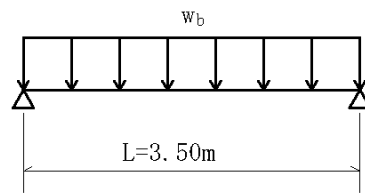


図3-8-16

(2) 防雪板にかかる最大曲げモーメント

$$M_{\max} = \frac{w_b \cdot L^2}{8} = \frac{959 \times 3.50^2}{8} = 1,468 \text{ N} \cdot \text{m}$$

(3) 防雪板材

$$\text{板 材} \quad 1.2 \times 25 \times 520 \quad Z = 7.28 \times 10^3 \text{ mm}^3 \text{ (断面係数)}$$

(4) 曲げ応力度

許容曲げ応力度は「5-3 設計条件」の表3-5-9より

$$\sigma_{ba} = 156 \times 1.5 = 234 \text{ N/mm}^2 \text{ である。}$$

曲げ応力度は「5-5 各部の設計」の式3.5.52より

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{1,468 \times 10^3}{7.28 \times 10^3} = 202 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 234 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

4. 支柱の計算

(1) 単位長さ当たりの等分布荷重

$$w_c = P_w \cdot L = 1,845 \times 3.50 = 6,458 \text{ N/m}$$

(2) A点の反力

$$R_A = w_c \cdot b = 6,458 \times 2.00 = 12,916 \text{ N} = 12.9 \times 10^3 \text{ N}$$

(3) 支柱にかかる最大曲げモーメント

$$M_{\max} = \left(a + \frac{b}{2} \right) \cdot R_A = \left(1.00 + \frac{2.00}{2} \right) \times 12.9 \times 10^3 = 25.8 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

(4) 支柱材 $\phi 60.5 \times 2.8$

$$A = 5.073 \times 10^2 \text{ mm}^2 \text{ (断面積)}$$

$$I_x = 21.2 \times 10^4 \text{ mm}^4 \text{ (断面二次モーメント)}$$

(5) 合成断面の計算

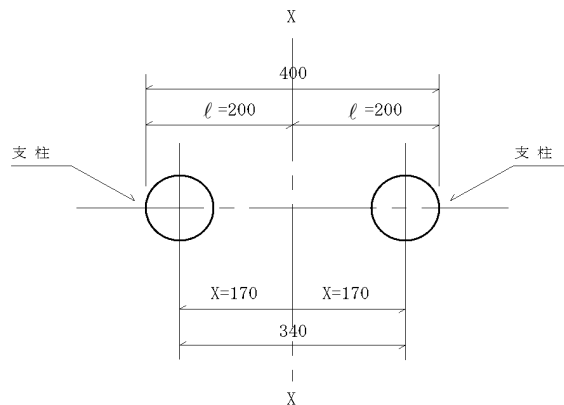


図 3-8-17

合成断面二次モーメント

$$I' = I_x + X^2 \cdot A = 21.2 \times 10^4 + 170^2 \times 5.073 \times 10^2 = 1,487 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$I = 2 \cdot I' = 2 \times 1,487 \times 10^4 = 2,974 \times 10^4 \text{ mm}^4$$

$$\text{断面係数 } Z = \frac{I}{\ell} = \frac{2,974 \times 10^4}{200} = 149 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

(6) 曲げ応力度

許容曲げ応力度は「5-3 設計条件」の表3-5-9より

$$\sigma_{ba} = 156 \times 1.5 = 234 \text{ N/mm}^2 \text{ である。}$$

曲げ応力度は「5-5 各部の設計」の式3.5.52より

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{25.8 \times 10^6}{149 \times 10^3} = 173 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 234 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

5. アンカーボルトの計算

(1) アンカーボルトの間隔

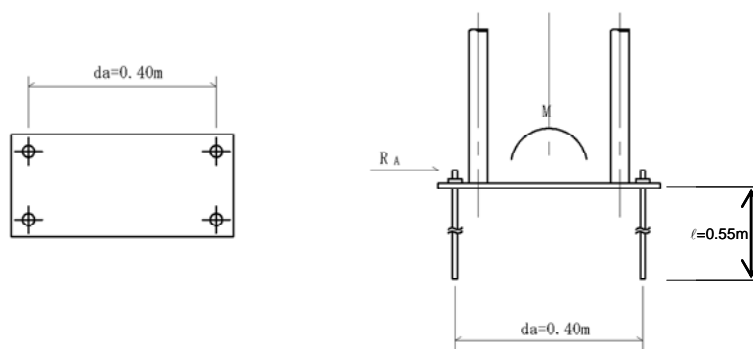


図 3-8-18

(2) アンカーボルト1本にかかる引抜力

$$T_a = \frac{M}{2 \cdot d_a} = \frac{25.8 \times 10^3}{2 \times 0.40} = 32,250 \text{ N} = 32.3 \times 10^3 \text{ N}$$

(3) アンカーボルトの使用材

M20 (有効径: 18.376mm) $A = 2.652 \times 10^2 \text{ mm}^2$ (有効断面積)

(4) 応力度の計算

「5-3 設計条件」の表3-5-10、表3-5-12 より

許容引張応力度は $\sigma_{ta} = 100 \times 1.25 = 125 \text{ N/mm}^2$

許容せん断応力度は $\sigma_{sa} = 60 \times 1.25 = 75 \text{ N/mm}^2$

許容付着応力度は $\tau_a = 1.4 \times 1.25 = 1.75 \text{ N/mm}^2$ である。

・ 引張応力度

$$\sigma_t = \frac{T_a}{A} = \frac{32.3 \times 10^3}{2.652 \times 10^2} = 122 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 150 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

・ せん断応力度

$$\sigma_s = \frac{R_A}{4 \cdot A} = \frac{12.9 \times 10^3}{4 \times (2.652 \times 10^2)} = 12.2 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 135 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

・ 付着応力度

$$\ell' = \frac{T_a}{D \cdot \pi \cdot \tau_a} = \frac{32.3 \times 10^3}{18.376 \times \pi \times 1.75} = 320 \text{ mm} < \ell = 550 \text{ mm} \quad \text{OK!}$$

ℓ : アンカー埋込み長 (mm)

ℓ' : アンカー必要埋込み長 (mm)

D : アンカーの有効径 (mm)

6. 基礎の計算

6-1 コンクリート基礎（直接基礎）の場合

6-1-1 順風時の計算

(1) 設計条件

風荷重	$W = 12.9 \times 10^3 \text{ N}$
コンクリートと土の摩擦係数	$\mu = \tan 30^\circ = 0.577$
土の単位重量	$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 = 19 \times 10^3 \text{ N/m}^3$
コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3 = 23 \times 10^3 \text{ N/m}^3$
主働土圧係数	$K_a = 0.333$
受働土圧係数	$K_p = 3.000$
基礎自重	$W_c = B_f \cdot L_f \cdot D_f \cdot \gamma_c$ $= 1.20 \times 1.20 \times 1.40 \times 23 \times 10^3$ $= 46.37 \times 10^3 \text{ N}$

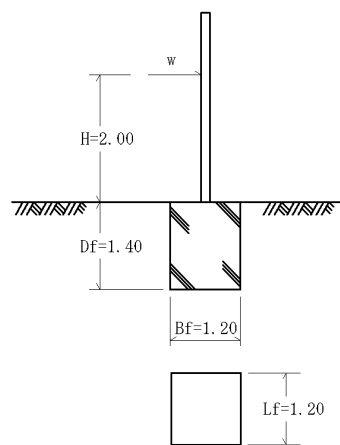


図 3-8-19

(2) 滑動に対する安定

基礎自重による摩擦力は「5-5 各部の設計」の式3.5.37より

$$P_d = \mu \cdot W_c$$

$$= 0.577 \times 46.4 \times 10^3 = 26.77 \times 10^3 \text{ N}$$

基礎側面と土との摩擦力は「5.各部の設計」の式3.5.38より

$$P_f = \mu \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot B_f$$

$$= 0.577 \times 0.333 \times 19 \times 10^3 \times 1.40^2 \times 1.20 = 8.59 \times 10^3 \text{ N}$$

基礎前面の土圧抵抗力は「5-5 各部の設計」の式3.5.39より

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot L_f$$

$$= \frac{1}{2} \times 3.000 \times 19 \times 10^3 \times 1.40^2 \times 1.20 = 67.03 \times 10^3 \text{ N}$$

滑動に対する抵抗力は「5-5 各部の設計」の式3.5.36より

$$P_r = P_d + P_f + P_s = (26.77 + 8.59 + 67.03) \times 10^3 = 102.39 \times 10^3 \text{ N}$$

滑動に対する抵抗力の安全率は1.2であるから

$$S_f = \frac{P_r}{W} = \frac{102.39 \times 10^3}{12.9 \times 10^3} = 7.94 > 1.20 \quad \text{OK!}$$

(3) 転倒に対する安定

基礎自重による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.42より

$$M_w = W_c \cdot \frac{B_f}{2} = 46.37 \times 10^3 \times \frac{1.20}{2} = 27.82 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

基礎側面の土による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.43より

$$M_r = P_r \cdot \frac{B_r}{2} = 8.59 \times 10^3 \times \frac{1.20}{2} = 5.15 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

基礎前面の土による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.44より

$$M_s = P_s \cdot \frac{D_r}{3} = 67.03 \times 10^3 \times \frac{1.40}{3} = 31.28 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

転倒に対する抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.41より

$$M_r = M_w + M_r + M_s = (27.82 + 5.15 + 31.28) \times 10^3 = 64.25 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

転倒モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.40より

$$M_e = W \cdot (H + D_r) = 12.9 \times 10^3 \times (2.00 + 1.40) = 43.86 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

転倒に対する抵抗力の安全率は1.2であるから

$$S_f = \frac{M_r}{M_e} = \frac{64.25 \times 10^3}{43.86 \times 10^3} = 1.46 > 1.20 \text{ OK!}$$

(4) 支持力度

基礎底面に作用するモーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.45より

$$M = M_e - (M_r + M_s) = 43.86 \times 10^3 - (5.15 + 31.28) \times 10^3 = 7.43 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$|e| = \left| \frac{M}{W_c} \right| = \left| \frac{7.43 \times 10^3}{46.37 \times 10^3} \right| = 0.16 < \frac{B_r}{3} = \frac{1.2}{3} = 0.40$$

より、台形分布にて検討する。

支持力度は「5-5 各部の設計」の式3.5.46より

$$\begin{aligned} q &= \frac{W_c}{L_f \cdot B_f} + \frac{6 \cdot M}{L_f \cdot B_f^2} = \frac{46.37 \times 10^3}{1.20 \times 1.20} + \frac{6 \times 7.43 \times 10^3}{1.20 \times 1.20^2} \\ &= 32.20 \times 10^3 + 25.80 \times 10^3 \\ &= 58.00 \times 10^3 \text{ N/m}^2 \\ &= 58 \text{ kN/m}^2 < 300 \text{ kN/m}^2 \text{ OK!} \end{aligned}$$

$$(\text{短期許容支持力度} = 200 \times 1.5 = 300 \text{ kN/m}^2)$$

6-2 コンクリート基礎（斜面上の基礎）の場合

6-2-1 順風時の計算

(1) 設計条件

風荷重	$W = 12.9 \times 10^3 \text{ N}$
コンクリートと土の摩擦係数	$\mu = \tan 30^\circ = 0.577$
土の単位重量	$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 = 19 \times 10^3 \text{ N/m}^3$
コンクリートの単位体積重量	$\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3 = 23 \times 10^3 \text{ N/m}^3$
主働土圧係数	$K_a = 0.333$
受働土圧係数	$K_p = 3.000$
基礎自重	$W_c = B_f \cdot L_f \cdot D_f \cdot \gamma_c$ $= 1.20 \times 1.20 \times 1.60 \times 23 \times 10^3$ $= 53.0 \times 10^3 \text{ N}$
基礎根入れ深さ	$D_{D2} = 0.67 \text{ m} > 0.60 \text{ m}$ （置換厚）

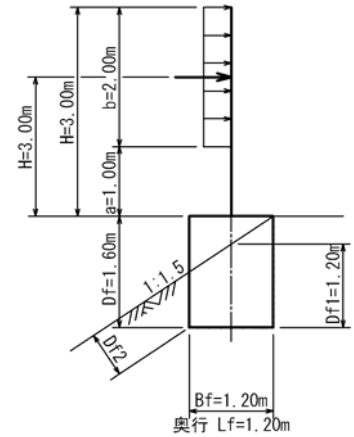


図 3-8-20

(2) 滑動に対する安定

基礎自重による摩擦力は「5-5 各部の設計」の式3.5.37より

$$P_d = \mu \cdot W_c$$

$$= 0.577 \times 53.0 \times 10^3 = 30.58 \times 10^3 \text{ N}$$

基礎側面と土との摩擦力は「5-5 各部の設計」の式3.5.38より

$$P_f = \mu \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot D_n^2 \cdot B_f$$

$$= 0.577 \times 0.333 \times 19 \times 10^3 \times 1.20^2 \times 1.20 = 6.31 \times 10^3 \text{ N}$$

基礎前面の土圧抵抗力は「5-5 各部の設計」の式3.5.39より

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot L_f$$

$$= \frac{1}{2} \times 3.000 \times 19 \times 10^3 \times 1.60^2 \times 1.20 = 87.55 \times 10^3 \text{ N}$$

滑動に対する抵抗力は「5-5 各部の設計」の式3.5.36より

$$P_r = P_d + P_f + P_s = (30.58 + 6.31 + 87.55) \times 10^3 = 124.44 \times 10^3 \text{ N}$$

滑動に対する抵抗力の安全率は1.2であるから

$$S_f = \frac{P_r}{W} = \frac{124.44 \times 10^3}{12.9 \times 10^3} = 9.65 > 1.20 \quad \text{OK!}$$

(3) 転倒に対する安定

基礎自重による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.42より

$$M_w = W_c \cdot \frac{B_f}{2} = 53.0 \times 10^3 \times \frac{1.20}{2} = 31.80 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

基礎側面の土による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.43より

$$M_f = P_f \cdot \frac{B_f}{2} = 6.31 \times 10^3 \times \frac{1.20}{2} = 3.79 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

基礎前面の土による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.44より

$$M_s = P_s \cdot \frac{D_f}{3} = 87.55 \times 10^3 \times \frac{1.60}{3} = 46.69 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

転倒に対する抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.41より

$$M_r = M_w + M_f + M_s = (31.80 + 3.79 + 46.69) \times 10^3 = 82.28 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

転倒モーメントは

$$\begin{aligned} M_e &= W \cdot \left(\frac{b}{2} + a + D_f \right) \\ &= 12.9 \times 10^3 \times \left(\frac{2.000}{2} + 1.00 + 1.60 \right) = 46.44 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

転倒に対する抵抗力の安全率は1.2であるから

$$S_f = \frac{M_r}{M_e} = \frac{82.28 \times 10^3}{46.44 \times 10^3} = 1.77 > 1.20 \text{ OK!}$$

(4) 支持力度

基礎底面に作用するモーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.45より

$$M = M_e - (M_f + M_s) = 46.44 \times 10^3 - (3.79 + 46.69) \times 10^3 = -4.04 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$|e| = \left| \frac{M}{W_c} \right| = \left| \frac{-4.04 \times 10^3}{53.00 \times 10^3} \right| = 0.08 < \frac{B_f}{3} = \frac{1.2}{3} = 0.40$$

より、台形分布にて検討する。

支持力度は「5-5 各部の設計」の式3.5.46より

$$\begin{aligned} q &= \frac{W_c}{L_f \cdot B_f} + \frac{6 \cdot M}{L_f \cdot B_f^2} = \frac{53.0 \times 10^3}{1.20 \times 1.20} + \frac{6 \times 0.00 \times 10^3}{1.20 \times 1.20^2} \\ &= 36.81 \times 10^3 + 0 = 36.81 \times 10^3 \text{ N/m}^2 \\ &= 37 \text{ kN/m}^2 < 300 \text{ kN/m}^2 \text{ OK!} \end{aligned}$$

(短期許容支持力度 $200 \times 1.5 = 300 \text{ kN/m}^2$)

6-2-2 逆風時の計算

(1) 基礎にかかる荷重の計算

逆風時の設計風速を $V=30\text{m/s}$ とすると、風荷重は「5-2 設計荷重」(式3.5.2)より

$$\begin{aligned} P_w &= C_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot V^2 = 1.2 \times \frac{1}{2} \times 1.23 \times 30^2 \\ &= 664 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

支柱にかかる単位長さ当りの等分布荷重

$$w_c = 664 \times 3.50 = 2,324 \text{ N/m}$$

風荷重 W は、

$$\text{水平力} \quad W_1 = 2,324 \times 2.000 = 4,648 \text{ N} = 4.65 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \text{鉛直荷重} \quad W_b &= 664 \times \cos 28^\circ \times 0.65 \times 3.50 \times \sin 28^\circ \times 4 \\ &= 2,505 \text{ N} = 2.51 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

ここで、 θ : 防雪板の角度 $\theta=28^\circ$

基礎にかかる荷重は

$$W_d = W_c + W_b = (53.0 + 2.51) \times 10^3 = 55.51 \times 10^3 \text{ N}$$

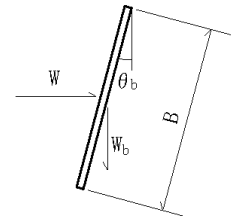


図 3-8-21

(2) 滑動に対する安定

基礎自重による摩擦力は「5-5 各部の設計」の式3.5.37より

$$\begin{aligned} P_d &= \mu \cdot W_d \\ &= 0.577 \times 55.51 \times 10^3 = 32.03 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

基礎側面と土との摩擦力は「5-5 各部の設計」の式3.5.38より

$$\begin{aligned} P_f &= \mu \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot B_f \\ &= 0.577 \times 0.333 \times 19 \times 10^3 \times 1.20^2 \times 1.20 = 6.31 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

滑動に対する抵抗力は「5-5 各部の設計」の式3.5.36より

$$P_r = P_d + P_f = (32.03 + 6.31) \times 10^3 = 38.34 \times 10^3 \text{ N}$$

逆風時に作用する主働土圧は

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot D_f^2 \cdot L_f \\ &= \frac{1}{2} \times 0.333 \times 19 \times 10^3 \times 1.60^2 \times 1.20 = 9.72 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

滑動に対する抵抗力の安全率は1.2であるから

$$S_t = \frac{P_r}{W_1 + P_a} = \frac{38.34 \times 10^3}{(4.65 + 9.72) \times 10^3} = 2.67 > 1.20 \quad \text{OK!}$$

(3) 転倒に対する安定

基礎自重による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.42より

$$M_w = W_c \cdot \frac{B_f}{2} = 55.51 \times 10^3 \times \frac{1.20}{2} = 33.31 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

基礎側面の土による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.43より

$$M_r = P_f \cdot \frac{B_f}{2} = 6.31 \times 10^3 \times \frac{1.20}{2} = 3.79 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

転倒に対する抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.41より

$$M_r = M_w + M_r = (33.31 + 3.79) \times 10^3 = 37.10 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

逆風時に作用する転倒モーメントは

$$\begin{aligned} M_e &= W_1 \cdot \left(\frac{b}{2} + b + D_f \right) \\ &= 4.65 \times 10^3 \times \left(\frac{2.000}{2} + 1.00 + 1.60 \right) = 16.74 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

主働土圧による転倒モーメントは

$$M_a = P_a \cdot \frac{1}{3} \cdot D_f = 9.72 \times 10^3 \times \frac{1}{3} \times 1.60 = 5.18 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

転倒に対する抵抗力の安全率は1.2であるから

$$S_r = \frac{M_r}{M_e + M_a} = \frac{37.10 \times 10^3}{(16.74 + 5.18) \times 10^3} = 1.69 > 1.20 \text{ OK!}$$

(4) 支持力度

基礎底面に作用するモーメントは

$$M = M_e + M_a - M_r = (16.74 + 5.18 - 3.79) \times 10^3 = 18.13 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

支持力度は「5-5 各部の設計」の式3.5.46より

$$\begin{aligned} q &= \frac{W_c}{L_f \cdot B_f} + \frac{6 \cdot M}{L_f \cdot B_f^2} = \frac{55.51 \times 10^3}{1.20 \times 1.20} + \frac{6 \times 18.13 \times 10^3}{1.20 \times 1.20^2} \\ &= 38.55 \times 10^3 + 62.95 \times 10^3 \\ &= 101.50 \times 10^3 \text{ N/m}^2 \\ &= 102 \text{ kN/m}^2 < 300 \text{ kN/m}^2 \text{ OK!} \end{aligned}$$

(短期許容支持力度 $200 \times 1.5 = 300 \text{ kN/m}^2$)

資-4 吹き止め柵 (自立式)



写真 3-8-4

1. 設計条件

- | | |
|-------------|----------------------------------|
| (1) 設計風速 | $V = 50\text{m/s}$ |
| (2) 柵 高 | $H = 5.00\text{m}$ |
| (3) 支柱ピッチ | $L = 3.00\text{m}$ |
| (4) 防雪板の幅 | $B = 0.25\text{m}$ |
| (5) 有孔板の空隙率 | $\alpha = 30\%$ ($\phi_a=0.8$) |

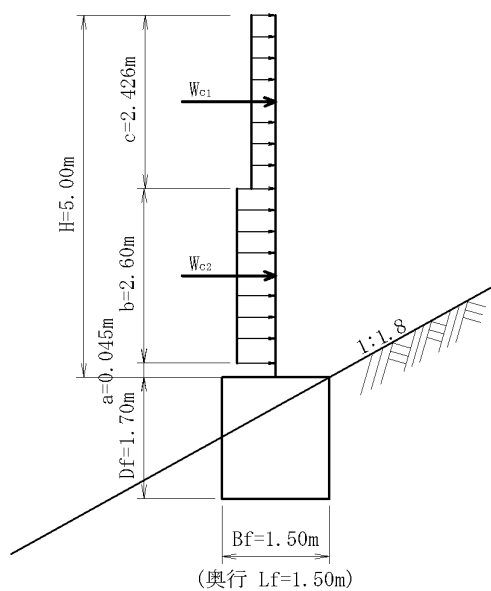


図3-8-22

2. 風荷重の計算

「5-2 設計荷重」の(式3.5.2)より

$$P_W = C_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot V^2 = 1.2 \times \frac{1}{2} \times 1.23 \times 50^2 \\ = 1,845 \text{ N/m}^2$$

3. 防雪板の計算

(1) 防雪板にかかる等分布荷重

防雪板の計算において風荷重は防雪板に対し直角方向とする。

有孔板にかかる荷重 (w_{b1})

$$w_{b1} = P \cdot B \cdot \phi_a = 1,845 \times 0.25 \times 0.8 = 369 \text{ N/m}$$

無孔板にかかる荷重 (w_{b2})

$$w_{b2} = P \cdot B = 1,845 \times 0.25 = 461 \text{ N/m}$$

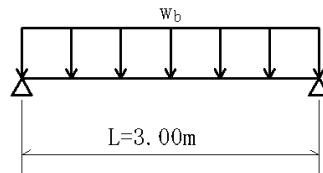


図 3-8-23

(2) 防雪板にかかる最大曲げモーメント

有孔板にかかる最大曲げモーメント

$$M_{1\max} = \frac{w_{b1} \cdot L^2}{8} = \frac{369 \times 3.00^2}{8} = 415 \text{ N}\cdot\text{m}$$

無孔板にかかる最大曲げモーメント

$$M_{2\max} = \frac{w_{b2} \cdot L^2}{8} = \frac{461 \times 3.00^2}{8} = 519 \text{ N}\cdot\text{m}$$

(3) 防雪板材

板 材 1.6×250 断面係数 $Z_1 = 3.17 \times 10^6 \text{ mm}^3$ 、 $Z_2 = 5.04 \times 10^6 \text{ mm}^3$

(4) 曲げ応力度

許容曲げ応力度は「5-3 設計条件」の表3-5-9, 表3-5-12より

$$\sigma_{ba} = 156 \times 1.5 = 234 \text{ N/mm}^2 \text{ である。}$$

曲げ応力度は「5-5 各部の設計」の式3.5.52より

有孔板にかかる曲げ応力度 (σ_{b1})

$$\sigma_{b1} = \frac{M_{\max}}{Z_1} = \frac{415}{3.17 \times 10^{-6}} = 131 \times 10^6 \text{ N/m}^2 = 131 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 234 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

無孔板にかかる曲げ応力度 (σ_{b2})

$$\sigma_{b2} = \frac{M_{\max}}{Z_2} = \frac{519}{5.04 \times 10^{-6}} = 103 \times 10^6 \text{ N/m}^2 = 103 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 234 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

4. 支柱の計算

(1) 単位長さ当たりの等分布荷重

有孔板にかかる等分布荷重 (w_{c1})

$$w_{c1} = P \cdot L \cdot \phi_a = 1,845 \times 3.00 \times 0.8 = 4,428 \text{ N/m}$$

無孔板にかかる等分布荷重 (w_{c2})

$$w_{c2} = P \cdot L = 1,845 \times 3.00 = 5,535 \text{ N/m}$$

(2) A点の反力

有孔板にかかる荷重による反力

$$R_{A1} = w_{c1} \cdot c = 4,428 \times 2.426 = 10,742 \text{ N} = 10.7 \times 10^3 \text{ N}$$

無孔板にかかる荷重による反力

$$R_{A2} = w_{c2} \cdot b = 5,535 \times 2.600 = 14,391 \text{ N} = 14.4 \times 10^3 \text{ N}$$

(3) 支柱にかかる最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= (a + b + \frac{c}{2}) \cdot R_{A1} + (a + \frac{b}{2}) \cdot R_{A2} \\ &= (0.045 + 2.60 + \frac{2.426}{2}) \times 10.7 \times 10^3 + (0.045 + \frac{2.60}{2}) \times 14.4 \times 10^3 = 60.6 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(4) 支柱材

主柱 H-100×100×6×8

$$A_1 = 21.59 \times 10^2 \text{ mm}^2 \text{ (断面積)}, I_{x1} = 378 \times 10^4 \text{ mm}^4 \text{ (断面二次モーメント)}$$

控材 $\phi 76.3 \times 3.2$

$$A_2 = 7.349 \times 10^2 \text{ mm}^2 \text{ (断面積)}, I_{x2} = 49.2 \times 10^4 \text{ mm}^4 \text{ (断面二次モーメント)}$$

(5) 合成断面の計算

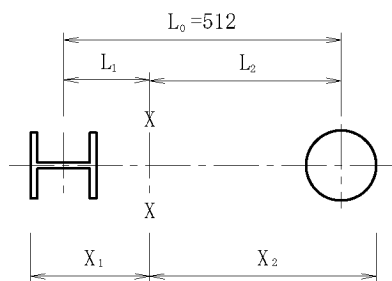


図 3-8-24

$$L_1 = \frac{A_2}{A_1 + A_2} \cdot L_0 = \frac{7.349 \times 10^2}{21.59 \times 10^2 + 7.349 \times 10^2} \times 512 = 130 \text{ mm}$$

$$L_2 = \frac{A_1}{A_1 + A_2} \cdot L_0 = \frac{21.59 \times 10^2}{21.59 \times 10^2 + 7.349 \times 10^2} \times 512 = 382 \text{ mm}$$

合成断面二次モーメント

$$\begin{aligned} I' &= (I_{x1} + L_1^2 \cdot A_1) + (I_{x2} + L_2^2 \cdot A_2) \\ &= (378 \times 10^4 + 130^2 \times 21.59 \times 10^2) + (49.2 \times 10^4 + 382^2 \times 7.349 \times 10^2) = 148 \times 10^6 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

合成断面係数 (Z) は、

$$Z_1 = \frac{I'}{X_1} = \frac{148 \times 10^6}{\left(130 + \frac{100}{2}\right)} = 822 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$Z_2 = \frac{I'}{X_2} = \frac{148 \times 10^6}{\left(382 + \frac{76.3}{2}\right)} = 352 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

$$Z = 350 \times 10^3 \text{ mm}^3$$

(6) 曲げ応力度

許容曲げ応力度は「5-3 計条件」の表3-5-9, 表3-5-12より

$$\sigma_{ba} = 156 \times 1.5 = 234 \text{ N/mm}^2 \quad \text{である。}$$

曲げ応力度は「5.各部の設計」の式3.5.52より

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{60.6 \times 10^6}{350 \times 10^3} = 173 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 234 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

5. アンカーボルトの計算

(1) アンカーボルトの間隔

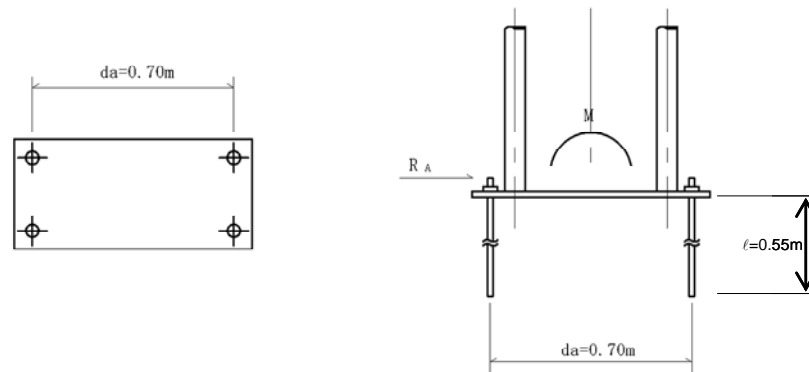


図 3-8-25

(2) アンカーボルト1本にかかる引抜力

$$T_a = \frac{M}{2 \cdot d_a} = \frac{60.6 \times 10^3}{2 \times 0.70} = 43.3 \times 10^3 \text{ N}$$

(3) アンカーボルトの使用材

$$\text{M24 (有効径: 22.051mm)} \quad A = 3.819 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (\text{有効断面積})$$

(4) 応力度の計算

「5-3 許容応力度」の表3-5-10～表3-5-11より

$$\text{許容引張応力度は } \sigma_{ta} = 100 \times 1.25 = 125 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容せん断応力度は } \sigma_{sa} = 60 \times 1.25 = 75 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{許容付着応力度は } \tau_a = 1.4 \times 1.25 = 1.75 \text{ N/mm}^2 \text{ である。}$$

- ・ 引張応力度

$$\sigma_t = \frac{T_a}{A} = \frac{43.3 \times 10^3}{3.819 \times 10^2} = 113 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ta} = 125 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

- ・ せん断応力度

$$\sigma_s = \frac{R_{A1} + R_{A2}}{4 \cdot A} = \frac{(10.7 + 14.4) \times 10^3}{4 \times (3.819 \times 10^2)} = 16.4 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{sa} = 75 \text{ N/mm}^2 \text{ OK!}$$

- ・ 付着応力度

$$\ell' = \frac{T_a}{D \cdot \pi \cdot \tau_a} = \frac{43.3 \times 10^3}{22.051 \times \pi \times 1.75} = 357 \text{ mm} < \ell = 550 \text{ mm} \text{ OK!}$$

ℓ : アンカー埋込み長 (mm)

ℓ' : アンカー必要埋込み長 (mm)

D : アンカー有効径 (mm)

6. 基礎の計算

6-1 コンクリート基礎（斜面上の直接基礎）の場合

6-1-1 順風時の計算

(1) 設計条件

風荷重	$W = 25.1 \times 10^3 \text{ N}$
有孔板にかかる水平力	$W_1 = 10.7 \times 10^3 \text{ N}$
無孔板にかかる水平力	$W_2 = 14.4 \times 10^3 \text{ N}$
コンクリートと土の摩擦係数	$\mu = \tan 30^\circ = 0.577$
土の単位重量	$\gamma_s = 19 \text{ kN/m}^3 = 19 \times 10^3 \text{ N/m}^3$
コンクリートの単位体積重	$\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3 = 23 \times 10^3 \text{ N/m}^3$
主働土圧係数	$k_a = 0.333$
受働土圧係数	$k_p = 3.000$
基礎荷重	$W_c = B_f \cdot L_f \cdot D_f \cdot \gamma_c$ $= 1.50 \times 1.50 \times 1.70 \times 23 \times 10^3$ $= 88.0 \times 10^3 \text{ N}$
基礎根入れ深さ	$D_{f2} = 0.76 \text{ m} > 0.70 \text{ m}$ (置換厚)

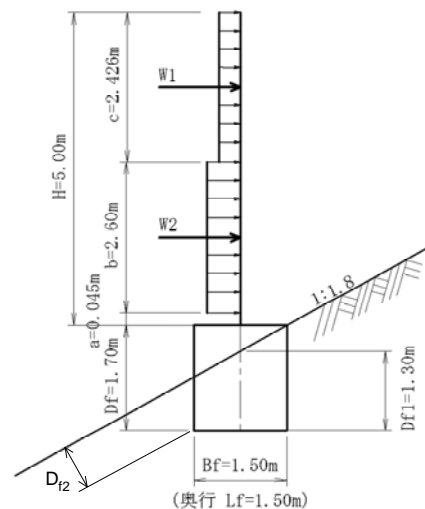


図 3-8-26

(2) 滑動に対する安定

基礎自重による摩擦力は「5-5 各部の設計」の式3.5.37より

$$P_d = \mu \cdot W_c$$

$$= 0.577 \times 88.0 \times 10^3 = 50.78 \times 10^3 \text{ N}$$

基礎側面と土との摩擦力は「5-5 各部の設計」の式3.5.38より

$$P_f = \mu \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot B_f$$

$$= 0.577 \times 0.333 \times 19 \times 10^3 \times 1.30^2 \times 1.50 = 9.25 \times 10^3 \text{ N}$$

基礎前面の土圧抵抗力は「5-5 各部の設計」の式3.5.39より

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot K_p \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot L_f$$

$$= \frac{1}{2} \times 3.000 \times 19 \times 10^3 \times 1.70^2 \times 1.50 = 123.55 \times 10^3 \text{ N}$$

滑動に対する抵抗力は「5-5 各部の設計」の式3.5.36より

$$P_r = P_d + P_f + P_s = (50.78 + 9.25 + 123.55) \times 10^3 = 183.58 \times 10^3 \text{ N}$$

滑動に対する抵抗力の安全率は1.2であるから

$$S_f = \frac{P_r}{W} = \frac{183.58 \times 10^3}{25.1 \times 10^3} = 7.31 > 1.20 \quad \text{OK!}$$

(3) 転倒に対する安定

基礎自重による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.42より

$$M_w = W_c \cdot \frac{B_f}{2} = 88.0 \times 10^3 \times \frac{1.50}{2} = 66.00 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

基礎側面の土による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.43より

$$M_f = P_f \cdot \frac{B_f}{2} = 9.25 \times 10^3 \times \frac{1.50}{2} = 6.94 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

基礎前面の土による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.44より

$$M_s = P_s \cdot \frac{D}{3} = 124 \times 10^3 \times \frac{1.70}{3} = 70.27 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

転倒に対する抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.41より

$$M_r = M_w + M_f + M_s = (66.00 + 6.94 + 70.27) \times 10^3 = 143.24 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

転倒モーメントは

$$\begin{aligned} M_e &= W_1 \cdot \left(\frac{c}{2} + b + a + D_f \right) + W_2 \cdot \left(\frac{b}{2} + a + D_f \right) \\ &= 10.7 \times 10^3 \times \left(\frac{2.426}{2} + 2.60 + 0.045 + 1.70 \right) + 14.4 \times 10^3 \times \left(\frac{2.60}{2} + 0.045 + 1.70 \right) = 103.32 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

転倒に対する抵抗力の安全率は1.2であるから

$$S_f = \frac{M_r}{M_e} = \frac{143.24 \times 10^3}{103.32 \times 10^3} = 1.39 > 1.20 \text{ OK!}$$

(4) 支持力度

基礎底面に作用するモーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.45より

$$M = M_e - (M_f + M_s) = 103.32 \times 10^3 - (6.94 + 70.27) \times 10^3 = 25.8 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$|e| = \left| \frac{M}{W_c} \right| = \left| \frac{25.80 \times 10^3}{88.00 \times 10^3} \right| = 0.29(\text{m}) < \frac{B_f}{3} = \frac{1.5}{3} = 0.50(\text{m})$$

より、台形分布にて検討する。

支持力度は「5-5 各部の設計」の式3.5.46より

$$\begin{aligned} q &= \frac{W_c}{L_f \cdot B_f} + \frac{6 \cdot M}{L_f \cdot B_f^2} = \frac{88.0 \times 10^3}{1.50 \times 1.50} + \frac{6 \times 25.8 \times 10^3}{1.50 \times 1.50^2} \\ &= 39.11 \times 10^3 + 45.9 \times 10^3 = 85.53 \times 10^3 \text{ N/m}^2 \\ &= 86 \text{ kN/m}^2 < 300 \text{ kN/m}^2 \text{ OK!} \end{aligned}$$

6-1-2 逆風時の計算 (短期許容支持力度 $200 \times 1.5 = 300 \text{ kN/m}^2$)

(1) 水平力の計算

逆風時の設計風速を $V=30\text{m/s}$ とすると、風荷重は「5-2 設計荷重」(式3.5.2)より

$$\begin{aligned} P_w &= C_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_a \cdot V^2 = 1.2 \times \frac{1}{2} \times 1.23 \times 30^2 \\ &= 664 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

支柱にかかる単位長さ当りの等分布荷重

$$\text{有孔板にかかる等分布荷重} \quad w_{c1} = 664 \times 3.00 \times 0.8 = 1,594 \text{ N/m}$$

$$\text{無孔板にかかる等分布荷重} \quad w_{c2} = 664 \times 3.00 = 1,992 \text{ N/m}$$

風荷重 W は

$$\text{有孔板にかかる水平力} \quad W_1 = 1,594 \times 2.426 = 3,867 \text{ N}$$

$$\text{無孔板にかかる水平力} \quad W_2 = 1,992 \times 2.600 = 5,179 \text{ N}$$

(2) 滑動に対する安定

基礎自重による摩擦力は「5-5 各部の設計」の式3.5.37より

$$\begin{aligned} P_d &= \mu \cdot W_c \\ &= 0.577 \times 88.0 \times 10^3 = 50.78 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

基礎側面と土との摩擦力は「5-5 各部の設計」の式3.5.38より

$$P_f = \mu \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot D_f^2 \cdot B_f$$

$$= 0.577 \times 0.333 \times 19 \times 10^3 \times 1.30^2 \times 1.50 = 9.25 \times 10^3 \text{ N}$$

滑動に対する抵抗力は「5-5 各部の設計」の式3.5.36より

$$P_r = P_d + P_f = (50.78 + 9.25) \times 10^3 = 60.03 \times 10^3 \text{ N}$$

逆風時に作用する主働土圧は

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot K_A \cdot \gamma \cdot D_f^2 \cdot L_f$$

$$= \frac{1}{2} \times 0.333 \times 19 \times 10^3 \times 1.70^2 \times 1.50 = 13.71 \times 10^3 \text{ N}$$

滑動に対する抵抗力の安全率は1.2であるから

$$S_f = \frac{P_r}{(W_1 + W_2) + P_a} = \frac{60.03 \times 10^3}{(3,867 + 5,182) + 13.71 \times 10^3} = 2.64 > 1.20 \quad \text{OK!}$$

(3) 転倒に対する安定

基礎自重による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.42より

$$M_w = W_c \cdot \frac{B_f}{2} = 88.0 \times 10^3 \times \frac{1.50}{2} = 66.00 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

基礎側面の土による抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.43より

$$M_f = P_f \cdot \frac{B_f}{2} = 9.25 \times 10^3 \times \frac{1.50}{2} = 6.94 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

転倒に対する抵抗モーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.41より

$$M_r = M_w + M_f = (66.00 + 6.94) \times 10^3 = 72.94 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

逆風時に作用する転倒モーメントは

$$M_e = W_1 \cdot \left(\frac{c}{2} + b + a + D_f \right) + W_2 \cdot \left(\frac{b}{2} + a + D_f \right)$$

$$= 3,867 \times \left(\frac{2.426}{2} + 2.60 + 0.045 + 1.70 \right) + 5,179 \times \left(\frac{2.60}{2} + 0.045 + 1.70 \right) = 37.36 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

主働土圧による転倒モーメントは

$$M_a = P_a \cdot \frac{1}{3} \cdot D_f = 13.71 \times 10^3 \times \frac{1}{3} \times 1.70 = 7.77 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

転倒に対する抵抗力の安全率は1.2であるから

$$S_r = \frac{M_r}{M_e + M_a} = \frac{72.94 \times 10^3}{(37.36 + 7.77) \times 10^3} = 1.62 > 1.20 \quad \text{OK!}$$

(4) 支持力度

基礎底面に作用するモーメントは

$$M = M_e + M_a - M_f = (37.26 + 7.77 - 6.94) \times 10^3 = 38.09 \times 10^3 \text{ N}\cdot\text{m}$$

支持力度は「5.各部の設計」の式3.5.46より

$$\begin{aligned} q &= \frac{W_c}{L_f \cdot Br} + \frac{6 \cdot M}{L_f \cdot Br^2} = \frac{88.0 \times 10^3}{1.50 \times 1.50} + \frac{6 \times 38.09 \times 10^3}{1.50 \times 1.50^2} \\ &= 39.11 \times 10^3 + 67.72 \times 10^3 \\ &= 106.83 \times 10^3 \text{ N/m}^2 \\ &= 107 \text{ kN/m}^2 < 300 \text{ kN/m}^2 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

(短期許容支持力度 $200 \times 1.5 = 300 \text{ kN/m}^2$)

6-2 コンクリート基礎（鋼管杭）の場合

(1) 設計条件

風荷重	$W = 25.1 \times 10^3 \text{ kN}$
地盤平均N値	$N = 5$
杭材料	鋼管 $\phi 400$ $t=6 \text{ mm}$
腐食代	$t = 1 \text{ mm}$
基準変位量	$y = 15 \text{ mm}$
杭長	$L = 6.0 \text{ m}$
杭の単位長さ重量	$\gamma_{st0} = 571 \text{ (N/m)}$
支持層への根入れ	$d = 0.40 \text{ m}$
杭先端N値	$N = 20$

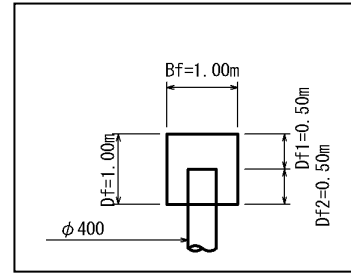


図 3-8-27

(2) 杭の特性値の算出

杭の特性値(β)は「5-5 各部の設計」の式3.5.47~3.5.49より次式で求める。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I_X}} \quad (\text{changの式})$$

ここに	β	: 杭の特性値	(m^{-1})
	K_H	: 水平方向地盤反力係数	(N/m^3)
	D	: 杭 径	(m)
	E	: 杭のヤング係数	$(2.0 \times 10^{11} \text{ N/m}^2)$
	I	: 腐食代1mmを見込んだ杭の断面2次モーメント	(m^4)

鋼管杭 $\phi 400$ $t=6 \text{ mm}$

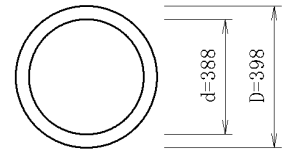


図 3-8-28

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 K_H : 水平方向地盤反力係数 (N/m^3)

B_H : 基礎の換算載荷幅 (m)

K_{H0} : 平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (N/m^3)

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0$$

杭の断面2次モーメントは

$$\begin{aligned} I &= \frac{\pi}{64} \cdot (D^4 - d^4) \\ &= \frac{\pi}{64} \times (398^4 - 388^4) \\ &= 119.2 \times 10^6 \text{ mm}^4 = 119.2 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

ここで、 $\beta = 0.5464$ と仮定すると

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = \sqrt{\frac{0.4}{0.5464}} = 0.856 \text{ m}$$

$$E_0 = 5 \times 2,800 = 14.0 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 = 14.0 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 = \frac{1}{0.3} \times 1 \times 14.0 \times 10^6 = 46.67 \times 10^6 \text{ N/m}^3$$

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} = 46.67 \times 10^6 \times \left(\frac{0.856}{0.3} \right)^{-3/4} = 21.26 \times 10^6 \text{ kN/m}^3$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I_X}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{21.26 \times 10^6 \times 0.4}{4 \times 2.0 \times 10^{11} \times 119.2 \times 10^{-6}}} = 0.5464 \text{ m}^{-1}$$

$$\beta \cdot L = 0.5464 \times 5.50 \text{ m} = 3.01$$

$\beta \cdot L \geq 3$ のため、無限長として検討する。

(3) 水平力に対する検討

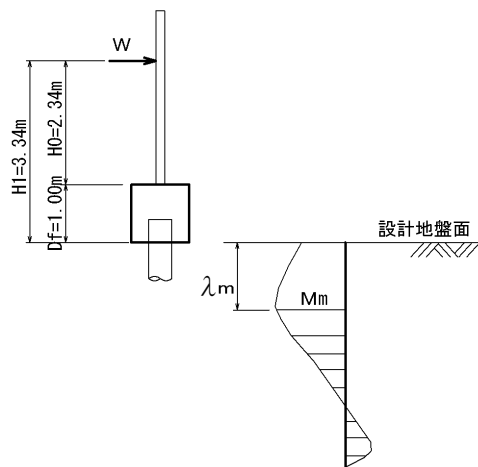


図 3-8-29

風荷重 $W = 25.1 \times 10^3 \text{ N}$

水平力作用位置

底版下面に作用する曲げモーメント

$$M_t = W \cdot H_1 = 25.1 \times 10^3 \times 3.34 = 83.83 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

最大曲げモーメントの位置は「5-5 各部の設計」の式3.5.50より

$$\lambda_m = \frac{1}{\beta} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot H_1} \right)$$

$$= \frac{1}{0.5464 \times 10^{-3}} \times \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2 \times 0.5464 \times 10^{-3} \times 3.34 \times 10^3} \right)$$

$$= 388 \text{ mm}$$

最大曲げモーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.51より

$$\begin{aligned} M_m &= \frac{W}{2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{(1 + 2 \cdot \beta \cdot H_1)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta \cdot \lambda_m) \\ &= \frac{25.1 \times 10^3}{2 \times 0.5464 \times 10^{-3}} \times \sqrt{(1 + 2 \times 0.5464 \times 10^{-3} \times 3.34 \times 10^3)^2 + 1} \times \exp(-0.5464 \times 10^{-3} \times 388) \\ &= 88.37 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

曲げ応力度は「5-5 各部の設計」の式3.5.52より

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_m}{Z} \\ Z &= \frac{I}{(D/2)} = \frac{119.2 \times 10^6}{(398/2)} = 0.599 \times 10^6 \text{ mm}^3 \\ \sigma_b &= \frac{M_m}{Z} = \frac{88.37 \times 10^6}{0.599 \times 10^6} = 148 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 175 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

杭頭の変位量は「5-5 各部の設計」の式3.5.53より

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{1 + \beta \cdot H_1}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot W \\ &= \frac{1 + 0.5464 \times 10^{-3} \times 3.34 \times 10^3}{2 \times 2.0 \times 10^5 \times 119.2 \times 10^6 \times (0.5464 \times 10^{-3})^3} \times 25.1 \times 10^3 \\ &= 9.12 \text{ mm} < \delta_a = 15 \text{ mm} \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

(4) 支持力に対する検討

1) 許容支持力の算出

杭の許容支持力は「5-5 各部の設計」の式3.5.55～3.5.56より

$$R_a = \frac{1}{n} \cdot \{ qd \cdot A + U \cdot \sum (\ell_i \cdot f_i) \} - Wd$$

ここに R_a : 許容支持力 (N)

n : 安全率 (支持杭)

qd : 極限支持力度 (N/m²)

$$\begin{aligned} qd &= \left(\frac{300}{5} \right) \times \left(\frac{d}{D} \right) \times N \\ &= 60 \times 10^3 \times \frac{0.40}{0.40} \times 20 = 1200 \times 10^3 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

A : 杭先端の面積 (m²)

U : 杭の周長 (m) $U = 1.25\text{m}$

ℓ_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m) ($\ell_i = 5.5\text{m}$ とする)

f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (N/m²)

$$f_i = 2 \cdot N = 2 \times 5 = 10 \text{ kN/m}^2 = 10.0 \times 10^3 \text{ N/m}^2$$

Wd : 杭の自重 (N) $Wd = 571 \times 6.00 = 3.43 \times 10^3 \text{ N}$

(長期)

$$R_a = \frac{1}{3} \cdot \left\{ 1200 \times 10^3 \times \frac{0.40^2}{4} \times \pi + 1.25 \times 5.5 \times 10.0 \times 10^3 \right\} - 3.43 \times 10^3 = 69 \times 10^3 \text{ N}$$

(短期)

$$R_a = \frac{1}{2} \cdot \left\{ 1200 \times 10^3 \times \frac{0.40^2}{4} \times \pi + 1.25 \times 5.5 \times 10.0 \times 10^3 \right\} - 3.43 \times 10^3 = 106 \times 10^3 \text{ N}$$

2) 杭にかかる軸力の計算

基礎ブロック重量

$$W_c = 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 23 \times 10^3 \\ = 23.00 \times 10^3 \text{ N}$$

柵の1スパン当り重量

$$W_{sf} = 3.77 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\Sigma W = W_c + W_{sf}$$

$$= (23.00 + 3.77) \times 10^3$$

$$= 26.77 \times 10^3 \text{ N} < (\text{長期}) \quad 69 \times 10^3 \text{ N} \quad \text{OK!}$$

$$< (\text{短期}) \quad 106 \times 10^3 \text{ N} \quad \text{OK!}$$

(5) 基礎コンクリートの検討

① 杭頭部垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{\Sigma W}{\pi \cdot D^2 / 4} \leq \sigma_{ca}$$

$$\Sigma W : \text{杭にかかる軸力 } (W_c + W_{sf}) \quad (23.00 + 3.77) \times 10^3 = 26.77 \times 10^3 \text{ N}$$

$$D : \text{杭径} \quad 400 \text{ mm}$$

$$\sigma_{ca} : \text{許容垂直支圧応力度} \quad 5.4 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{長期時})$$

$$\sigma_{cv} = \frac{26.77 \times 10^3}{\pi \times 400^2 / 4} \\ = 0.21 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 5.4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

② 杭頭部押し抜きせん断応力度

$$\tau_v = \frac{\Sigma W}{\pi \cdot (D + D_{fl}) D_{fl}} \leq \tau_{va}$$

$$\Sigma W : \text{杭にかかる軸力} \quad 26.77 \times 10^3 \text{ N}$$

$$D : \text{杭径} \quad 400 \text{ mm}$$

$$D_{fl} : \text{垂直方向の押し抜きせん断に抵抗するフーチングの有効厚さ} \quad 300 \text{ mm}$$

$$\tau_{va} : \text{垂直方向の押し抜きせん断応力度} \quad 0.80 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_v = \frac{26.77 \times 10^3}{\pi \cdot (400 + 300) \times 300} \\ = 0.041 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{va} = 0.80 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

③ 杭頭部の水平支圧応力度

$$\tau_{ch} = \frac{W}{D \cdot D_{f2}} + \frac{6 \cdot M}{D \cdot (D_{f2})^2} \leq \tau_{ca}$$

W : 水平力	25.1×10 ³ N (N)
D _{f2} : 根入れ長	500 mm
D : 杭 径	400 mm
M : モーメント	h×W=3.34×10 ³ ×25.1×10 ³ N・mm
τ _{ca} : 許容水平支圧応力度	5.4×1.25 = 6.75 N/mm ²

$$\begin{aligned} \tau_{ch} &= \frac{25.1 \times 10^3}{400 \times 500} + \frac{6 \times 3.34 \times 10^3 \times 25.1 \times 10^3}{400 \times 500^2} \\ &= 5.16 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 6.75 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

※D_{f2} = 400mm の場合 : τ_{ch} = 8.02 (N/mm²) > 6.75(N/mm²) → OUT!

④ 水平方向押し抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{W}{h'(2D_{f2} + D + 2h')} \leq \tau_a$$

W : 水平力	25.1×10 ³ N (N)
D _{f2} : 根入れ長	500 mm
D : 杭 径	400 mm
h' : 水平方向の押し抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ	300 mm
τ _a : 許容押し抜きせん断応力度	0.80 N/mm ²

$$\begin{aligned} \tau_h &= \frac{25.1 \times 10^3}{300 \times (2 \times 500 + 400 + 2 \times 300)} \\ &= 0.042 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_a = 0.80 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

6-3 コンクリート基礎（H鋼杭）の場合（H鋼杭の設置条件はP3-5-27を参照のこと）

H鋼杭を使用するため、弱軸方向で検討する。

(1) 設計条件

水平力	$W = 25.1 \times 10^3 \text{ N}$
地盤平均N値	$N = 5$
杭材料	H型鋼（H-350）
腐食代	$t = 1 \text{ mm}$
基準変位量	$y = 15 \text{ mm}$
杭長	$L = 5.5 \text{ m}$
杭の単位長さ重量	$\gamma_{st0} = 1.32 \times 10^3 \text{ (N/m)}$
杭先端N値	$N = 20$

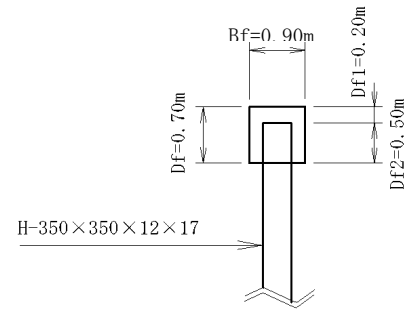


図 3-8-30

(2) 地盤反力係数

杭の特性値(β)は「5-5 各部の設計」の式3.5.47~3.5.49より次式で求める。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I_X}} \quad (\text{changの式})$$

ここに	β :	杭の特性値	(m^{-1})
	K_H :	水平方向地盤反力係数	(N/m^3)
	D :	杭 径	(m)
	E :	杭のヤング係数	$(2.0 \times 10^{11} \text{ N/m}^2)$
	I :	腐食代1mmを見込んだ杭の断面2次モーメント	(m^4)

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、 K_H : 水平方向地盤反力係数 (N/m^3)

B_H : 基礎の換算載荷幅 (m)

K_{H0} : 平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (N/m^3)

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0$$

杭の断面2次モーメントは

$$\begin{aligned} I &= \frac{2 \cdot f \cdot b^3 + d \cdot t_1^3}{12} \\ &= \frac{2 \times 17 \times 348^3 + 314 \times 10^3}{12} \\ &= 119.43 \times 10^6 \text{ mm}^4 = 119.43 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \end{aligned}$$

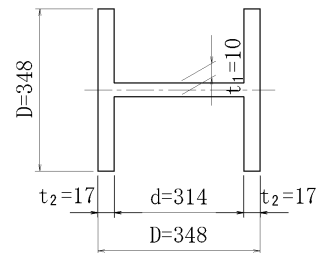


図 3-8-31

ここで、 $\beta = 0.6462$ と仮定すると

$$B_H = \sqrt{\frac{D}{\beta}} = \sqrt{\frac{0.35}{0.6462}} = 0.736 \text{ m}$$

$$E_0 = 5 \times 2,800 = 14.0 \times 10^3 \text{ kN/m}^2 = 14.0 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 = \frac{1}{0.3} \times 2 \times 14.0 \times 10^6 = 93.3 \times 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$K_H = K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} = 93.3 \times 10^6 \times \left(\frac{0.736}{0.3} \right)^{-3/4} = 47.6 \times 10^6 \text{ N/m}^3$$

$$\begin{aligned} \beta &= \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot D}{4 \cdot E \cdot I_X}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{47.6 \times 10^6 \times 0.35}{4 \times 2.0 \times 10^{11} \times 119.43 \times 10^{-6}}} = 0.6462 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

$$\beta \cdot L = 0.6462 \times 5.00(\text{m}) = 3.23$$

$\beta \cdot L \geq 3$ のため、無限長として検討する。

(3) 水平力に対する検討

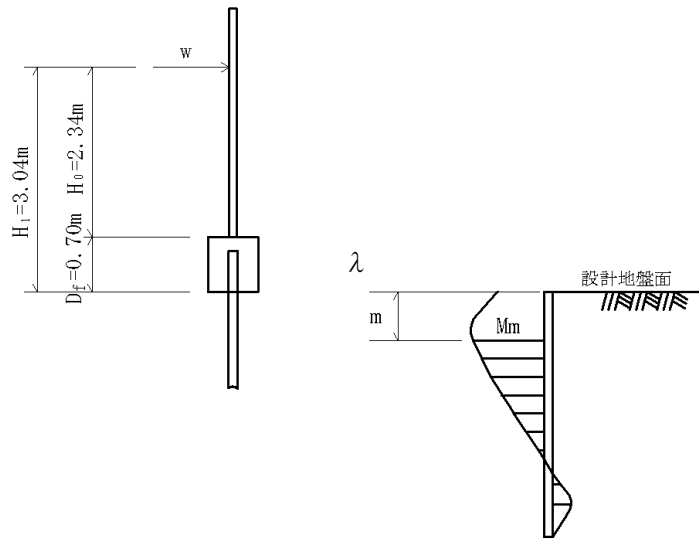


図 3-8-32

風荷重 $W = 25.1 \times 10^3 \text{ N}$

水平力作用位置

底版下面に作用する曲げモーメント

$$M_t = W \cdot H_1 = 25.1 \times 10^3 \times 3.04 = 76.30 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

最大曲げモーメントの位置は「5.各部の設計」の式3.5.50より

$$\begin{aligned} \lambda_m &= \frac{1}{\beta} \cdot \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2 \cdot \beta \cdot H_1} \right) \\ &= \frac{1}{0.6462 \times 10^{-3}} \times \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2 \times 0.6462 \times 10^{-3} \times 3.04 \times 10^3} \right) \\ &= 310 \text{ mm} \end{aligned}$$

最大曲げモーメントは「5-5 各部の設計」の式3.5.51より

$$\begin{aligned} M_m &= \frac{W}{2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{(1 + 2 \cdot \beta \cdot H_1)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta \cdot \lambda_m) \\ &= \frac{25.1 \times 10^3}{2 \times 0.6462 \times 10^{-3}} \times \sqrt{(1 + 2 \times 0.6462 \times 10^{-3} \times 3.04 \times 10^3)^2 + 1} \times \exp(-0.6462 \times 10^{-3} \times 310) \\ &= 79.94 \times 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

曲げ応力度は「5-5 各部の設計」の式3.5.52より

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{M_m}{Z} \\ Z &= \frac{2 \cdot t_2 \cdot D^3 + d \cdot t_1^3}{6 \cdot b} = \frac{2 \times 17 \times 348^3 + 314 \times 10^3}{6 \times 348} = 0.686 \times 10^6 \text{ mm}^3 \\ \sigma &= \frac{M_m}{Z} = \frac{79.94 \times 10^6}{0.686 \times 10^6} = 117 \text{ N/mm}^2 < \sigma_a = 175 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

杭頭の変位量は「5-5 各部の設計」の式3.5.53より

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{1 + \beta \cdot H_1}{2 \cdot E \cdot I \cdot \beta^3} \cdot W \\ &= \frac{1 + 0.6462 \times 10^{-3} \times 3.04 \times 10^3}{2 \times 2.0 \times 10^5 \times 119.43 \times 10^6 \times (0.6462 \times 10^{-3})^3} \times 25.1 \times 10^3 \\ &= 3.83 \text{ mm} < \delta_a = 15 \text{ mm} \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

(4) 支持力に対する検討

1) 許容支持力の算出

杭の許容支持力は「5-5 各部の設計」の式3.5.55～3.5.56より

$$\begin{aligned} \text{ここに } R_a &: \text{許容支持力} \quad (\text{N}) \\ n &: \text{安全率} \quad (\text{支持杭}) \\ q_d &: \text{極限支持力度} \quad (\text{N/m}^2) \quad q_d = 200 \cdot N = 200 \times 20 = 4000 \times 10^3 \text{ N/m}^2 \\ A &: \text{杭の先端面積} \quad (\text{m}^2) \\ U &: \text{杭の周長} \quad (\text{m}) \\ \ell_i &: \text{周面摩擦力を考慮する層の層厚} \quad (\text{m}) \quad (\ell_i = 5.0 \text{ m とする}) \\ f_i &: \text{周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度} \quad (\text{N/m}^2) \\ f_i &= 2 \cdot N = 2 \times 5 = 10 \text{ kN/m}^2 = 10.0 \times 10^3 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

(長期)

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{1}{3} \times (4000 \times 10^3 \times 0.348^2 + 0.348 \times 4 \times 5.0 \times 10.0 \times 10^3) - 1.32 \times 10^3 \times 5.50 \\ &= 177 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

(短期)

$$\begin{aligned} R_a &= \frac{1}{2} \times (4000 \times 10^3 \times 0.348^2 + 0.348 \times 4 \times 5.0 \times 10.0 \times 10^3) - 1.32 \times 10^3 \times 5.50 \\ &= 270 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

2) 杭にかかる軸力の計算

基礎ブロック重量

$$\begin{aligned} W_c &= 0.90 \times 0.90 \times 0.70 \times 23 \times 10^3 \\ &= 13.04 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

柵の1スパン当り重量

$$W_{sf} = 3.77 \times 10^3 \text{ N}$$

$$\Sigma W = W_c + W_{sf}$$

$$= (13.04 + 3.77) \times 10^3$$

$$= 16.81 \times 10^3 \text{ N} < (\text{長期}) 177 \times 10^3 \text{ N} \quad \text{OK!}$$

$$< (\text{短期}) 270 \times 10^3 \text{ N} \quad \text{OK!}$$

(5) 基礎コンクリートの検討

① 杭頭部垂直支圧応力度

$$\sigma_{cv} = \frac{\Sigma W}{D \cdot D} \leq \sigma_{ca}$$

$$\Sigma W : \text{杭にかかる軸力 } (W_c + W_{sf}) \quad (13.04 + 3.77) \times 10^3 = 16.81 \times 10^3 \text{ N}$$

$$D : \text{杭径} \quad 350 \text{ mm}$$

$$\sigma_{ca} : \text{許容垂直支圧応力度} \quad 5.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cv} = \frac{16.81 \times 10^3}{350 \times 350}$$

$$= 0.14 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 5.4 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

② 杭頭部押し抜きせん断応力度

杭頭部押し抜きせん断応力度(τ_p)は

$$\tau_v = \frac{\Sigma W}{\sqrt{2} \cdot (D + D_{fl}) \cdot 4 \cdot D_{fl}} < \tau_{cv}$$

ここに

$$\Sigma W : \text{杭にかかる軸力} \quad 16.81 \times 10^3 \text{ N}$$

$$D : \text{杭径} \quad 350 \text{ mm}$$

$$D_{fl} : \text{杭頭よりブロック面までの距離} \quad 200 \text{ mm}$$

$$\tau_{cv} : \text{許容押し抜きせん断力} \quad 0.80 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_v = \frac{16.81 \times 10^3}{\sqrt{2} \times (350 + 200) \times 4 \times 200}$$

$$= 0.027 \text{ N/mm}^2 < \tau_{cv} = 0.80 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

③ 杭頭部の水平支圧応力度

$$\sigma_{ch} = \frac{W}{D \cdot D_{f2}} + \frac{6 \cdot M}{D \cdot D_{f2}^2} < \tau_{ca}$$

ここに

$$W : \text{水平力} \quad 25.1 \times 10^3 \text{ N}$$

$$D : \text{杭径} \quad 350 \text{ mm}$$

$$D_{f2} : \text{根入長} \quad 500 \text{ mm}$$

$$M_0 : \text{O点におけるモーメント} \quad h \times W = 3.04 \times 10^3 \times 25.1 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$\tau_{ca} : \text{許容支圧応力度} \quad 5.4 \times 1.25 = 6.75 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cb} = \frac{25.1 \times 10^3}{350 \times 500} + \frac{6 \times 3.04 \times 10^3 \times 25.1 \times 10^3}{350 \times 500^2}$$

$$= 5.88 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{cba} = 6.75 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

④ 水平方向押し抜きせん断応力度

$$\tau_h = \frac{W}{h'(2Df_2 + D + 2h')} \leq \tau_{ca}$$

W : 水平力 25.1×10^3 N (N)

Df2 : 根入れ長 500 mm

D : 杭 径 350 mm

h' : 水平方向の押し抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ 175 mm

τ_{ca} : 許容押し抜きせん断応力度 0.80 N/mm²

$$\begin{aligned} \tau_h &= \frac{25.1 \times 10^3}{175 \times (2 \times 500 + 350 + 2 \times 175)} \\ &= 0.084 \text{ N/mm}^2 \leq \tau_{ca} = 0.80 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

資-5 吹き上げ防止柵



写真 3-8-5

1. 設計条件

- | | | | |
|-----------|---|-------------------|---|
| (1) 積雪深 | $H_s = 2.00 \text{ m}$ | (5) 屋根材自重(1スパン当り) | $W' = 4.81 \times 10^3 \text{ N}$ |
| (2) 積雪密度 | $\gamma = 3.50 \times 10^3 \text{ N/m}^3$ | (6) 鋼材自重 (1スパン当り) | $W'' = 2.17 \times 10^3 \text{ N}$ |
| (3) 設計風速 | $V = 50 \text{ m/s}$ | (7) コンクリートの単位体積重量 | $\gamma_c = 23 \times 10^3 \text{ N/m}^3$ |
| (4) 支柱ピッチ | $L = 3.00 \text{ m}$ | (8) 基礎根入れ深さ | $D_{T2} = 0.50(\text{m}) \geq 0.50(\text{m})$ |

(置換厚)

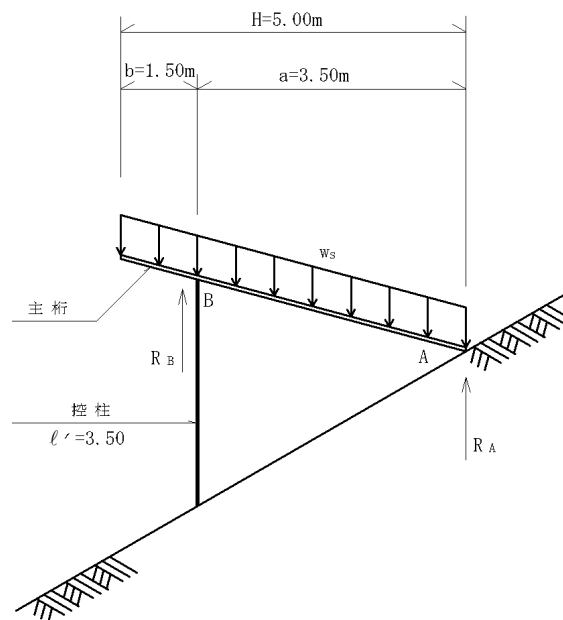


図 2-8-33

2. 主桁の計算

(1) 積雪荷重

$$\begin{aligned} W_1 &= H \cdot L \cdot H_s \cdot \gamma \\ &= 5.00 \times 3.00 \times 2.00 \times 3.5 \times 10^3 \\ &= 105 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

(2) 防雪柵の荷重(1スパン当り)

$$\begin{aligned} W_2 &= W' + W'' \\ &= (4.81 + 2.17) \times 10^3 \\ &= 6.98 \times 10^3 \text{ N} \end{aligned}$$

$$W = W_1 + W_2 = (105 + 6.98) \times 10^3 = 112 \times 10^3 \text{ N}$$

(3) 単位長当りの等分布荷重

$$W_s = \frac{W}{H} = \frac{112 \times 10^3}{5.00} = 22.4 \times 10^3 \text{ N/m}$$

(4) A・B点の反力

$$\begin{aligned} R_A &= \frac{W_s}{2 \cdot a} (a^2 - b^2) \\ &= \frac{22.40 \times 10^3}{2 \times 3.50} \times (3.50^2 - 1.50^2) \\ &= 32.00 \times 10^3 \text{ N} \dots\dots\dots \textcircled{1} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_B &= \frac{W_s}{2 \cdot a} (a + b)^2 \\ &= \frac{22.40 \times 10^3}{2 \times 3.50} \times (3.50 + 1.50)^2 \\ &= 80.00 \times 10^3 \text{ N} \dots\dots\dots \textcircled{2} \end{aligned}$$

(5) 主桁にかかる最大曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{W_s}{8 \cdot a^2} \cdot (a^2 + b^2)^2 \\ &= \frac{22.40 \times 10^3}{8 \times 3.50^2} \times (3.50^2 + 1.50^2)^2 \\ &= 22.86 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(6) 主桁材 H-150×150×7×10

$$A = 40.14 \times 10^2 \text{ mm}^2 \quad (\text{断面積})$$

$$Z = 219 \times 10^3 \text{ mm}^3 \quad (\text{断面係数})$$

(7) 曲げ応力度

許容曲げ応力度は「5-3 設計条件」の表3-5-9より156N/mm²である。

従って、曲げ応力度は、「5-5 各部の設計」の式3.5.52より

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{22.86 \times 10^6}{219 \times 10^3} = 104 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 156 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

3. 控柱の計算

- (1) 控柱にかかる軸力

$$R_B = 80.0 \times 10^3 \text{ N}$$

- (2) 控柱材 H-100×100×6×8

$$A = 21.90 \times 10^2 \text{ mm}^2 \text{ (断面積)}$$

$$i = 24.7 \text{ mm}^2 \text{ (断面二次半径)}$$

細長比 λ は次のとおりである。

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = \frac{3.50 \times 10^3}{24.7} = 142$$

ここに、 l_k : 部材の有効座屈長 (mm) 3.50×10^3 mm

i : 部材の断面二次半径 (mm)

許容軸方向圧縮応力度 (σ_{ca}) は、「3.設計条件」の表3-5-14から求める。

$$\text{細長比 } \lambda = 142 \text{ より } \sigma_{ca} = 46.3 \text{ N/mm}^2$$

軸方向圧縮応力度 (σ) は、

$$\sigma = \frac{R_B}{A} = \frac{80.00 \times 10^3}{21.90 \times 10^2} = 36.53 \text{ N/mm}^2 < 46.3 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

4. 屋根材の計算

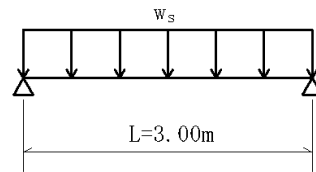


図 3-8-34

- (1) 屋根材にかかる等分布荷重

$$w_s = H_s \cdot \gamma = 2.00 \times 3.5 \times 10^3 = 7.00 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

- (2) 屋根材にかかる最大曲げモーメントは「5.各部の設計」の式3.5.10より

$$M_{\max} = \frac{w_s \cdot L^2}{8} = \frac{7.00 \times 10^3 \times 3.00^2}{8} = 7.88 \times 10^3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

- (3) 屋根材 1.6×100×570

$$Z = 76.5 \times 10^3 \text{ mm}^3 \text{ (断面係数)}$$

- (4) 曲げ応力度

許容曲げ応力度は「5-3 設計条件」の表3-5-9より 156 N/mm^2 である。

従って、曲げ応力度は「5-5 各部の設計」の式3.5.52より

$$\sigma_b = \frac{M_{\max}}{Z} = \frac{7.88 \times 10^6}{76.5 \times 10^3} = 103 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ba} = 156 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK!}$$

5. 風荷重に対する検討

風荷重は、「5-2 設計荷重」の式3.5.2より

$$P_w = C_d \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho_d \cdot V^2 = 1.2 \times \frac{1}{2} \times 1.23 \times 50^2 = 1,845 \text{ N/m}^2$$

風荷重が作用した時の屋根材にかかる等分布荷重は

$$w_b = P_w \cdot L = 1,845 \times 3.00 = 5,535 \text{ N/m}$$

従って、 $w_s > w_b$ により積雪荷重で決まる。

6. 基礎の計算

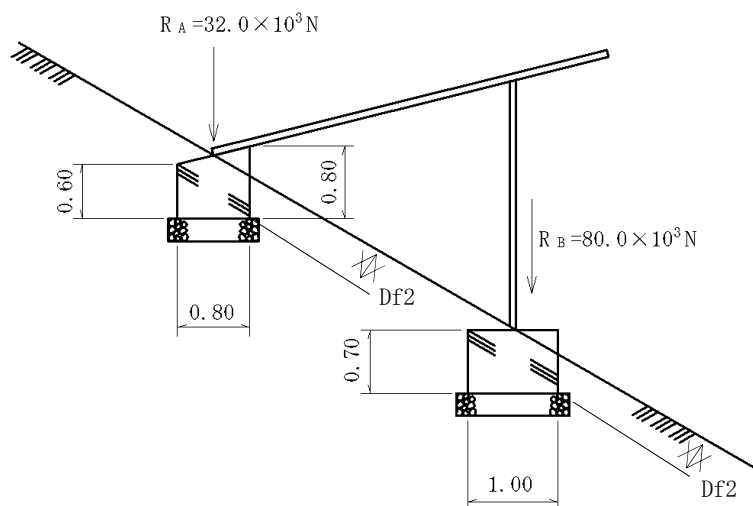


図 3-8-35

地盤の支持力を $200 \text{ kN/m}^2 (=200.0 \times 10^3 \text{ N/m}^2)$ とする

山側

軸力 (①より) $R_A = 32.0 \times 10^3 \text{ N}$

基礎自重 $W_c = \left[\frac{0.60 + 0.80}{2} \right] \times 0.80 \times 0.80 \times 23 \times 10^3 = 10.3 \times 10^3 \text{ N}$

基礎底面に作用する力は $R_A + W_c = (32.0 + 10.3) \times 10^3 = 42.3 \times 10^3 \text{ N}$

支持力は $0.8 \times 0.8 \times 200.0 \times 10^3 = 128 \times 10^3 \text{ N}$

よって、 $42.3 \times 10^3 \text{ N} < 128 \times 10^3 \text{ N}$ OK!

谷側

軸力 (②より) $R_B = 80.0 \times 10^3 \text{ N}$

基礎自重 $W_c = 1.00 \times 1.00 \times 0.70 \times 23 \times 10^3 = 16.1 \times 10^3 \text{ N}$

基礎底面に作用する力は $R_B + W_c = (80.0 + 16.1) \times 10^3 = 96.1 \times 10^3 \text{ N}$

支持力は $1.0 \times 1.0 \times 200.0 \times 10^3 = 200.0 \times 10^3 \text{ N}$

よって、 $96.1 \times 10^3 \text{ N} < 200.0 \times 10^3 \text{ N}$ OK!

【記号】

第3編の設計計算に用いる記号を次のように定める。

- A : 断面積 (m^2)
- B : 防雪板幅 (m)
- B_H : 基礎の換算載荷幅 (m)
- C_d : 風圧係数
- D : 杭径 (m)
- E : 杭のヤング係数 (N/m^2)
- F_{\max} : 単位長さ当たりの最大沈降力 (N/m)
- F_n : 載荷試験による抵抗力の実測値 (N)
- H_S : 設計積雪深 (m)
- I : 断面2次モーメント (m^4)
- L : 支柱ピッチ (m)
- N : 軸力 (N)
- N_H : グライド係数
- P_d : 基礎自重により基礎底面に働く土との摩擦力 (N)
- P_f : 基礎側面に働く土との摩擦力 (N)
- P_r : 滑動に対する抵抗力 (N)
- P_S : 基礎背面(前面)に働く土圧抵抗 (N)
- P_w : 風圧力 (N/m^2)
- Q : せん断力 (N)
- R : 反力 (N)
- R_a : 杭頭における杭の軸方向許容押込み支持力 (N)
- R_u : 地盤から決まる杭の極限支持力 (N)
- S_N : 雪圧の斜面に平行な成分 (N/m)
- S_Q : 雪圧の斜面に直角な成分 (N/m)
- U : 杭の周長 (m)
- K : クリーブ係数
- K_a : 主動土圧係数
- K_p : 受動土圧係数
- K_H : 水平方向地盤反力係数 (N/m^3)
- K_{H0} : 平板載荷試験の値に相当する横方向地盤反力係数 (N/m^3)
- M_e : 転倒させようとするモーメント ($\text{N}\cdot\text{m}$)
- M_f : 基礎側面の土による抵抗モーメント ($\text{N}\cdot\text{m}$)
- M_{\max} : 最大曲げモーメント ($\text{N}\cdot\text{m}$) ($\text{N}\cdot\text{m/m}$)
- M_r : 転倒に対する抵抗モーメント ($\text{N}\cdot\text{m}$)
- M_s : 基礎背面(前面)の土による抵抗モーメント ($\text{N}\cdot\text{m}$)
- M_w : 基礎自重による抵抗モーメント ($\text{N}\cdot\text{m}$)
- V : 設計風速 (m/s)

V_T : 基本風速 (m/s)
 W : 水平力 (風荷重) (N)
 W_b : 風荷重の鉛直分力 (N)
 W_c : 基礎ブロックの重量 (N)
 W_d : 杭の自重 (N)
 W_{sf} : 柵の1スパン当りの重量 (N)
 W_{max} : 単位面積当たりの最大積雪重量 (N/m²)
 W_w : 杭に鉛直下方向にかかる荷重の合計 (N)
 Z : 断面係数 (mm³)
 c : 粘着力 (kN/m²)
 h' : 水平方向の押抜きせん断力に抵抗するフーチングの有効厚さ (mm)
 f : 単位当たりの沈降力 (N/m)
 f_t : アンカーに作用する引抜き力 (N)
 f_i : 周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度 (N/m²)
 l_i : 周面摩擦力を考慮する層の層厚 (m)
 q : 底面の荷重強度 (N/m²)
 q_a : 許容支持力度 (N/m²)
 q_d : 杭先端を支持する単位面積当たりの極限支持力度 (N/m²)
 w_b : 風圧の等分布荷重 (N/m)
 w_c : 風圧の等分布荷重 (N/m)
 w_s : 屋根材にかかる等分布荷重 (雪荷重) (N/m²)
 ΣW : 杭にかかる軸力 (N)
 β : 杭の特性値 (m⁻¹)
 δ : 杭頭の変位量 (mm)
 δ_a : 許容変位量 (mm)
 φ : せん断抵抗角 (°)
 γ : 積雪の単位体積重量 (N/m³)
 γ_c : コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)
 γ_s : 土の単位体積重量 (kN/m³)
 λ : 細長比
 λ_m : 最大曲げモーメントの位置
 μ : 土とコンクリートの摩擦係数
 ν_c : 積雪の粘性ポアソン比
 θ_b : 防雪板の角度 (°)
 ρ_a : 空気の密度 (kg/m³)
 ρ_s : 雪の密度 (kg/m³)
 σ_b : 鋼材の曲げ応力度 (N/mm²)
 σ_c : 鋼材の圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_t : ボルトの引張応力度 (N/mm²)
 σ_s : ボルトのせん断応力度 (N/mm²)

- σ_{ba} : 鋼材の許容曲げ引張応力度 (N/mm²)
 σ_{ca} : 鋼材の許容軸方向圧縮応力度 (N/mm²)
 σ_{ta} : ボルトの許容引張応力度 (N/mm²)
 σ_{sa} : ボルトの許容せん断応力度 (N/mm²)
 τ_a : コンクリートの許容付着応力度 (N/mm²)
 σ_{cv} : 杭頭部垂直支圧応力度 (N/mm²)
 σ_{ch} : 杭頭部水平支圧応力度 (N/mm²)
 σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)
 τ_v : 垂直方向の押し抜きせん断応力度 (N/mm²)
 τ_h : 水平方向の押し抜きせん断応力度 (N/mm²)
 τ_{a1} : コンクリートの許容押抜きせん断応力度 (N/mm²)
 v_2 : 水平長補正係数
 ξ : 斜面の傾斜角 (°)

資料2 防雪柵の歴史

道路や鉄道の吹雪対策として使われる防雪柵が現在の形になるまでには、多くの試行錯誤による経験が積み重ねられてきた。人に技術・経験が蓄積されている時代では、人が変わるとノウハウがよく伝わらないために失敗するケースも多く、経験が体系化された技術へと進化するには実験や観測データの蓄積が必要であった。吹雪、防風や防雪機構の研究を経て、現在では普遍性をもつ防雪工学といえるところまで発展してきている。

2-1 防雪柵の始まり —1840年代の集雪と1850年代の鉄道防雪—

文献に残されている最も古い防雪柵は、ノルウエーの吹きだめ柵である。吹きだまり雪を家畜の飲み水に使うための集雪柵とも呼ぶべき柵であった (Johnson,1852)¹⁾。

西欧の防雪柵が牧場から発したのは、牧柵そのものが防雪柵の構造を持ち、風下にできる吹きだまりを身近に見ていたからであろう。吹雪対策に柵が使われるようになったのは、19世紀半ばからで欧米各国で相次いで開通した鉄道においてである。牧柵は横板を互い違いに積み重ねて組み立てる場合が多く、その場合の空隙率は50%になる。ロシアなどで線路の吹きだまり防止に使われた初期の鉄道防雪柵の多くは、空隙率が50%の木製構造で2m強という柵高も牧柵に良く似た吹きだめ柵であった。柵高は高くなってきたが、欧米では雪を最も多く集める構造である空隙率50%前後の吹きだめ柵が多い。用地の広さにもよるが牧柵の名残とも言えよう。アメリカ最初の防雪柵は、1868～1869年に大陸間横断鉄道において石のブロックを並べたものであった。そして、1880年代までに多くの柵高2m、空隙率50%の木製防雪柵が設置されたが、同じ基本設計の柵は少なくとも1971年までは使われていた。このように、欧米の防雪柵は吹きだめ柵から始まり今も大半は吹きだめ柵のようである。ここでは、まず、吹きだめ柵の技術的な発達を述べる。

2-2 防雪柵技術の発達 —経験から経験工学へ 1920年～ —

吹きだめ柵の風下には大きな吹きだまり雪丘ができるので、防雪対象が吹きだまり雪丘に埋もれないように柵を離して設置しなければならない。柵の構造は主に柵高、空隙率、下部間隙で表されるが、吹きだまりの大きさ、形は気象条件にも大きく依存する。防雪柵の歴史は、その土地の人の経験をヒントに生まれ、その土地の線路や道路を守るための試行錯誤の積み重ねであった (経験は人には蓄積されるが技術として伝承されるとは限らなかった)。しかし、その経験は気象や地形等の条件によって普遍的に使用できるものではなく、設置位置を間違えて防雪対象に吹きだまりができるという逆効果の場合も多かった。経験をより高めるためには、柵の構造と吹きだまりの位置や大きさを知る必要がある。そのための防雪柵の研究はソ連では1920年代に、日本でも1930年代末には行われている。アメリカで1930年代前半に行われたFinney(1934)²⁾の風洞実験は、アメリカの初期の防雪柵や防雪を考慮した道路構造設計の指針となった。しかし、アメリカの防雪柵の技術はその後の半世紀の間、トラック、機関車、除雪機械、安い燃料や人件費を背景とした力任せの雪処理に頼った結果、防雪技術の研究は停滞し、防雪柵の豊富な経験は技術者の交代によって失われた。初期のTratmanのテキスト (1908)³⁾の設置位置の記述の間違いにより、吹きだまりに線路が埋まる結果になり、防雪柵への信頼を失ったという事情もあった (Tabler,1994)⁴⁾。吹き払い柵は、1930年にソ連で最初に開発され1932年に供用されている。気流の測定を行う等柵自体の効果は確認されたが、その後普及されなかった。吹き払い柵は設置方法を誤ると弊害が大きいため、これも普遍性をもたないことからくる経験工学の限界と思われる。ソ連の吹き払い柵に基準が設けられ使用されるようになったのは1964年に入ってからである。

2-3 経験工学から防雪工学へ

経験工学が防雪工学として普遍性を持つまでには、基礎になる吹雪や吹きだまり、防風や防雪機構等の研究が必要である。日本では1949年から50年代にかけて鉄道技術研究所の塩谷、新井らにより、1960年代からは北海道大学低温科学研究所の大浦、小林らにより吹雪の研究が行われた。Dyuninらによる1950年代のシベリアにおける吹雪の研究は、ソ連の防雪柵ガイドライン (Komarov,1954)⁵⁾の基礎となりアメリカにも影響を与えたが、技術的には柵構造に柵高、空隙率に加えて下部間隙の概念を取り入れたものであった。アメリカでは1960年代に水資源涵養に吹きだめ柵を利用する研究が林野局によって行われていた。1971年にその技術を、連邦道路I-80号のロッキー山脈東山麓において、吹雪災害の頻発していた新規開通区間での吹雪対策に活用した。1971年から18年間に建設された防雪柵は、視程障害の緩和効果、路面の改善や交通事故の大幅な減少に加え、冬期道路維持費を1/3～1/2に減少させるなど劇的な効果をもたらした。平衡吹きだまり雪丘の概念を導入し、吹きだまり雪丘の大きさを柵高で表現することを意味あるものにした。柵の構造、柵高、空隙率、下部間隙それぞれの役割を明確にし、吹きだめ柵の吹雪量に対応した設計、設置方法等の技術を確立した。吹雪の発達過程を吹走距離と飛雪粒子の昇華蒸発から定量的に求める等の基礎的実験研究の蓄積を土台にして防雪技術を確立したといえる。Tabler(1994)⁴⁾は、これらの成果を基にアメリカの防雪対策のガイドラインを作成した。

2-4 日本の防雪柵の歴史

日本の防雪柵は鉄道から始まり道路で発展した。

日本では欧州から40年ほど遅れ1880年代に、鉄道の吹雪対策のために使われたのが防雪柵の始まりである。日本の雪国で古くから使われてきた、風よけを兼ねて家屋の周りに板、茅や葦をたてかけた「雪囲い」がベースになったものと思われる。「雪囲い」は、囲いの中に雪が入らないように雪を囲いの外側に吹きだめようとしたもので、現在の吹き止め柵の考えに近いといえる。日本最初の鉄道防雪柵は「雪よけの板塀」と呼ばれていたが、木製の雪覆(スノーシェルター)とともに評価は芳しくなく、やがて防雪林に代わることになった。防雪柵を吹きだまり防止のために使用するには、柵の構造とともに設置位置が重要であるが、「雪囲い」の経験だけでは欧米の牧柵と違って、風下の吹きだまりが何処にどんな形状でできるか予測することは難しかったからと思われる(多くの場合、設置位置が近すぎて線路に吹きだまりができたと考えられる)。なお、木製の雪覆は蒸気機関車からでる火の粉から出火する事故が多かった。道路用としては1961年に初めての防雪柵が試験されている。現在残されている写真によると、柵高1.8m、空隙率50%の木製の吹きだめ柵であった。欧米初期の防雪柵の構造に酷似していてそれに習ったと考えられるが、写真が残されているだけで、誰がどのような目的で設置したかなどの詳細は不明である。

1962年頃からは、北海道開発局建設機械工作所において吹きだめ柵の試験開発が始められた。詳しい試験結果は残されていないが、柵高3m、空隙率20%の木柵が採用されている。以降、日本の吹きだめ柵の空隙率は20%前後が一般的になっている。空隙率が小さいほど風下の吹きだまり雪丘は小さくなるため、用地の狭い日本の道路事情に適したものであった。それでも吹きだめ柵は広い用地が必要なため、土地利用が集約化した日本での用地確保は次第に困難になり、道路敷地に設置可能な柵の開発が求められるようになった。道路敷地に設置できる防雪柵として、1967年から単板・多板式の幾つかの吹き払い柵についての開発が建設機械工作所で行われ、1969年には国道に設置されている。単板式のものはソ連にもあったが、多板式とよばれるものは日本独特のものである。吹き払い柵の吹きだまり防止範囲は上下二車線道路に限られるが、視程障害の緩和にも効果があり現在でも使われている。

北海道開発局土木試験所(現、(独)土木研究所寒地土木研究所)では、それまでの吹雪の研究を基に、日本の

防雪柵の経験工学から防雪工学への脱皮を目指して1981年から研究を始めた。防雪柵の防雪容量を柵高と空隙率で表し、防雪柵の柵高を吹雪量と積雪深を基に決定するなど、その成果は「道路吹雪対策マニュアル（案）、防雪柵編」（平成2年、（社）北海道開発技術センター）として防雪柵のガイドラインになった。この研究はまた、吹き払い柵の適用が難しい多車線道路の防雪のための吹き止め柵開発の基礎にもなった（藤田等,1988）⁶⁾。1988年に初めて設置された吹き止め柵は風上側に雪を多く捕捉するために、柵高を高く（5mが多い）、空隙率を小さく、下部間隙をゼロにしたものである。吹きだめ柵の一種と考えることもできるが、吹き止め柵は「雪囲い」の現代版で、日本の気象や環境風土に合った他に例のない独特の柵ともいえる。

参考文献

第2章 防雪柵の定義と特徴

- 1) (社)日本道路協会, 2004: 道路構造令の解説と運用, 丸善(株), 647.
- 2) 藤田英郎・倉橋義雄・山口守之・長岡佳美・竹内政夫, 1988: 多車線道路における防雪柵の計画. 第30回北海道開発局技術研究発表会論文集, 91-96.
- 3) 北海道開発局, 道路現況調査.
- 4) (社)日本建設機械化協会編, 1988: 新編防雪工学ハンドブック, 森北出版(株), 249.
- 5) Ronald D. Tabler, 2002: Design Guidelines for the Control of Blowing and Drifting Snow. National Cooperative Highway Research Program, 72.
- 6) Ronald D. Tabler, 1974: New Engineering Criteria for Snow Fence Systems. Transportation Research Record 506, 65-78.
- 7) 竹内政夫・野原他喜男・石本敬志・福沢義文, 1984: 防雪柵の研究=柵前後の吹溜り雪丘形状=. 雪と道路, 1, 96-100.
- 8) 竹内政夫, 2000: 吹雪とその対策(3)―吹きだまりの発生機構と形―. 雪氷, 62, 41-48.
- 9) 福沢義文・竹内政夫・石本敬志・野原他喜男, 1982: 防雪柵の性能比較試験. 第25回北海道開発局技術研究発表会論文集, 210-215.
- 10) 打矢徹也, 1970: 防雪柵について(機能究明に関する実験) その1. 技研報, 5, 44, 18-24.
- 11) (社)日本建設機械化協会・(社)雪センター, 2005: 除雪・防雪ハンドブック(防雪編), (社)日本建設機械化協会・(社)雪センター, 282.

第3章 防雪柵の基本計画

- 1) 伊東靖彦・松澤勝・福沢義文・加治屋安彦, 2002: 吹き止め柵の吹きだまり形状に関する考察. 2002年度日本雪氷学会全国大会講演予稿集, 135.
- 2) 北海道, 2000: 土木用木材・木製品設計マニュアル, 北海道, 14.
- 3) 野田康信, 2006: 木製防雪柵の耐用年数について. 林産試験だより, 2006年2月号, 北海道立林産試験場, 5-6.
- 4) 福澤義文・加治屋安彦・金子学・川上俊一・金田安弘, 1997: 防雪柵端部での吹雪による視程の急変とその対策～数値シミュレーションによる検討～. 北海道の雪氷, 16, 41-43.
- 5) 福沢義文・竹内政夫・石本敬志・奥谷智博, 1992: 吹きだめ柵による視程障害緩和効果. 1992年度日本雪氷学会全国大会講演予稿集, 125.
- 6) 福澤義文・加治屋安彦・畠山拓司, 2001: 防雪柵端部付近における視程障害と対策. 第24回日本道路会議一般論文集(A), 358-359.
- 7) 伊東靖彦・松澤勝, 2006: 防雪柵端部附近の吹き溜まり形状. 2006年度日本雪氷学会全国大会講演予稿集, 84.
- 8) 福澤義文・伊東靖彦・松澤勝・加治屋安彦・畠山拓治, 2002: 防雪柵の端部効果対策に関する考察―数値シミュレーションによる検討―. 日本雪工学会誌, Vol.18 No.4, 97-98.
- 9) 伊東靖彦・福沢義文・松澤勝, 2003: 防雪柵開口部における視程障害に関する考察. 第58回年次学術講演会講演概要集 ((社)土木学会), 539-540.

第4章 防雪柵の基本設計

- 1) 竹内政夫・石本敬志・野原他喜男・福沢義文, 1984: 防雪柵の研究=柵前後の吹溜り雪丘形状=. 雪と道路, 1, 96-100.

- 2) 伊東靖彦・松澤勝・福沢義文・加治屋安彦, 2002: 吹き止め柵の吹きだまり形状に関する考察. 2002年度日本雪氷学会全国大会講演予稿集, 135.
- 3) 竹内政夫, 1987: 防雪柵の風下雪丘長, 昭和62年度日本雪氷学会全国大会講演予稿集. 109.
- 4) (社)日本建設機械化協会・(社)雪センター, 2005: 除雪・防雪ハンドブック (防雪編), (社)日本建設機械化協会・(社)雪センター, 281.
- 5) 福沢義文・竹内政夫・石本敬志・野原他喜男, 1983: 防雪柵の性能比較試験 (Ⅱ). 第26回北海道開発局技術研究発表会論文集, 201-206.

第5章 防雪柵の実施設計

- 1) 本州四国連絡橋公団, 1976: 耐風設計基準(1976)・同解説, 本州四国連絡橋公団, 6.
- 2) (社)日本道路協会, 1987: 道路標識設置基準・同解説, 丸善(株), 225-226.
- 3) (社)土木学会, 1988: 鋼構造架設設計指針, 丸善(株), 60.
- 4) 塩谷正雄, 1992: 強風の性質－構造物の耐風設計に関連して－, 開発社.
- 5) (社)日本道路協会道路, 2007: 道路橋耐風設計便覧 (平成19年改訂版), 丸善(株), 73-76.
- 6) (社)日本道路協会, 1986: 道路土工－土質調査指針, 丸善(株), 319pp.
- 7) (社)日本道路協会, 1999: 道路土工－擁壁工指針, 丸善(株), 19-21, 49.
- 8) (社)土木学会, 2002: コンクリート標準示方書「構造性能照査編」, 248.
- 9) (社)日本建築学会, 2005: 鋼構造設計規準－許容応力度設計法－, 丸善(株), 193pp.
- 10) (社)日本道路協会, 2002: 道路橋示方書・同解説IV, 下部構造編, 丸善(株), 567pp.
- 11) (社)日本道路協会, 2004: 車両用防護柵標準仕様・同解説, 丸善(株), 153pp.
- 12) 北海道開発局, 2010: 北海道開発局道路設計要領.
- 13) (社)日本道路協会, 1999: 道路土工－仮設構造物指針, 丸善(株) 378pp.

資料編

- 1) Johnson, G.D.B., 1852: Nogle Ord om Snedeev, Snefog og Snefonner. Universitetet i Trondheim – Norges tekniske høgskole. (in Norwegian), 22pp.
- 2) Finney, E.A., 1934: Snow drift control by highway design. Michigan Engineering Experiment Station, Michigan State College, Bulletin 86, 58pp.
- 3) Tratman, E.E. Russell, 1908: Railway track and track work. 3rd Ed., The Engineering News Publishing Company, New York, 520pp.
- 4) Tabler, R.D., 1994: Design guidelines for the control of blowing and drifting snow, Strategic Highway Research Program, 364pp.
- 5) Komarov, 1954: Nektorye zakonomernosti perenosy i otlozheniya snega v raionakh zapadnoi Sibiri i ikh Ispol'zovanie v snegozadershanii i snegobor'be (Some rules on the migration and deposition of snow in western Siberia and their application to control measures). Trudy Transportno-Energicheskogo Instituta, Tom 4, p.89-97 (in Russian), National Research Council of Canada Technical Translation 1094(1963), Ottawa, Ontario, Canada, 13pp.
- 6) 藤田英郎・倉橋義雄・山口守之・長岡佳美・竹内政夫, 1988: 多車線道路における防雪柵の計画. 第30回北海道開発局技術研究発表会論文集, 91-96.