

第11章		防災工		設計要領：新旧対比表（改訂原案）		頁	目次(11)
現 行				改 定 案			
第11章	防 災 工	11-1	11-1	第11章	防 災 工	11-1	11-1
11-1	防災工の計画	11-1	11-1	11-1	防災工の計画	11-1	11-1
11-1-1	適 用	11-1	11-1	11-1-1	適 用	11-1	11-1
11-1-2	防災計画の基本	11-1	11-1	11-1-2	防災計画の基本	11-1	11-1
11-2	シェッド	11-4	11-4	11-2	シェッド	11-4	11-4
11-2-1	設計一般	11-4	11-4	11-2-1	設計一般	11-4	11-4
11-2-1-1	適 用	11-4	11-4	11-2-1-1	適 用	11-4	11-4
11-2-1-2	シェッドの分類と定義	11-6	11-6	11-2-1-2	シェッドの分類と定義	11-6	11-6
11-2-1-3	建築限界	11-8	11-8	11-2-1-3	建築限界	11-8	11-8
11-2-1-4	構造形式	11-9	11-9	11-2-1-4	構造形式	11-9	11-9
11-2-1-5	荷 重	11-10	11-10	11-2-1-5	荷 重	11-10	11-10

第11章		防災工		設計要領：新旧対比表（改訂原案）		頁	目次(12)
現 行				改 定 案			
11-2-1-6	使用材料	11-25		11-2-1-6	使用材料	11-25	
11-2-2	スノーシェッド	11-26		11-2-2	スノーシェッド	11-26	
11-2-2-1	荷重の組合せと許容応力度の割増し	11-26		11-2-2-1	荷重の組合せと許容応力度の割増し	11-26	
11-2-2-2	構造一般	11-26		11-2-2-2	構造一般	11-26	
11-2-2-3	PCスノーシェッド	11-27		11-2-2-3	PCスノーシェッド	11-27	
11-2-2-4	鋼製スノーシェッド	11-27		11-2-2-4	鋼製スノーシェッド	11-27	
11-2-3	ロックシェッドおよびアースシェッド	11-28		11-2-3	ロックシェッドおよびアースシェッド	11-28	
11-2-3-1	荷重の組合せと許容応力度の割増し	11-28		11-2-3-1	荷重の組合せと許容応力度の割増し	11-28	
11-2-3-2	構造一般	11-29		11-2-3-2	構造一般	11-29	
11-2-3-3	PCロックシェッド、アースシェッド	11-30		11-2-3-3	PCロックシェッド、アースシェッド	11-30	
11-2-3-4	RCロックシェッド、アースシェッド	11-35		11-2-3-4	RCロックシェッド、アースシェッド	11-35	
11-2-4	下部構造および基礎	11-37		11-2-4	下部構造および基礎	11-37	
11-2-4-1	設計の基本	11-37		11-2-4-1	設計の基本	11-37	
11-2-4-2	地盤の定数	11-37		11-2-4-2	地盤の定数	11-37	
11-2-4-3	支持地盤	11-38		11-2-4-3	支持地盤	11-38	
11-2-4-4	荷 重	11-39		11-2-4-4	荷 重	11-39	
11-2-4-5	山側受台計画上の留意事項	11-40		11-2-4-5	山側受台計画上の留意事項	11-40	
11-2-4-6	谷側受台計画上の留意事項	11-43		11-2-4-6	谷側受台計画上の留意事項	11-43	
11-2-4-7	基礎形式の選定および施工方法に関する留意事項	11-44		11-2-4-7	基礎形式の選定および施工方法に関する留意事項	11-44	
11-2-4-8	安定の照査	11-44		11-2-4-8	安定の照査	11-44	
11-2-4-9	山側受台の設計	11-46		11-2-4-9	山側受台の設計	11-46	
11-2-4-10	谷側受台の設計	11-48		11-2-4-10	谷側受台の設計	11-48	
11-2-4-11	構造細目	11-49		11-2-4-11	構造細目	11-49	
11-3	落石防護工	11-58		11-3	落石防護工	11-58	
11-3-1	落石防護網	11-58		11-3-1	落石防護網	11-58	
11-3-1-1	適 用	11-58		11-3-1-1	適 用	11-58	
11-3-1-2	覆式落石防護網の設計	11-58		11-3-1-2	覆式落石防護網の設計	11-58	
11-3-1-3	ポケット式落石防護網の設計	11-60		11-3-1-3	ポケット式落石防護網の設計	11-60	
11-3-1-4	アンカーの設計	11-61		11-3-1-4	アンカーの設計	11-61	
11-3-1-5	材料の諸元	11-63		11-3-1-5	材料の諸元	11-63	
11-3-2	落石防護擁壁	11-64		11-3-2	落石防護擁壁	11-64	
11-3-2-1	適 用	11-64		11-3-2-1	適 用	11-64	
11-3-2-2	擁壁の構造	11-64		11-3-2-2	擁壁の構造	11-64	
11-3-2-3	擁壁の設計一般	11-66		11-3-2-3	擁壁の設計一般	11-66	
11-3-2-4	擁壁の構造細目	11-66		11-3-2-4	擁壁の構造細目	11-66	
11-3-3	落石防護柵	11-68		11-3-3	落石防護柵	11-68	
11-4	なだれ予防柵類	11-70		11-4	なだれ予防柵類	11-70	
11-4-1	なだれ予防柵	11-70		11-4-1	なだれ予防柵	11-70	
11-4-1-1	設 計 一 般	11-70		11-4-1-1	設 計 一 般	11-70	
11-4-1-2	荷 重	11-71		11-4-1-2	荷 重	11-71	
11-4-1-3	基 礎 工	11-73		11-4-1-3	基 礎 工	11-73	
11-4-1-4	鋼製なだれ予防柵の設計	11-73		11-4-1-4	鋼製なだれ予防柵の設計	11-73	

第11章		防災工		設計要領：新旧対比表（改訂原案）		頁	目次(13)
現 行				改 定 案			
11-4-1-5	PC製なだれ予防柵の設計	11-74		11-4-1-5	PC製なだれ予防柵の設計	11-74	
11-4-2	せり出し防止柵	11-74		11-4-2	せり出し防止柵	11-74	
11-4-2-1	設計一般	11-74		11-4-2-1	設計一般	11-74	
11-4-2-2	荷 重	11-75		11-4-2-2	荷 重	11-75	
11-4-2-3	基礎工	11-75		11-4-2-3	基礎工	11-75	
11-4-2-4	鋼製せり出し防止柵の設計	11-75		11-4-2-4	鋼製せり出し防止柵の設計	11-75	
11-4-2-5	PC製せり出し防止柵の設計	11-75		11-4-2-5	PC製せり出し防止柵の設計	11-75	
11-5	路面消融雪施設	11-76		11-5	路面消融雪施設	11-76	
11-5-1	消雪施設	11-76		11-5-1	消雪施設	11-76	
11-5-1-1	適 用	11-76		11-5-1-1	適 用	11-76	
11-5-1-2	施 工	11-76		11-5-1-2	施 工	11-76	
11-5-2	流雪溝	11-76		11-5-2	流雪溝	11-76	
11-5-2-1	適 用	11-76		11-5-2-1	適 用	11-76	
11-6	吹雪対策工	11-77		11-6	吹雪対策工	11-77	
11-6-1	吹雪対策の概要	11-77		11-6-1	吹雪対策の概要	11-77	
11-6-2	吹雪対策の計画	11-79		11-6-2	吹雪対策の計画	11-79	
11-6-2-1	吹雪対策の一覧	11-79		11-6-2-1	吹雪対策の一覧	11-79	
11-6-2-2	吹雪対策工の選定	11-82		11-6-2-2	吹雪対策工の選定	11-82	
11-6-2-3	計画・設計時に必要となる基本諸量	11-84		11-6-2-3	計画・設計時に必要となる基本諸量	11-84	
11-6-3	吹雪対策の設計	11-85		11-6-3	吹雪対策の設計	11-85	
11-6-3-1	防雪林の設計	11-85		11-6-3-1	防雪林の設計	11-85	
11-6-3-2	防雪柵の設計	11-85		11-6-3-2	防雪柵の設計	11-85	
11-6-3-3	スノーシェルターの設計	11-89		11-6-3-3	スノーシェルターの設計	11-89	

現 行

改 定 案

第11章 防災工

11-1 防災工の計画

11-1-1 適 用

この章では、主に、なだれまたは落石等によって生じる自然災害から、道路の交通および施設を守るために設けられる道路防災工の計画設計について記載する。

この項では、防災工の計画設計手法を適切に用いるために必要な事項を整理した。

11-1-2 防災計画の基本

1. 防災工の計画設計に際しては、十分な現地調査を実施したうえで、隣接区間との整合を含めて、災害の種類と規模を想定するとともに、防災工やその他の道路構造物等が受け持つ荷重を適切に設定する。
2. 防災工は予防工や抑止工等の発生源対策を原則とする。また、対策工種の選定に当たっては、単一の工法に頼るだけでなく、複数の工法を採用することがより効果的となる場合がある。現地条件等により、やむを得ない場合において、防護工を採用する。
3. 防災工の計画設計に際しては、この章の記載事項による他、表11.1の関係図書を参考とする。

表11.1 関係図書

関係図書	発行年月	発行
道路構造令の解説と運用	H27.6	(公社)日本道路協会
落石対策便覧	H12.6	〃
落石対策便覧に関する参考資料 ー落石シミュレーション手法の調査研究資料ー	H14.4	〃
道路防雪便覧	H2.5	〃
道路土工要綱	H21.6	〃
道路土工一切土工・斜面安定工指針 〃 ー擁壁工指針	H21.6 H24.7	〃 〃
道路橋示方書・同解説（I～V）	H24.3	〃
コンクリート標準示方書[基本原則編]	H25.3	(公社)土木学会
〃 [設計編]	H25.3	〃
〃 [施工編]	H25.3	〃
〃 [維持管理編]	H25.10	〃
〃 [基準編]	H25.11	〃
道路防雪施設マニュアル [コンクリート構造編]	H20.3	(社)北陸建設弘済会
除雪防雪ハンドブック（除雪編，防雪編）	H16.12	(社)日本建設機械化協会
路面消・融雪施設等設計要領	H20.5	(社)日本建設機械化協会
散水消雪施設設計施工・維持管理マニュアル	H20.8	(一社)新潟県融雪技術協会

第11章 防災工

11-1 防災工の計画

11-1-1 適 用

この章では、主に、なだれまたは落石等によって生じる自然災害から、道路の交通および施設を守るために設けられる道路防災工の計画設計について記載する。

この項では、防災工の計画設計手法を適切に用いるために必要な事項を整理した。

11-1-2 防災計画の基本

1. 防災工の計画設計に際しては、十分な現地調査を実施したうえで、隣接区間との整合を含めて、災害の種類と規模を想定するとともに、防災工やその他の道路構造物等が受け持つ荷重を適切に設定する。
2. 防災工は予防工や抑止工等の発生源対策を原則とする。また、対策工種の選定に当たっては、単一の工法に頼るだけでなく、複数の工法を採用することがより効果的となる場合がある。現地条件等により、やむを得ない場合において、防護工を採用する。
3. 防災工の計画設計に際しては、この章の記載事項による他、表11.1の関係図書を参考とする。

表11.1 関係図書

関係図書	発行年月	発行
道路構造令の解説と運用	H27.6	(公社)日本道路協会
<u>落石対策便覧</u>	<u>H29.12</u>	<u>〃</u>
落石対策便覧※1	H12.6	〃
落石対策便覧に関する参考資料 ー落石シミュレーション手法の調査研究資料ー	H14.4	〃
道路防雪便覧	H2.5	〃
道路土工要綱	H21.6	〃
<u>道路土工構造物技術基準・同解説</u>	<u>H29.3</u>	<u>〃</u>
道路土工一切土工・斜面安定工指針 〃 ー擁壁工指針	H21.6 H24.7	〃 〃
<u>道路橋示方書・同解説（I～V）</u>	<u>H29.11</u>	<u>〃</u>
道路橋示方書・同解説（I～V）※2	H24.3	〃
コンクリート標準示方書[基本原則編]	H25.3	(公社)土木学会
〃 [施工編]	<u>H30.3</u>	〃
〃 [施工編]	<u>H30.3</u>	〃
〃 [維持管理編]	<u>H30.10</u>	〃
〃 <u>[規準編]</u>	<u>H30.10</u>	〃
道路防雪施設マニュアル [コンクリート構造編]	H20.3	(社)北陸建設弘済会
除雪防雪ハンドブック（除雪編，防雪編）	H16.12	(社)日本建設機械化協会
路面消・融雪施設等設計要領	H20.5	(社)日本建設機械化協会
散水消雪施設設計施工・維持管理マニュアル	H20.8	(一社)新潟県融雪技術協会

※1 下記3.に示す内容により限定使用とする。 ※2 許容応力度法に関わる部分の関係図書として示す。

現 行

改 定 案

表11. 2 参考図書

参 考 図 書	発行年月	発 行
防護柵の設置基準・同解説	H28. 12	(公社)日本道路協会
鋼製スノーシェッド標準設計解説書 [門形・逆L形]	S62. 11	(社)北陸建設弘済会
建築基礎構造設計指針	H13. 10	(一社)日本建築学会
グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	H24. 5	(公社)地盤工学会
流雪溝設計運営要領	S58. 9	(社)北陸建設弘済会

注) 使用にあたっては、最新版を使用するものとする。

表11. 2 参考図書

参 考 図 書	発行年月	発 行
防護柵の設置基準・同解説	H28. 12	(公社)日本道路協会
鋼製スノーシェッド標準設計解説書 [門形・逆L形]	S62. 11	(社)北陸建設弘済会
建築基礎構造設計指針	H13. 10	(一社)日本建築学会
グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	H24. 5	(公社)地盤工学会
流雪溝設計運営要領	S58. 9	(社)北陸建設弘済会
<u>落石対策工の設計法と計算例</u>	<u>H26. 12</u>	<u>(公社)地盤工学会</u>

注) 使用にあたっては、最新版を使用するものとする。

1. 防災工の計画

防災工は橋梁や擁壁と異なり、計画設計時点で対象とする荷重や構造物の規模が決まっていないことが多い。計画設計を進めるにあたっては、十分な現地調査を実施し、斜面からの落下物となるものの位置と大きさ、その影響を受ける道路延長や落下物の到達範囲など、災害規模や特徴等を適切に想定する。

災害の規模や地形地質によっては、部分的に道路線形を変更することが道路の安全性や維持管理を含めた経済性のうえで、合理的な場合があるので、十分に留意する必要がある。

防災工やその他の道路構造物等が受け持つ荷重は現地調査結果をもとに決定するが、斜面上に散在する転石や浮石、崩壊の可能性がある土塊、または、なだれ発生源などは、最も危険度が高く、最も荷重が大きくなることが予想される。過大な荷重となるものについては、除去工や抑止工を併用することが望ましい。

対象荷重の設定の際には、隣接区間との整合を確認する。ただし、落石規模や土質定数などの区間特有の条件と雪の密度などの地域全体で共通する条件があることに注意する。防災工が連続することを前提とせず計画しても、長期にわたって防災対策を実施した結果、防災工が連続することもあるので、諸条件の連続性に対しても十分に留意する。また、新たに調査した結果と既設構造物の対象荷重に相違がある場合は、新設構造物の規模の妥当性を確認したうえで、必要に応じて、既設構造物に対して補強等を提案することが肝要である。

防災工を包括する地すべりに対して、防災工の基礎等による地すべり抑止効果を期待することがある。地すべり地で防災工を計画する際には、地すべり範囲を明確にしたうえで、それを避けることが望ましい。やむを得ず地すべり範囲内に防災工を設ける場合には、地すべり対策との関係を明確にしたうえで、計画を進める必要がある。

2. 対策工選定の基本

斜面からの落下物は運動エネルギーの小さい発生源付近で落下を抑止するような対策を採ることがもっとも安全で経済的であり、予防工や抑止工等の発生源対策が望ましい。ただし、斜面が道路用地でない場合や、現地の条件により、発生源対策を採用できる場合が少ないことも事実である。現地の条件で、発生源対策を採用できず、やむを得ず、道路際で防護対策等を採用する場合であっても、将来の可能性を考慮して、応急対策であることを明確にしたうえで、対象荷重を現実的なものとしておくことがある。

複数の工法を併用することによって、防災工の規模を縮小することができ、施工性や施工時の安全性のみならず、経済性においても効果が期待できる場合がある。災害発生後の復旧方法や様々な災害への対応性を考えた場合、単一の工法に頼るだけでなく、複数の工法を採用するのが望ましい。

1. 防災工の計画

防災工は橋梁や擁壁と異なり、計画設計時点で対象とする荷重や構造物の規模が決まっていないことが多い。計画設計を進めるにあたっては、十分な現地調査を実施し、斜面からの落下物となるものの位置と大きさ、その影響を受ける道路延長や落下物の到達範囲など、災害規模や特徴等を適切に想定する。

災害の規模や地形地質によっては、部分的に道路線形を変更することが道路の安全性や維持管理を含めた経済性のうえで、合理的な場合があるので、十分に留意する必要がある。

防災工やその他の道路構造物等が受け持つ荷重は現地調査結果をもとに決定するが、斜面上に散在する転石や浮石、崩壊の可能性がある土塊、または、なだれ発生源などは、最も危険度が高く、最も荷重が大きくなることが予想される。過大な荷重となるものについては、除去工や抑止工を併用することが望ましい。

対象荷重の設定の際には、隣接区間との整合を確認する。ただし、落石規模や土質定数などの区間特有の条件と雪の密度などの地域全体で共通する条件があることに注意する。防災工が連続することを前提とせず計画しても、長期にわたって防災対策を実施した結果、防災工が連続することもあるので、諸条件の連続性に対しても十分に留意する。また、新たに調査した結果と既設構造物の対象荷重に相違がある場合は、新設構造物の規模の妥当性を確認したうえで、必要に応じて、既設構造物に対して補強等を提案することが肝要である。

防災工を包括する地すべりに対して、防災工の基礎等による地すべり抑止効果を期待することがある。地すべり地で防災工を計画する際には、地すべり範囲を明確にしたうえで、それを避けることが望ましい。やむを得ず地すべり範囲内に防災工を設ける場合には、地すべり対策との関係を明確にしたうえで、計画を進める必要がある。

2. 対策工選定の基本

斜面からの落下物は運動エネルギーの小さい発生源付近で落下を抑止するような対策を採ることがもっとも安全で経済的であり、予防工や抑止工等の発生源対策が望ましい。ただし、斜面が道路用地でない場合や、現地の条件により、発生源対策を採用できる場合が少ないことも事実である。現地の条件で、発生源対策を採用できず、やむを得ず、道路際で防護対策等を採用する場合であっても、将来の可能性を考慮して、応急対策であることを明確にしたうえで、対象荷重を現実的なものとしておくことがある。

複数の工法を併用することによって、防災工の規模を縮小することができ、施工性や施工時の安全性のみならず、経済性においても効果が期待できる場合がある。災害発生後の復旧方法や様々な災害への対応性を考えた場合、単一の工法に頼るだけでなく、複数の工法を採用するのが望ましい。

現 行

改 定 案

3. 落石の数値シミュレーション解析手法について

技術の進歩により、防災工の計画設計に用いられる手法が多種多様化している。従来から用いられてきた「落石対策便覧」や「道路防雪便覧」等に記載されている既往の現場実験から経験的に推定する手法（ここでは「経験的方法」と呼ぶ）は依然として、防災工の計画設計の中心となるものである。ただし、その記載内容には適用範囲があり、すべての現場に適用しうるものではない。たとえば、斜面地形の折れ曲がりや凹凸、地盤の力学特性、植生の抵抗など斜面特性を詳細に評価した予測はできない。それを補うために、コンピュータを駆使した数値シミュレーション等に頼る事例が多くなりつつある。

ただし、精密な解析理論を用い、コンピュータによって多大な解析作業を処理したからといって、災害現場を正確に再現したり、災害の規模や荷重を予測したりすることは難しい。妥当な結果が得られるのは地形が正しくモデル化され、地盤特性や運動特性に関するパラメータが適切に与えられた場合であることを理解しておかなければならない。また、現状における数値シミュレーション手法は2次元解析が実用的で、現実の3次元で凹凸がある斜面を解析できる手法は完成度が低い状況にある。数値シミュレーションを用いる際には、2次元解析結果を3次元に展開して、現実の斜面对策に活用しなければならない。ここでは、経験的手法の適用に問題がある場合においてのみ、数値シミュレーションを採用してもよいものとし、採用にあたっては、その理由を明確にする。

詳細については、「落石対策便覧に関する参考資料－落石シミュレーション手法の調査研究資料－」を参考とする。

3. 関係図書について

・「落石対策便覧」については、当面の間 H12.6版によることを基本とし、本要領に示された安全のレベルを維持できる範囲で H29.12改訂版で紹介された高エネルギー吸収型網等の新工法や新材料に関する記述を参考にしてよい。

(注) 対落石については、H29.12改訂版で性能規定型設計の枠組みを導入することとなったが、対積雪・なだれについては、現時点で「道路防雪便覧」等の許容応力度法による仕様規定型設計とならざるを得ないことから、2つの異なった設計体系が混在することとなるため、これを回避し、落石と雪への性能規定型設計が具体的に運用できる状態となるまで、H12.6版の落石対策便覧によることとした。

・シェッドの下部構造および基礎の設計において、上記の落石対策便覧H12.6版や本章（第11章防災工）の運用に合わせて、安定照査や部材設計について当面の間、仕様規定型設計（許容応力度法）の道路橋示方書H24.3版により実施するものとする。

・落石シミュレーション手法の調査研究資料については、以下の留意が必要である。

技術の進歩により、防災工の計画設計に用いられる手法が多種多様化している。従来から用いられてきた「落石対策便覧」や「道路防雪便覧」等に記載されている既往の現場実験から経験的に推定する手法（ここでは「経験的方法」と呼ぶ）は依然として、防災工の計画設計の中心となるものである。ただし、その記載内容には適用範囲があり、すべての現場に適用しうるものではない。たとえば、斜面地形の折れ曲がりや凹凸、地盤の力学特性、植生の抵抗など斜面特性を詳細に評価した予測はできない。それを補うために、コンピュータを駆使した数値シミュレーション等に頼る事例が多くなりつつある。

ただし、精密な解析理論を用い、コンピュータによって多大な解析作業を処理したからといって、災害現場を正確に再現したり、災害の規模や荷重を予測したりすることは難しい。妥当な結果が得られるのは地形が正しくモデル化され、地盤特性や運動特性に関するパラメータが適切に与えられた場合であることを理解しておかなければならない。また、現状における数値シミュレーション手法は2次元解析が実用的で、現実の3次元で凹凸がある斜面を解析できる手法は完成度が低い状況にある。数値シミュレーションを用いる際には、2次元解析結果を3次元に展開して、現実の斜面对策に活用しなければならない。ここでは、経験的手法の適用に問題がある場合においてのみ、数値シミュレーションを採用してもよいものとし、採用にあたっては、その理由を明確にする。

詳細については、「落石対策便覧に関する参考資料－落石シミュレーション手法の調査研究資料－」を参考とする。

現 行

改 定 案

11-2 シェッド

11-2-1 設計一般

11-2-1-1 適 用

シェッドを計画設計する際には、一般土木構造物との機能や現地条件等の違いを理解し、この章の他、シェッドの機能や現地条件等に適合した適切な関係図書をもとに設計する。

シェッドは道路土工で取り扱う構造物の1つであり、この章では「道路防雪便覧」および「落石対策便覧」の主旨に沿って、原則として、シェッドの計画および設計に必要な事項をまとめた。

シェッドは、なだれ、落石および土砂崩落から道路交通および施設を防護することを目的としている。シェッド上に土砂が堆積する場合は、除去することを前提とする。また、スノーシェッドはなだれの掃流力を対象とし、原則として、なだれの衝撃力が作用しないように計画する。現地の状況で、やむを得ずシェッド上になだれの衝撃力が作用する場合は考えられるので、なだれの衝撃力の算出方法について記載した。

シェッドを計画設計する際に、関連する設計基準類を参考とする場合には、擁壁や橋梁との構造的または機能的な相違点を明確にした上で、適切な関連図書を準用することが肝要である。擁壁、橋梁とシェッドの相違を表11. 3に整理する。

尚、シェッドの設計では、断面力や応力等示方書体系が整っている道路橋示方書の考え方を準用できる部分はこれを準用してよいものとし、山側受台に作用するくさび状の土圧については道路土工の考え方を適用することとした。

11-2 シェッド

11-2-1 設計一般

11-2-1-1 適 用

シェッドを計画設計する際には、一般土木構造物との機能や現地条件等の違いを理解し、この章の他、シェッドの機能や現地条件等に適合した適切な関係図書をもとに設計する。

シェッドは道路土工で取り扱う構造物の1つであり、この章では「道路防雪便覧」および「落石対策便覧 [H12.6](#)」の主旨に沿って、原則として、シェッドの計画および設計に必要な事項をまとめた。

シェッドは、なだれ、落石および土砂崩落から道路交通および施設を防護することを目的としている。シェッド上に土砂が堆積する場合は、除去することを前提とする。また、スノーシェッドはなだれの掃流力を対象とし、原則として、なだれの衝撃力が作用しないように計画する。現地の状況で、やむを得ずシェッド上になだれの衝撃力が作用する場合は考えられるので、なだれの衝撃力の算出方法について記載した。

シェッドを計画設計する際に、関連する設計基準類を参考とする場合には、擁壁や橋梁との構造的または機能的な相違点を明確にした上で、適切な関連図書を準用することが肝要である。擁壁、橋梁とシェッドの相違を表11. 3に整理する。

尚、シェッドの設計では、断面力や応力等示方書体系が整っている道路橋示方書の考え方を準用できる部分はこれを準用してよいものとし、山側受台に作用するくさび状の土圧については道路土工の考え方を適用することとした。

現 行

改 定 案

表11.3 擁壁、橋梁とロック&スノーシェットの相違

	擁 壁	橋 梁	ロック&スノーシェット	ロック&スノーシェット 計画・設計上の留意事項
機 能	・道路施設を維持 ↓ ・変形・沈下の抑制 ・耐久性 ・耐震性	・橋上を車両が通行 ↓ ・繰返し疲労耐力 ・たわみ性(剛性) ・耐震性	・道路施設を防護 ↓ ・靱性(エネルギー吸収能) ・終局耐荷力 ・耐震性	○荷重の頻度や規模について、 明確な判断ができない。 ○人命と施設を守ることを最終 目的に、構造倒壊を防ぐ。
設計の 基 本	・許容応力度法	・自動車荷重を静荷 重に置き換えて、許 容応力度法で照査 ・破壊安全度の照査	・落石衝撃力やなだれ荷重 を静荷重に置き換えて、許 容応力度法で照査 ・破壊安全度の照査	○衝撃力の評価方法が重要
地 形	・海岸、平地、山地orその他あらゆる場所		・海岸or山地部の急傾 斜地形	○基礎解析法→斜面上の基礎
地 質	・平地→沖積(粘土、砂、砂礫)地盤が多い ・山地→崖錐(粘土混じり砂礫)、岩盤		・主に崖錐&岩盤	○崖錐&岩盤の強度定数評価が 重要
主な 対象荷重	・自動車等による 土圧の影響	・自動車(輪荷重)等	①雪(積雪、なだれ等) ②落石(衝撃力) ③土砂(堆積等)	①「道示V」、「擁壁工指針」を準用 できない。 ②明確な上限なく、対象荷重設 定が重要。 ③想定を超える荷重に対する配 慮を要する。
	・切土or盛土の土 圧	・主に、盛土の土圧	・切土or盛土の土圧	○「擁壁工指針」を準用
	・地震(大規模な擁 壁) ・その他	・地震(全て) ・温度変化、風、衝 突、地盤変動、支点 移動等	・地震(全て) ・風、衝突、地盤変動、 支点移動等	○「道示V」を準用 ○「道示I」を準用
基本構造	・壁&底版 ・上部構造等なし	・上部構造(橋桁) ・橋脚&橋台 ・上部構造等あり	・上部構造(屋根) ・谷側&山側受台 ・上部構造等あり	○「道示IV」を準用 ○「道示II&III」を準用
地盤との 関係	・背面の地表面形 状が一樣でない ・地上に突出する 部分がない。	・背面(道路)一樣で ほぼ水平(i<10%程度) ・上部構造&橋脚が 地上に突出	・山側受台背面の地表 面形状が一樣でない ・屋根と谷側柱等が地 上に突出	○「擁壁工指針」を準用 ○単純梁式谷側柱等、地上に突 出し、地山の減衰効果の影響を 期待できない構造部分は「道示 V」を準用
地震の 被災例	・直接の被災例は まれ	・橋脚躯体、支承部 や落橋防止構造の被 災例が多い	・直接の被災例報告な し	○雪、落石or土砂荷重が支配的 となる構造部分に、細心の配慮 が必要となる。
適用する 基準	・「擁壁工指針」 ほか	・「道路橋示方書」ほ か	・「落石対策便覧」 ・「道路防雪便覧」 ・「擁壁工指針」 ・「道路橋示方書」 ・その他	○「落石対策便覧」&「道路防雪 便覧」だけでは、詳細に設計でき ない。

表11.3 擁壁、橋梁とロック&スノーシェットの相違

	擁 壁	橋 梁	ロック&スノーシェット	ロック&スノーシェット 計画・設計上の留意事項
機 能	・道路施設を維持 ↓ ・変形・沈下の抑制 ・耐久性 ・耐震性	・橋上を車両が通行 ↓ ・繰返し疲労耐力 ・たわみ性(剛性) ・耐震性	・道路施設を防護 ↓ ・靱性(エネルギー吸収能) ・終局耐荷力 ・耐震性	○荷重の頻度や規模について、 明確な判断ができない。 ○人命と施設を守ることを最終 目的に、構造倒壊を防ぐ。
設計の 基 本	・許容応力度法	・自動車荷重を静荷 重に置き換えて、許 容応力度法で照査 ・破壊安全度の照査	・落石衝撃力やなだれ荷重 を静荷重に置き換えて、許 容応力度法で照査 ・破壊安全度の照査	○衝撃力の評価方法が重要
地 形	・海岸、平地、山地orその他あらゆる場所		・海岸or山地部の急傾 斜地形	○基礎解析法→斜面上の基礎
地 質	・平地→沖積(粘土、砂、砂礫)地盤が多い ・山地→崖錐(粘土混じり砂礫)、岩盤		・主に崖錐&岩盤	○崖錐&岩盤の強度定数評価が 重要
主な 対象荷重	・自動車等による 土圧の影響	・自動車(輪荷重)等	①雪(積雪、なだれ等) ②落石(衝撃力) ③土砂(堆積等)	①「道示V」、「擁壁工指針」を準用 できない。 ②明確な上限なく、対象荷重設 定が重要。 ③想定を超える荷重に対する配 慮を要する。
	・切土or盛土の土 圧	・主に、盛土の土圧	・切土or盛土の土圧	○「擁壁工指針」を準用
	・地震(大規模な擁 壁) ・その他	・地震(全て) ・温度変化、風、衝 突、地盤変動、支点 移動等	・地震(全て) ・風、衝突、地盤変動、 支点移動等	○「道示V」を準用 ○「道示I」を準用
基本構造	・壁&底版 ・上部構造等なし	・上部構造(橋桁) ・橋脚&橋台 ・上部構造等あり	・上部構造(屋根) ・谷側&山側受台 ・上部構造等あり	○「道示IV」を準用 ○「道示II&III」を準用
地盤との 関係	・背面の地表面形 状が一樣でない ・地上に突出する 部分がない。	・背面(道路)一樣で ほぼ水平(i<10%程度) ・上部構造&橋脚が 地上に突出	・山側受台背面の地表 面形状が一樣でない ・屋根と谷側柱等が地 上に突出	○「擁壁工指針」を準用 ○単純梁式谷側柱等、地上に突 出し、地山の減衰効果の影響を 期待できない構造部分は「道示 V」を準用
地震の 被災例	・直接の被災例は まれ	・橋脚躯体、支承部 や落橋防止構造の被 災例が多い	・直接の被災例報告な し	○雪、落石or土砂荷重が支配的 となる構造部分に、細心の配慮 が必要となる。
適用する 基準	・「擁壁工指針」 ほか	・「道路橋示方書」ほ か	・「落石対策便覧」 ・「道路防雪便覧」 ・「擁壁工指針」 ・「道路橋示方書」 ・その他	○「落石対策便覧」&「道路防雪 便覧」だけでは、詳細に設計でき ない。

現 行

改 定 案

11-2-1-2 シェッドの分類と定義

シェッドは対象とする荷重により以下のように分類する。

1. スノーシェッド —— 対象荷重になだれ荷重を含むが、土砂および落石荷重は含まない。
2. ロックシェッド —— 対象荷重に落石荷重（大規模な岩盤崩落を除く）を含むが、土砂荷重は含まない。
3. アースシェッド —— 対象荷重に土砂荷重を含む。

シェッドは現地の状況により、なだれや落石など複数の種類の荷重を対象とすることが多い。このような場合には、それぞれの規定を満足するように設計する。

従来、シェッドは覆工や洞門等の呼称を用いていたが、ここではシェッドに統一する。また、シェッドの構造部分を表す名称は図11.1および図11.2のとおりとする。

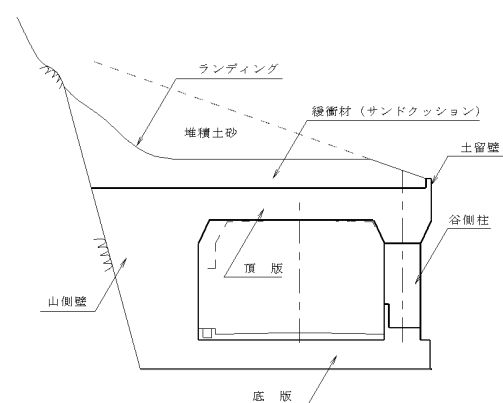


図11.1 RCシェッド各部の名称

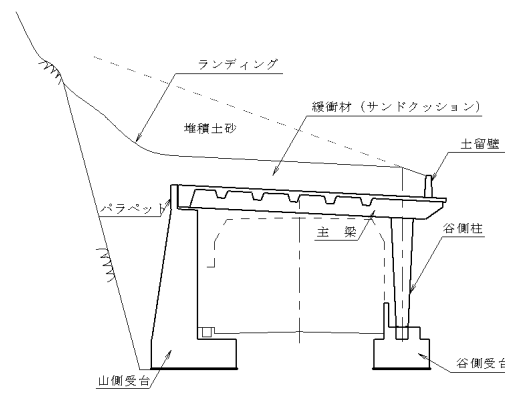


図11.2 PCシェッド各部の名称

シェッドの山側背面に窪地（ポケット）がある場合はそこに雪崩、落石、土砂流が衝突すれば山側受台や山側擁壁に大きな水平力が作用するので、窪地（ポケット）は設けてはならない。スノーシェッドであれば屋根勾配で、ロック・アースシェッドであれば緩衝材の勾配で山側斜面に埋め戻し材を延伸させ、ランディングによりすり付けることが望ましい。

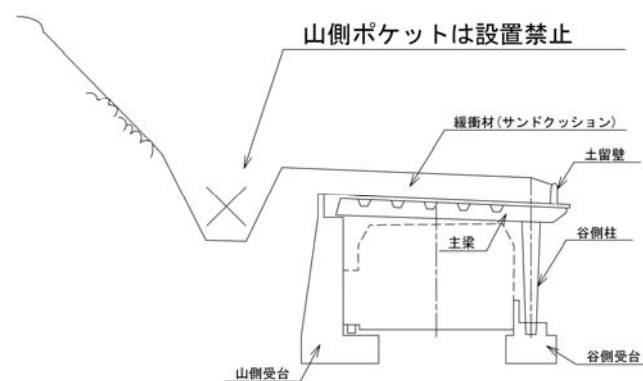


図11.3 山側ポケットの設置禁止

シェッドの名称は現地に応じた荷重を設定することによって決定するものであって、対象荷重が不明確な状況でシェッドの名称が決まることはない。現地調査結果を検討したうえで、最終的にシェッドに求められる機能とシェッドの名称が確定する。

11-2-1-2 シェッドの分類と定義

シェッドは対象とする荷重により以下のように分類する。

1. スノーシェッド —— 対象荷重になだれ荷重を含むが、土砂および落石荷重は含まない。
2. ロックシェッド —— 対象荷重に落石荷重（大規模な岩盤崩落を除く）を含むが、土砂荷重は含まない。
3. アースシェッド —— 対象荷重に土砂荷重を含む。

シェッドは現地の状況により、なだれや落石など複数の種類の荷重を対象とすることが多い。このような場合には、それぞれの規定を満足するように設計する。

従来、シェッドは覆工や洞門等の呼称を用いていたが、ここではシェッドに統一する。また、シェッドの構造部分を表す名称は図11.1および図11.2のとおりとする。

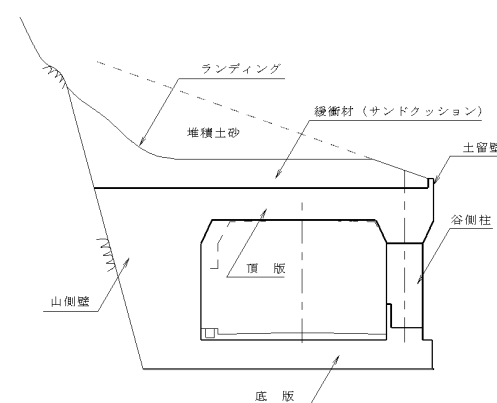


図11.1 RCシェッド各部の名称

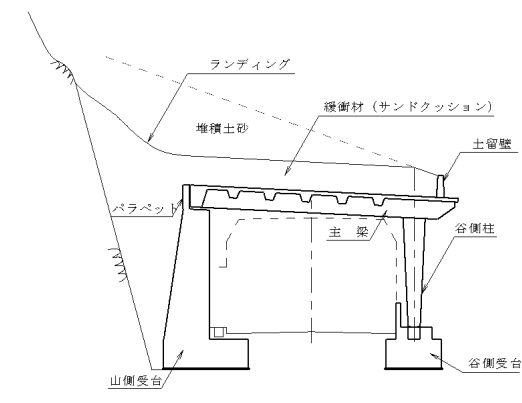


図11.2 PCシェッド各部の名称

シェッドの山側背面に窪地（ポケット）がある場合はそこに雪崩、落石、土砂流が衝突すれば山側受台や山側擁壁に大きな水平力が作用するので、窪地（ポケット）は設けてはならない。スノーシェッドであれば屋根勾配で、ロック・アースシェッドであれば緩衝材の勾配で山側斜面に埋め戻し材を延伸させ、ランディングによりすり付けることが望ましい。

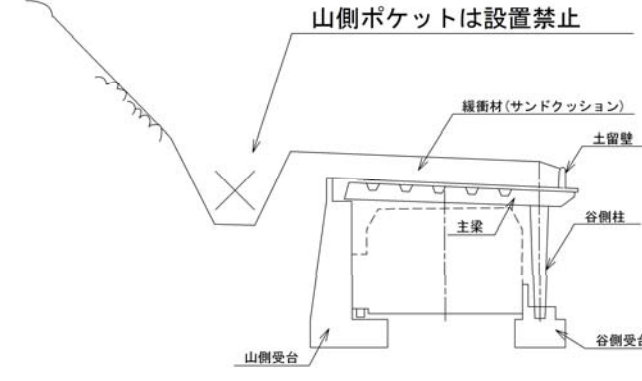


図11.3 山側ポケットの設置禁止

シェッドの名称は現地に応じた荷重を設定することによって決定するものであって、対象荷重が不明確な状況でシェッドの名称が決まることはない。現地調査結果を検討したうえで、最終的にシェッドに求められる機能とシェッドの名称が確定する。

現 行

1. スノーシェッドは主に雪崩の掃流力を対象としている。落石や土砂崩壊を対象としてはならない。小規模であっても、落石や土砂崩壊を対象荷重として考慮する場合は、ロックシェッドまたはアースシェッドとして取り扱う。
2. ロックシェッドは大規模な岩盤崩落に対して、安全を確保する防災工と考えてはならない。設計可能な範囲にある比較的小規模な落石を対象とする防災工である。ロックシェッドが計画される現地の状況は多種多様なので、ここにいる設計可能な範囲を具体的に定義することは難しい。十分に、現地の状況を把握したうえで、シェッドの計画・設計事例をもとに判断し、むやみに大規模な対象荷重を設定することは避けなければならない。
3. アースシェッドは大規模な土砂崩落に対して、安全を確保する防災工と考えてはならない。シェッド上に土砂等の堆積が予想される場合は、除去することを原則とする。ただし、除去作業が著しく危険な場合、または不可能な場合には、やむを得ずシェッド上に土砂等の堆積を長期に考える場合がある。このような場合には、綿密な現地調査を実施するとともに、適切な荷重を設定したうえで、予防工等の併用を含めて、検討する。また、このような場合であっても、シェッド上に崩落する土砂の衝撃力が作用することは予防工等によって避けるのが原則である。

改 定 案

1. スノーシェッドは主に雪崩の掃流力を対象としている。落石や土砂崩壊を対象としてはならない。小規模であっても、落石や土砂崩壊を対象荷重として考慮する場合は、ロックシェッドまたはアースシェッドとして取り扱う。
2. ロックシェッドは大規模な岩盤崩落に対して、安全を確保する防災工と考えてはならない。設計可能な範囲にある比較的小規模な落石を対象とする防災工である。ロックシェッドが計画される現地の状況は多種多様なので、ここにいる設計可能な範囲を具体的に定義することは難しい。十分に、現地の状況を把握したうえで、シェッドの計画・設計事例をもとに判断し、むやみに大規模な対象荷重を設定することは避けなければならない。
3. アースシェッドは大規模な土砂崩落に対して、安全を確保する防災工と考えてはならない。シェッド上に土砂等の堆積が予想される場合は、除去することを原則とする。ただし、除去作業が著しく危険な場合、または不可能な場合には、やむを得ずシェッド上に土砂等の堆積を長期に考える場合がある。このような場合には、綿密な現地調査を実施するとともに、適切な荷重を設定したうえで、予防工等の併用を含めて、検討する。また、このような場合であっても、シェッド上に崩落する土砂の衝撃力が作用することは予防工等によって避けるのが原則である。

現 行

改 定 案

11-2-1-3 建築限界

シェッドの建築限界は以下のとおりとする。

1. シェッド延長が50m未満の場合、前後の道路一般部の建築限界と同様とする。
2. シェッド延長が50m以上の場合、**図11.4**の建築限界とする。

(片側歩道の場合)

(歩道を外に出す場合の例)

(歩道のない場合)

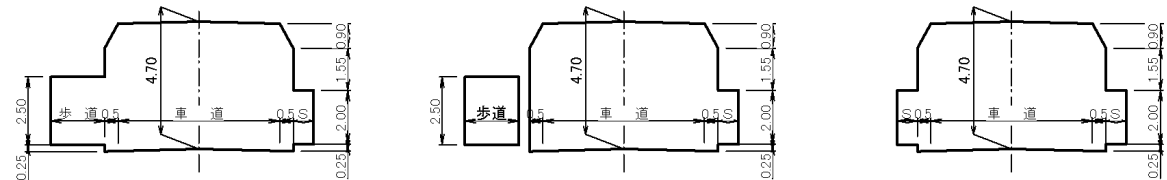


図11.4 シェッドの建築限界 注)監視員通路(監査用歩廊)の幅員はS=0.75m

1. シェッド延長が50m未満の場合

50m未満のシェッドでは、幅員の連続性に配慮して、建築限界を前後の道路一般部の幅員と同じとする。なお、将来シェッドが延伸することがあるので、将来計画を踏まえて決定する。

また、建築限界には舗装のオーバーレイや冬期積雪による内空高減少等を考慮して、**図11.5**のように高さ4.7mを確保する。

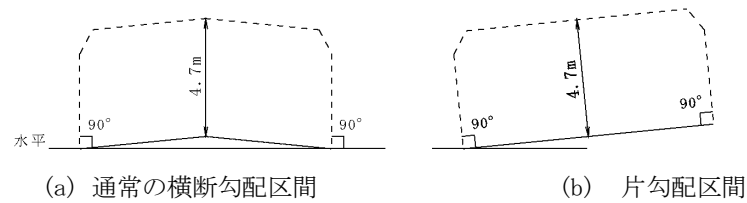


図11.5 建築限界線の考え方

2. 延長が50m以上の場合

50m以上のシェッドでは、路肩を0.5mに減少できる。一般部の路肩との摺付けには、次式の摺付け長さを確保する。また、その際には、走行車両がシェッド入口の山側や谷側の受台側面に衝突することのないよう道路一般部との摺付け区間に、「防護柵の設置基準・同解説((公社)日本道路協会)」に準拠して、車両用防護柵を設置する。

$$I_t = \frac{V - \Delta W}{6}$$

単年度の計画におけるシェッド延長が50m未満であっても、将来計画では、50mを超えることがある。ここに、シェッド延長とは、将来計画を踏まえたシェッドの延長である。

ここに、 I_t : 摺付け長さ(m)

V : 設計速度(km/h)

ΔW : 幅員のズレ(m)

11-2-1-3 建築限界

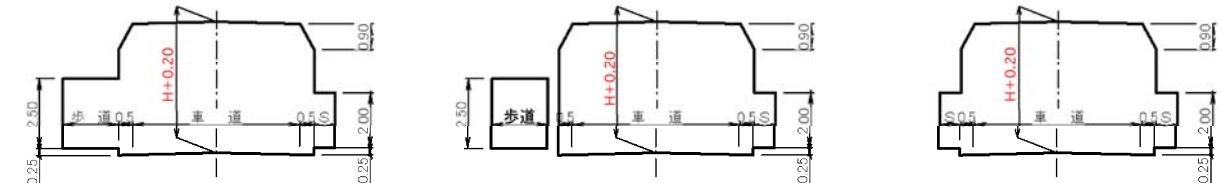
シェッドの建築限界は以下のとおりとする。

1. シェッド延長が50m未満の場合、前後の道路一般部の建築限界と同様とする。
2. シェッド延長が50m以上の場合、**図11.4**の建築限界とする。

(片側歩道の場合)

(歩道を外に出す場合の例)

(歩道のない場合)



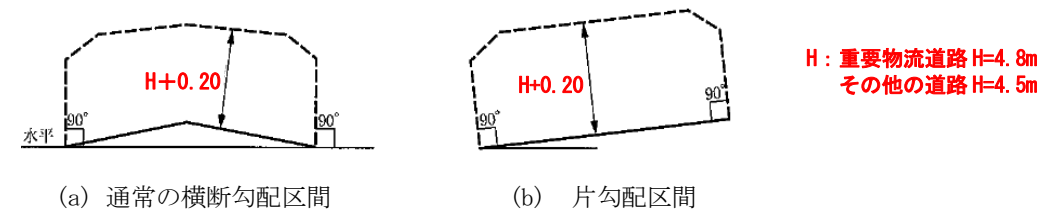
H: 重要物流道路H=4.8m、その他の道路H=4.5m

図11.4 シェッドの建築限界 注)監視員通路(監査用歩廊)の幅員はS=0.75

1. シェッド延長が50m未満の場合

50m未満のシェッドでは、幅員の連続性に配慮して、建築限界を前後の道路一般部の幅員と同じとする。なお、将来シェッドが延伸することがあるので、将来計画を踏まえて決定する。

また、建築限界には舗装のオーバーレイや冬期積雪による内空高減少等を考慮して、**図11.5**のように20cm(路肩部0cm)の余裕量を見込むものとする。



H: 重要物流道路H=4.8m
その他の道路H=4.5m

図11.5 建築限界線の考え方

2. 延長が50m以上の場合

50m以上のシェッドでは、路肩を0.5mに減少できる。一般部の路肩との摺付けには、次式の摺付け長さを確保する。また、その際には、走行車両がシェッド入口の山側や谷側の受台側面に衝突することのないよう道路一般部との摺付け区間に、「防護柵の設置基準・同解説((公社)日本道路協会)」に準拠して、車両用防護柵を設置する。

$$I_t = \frac{V - \Delta W}{6}$$

単年度の計画におけるシェッド延長が50m未満であっても、将来計画では、50mを超えることがある。ここに、シェッド延長とは、将来計画を踏まえたシェッドの延長である。

ここに、 I_t : 摺付け長さ(m)

V : 設計速度(km/h)

ΔW : 幅員のズレ(m)

現 行

改 定 案

11-2-1-4 構造形式

1. シェッド各部の構造

- (1) スノーシェッドの屋根（主梁）および柱はPCまたは鋼構造を原則とする。
- (2) ロックおよびアースシェッドの屋根（主梁）および柱はPCまたはRC構造を原則とする。
- (3) シェッド山側受台はRC壁構造とするのが望ましい。

2. シェッドの屋根勾配は10°を標準とする。ただし、対象荷重になだれ荷重を含まないロックシェッドについては屋根勾配を5%としてよい。

3. 歩道の設置位置は、上部、下部構造および基礎の経済性から、谷側柱の外に設けるのがよい。ただし、冬季における歩行者交通の安全性に十分に配慮する。

4. シェッドの延長は、なだれ、落石または土砂の到達が予想される範囲を包括するように、余裕をみて設定する。

1. シェッド各部の構造

(1) スノーシェッドはロックおよびアースシェッドに比べて荷重規模が小さく、既往の実績でも鋼構造を採用している事例が見られる。これらの実績および施工性に配慮して、PCまたは鋼構造を原則とする。

(2) ロックおよびアースシェッドの既往実績やその経済性、および対象荷重を設定することの困難さや荷重の大きさ等から、剛性が高いPCまたはRC構造を原則とした。

(3) シェッドに多用される構造形式には、RC箱形式および門形式、PC逆L形式および鋼逆L形式がある。その他に、PC門形式および鋼門形式があるが、シェッドは山側構造部分への負担が大きいため、山側受台を剛性が高いRCの壁構造とするのがよい。なお、方杖式は大型車両による方杖部材の損傷事例があるので、特別な理由のない限りこれを採用しない。また、シェッドの出入口に雪庇が予想される場合は、道路上への落雪を防止する目的で雪庇防止柵等を設置する。

2. 雪または土砂等のように、屋根上を流下する荷重を対象とする場合は、実績や施工性等から屋根勾配の標準を10°とした。また、屋根上を流下する荷重を対象としない場合は、屋根上の排水に配慮して、屋根勾配は5%を標準とした。アースシェッドにおいては、屋根勾配と死荷重（堆積土砂）の関係から、屋根勾配を10°とする方が経済的に有利であるという検討結果が報告されている。

3. 歩行者の安全性を考えれば、歩道はシェッド内（谷側柱の内側）に設けるのが望ましいが、施工性や経済性等に配慮して、歩道を谷側柱の外側に設けるのを標準とした。なお、雪が歩道に堆雪し、冬期の歩行者交通に支障が予想される場合は、対象荷重を的確に設定したうえで、谷側柱の内側に設けてもよい。

4. スノーシェッド：スノーシェッド延長を設定するには、なだれ誘導工等の予防工を併用し、なだれ到達範囲を明確にしたうえで、余裕を持って適切に範囲を設定しなければならない。また、雪庇防止柵の控柱になだれが衝突しないよう注意する。

ロックシェッド：落石経路を特定することは非常に難しく、未だ十分な知見は得られていない。斜面転石実験では、水平方向の拡散は最大で45°程度という報告があるが、落石が飛散する方向は斜面上に突起があるだけで大きく変化する。計画設計に際しては、シェッド上の地形や植生等、斜面状況を広範囲に調査し、落石予備物質を特定した上で、その拡散範囲を判断する必要がある。なお、砂を緩衝材として使用する場合、砂の側方への移動のために余長が必要となる。したがって、シェッドは落石の落下予想位置に、余裕を加えた延長が必要となる。砂の側方移動の挙動に対する明確な知見は得られていないが、余裕は静的載荷実験の手法等を考慮して、落石直径の5倍程度以上とする。

11-2-1-4 構造形式

1. シェッド各部の構造

- (1) スノーシェッドの屋根（主梁）および柱はPCまたは鋼構造を原則とする。
- (2) ロックおよびアースシェッドの屋根（主梁）および柱はPCまたはRC構造を原則とする。
- (3) シェッド山側受台はRC壁構造とするのが望ましい。

2. シェッドの屋根勾配は10°を標準とする。ただし、対象荷重になだれ荷重を含まないロックシェッドについては屋根勾配を5%としてよい。

3. 歩道の設置位置は、上部、下部構造および基礎の経済性から、谷側柱の外に設けるのがよい。ただし、冬季における歩行者交通の安全性に十分に配慮する。

4. シェッドの延長は、なだれ、落石または土砂の到達が予想される範囲を包括するように、余裕をみて設定する。

1. シェッド各部の構造

(1) スノーシェッドはロックおよびアースシェッドに比べて荷重規模が小さく、既往の実績でも鋼構造を採用している事例が見られる。これらの実績および施工性に配慮して、PCまたは鋼構造を原則とする。

(2) ロックおよびアースシェッドの既往実績やその経済性、および対象荷重を設定することの困難さや荷重の大きさ等から、剛性が高いPCまたはRC構造を原則とした。

(3) シェッドに多用される構造形式には、RC箱形式および門形式、PC逆L形式および鋼逆L形式がある。その他に、PC門形式および鋼門形式があるが、シェッドは山側構造部分への負担が大きいため、山側受台を剛性が高いRCの壁構造とするのがよい。なお、方杖式は大型車両による方杖部材の損傷事例があるので、特別な理由のない限りこれを採用しない。また、シェッドの出入口に雪庇が予想される場合は、道路上への落雪を防止する目的で雪庇防止柵等を設置する。

2. 雪または土砂等のように、屋根上を流下する荷重を対象とする場合は、実績や施工性等から屋根勾配の標準を10°とした。また、屋根上を流下する荷重を対象としない場合は、屋根上の排水に配慮して、屋根勾配は5%を標準とした。アースシェッドにおいては、屋根勾配と死荷重（堆積土砂）の関係から、屋根勾配を10°とする方が経済的に有利であるという検討結果が報告されている。

3. 歩行者の安全性を考えれば、歩道はシェッド内（谷側柱の内側）に設けるのが望ましいが、施工性や経済性等に配慮して、歩道を谷側柱の外側に設けるのを標準とした。なお、雪が歩道に堆雪し、冬期の歩行者交通に支障が予想される場合は、対象荷重を的確に設定したうえで、谷側柱の内側に設けてもよい。

4. スノーシェッド：スノーシェッド延長を設定するには、なだれ誘導工等の予防工を併用し、なだれ到達範囲を明確にしたうえで、余裕を持って適切に範囲を設定しなければならない。また、雪庇防止柵の控柱になだれが衝突しないよう注意する。

ロックシェッド：落石経路を特定することは非常に難しく、未だ十分な知見は得られていない。斜面転石実験では、水平方向の拡散は最大で45°程度という報告があるが、落石が飛散する方向は斜面上に突起があるだけで大きく変化する。計画設計に際しては、シェッド上の地形や植生等、斜面状況を広範囲に調査し、落石予備物質を特定した上で、その拡散範囲を判断する必要がある。なお、砂を緩衝材として使用する場合、砂の側方への移動のため

に余長が必要となる。したがって、シェッドは落石の落下予想位置に、余裕を加えた延長が必要となる。砂の側方移動の挙動に対する明確な知見は得られていないが、余裕は静的載荷実験の手法等を考慮して、落石直径の5倍程度以上とする。

現 行

改 定 案

11-2-1-5 荷 重

(1) 荷重の種類

1. シェッドの設計には、現地の状況に応じて、次の荷重を考慮する。
 - (1) 死 荷 重……自重、緩衝材(サンドクッション)
 - (2) 落石荷重……落石の衝撃力
 - (3) 土砂荷重……堆積土砂自重、流動土砂の掃流力、崩落土砂の衝撃力
 - (4) 雪 荷 重……積雪荷重、なだれの掃流力、なだれの衝撃力、デブリ、巻だれ、沈降力
 - (5) そ の 他……土圧・水圧、地震の影響、風荷重、衝突荷重、地盤の変動および支点移動の影響、施工時の荷重
2. スノーシェッド、ロックシェッドおよびアースシェッドは表11.4に示す荷重を考慮する。

表11.4 シェッド種別ごとの対象とする荷重

荷 重 の 種 類			スノー シェッド	アース シェッド	ロック シェッド
死 荷 重	自 重	P	○	○	○
	緩衝材(サンドクッション)		×	△	○
雪 荷 重	積 雪 荷 重	PP	○	△	△
	な だ れ 荷 重	PA	○	△	△
	なだれの衝撃力		△	△	△
	デブリ荷重		△	△	△
	巻だれ荷重		△	△	△
	沈 降 力		△	△	△
落石荷重	落石の衝撃力	PA	×	△	○
土砂荷重	堆積土砂荷重	PP	×	○	×
	流動土砂の掃流力	PA	×	△	×
	崩落土砂の衝撃力		×	△	×
そ の 他	土 圧 ・ 水 圧	P	△	△	△
	地 震 の 影 響	S	○	○	○
	そ の 他	PA	△	△	△

P：主荷重、S：従荷重、PP：主荷重に相当する特殊荷重、PA：従荷重に相当する特殊荷重
○ 考慮する、△ 現地の状況から特に影響のある場合に考慮する、× 考慮する必要がない

1. シェッドを設置する際に、検討すべき荷重を列挙した。シェッドの計画設計では、対象荷重を設定することが最も重要なポイントのひとつである。現地状況により設計条件が大きく異なるので、現地を調査し、対象とする荷重の経路・形態および規模等を的確に設定する。温度変化の影響は通常の構造であれば考慮しない。ただし、連続ラーメン等その影響が懸念される場合はこれを考慮する。
2. 表11.4には、シェッドが標準的に対象とする荷重を示した。原則として、ロックシェッドには土砂荷重を考慮しない。また、スノーシェッドには、落石および土砂荷重を考慮してはならない。荷重の種類欄には、参考として、道路橋示方書における荷重の分類を記載した。堆積土砂は除去することを前提としている。除去できない場合は、死荷重(P)と同様に取り扱う。流動土砂の掃流力はなだれ荷重と同様に取り扱う。なだれ衝撃力および崩落土砂の衝撃力は落石の衝撃力と同様に取り扱う。

11-2-1-5 荷 重

(1) 荷重の種類

1. シェッドの設計には、現地の状況に応じて、次の荷重を考慮する。
 - (1) 死 荷 重……自重、緩衝材(サンドクッション)
 - (2) 落石荷重……落石の衝撃力
 - (3) 土砂荷重……堆積土砂自重、流動土砂の掃流力、崩落土砂の衝撃力
 - (4) 雪 荷 重……積雪荷重、なだれの掃流力、なだれの衝撃力、デブリ、巻だれ、沈降力
 - (5) そ の 他……土圧・水圧、地震の影響、風荷重、衝突荷重、地盤の変動および支点移動の影響、施工時の荷重
2. スノーシェッド、ロックシェッドおよびアースシェッドは表11.4に示す荷重を考慮する。

表11.4 シェッド種別ごとの対象とする荷重

荷 重 の 種 類			スノー シェッド	アース シェッド	ロック シェッド
死 荷 重	自 重	P	○	○	○
	緩衝材(サンドクッション)		×	△	○
雪 荷 重	積 雪 荷 重	PP	○	△	△
	な だ れ 荷 重	PA	○	△	△
	なだれの衝撃力		△	△	△
	デブリ荷重		△	△	△
	巻だれ荷重		△	△	△
	沈 降 力		△	△	△
落石荷重	落石の衝撃力	PA	×	△	○
土砂荷重	堆積土砂荷重	PP	×	○	×
	流動土砂の掃流力	PA	×	△	×
	崩落土砂の衝撃力		×	△	×
そ の 他	土 圧 ・ 水 圧	P	△	△	△
	地 震 の 影 響	S	○	○	○
	そ の 他	PA	△	△	△

P：主荷重、S：従荷重、PP：主荷重に相当する特殊荷重、PA：従荷重に相当する特殊荷重
○ 考慮する、△ 現地の状況から特に影響のある場合に考慮する、× 考慮する必要がない

1. シェッドを設置する際に、検討すべき荷重を列挙した。シェッドの計画設計では、対象荷重を設定することが最も重要なポイントのひとつである。現地状況により設計条件が大きく異なるので、現地を調査し、対象とする荷重の経路・形態および規模等を的確に設定する。温度変化の影響は通常の構造であれば考慮しない。ただし、連続ラーメン等その影響が懸念される場合はこれを考慮する。
2. 表11.4には、シェッドが標準的に対象とする荷重を示した。原則として、ロックシェッドには土砂荷重を考慮しない。また、スノーシェッドには、落石および土砂荷重を考慮してはならない。荷重の種類欄には、参考として、道路橋示方書における荷重の分類を記載した。堆積土砂は除去することを前提としている。除去できない場合は、死荷重(P)と同様に取り扱う。流動土砂の掃流力はなだれ荷重と同様に取り扱う。なだれ衝撃力および崩落土砂の衝撃力は落石の衝撃力と同様に取り扱う。

現 行

改 定 案

(2) 死 荷 重

- 死荷重の算出には、表11.5に示す単位重量を用いてもよい。ただし、実重量が明らかな場合は、その値を用いる。
- ロックシェッドには、緩衝材を敷設する。

緩衝材を砂(サンドクッション)とした場合の死荷重は次式による。

$$q_d = \gamma_d \cdot h_d \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 q_d : 緩衝材自重による荷重強度 (kN/m²)

γ_d : 緩衝材の単位重量 (kN/m³)

h_d : 緩衝材の厚さ (m)

※ h_d は0.9m以上かつ落石直径以上の砂を標準とする。

表11.5 材料の単位重量 (kN/m³)

材 料	単 位 重 量
鋼	77
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレストコンクリート	25
無筋コンクリート	23
発泡スチロール	0.15~0.20

- 「道路橋示方書 I・共通編」表2.1.1材料の単位重量に準拠した。ただし、プレストレストコンクリートのうち、設計基準強度が60N/mm²以上については、その配筋等の実状を踏まえて、単位重量を25kN/m³とする。

2. 緩衝材

緩衝材には、砂のほか、発泡スチロールの積層および砂と発泡スチロールの互層、砂・RC版・発泡スチロールを組み合わせた三層構造がある。ここでは、最も普及している砂について記述する。原則として、緩衝材として使用する砂は日本統一分類法で定義された砂とする。現場付近で得られた砂を緩衝材として採用することもあるが、角れきの混在による施工上の問題点および砂の性質等を総合的に検討し、緩衝材としての適否を判断する。砂の単位重量は =18kN/m³としてよいが、砂の飛散が予想される場合は、厚さ20cm程度の砂利等による飛散防止材が必要となる。

発泡スチロール系の緩衝材を用いる場合は、適用限界に注意し、土木学会発表論文や以下の参考文献をもとに設計してもよい。

参考文献……「発泡スチロールの落石による衝撃力の緩衝効果に関する実験報告」(H2年2月)

(3) 積 雪 荷 重

積雪は等分布荷重として載荷し、その荷重強度は次式により算出する。

$$q_s = \gamma_s \cdot H_s$$

ここに、 q_s : 積雪の自重 (kN/m²)

γ_s : 積雪の単位重量 (kN/m³)

H_s : 設計積雪深 (m)

一般的に、設計積雪深は年最大積雪深の30年再現期間値を採用している。設計積雪深は積雪マップを参考に、シェッドを計画する地点の特性を踏まえて設定する。積雪マップの等深線間で、斜面の方位、吹きだまりなどの地形条件や標高が大きく異なる場合には、現地付近の観測所における観測データをもとに、観測所と現地の相関を把握して、設計積雪深を設定することが望ましい。

積雪の単位重量は積雪深や気象条件・観測時期・雪質等により異なるが、実測値や観測資料が得られない場合は、最大積雪深4mまでを3.5kN/m³とし、4mを超える場合は、7mを4.5kN/m³とした直線補間で求める。

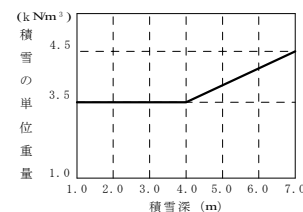


図 11.6 積雪の単位重量

(2) 死 荷 重

- 死荷重の算出には、表11.5に示す単位重量を用いてもよい。ただし、実重量が明らかな場合は、その値を用いる。
- ロックシェッドには、緩衝材を敷設する。

緩衝材を砂(サンドクッション)とした場合の死荷重は次式による。

$$q_d = \gamma_d \cdot h_d \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、 q_d : 緩衝材自重による荷重強度 (kN/m²)

γ_d : 緩衝材の単位重量 (kN/m³)

h_d : 緩衝材の厚さ (m)

※ h_d は0.9m以上かつ落石直径以上の砂を標準とする。

表11.5 材料の単位重量 (kN/m³)

材 料	単 位 重 量
鋼	77
鉄筋コンクリート	24.5
プレストレストコンクリート	25
無筋コンクリート	23
発泡スチロール	0.15~0.20

- 「道路橋示方書 I・共通編」表2.1.1材料の単位重量に準拠した。ただし、プレストレストコンクリートのうち、設計基準強度が60N/mm²以上については、その配筋等の実状を踏まえて、単位重量を25kN/m³とする。

2. 緩衝材

緩衝材には、砂のほか、発泡スチロールの積層および砂と発泡スチロールの互層、砂・RC版・発泡スチロールを組み合わせた三層構造がある。ここでは、最も普及している砂について記述する。原則として、緩衝材として使用する砂は日本統一分類法で定義された砂とする。現場付近で得られた砂を緩衝材として採用することもあるが、角れきの混在による施工上の問題点および砂の性質等を総合的に検討し、緩衝材としての適否を判断する。砂の単位重量は =18kN/m³としてよいが、砂の飛散が予想される場合は、厚さ20cm程度の砂利等による飛散防止材が必要となる。

発泡スチロール系の緩衝材を用いる場合は、適用限界に注意し、土木学会発表論文や以下の参考文献をもとに設計してもよい。

参考文献……「発泡スチロールの落石による衝撃力の緩衝効果に関する実験報告」(H2年2月)

(3) 積 雪 荷 重

積雪は等分布荷重として載荷し、その荷重強度は次式により算出する。

$$q_s = \gamma_s \cdot H_s$$

ここに、 q_s : 積雪の自重 (kN/m²)

γ_s : 積雪の単位重量 (kN/m³)

H_s : 設計積雪深 (m)

一般的に、設計積雪深は年最大積雪深の30年再現期間値を採用している。設計積雪深は積雪マップを参考に、シェッドを計画する地点の特性を踏まえて設定する。積雪マップの等深線間で、斜面の方位、吹きだまりなどの地形条件や標高が大きく異なる場合には、現地付近の観測所における観測データをもとに、観測所と現地の相関を把握して、設計積雪深を設定することが望ましい。

積雪の単位重量は積雪深や気象条件・観測時期・雪質等により異なるが、実測値や観測資料が得られない場合は、最大積雪深4mまでを3.5kN/m³とし、4mを超える場合は、7mを4.5kN/m³とした直線補間で求める。

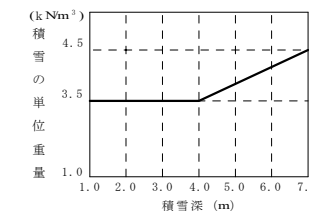


図 11.6 積雪の単位重量

現 行

改 定 案

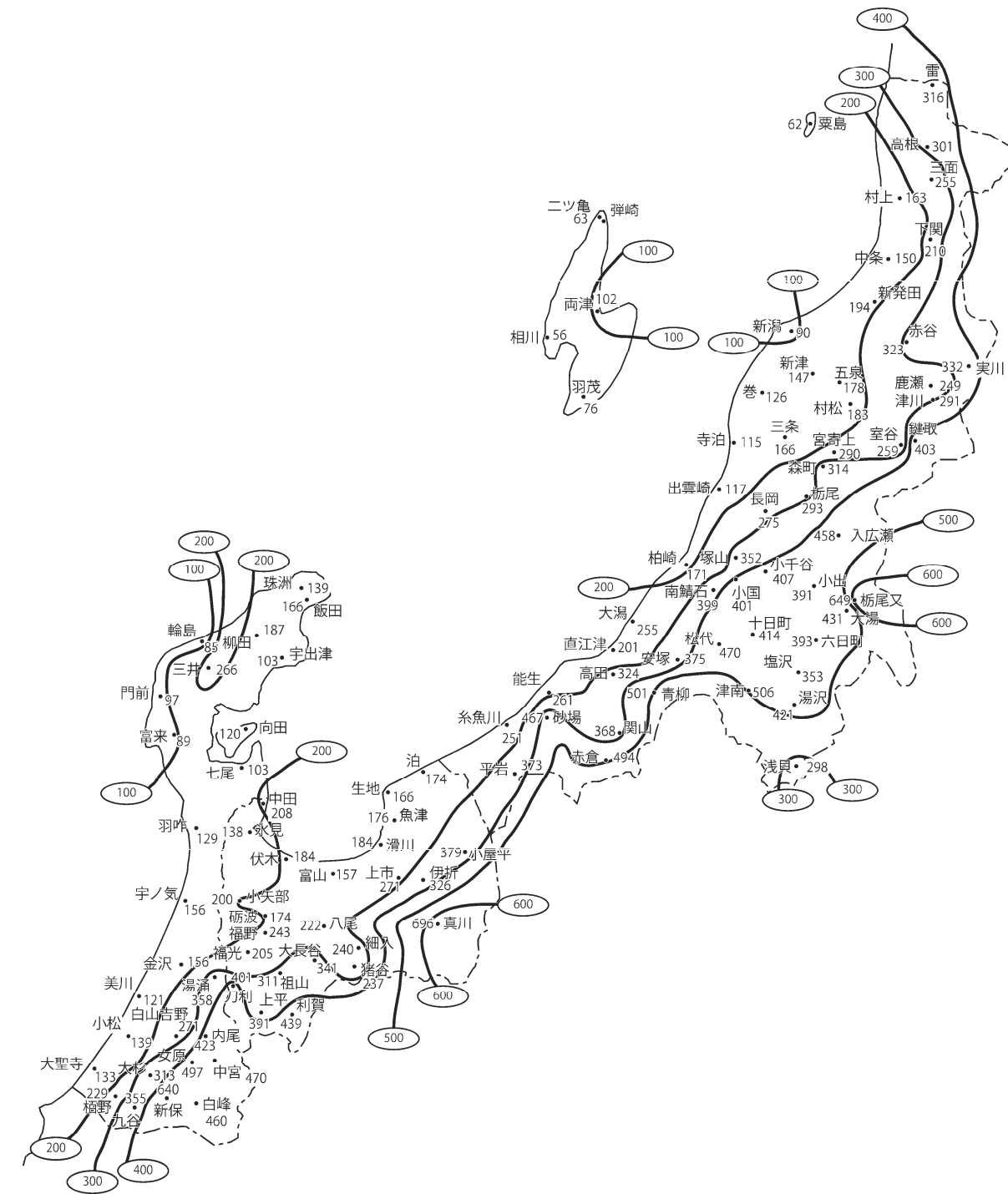
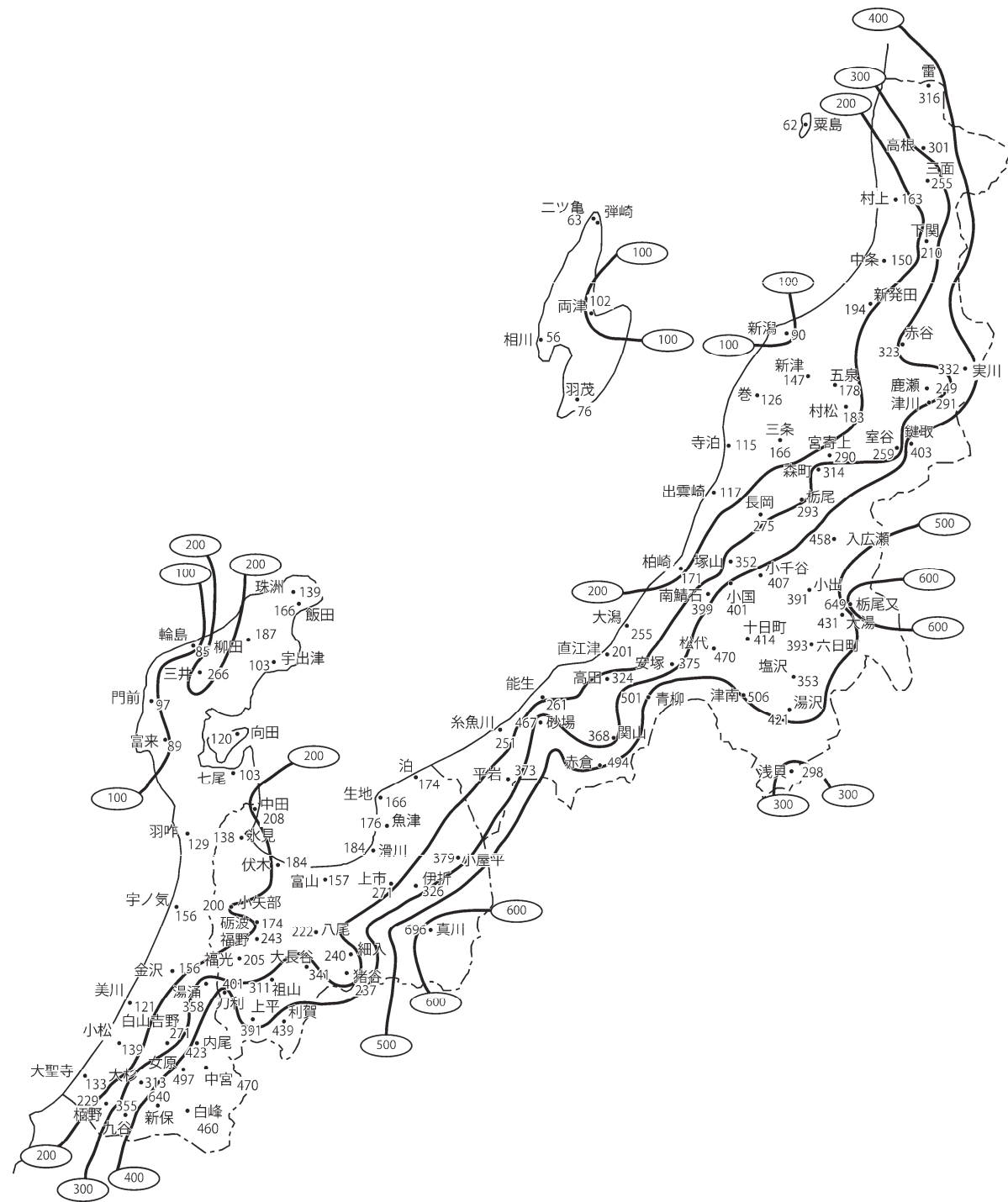


図11.7 30年再現期間値による積雪マップ(参考図)
(S4~H22 気象データによる解析 (監修 北陸地方整備局))

図11.7 30年再現期間値による積雪マップ(参考図)
(S4~H22 気象データによる解析 (監修 北陸地方整備局))

[積雪深の具体的設定手順]

[積雪深の具体的設定手順]

- ① 現地付近の北陸地方整備局管轄の観測地点および測候所における積雪データ(年最大積雪深)を収集する。データは多いほどいいが、最小でも3箇所程度は収集しておく。このとき、観測地点および測候所と現地の積雪データの標高補正をするために、観測地点および測候所の標高を確認しておく。
- ② 観測地点と現地の地形等による積雪の差異を確認するために、冬季において同時に観測地点および測候所と現地の積雪を測定しておくのが望ましい。ただし、現地のどの場所で積雪を計測するのが妥当かなどの問題もあり、こ

- ① 現地付近の北陸地方整備局管轄の観測地点および測候所における積雪データ(年最大積雪深)を収集する。データは多いほどいいが、最小でも3箇所程度は収集しておく。このとき、観測地点および測候所と現地の積雪データの標高補正をするために、観測地点および測候所の標高を確認しておく。
- ② 観測地点と現地の地形等による積雪の差異を確認するために、冬季において同時に観測地点および測候所と現地の積雪を測定しておくのが望ましい。ただし、現地のどの場所で積雪を計測するのが妥当かなどの問題もあり、こ

現 行

改 定 案

の値は比較評価に用いる。

- ③ 積雪データをもとに統計解析を行い、“年最大積雪深の30年再現期間値”を算出する。
- ④ 観測地点および測候所の標高をもとに、対象地域の積雪に関する標高関数を設定する。
ここで、標高関数とは標高補正を行うために作成した相関図から、読みとる関数のことである。
- ⑤ ③を④で設定した標高関数により補正し、現地の“年最大積雪深の30年再現期間値”を算出する。
- ⑥ ②によって、観測地点および測候所と現地の地形等（標高含む）の補正要素により、③を補正する。
- ⑦ 現地の“年最大積雪深の30年再現期間値”を積雪マップにより確認する。
- ⑧ ⑤⑥および⑦の3種類の数値を総合的に判断して、シェッド位置における“年最大積雪深の30年再現期間値”を決定する。ただし、⑤⑥および⑦の数値のうち、⑤および⑦の根拠となるデータが少ないので、⑤および⑦の数値で、⑥の数値の信頼性を確認する参考値と考えればよい。
詳細な設定手順については、(公社)雪センターによる調査報告書等を参考にするとよい。

の値は比較評価に用いる。

- ③ 積雪データをもとに統計解析を行い、“年最大積雪深の30年再現期間値”を算出する。
- ④ 観測地点および測候所の標高をもとに、対象地域の積雪に関する標高関数を設定する。
ここで、標高関数とは標高補正を行うために作成した相関図から、読みとる関数のことである。
- ⑤ ③を④で設定した標高関数により補正し、現地の“年最大積雪深の30年再現期間値”を算出する。
- ⑥ ②によって、観測地点および測候所と現地の地形等（標高含む）の補正要素により、③を補正する。
- ⑦ 現地の“年最大積雪深の30年再現期間値”を積雪マップにより確認する。
- ⑧ ⑤⑥および⑦の3種類の数値を総合的に判断して、シェッド位置における“年最大積雪深の30年再現期間値”を決定する。ただし、⑤⑥および⑦の数値のうち、⑤および⑦の根拠となるデータが少ないので、⑤および⑦の数値で、⑥の数値の信頼性を確認する参考値と考えればよい。
詳細な設定手順については、(公社)雪センターによる調査報告書等を参考にするとよい。

現 行

改 定 案

(4) なだれ荷重

なだれ荷重は等分布荷重として、鉛直および水平方向に分けて作用させる。その荷重強度は次式により算出する。

$$q_{av} = (1 + \mu_a \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) \gamma_a \cdot h_a$$

$$q_{ah} = \mu_a \cdot \cos^2 \theta \cdot \gamma_a \cdot h_a$$

$$h_a = \frac{H_s}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{\sin \alpha}{\sin \theta}}$$

- ここに、 q_{av} : なだれ荷重の鉛直成分 (kN/m^2)
 q_{ah} : なだれ荷重の水平成分 (kN/m^2)
 h_a : 屋根上を通過するなだれの層厚 (m)
 μ_a : なだれの動摩擦係数
 θ : スノーシェットの屋根勾配 (度)
 α : 山側斜面の平均勾配 (度)
 H_s : 設計積雪深 (m)
 γ_a : なだれ単位重量 (kN/m^3)

なだれを大別すると、表層なだれと全層なだれに分けられるが、シェッドでは荷重が大きくなる全層なだれを考
 える。

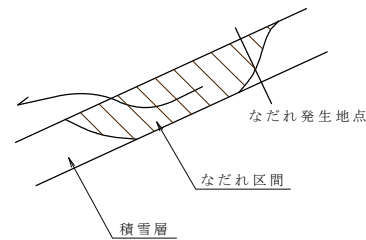


図11.8 なだれ発生地点の状況

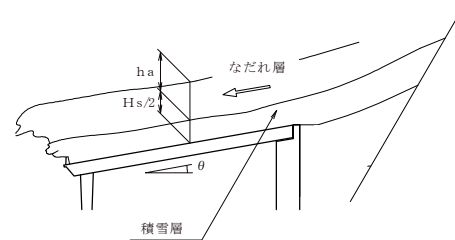


図11.9 屋根面上を流下するなだれの状況

なだれ発生地点の積雪深は設計積雪深の1/2とし、単位重量(γ_s)は前項の積雪の単位重量の値を用いる。なだれの単位重量(γ_a)は4.5kN/m³、なだれの滑り面での動摩擦係数(μ_a)は0.3とする。なお、なだれ層厚を求める式では、屋根勾配 θ が極端に小さくなった場合、尾根上のなだれ層厚が無限大になるので、以下の文献等を参考に求める。

参考文献……「防雪施設に関する調査研究報告書」
 (財) 高速道路調査会；昭和50年2月

(4) なだれ荷重

なだれ荷重は等分布荷重として、鉛直および水平方向に分けて作用させる。その荷重強度は次式により算出する。

$$q_{av} = (1 + \mu_a \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) \gamma_a \cdot h_a$$

$$q_{ah} = \mu_a \cdot \cos^2 \theta \cdot \gamma_a \cdot h_a$$

$$h_a = \frac{H_s}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{\sin \alpha}{\sin \theta}}$$

- ここに、 q_{av} : なだれ荷重の鉛直成分 (kN/m^2)
 q_{ah} : なだれ荷重の水平成分 (kN/m^2)
 h_a : 屋根上を通過するなだれの層厚 (m)
 μ_a : なだれの動摩擦係数
 θ : スノーシェットの屋根勾配 (度)
 α : 山側斜面の平均勾配 (度)
 H_s : 設計積雪深 (m)
 γ_a : なだれ単位重量 (kN/m^3)

なだれを大別すると、表層なだれと全層なだれに分けられるが、シェッドでは荷重が大きくなる全層なだれを考
 える。

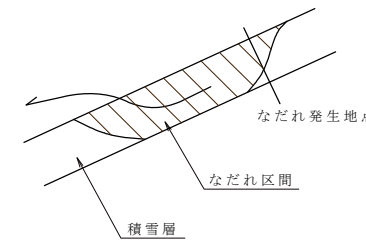


図11.8 なだれ発生地点の状況

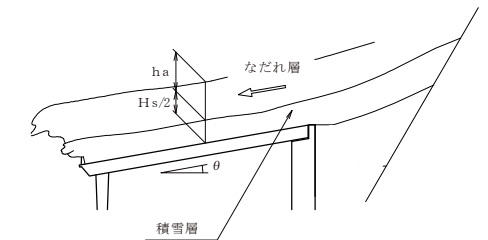


図11.9 屋根面上を流下するなだれの状況

なだれ発生地点の積雪深は設計積雪深の1/2とし、単位重量(γ_s)は前項の積雪の単位重量の値を用いる。なだれの単位重量(γ_a)は4.5kN/m³、なだれの滑り面での動摩擦係数(μ_a)は0.3とする。なお、なだれ層厚を求める式では、屋根勾配 θ が極端に小さくなった場合、尾根上のなだれ層厚が無限大になるので、以下の文献等を参考に求める。

参考文献……「防雪施設に関する調査研究報告書」
 (財) 高速道路調査会；昭和50年2月

現 行

改 定 案

(5) なだれの衝撃荷重

シェッドには、なだれの衝撃力が作用しないようにすることを原則とするが、やむを得ず衝撃力が作用する場合には、以下の方法により衝撃荷重を考慮する。

斜面勾配(a)と屋根勾配(θ)の差が20度を超える場合、なだれの衝撃荷重を等分布荷重として、屋根面に垂直および平行方向に作用させる。その荷重強度は次式による。

$$P = K \cdot \frac{\gamma_a}{g} \cdot V^2 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_v = P \cdot \sin^2(\alpha - \theta) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_h = \mu_a \cdot P_v = \mu P \cdot \sin^2(\alpha - \theta) \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 P : なだれ衝撃力 (kN/m²)

P_v : なだれ衝撃力の屋根面垂直成分 (kN/m²)

P_h : なだれ衝撃力の屋根面平行成分 (kN/m²)

γ_a : なだれ単位重量 (kN/m³)

V : なだれ衝突速度 (m/sec)

g : 重力加速度=9.80665 (m/sec²)

K : なだれの形態による定数
 流れ型なだれの場合 K=1~1.3
 煙り型なだれの場合 K=1

α : 山側斜面の平均勾配 (度)

θ : スノーシェッドの屋根勾配 (度)

μ_a : なだれの動摩擦係数

なお、屋根面の分布幅は次式による。

$$t = h \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin(\alpha - \theta)} \quad (\text{m})$$

ここに、 t : なだれ衝撃力の分布幅 (m)

h : なだれ層厚 (m)

(注) 一般に h=H s / 2 としている

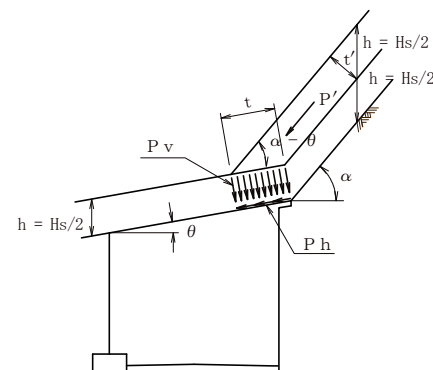


図11.10 なだれの衝撃荷重

(5) なだれの衝撃荷重

シェッドには、なだれの衝撃力が作用しないようにすることを原則とするが、やむを得ず衝撃力が作用する場合には、以下の方法により衝撃荷重を考慮する。

斜面勾配(a)と屋根勾配(θ)の差が20度を超える場合、なだれの衝撃荷重を等分布荷重として、屋根面に垂直および平行方向に作用させる。その荷重強度は次式による。

$$P = K \cdot \frac{\gamma_a}{g} \cdot V^2 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_v = P \cdot \sin^2(\alpha - \theta) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_h = \mu_a \cdot P_v = \mu P \cdot \sin^2(\alpha - \theta) \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 P : なだれ衝撃力 (kN/m²)

P_v : なだれ衝撃力の屋根面垂直成分 (kN/m²)

P_h : なだれ衝撃力の屋根面平行成分 (kN/m²)

γ_a : なだれ単位重量 (kN/m³)

V : なだれ衝突速度 (m/sec)

g : 重力加速度=9.80665 (m/sec²)

K : なだれの形態による定数
 流れ型なだれの場合 K=1~1.3
 煙り型なだれの場合 K=1

α : 山側斜面の平均勾配 (度)

θ : スノーシェッドの屋根勾配 (度)

μ_a : なだれの動摩擦係数

なお、屋根面の分布幅は次式による。

$$t = h \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin(\alpha - \theta)} \quad (\text{m})$$

ここに、 t : なだれ衝撃力の分布幅 (m)

h : なだれ層厚 (m)

(注) 一般に h=H s / 2 としている

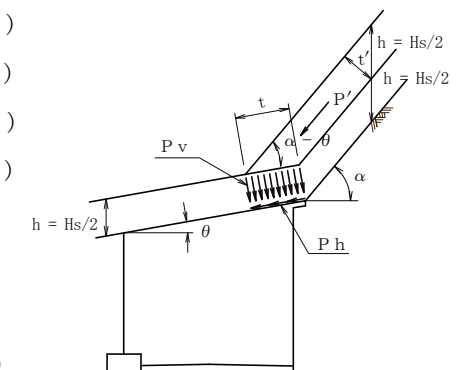


図11.10 なだれの衝撃荷重

なだれの入射角が大きい場合に、なだれ衝撃力が生じる。全層なだれの衝突速度は20 m/secを上限と考えてよいが、斜面の長さが1,000mを超える場合は、別途検討する。

なだれは大きく3種類に分類される。北陸地方では、流れ型を対象に設計する例が多く、なだれの形態による定数には安全をみて、K=1.3を用いることが多い。

流れ型：外見が水流状で雪面に沿って流下し、なだれの先端等で、雪粒が飛散する。

煙り型：外見が雪煙り状で空気流を伴う。気温が低く、降雪中あるいは降雪直後に発生する。

混合型：流れ型と煙り型が同時に発生するもの。

なだれの入射角が大きい場合に、なだれ衝撃力が生じる。全層なだれの衝突速度は20 m/secを上限と考えてよいが、斜面の長さが1,000mを超える場合は、別途検討する。

なだれは大きく3種類に分類される。北陸地方では、流れ型を対象に設計する例が多く、なだれの形態による定数には安全をみて、K=1.3を用いることが多い。

流れ型：外見が水流状で雪面に沿って流下し、なだれの先端等で、雪粒が飛散する。

煙り型：外見が雪煙り状で空気流を伴う。気温が低く、降雪中あるいは降雪直後に発生する。

混合型：流れ型と煙り型が同時に発生するもの。

現 行

改 定 案

(6) デブリ荷重

なだれの堆積区に設けるシェッドには、次式で求められるデブリ荷重を考慮する。

$$q_c = \gamma_c \cdot H_{sd} \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 q_c : なだれにより堆積した雪(デブリ)による荷重強度 (kN/m^2)

γ_c : デブリの単位重量 (kN/m^3)

H_{sd} : デブリの深さ (m)

なだれで運ばれ堆積し圧縮した雪塊をデブリという。スノーシェッドがなだれの発生区・走路・堆積区のどの位置にあるかによりデブリの量と形状が異なる。一般に、スノーシェッドはなだれの走路中に設置されることが多いので、デブリを考慮して設計することは少ない。デブリを考慮する場合、単位重量を $c=6\text{kN/m}^3$ とし、堆雪勾配 $\beta=25^\circ$ の三角形分布としてよい。また、デブリ荷重を考慮する場合、積雪荷重は設計積雪深の1/3としてよい。

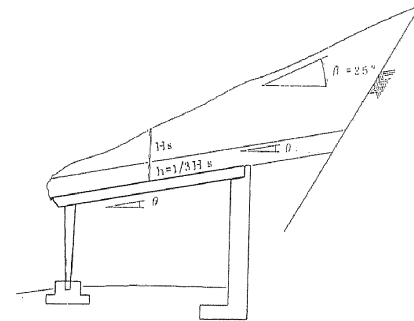


図11.11 デブリ荷重

(7) 巻だれ荷重

シェッド上の積雪が滑ってせり出すことが想定される場合には、次式で求めた巻だれ荷重を考慮する。

$$P_t = 0.7 \cdot \gamma_s \cdot H_s^2 \quad (\text{kN/m})$$

ここに、 P_t : 巻だれ荷重 (kN/m)

γ_s : 積雪の単位重量 (kN/m^3)

H_s : 設計積雪深 (m)

シェッドの屋根上面が鋼板の場合、屋根板に接する積雪の下層部分が気温の変化による凍結・融解の繰返しで、屋根の傾斜に沿って積雪が滑り、屋根先端にぶら下がる。なお、屋根表面が鋼板でなくても、斜面の状況により、斜面積雪の滑りで巻だれが発生することがある。このときの、積雪の単位重量は(3)積雪荷重による。

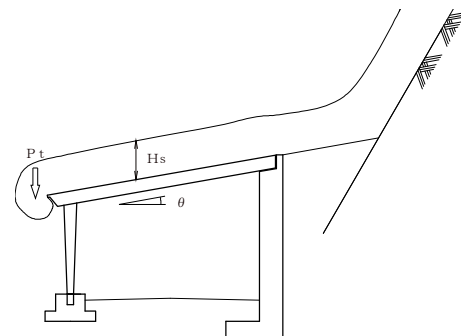


図11.12 巻だれ荷重

(6) デブリ荷重

なだれの堆積区に設けるシェッドには、次式で求められるデブリ荷重を考慮する。

$$q_c = \gamma_c \cdot H_{sd} \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 q_c : なだれにより堆積した雪(デブリ)による荷重強度 (kN/m^2)

γ_c : デブリの単位重量 (kN/m^3)

H_{sd} : デブリの深さ (m)

なだれで運ばれ堆積し圧縮した雪塊をデブリという。スノーシェッドがなだれの発生区・走路・堆積区のどの位置にあるかによりデブリの量と形状が異なる。一般に、スノーシェッドはなだれの走路中に設置されることが多いので、デブリを考慮して設計することは少ない。デブリを考慮する場合、単位重量を $c=6\text{kN/m}^3$ とし、堆雪勾配 $\beta=25^\circ$ の三角形分布としてよい。また、デブリ荷重を考慮する場合、積雪荷重は設計積雪深の1/3としてよい。

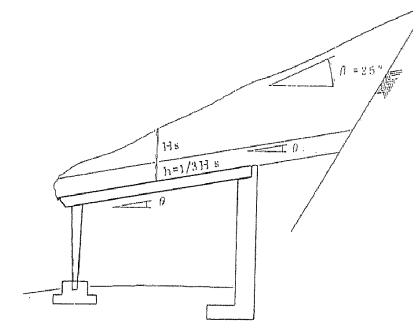


図11.11 デブリ荷重

(7) 巻だれ荷重

シェッド上の積雪が滑ってせり出すことが想定される場合には、次式で求めた巻だれ荷重を考慮する。

$$P_t = 0.7 \cdot \gamma_s \cdot H_s^2 \quad (\text{kN/m})$$

ここに、 P_t : 巻だれ荷重 (kN/m)

γ_s : 積雪の単位重量 (kN/m^3)

H_s : 設計積雪深 (m)

シェッドの屋根上面が鋼板の場合、屋根板に接する積雪の下層部分が気温の変化による凍結・融解の繰返しで、屋根の傾斜に沿って積雪が滑り、屋根先端にぶら下がる。なお、屋根表面が鋼板でなくても、斜面の状況により、斜面積雪の滑りで巻だれが発生することがある。このときの、積雪の単位重量は(3)積雪荷重による。

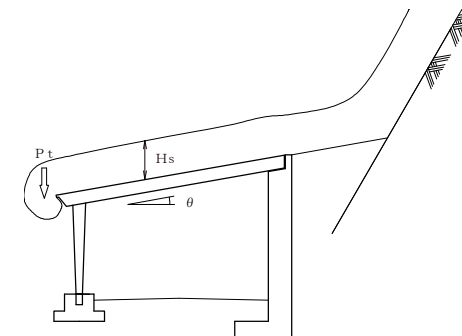


図11.12 巻だれ荷重

現 行

改 定 案

(8) 沈 降 力

シェッドが雪の沈降力を受けると想定される場合は、沈降力の影響を考慮する。

シェッドには、沈降力が作用しないようにするのが原則である。ただし、やむを得ず沈降力を受けるような場合には、「道路防雪便覧」を参考とする。特に、巻だれが地表の積雪とつながるような場合には、シェッド屋根の谷側先端部に大きな沈降力が作用するので、図11.13のような処置が必要である。

シェッド谷側の平坦部分に屋根から流下した雪が堆積し、屋根雪と地表の積雪が軒先でつながり、シェッドが大きく変状した事例がある。

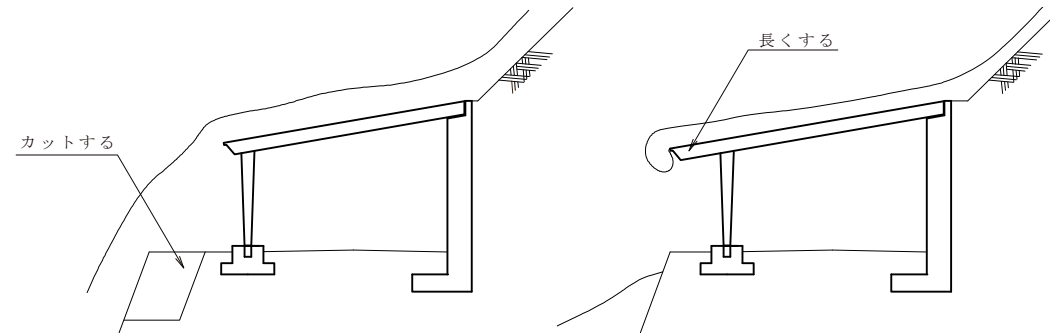


図11.13 沈降力の対策例

(9) 落石の衝撃荷重

1. 落石による衝撃力は次式により算出する。

$$P = 2.108 \cdot W^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot h_R^{3/5} \cdot \alpha \text{ (kN)}$$

$$= 33.41 \cdot W^{2/3} \cdot h_R^{3/5} \cdot \alpha \text{ (kN)} \dots\dots\dots \lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2 \text{ とした場合}$$

- ここに、 P : 落石による衝撃力 (kN)
 W : 落石の重量 (kN)
 λ : ラーメ定数 (kN/m²)
 h_R : 落石の落下高さ (m)
 α : 砂層厚と落石直径の比から決定される割増し係数

2. 自由落下する落石の落下高さには、標高差をそのまま使用する。また、斜面を落下してくる落石の落下高さは、次式により得られる補正係数を標高差に乗じて換算する。

$$H' = \left(1 - \frac{\mu}{\tan\theta}\right) \cdot H$$

- ここに、 H' : 換算落下高 (m)
 H : 斜面の標高差 (m)
 θ : 斜面の勾配 (度)
 μ : 斜面の等価摩擦係数 (表11.6による)

3. 敷砂厚は0.9m以上かつ落石直径以上を標準とする。

4. ロックシェッド山側受台背面近傍への落石による土圧の影響が大きいと思われる場合には、これを別途考慮する必要がある。山側受台背面に作用する落石による土圧は以下の式で算出してよい。

$$\Delta P_{oc} = \frac{3 P_v \cdot x^2 \cdot z}{\pi (r^2 + z^2)^{5/2}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(8) 沈 降 力

シェッドが雪の沈降力を受けると想定される場合は、沈降力の影響を考慮する。

シェッドには、沈降力が作用しないようにするのが原則である。ただし、やむを得ず沈降力を受けるような場合には、「道路防雪便覧」を参考とする。特に、巻だれが地表の積雪とつながるような場合には、シェッド屋根の谷側先端部に大きな沈降力が作用するので、図11.13のような処置が必要である。

シェッド谷側の平坦部分に屋根から流下した雪が堆積し、屋根雪と地表の積雪が軒先でつながり、シェッドが大きく変状した事例がある。

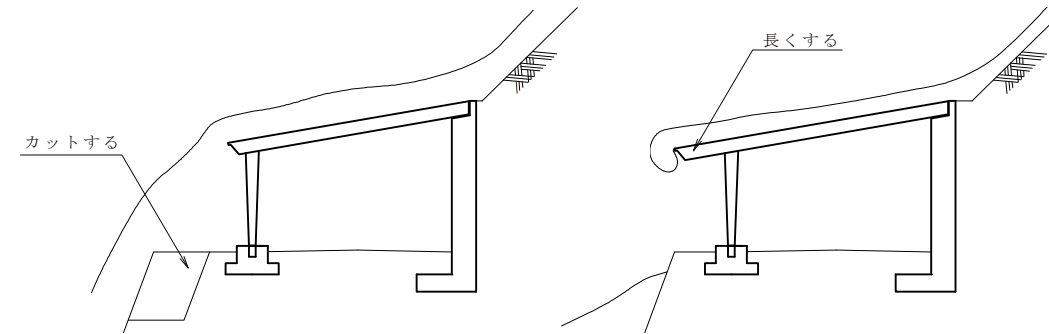


図11.13 沈降力の対策例

(9) 落石の衝撃荷重

1. 落石による衝撃力は次式により算出する。

$$P = 2.108 \cdot W^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot h_R^{3/5} \cdot \alpha \text{ (kN)}$$

$$= 33.41 \cdot W^{2/3} \cdot h_R^{3/5} \cdot \alpha \text{ (kN)} \dots\dots\dots \lambda = 1,000 \text{ kN/m}^2 \text{ とした場合}$$

- ここに、 P : 落石による衝撃力 (kN)
 W : 落石の重量 (kN)
 λ : ラーメ定数 (kN/m²)
 h_R : 落石の落下高さ (m)
 α : 砂層厚と落石直径の比から決定される割増し係数

2. 自由落下する落石の落下高さには、標高差をそのまま使用する。また、斜面を落下してくる落石の落下高さは、次式により得られる補正係数を標高差に乗じて換算する。

$$H' = \left(1 - \frac{\mu}{\tan\theta}\right) \cdot H$$

- ここに、 H' : 換算落下高 (m)
 H : 斜面の標高差 (m)
 θ : 斜面の勾配 (度)
 μ : 斜面の等価摩擦係数 (表11.6による)

3. 敷砂厚は0.9m以上かつ落石直径以上を標準とする。

4. ロックシェッド山側受台背面近傍への落石による土圧の影響が大きいと思われる場合には、これを別途考慮する必要がある。山側受台背面に作用する落石による土圧は以下の式で算出してよい。

$$\Delta P_{oc} = \frac{3 P_v \cdot x^2 \cdot z}{\pi (r^2 + z^2)^{5/2}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

現 行

改 定 案

ただし、 P_v ：地表面に載荷される集中荷重（kN）
 x ：荷重作用点から土圧を求めようとする位置までの道路横断方向の水平距離（m）
 y ：荷重作用点から土圧を求めようとする位置までの道路方向の水平距離（m）
 z ：荷重作用点から土圧を求めようとする位置までの鉛直距離（m）
 r ：荷重作用点から土圧を求めようとする位置までの水平距離（m）、
 $r = (x^2 + y^2)^{1/2}$

山側受台やパラペットに作用する水平力 P_H 、モーメント M は、以下の式で算出してよい。

$$P_H = \int_{z_a}^{z_b} \int_{-B/2}^{+B/2} P_{oc} \cdot dy \cdot dz \quad (\text{kN})$$

$$M = \int_{z_a}^{z_b} \int_{-B/2}^{+B/2} (P_{oc} \times L_z) \cdot dy \cdot dz \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

ただし、 z_a ：地表面から構造物先端までの鉛直距離（m）
 z_b ：地表面から構造物の照査位置までの鉛直距離（m）
 B ：検討構造物の道路方向の照査幅（m）
 L_z ：構造物の照査位置から任意の荷重点までの鉛直方向距離（m）、 $L_z = z_b - z$

5. 衝撃力の載荷方向は現地の斜面状況を考慮して設定する。屋根面における入射角を θ_R とすれば、屋根面直角方向力 P_v と屋根面方向力 P_H は、以下の式で算出できる。

$$P_v = P_R \cdot \sin \theta_R$$

$$P_H = \begin{cases} P_R \cdot \cos \theta_R \cdots \cdots \theta_R \geq 70^\circ \text{ の場合} \\ P_R \cdot \sin \theta_R \cdot 0.35 \cdots \cdots \theta_R < 70^\circ \text{ の場合} \end{cases}$$

P_v ：落石衝撃力の鉛直方向荷重（kN/個）
 P_H ：落石衝撃力の水平方向荷重（kN/個）
 θ_R ：落石衝撃力の入射角度（度）

6. 緩衝材を砂とした場合、衝撃力の作用面積は敷砂層中を1:0.5で分布すると考えてよい。
 7. 斜面を落下する落石がシェッドを直撃しない場合には、リバウンド効果により落石の衝撃力を低減してもよい。

1. 落石による衝撃力

この式を採用する場合には、ラーメ定数の設定に注意が必要である。「土木技術者のための振動便覧」を参考にするとラーメ定数は以下のとおりである。

非常に軟らかいもの	1,000kN/m ²
軟らかいもの	3,000～5,000kN/m ²
固いもの	10,000kN/m ²

土木研究所の実験によれば、敷砂層厚が重錘直径以上であれば、 $\lambda = 1,000\text{kN}/\text{m}^2$ 程度と報告されている。また、落石の単位重量は $\gamma_R = 26\text{kN}/\text{m}^3$ としてよい。「落石対策便覧」に記載されている落石衝撃力の算出式はいくつかの実験で、実用性を確認されているが、その実験規模は一定の形状の重錘を採用し、重錘重量50kN、落下高30mを上限としているので、この実験条件と大きく異なる落石に適用するには、十分な配慮が必要となる。落石規模が50kN-30mを大きく超える場合には、妥当な落石衝撃力を総合的に判断する。

2. 転石の換算落下高さを求める場合の斜面の等価摩擦係数 μ は表11.6の表による。

既往の斜面転石実験では、落下高さが40mを超えると落石速度は一定値に達する傾向があると報告されている。

ただし、 P_v ：地表面に載荷される集中荷重（kN）
 x ：荷重作用点から土圧を求めようとする位置までの道路横断方向の水平距離（m）
 y ：荷重作用点から土圧を求めようとする位置までの道路方向の水平距離（m）
 z ：荷重作用点から土圧を求めようとする位置までの鉛直距離（m）
 r ：荷重作用点から土圧を求めようとする位置までの水平距離（m）、
 $r = (x^2 + y^2)^{1/2}$

山側受台やパラペットに作用する水平力 P_H 、モーメント M は、以下の式で算出してよい。

$$P_H = \int_{z_a}^{z_b} \int_{-B/2}^{+B/2} P_{oc} \cdot dy \cdot dz \quad (\text{kN})$$

$$M = \int_{z_a}^{z_b} \int_{-B/2}^{+B/2} (P_{oc} \times L_z) \cdot dy \cdot dz \quad (\text{kN}\cdot\text{m})$$

ただし、 z_a ：地表面から構造物先端までの鉛直距離（m）
 z_b ：地表面から構造物の照査位置までの鉛直距離（m）
 B ：検討構造物の道路方向の照査幅（m）
 L_z ：構造物の照査位置から任意の荷重点までの鉛直方向距離（m）、 $L_z = z_b - z$

5. 衝撃力の載荷方向は現地の斜面状況を考慮して設定する。屋根面における入射角を θ_R とすれば、屋根面直角方向力 P_v と屋根面方向力 P_H は、以下の式で算出できる。

$$P_v = P_R \cdot \sin \theta_R$$

$$P_H = \begin{cases} P_R \cdot \cos \theta_R \cdots \cdots \theta_R \geq 70^\circ \text{ の場合} \\ P_R \cdot \sin \theta_R \cdot 0.35 \cdots \cdots \theta_R < 70^\circ \text{ の場合} \end{cases}$$

P_v ：落石衝撃力の鉛直方向荷重（kN/個）
 P_H ：落石衝撃力の水平方向荷重（kN/個）
 θ_R ：落石衝撃力の入射角度（度）

6. 緩衝材を砂とした場合、衝撃力の作用面積は敷砂層中を1:0.5で分布すると考えてよい。
 7. 斜面を落下する落石がシェッドを直撃しない場合には、リバウンド効果により落石の衝撃力を低減してもよい。

1. 落石による衝撃力

この式を採用する場合には、ラーメ定数の設定に注意が必要である。「土木技術者のための振動便覧」を参考にするとラーメ定数は以下のとおりである。

非常に軟らかいもの	1,000kN/m ²
軟らかいもの	3,000～5,000kN/m ²
固いもの	10,000kN/m ²

土木研究所の実験によれば、敷砂層厚が重錘直径以上であれば、 $\lambda = 1,000\text{kN}/\text{m}^2$ 程度と報告されている。また、落石の単位重量は $\gamma_R = 26\text{kN}/\text{m}^3$ としてよい。「落石対策便覧H12.6」に記載されている落石衝撃力の算出式はいくつかの実験で、実用性を確認されているが、その実験規模は一定の形状の重錘を採用し、重錘重量50kN、落下高30mを上限としているので、この実験条件と大きく異なる落石に適用するには、十分な配慮が必要となる。落石規模が50kN-30mを大きく超える場合には、妥当な落石衝撃力を総合的に判断する。

2. 転石の換算落下高さを求める場合の斜面の等価摩擦係数 μ は表11.6の表による。

既往の斜面転石実験では、落下高さが40mを超えると落石速度は一定値に達する傾向があると報告されている。

現 行

ただし、落石の大きさ、形状や斜面の地質等によっては異なる現象が予想される。
 数値シミュレーションを採用する場合には、落石の速度から落下高さを換算する。

表11.6 斜面の種類と等価摩擦係数 μ

区 分	落石および斜面の特性			μ
	落 石	斜 面	植 生	
A	硬岩、丸状	凹凸小	立木なし	0.05
B	軟岩、角状～丸状	凹凸中～大	立木なし	0.15
C	土砂・崖錐、丸状～角状	凹凸小～中	立木なし	0.25
D	崖錐・巨レキ交り崖錐、角状	凹凸中～大	立木なし～あり	0.35

3. 落石の緩衝材としての砂層厚は、0.9mを下限として落石直径以上を標準とする。現場条件等により、やむを得ず砂層厚が落石直径以下となった場合でも、下限値の0.9mを確保し、落石による衝撃力Pを以下に示す係数 α で割増すこととする。

$$\alpha = \sqrt{\frac{D}{T}} \geq 1.0$$

α ：砂層厚と落石直径の比から決定される割増し係数

D：落石直径 (m)、T：砂層厚 (m)

砂層厚が落石直径以上となる標準砂層厚は表11.7のとおりとする。

表11.7 標準砂層厚

NO	落石重量 (kN)	落石直径 (m)	標準砂厚 (m)
1	3	0.60	0.9
2	5	0.72	0.9
3	10	0.90	0.9
4	20	1.14	1.2
5	30	1.30	1.3
6	40	1.43	1.5
7	50	1.54	1.6

4. ΔP_{oc} の式は、プーシネスク土圧式を以下の仮定で展開した結果である。

- ・土のポアソン比は、0.5とする。
- ・受圧面となる山側受台は変位しないものとし、対称位置にも等価の荷重があると仮定し、水平方向応力の値を2倍する。

また、背面落石を考慮する場合、載荷位置は表11.8の値を用いてよい。

表11.8 背面落石の載荷位置と断面力

対象	落石の載荷荷重	道路方向での検討範囲	鉛直分力による断面力	水平分力による断面力
パラベット (構造計算)	X=T	B=2h ₁	Z _a =T Z _b =T+h ₁	P _H =H M=H・h ₁
堅 壁 (構造計算)	X=1.5T	B=2h ₂	Z _a =T Z _b =T+h ₂	P _H =H M=H・h ₂
下 部 工 (安定計算)	X=2.0T	B=L	Z _a =T Z _b =T+h ₃	P _H =H M=H・h ₃

(注)表記のZ_a、Z_bの値を用いて、11-2-1-5(9)4式によりP_H、Mを算出する。

改 定 案

ただし、落石の大きさ、形状や斜面の地質等によっては異なる現象が予想される。
 数値シミュレーションを採用する場合には、落石の速度から落下高さを換算する。

表11.6 斜面の種類と等価摩擦係数 μ

区 分	落石および斜面の特性			μ
	落 石	斜 面	植 生	
A	硬岩、丸状	凹凸小	立木なし	0.05
B	軟岩、角状～丸状	凹凸中～大	立木なし	0.15
C	土砂・崖錐、丸状～角状	凹凸小～中	立木なし	0.25
D	崖錐・巨レキ交り崖錐、角状	凹凸中～大	立木なし～あり	0.35

3. 落石の緩衝材としての砂層厚は、0.9mを下限として落石直径以上を標準とする。現場条件等により、やむを得ず砂層厚が落石直径以下となった場合でも、下限値の0.9mを確保し、落石による衝撃力Pを以下に示す係数 α で割増すこととする。

$$\alpha = \sqrt{\frac{D}{T}} \geq 1.0$$

α ：砂層厚と落石直径の比から決定される割増し係数

D：落石直径 (m)、T：砂層厚 (m)

砂層厚が落石直径以上となる標準砂層厚は表11.7のとおりとする。

表11.7 標準砂層厚

NO	落石重量 (kN)	落石直径 (m)	標準砂厚 (m)
1	3	0.60	0.9
2	5	0.72	0.9
3	10	0.90	0.9
4	20	1.14	1.2
5	30	1.30	1.3
6	40	1.43	1.5
7	50	1.54	1.6

4. ΔP_{oc} の式は、プーシネスク土圧式を以下の仮定で展開した結果である。

- ・土のポアソン比は、0.5とする。
- ・受圧面となる山側受台は変位しないものとし、対称位置にも等価の荷重があると仮定し、水平方向応力の値を2倍する。

また、背面落石を考慮する場合、載荷位置は表11.8の値を用いてよい。

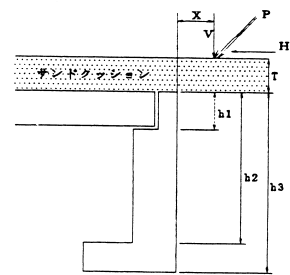
表11.8 背面落石の載荷位置と断面力

対象	落石の載荷荷重	道路方向での検討範囲	鉛直分力による断面力	水平分力による断面力
パラベット (構造計算)	X=T	B=2h ₁	Z _a =T Z _b =T+h ₁	P _H =H M=H・h ₁
堅 壁 (構造計算)	X=1.5T	B=2h ₂	Z _a =T Z _b =T+h ₂	P _H =H M=H・h ₂
下 部 工 (安定計算)	X=2.0T	B=L	Z _a =T Z _b =T+h ₃	P _H =H M=H・h ₃

(注)表記のZ_a、Z_bの値を用いて、11-2-1-5(9)4式によりP_H、Mを算出する。

現 行

改 定 案



但し、下部構造のブロック長をLとする。

図11.14 背面落石の载荷

6. 砂層中を伝達する荷重は、図11.15に示す1:0.5の領域で分散すると考えてよい。構造物の頂版に伝播した荷重は、砂層厚を直径とする円形分布となるが、計算を簡略化するため、円と同面積の正方形に置き換えてよい。

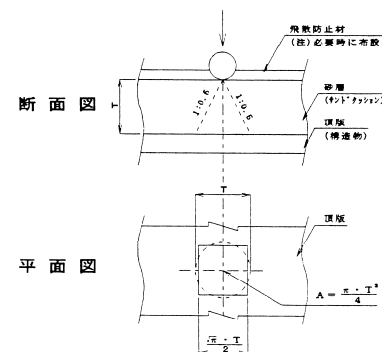


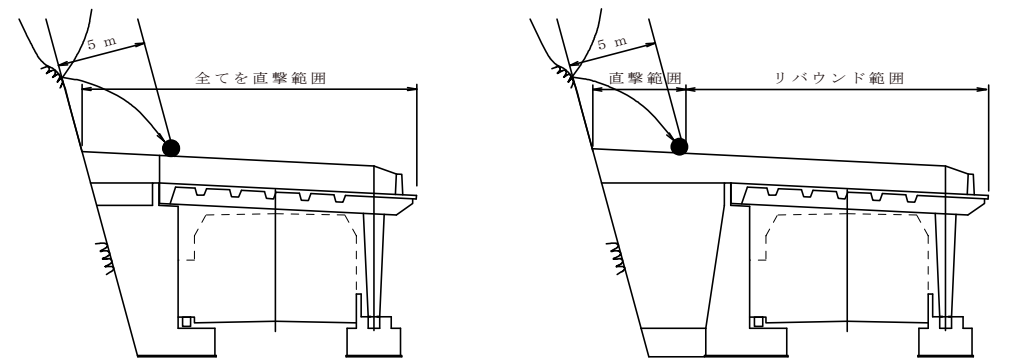
図11.15 落石衝撃力の緩衝材内の分散

7. 落石が緩衝材に最初に到達する位置を第一落下点といい、それ以後をリバウンド範囲という。第一落下点がシェッド本体にかかる場合は、全てを直撃範囲と考える。そうでない場合は、以下に示すリバウンド荷重P'を载荷してよい。ただし、緩衝材は敷砂を前提としている。

第一落下点が緩衝材上の場合 …… P' = 0.4P

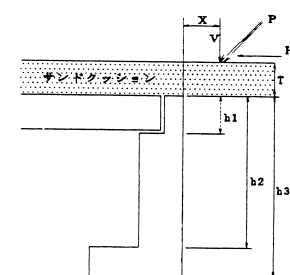
それ以外の場合 …… P' = 0.8P

落石の跳躍は斜面の地形や地質により異なるので、斜面状況を入念に調査する必要がある。また、落石の跳躍量に関する実験によれば、80~85%が2m以下で、5mを超えるものはほとんどない。従って、落石の跳躍量を5mと考え、図11.16のようにシェッドがこの範囲にある場合、落石が直撃すると考える。また、この範囲をはずれる場合、リバウンドによる衝撃力の低減を考慮してよいものとした。ここにいう落石の跳躍量とは、斜面直角方向の落石の離隔である。



(a) 落石がシェッドを直撃する場合 (b) 落石がリバウンドしてシェッドに到達する場合

図11.16 落下位置による分類



但し、下部構造のブロック長をLとする。

図11.14 背面落石の载荷

6. 砂層中を伝達する荷重は、図11.15に示す1:0.5の領域で分散すると考えてよい。構造物の頂版に伝播した荷重は、砂層厚を直径とする円形分布となるが、計算を簡略化するため、円と同面積の正方形に置き換えてよい。

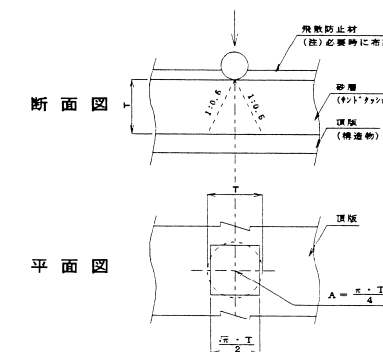


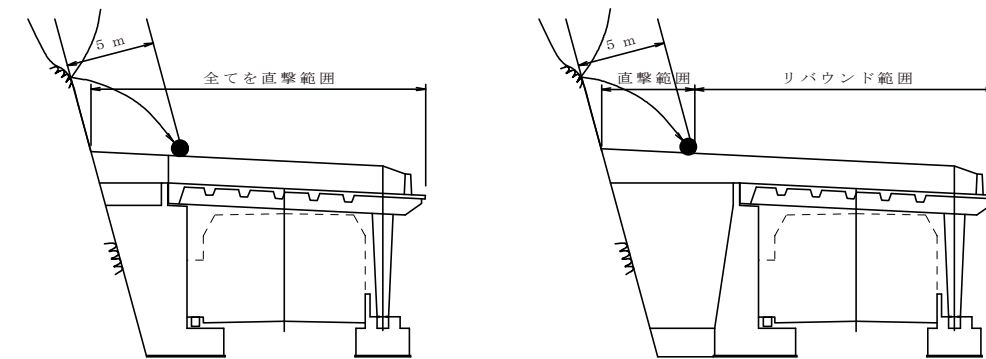
図11.15 落石衝撃力の緩衝材内の分散

7. 落石が緩衝材に最初に到達する位置を第一落下点といい、それ以後をリバウンド範囲という。第一落下点がシェッド本体にかかる場合は、全てを直撃範囲と考える。そうでない場合は、以下に示すリバウンド荷重P'を载荷してよい。ただし、緩衝材は敷砂を前提としている。

第一落下点が緩衝材上の場合 …… P' = 0.4P

それ以外の場合 …… P' = 0.8P

落石の跳躍は斜面の地形や地質により異なるので、斜面状況を入念に調査する必要がある。また、落石の跳躍量に関する実験によれば、80~85%が2m以下で、5mを超えるものはほとんどない。従って、落石の跳躍量を5mと考え、図11.16のようにシェッドがこの範囲にある場合、落石が直撃すると考える。また、この範囲をはずれる場合、リバウンドによる衝撃力の低減を考慮してよいものとした。ここにいう落石の跳躍量とは、斜面直角方向の落石の離隔である。



(a) 落石がシェッドを直撃する場合 (b) 落石がリバウンドしてシェッドに到達する場合

図11.16 落下位置による分類

現 行

改 定 案

(10) 堆積土砂荷重

1. ロックシェッドに土砂が堆積した場合は、取り除くことを原則とする。堆積土砂荷重を考慮する場合は、土砂の堆積角度を水平面から30°以下としてよい。そのとき、単位重量は18kN/m³としてよい。
2. シェッド屋根面に載荷する堆積土砂の自重は以下の式による。

$$q_e = \gamma_e \cdot h_e \quad (\text{kN/m}^2)$$
 ここに、 q_e : 堆積土砂の自重 (kN/m²)
 γ_e : 堆積土砂の単位重量 (kN/m³)
 h_e : 堆積土砂の堆積厚さ (m)

1. 土砂が堆積する場合には、除去することを前提とする。やむを得ず、土砂を除去できない場合は、表 11.9 によるものとする。

表11.9 堆積土砂の除去と荷重の考え方

堆積土砂	①小規模な崩落	②シェッドで対応できる程度の崩落	③大規模な崩落
除去する	堆積土砂荷重[PP]として考慮しない。	除去する堆積状態を設定し、その状態を堆積土砂荷重[PP]として考慮する。	シェッドで対応しない
除去できない	他の荷重と組み合わせて、着目する部材に対して最も不利になるように死荷重 [P] として考慮する。		

P : 主荷重、PP : 主荷重に相当する特殊荷重

屋根上に堆積する土砂は、以下に示す①～③の斜面崩落の状況によって対応が異なるため、新設段階から許容可能な堆積量や放置時間、除去方法などの管理基準を設定しておくことが望ましい。

- ① 小規模な崩落：小規模な崩落や落石による堆積荷重は、構造部材に与える影響が比較的小さいことから荷重としては考慮しない。しかし、除去作業を行うまでの一定期間は堆積を許すため、構造部材がどのような応力状態にあるかを把握しておく必要がある。
- ② シェッドで対応できる程度の崩落：土砂崩落後、何らかの理由で、堆積土砂を除去できない場合や除去に危険を伴うことが予想される場合には、シェッドで対応できる程度の堆積土砂を考慮してもよいこととした。屋根上に堆積した土砂は、設計で想定した堆積状態になる前に除去することとし、この場合であっても、堆積土砂の仰角は 30 度以内を限度とする。
- ③ 大規模な崩落：シェッドで対応できる崩落の規模を明確にすることは難しいが、既往の実績を逸脱するような規模や、構造部材が過大になるような場合には、シェッド等の防護対策に固執することなく、予防工や抑止工、または、路線変更などについて再検討することが望ましい。

(10) 堆積土砂荷重

1. ロックシェッドに土砂が堆積した場合は、取り除くことを原則とする。堆積土砂荷重を考慮する場合は、土砂の堆積角度を水平面から30°以下としてよい。そのとき、単位重量は18kN/m³としてよい。
2. シェッド屋根面に載荷する堆積土砂の自重は以下の式による。

$$q_e = \gamma_e \cdot h_e \quad (\text{kN/m}^2)$$
 ここに、 q_e : 堆積土砂の自重 (kN/m²)
 γ_e : 堆積土砂の単位重量 (kN/m³)
 h_e : 堆積土砂の堆積厚さ (m)

1. 土砂が堆積する場合には、除去することを前提とする。やむを得ず、土砂を除去できない場合は、表 11.9 によるものとする。

表11.9 堆積土砂の除去と荷重の考え方

堆積土砂	①小規模な崩落	②シェッドで対応できる程度の崩落	③大規模な崩落
除去する	堆積土砂荷重[PP]として考慮しない。	除去する堆積状態を設定し、その状態を堆積土砂荷重[PP]として考慮する。	シェッドで対応しない
除去できない	他の荷重と組み合わせて、着目する部材に対して最も不利になるように死荷重 [P] として考慮する。		

P : 主荷重、PP : 主荷重に相当する特殊荷重

屋根上に堆積する土砂は、以下に示す①～③の斜面崩落の状況によって対応が異なるため、新設段階から許容可能な堆積量や放置時間、除去方法などの管理基準を設定しておくことが望ましい。

- ① 小規模な崩落：小規模な崩落や落石による堆積荷重は、構造部材に与える影響が比較的小さいことから荷重としては考慮しない。しかし、除去作業を行うまでの一定期間は堆積を許すため、構造部材がどのような応力状態にあるかを把握しておく必要がある。
- ② シェッドで対応できる程度の崩落：土砂崩落後、何らかの理由で、堆積土砂を除去できない場合や除去に危険を伴うことが予想される場合には、シェッドで対応できる程度の堆積土砂を考慮してもよいこととした。屋根上に堆積した土砂は、設計で想定した堆積状態になる前に除去することとし、この場合であっても、堆積土砂の仰角は 30 度以内を限度とする。
- ③ 大規模な崩落：シェッドで対応できる崩落の規模を明確にすることは難しいが、既往の実績を逸脱するような規模や、構造部材が過大になるような場合には、シェッド等の防護対策に固執することなく、予防工や抑止工、または、路線変更などについて再検討することが望ましい。

現 行

改 定 案

(11) 流動土砂荷重

崩落した土砂が屋根上を流下すると想定される場合には、流動土砂荷重(掃流力)を考慮する。流動土砂荷重はシェッドに等分布荷重として鉛直および水平方向に作用させる。その荷重強度は次式により算出する。

$$q_{ev} = (1 + \mu_e \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) \cdot \gamma_e \cdot h_e \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_{eh} = \mu_e \cdot \cos^2 \theta \cdot \gamma_e \cdot h_e \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 q_{ev} : 流動土砂荷重の鉛直成分 (kN/m^2)

q_{eh} : 流動土砂荷重の水平成分 (kN/m^2)

h_e : 流動土砂の層厚 (m)

μ_e : 流動土砂の動摩擦係数

θ : シェッドの屋根面または緩衝材の勾配 (度)

γ_e : 流動土砂の単位重量 (kN/m^3)

流動土砂荷重は斜面を流下する土砂がシェッドに与える掃流力をいう。流動土砂に関する研究例は少なく、その取扱いには十分注意が必要である。

流動土砂層厚については、現地の状況等から総合的に判断しなければならないが、流動前の土塊厚以上にはならないという報告がある。

土木研究所の実験データでは、流動土砂の単位重量を10~14kN/m³としているが、現地の状況から総合的に定めることが肝要である。

土砂が屋根上を流化するときの摩擦係数は静摩擦係数を上回ることはないと考えられるので、土砂と屋根上面との静摩擦を参考に設定すればよい。

「道路橋示方書IV・下部構造編」では、土とコンクリートの場合で、摩擦係数 μ を $\tan 2/3 \phi$ (ϕ :地盤せん断抵抗角)、付着力 $c=0$ 、土と土の場合は、 $\mu = \tan \phi$ としている。

(12) 崩落土砂の衝撃荷重

シェッドには、崩落土砂の衝撃力が作用しないようにすることを原則とするが、やむを得ず考慮しなければならない場合は、次式で算出する。

$$P = \frac{\gamma_e}{g} \cdot V^2 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_v = P \cdot \sin^2(\alpha - \theta) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_H = \mu \cdot P_v \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$t = \frac{T}{\sin(\alpha - \theta)} \quad (\text{m})$$

ここに、 P : 崩落土砂衝撃力 (kN/m^2)

P_v : 崩落土砂衝撃荷重の屋根面垂直成分 (kN/m^2)

P_H : 崩落土砂衝撃荷重の屋根面平行成分 (kN/m^2)

t : 崩落土砂衝撃力の屋根面上の分布巾 (m)

(11) 流動土砂荷重

崩落した土砂が屋根上を流下すると想定される場合には、流動土砂荷重(掃流力)を考慮する。流動土砂荷重はシェッドに等分布荷重として鉛直および水平方向に作用させる。その荷重強度は次式により算出する。

$$q_{ev} = (1 + \mu_e \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta) \cdot \gamma_e \cdot h_e \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$q_{eh} = \mu_e \cdot \cos^2 \theta \cdot \gamma_e \cdot h_e \quad (\text{kN/m}^2)$$

ここに、 q_{ev} : 流動土砂荷重の鉛直成分 (kN/m^2)

q_{eh} : 流動土砂荷重の水平成分 (kN/m^2)

h_e : 流動土砂の層厚 (m)

μ_e : 流動土砂の動摩擦係数

θ : シェッドの屋根面または緩衝材の勾配 (度)

γ_e : 流動土砂の単位重量 (kN/m^3)

流動土砂荷重は斜面を流下する土砂がシェッドに与える掃流力をいう。流動土砂に関する研究例は少なく、その取扱いには十分注意が必要である。

流動土砂層厚については、現地の状況等から総合的に判断しなければならないが、流動前の土塊厚以上にはならないという報告がある。

土木研究所の実験データでは、流動土砂の単位重量を10~14kN/m³としているが、現地の状況から総合的に定めることが肝要である。

土砂が屋根上を流化するときの摩擦係数は静摩擦係数を上回ることはないと考えられるので、土砂と屋根上面との静摩擦を参考に設定すればよい。

「道路橋示方書IV・下部構造編」では、土とコンクリートの場合で、摩擦係数 μ を $\tan 2/3 \phi$ (ϕ :地盤せん断抵抗角)、付着力 $c=0$ 、土と土の場合は、 $\mu = \tan \phi$ としている。

(12) 崩落土砂の衝撃荷重

シェッドには、崩落土砂の衝撃力が作用しないようにすることを原則とするが、やむを得ず考慮しなければならない場合は、次式で算出する。

$$P = \frac{\gamma_e}{g} \cdot V^2 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_v = P \cdot \sin^2(\alpha - \theta) \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$P_H = \mu \cdot P_v \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$t = \frac{T}{\sin(\alpha - \theta)} \quad (\text{m})$$

ここに、 P : 崩落土砂衝撃力 (kN/m^2)

P_v : 崩落土砂衝撃荷重の屋根面垂直成分 (kN/m^2)

P_H : 崩落土砂衝撃荷重の屋根面平行成分 (kN/m^2)

t : 崩落土砂衝撃力の屋根面上の分布巾 (m)

現 行

改 定 案

- γ_e : 崩落土砂衝撃時の単位重量 (kN/m^3)
- V : 崩落土砂の衝突速度 (m/sec)
- g : 重力加速度=9.80665 (m/sec^2)
- α : 斜面勾配 (度)
- θ : 屋根勾配 (度)
- μ : 流動土砂の動摩擦係数
- T : 斜面直角方向の崩落土砂層厚 (m)

- γ_e : 崩落土砂衝撃時の単位重量 (kN/m^3)
- V : 崩落土砂の衝突速度 (m/sec)
- g : 重力加速度=9.80665 (m/sec^2)
- α : 斜面勾配 (度)
- θ : 屋根勾配 (度)
- μ : 流動土砂の動摩擦係数
- T : 斜面直角方向の崩落土砂層厚 (m)

崩落土砂の衝撃荷重は崩落土砂が流下する際に、図11.17のようにシェッドに与える衝撃力である。

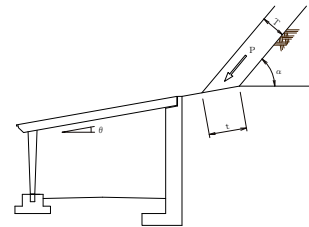


図11.17 崩落土砂の衝撃荷重

崩落土砂の衝撃力を求めるには、衝突速度を設定する。衝突速度の算出式としては、福岡の式、生田の式等があるが、ここでは生田の式を紹介する。

$$V = \sqrt{2g \cdot h} \quad (\text{m/sec})$$

ここに、 h : 土塊の鉛直落下高さ (m)

g : 重力加速度=9.80665 (m/sec^2)

(13) 土圧、水圧

1. シェッドが土圧および水圧の影響を受ける場合は、その荷重を考慮する。
2. シェッドには、水圧が作用しないように水抜き工・排水工等を設ける。やむを得ず、水圧が作用する場合はこれを考慮する。

1. 山側受台および谷側受台に作用する土圧は「道路土工－擁壁工指針」に準拠する。ただし、堆積土砂を考慮する場合の山側受台に作用する土圧は 11-2-4-4 による。
2. シェッドには、水抜き工や排水工等を設け、水圧が作用しないようにするのが原則である。現地の状況により、やむを得ず水圧が作用する場合にはこれを考慮する。

(14) 地震の影響

1. 地震の影響については「道路橋示方書V・耐震設計編」に準拠する。
2. 逆L形式、箱形式およびRC門形式については、レベル1地震動に対して耐震性能1を照査する。
3. 単純梁形式の谷側受台およびPCや鋼門形式については、レベル1地震動に対して耐震性能1を照査するとともに、レベル2地震動に対して構造全体の耐震性能2または3を確保する。
4. シェッドには、主梁落下防止システムを装備する。

1. 地震時の検討に際しては、死荷重、積雪荷重、土圧および水圧等の荷重が着目する部材等に対して、最も不利となるように載荷する。また、地震の影響は道路方向および道路直角方向の2方向について照査する。道路方向の地震の影響については、山側と谷側で受台の剛性が異なることに配慮する。
- 2及び3. 屋根部材を支える山側受台や側壁の背面が土に接している形式については、山側受台背面の地山、裏

崩落土砂の衝撃荷重は崩落土砂が流下する際に、図11.17のようにシェッドに与える衝撃力である。

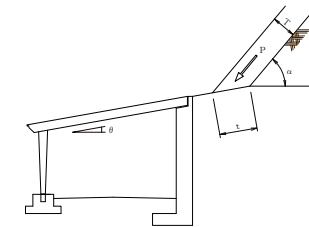


図11.17 崩落土砂の衝撃荷重

崩落土砂の衝撃力を求めるには、衝突速度を設定する。衝突速度の算出式としては、福岡の式、生田の式等があるが、ここでは生田の式を紹介する。

$$V = \sqrt{2g \cdot h} \quad (\text{m/sec})$$

ここに、 h : 土塊の鉛直落下高さ (m)

g : 重力加速度=9.80665 (m/sec^2)

(13) 土圧、水圧

1. シェッドが土圧および水圧の影響を受ける場合は、その荷重を考慮する。
2. シェッドには、水圧が作用しないように水抜き工・排水工等を設ける。やむを得ず、水圧が作用する場合はこれを考慮する。

1. 山側受台および谷側受台に作用する土圧は「道路土工－擁壁工指針」に準拠する。ただし、堆積土砂を考慮する場合の山側受台に作用する土圧は 11-2-4-4 による。
2. シェッドには、水抜き工や排水工等を設け、水圧が作用しないようにするのが原則である。現地の状況により、やむを得ず水圧が作用する場合にはこれを考慮する。

(14) 地震の影響

1. 地震の影響については「道路橋示方書V・耐震設計編」に準拠する。
2. 逆L形式、箱形式およびRC門形式については、レベル1地震動に対して耐震性能1を照査する。
3. 単純梁形式の谷側受台およびPCや鋼門形式については、レベル1地震動に対して耐震性能1を照査するとともに、レベル2地震動に対して構造全体の耐震性能2または3を確保する。
4. シェッドには、主梁落下防止システムを装備する。

1. 地震時の検討に際しては、死荷重、積雪荷重、土圧および水圧等の荷重が着目する部材等に対して、最も不利となるように載荷する。また、地震の影響は道路方向および道路直角方向の2方向について照査する。道路方向の地震の影響については、山側と谷側で受台の剛性が異なることに配慮する。
- 2及び3. 屋根部材を支える山側受台や側壁の背面が土に接している形式については、山側受台背面の地山、裏

現 行

改 定 案

込め材により減衰効果が期待できるためレベル1地震動に対して耐震性能1を照査する。ただし、単純梁形式の谷側柱や基礎など、地山や裏込め材等による地震動の減衰効果が期待できない構造部分については、レベル1地震動に対して耐震性能1を照査するとともに、構造全体については、その道路とシェッドの重要度を判断して、レベル2地震動に対して耐震性能2または3を照査する。また、地震時の挙動が複雑な構造形式の場合は、動的照査法により耐震性能を照査する。ここにいう複雑な構造形式とは、PCまたは鋼の門型形式や単純梁式の谷側受台において、基礎や柱の長さが異なり面外方向の動的挙動が静的解析と大きく異なる場合である。

4. シェッドの主梁落下防止システムとして、けたかかり長 (SE)、変位制限構造 (鉛直アンカー) および主梁落下防止構造 (水平アンカー) を設ける。ただし、シェッドは平面および縦断方向に構造が複雑なことや、想定を越える荷重が作用する可能性があることなどを踏まえて、適切なフェイルセーフ機能を期待することが難しい。したがって、水平アンカーは設計荷重による主梁変位を拘束しない範囲の遊び長をとり、鉛直アンカーには遊びを設けない。

(15) 温度変化の影響

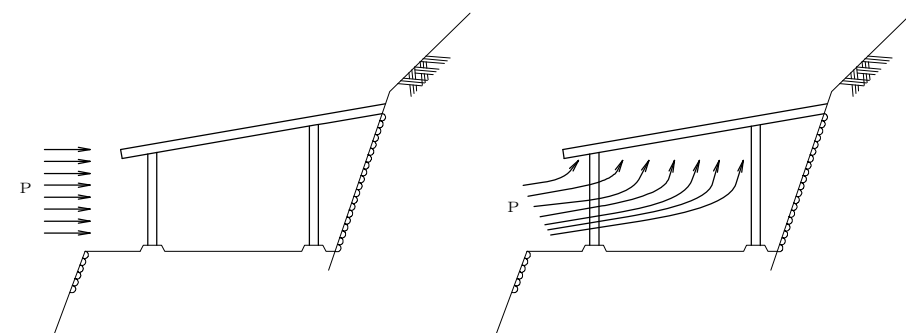
1. 温度変化の影響は通常の構造であれば考慮しない。ただし、連続ラーメン等その影響が懸念される場合はこの影響を考慮する。
2. 鋼構造における温度変化の範囲は $-30^{\circ} \sim +50^{\circ}$ とする。
3. コンクリート構造における温度変化の範囲は $-5^{\circ} \sim +25^{\circ}$ とする。また、断面の最小寸法が0.7m以上の場合は、 $0^{\circ} \sim +20^{\circ}$ としてよい。
4. 鋼構造における鋼材の線膨張係数は 12×10^{-6} とする。
5. コンクリート構造における鉄筋およびコンクリートの線膨張係数は 10×10^{-6} とする。

1. シェッドの主梁は橋梁に比べて支間が小さく、温度変化の影響が小さいので、温度変化による検討は行わなくてよい。コンクリートの乾燥収縮やクリープによる不静定力の影響についても同様に検討しなくてよい。ただし、連続ラーメン形式等で部材の伸縮に関わる影響が大きいと考えられる場合には、この限りではない。
2～5. 温度変化の範囲および線膨張係数は「道路橋示方書 I・共通編」に準拠した。

(16) 風 荷 重

風荷重は原則として考慮しない。ただし、軽量の鋼製スノーシェッド等の構造で風による悪影響があると考えられる場合には、これを考慮する。

風荷重は「道路橋示方書 I・共通編」の考え方を準用し、 $p=3.0\text{kN/m}^2$ の風力を用いてよい。



(a) 板張り防護した場合の風荷重 (b) 屋根面の吹き上げ荷重
図11.18 風荷重の考え方

込め材により減衰効果が期待できるためレベル1地震動に対して耐震性能1を照査する。ただし、単純梁形式の谷側柱や基礎など、地山や裏込め材等による地震動の減衰効果が期待できない構造部分については、レベル1地震動に対して耐震性能1を照査するとともに、構造全体については、その道路とシェッドの重要度を判断して、レベル2地震動に対して耐震性能2または3を照査する。また、地震時の挙動が複雑な構造形式の場合は、動的照査法により耐震性能を照査する。ここにいう複雑な構造形式とは、PCまたは鋼の門型形式や単純梁式の谷側受台において、基礎や柱の長さが異なり面外方向の動的挙動が静的解析と大きく異なる場合である。

4. シェッドの主梁落下防止システムとして、けたかかり長 (SE)、変位制限構造 (鉛直アンカー) および主梁落下防止構造 (水平アンカー) を設ける。ただし、シェッドは平面および縦断方向に構造が複雑なことや、想定を越える荷重が作用する可能性があることなどを踏まえて、適切なフェイルセーフ機能を期待することが難しい。したがって、水平アンカーは設計荷重による主梁変位を拘束しない範囲の遊び長をとり、鉛直アンカーには遊びを設けない。

(15) 温度変化の影響

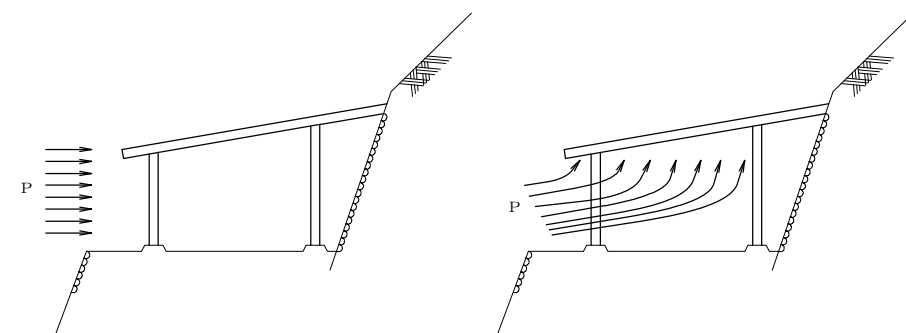
1. 温度変化の影響は通常の構造であれば考慮しない。ただし、連続ラーメン等その影響が懸念される場合はこの影響を考慮する。
2. 鋼構造における温度変化の範囲は $-30^{\circ} \sim +50^{\circ}$ とする。
3. コンクリート構造における温度変化の範囲は $-5^{\circ} \sim +25^{\circ}$ とする。また、断面の最小寸法が0.7m以上の場合は、 $0^{\circ} \sim +20^{\circ}$ としてよい。
4. 鋼構造における鋼材の線膨張係数は 12×10^{-6} とする。
5. コンクリート構造における鉄筋およびコンクリートの線膨張係数は 10×10^{-6} とする。

1. シェッドの主梁は橋梁に比べて支間が小さく、温度変化の影響が小さいので、温度変化による検討は行わなくてよい。コンクリートの乾燥収縮やクリープによる不静定力の影響についても同様に検討しなくてよい。ただし、連続ラーメン形式等で部材の伸縮に関わる影響が大きいと考えられる場合には、この限りではない。
2～5. 温度変化の範囲および線膨張係数は「道路橋示方書 I・共通編」に準拠した。

(16) 風 荷 重

風荷重は原則として考慮しない。ただし、軽量の鋼製スノーシェッド等の構造で風による悪影響があると考えられる場合には、これを考慮する。

風荷重は「道路橋示方書 I・共通編」の考え方を準用し、 $p=3.0\text{kN/m}^2$ の風力を用いてよい。



(a) 板張り防護した場合の風荷重 (b) 屋根面の吹き上げ荷重
図11.18 風荷重の考え方

現 行

改 定 案

(17) 衝突荷重

シェッドの梁・柱部には、車両が衝突しないように予防工あるいは防護工を設置することとし、原則として衝突荷重は考慮しない。

車両衝突の予防としては、坑口部の高さ制限ゲート等がある。防護としては、下部工堅壁の嵩上げや剛防護柵の設置等がある。

車両の衝突が懸念される場合は、衝突荷重を考慮する。

(18) 地盤の変動および支点移動の影響

原則として、地盤の変動および支点移動の影響は考慮しない。ただし、変位が大きい弾性体基礎を用いる場合は、変位の影響について検討する。

ここにいう弾性体基礎とは杭基礎を意味し、斜面上の深礎基礎などを含んでいる。また、地盤の変動とは、小規模な崩壊や沈下であり、シェッド全体を包括する大規模な地すべりを意味していない。

(19) 施工時の荷重

施工時の荷重に対して安全な構造とする。

施工時に注意すべき状態として、部材の運搬、仮置き、組立て時等が考えられる。PC逆L形式のように、施工順序によって構造系が変化するものがあるので、断面力の算出では注意が必要である。また供用中の道路での施工では、施工途中における構造物や斜面の安定の検討が必要になる場合がある。

11-2-1-6 使用材料

1. シェッドに使用するコンクリートの設計基準強度は、下記を標準とし、「道路橋示方書Ⅲ・コンクリート橋編」および「道路橋示方書Ⅳ・下部構造編」に準拠する。

(1) PC部材…… $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$

(2) RC部材…… $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$

2. PC鋼材は「道路橋示方書Ⅰ・共通編」に準拠する。

3. 鋼材は「道路橋示方書Ⅰ・共通編」に準拠する。

4. 鉄筋はSD345を標準とし、「道路橋示方書Ⅰ・共通編」に準拠する。

4. 鉄筋はSD345を標準とするが、供給の少ないD10はSD295Aを使用してもよい。

(17) 衝突荷重

シェッドの梁・柱部には、車両が衝突しないように予防工あるいは防護工を設置することとし、原則として衝突荷重は考慮しない。

車両衝突の予防としては、坑口部の高さ制限ゲート等がある。防護としては、下部工堅壁の嵩上げや剛防護柵の設置等がある。

車両の衝突が懸念される場合は、衝突荷重を考慮する。

(18) 地盤の変動および支点移動の影響

原則として、地盤の変動および支点移動の影響は考慮しない。ただし、変位が大きい弾性体基礎を用いる場合は、変位の影響について検討する。

ここにいう弾性体基礎とは杭基礎を意味し、斜面上の深礎基礎などを含んでいる。また、地盤の変動とは、小規模な崩壊や沈下であり、シェッド全体を包括する大規模な地すべりを意味していない。

(19) 施工時の荷重

施工時の荷重に対して安全な構造とする。

施工時に注意すべき状態として、部材の運搬、仮置き、組立て時等が考えられる。PC逆L形式のように、施工順序によって構造系が変化するものがあるので、断面力の算出では注意が必要である。また供用中の道路での施工では、施工途中における構造物や斜面の安定の検討が必要になる場合がある。

11-2-1-6 使用材料

1. シェッドに使用するコンクリートの設計基準強度は、下記を標準とし、「道路橋示方書Ⅲ・コンクリート橋編」および「道路橋示方書Ⅳ・下部構造編」に準拠する。

(1) PC部材…… $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$

(2) RC部材…… $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$

2. PC鋼材は「道路橋示方書Ⅰ・共通編」に準拠する。

3. 鋼材は「道路橋示方書Ⅰ・共通編」に準拠する。

4. 鉄筋はSD345を標準とし、「道路橋示方書Ⅰ・共通編」に準拠する。

4. 鉄筋はSD345を標準とするが、供給の少ないD10はSD295Aを使用してもよい。

現 行

改 定 案

11-2-2 スノーシェッド

11-2-2-1 荷重の組合せと許容応力度の割増し

1. 表11.10に示す荷重の組合せのうち最も不利ものについて設計する。また、許容応力度は、表11.10右欄に示す割増し係数を乗じてよい。

表11.10 荷重の組合せおよび許容応力度割増し

荷重の種類 組合せケース	死荷重	雪 荷 重						その他		許容応力度の割増係数
		積雪	なだれ	なだれ だ 衝 撃	デブリ	巻だれ	沈降力	地震	風	
常時*	○									1.00
雪荷重時	積雪時*	○	○							1.00
	なだれ時*	○	1/2	○						1.50
	なだれ衝撃時	○	1/2		○					1.50
	デブリ時	○	1/3			○				1.00
	巻だれ時	○	○				○			1.00
	沈降力時	○	○					○		1.00
その他	地震時*	○	1/2						○	1.50
	風荷重時	○							○	1.20

* は必ず考慮すべき組合せを示す。○は想定する状態において必ず考慮すべき荷重を示す。

2. 鋼製スノーシェッドでは、軽量となるケースも多いので、谷下からの強い吹き上げによる揚力や谷側柱間の遮閉による横風力の影響が懸念される場合等、必要に応じて風荷重を考慮することとする。

11-2-2-2 構造一般

- 山側受台背面は埋戻して、背面に窪地をつくってはならない。また、埋戻し表面はランディングする。
- 目地等で縁切りされた道路方向のブロック長さは極力長くとるのが望ましいが、施工性等を総合的に検討した上で設定する。

- 山側受台背面に空間があり、そこになだれがあった場合、山側受台を水平方向に押しつけて構造倒壊の原因となるのでこれを禁止する。詳細については11-2-4-5山側受台計画上の留意事項を参照することとする。
- シェッドは道路方向に連続することにより上載荷重に対する安全性は高まる。しかし、ブロック長を大にすることでシェッドの一部区間の損傷に対する取替更新が困難になったり、PC製では横締施工の可否、RC製では縦断方向のコンクリート収縮、鋼製では温度変化の影響他の検討も必要となる。

シェッドのブロック長さを設定する際は、安全性の向上に加えて施工性、収縮、温度変化の影響等を総合的に検討の上、定める必要がある。

11-2-2 スノーシェッド

11-2-2-1 荷重の組合せと許容応力度の割増し

1. 表11.10に示す荷重の組合せのうち最も不利ものについて設計する。また、許容応力度は、表11.10右欄に示す割増し係数を乗じてよい。

表11.10 荷重の組合せおよび許容応力度割増し

荷重の種類 組合せケース	死荷重	雪 荷 重						その他		許容応力度の割増係数
		積雪	なだれ	なだれ だ 衝 撃	デブリ	巻だれ	沈降力	地震	風	
常時*	○									1.00
雪荷重時	積雪時*	○	○							1.00
	なだれ時*	○	1/2	○						1.50
	なだれ衝撃時	○	1/2		○					1.50
	デブリ時	○	1/3			○				1.00
	巻だれ時	○	○				○			1.00
	沈降力時	○	○					○		1.00
その他	地震時*	○	1/2						○	1.50
	風荷重時	○							○	1.20

* は必ず考慮すべき組合せを示す。○は想定する状態において必ず考慮すべき荷重を示す。

2. 鋼製スノーシェッドでは、軽量となるケースも多いので、谷下からの強い吹き上げによる揚力や谷側柱間の遮閉による横風力の影響が懸念される場合等、必要に応じて風荷重を考慮することとする。

11-2-2-2 構造一般

- 山側受台背面は埋戻して、背面に窪地をつくってはならない。また、埋戻し表面はランディングする。
- 目地等で縁切りされた道路方向のブロック長さは極力長くとるのが望ましいが、施工性等を総合的に検討した上で設定する。

- 山側受台背面に空間があり、そこになだれがあった場合、山側受台を水平方向に押しつけて構造倒壊の原因となるのでこれを禁止する。詳細については11-2-4-5山側受台計画上の留意事項を参照することとする。
- シェッドは道路方向に連続することにより上載荷重に対する安全性は高まる。しかし、ブロック長を大にすることでシェッドの一部区間の損傷に対する取替更新が困難になったり、PC製では横締施工の可否、RC製では縦断方向のコンクリート収縮、鋼製では温度変化の影響他の検討も必要となる。

シェッドのブロック長さを設定する際は、安全性の向上に加えて施工性、収縮、温度変化の影響等を総合的に検討の上、定める必要がある。

現 行

改 定 案

11-2-2-3 PCスノーシェッド

PC製スノーシェッドの構造は、逆L形式を原則とする。設計方法については「道路防雪施設マニュアル[コンクリート構造編]/(社)北陸建設弘済会によるものとする。
ただし、鉄筋はSD345を標準とし供給の少ないD10はSD295Aを使用してもよい。

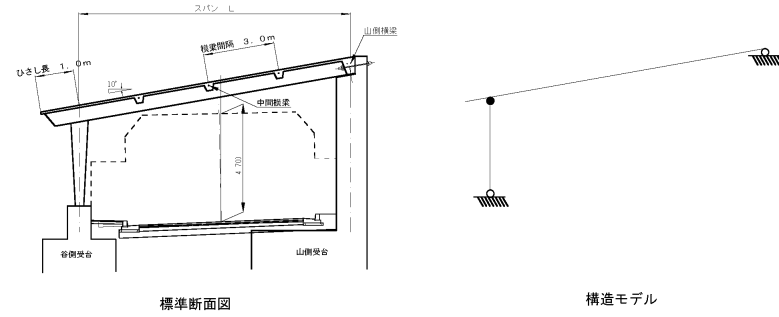


図11.19 逆L型PCスノーシェッドの構造

11-2-2-4 鋼製スノーシェッド

鋼製スノーシェッドの構造形式には、逆L形式と門形式が用いられることが多い。設計方法については「道路防雪施設マニュアル[コンクリート構造編]/(社)北陸建設弘済会」によることを原則とし、鋼部材詳細については「鋼製スノーシェッド標準設計解説書[門形・逆L形]/(社)北陸建設弘済会」による。
ただし、鉄筋はSD345を標準とし、供給の少ないD10はSD295Aを使用してもよい。

11-2-2-3 PCスノーシェッド

PC製スノーシェッドの構造は、逆L形式を原則とする。設計方法については「道路防雪施設マニュアル[コンクリート構造編]/(社)北陸建設弘済会によるものとする。
ただし、鉄筋はSD345を標準とし供給の少ないD10はSD295Aを使用してもよい。

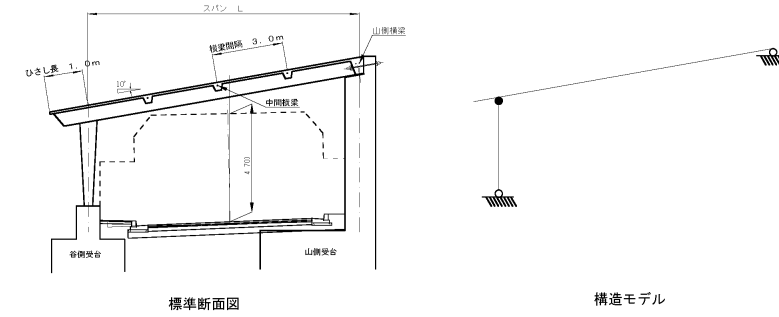


図11.19 逆L型PCスノーシェッドの構造

11-2-2-4 鋼製スノーシェッド

鋼製スノーシェッドの構造形式には、逆L形式と門形式が用いられることが多い。設計方法については「道路防雪施設マニュアル[コンクリート構造編]/(社)北陸建設弘済会」によることを原則とし、鋼部材詳細については「鋼製スノーシェッド標準設計解説書[門形・逆L形]/(社)北陸建設弘済会」による。
ただし、鉄筋はSD345を標準とし、供給の少ないD10はSD295Aを使用してもよい。

現 行

改 定 案

11-2-3 ロックシェッドおよびアースシェッド

11-2-3 ロックシェッドおよびアースシェッド

11-2-3-1 荷重の組合せと許容応力度の割増し

11-2-3-1 荷重の組合せと許容応力度の割増し

1. 表11.11・表11.12に示す荷重の組合せを考える。部材各部に最も不利となる荷重ケースを想定する。
原則として、許容応力度には表11.11・表11.12の右欄に示す割増し係数を乗じてよい。

1. 表11.11・表11.12に示す荷重の組合せを考える。部材各部に最も不利となる荷重ケースを想定する。
原則として、許容応力度には表11.11・表11.12の右欄に示す割増し係数を乗じてよい。

表11.11 ロックシェッドにおける荷重の組合せおよび許容応力度の割増し

荷重の種類 組合せケース	死 荷 重	雪 荷 重					落 石 荷 重	地 震	許容応力度の割増し係数
		積 雪	な だ れ	な だ れ 衝 撃	デ ブ リ	巻 だ れ			
常 時*	○								1.00
落石衝撃時*	○						○		1.50
雪 荷 重 時	積 雪 時	○	○						1.00
	な だ れ 時	○	1/2	○					1.50
	なだれ衝撃時	○	1/2		○				1.50
	デ ブ リ 時	○	1/3			○			1.00
	巻 だ れ 時	○	○				○		1.00
	沈 降 力 時	○	○					○	1.00
地 震 時*	○	△	1/2					○	1.50

*は必ず考慮すべき組合せを示す。○は想定する状態において必ず考慮すべき荷重を示す。
△は想定する状態において現場条件により考慮すべき荷重を示す。

表11.11 ロックシェッドにおける荷重の組合せおよび許容応力度の割増し

荷重の種類 組合せケース	死 荷 重	雪 荷 重					落 石 荷 重	地 震	許容応力度の割増し係数
		積 雪	な だ れ	な だ れ 衝 撃	デ ブ リ	巻 だ れ			
常 時*	○								1.00
落石衝撃時*	○						○		1.50
雪 荷 重 時	積 雪 時	○	○						1.00
	な だ れ 時	○	1/2	○					1.50
	なだれ衝撃時	○	1/2		○				1.50
	デ ブ リ 時	○	1/3			○			1.00
	巻 だ れ 時	○	○				○		1.00
	沈 降 力 時	○	○					○	1.00
地 震 時*	○	△	1/2					○	1.50

*は必ず考慮すべき組合せを示す。○は想定する状態において必ず考慮すべき荷重を示す。
△は想定する状態において現場条件により考慮すべき荷重を示す。

表11.12 アースシェッドにおける荷重の組合せおよび許容応力度の割増し

荷重の種類 組合せケース	死 荷 重	雪 荷 重					落 石 荷 重	土 砂 荷 重			許容応力度の 割増し係数		
		積 雪	な だ れ	な だ れ 衝 撃	デ ブ リ	巻 だ れ		沈 降 力	堆 積 土 砂 荷 重	流 動 土 砂 荷 重		崩 壊 土 衝 撃 荷 重	地 震
常 時*	○												1.00
土 砂 重 時	堆積土砂荷重*	○	△					○					1.00
	流動土砂荷重	○						△	○				1.50
	崩落土砂衝撃時	○	△	1/2				△		○			1.50
落石衝撃時	○						○						1.50
雪 荷 重 時	積 雪 時	○	○					△					1.00
	な だ れ 時	○	1/2	○				△					1.50
	なだれ衝撃時	○	1/2		○			△					1.50
	デ ブ リ 時	○	1/3			○		△					1.00
	巻 だ れ 時	○	○				○	△					1.00
	沈 降 力 時	○	○					△			○		1.00
地 震 時*	○	△	1/2				△				○		1.50

表11.12 アースシェッドにおける荷重の組合せおよび許容応力度の割増し

荷重の種類 組合せケース	死 荷 重	雪 荷 重					落 石 荷 重	土 砂 荷 重			許容応力度の 割増し係数		
		積 雪	な だ れ	な だ れ 衝 撃	デ ブ リ	巻 だ れ		沈 降 力	堆 積 土 砂 荷 重	流 動 土 砂 荷 重		崩 壊 土 衝 撃 荷 重	地 震
常 時*	○												1.00
土 砂 重 時	堆積土砂荷重*	○	△					○					1.00
	流動土砂荷重	○						△	○				1.50
	崩落土砂衝撃時	○	△	1/2				△		○			1.50
落石衝撃時	○						○						1.50
雪 荷 重 時	積 雪 時	○	○					△					1.00
	な だ れ 時	○	1/2	○				△					1.50
	なだれ衝撃時	○	1/2		○			△					1.50
	デ ブ リ 時	○	1/3			○		△					1.00
	巻 だ れ 時	○	○				○	△					1.00
	沈 降 力 時	○	○					△			○		1.00
地 震 時*	○	△	1/2				△				○		1.50

現 行

改 定 案

本表は崩落した堆積土砂を除去する場合を示す。除去できない場合の堆積土砂は死荷重と同様の扱いとする。
堆積土砂量は現地の状況を踏まえ、計画時に定めた管理基準を考慮して設定する。
*は必ず考慮すべき組合せを示す。○は想定する状態において必ず考慮すべき荷重を示す。
△は想定する状態において現場条件により考慮すべき荷重を示す。

本表は崩落した堆積土砂を除去する場合を示す。除去できない場合の堆積土砂は死荷重と同様の扱いとする。
堆積土砂量は現地の状況を踏まえ、計画時に定めた管理基準を考慮して設定する。
*は必ず考慮すべき組合せを示す。○は想定する状態において必ず考慮すべき荷重を示す。
△は想定する状態において現場条件により考慮すべき荷重を示す。

11-2-3-2 構造一般

1. ロックおよびアースシェッドにおける山側受台背面は埋戻して、背面に窪地をつくってはならない。
また、埋戻し表面はランディングする。
2. 目地等で縁切りされた道路方向のブロック長さは極力長くするのが望ましいが、施工性等を総合的に検討した上で設定する。

1. 山側受台背面の窪地は、そこに落石等が落下して、山側受台を水平方向に移動させ、構造倒壊に至った事例があるため、これを禁止する。
2. シェッドのブロック長さを設定する際は、安全性の向上に加えて施工性、収縮、温度変化の影響等を総合的に検討の上、定める必要がある。

11-2-3-2 構造一般

1. ロックおよびアースシェッドにおける山側受台背面は埋戻して、背面に窪地をつくってはならない。
また、埋戻し表面はランディングする。
2. 目地等で縁切りされた道路方向のブロック長さは極力長くするのが望ましいが、施工性等を総合的に検討した上で設定する。

1. 山側受台背面の窪地は、そこに落石等が落下して、山側受台を水平方向に移動させ、構造倒壊に至った事例があるため、これを禁止する。
2. シェッドのブロック長さを設定する際は、安全性の向上に加えて施工性、収縮、温度変化の影響等を総合的に検討の上、定める必要がある。

現 行

改 定 案

11-2-3-3 PCロックシェッド、アースシェッド

(1) 材料および許容応力度

1. コンクリート

(1) 設計計算に用いる物理定数

設計基準強度 $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$ の物理定数は表11.13のとおりである。

表11.13 コンクリートの物理定数

項 目		数 値
ヤング係数 (N/mm^2)	プレストレス ^g 時	3.1×10^4
	架設時以降	3.5×10^4
乾燥収縮度		2.0×10^{-4}
クリープ係数		3.0
単位体積重量(kN/m^3)		25

(2) 許容応力度

設計基準強度 $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$ の許容応力度は表11.14のとおりである。

表11.14 コンクリートの許容応力度 (単位： N/mm^2)

項 目		数 値	
プレストレスを導入する時の圧縮強度		40.0	
許容曲げ 圧縮応力度	プレストレス ^g 直後	長方形	23.0
		T形	22.0
	常時、積雪時、 堆積土砂時	長方形	19.0
		T形	18.0
落石時、地震時 なだれ時、衝突時	長方形	28.5	
	T形	27.0	
許容曲げ 引張応力度	プレストレス ^g 直後		2.0
	設計 荷重時	主梁 常時	2.0
		上記以外 (注1)	—
	柱	常時	0
		積雪時、堆積土砂時 (注2)	2.0
落石時、地震時、なだれ時、衝突時 (注3)		3.0	
コンクリート が負担できる せん断応力度	設計荷重時	0.70	
	終局時	0.70	
平均せん断応力度の最大値(終局時)		6.00	
許容斜引張応力 度	柱	常時、積雪時、堆積土砂時	1.30
		なだれ時	2.50
許容押抜 せん断応力度	常時、積雪時、堆積土砂時		1.50
	落石時、地震時、なだれ時、衝突時		2.25
許容付着応力度 (対・異形鉄筋)	常時、積雪時、堆積土砂時		2.0
	落石時、地震時、なだれ時、衝突時		3.0

(注) 堆積土砂は除去するのが前提である。除去できない場合は死荷重と同様の扱いとする。
 (注1) 主梁はPRCとして設計するので、コンクリートの引張応力度の概念はない。
 (注2) 「道路橋示方書」の主荷重に相当する特殊荷重に準拠した。
 (注3) 「道路橋示方書」の従荷重に相当する特殊荷重に準拠した。

11-2-3-3 PCロックシェッド、アースシェッド

(1) 材料および許容応力度

1. コンクリート

(1) 設計計算に用いる物理定数

設計基準強度 $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$ の物理定数は表11.13のとおりである。

表11.13 コンクリートの物理定数

項 目		数 値
ヤング係数 (N/mm^2)	プレストレス ^g 時	3.1×10^4
	架設時以降	3.5×10^4
乾燥収縮度		2.0×10^{-4}
クリープ係数		3.0
単位体積重量(kN/m^3)		25

(2) 許容応力度

設計基準強度 $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$ の許容応力度は表11.14のとおりである。

表11.14 コンクリートの許容応力度 (単位： N/mm^2)

項 目		数 値	
プレストレスを導入する時の圧縮強度		40.0	
許容曲げ 圧縮応力度	プレストレス ^g 直後	長方形	23.0
		T形	22.0
	常時、積雪時、 堆積土砂時	長方形	19.0
		T形	18.0
落石時、地震時 なだれ時、衝突時	長方形	28.5	
	T形	27.0	
許容曲げ 引張応力度	プレストレス ^g 直後		2.0
	設計 荷重時	主梁 常時	2.0
		上記以外 (注1)	—
	柱	常時	0
		積雪時、堆積土砂時 (注2)	2.0
落石時、地震時、なだれ時、衝突時 (注3)		3.0	
コンクリート が負担できる せん断応力度	設計荷重時	0.70	
	終局時	0.70	
平均せん断応力度の最大値(終局時)		6.00	
許容斜引張応力 度	柱	常時、積雪時、堆積土砂時	1.30
		なだれ時	2.50
許容押抜 せん断応力度	常時、積雪時、堆積土砂時		1.50
	落石時、地震時、なだれ時、衝突時		2.25
許容付着応力度 (対・異形鉄筋)	常時、積雪時、堆積土砂時		2.0
	落石時、地震時、なだれ時、衝突時		3.0

(注) 堆積土砂は除去するのが前提である。除去できない場合は死荷重と同様の扱いとする。
 (注1) 主梁はPRCとして設計するので、コンクリートの引張応力度の概念はない。
 (注2) 「道路橋示方書」の主荷重に相当する特殊荷重に準拠した。
 (注3) 「道路橋示方書」の従荷重に相当する特殊荷重に準拠した。

現 行

改 定 案

2. PC鋼材

(1) 設計計算に用いる物理定数

表11.15 PC鋼材の物理定数

項 目	主梁用 (プレテンション方式)	縦縮・横縮用 (ポストテンション方式)	
	SWPR 7BL-15.2	SWPR 19L-19.3	SWPR 19L-21.8
公称断面積(mm ²)	138.7	243.7	312.9
ヤング係数(N/mm ²)	2.0×10 ⁵		
リラクセーション率 %	導入時まで	1.5	—
	高温養生	1.0	—
	導入後	1.5	1.5

表11.16 PC鋼材の許容応力度 (単位：N/mm²)

項 目	主梁用 (プレテンション方式)	縦縮・横縮用 (ポストテンション方式)	
	SWPR 7BL-15.2	SWPR 19L-19.3	SWPR 19L-21.8
初期引張時	1440	1440	1440
プレストレスト導入直後	1295	1295	1260
設計荷重作用時	1110	1110	1080

(注) 上表の値については、許容応力度の割増を行ってはならない。

3. 鉄 筋

(1) 鋼材の種類

主梁、柱部材で使用する鉄筋はSD345を標準とするが、供給の少ないD10はSD295Aを使用してもよい。

そのヤング係数は2.0×10⁵ N/mm²とする。

(2) 許容応力度

PRC断面の鉄筋の許容引張および圧縮応力度は表11.17による。

表11.17 鉄筋の許容応力度 (単位：N/mm²)

項 目		SD295A	SD345
引 張	常 時	—	—
	積雪時、堆積土砂時	△120(注1)	△120(注1)
	なだれ時	180(注2)	180(注2)
	落石時、地震時、衝突時	270	300
圧 縮	常時、積雪時、堆積土砂時	180	200
	落石時、地震時、なだれ時、衝突時	270	300

(注1) 主構に対する長期荷重の検討では、ひび割れに対して制御し、コンクリート応力が0の状態からの鉄筋増加応力度は、 $\Delta\sigma_{sa}=120\text{N/mm}^2$ とする。

(注2) なだれは、落石や地震に比べて、荷重発生頻度確率が高く、荷重作用時間も長くなることから予想されるので、鉄筋引張応力度は180N/mm²に押さえる。

2. PC鋼材

(1) 設計計算に用いる物理定数

表11.15 PC鋼材の物理定数

項 目	主梁用 (プレテンション方式)	縦縮・横縮用 (ポストテンション方式)	
	SWPR 7BL-15.2	SWPR 19L-19.3	SWPR 19L-21.8
公称断面積(mm ²)	138.7	243.7	312.9
ヤング係数(N/mm ²)	2.0×10 ⁵		
リラクセーション率 %	導入時まで	1.5	—
	高温養生	1.0	—
	導入後	1.5	1.5

表11.16 PC鋼材の許容応力度 (単位：N/mm²)

項 目	主梁用 (プレテンション方式)	縦縮・横縮用 (ポストテンション方式)	
	SWPR 7BL-15.2	SWPR 19L-19.3	SWPR 19L-21.8
初期引張時	1440	1440	1440
プレストレスト導入直後	1295	1295	1260
設計荷重作用時	1110	1110	1080

(注) 上表の値については、許容応力度の割増を行ってはならない。

3. 鉄 筋

(1) 鋼材の種類

主梁、柱部材で使用する鉄筋はSD345を標準とするが、供給の少ないD10はSD295Aを使用してもよい。

そのヤング係数は2.0×10⁵ N/mm²とする。

(2) 許容応力度

PRC断面の鉄筋の許容引張および圧縮応力度は表11.17による。

表11.17 鉄筋の許容応力度 (単位：N/mm²)

項 目		SD295A	SD345
引 張	常 時	—	—
	積雪時、堆積土砂時	△120(注1)	△120(注1)
	なだれ時	180(注2)	180(注2)
	落石時、地震時、衝突時	270	300
圧 縮	常時、積雪時、堆積土砂時	180	200
	落石時、地震時、なだれ時、衝突時	270	300

(注1) 主構に対する長期荷重の検討では、ひび割れに対して制御し、コンクリート応力が0の状態からの鉄筋増加応力度は、 $\Delta\sigma_{sa}=120\text{N/mm}^2$ とする。

(注2) なだれは、落石や地震に比べて、荷重発生頻度確率が高く、荷重作用時間も長くなることから予想されるので、鉄筋引張応力度は180N/mm²に押さえる。

現 行

改 定 案

4. アンカーバー

(1) 鋼材の種類

山側受台に配置する鉛直アンカーには S 3 5 C N、水平アンカーには P C 鋼棒を標準とする。
 なお、鉛直アンカーは必要に応じて S 4 5 C N を使用してもよい。

(2) 許容応力度

鉛直アンカーは一般に、せん断応力度が許容値以下であることが求められるが、上部構造と下部構造の隙間がアンカーバーの直径の 1/2 を超える場合は、せん断の照査に加えて道路橋支承便覧に準じて曲げを考慮した照査を行う必要がある。

各照査で使用する許容応力度の値を表 11. 18 に示す。

表 11. 18 アンカーの許容応力度 (単位 : N/mm²)

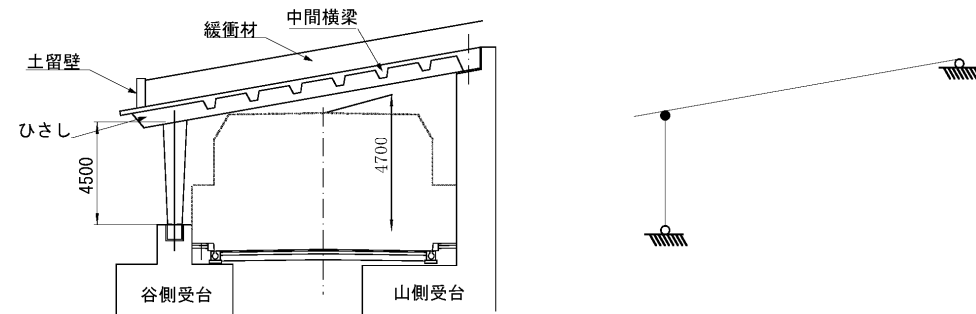
項 目		S 3 5 C N	S 4 5 C N
せん断	常時、積雪時、堆積土砂時	8 0	8 0
	落石時、地震時、なだれ時、衝突時	1 2 0	1 2 0
曲げ (引張、圧縮)	常時、積雪時、堆積土砂時	1 9 0	2 1 0
	落石時、地震時、なだれ時、衝突時	2 8 5	3 1 5

1. 「道路橋示方書 I ・共通編」では、 σ_{ck} が 60N/mm² を超える高強度プレキャストコンクリートの標準的な単位重量を 25kN/m³ としている。ここでは $\sigma_{ck} \geq 60\text{N/mm}^2$ の P C シェッドは鉄筋量が多いので 25kN/m³ とした。

4. 鋼材の種類は、市場性および施工性に配慮して設定した。

(2) 基本構造

1. P C 製ロックシェッドおよびアースシェッドは逆 L 形式を原則とする。



※主梁先端と緩衝材土留壁前面との距離は型枠設置等の作業空間確保のために、最低 6 0 c m とする。

標準横断面

構造モデル

図 11. 20 逆 L 型シェッドの構造

2. 主梁相互の接続には、即硬性モルタルを用い、横梁部で横締めする。

1. P C 製ロックシェッドおよびアースシェッドは逆 L 形式が最も多く用いられている。逆 L 形式以外の構造形式としては、単純梁形式や門形式等がある。逆 L 形式では、施工時と完成時で図 11. 21 のように構造系が変わるので注意を要する。

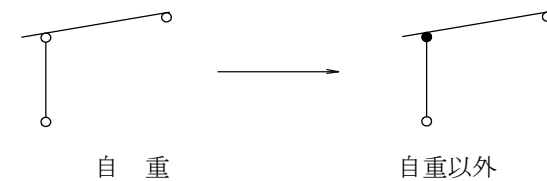


図 11. 21 構造モデル図

4. アンカーバー

(1) 鋼材の種類

山側受台に配置する鉛直アンカーには S 3 5 C N、水平アンカーには P C 鋼棒を標準とする。
 なお、鉛直アンカーは必要に応じて S 4 5 C N を使用してもよい。

(2) 許容応力度

鉛直アンカーは一般に、せん断応力度が許容値以下であることが求められるが、上部構造と下部構造の隙間がアンカーバーの直径の 1/2 を超える場合は、せん断の照査に加えて道路橋支承便覧に準じて曲げを考慮した照査を行う必要がある。

各照査で使用する許容応力度の値を表 11. 18 に示す。

表 11. 18 アンカーの許容応力度 (単位 : N/mm²)

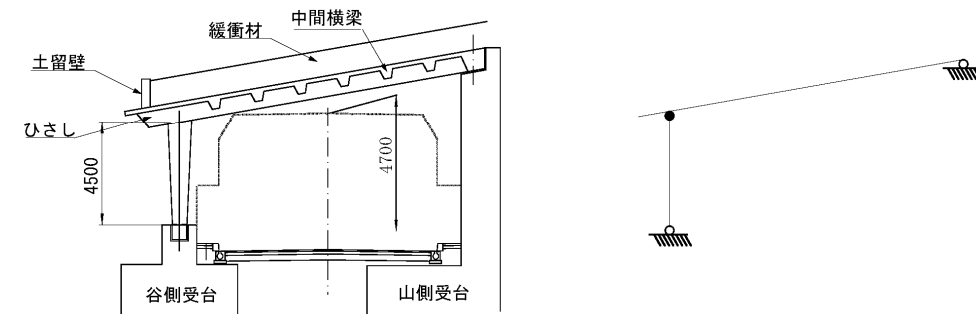
項 目		S 3 5 C N	S 4 5 C N
せん断	常時、積雪時、堆積土砂時	8 0	8 0
	落石時、地震時、なだれ時、衝突時	1 2 0	1 2 0
曲げ (引張、圧縮)	常時、積雪時、堆積土砂時	1 9 0	2 1 0
	落石時、地震時、なだれ時、衝突時	2 8 5	3 1 5

1. 「道路橋示方書 I ・共通編」では、 σ_{ck} が 60N/mm² を超える高強度プレキャストコンクリートの標準的な単位重量を 25kN/m³ としている。ここでは $\sigma_{ck} \geq 60\text{N/mm}^2$ の P C シェッドは鉄筋量が多いので 25kN/m³ とした。

4. 鋼材の種類は、市場性および施工性に配慮して設定した。

(2) 基本構造

1. P C 製ロックシェッドおよびアースシェッドは逆 L 形式を原則とする。



※主梁先端と緩衝材土留壁前面との距離は型枠設置等の作業空間確保のために、最低 6 0 c m とする。

標準横断面

構造モデル

図 11. 20 逆 L 型シェッドの構造

2. 主梁相互の接続には、即硬性モルタルを用い、横梁部で横締めする。

1. P C 製ロックシェッドおよびアースシェッドは逆 L 形式が最も多く用いられている。逆 L 形式以外の構造形式としては、単純梁形式や門形式等がある。逆 L 形式では、施工時と完成時で図 11. 21 のように構造系が変わるので注意を要する。

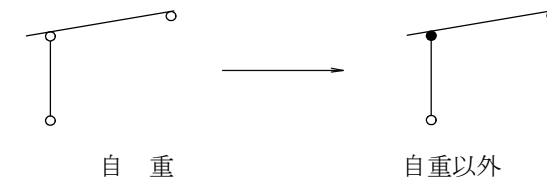


図 11. 21 構造モデル図

現 行

改 定 案

2. 主梁相互の接続には、施工性に配慮して、モルタルを用いるウェットジョイント工法を標準とした。

2. 主梁相互の接続には、施工性に配慮して、モルタルを用いるウェットジョイント工法を標準とした。

(3) 標準断面

(3) 標準断面

1. 主梁の標準断面は図11.22のとおりである。

1. 主梁の標準断面は図11.22のとおりである。

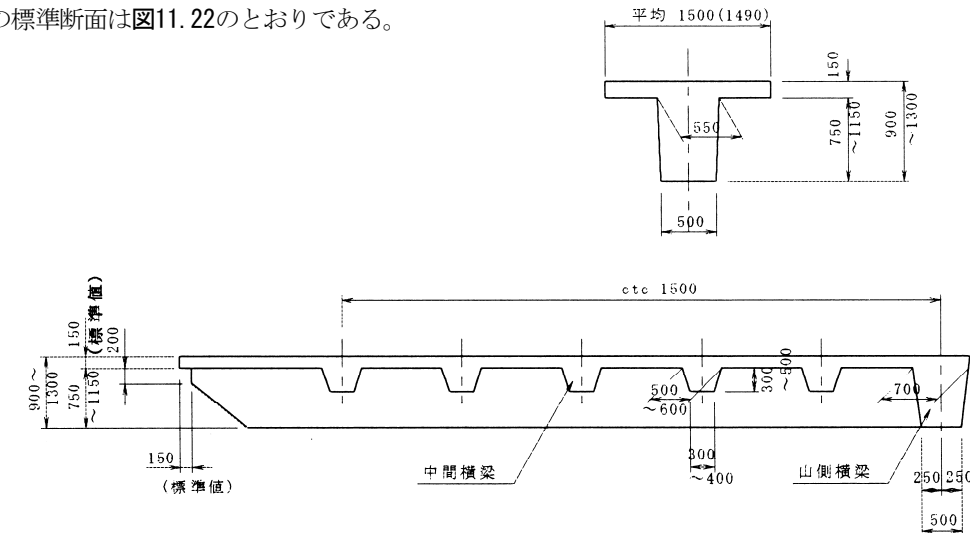
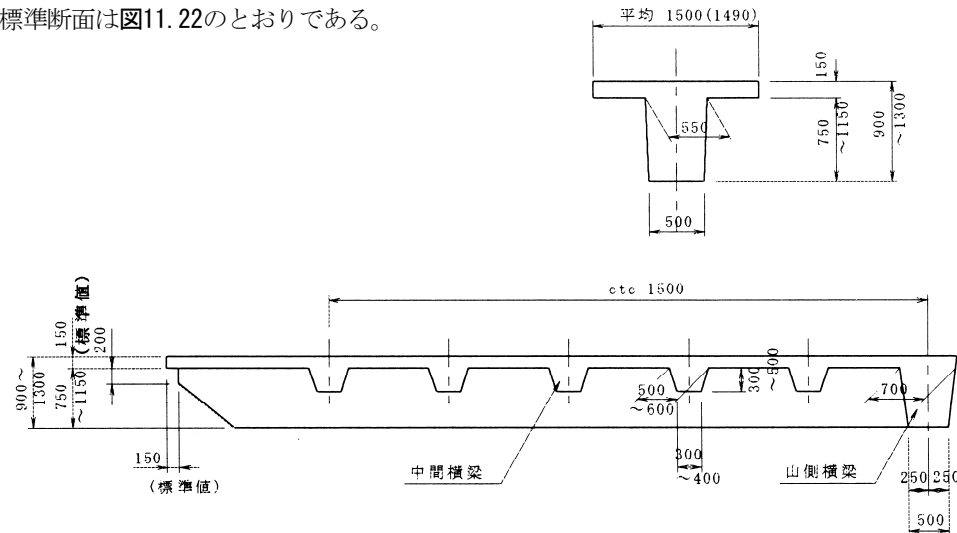


図11.22 主梁の標準断面

図11.22 主梁の標準断面

2. 谷側柱の標準断面は図11.23のとおりである。

2. 谷側柱の標準断面は図11.23のとおりである。

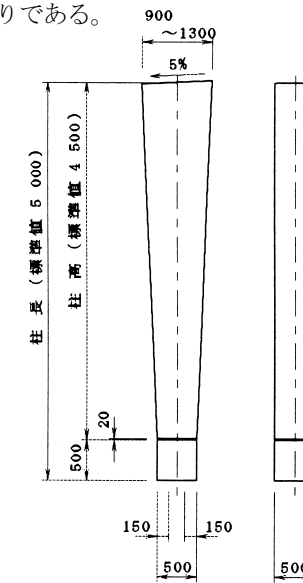
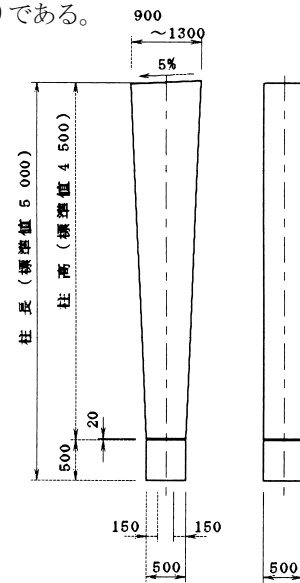


図11.23 柱の標準断面

図11.23 柱の標準断面

1. 山側支点横梁の下幅は500mmを標準とするが、拡幅等によってスパンが変化する場合、さらに下幅を500mm程度増厚できる。

1. 山側支点横梁の下幅は500mmを標準とするが、拡幅等によってスパンが変化する場合、さらに下幅を500mm程度増厚できる。

(4) 構造計算

(4) 構造計算

1. 部材設計は許容応力度法による。
2. 主構造の解析には、平面骨組解析を用いてよい。
3. 落石衝撃力の分担率は主梁と横梁の形状およびその間隔等で異なる。前項(3)標準断面に従ったものについては、以下の分担率を用いてよい。

1. 部材設計は許容応力度法による。
2. 主構造の解析には、平面骨組解析を用いてよい。
3. 落石衝撃力の分担率は主梁と横梁の形状およびその間隔等で異なる。前項(3)標準断面に従ったものについては、以下の分担率を用いてよい。

主梁スパン中央部に対して…………… 荷重分担率：0.6
 主梁支点部、梁柱接合部に対して…………… 荷重分担率：1.0 (分担を考慮してはならない)

主梁スパン中央部に対して…………… 荷重分担率：0.6
 主梁支点部、梁柱接合部に対して…………… 荷重分担率：1.0 (分担を考慮してはならない)

現 行

4. 落石荷重の載荷位置は図11.24のとおりとする。

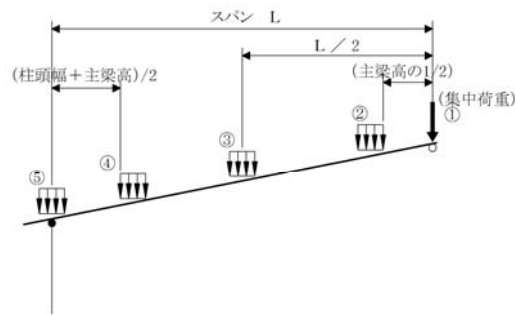


図11.24 落石荷重の載荷位置

5. 断面力の照査位置は図11.25の5ヶ所を基本とする。

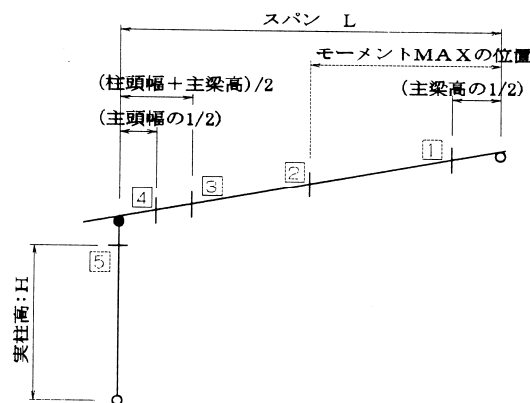


図11.25 断面力の照査位置

(注)断面 4、5 は剛節点の断面力をそのままシフトして計算する。

3. 落石衝撃力の分担率はブロックの中央部と端部で異なる。支間およびブロックの中央部で0.3~0.4、支間中央・ブロック端部で0.6程度とされているが、解析を簡便にするとともに、安全をみて0.6に統一する。

(5) 構造細目

緩衝材の流出を防ぐために、シェッド延長方向端部および谷側屋根先端部に土留壁を設ける。土留壁は敷砂の土圧に対して設計するものとする。

一般に、谷側の土留壁は斜面から離れているので、落石が直撃する可能性は小さく、被災した場合でも復旧が容易である。また、小口部については、ロックシェッド設置延長を計画する際に、落石の直撃を避けるよう考慮されるので、ここでは、緩衝材による土圧のみを考慮した。

改 定 案

4. 落石荷重の載荷位置は図11.24のとおりとする。

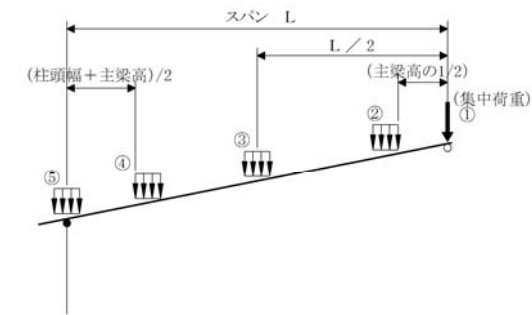


図11.24 落石荷重の載荷位置

5. 断面力の照査位置は図11.25の5ヶ所を基本とする。

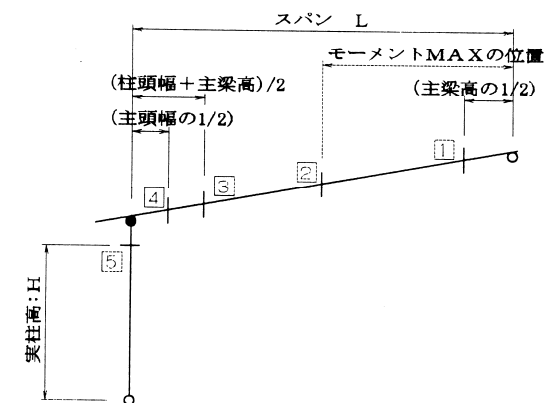


図11.25 断面力の照査位置

(注)断面 4、5 は剛節点の断面力をそのままシフトして計算する。

3. 落石衝撃力の分担率はブロックの中央部と端部で異なる。支間およびブロックの中央部で0.3~0.4、支間中央・ブロック端部で0.6程度とされているが、解析を簡便にするとともに、安全をみて0.6に統一する。

(5) 構造細目

緩衝材の流出を防ぐために、シェッド延長方向端部および谷側屋根先端部に土留壁を設ける。土留壁は敷砂の土圧に対して設計するものとする。

一般に、谷側の土留壁は斜面から離れているので、落石が直撃する可能性は小さく、被災した場合でも復旧が容易である。また、小口部については、ロックシェッド設置延長を計画する際に、落石の直撃を避けるよう考慮されるので、ここでは、緩衝材による土圧のみを考慮した。

現 行

改 定 案

11-2-3-4 RCロックシェッド、アースシェッド

この項に記載のない事項は 11-2-3-3 PCロックシェッド、アースシェッド に準拠してよい。

(1) 材料と許容応力度

1. コンクリート

(1) 設計計算に用いる物理定数

設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ のコンクリートについて、物理定数は表11.19のとおりである。

表11.19 コンクリートの物理定数

項 目	数 値
ヤング係数 (N/mm^2)	2.5×10^4
単位体積重量 (kN/m^3)	24.5

(2) 許容応力度

表11.20 コンクリートの許容応力度 (単位 : N/mm^2)

項 目		許容応力度
曲げ圧縮応力度		8.0
せん断 応力度	コンクリートのみで 負担する場合	0.23
	斜引張鉄筋と共同 負担する場合	1.70
押抜きせん断応力度		0.90

(注) 許容応力度の割増しについては、前出の「荷重の組合せおよび許容応力度の割増し」を参照する。

2. 鉄 筋

(1) 鋼材の種類

鉄筋はSD345を原則とし、そのヤング係数は $2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ とする。

(2) 許容応力度

表11.21 鉄筋の許容応力度 (単位 : N/mm^2)

種 類		許容応力度	
引 張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合の基本値	1) 一般の部材	180
		2) 水中あるいは地下水 位以下に設ける部材	160
	3) 荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の基本値		200
	4) 鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合の基本値		200
5) 圧 縮 応 力 度		200	

(注1) 許容応力度の割増しについては、前出の「荷重の組合せおよび許容応力度の割増し」を参照する。
 (注2) 常時対する主構の検討では、PCと同様の主旨でひび割れに対して制御し、鉄筋の許容引張応力度を 100N/mm^2 に押さえる。
 (注3) なだれは、落石や地震に比べて荷重発生頻度確率が高く、荷重作用時間が長くなる事が予想されるので鉄筋の許容引張応力度は 180N/mm^2 に押さえる。

11-2-3-4 RCロックシェッド、アースシェッド

この項に記載のない事項は 11-2-3-3 PCロックシェッド、アースシェッド に準拠してよい。

(1) 材料と許容応力度

1. コンクリート

(1) 設計計算に用いる物理定数

設計基準強度 $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$ のコンクリートについて、物理定数は表11.19のとおりである。

表11.19 コンクリートの物理定数

項 目	数 値
ヤング係数 (N/mm^2)	2.5×10^4
単位体積重量 (kN/m^3)	24.5

(2) 許容応力度

表11.20 コンクリートの許容応力度 (単位 : N/mm^2)

項 目		許容応力度
曲げ圧縮応力度		8.0
せん断 応力度	コンクリートのみで 負担する場合	0.23
	斜引張鉄筋と共同 負担する場合	1.70
押抜きせん断応力度		0.90

(注) 許容応力度の割増しについては、前出の「荷重の組合せおよび許容応力度の割増し」を参照する。

2. 鉄 筋

(1) 鋼材の種類

鉄筋はSD345を原則とし、そのヤング係数は $2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ とする。

(2) 許容応力度

表11.21 鉄筋の許容応力度 (単位 : N/mm^2)

種 類		許容応力度	
引 張 応 力 度	荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含まない場合の基本値	1) 一般の部材	180
		2) 水中あるいは地下水 位以下に設ける部材	160
	3) 荷重の組合せに衝突荷重あるいは地震の影響を含む場合の基本値		200
	4) 鉄筋の重ね継手長あるいは定着長を算出する場合の基本値		200
5) 圧 縮 応 力 度		200	

(注1) 許容応力度の割増しについては、前出の「荷重の組合せおよび許容応力度の割増し」を参照する。
 (注2) 常時対する主構の検討では、PCと同様の主旨でひび割れに対して制御し、鉄筋の許容引張応力度を 100N/mm^2 に押さえる。
 (注3) なだれは、落石や地震に比べて荷重発生頻度確率が高く、荷重作用時間が長くなる事が予想されるので鉄筋の許容引張応力度は 180N/mm^2 に押さえる。

現 行

改 定 案

(2) 標準構造

1. RCシェッドは図11.26に示す箱形式または門形式を原則とする。

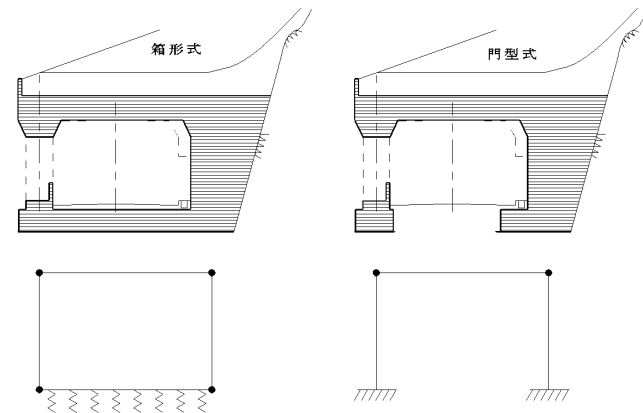


図11.26 RC製シェッドの構造

(2) 標準構造

2. RCシェッドは図11.26に示す箱形式または門形式を原則とする。

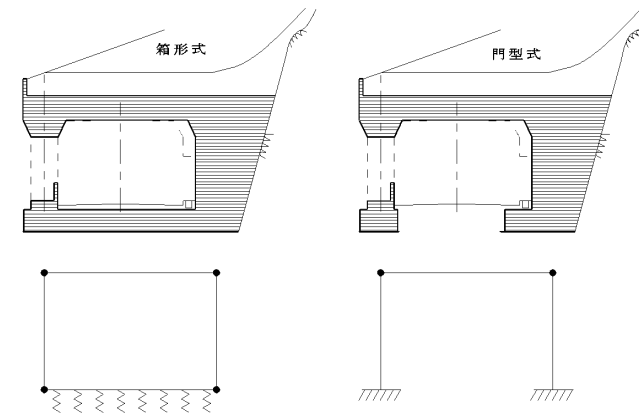


図11.26 RC製シェッドの構造

(3) 構造計算

- 1. 断面力は平面骨組解析により、算出してよい。
- 2. 荷重の載荷位置と断面力の照査位置については、11-2-3-3、(4)に準拠する。

1. 平面骨組み解析を行う場合の有効幅は曲げモーメントやせん断力が立体構造として解析した場合と同等以上になるよう設定する。谷側柱間隔が4m以下の場合、柱間隔を有効幅としてよいが、道路横断方向の支承部付近や道路方向のブロック端部は異なる挙動をとるので注意する必要がある。また、谷側柱間隔が4mを超える場合は、立体解析等を行って有効な断面を確認する。

(4) 構造細目

- 1. 道路方向のブロック間継目には、中央部と同等以上の鋼材を配置し、せん断力が確実に伝達される構造とするのが望ましい。
- 2. 頂版の厚さを十分確保したうえで、剛接部のハンチは1:3以上とする。また、鉄筋の定着長を十分にとり、定着位置を適正に判断する。

1. ブロック間継目位置を中央部の1/2の有効幅で設計した場合は、ブロック間継目には特別な措置を必要としない。

(3) 構造計算

- 1. 断面力は平面骨組解析により、算出してよい。
- 2. 荷重の載荷位置と断面力の照査位置については、11-2-3-3、(4)に準拠する。

1. 平面骨組み解析を行う場合の有効幅は曲げモーメントやせん断力が立体構造として解析した場合と同等以上になるよう設定する。谷側柱間隔が4m以下の場合、柱間隔を有効幅としてよいが、道路横断方向の支承部付近や道路方向のブロック端部は異なる挙動をとるので注意する必要がある。また、谷側柱間隔が4mを超える場合は、立体解析等を行って有効な断面を確認する。

(4) 構造細目

- 1. 道路方向のブロック間継目には、中央部と同等以上の鋼材を配置し、せん断力が確実に伝達される構造とするのが望ましい。
- 2. 頂版の厚さを十分確保したうえで、剛接部のハンチは1:3以上とする。また、鉄筋の定着長を十分にとり、定着位置を適正に判断する。

1. ブロック間継目位置を中央部の1/2の有効幅で設計した場合は、ブロック間継目には特別な措置を必要としない。

現 行

改 定 案

11-2-4 下部構造および基礎

11-2-4-1 設計の基本

1. シェッドの下部構造および基礎の設計は、原則として、5-2擁壁および第9章橋梁に従う。
2. 支持層または地表面の傾斜が10度を超える場合は、傾斜の影響を考慮した基礎の設計を行う。
3. アンカーは原則として用いない。やむを得ず用いる場合は、短期荷重を対象とする。

1. この項はロックシェッド、アースシェッドまたはスノーシェッドの特徴を踏まえて、その下部構造および基礎を計画設計する際に、擁壁または橋梁下部構造と異なる点について記載している。したがって、この項に記載のないものは11-1-2表11.1の関係図書によるほか、5-2擁壁および第9章橋梁に従う。
3. 原則として、アンカー工法は採用しない。施工性・経済性および構造的等からやむを得ず採用する場合であっても耐久性等に対して十分に検討し、この場合でも、原則として短期荷重を対象とする。また、原則としてアンカーは岩盤に定着し、崖錐や土砂化した強風化岩を定着層としてはならない。

11-2-4-2 地盤の定数

1. 裏込め土の設計定数は土質試験により決定するのが望ましいが、材料を設計時点で特定できない場合は、表11.22を参考としてよい。

表11.22 裏込め土のせん断定数と単位体積重量

裏込め土の種類	せん断抵抗角(φ)	粘着力(c) ^{注2)}	単位体積重量(γ)
れき質土	35°	—	20kN/m ³
砂質土	30°	—	19kN/m ³
粘性土(ただし、WL<50%)	25°	—	18kN/m ³

- 注1) きれいな砂はれき質土の値を用いてもよい。
 注2) この表から土質定数を推定する場合、粘着力(c)は無視する。
 注3) 地下水位以下にある土の単位体積重量は表中の値から9kN/m³を差し引いた値としてよい。

2. 地山の設計定数は土砂と岩盤に分けて、以下のように設定する。
 - (1) 地山が土砂の場合は、標準貫入試験または孔内水平載荷試験により、せん断定数を設定する。単位体積重量(γ)は土質試験により設定するのが望ましいが、試験を実施するのが困難な場合は、第9章、表9.56自然地盤の項を参考に推定してよい。
 - (2) 地山が岩盤の場合は、原位置試験および室内試験を実施して、単位体積重量およびせん断定数を設定する。やむを得ず、その他の岩盤調査結果から推定する場合には、類似する岩盤の試験結果を参考に、総合的に判断するのがよい。
3. 土質定数の設定結果は崖錐の厚さ、風化の程度と深さなどが分かりやすいように、土層断面図として整理する。これらが構造物の安全性に大きく影響する事を踏まえて、その安全性を確保できるように土層断面を推定する。

1. 「道路土工—擁壁工指針」に従い、土質試験が困難な場合に用いる経験的に推定した値を表11.22に整理した。
2. シェッドが計画される現場の地盤は岩盤や崖錐が多い。「道路橋示方書IV・下部構造編」や「道路土工—擁壁工指針」はこのような地質を対象として記述していないので、設計定数を設定するには、地質の特徴を把握した

11-2-4 下部構造および基礎

11-2-4-1 設計の基本

1. シェッドの下部構造および基礎の設計は、原則として、5-2擁壁および道路橋示方書H24.3版に従う。
2. 支持層または地表面の傾斜が10度を超える場合は、傾斜の影響を考慮した基礎の設計を行う。
3. アンカーは原則として用いない。やむを得ず用いる場合は、短期荷重を対象とする。

1. この項はロックシェッド、アースシェッドまたはスノーシェッドの特徴を踏まえて、その下部構造および基礎を計画設計する際に、擁壁または橋梁下部構造と異なる点について記載している。したがって、この項に記載のないものは11-1-2表11.1の関係図書によるほか、5-2擁壁および道路橋示方書H24.3版に従う。
3. 原則として、アンカー工法は採用しない。施工性・経済性および構造的等からやむを得ず採用する場合であっても耐久性等に対して十分に検討し、この場合でも、原則として短期荷重を対象とする。また、原則としてアンカーは岩盤に定着し、崖錐や土砂化した強風化岩を定着層としてはならない。

11-2-4-2 地盤の定数

1. 裏込め土の設計定数は土質試験により決定するのが望ましいが、材料を設計時点で特定できない場合は、表11.22を参考としてよい。

表11.22 裏込め土のせん断定数と単位体積重量

裏込め土の種類	せん断抵抗角(φ)	粘着力(c) ^{注2)}	単位体積重量(γ)
れき質土	35°	—	20kN/m ³
砂質土	30°	—	19kN/m ³
粘性土(ただし、WL<50%)	25°	—	18kN/m ³

- 注1) きれいな砂はれき質土の値を用いてもよい。
 注2) この表から土質定数を推定する場合、粘着力(c)は無視する。
 注3) 地下水位以下にある土の単位体積重量は表中の値から9kN/m³を差し引いた値としてよい。

2. 地山の設計定数は土砂と岩盤に分けて、以下のように設定する。
 - (1) 地山が土砂の場合は、標準貫入試験または孔内水平載荷試験により、せん断定数を設定する。単位体積重量(γ)は土質試験により設定するのが望ましいが、試験を実施するのが困難な場合は、第9章、表9.32自然地盤の項を参考に推定してよい。
 - (2) 地山が岩盤の場合は、原位置試験および室内試験を実施して、単位体積重量およびせん断定数を設定する。やむを得ず、その他の岩盤調査結果から推定する場合には、類似する岩盤の試験結果を参考に、総合的に判断するのがよい。
3. 土質定数の設定結果は崖錐の厚さ、風化の程度と深さなどが分かりやすいように、土層断面図として整理する。これらが構造物の安全性に大きく影響する事を踏まえて、その安全性を確保できるように土層断面を推定する。

1. 「道路土工—擁壁工指針」に従い、土質試験が困難な場合に用いる経験的に推定した値を表11.22に整理した。
2. シェッドが計画される現場の地盤は岩盤や崖錐が多い。「道路橋示方書IV・下部構造編」や「道路土工—擁壁工指針」はこのような地質を対象として記述していないので、設計定数を設定するには、地質の特徴を把握したうえで、上記以外の文献も参考にして、十分な検討が必要である。

現 行	改 定 案
-----	-------

うえで、上記以外の文献も参考にして、十分な検討が必要である。

地山が土砂の場合、その単位体積重量を設定する際には、ブロックサンプリングなどにより測定する方法があるが、崖錐などでは局所的な数値を把握したにすぎず、設計に用いる的確な数値が得られるとは限らない。土質試験を実施しても有効な結果が得られないと判断される場合には、**第 9 章 自然地盤**の項を参考に設定する。

また、せん断定数は標準貫入試験および孔内水平載荷試験の結果を用いて、総合的に評価し設定するのが一般的である。れきまたは転石が混じる場合は、れき当たりでN値が過大に評価されることがあるので、10cm貫入量ごとのN値をもとに、換算評価する方法もある。孔内水平載荷試験は高価で箇所数が限られるので、土層全体の一部の定数を把握できるにすぎない。N値との相対評価によって土層全体を評価するのがよい。

3. シェッドが計画される場所の多くは山地部や海岸部などで、地形が傾斜するか、起伏が激しい場合が多い。したがって、傾斜した支持地盤に基礎を載せる斜面上基礎となる例が多い。斜面上の直接基礎または杭基礎を設計する際には、その傾斜を含めて3次元的に支持層（岩盤）、中間層（風化層）および表層（崖錐層）の位置を想定する。基礎工事着工後には土層を確認できるが、基礎が大きくなる方に変更することは非常に困難なので、現場変更の便を踏まえて土層断面図を作成する。

11-2-4-3 支持地盤

原則として、支持地盤の選定にあたっては、**9-5-1 設計一般**に従うほか、地層の起伏や傾斜を把握し、崖錐や岩盤の特徴を踏まえた上で、総合的に判断する。

シェッドの基礎は橋梁と同様、良好な支持層に支持する。ここでいう良好な支持層とは、一般的に以下の①～⑤の条件を満足することを目安とする。ただし、シェッドが計画される現場では、地層に起伏があったり傾斜していることが多く崖錐にはれきや転石が混じっているためその評価は難しい。また、玉石、転石や岩塊があれば岩盤と区別することが難しくなることもある。支持地盤の選定にあたっては、ボーリング調査だけに頼ることなく、十分な地表地質踏査を実施して総合的に判断することが望ましい。

- ① 粘性土層 ・ 標準貫入試験 N値 ≥ 20 ・ 一軸圧縮強度 $q_U \geq 400\text{kN/m}^2$
- ② 砂または砂れき層
 - ・ 標準貫入試験 N値 ≥ 30
 - ・ れきが混入する場合には、れき当たりでN値が過大になることがあるので、十分な検討が必要である。標準貫入試験の打撃回数を貫入量 10cm ごとで記入してあるので、そのうちの最小値を3倍した 30cm 貫入換算打撃回数を地層のマトリックスの特性と考えることにより評価することもある。
- ③ 岩 盤
 - ・ 良好な支持層となりうるが、不連続面があったりスレーキングなどの影響を受けやすい場合には、注意が必要である。
 - ・ 風化の程度によって、期待できる支持力が著しく異なる場合があるため、目視観察や一軸圧縮強度試験等を実施して、岩級区分を明確にしなければならない。岩級区分は“電研式岩盤分類”（「地盤調査の方法と解説」H16.6、(公社)地盤工学会、p48）が一般的である。
- ④ 支持層の厚さ
 - ・ 地質調査および室内試験結果から判断して、良質な支持層と考えられる層であっても、厚さが不十分で、その層の下に相対的に脆弱な層または圧密層がある場合には、支持力と沈下について、検討する必要がある。この検討には「道路橋示方書IV・下部構造編」を参考にするとよい。

地山が土砂の場合、その単位体積重量を設定する際には、ブロックサンプリングなどにより測定する方法があるが、崖錐などでは局所的な数値を把握したにすぎず、設計に用いる的確な数値が得られるとは限らない。土質試験を実施しても有効な結果が得られないと判断される場合には、**第 9 章 自然地盤**の項を参考に設定する。

また、せん断定数は標準貫入試験および孔内水平載荷試験の結果を用いて、総合的に評価し設定するのが一般的である。れきまたは転石が混じる場合は、れき当たりでN値が過大に評価されることがあるので、10cm貫入量ごとのN値をもとに、換算評価する方法もある。孔内水平載荷試験は高価で箇所数が限られるので、土層全体の一部の定数を把握できるにすぎない。N値との相対評価によって土層全体を評価するのがよい。

3. シェッドが計画される場所の多くは山地部や海岸部などで、地形が傾斜するか、起伏が激しい場合が多い。したがって、傾斜した支持地盤に基礎を載せる斜面上基礎となる例が多い。斜面上の直接基礎または杭基礎を設計する際には、その傾斜を含めて3次元的に支持層（岩盤）、中間層（風化層）および表層（崖錐層）の位置を想定する。基礎工事着工後には土層を確認できるが、基礎が大きくなる方に変更することは非常に困難なので、現場変更の便を踏まえて土層断面図を作成する。

11-2-4-3 支持地盤

原則として、支持地盤の選定にあたっては、**9-5-1 設計一般**に従うほか、地層の起伏や傾斜を把握し、崖錐や岩盤の特徴を踏まえた上で、総合的に判断する。

シェッドの基礎は橋梁と同様、良好な支持層に支持する。ここでいう良好な支持層とは、一般的に以下の①～⑤の条件を満足することを目安とする。ただし、シェッドが計画される現場では、地層に起伏があったり傾斜していることが多く崖錐にはれきや転石が混じっているためその評価は難しい。また、玉石、転石や岩塊があれば岩盤と区別することが難しくなることもある。支持地盤の選定にあたっては、ボーリング調査だけに頼ることなく、十分な地表地質踏査を実施して総合的に判断することが望ましい。

- ① 粘性土層 ・ 標準貫入試験 N値 ≥ 20 ・ 一軸圧縮強度 $q_U \geq 400\text{kN/m}^2$
- ② 砂または砂れき層
 - ・ 標準貫入試験 N値 ≥ 30
 - ・ れきが混入する場合には、れき当たりでN値が過大になることがあるので、十分な検討が必要である。標準貫入試験の打撃回数を貫入量 10cm ごとで記入してあるので、そのうちの最小値を3倍した 30cm 貫入換算打撃回数を地層のマトリックスの特性と考えることにより評価することもある。
- ③ 岩 盤
 - ・ 良好な支持層となりうるが、不連続面があったりスレーキングなどの影響を受けやすい場合には、注意が必要である。
 - ・ 風化の程度によって、期待できる支持力が著しく異なる場合があるため、目視観察や一軸圧縮強度試験等を実施して、岩級区分を明確にしなければならない。岩級区分は“電研式岩盤分類”（「地盤調査の方法と解説」H25.3、(公社)地盤工学会、p60）が一般的である。
- ④ 支持層の厚さ
 - ・ 地質調査および室内試験結果から判断して、良質な支持層と考えられる層であっても、厚さが不十分で、その層の下に相対的に脆弱な層または圧密層がある場合には、支持力と沈下について、検討する必要がある。この検討には「道路橋示方書IV・下部構造編」を参考にするとよい。

現 行

改 定 案

⑤ 支持層の傾斜

・山地部では、地層が傾斜したり、断層等によって不連続になっている場合が多い。基礎の設計に際しては、地層の傾斜や不連続部分について詳細に把握する必要がある。

⑤ 支持層の傾斜

・山地部では、地層が傾斜したり、断層等によって不連続になっている場合が多い。基礎の設計に際しては、地層の傾斜や不連続部分について詳細に把握する必要がある。

11-2-4-4 荷 重

1. 死荷重

常時作用するものはすべて死荷重として、計画設計に反映させる。

2. 土圧および水圧

- (1) 裏込め土により下部構造（山側受台と谷側受台）に作用する常時の土圧は「道路土工—擁壁工指針」に準拠する。
- (2) 山側受台背面への落石による土圧の影響が大きいと予想される場合はこれを考慮する。
- (3) 堆積土砂が予想される場合には、その影響を考慮して土圧力を算出しなければならない。
- (4) 地震時土圧は常時土圧と同様に「道路土工—擁壁工指針」に準じて計算する。

3. 地震の影響

原則として、「道路橋示方書V・耐震設計編」に従い耐震設計を行う。

1. 死荷重の算出には、11-2-1-5、表11. 5に示す単位体積重量を用いてもよい。使用する材料の実重量が明らかなものはその値を用いる。堆積土砂については、現場条件に適した単位体積重量を用いることが望ましい。ただし、崩落する土砂の実績が無く、単位重量を測定できない場合は、 18kN/m^3 を用いてもよい。

2. 土圧および水圧

- (1) 下部構造に作用する土圧の計算は「道路土工—擁壁工指針」に準拠する。
- (2) シェッド山側受台の背面に埋め戻したポケットがあり、山側受台背面近傍への落石による土圧の影響が大きい場合には、落石衝撃力による土圧を考慮する。現在、シェッドの背面に作用する動的な土圧の算出方法について、確立されたものがないので、当面、静的土圧の算出方法による。この場合、「建築基礎構造設計指針」（日本建築学会）にあるブーシネスクの理論等を参考にするのがよい。

(3) 堆積土砂が予想される場合の土圧は図11. 27の図解法により以下のように計算する。まず、図11. 27において、山側受台の壁面に沿って鉛直に仮想壁面ABを設定し、仮想壁面ABと仮想破壊線BDで囲まれる土くさびABDについて力のつり合いを解き、仮想壁面ABに作用する土圧 P_1 を求める。仮想破壊線BDの傾きを変化させて、最大となるときの土圧 P_1 を主働土圧 P_{a1} とする。

次に、下端Cを通る仮想破壊線CEで囲まれる土くさびABCDEについて力のつり合いを解き、壁面BCに作用する土圧 P_2 を求める。仮想破壊線CEの傾きを変化させて、仮想壁面ABに作用する土圧 P_{a1} と壁面BCに作用する土圧 P_2 のベクトルの和が最大となるときの土圧 P_2 を壁面BCに作用する主働土圧 P_{a2} とする。主働土圧の作用位置は、 P_{a1} および P_{a1} と P_{a2} の合力について、それぞれ作用面の下から1/3の高さとする。なお、土圧の計算方法のうち、ここに述べた以外の事項は(1)による。

11-2-4-4 荷 重

1. 死荷重

常時作用するものはすべて死荷重として、計画設計に反映させる。

2. 土圧および水圧

- (1) 裏込め土により下部構造（山側受台と谷側受台）に作用する常時の土圧は「道路土工—擁壁工指針」に準拠する。
- (2) 山側受台背面への落石による土圧の影響が大きいと予想される場合はこれを考慮する。
- (3) 堆積土砂が予想される場合には、その影響を考慮して土圧力を算出しなければならない。
- (4) 地震時土圧は常時土圧と同様に「道路土工—擁壁工指針」に準じて計算する。

3. 地震の影響

原則として、「道路橋示方書H24. 3版V・耐震設計編」に従い耐震設計を行う。

1. 死荷重の算出には、11-2-1-5、表11. 5に示す単位体積重量を用いてもよい。使用する材料の実重量が明らかなものはその値を用いる。堆積土砂については、現場条件に適した単位体積重量を用いることが望ましい。ただし、崩落する土砂の実績が無く、単位重量を測定できない場合は、 18kN/m^3 を用いてもよい。

2. 土圧および水圧

- (1) 下部構造に作用する土圧の計算は「道路土工—擁壁工指針」に準拠する。
- (2) シェッド山側受台の背面に埋め戻したポケットがあり、山側受台背面近傍への落石による土圧の影響が大きい場合には、落石衝撃力による土圧を考慮する。現在、シェッドの背面に作用する動的な土圧の算出方法について、確立されたものがないので、当面、静的土圧の算出方法による。この場合、「建築基礎構造設計指針」（日本建築学会）にあるブーシネスクの理論等を参考にするのがよい。

(3) 堆積土砂が予想される場合の土圧は図11. 27の図解法により以下のように計算する。まず、図11. 27において、山側受台の壁面に沿って鉛直に仮想壁面ABを設定し、仮想壁面ABと仮想破壊線BDで囲まれる土くさびABDについて力のつり合いを解き、仮想壁面ABに作用する土圧 P_1 を求める。仮想破壊線BDの傾きを変化させて、最大となるときの土圧 P_1 を主働土圧 P_{a1} とする。

次に、下端Cを通る仮想破壊線CEで囲まれる土くさびABCDEについて力のつり合いを解き、壁面BCに作用する土圧 P_2 を求める。仮想破壊線CEの傾きを変化させて、仮想壁面ABに作用する土圧 P_{a1} と壁面BCに作用する土圧 P_2 のベクトルの和が最大となるときの土圧 P_2 を壁面BCに作用する主働土圧 P_{a2} とする。主働土圧の作用位置は、 P_{a1} および P_{a1} と P_{a2} の合力について、それぞれ作用面の下から1/3の高さとする。なお、土圧の計算方法のうち、ここに述べた以外の事項は(1)による。

現 行

改 定 案

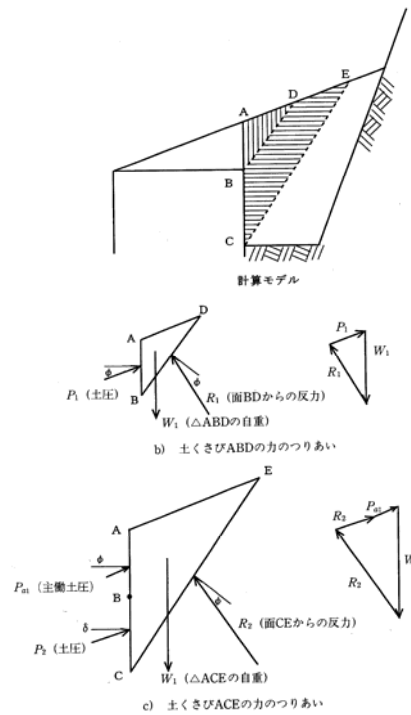


図 11.27 堆積土砂が予想されときの土圧算定法

(4) 地震時の土圧は(1)と同様に「道路土工—擁壁工指針」の計算手法に準ずる。

3. 地震の影響については、シェッド等の自重に起因する慣性力および地震時土圧を考慮し、「道路橋示方書V・耐震設計編」に従い、耐震設計を行う。

シェッドの耐震設計法はまだ不明な点も多いが、箱形式、RC門形式または逆L式など構造全体がひとつの設計振動単位となるシェッドでは、背面の地山や裏込め土等による地震動の減衰効果が大きく、地震時に作用する慣性力が相対的に小さくなると予想される。このため、これらの形式のシェッドでは、レベル1地震動に対して耐震性能1を照査する。ただし、単純梁形式シェッドの谷側柱やその基礎など、地山や裏込め土等による地震動の減衰効果が期待できない地上に突出した部分を有する構造部分については、レベル1地震動に対して耐震性能1を照査するとともに、レベル2地震動に対して耐震性能2または3を照査する。

11-2-4-5 山側受台計画上の留意事項

1. 山側受台はRC壁構造とする。
2. 受台背面に余裕があっても、窪地を残してはならない。
3. 受台1ブロックの長さは上部工のブロックに合わせて設定し、極力長くすることが望ましいが、施工性等を総合的に検討した上で設定する。
4. フーチングの根入れは地下埋設物に支障のないよう決定する。
5. 道路方向のフーチング底面勾配は施工性および経済性に配慮して決定する。

1. シェッドの山側構造部分は最も荷重の負担が大きい。山側を柱等の剛度が低い構造とすることを避け、場所打ち鉄筋コンクリート製の壁構造とすることとした。

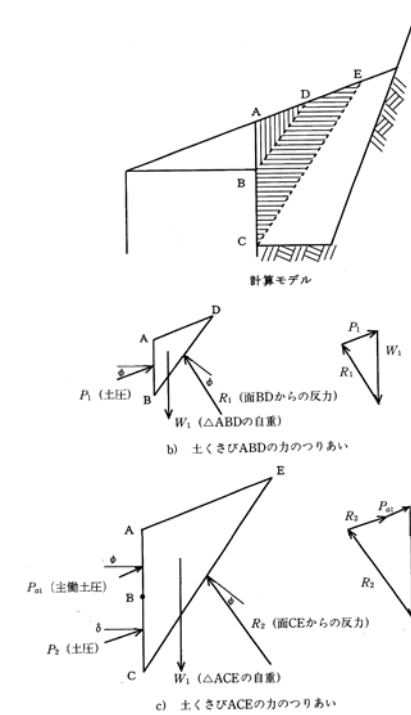


図 11.27 堆積土砂が予想されときの土圧算定法

(4) 地震時の土圧は(1)と同様に「道路土工—擁壁工指針」の計算手法に準ずる。

3. 地震の影響については、シェッド等の自重に起因する慣性力および地震時土圧を考慮し、「道路橋示方書V・耐震設計編」に従い、耐震設計を行う。

シェッドの耐震設計法はまだ不明な点も多いが、箱形式、RC門形式または逆L式など構造全体がひとつの設計振動単位となるシェッドでは、背面の地山や裏込め土等による地震動の減衰効果が大きく、地震時に作用する慣性力が相対的に小さくなると予想される。このため、これらの形式のシェッドでは、レベル1地震動に対して耐震性能1を照査する。ただし、単純梁形式シェッドの谷側柱やその基礎など、地山や裏込め土等による地震動の減衰効果が期待できない地上に突出した部分を有する構造部分については、レベル1地震動に対して耐震性能1を照査するとともに、レベル2地震動に対して耐震性能2または3を照査する。

11-2-4-5 山側受台計画上の留意事項

1. 山側受台はRC壁構造とする。
2. 受台背面に余裕があっても、窪地を残してはならない。
3. 受台1ブロックの長さは上部工のブロックに合わせて設定し、極力長くすることが望ましいが、施工性等を総合的に検討した上で設定する。
4. フーチングの根入れは地下埋設物に支障のないよう決定する。
5. 道路方向のフーチング底面勾配は施工性および経済性に配慮して決定する。

1. シェッドの山側構造部分は最も荷重の負担が大きい。山側を柱等の剛度が低い構造とすることを避け、場所打ち鉄筋コンクリート製の壁構造とすることとした。

現 行

改 定 案

2. 山側受台背面に余裕がある場合、これを埋め戻さずにポケットを設けている事例がある。過去には、背面のポケットに想定以上の落石(岩盤崩落)があつて、山側受台を押し出し、シェッド全体が破壊した事例がある。山側受台背面は安定した地山に受台コンクリートを直接打設して、**図11.28(a)**のようにポケットをなくすのがよい。このとき、山側受台は自重による地山方向の回転モーメントが卓越し、底版かかと部の地盤反力度が過大になり、躯体コンクリートまたは地盤反力度が許容値を越えることがあるので、構造モデルや安定条件の設定には十分検討を要する。

背面に余裕があり直接コンクリートを打設することが不経済な場合には、**図11.28(b)**のように、良質土や貧配合のコンクリートによって埋戻し、背面落石による悪影響が大きくなるように配慮するのがよい。良質土で埋戻した場合であっても、背面落石の影響を照査する。

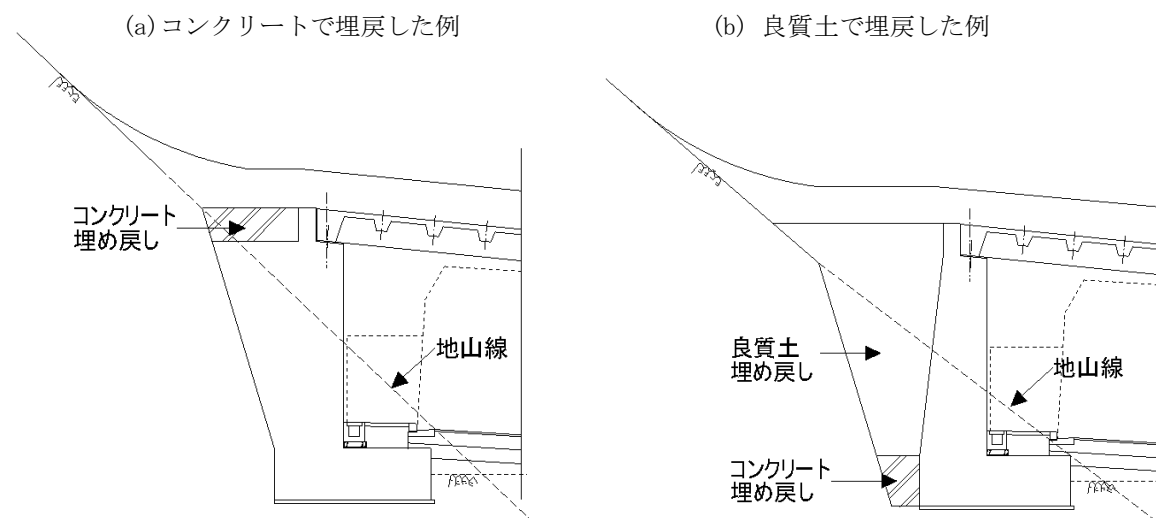


図11.28 山側受台背面の処理方法の事例

3. シェッドが対象とする荷重には、落石や土砂などのように、シェッド全長のうちの一部に作用するものがある。これらの荷重に対して、抵抗する構造部分を長く採ることがシェッドの安全性を高めることになるが、スノーシェッド、ロックシェッドの上部工のブロック割りに合わせて、施工性、乾燥収縮、温度変化の影響等を総合的に検討の上、定める必要がある。

4. フーチングの根入れは現状および将来における地下埋設物に支障のないよう決定する。また、**図11.29**のように、シェッド内に排水用側溝が設けられるように、フーチングの土かぶりを設定する。

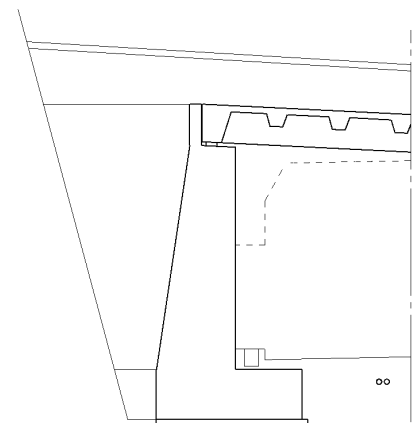


図11.29 シェッド内の排水側溝の例

2. 山側受台背面に余裕がある場合、これを埋め戻さずにポケットを設けている事例がある。過去には、背面のポケットに想定以上の落石(岩盤崩落)があつて、山側受台を押し出し、シェッド全体が破壊した事例がある。山側受台背面は安定した地山に受台コンクリートを直接打設して、**図11.28(a)**のようにポケットをなくすのがよい。このとき、山側受台は自重による地山方向の回転モーメントが卓越し、底版かかと部の地盤反力度が過大になり、躯体コンクリートまたは地盤反力度が許容値を越えることがあるので、構造モデルや安定条件の設定には十分検討を要する。

背面に余裕があり直接コンクリートを打設することが不経済な場合には、**図11.28(b)**のように、良質土や貧配合のコンクリートによって埋戻し、背面落石による悪影響が大きくなるように配慮するのがよい。良質土で埋戻した場合であっても、背面落石の影響を照査する。

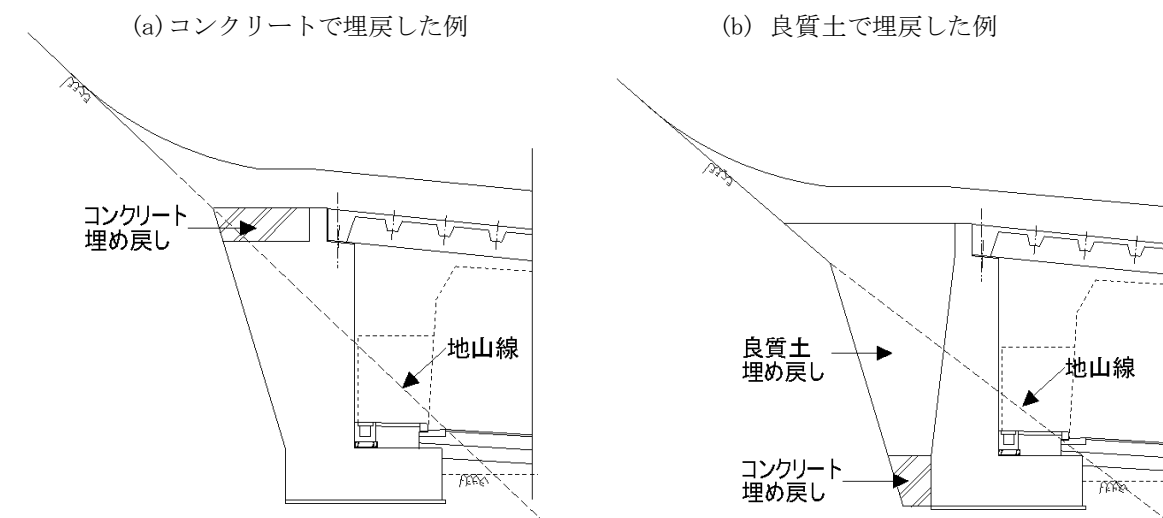


図11.28 山側受台背面の処理方法の事例

3. シェッドが対象とする荷重には、落石や土砂などのように、シェッド全長のうちの一部に作用するものがある。これらの荷重に対して、抵抗する構造部分を長く採ることがシェッドの安全性を高めることになるが、スノーシェッド、ロックシェッドの上部工のブロック割りに合わせて、施工性、乾燥収縮、温度変化の影響等を総合的に検討の上、定める必要がある。

4. フーチングの根入れは現状および将来における地下埋設物に支障のないよう決定する。また、**図11.29**のように、シェッド内に排水用側溝が設けられるように、フーチングの土かぶりを設定する。

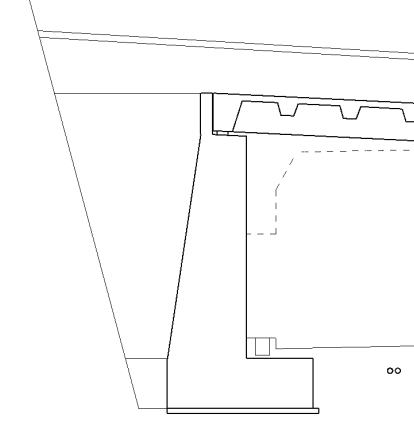


図11.29 シェッド内の排水側溝の例

現 行

改 定 案

5. フーチングの底面勾配はレベルとするのが望ましいが、山地部では道路縦断勾配が厳しい場合が多く、レベルフーチングとしたときに、床掘りによって山側斜面の切土が過大になり経済性、施工性および施工時の安全性に劣ることになりかねない。

山側斜面の切土を最小限に抑えるために、山側受台の底面は 10% を上限として、**図11.30**のように、道路縦断勾配に近い勾配をもたせる。

また、杭基礎で斜めフーチングとした場合の問題点として、杭頭と底版主鉄筋の関係が挙げられるが、**図11.31**のように、杭頭を底面勾配で取り壊すことで対処した事例がある。一般に、シェッドには既製杭が用いられず、場所打ち杭が多用されることから、既製杭の対応は明示しないが、現地の状況などを踏まえ、構造的、施工性および経済性を検討の上、底面勾配を決定することが望ましい。

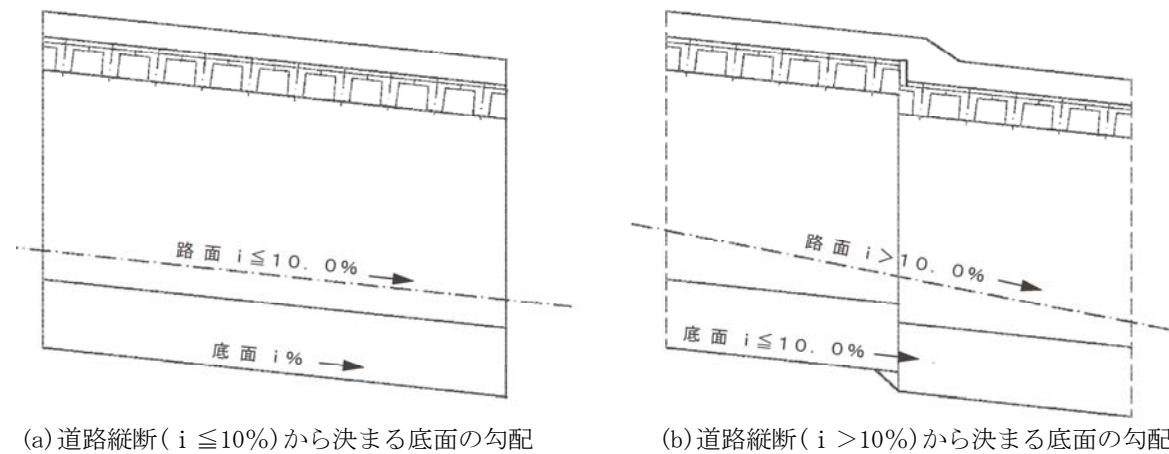


図 11.30 道路方向の山側受台フーチング底面勾配

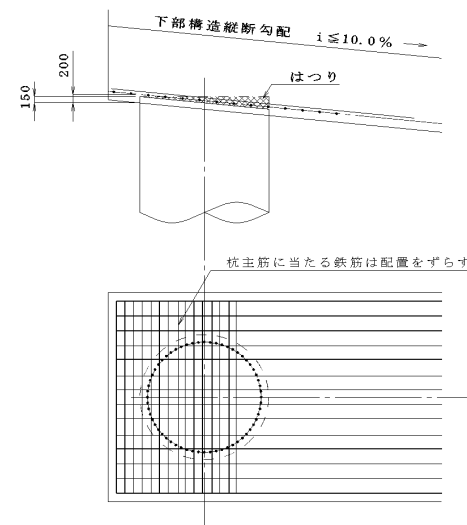


図 11.31 フーチングにおける杭頭処理の事例

5. フーチングの底面勾配はレベルとするのが望ましいが、山地部では道路縦断勾配が厳しい場合が多く、レベルフーチングとしたときに、床掘りによって山側斜面の切土が過大になり経済性、施工性および施工時の安全性に劣ることになりかねない。

山側斜面の切土を最小限に抑えるために、山側受台の底面は 10% を上限として、**図11.30**のように、道路縦断勾配に近い勾配をもたせる。

また、杭基礎で斜めフーチングとした場合の問題点として、杭頭と底版主鉄筋の関係が挙げられるが、**図11.31**のように、杭頭を底面勾配で取り壊すことで対処した事例がある。一般に、シェッドには既製杭が用いられず、場所打ち杭が多用されることから、既製杭の対応は明示しないが、現地の状況などを踏まえ、構造的、施工性および経済性を検討の上、底面勾配を決定することが望ましい。

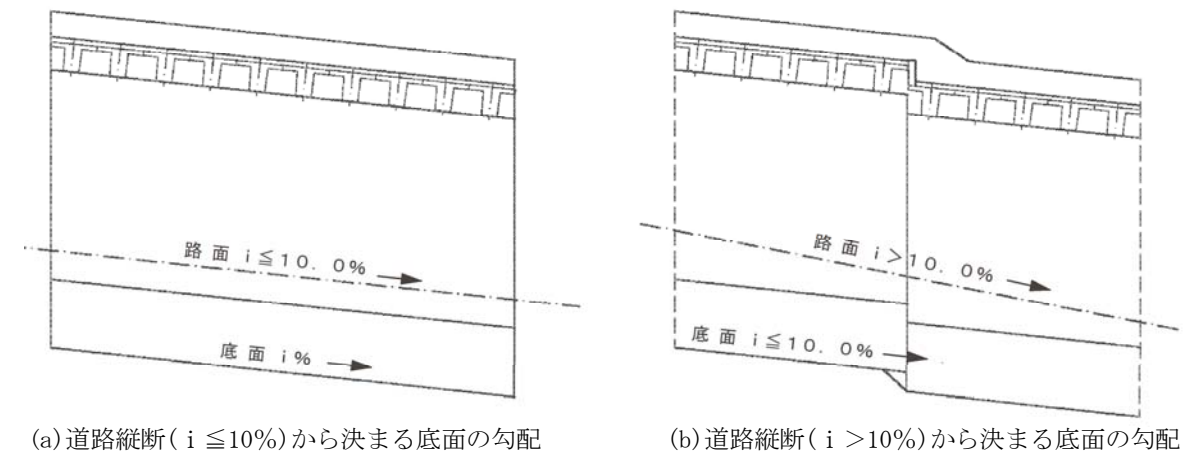


図 11.30 道路方向の山側受台フーチング底面勾配

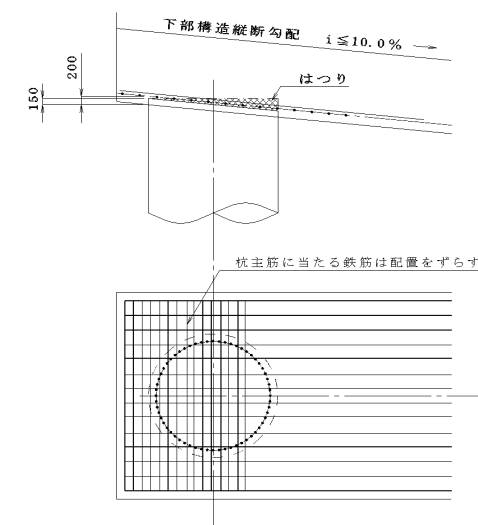


図 11.31 フーチングにおける杭頭処理の事例

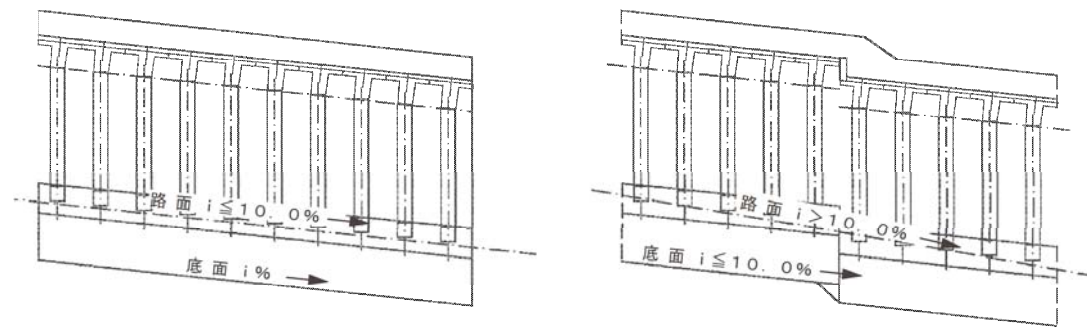
現 行

改 定 案

11-2-4-6 谷側受台計画上の留意事項

1. 谷側受台はRC構造とする。
2. 原則として、受台のフーチングは連続フーチングとする。
3. 道路方向のフーチング底面勾配は施工性および経済性に配慮して決定する。
4. 谷側柱に自動車衝突しないように、配慮しておかなければならない。

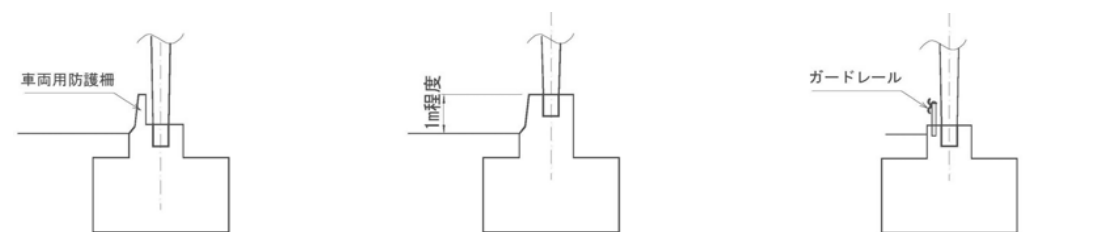
1. 谷側受台は採光や緊急時の避難等を考慮して柱式とし、柱を支持する受台は現場打ちRC構造とする。なお、谷側について、地形・地質および景観等の観点から方杖式(πラーメン)を採用している例もある。
2. 施工性や経済性から、受台のフーチングを1ブロック内で分離する場合があるが、1つの主構に落石衝撃力が作用したときに、荷重がブロック内に伝達され、極力多くの主構が抵抗するように、フーチングを連続させるのが原則である。
ブロック内に沢があるなどの理由で、分離せざるを得ない場合には、構造的、施工性や経済性について十分検討した上で、フーチングを分離することもある。
3. 谷側受台の道路方向のフーチング底面勾配はレベルにするのがよいが、それにともない、盛土または切土が大きくなって施工性、経済性および工事中の安全性に劣ることがある。これを最小限に抑えるために、11-2-4-5、5項同様、図11.32のように、道路縦断勾配にあわせて底面勾配を設定する。



(a)道路縦断($i \leq 10\%$)から決まる底面の勾配 (b)道路縦断($i > 10\%$)から決まる底面の勾配

図11.32 道路方向の谷側受台フーチング底面勾配

4. シェッドの谷側柱に自動車の衝突を考えて設計すると不経済になるので、衝突荷重が作用しないように、防護柵を設ける。防護柵の構造は図11.33(a)のようにコンクリート製の剛性防護柵を設けたり、図11.33(b)のように車両用防護柵として、躯体を立ち上げるのを標準とするが、閉塞感があり、管理上の支障となることもあるので、図11.33(c)のようにガードレールを設置する場合もある。
ガードレールを用いる場合には、自動車衝突によってガードレールが変形しても、谷側柱が損傷しないように、間隔を確保しておかなければならない。



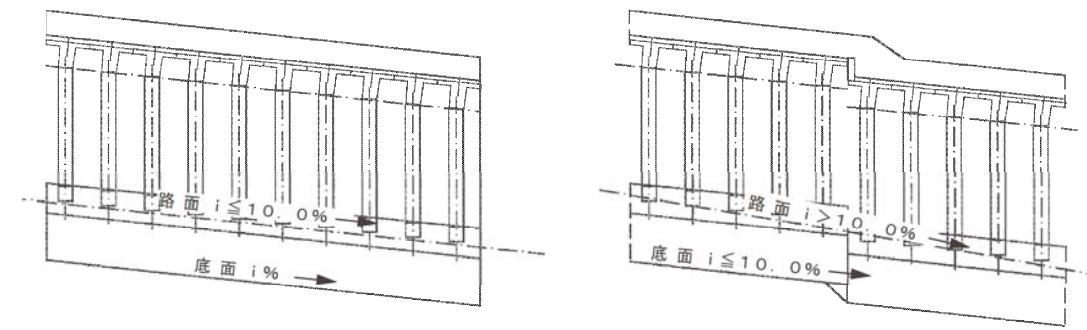
(a)コンクリート剛性防護柵の場合 (b)パフベットの立ち上げた場合 (c)ガードレールの場合

図11.33 谷側柱の自動車用防護柵の例

11-2-4-6 谷側受台計画上の留意事項

1. 谷側受台はRC構造とする。
2. 原則として、受台のフーチングは連続フーチングとする。
3. 道路方向のフーチング底面勾配は施工性および経済性に配慮して決定する。
4. 谷側柱に自動車衝突しないように、配慮しておかなければならない。

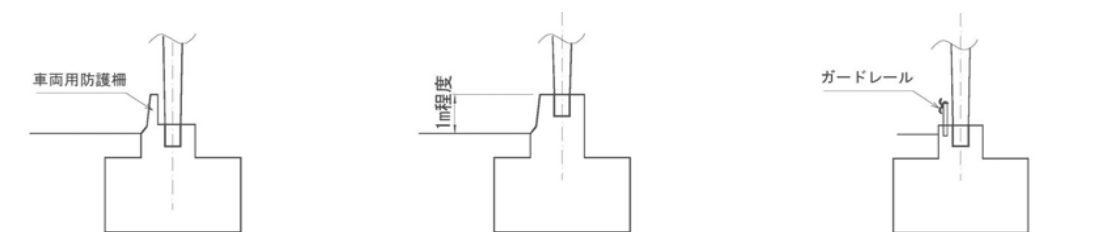
1. 谷側受台は採光や緊急時の避難等を考慮して柱式とし、柱を支持する受台は現場打ちRC構造とする。なお、谷側について、地形・地質および景観等の観点から方杖式(πラーメン)を採用している例もある。
2. 施工性や経済性から、受台のフーチングを1ブロック内で分離する場合があるが、1つの主構に落石衝撃力が作用したときに、荷重がブロック内に伝達され、極力多くの主構が抵抗するように、フーチングを連続させるのが原則である。
ブロック内に沢があるなどの理由で、分離せざるを得ない場合には、構造的、施工性や経済性について十分検討した上で、フーチングを分離することもある。
3. 谷側受台の道路方向のフーチング底面勾配はレベルにするのがよいが、それにともない、盛土または切土が大きくなって施工性、経済性および工事中の安全性に劣ることがある。これを最小限に抑えるために、11-2-4-5、5項同様、図11.32のように、道路縦断勾配にあわせて底面勾配を設定する。



(a)道路縦断($i \leq 10\%$)から決まる底面の勾配 (b)道路縦断($i > 10\%$)から決まる底面の勾配

図11.32 道路方向の谷側受台フーチング底面勾配

4. シェッドの谷側柱に自動車の衝突を考えて設計すると不経済になるので、衝突荷重が作用しないように、防護柵を設ける。防護柵の構造は図11.33(a)のようにコンクリート製の剛性防護柵を設けたり、図11.33(b)のように車両用防護柵として、躯体を立ち上げるのを標準とするが、閉塞感があり、管理上の支障となることもあるので、図11.33(c)のようにガードレールを設置する場合もある。
ガードレールを用いる場合には、自動車衝突によってガードレールが変形しても、谷側柱が損傷しないように、間隔を確保しておかなければならない。



(a)コンクリート剛性防護柵の場合 (b)パフベットの立ち上げた場合 (c)ガードレールの場合

図11.33 谷側柱の自動車用防護柵の例

現 行

改 定 案

11-2-4-7 基礎形式の選定および施工方法に関する留意事項

基礎形式の選定にあたっては、11-2-4-3に示す支持地盤を対象として、構造の安定を確保するとともに、施工の可否を確認する。また、その他の施工に関わる要素を調査した上で、形式、施工方法および構造寸法を決定する。

山地部の工事では施工条件が基礎の形式、工法や構造寸法を支配し大きく工事費に影響する。基礎形式を選定するにあたっては、構造物形状が概定した段階で施工計画をたて、使用する建設機械や資材の配置、施工時における影響スペース等を把握し、施工方法の妥当性を確認した上で適切な工法を選定する。

山地部では、地盤を掘削した際に有毒ガスや汚染水が流出した事例がある。特に、深礎工法を採用した場合には、閉鎖された空間で作業することになるので、事前に十分な調査を実施する。

鉱脈がある地層では、熱変成により岩盤の強度が低下していた事例がある。このような場合では、深くなるに従って岩盤の強度が低下することがあるので、基礎形式選定の際の重要な要因となる。また、旧鉱山の廃坑や採石場跡などには、空洞のまま密封されたものもあり、このような場合には、廃坑内に汚染された地下水が溜まっていることが多い。空洞調査等により位置を確認したうえで、基礎を計画する必要がある。

11-2-4-8 安定の照査

1. 原則として、下部構造の安定に関する照査は第9章橋梁に従う。
2. 下部構造の安定は1ブロック単位で照査する。これに載荷する荷重のうち、雪荷重および土砂荷重は等分布荷重として総幅に、落石荷重は集中荷重として1個載荷する。
3. 原則として、アンカーによる補助工法は採用しない。ただし、やむを得ない場合は、短期荷重についてのみ採用してもよい。

1. シェッドの下部構造の安定に関する照査は第9章橋梁に従う。また、斜面上の直接基礎についても、第9章橋梁に記載されている。ちなみに、基礎前面の斜面勾配が10°以上となる場合には、斜面の影響を考慮して設計しなければならない。シェッドは山地部や海岸部の岩盤が比較的浅く現れる現場で計画されることが多い。また、路側が急斜面で施工条件が厳しいのが通例である。このような条件から、斜面の切盛りを少なくし、施工時の安全性を図るために、安定な地山にもたれる形式（図11.34 鉄筋コンクリート重力もたれ式）の山側受台を計画することがある。

このような形式はもたれ式擁壁（「道路土工—擁壁工指針」）や橋台（「道路橋示方書IV・下部構造編」）を参考に安定を照査する。底面と背面が岩盤などの安定な地山に直接コンクリートを打設する形式の構造については、山側回りのモーメントが卓越するため、フーチングと地山を剛体と仮定する従来の直接基礎の設計法では解析が困難である。フーチングの剛性と地山の変形性能を適切に評価したうえで、弾性および弾塑性解析を実施するのがよい。

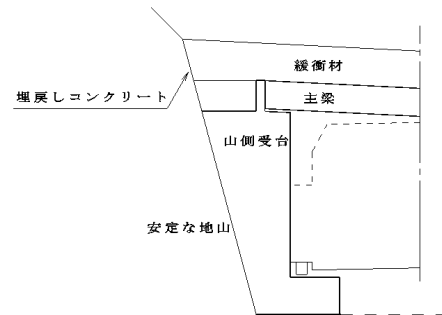


図11.34 鉄筋コンクリート重力もたれ式山側受台

11-2-4-7 基礎形式の選定および施工方法に関する留意事項

基礎形式の選定にあたっては、11-2-4-3に示す支持地盤を対象として、構造の安定を確保するとともに、施工の可否を確認する。また、その他の施工に関わる要素を調査した上で、形式、施工方法および構造寸法を決定する。

山地部の工事では施工条件が基礎の形式、工法や構造寸法を支配し大きく工事費に影響する。基礎形式を選定するにあたっては、構造物形状が概定した段階で施工計画をたて、使用する建設機械や資材の配置、施工時における影響スペース等を把握し、施工方法の妥当性を確認した上で適切な工法を選定する。

山地部では、地盤を掘削した際に有毒ガスや汚染水が流出した事例がある。特に、深礎工法を採用した場合には、閉鎖された空間で作業することになるので、事前に十分な調査を実施する。

鉱脈がある地層では、熱変成により岩盤の強度が低下していた事例がある。このような場合では、深くなるに従って岩盤の強度が低下することがあるので、基礎形式選定の際の重要な要因となる。また、旧鉱山の廃坑や採石場跡などには、空洞のまま密封されたものもあり、このような場合には、廃坑内に汚染された地下水が溜まっていることが多い。空洞調査等により位置を確認したうえで、基礎を計画する必要がある。

11-2-4-8 安定の照査

1. 原則として、下部構造の安定に関する照査は道路橋示方書H24.3版に従う。
2. 下部構造の安定は1ブロック単位で照査する。これに載荷する荷重のうち、雪荷重および土砂荷重は等分布荷重として総幅に、落石荷重は集中荷重として1個載荷する。
3. 原則として、アンカーによる補助工法は採用しない。ただし、やむを得ない場合は、短期荷重についてのみ採用してもよい。

1. シェッドの下部構造の安定に関する照査は道路橋示方書H24.3版に従う。また、斜面上の直接基礎についても、第9章橋梁に記載されている。ちなみに、基礎前面の斜面勾配が10°以上となる場合には、斜面の影響を考慮して設計しなければならない。シェッドは山地部や海岸部の岩盤が比較的浅く現れる現場で計画されることが多い。また、路側が急斜面で施工条件が厳しいのが通例である。このような条件から、斜面の切盛りを少なくし、施工時の安全性を図るために、安定な地山にもたれる形式（図11.34 鉄筋コンクリート重力もたれ式）の山側受台を計画することがある。

このような形式はもたれ式擁壁（「道路土工—擁壁工指針」）や橋台（「道路橋示方書IV・下部構造編」）を参考に安定を照査する。底面と背面が岩盤などの安定な地山に直接コンクリートを打設する形式の構造については、山側回りのモーメントが卓越するため、フーチングと地山を剛体と仮定する従来の直接基礎の設計法では解析が困難である。フーチングの剛性と地山の変形性能を適切に評価したうえで、弾性および弾塑性解析を実施するのがよい。

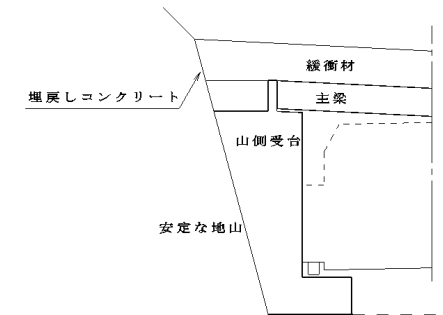


図11.34 鉄筋コンクリート重力もたれ式山側受台

現 行

また、フーチングの剛性が低く、地山が岩盤などで変形係数が高い場合、「道路橋示方書Ⅳ・下部構造編」に従って、弾性解析を実施した方が現実的になることもあるので注意を要する。上記の下部構造の安定照査は基礎躯体および地盤の変形を表11.23のように仮定することを前提としている。

表11.23 基礎種別と解析上の仮定

	軀 体	地 盤
直 接 基 礎	剛 体	剛 体
杭 基 礎	弾 性 体	弾 性 体
斜面上の深礎	弾 性 体	弾 塑 性 体

2. シェッドが対象とする荷重の載荷形態はさまざまである。これを静荷重、掃流力および衝撃力に分類すると表11.24のとおりとなる。また、載荷位置や幅についても現場の状況や荷重の種類によって異なる。

表11.24 シェッドが対象とする荷重の分類

荷重の種類	静 荷 重	掃 流 力	衝 撃 力
<継続時間>	<長 期>	<継続時間の長い短期>	<短 期>
雪 荷 重	積雪、デブリ等	なだれ	なだれ衝撃力
落石荷重	堆積	—	落石衝撃力
土砂荷重	堆積土砂	流動土砂	崩落土砂衝撃力

この項では、シェッドが対象とする荷重の特徴を踏まえて、構造物が安全となるように、設計計算における荷重の載荷方法を規定した。ここにいう1ブロックとは、躯体が打ち継目や目地で分離されずに一体となっている構造部分である。

下部構造の道路延長方向の設計では、下部構造1ブロックに落石の衝撃力を1箇所載荷する。載荷位置は安定条件が最も厳しくなる位置とする。特にブロック長さが短い場合は、ブロック端部への載荷を考える。特に短い場合とは、ブロック長さが受台構造高さの2倍程度以内と考える。また、道路横断方向の載荷位置については、試算の結果、パラペット背面から敷砂厚さの2.0倍の位置とする。

土砂荷重および雪荷重は、導流壁等によって人工的に流路を制限する場合を除いて、1ブロック全体に等分布に作用させる。

3. アンカーによって下部構造の安定を図ることは比較的容易であるが、アンカー併用基礎の挙動やアンカーの耐久性などに未解明な点も多く、永久構造物の主要部分には極力アンカーを用いることを避けたほうが良い。しかし、シェッドが計画されるような山地部の現場条件は厳しいものがあり、良好な支持地盤が容易に現れないことも少なくない。現地の事情等からやむを得ずアンカーを補助的に用いる場合には、アンカーのための地質調査を実施し、耐久性等に十分配慮する必要がある。アンカー力が想定どおりに作用しない可能性があるため、常時における構造物の安定や部材の安全はアンカーぬきで確保することとし、地震などの短期荷重に対してのみアンカーが補助するように設計してよいこととした。

また、アンカーを採用する際には、アンカーの変形が構造物に及ぼす影響を踏まえて設計するほか、対象とする短期荷重が作用しないときのアンカー力の影響を考えることも必要である。アンカーの初期緊張力は対象荷重時の変位または部材応力度などの許容値を満足した上で決定し、常時にアンカーの影響が極力少なくなるように設定すべきである。アンカーを設計する際には、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」((公社)地盤工学会)を参考にする。

改 定 案

また、フーチングの剛性が低く、地山が岩盤などで変形係数が高い場合、「道路橋示方書Ⅳ・下部構造編」に従って、弾性解析を実施した方が現実的になることもあるので注意を要する。上記の下部構造の安定照査は基礎躯体および地盤の変形を表11.23のように仮定することを前提としている。

表11.23 基礎種別と解析上の仮定

	軀 体	地 盤
直 接 基 礎	剛 体	剛 体
杭 基 礎	弾 性 体	弾 性 体
斜面上の深礎	弾 性 体	弾 塑 性 体

2. シェッドが対象とする荷重の載荷形態はさまざまである。これを静荷重、掃流力および衝撃力に分類すると表11.24のとおりとなる。また、載荷位置や幅についても現場の状況や荷重の種類によって異なる。

表11.24 シェッドが対象とする荷重の分類

荷重の種類	静 荷 重	掃 流 力	衝 撃 力
<継続時間>	<長 期>	<継続時間の長い短期>	<短 期>
雪 荷 重	積雪、デブリ等	なだれ	なだれ衝撃力
落石荷重	堆積	—	落石衝撃力
土砂荷重	堆積土砂	流動土砂	崩落土砂衝撃力

この項では、シェッドが対象とする荷重の特徴を踏まえて、構造物が安全となるように、設計計算における荷重の載荷方法を規定した。ここにいう1ブロックとは、躯体が打ち継目や目地で分離されずに一体となっている構造部分である。

下部構造の道路延長方向の設計では、下部構造1ブロックに落石の衝撃力を1箇所載荷する。載荷位置は安定条件が最も厳しくなる位置とする。特にブロック長さが短い場合は、ブロック端部への載荷を考える。特に短い場合とは、ブロック長さが受台構造高さの2倍程度以内と考える。また、道路横断方向の載荷位置については、試算の結果、パラペット背面から敷砂厚さの2.0倍の位置とする。

土砂荷重および雪荷重は、導流壁等によって人工的に流路を制限する場合を除いて、1ブロック全体に等分布に作用させる。

3. アンカーによって下部構造の安定を図ることは比較的容易であるが、アンカー併用基礎の挙動やアンカーの耐久性などに未解明な点も多く、永久構造物の主要部分には極力アンカーを用いることを避けたほうが良い。しかし、シェッドが計画されるような山地部の現場条件は厳しいものがあり、良好な支持地盤が容易に現れないことも少なくない。現地の事情等からやむを得ずアンカーを補助的に用いる場合には、アンカーのための地質調査を実施し、耐久性等に十分配慮する必要がある。アンカー力が想定どおりに作用しない可能性があるため、常時における構造物の安定や部材の安全はアンカーぬきで確保することとし、地震などの短期荷重に対してのみアンカーが補助するように設計してよいこととした。

また、アンカーを採用する際には、アンカーの変形が構造物に及ぼす影響を踏まえて設計するほか、対象とする短期荷重が作用しないときのアンカー力の影響を考えることも必要である。アンカーの初期緊張力は対象荷重時の変位または部材応力度などの許容値を満足した上で決定し、常時にアンカーの影響が極力少なくなるように設定すべきである。アンカーを設計する際には、「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」((公社)地盤工学会)を参考にする。

現 行

改 定 案

11-2-4-9 山側受台の設計

1. 原則として、山側受台の部材設計は第9章橋梁に従う。
2. 山側受台を構成する部材は対象とする荷重に対して安全であることを確認する。このとき、安定を照査する際に用いた荷重をもとに、着目する部材の負担が最も大きくなるように荷重を載荷する。
 - (1) パラペットは、背面の土圧、上部構造を連結する水平アンカー力およびその他のパラペットに負担となる荷重に対して、安全となるように設計する。このとき、パラペットの厚さは500mm以上とする。
 - (2) 主壁およびウィングは、背面の土圧およびその他の荷重に対して安全となるように設計する。このとき、主壁の厚さは1300mm以上とすることが望ましい。
 - (3) フーチングは、安定照査によって算出された反力およびその他の荷重に対して安全となるように設計する。

1. シェッドの下部構造の部材を設計するには、原則として、第9章橋梁の橋台・橋脚の検討に従う。
2. 一般に、山側受台はパラペット、主壁、ウィングおよびフーチングで構成されている。この項にない部材については、作用する荷重をその部材の負担が最も大きくなるように設計する。落石衝撃力の載荷位置は〈道路横断方向〉に①山側支点位置、②山側背面、〈道路方向〉に③ブロック端部とするのがよい。

(1) パラペットには、主に背面の土圧、上部構造を連結する水平アンカー力が図11.35のように作用する。それぞれについて、以下のように考える。

従来、パラペットの厚さは300～400mm程度としている場合が多かったが、上記の荷重に対して抵抗することを考えて500mm以上とした。また、パラペットのウィング接合部はウィングの影響があるので、ウィングと同等の断面を確保することが望ましい。

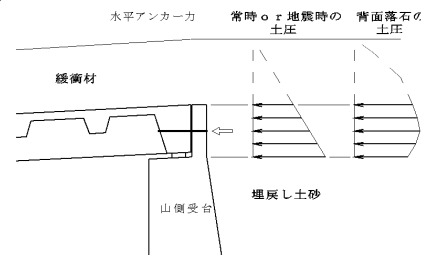


図11.35 山側受台のパラペットに作用する荷重

1) 土 圧

土圧には常時土圧、地震時土圧および背面落石による土圧がある。

① 常時土圧および地震時土圧

パラペットに作用する常時および地震時の土圧強度はその土圧に関わる土くさびが安定な地山に及ぶことが少ない。したがって、堆積型のシェッドを除いて敷砂表面を 0 kN/m^2 とする三角形分布の土圧と考え次式により算出してよい。

$$p_{Ai} = K_A (\gamma_s \cdot h_s + \gamma \cdot h_i)$$

ここに、 p_{Ai} : 任意の i 点における土圧強度 (kN/m^2)

K_A : 山側受台背面の埋戻し土砂の土圧係数

γ_s : 敷砂の単位重量 (kN/m^3)

h_s : 敷砂の厚さ (m)

γ : 埋戻し土砂の単位重量 (kN/m^3)

h_i : 敷砂天端から i 点までの深さ (m)

11-2-4-9 山側受台の設計

1. 原則として、山側受台の部材設計は道路橋示方書H24.3版に従う。
2. 山側受台を構成する部材は対象とする荷重に対して安全であることを確認する。このとき、安定を照査する際に用いた荷重をもとに、着目する部材の負担が最も大きくなるように荷重を載荷する。
 - (1) パラペットは、背面の土圧、上部構造を連結する水平アンカー力およびその他のパラペットに負担となる荷重に対して、安全となるように設計する。このとき、パラペットの厚さは500mm以上とする。
 - (2) 主壁およびウィングは、背面の土圧およびその他の荷重に対して安全となるように設計する。このとき、主壁の厚さは1300mm以上とすることが望ましい。
 - (3) フーチングは、安定照査によって算出された反力およびその他の荷重に対して安全となるように設計する。

1. シェッドの下部構造の部材を設計するには、原則として、道路橋示方書H24.3版の橋台・橋脚の検討に従う。

2. 一般に、山側受台はパラペット、主壁、ウィングおよびフーチングで構成されている。この項にない部材については、作用する荷重をその部材の負担が最も大きくなるように設計する。落石衝撃力の載荷位置は〈道路横断方向〉に①山側支点位置、②山側背面、〈道路方向〉に③ブロック端部とするのがよい。

(1) パラペットには、主に背面の土圧、上部構造を連結する水平アンカー力が図11.35のように作用する。それぞれについて、以下のように考える。

従来、パラペットの厚さは300～400mm程度としている場合が多かったが、上記の荷重に対して抵抗することを考えて500mm以上とした。また、パラペットのウィング接合部はウィングの影響があるので、ウィングと同等の断面を確保することが望ましい。

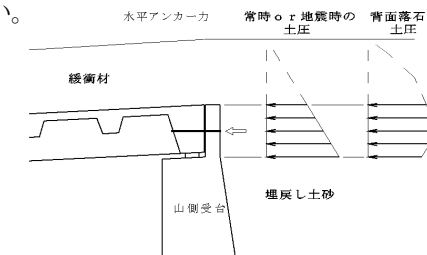


図11.35 山側受台のパラペットに作用する荷重

1) 土 圧

土圧には常時土圧、地震時土圧および背面落石による土圧がある。

① 常時土圧および地震時土圧

パラペットに作用する常時および地震時の土圧強度はその土圧に関わる土くさびが安定な地山に及ぶことが少ない。したがって、堆積型のシェッドを除いて敷砂表面を 0 kN/m^2 とする三角形分布の土圧と考え次式により算出してよい。

$$p_{Ai} = K_A (\gamma_s \cdot h_s + \gamma \cdot h_i)$$

ここに、 p_{Ai} : 任意の i 点における土圧強度 (kN/m^2)

K_A : 山側受台背面の埋戻し土砂の土圧係数

γ_s : 敷砂の単位重量 (kN/m^3)

h_s : 敷砂の厚さ (m)

γ : 埋戻し土砂の単位重量 (kN/m^3)

h_i : 敷砂天端から i 点までの深さ (m)

現 行

改 定 案

② 背面落石による土圧

落石衝撃力の作用位置を変化させて検討した結果、表11.25を標準としてよいこととした。

表11.25 背面落石の载荷位置 (T:敷砂厚) (注)表11.8を再掲

対 象	落石の 载荷荷重	道路方向での 検討範囲	鉛直分力による 断面力	水平分力による 断面力
パラペット (構造計算)	$X=T$	$B=2h_1$	$Z_a=T$ $Z_b=T+h_1$ (注)	$P_H=H$ $M=H \cdot h_1$
堅 壁 (構造計算)	$X=1.5T$	$B=2h_2$	$Z_a=T$ $Z_b=T+h_2$	$P_H=H$ $M=H \cdot h_2$
下 部 工 (安定計算)	$X=2.0T$	$B=L$	$Z_a=T$ $Z_b=T+h_3$	$P_H=H$ $M=H \cdot h_3$

(注)表記の Z_a 、 Z_b の値で、11-2-1-5(9)4式により P_H 、 M を算出する。

2) 水平アンカーの設計荷重

山側受台パラペットの設計で水平アンカー反力を検討する時は、主梁落下防止構造として死荷重反力(R_d)の1.5倍に対抗でき、かつ落石衝撃力(P_R)の0.35倍に対抗できることとする。

パラペットはこれらの荷重に対して主壁に固定された片持ち梁として設計する。

(2) 落石の衝撃力は1ブロックに1箇所载荷する。敷砂内部等の分散を考慮したうえで、鉄筋コンクリート部材内では、45°で分散すると考えて有効幅を算出してよい。落石の衝撃力に対して、下部構造の有効幅を確認した実験例はないが、現状では、将来の研究等の成果を待って上記の値とした。したがって、ブロック端部に载荷した場合には、有効幅が小さくなることを考慮する必要がある。

主壁およびウィングはこれらの荷重に対して、フーチングに固定された片持ち梁として設計する。従来、主壁の厚さを規定したものはなかったが、山側受台の主壁の剛性を確保することがシェッド全体の安全性を高めると考えられるので、現地の状況などでやむを得ない場合を除いて、主壁の厚さを1300mm以上とすることを規定した。

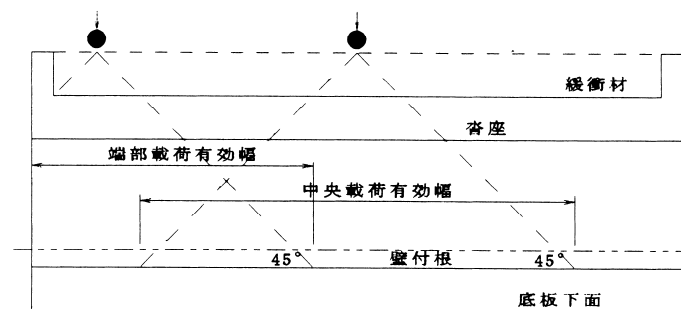


図11.36 落石衝撃力に対する山側受台の有効幅

(3) フーチングは安定照査によって算出された地盤反力度または杭反力に対して安全を確認する。下部構造1ブロックの長さが短く、特に、落石等のブロック端部载荷について照査している場合には、その地盤反力度または杭反力は最大値で照査するのがよい。また、前フーチングが長く、前フーチング上に輪荷重が載る場合には、舗装内および鉄筋コンクリート部材内を45°で分散すると考えてフーチング付根の有効幅を算出してよい。

② 背面落石による土圧

落石衝撃力の作用位置を変化させて検討した結果、表11.25を標準としてよいこととした。

表11.25 背面落石の载荷位置 (T:敷砂厚) (注)表11.8を再掲

対 象	落石の 载荷荷重	道路方向での 検討範囲	鉛直分力による 断面力	水平分力による 断面力
パラペット (構造計算)	$X=T$	$B=2h_1$	$Z_a=T$ $Z_b=T+h_1$ (注)	$P_H=H$ $M=H \cdot h_1$
堅 壁 (構造計算)	$X=1.5T$	$B=2h_2$	$Z_a=T$ $Z_b=T+h_2$	$P_H=H$ $M=H \cdot h_2$
下 部 工 (安定計算)	$X=2.0T$	$B=L$	$Z_a=T$ $Z_b=T+h_3$	$P_H=H$ $M=H \cdot h_3$

(注)表記の Z_a 、 Z_b の値で、11-2-1-5(9)4式により P_H 、 M を算出する。

2) 水平アンカーの設計荷重

山側受台パラペットの設計で水平アンカー反力を検討する時は、主梁落下防止構造として死荷重反力(R_d)の1.5倍に対抗でき、かつ落石衝撃力(P_R)の0.35倍に対抗できることとする。

パラペットはこれらの荷重に対して主壁に固定された片持ち梁として設計する。

(2) 落石の衝撃力は1ブロックに1箇所载荷する。敷砂内部等の分散を考慮したうえで、鉄筋コンクリート部材内では、45°で分散すると考えて有効幅を算出してよい。落石の衝撃力に対して、下部構造の有効幅を確認した実験例はないが、現状では、将来の研究等の成果を待って上記の値とした。したがって、ブロック端部に载荷した場合には、有効幅が小さくなることを考慮する必要がある。

主壁およびウィングはこれらの荷重に対して、フーチングに固定された片持ち梁として設計する。従来、主壁の厚さを規定したものはなかったが、山側受台の主壁の剛性を確保することがシェッド全体の安全性を高めると考えられるので、現地の状況などでやむを得ない場合を除いて、主壁の厚さを1300mm以上とすることを規定した。

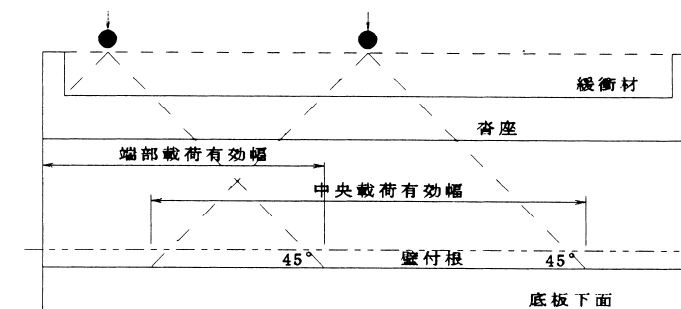


図11.36 落石衝撃力に対する山側受台の有効幅

(3) フーチングは安定照査によって算出された地盤反力度または杭反力に対して安全を確認する。下部構造1ブロックの長さが短く、特に、落石等のブロック端部载荷について照査している場合には、その地盤反力度または杭反力は最大値で照査するのがよい。また、前フーチングが長く、前フーチング上に輪荷重が載る場合には、舗装内および鉄筋コンクリート部材内を45°で分散すると考えてフーチング付根の有効幅を算出してよい。

現 行

改 定 案

フーチングは「道路橋示方書Ⅳ・下部構造編」に従って厚さを決定する。フーチングの剛性が比較的 low、地盤が岩盤などで変形係数が高い場合、弾性解析を実施した方が現実的になることもあるので注意を要する。

フーチングは「道路橋示方書Ⅳ・下部構造編」に従って厚さを決定する。フーチングの剛性が比較的 low、地盤が岩盤などで変形係数が高い場合、弾性解析を実施した方が現実的になることもあるので注意を要する。

11-2-4-10 谷側受台の設計

11-2-4-10 谷側受台の設計

1. 原則として、谷側受台の部材設計は第 9 章橋梁に従う。
2. 谷側受台の部材は対象とする荷重に対して安全であることを確認する。このとき、安定を照査する際に用いた荷重をもとに、着目する部材の負担が最も大きくなるように荷重を載荷する。
 - (1) パラペットは、土圧、上部構造の反力およびその他パラペットに負担となる荷重に対して安全となるように設計する。
 - (2) 主壁は、土圧およびその他の荷重に対して安全となるように設計する。
 - (3) フーチングは、安定照査によって算出された反力およびその他の荷重に対して安全となるように設計する。
 - (4) 谷側受台の道路縦方向の検討は、杭による支点または弾性床に支持された部材として設計する。

1. 原則として、谷側受台の部材設計は道路橋示方書H24.3版に従う。
2. 谷側受台の部材は対象とする荷重に対して安全であることを確認する。このとき、安定を照査する際に用いた荷重をもとに、着目する部材の負担が最も大きくなるように荷重を載荷する。
 - (1) パラペットは、土圧、上部構造の反力およびその他パラペットに負担となる荷重に対して安全となるように設計する。
 - (2) 主壁は、土圧およびその他の荷重に対して安全となるように設計する。
 - (3) フーチングは、安定照査によって算出された反力およびその他の荷重に対して安全となるように設計する。
 - (4) 谷側受台の道路縦方向の検討は、杭による支点または弾性床に支持された部材として設計する。

1. シェッドの下部構造部材を設計するには、原則として、第 9 章橋梁の検討に従う。

1. シェッドの下部構造部材を設計するには、原則として、道路橋示方書H24.3版の検討に従う。

PC 逆 L 形式の解析では、山側受台の支点部をヒンジ（固定支点）、谷側受台の支点部をヒンジ構造として解析するため、解析モデルによっては、上部工慣性力の大半が山側支点部に作用し、谷側受台にはほとんど作用しない。これは山側受台が変位変形を生じないことを前提とするもので、山側または谷側受台が杭基礎で変位を許す構造である場合には、谷側受台の上部構造反力が過小に評価されないよう注意が必要である。

PC 逆 L 形式の解析では、山側受台の支点部をヒンジ（固定支点）、谷側受台の支点部をヒンジ構造として解析するため、解析モデルによっては、上部工慣性力の大半が山側支点部に作用し、谷側受台にはほとんど作用しない。これは山側受台が変位変形を生じないことを前提とするもので、山側または谷側受台が杭基礎で変位を許す構造である場合には、谷側受台の上部構造反力が過小に評価されないよう注意が必要である。

2. 谷側受台はパラペット、主壁およびフーチングで構成されている。落石衝撃力の載荷位置は〈道路横断方向〉に①柱図心位置、〈道路方向〉に②ブロック端部とする。

2. 谷側受台はパラペット、主壁およびフーチングで構成されている。落石衝撃力の載荷位置は〈道路横断方向〉に①柱図心位置、〈道路方向〉に②ブロック端部とする。

(1) 谷側受台には、主に土圧、上部構造反力が図11.37のように作用する。それぞれについて、以下のように考える。

(1) 谷側受台には、主に土圧、上部構造反力が図11.37のように作用する。それぞれについて、以下のように考える。

1) 土 圧

1) 土 圧

パラペットに作用する常時および地震時の土圧強度は路面を 0kN/m^2 とする三角形分布の土圧と考慮、次式により算出してよい。

パラペットに作用する常時および地震時の土圧強度は路面を 0kN/m^2 とする三角形分布の土圧と考慮、次式により算出してよい。

$$p_{Ai} = K_A (q + \gamma \cdot h_i)$$

$$p_{Ai} = K_A (q + \gamma \cdot h_i)$$

ここに、 p_{Ai} : 任意の i 点における土圧強度 (kN/m^2)

ここに、 p_{Ai} : 任意の i 点における土圧強度 (kN/m^2)

K_A : 谷側受台の埋戻し砂の土圧係数

K_A : 谷側受台の埋戻し砂の土圧係数

q : 活荷重 (kN/m^2)

q : 活荷重 (kN/m^2)

γ : 埋戻し土砂の単位重量 (kN/m^3)

γ : 埋戻し土砂の単位重量 (kN/m^3)

h_i : 路面から i 点までの深さ (m)

h_i : 路面から i 点までの深さ (m)

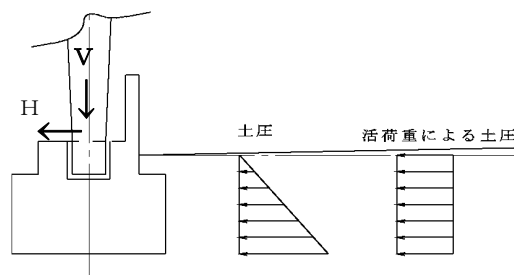


図11.37 谷側受台パラペットに作用する荷重

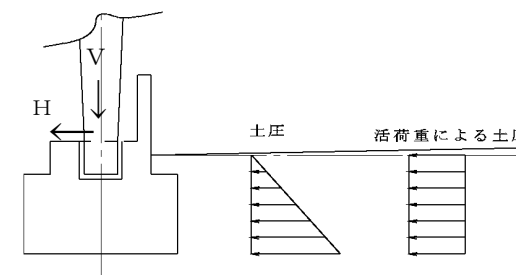


図11.37 谷側受台パラペットに作用する荷重

現 行

改 定 案

2) 上部構造の反力

- (1) 落石の衝撃力は1ブロックに1箇所載荷する。主壁はフーチングに固定された片持ち梁として設計する。
- (2) フーチングは安定計算で算出した地盤反力度または杭反力に対して安全を確認する。ブロック端部の落石衝撃力の照査では、山側受台と同様にブロック長が短い場合は地盤反力度または杭反力の最大値を使用する。
- (3) 谷側受台のフーチングは道路横断方向より道路方向について断面が厳しくなることがある。図11.38のように、直接基礎の場合には、弾性床上の梁と考え、杭基礎の場合には、杭中心を支点とした梁と考えて設計する。落石荷重の載荷位置については、図11.38のとおり端部載荷と中央載荷の2種類を照査する。

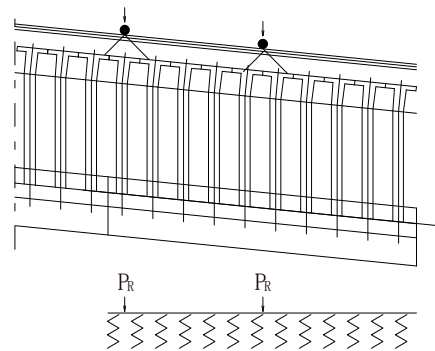


図 11.38 谷側受台に作用させる落石衝撃力

11-2-4-11 構造細目

(1) ブロック割りと継手

- 1) ブロックの長さは最大15m程度としてよい。これを大きく越えるものについては、収縮継目間隔を短くするか、コンクリートの打設方法等について十分な検討を行う。
- 2) ブロック端部に荷重が作用したとき、極力、隣接ブロックに荷重が伝達されるように、ブロック間継目にはブロック間連結装置を設ける。

1) シェッドが対象とする荷重は、シェッド全長に作用するとは限らないため、ブロック長さを長く採って、抵抗する長さを極力長くすることが望ましい。ただし、ブロック長を長くしすぎるとコンクリート打設時の収縮や温度応力によるクラックが生じやすくなるので最大15m程度とした。

また、地山が膨張性であったり、地すべりの疑いがある場合などでは、ブロック長さを比較的短く採ってシェッド全体をフレキシブルにした事例もあるので、地質条件、施工性や構造的性を十分検討したうえで決定する。

2) 図11.39のように、シェッド全長の両端をシェッド端部といい、シェッド中間にあるブロックの端部をブロック端部という。シェッド中間にあるブロック端部に荷重が作用したとき、ブロック間継目に過大な荷重が作用するので、極力、隣接ブロックに荷重が伝達されるように、ブロック間継目の配力鉄筋を切断しないようにするか、配力鉄筋と同等の鋼材を配置するなどのブロック間連結装置を設ける。

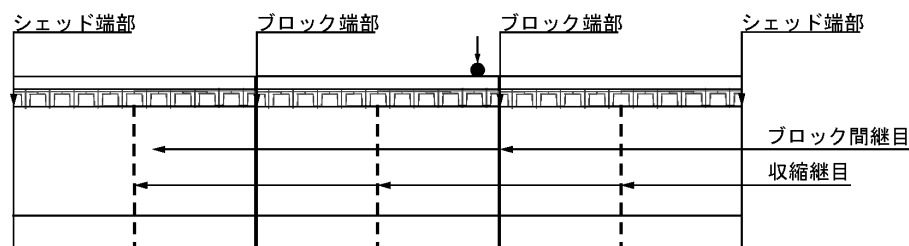


図 11.39 シェッドのブロック間目地

2) 上部構造の反力

- (1) 落石の衝撃力は1ブロックに1箇所載荷する。主壁はフーチングに固定された片持ち梁として設計する。
- (2) フーチングは安定計算で算出した地盤反力度または杭反力に対して安全を確認する。ブロック端部の落石衝撃力の照査では、山側受台と同様にブロック長が短い場合は地盤反力度または杭反力の最大値を使用する。
- (3) 谷側受台のフーチングは道路横断方向より道路方向について断面が厳しくなることがある。図11.38のように、直接基礎の場合には、弾性床上の梁と考え、杭基礎の場合には、杭中心を支点とした梁と考えて設計する。落石荷重の載荷位置については、図11.38のとおり端部載荷と中央載荷の2種類を照査する。

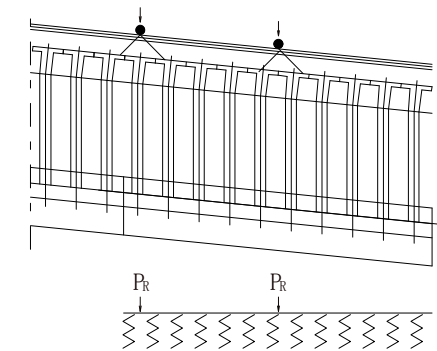


図 11.38 谷側受台に作用させる落石衝撃力

11-2-4-11 構造細目

(1) ブロック割りと継手

- 1) ブロックの長さは最大15m程度としてよい。これを大きく越えるものについては、収縮継目間隔を短くするか、コンクリートの打設方法等について十分な検討を行う。
- 2) ブロック端部に荷重が作用したとき、極力、隣接ブロックに荷重が伝達されるように、ブロック間継目にはブロック間連結装置を設ける。

1) シェッドが対象とする荷重は、シェッド全長に作用するとは限らないため、ブロック長さを長く採って、抵抗する長さを極力長くすることが望ましい。ただし、ブロック長を長くしすぎるとコンクリート打設時の収縮や温度応力によるクラックが生じやすくなるので最大15m程度とした。

また、地山が膨張性であったり、地すべりの疑いがある場合などでは、ブロック長さを比較的短く採ってシェッド全体をフレキシブルにした事例もあるので、地質条件、施工性や構造的性を十分検討したうえで決定する。

2) 図11.39のように、シェッド全長の両端をシェッド端部といい、シェッド中間にあるブロックの端部をブロック端部という。シェッド中間にあるブロック端部に荷重が作用したとき、ブロック間継目に過大な荷重が作用するので、極力、隣接ブロックに荷重が伝達されるように、ブロック間継目の配力鉄筋を切断しないようにするか、配力鉄筋と同等の鋼材を配置するなどのブロック間連結装置を設ける。

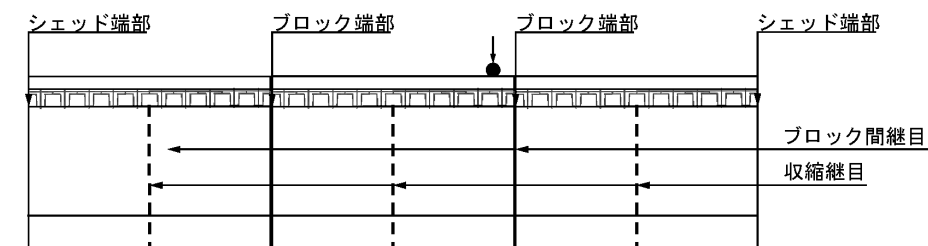


図 11.39 シェッドのブロック間目地

現 行

改 定 案

(2) 配筋上の留意事項

- 1) 山側受台の部材配筋は第9章橋梁に従う。
- 2) 壁とフーチングなど、2部材がL字に接合する部分に主鉄筋の継手を設けないことが望ましい。

- 1) 「道路橋示方書IV・下部構造編」を引用したものであり、十分内容を理解したうえで運用する。
- 2) シェッドでは、極力切盛りを少なくするために山側受台などでL形式構造を採ることがある。このような場合、鉄筋の定尺に配慮したうえで図11.40のように壁とフーチングの接合部の曲げモーメントが大きい部分での主鉄筋継手を避け、 $r=10\phi$ 以上の曲げ半径で主鉄筋を折り曲げて繋げるのがよい。ここで、曲げモーメントが大きい部分とは、最大曲げモーメントが半減する位置までとしてよい。

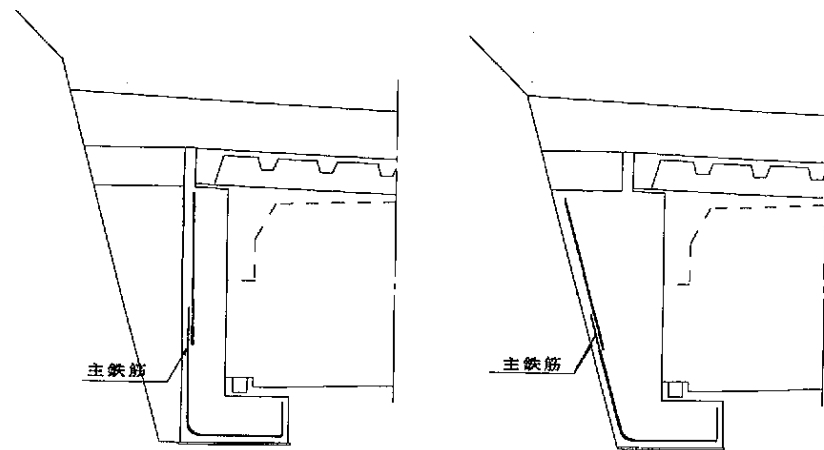


図11.40 L形式および重力もたれ式山側受台の接合部における主鉄筋

(2) 配筋上の留意事項

- 1) 山側受台の部材配筋は道路橋示方書H24.3版に従う。
- 2) 壁とフーチングなど、2部材がL字に接合する部分に主鉄筋の継手を設けないことが望ましい。

- 1) 「道路橋示方書IV・下部構造編」を引用したものであり、十分内容を理解したうえで運用する。
- 2) シェッドでは、極力切盛りを少なくするために山側受台などでL形式構造を採ることがある。このような場合、鉄筋の定尺に配慮したうえで図11.40のように壁とフーチングの接合部の曲げモーメントが大きい部分での主鉄筋継手を避け、 $r=10\phi$ 以上の曲げ半径で主鉄筋を折り曲げて繋げるのがよい。ここで、曲げモーメントが大きい部分とは、最大曲げモーメントが半減する位置までとしてよい。

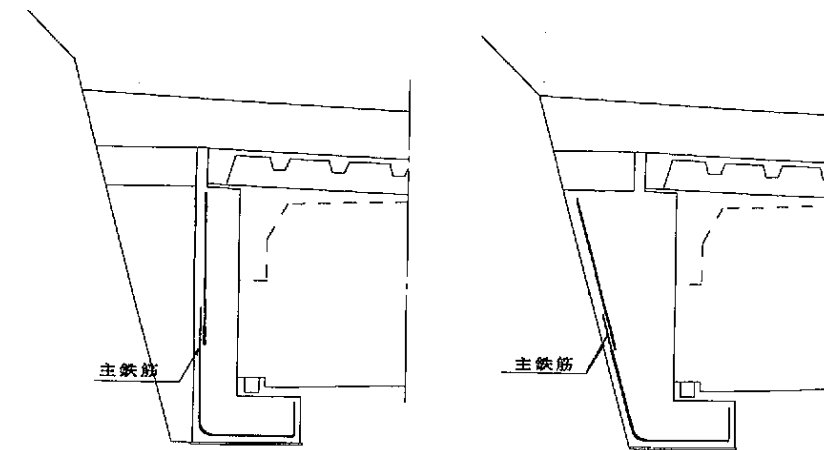


図11.40 L形式および重力もたれ式山側受台の接合部における主鉄筋

現 行

改 定 案

(3) 山側受台の構造細目

- 山側受台のパラペットの厚さは500mm以上とする。
- 山側受台背面への大規模な落石、崩土等に対するプレキャスト部材接合部の補強として、**図11.41**に示す、けたかかり長、鉛直アンカーおよび水平アンカーを設ける。

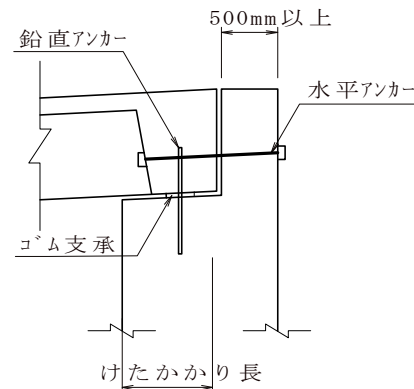


図11.41 山側支承部

1. 山側受台パラペットと水平アンカーの終局状態の実験を参考に、パラペットの最小厚さを500mmとした。

(1) パラペット本体の設計

パラペット本体の曲げモーメントおよびせん断力に対する設計は以下による。

表11.26 パラペット本体の設計方法

荷 重		断面力・応力算出時の検討幅	曲げ応力の計算法	せん断力の計算法
土 圧	①常時土圧	主梁幅全域	許容応力度法によるRC計算	せん断力、スターラップの一般的計算
	②地震時土圧	〃	〃	〃
	③常時土圧+背面落石荷重	断面力の想定幅(パラペット高×2)	〃	〃
水平 アンカー	④主梁落下防止構造(1.5Rd)	アンカー位置から45°分散の領域	終局曲げ耐力の計算	〃
	⑤想定落石衝撃力(H2・事務連絡による0.35P)	〃	〃	〃

(注)④、⑤は特異な想定であり、常時等との荷重の組合せは行わない。

なお、終局曲げ耐力 M_u は以下の式により求められる。

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \left[d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot b} \right]$$

M_u : 終局曲げモーメント (N・mm)

A_s : 引張主鉄筋の全断面積 (mm²)

σ_{sy} : 引張主鉄筋の降伏応力度 (N/mm²)

d : 部材の有効高 (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

b : 部材断面幅 (mm)

(3) 山側受台の構造細目

- 山側受台のパラペットの厚さは500mm以上とする。
- 山側受台背面への大規模な落石、崩土等に対するプレキャスト部材接合部の補強として、**図11.41**に示す、けたかかり長、鉛直アンカーおよび水平アンカーを設ける。

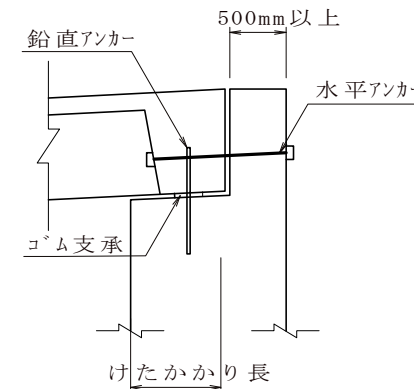


図11.41 山側支承部

1. 山側受台パラペットと水平アンカーの終局状態の実験を参考に、パラペットの最小厚さを500mmとした。

(1) パラペット本体の設計

パラペット本体の曲げモーメントおよびせん断力に対する設計は以下による。

表11.26 パラペット本体の設計方法

荷 重		断面力・応力算出時の検討幅	曲げ応力の計算法	せん断力の計算法
土 圧	①常時土圧	主梁幅全域	許容応力度法によるRC計算	せん断力、スターラップの一般的計算
	②地震時土圧	〃	〃	〃
	③常時土圧+背面落石荷重	断面力の想定幅(パラペット高×2)	〃	〃
水平 アンカー	④主梁落下防止構造(1.5Rd)	アンカー位置から45°分散の領域	終局曲げ耐力の計算	〃
	⑤想定落石衝撃力(H2・事務連絡による0.35P)	〃	〃	〃

(注)④、⑤は特異な想定であり、常時等との荷重の組合せは行わない。

なお、終局曲げ耐力 M_u は以下の式により求められる。

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \cdot \left[d - \frac{1}{2} \cdot \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot b} \right]$$

M_u : 終局曲げモーメント (N・mm)

A_s : 引張主鉄筋の全断面積 (mm²)

σ_{sy} : 引張主鉄筋の降伏応力度 (N/mm²)

d : 部材の有効高 (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

b : 部材断面幅 (mm)

現 行

改 定 案

(2) 水平アンカーによる押抜せん断の検討

押抜せん断応力度は、以下の式により求められる。

正方形プレートの場合

$$\tau = \frac{H}{(4a + d\pi) d} \leq \tau_a$$

円形プレートの場合

$$\tau = \frac{H}{(a + d) \cdot \pi \cdot d} \leq \tau_a$$

H : 水平アンカー 1 本に作用する水平力 (kN)

τ_a : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

a : アンカープレートの一辺の長さ、または直径 (mm)

d : パラペットの有効高さ (mm)

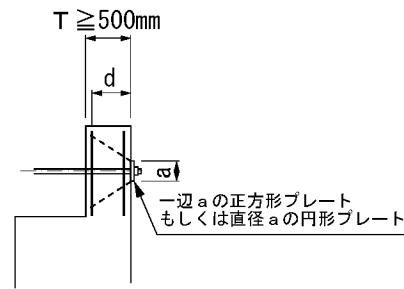


図11.42 水平アンカーによる押抜せん断力

2. 山側受台では、橋梁の落橋防止システムを活用して主梁との接合部を補強し、けたかかり長、鉛直アンカー（変位拘束構造）、水平アンカー（落下防止構造）を設ける。またシェッドの山側受台支承部は構造が単純であり維持管理は比較的容易に行えるので、支承は鉛直方向荷重による反力、回転角で照査を行い、地震水平慣性力は鉛直アンカーが負担する。

これらは、地震時または落石時等の異常時を対象としているので、積雪がある場合は、 R_d に $1/2 \cdot H_s$ を、堆積土砂がある場合は、堆積土砂を考慮する。

(1) 鉛直アンカーの設計

鉛直アンカーの材質はS35CNを標準とするが、S45CNを使用してもよい。許容応力度は割増してよい。必要鋼材量 A_s は表 11.27 で得られる A_{s1} 、 A_{s2} 、 A_{s3} の最も大きい値とする。

なお、上部構造と下部構造の隙間がアンカーバーの直径の1/2をこえる場合は、アンカーバーの照査は下表のせん断の照査に加えて、道路橋支承便覧に準じて曲げを考慮した照査を行う。

表 11.27 鉛直アンカーの設計法

NO	分類	水平力；Hの求め方	許容割増し率	鋼材量； A_s
1	上部構造反力	山側支点の1主構当たりの反力の主梁長方向分力： H_1	割増し率；K	$A_{s1} = \frac{H_1}{\tau_{sa} \cdot K \cdot n \cdot \cos \theta}$
2	斜め落石による水平荷重	$H_2 = P_R \times 0.35$ (注1)主梁の分担率は考慮しない (注2)リバウンドによる低減は考慮できる	1.50	$A_{s2} = \frac{H_2}{\tau_{sa} \cdot 1.5 \cdot n \cdot \cos \theta}$
3	変位制限構造の地震力	$H_3 = 3 \cdot K_h \cdot R_d$	1.50	$A_{s3} = \frac{H_3}{\tau_{sa} \cdot 1.5 \cdot n \cdot \cos \theta}$

ここに、 τ_{sa} ：鋼材の許容せん断応力度（S35CN、およびS45CNをは80N/mm²）

n：1主構当たりのアンカー本数（本）

K_h ：震度法による設計水平震度

R_d ：1主構当たりの常時の山側支点鉛直反力（N）

θ ：主梁勾配（度）

(2) 水平アンカーによる押抜せん断の検討

押抜せん断応力度は、以下の式により求められる。

正方形プレートの場合

$$\tau = \frac{H}{(4a + d\pi) d} \leq \tau_a$$

円形プレートの場合

$$\tau = \frac{H}{(a + d) \cdot \pi \cdot d} \leq \tau_a$$

H : 水平アンカー 1 本に作用する水平力 (kN)

τ_a : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

a : アンカープレートの一辺の長さ、または直径 (mm)

d : パラペットの有効高さ (mm)

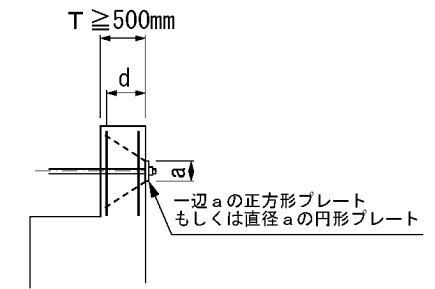


図11.42 水平アンカーによる押抜せん断力

2. 山側受台では、橋梁の落橋防止システムを活用して主梁との接合部を補強し、けたかかり長、鉛直アンカー（変位拘束構造）、水平アンカー（落下防止構造）を設ける。またシェッドの山側受台支承部は構造が単純であり維持管理は比較的容易に行えるので、支承は鉛直方向荷重による反力、回転角で照査を行い、地震水平慣性力は鉛直アンカーが負担する。

これらは、地震時または落石時等の異常時を対象としているので、積雪がある場合は、 R_d に $1/2 \cdot H_s$ を、堆積土砂がある場合は、堆積土砂を考慮する。

(1) 鉛直アンカーの設計

鉛直アンカーの材質はS35CNを標準とするが、S45CNを使用してもよい。許容応力度は割増してよい。必要鋼材量 A_s は表 11.27 で得られる A_{s1} 、 A_{s2} 、 A_{s3} の最も大きい値とする。

なお、上部構造と下部構造の隙間がアンカーバーの直径の1/2をこえる場合は、アンカーバーの照査は下表のせん断の照査に加えて、道路橋支承便覧に準じて曲げを考慮した照査を行う。

表 11.27 鉛直アンカーの設計法

NO	分類	水平力；Hの求め方	許容割増し率	鋼材量； A_s
1	上部構造反力	山側支点の1主構当たりの反力の主梁長方向分力： H_1	割増し率；K	$A_{s1} = \frac{H_1}{\tau_{sa} \cdot K \cdot n \cdot \cos \theta}$
2	斜め落石による水平荷重	$H_2 = P_R \times 0.35$ (注1)主梁の分担率は考慮しない (注2)リバウンドによる低減は考慮できる	1.50	$A_{s2} = \frac{H_2}{\tau_{sa} \cdot 1.5 \cdot n \cdot \cos \theta}$
3	変位制限構造の地震力	$H_3 = 3 \cdot K_h \cdot R_d$	1.50	$A_{s3} = \frac{H_3}{\tau_{sa} \cdot 1.5 \cdot n \cdot \cos \theta}$

ここに、 τ_{sa} ：鋼材の許容せん断応力度（S35CN、およびS45CNをは80N/mm²）

n：1主構当たりのアンカー本数（本）

K_h ：震度法による設計水平震度

R_d ：1主構当たりの常時の山側支点鉛直反力（N）

θ ：主梁勾配（度）

現 行

改 定 案

但し、ブロック端部の鉛直アンカーには、道路方向の慣性力によって大きな力が作用するので、上項による他、以下の事項を満足しなければならない。

$$F_{Y1} = \alpha \cdot P \cdot L / (2B)$$

$$F_{X1} = P / N$$

$$F = \{ (F_{Y1} + F_{Y2})^2 + F_{X1}^2 \}^{1/2}$$

$$\tau_s = F / (A_s \cdot n \cdot \cos \theta) \leq \tau_{sa}$$

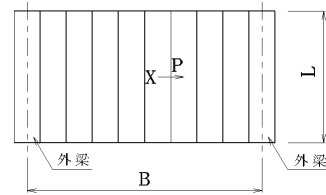


図11.43 ブロック端部に作用する力

- F : 外梁アンカー群に作用する水平力 (N)
- F_{X1} : 外梁アンカー群に作用する道路方向の地震慣性力による水平力 (N)
- F_{Y1} : 外梁アンカー群に作用する道路横断方向の地震慣性力による水平力 (N)
- F_{Y2} : 道路横断方向の解析で求められる常時の山側支点水平反力 (N)
- P : 全屋慣性力…… (主梁自重+緩衝材) × セット数 × 設計水平震度 (N)
- L : 屋根長……山側支点から主梁先端までの斜長 (m)
- B : 外梁どうしの中心間距離 (m)
- N : 1ブロック当たりのセット数
- α : 荷重係数であり、α = 1.0とする
- A_s : アンカー鉄筋の1本当たりの断面積 (mm²)
- n : 外梁に配置するアンカー鉄筋の本数 (本)
- θ : 主梁勾配 (度)
- τ_s : 鉄筋のせん断応力度 (N/mm²)
- τ_{sa} : 同上・許容値 (N/mm²)

(2) 水平アンカーの設計

山側支承部の水平アンカーは耐震と落石等の荷重に対する主梁落下防止構造を兼用してよい。ロックシェッドにおける落石に対する主梁落下防止措置は、水平アンカーを0.35 P_R(落石衝撃力の水平方向荷重)に耐えられる構造とする。

水平アンカーには、P C鋼棒を用いることを標準とするが、許容応力度は割増してよい。必要鋼材量A_sは表11.28で得られるA_{s1}、A_{s2}、A_{s3}の最も大きい値とする。

表11.28 水平アンカーの設計法

NO	分類	水平力; Hの求め方	許容割増し率	鋼材量; A _s
1	上部構造反力	山側支点の1主構当たりの反力の主梁長方向分力: H ₁	割増し率; K	$A_{S1} = \frac{H_1}{\sigma_{Pa'} \cdot n}$ (又は $\sigma_{sa} \cdot K \cdot n$)
2	斜め落石による水平荷重	H ₂ = P _R × 0.35 (注1)主梁の分担率は考慮しない (注2)リバウンドによる低減は考慮できる	1.50	$A_{S2} = \frac{H_2}{\sigma_{Pa'} \cdot n}$ (又は $\sigma_{sa} \cdot 1.5 \cdot n$)
3	主梁落下防止構造の地震力	H ₃ = 1.5 · R _d	1.50	$A_{S3} = \frac{H_3}{\sigma_{Pa'} \cdot n}$ (又は $\sigma_{sa} \cdot 1.5 \cdot n$)

ここに、σ_{Pa'} : 割増を考慮した許容応力度。P C鋼材では、0.90 σ_{Py}とする。 (N/mm²)

(注) Kが、1.0の場合は、0.60 σ_{PU}または0.75 σ_{Py}のうち、小さい値とする。

σ_{sa} : 鋼材の許容引張応力度の基本値 (N/mm²)

但し、ブロック端部の鉛直アンカーには、道路方向の慣性力によって大きな力が作用するので、上項による他、以下の事項を満足しなければならない。

$$F_{Y1} = \alpha \cdot P \cdot L / (2B)$$

$$F_{X1} = P / N$$

$$F = \{ (F_{Y1} + F_{Y2})^2 + F_{X1}^2 \}^{1/2}$$

$$\tau_s = F / (A_s \cdot n \cdot \cos \theta) \leq \tau_{sa}$$

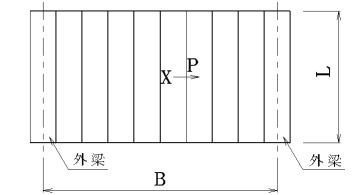


図11.43 ブロック端部に作用する力

- F : 外梁アンカー群に作用する水平力 (N)
- F_{X1} : 外梁アンカー群に作用する道路方向の地震慣性力による水平力 (N)
- F_{Y1} : 外梁アンカー群に作用する道路横断方向の地震慣性力による水平力 (N)
- F_{Y2} : 道路横断方向の解析で求められる常時の山側支点水平反力 (N)
- P : 全屋慣性力…… (主梁自重+緩衝材) × セット数 × 設計水平震度 (N)
- L : 屋根長……山側支点から主梁先端までの斜長 (m)
- B : 外梁どうしの中心間距離 (m)
- N : 1ブロック当たりのセット数
- α : 荷重係数であり、α = 1.0とする
- A_s : アンカー鉄筋の1本当たりの断面積 (mm²)
- n : 外梁に配置するアンカー鉄筋の本数 (本)
- θ : 主梁勾配 (度)
- τ_s : 鉄筋のせん断応力度 (N/mm²)
- τ_{sa} : 同上・許容値 (N/mm²)

(2) 水平アンカーの設計

山側支承部の水平アンカーは耐震と落石等の荷重に対する主梁落下防止構造を兼用してよい。ロックシェッドにおける落石に対する主梁落下防止措置は、水平アンカーを0.35 P_R(落石衝撃力の水平方向荷重)に耐えられる構造とする。

水平アンカーには、P C鋼棒を用いることを標準とするが、許容応力度は割増してよい。必要鋼材量A_sは表11.28で得られるA_{s1}、A_{s2}、A_{s3}の最も大きい値とする。

表11.28 水平アンカーの設計法

NO	分類	水平力; Hの求め方	許容割増し率	鋼材量; A _s
1	上部構造反力	山側支点の1主構当たりの反力の主梁長方向分力: H ₁	割増し率; K	$A_{S1} = \frac{H_1}{\sigma_{Pa'} \cdot n}$ (又は $\sigma_{sa} \cdot K \cdot n$)
2	斜め落石による水平荷重	H ₂ = P _R × 0.35 (注1)主梁の分担率は考慮しない (注2)リバウンドによる低減は考慮できる	1.50	$A_{S2} = \frac{H_2}{\sigma_{Pa'} \cdot n}$ (又は $\sigma_{sa} \cdot 1.5 \cdot n$)
3	主梁落下防止構造の地震力	H ₃ = 1.5 · R _d	1.50	$A_{S3} = \frac{H_3}{\sigma_{Pa'} \cdot n}$ (又は $\sigma_{sa} \cdot 1.5 \cdot n$)

ここに、σ_{Pa'} : 割増を考慮した許容応力度。P C鋼材では、0.90 σ_{Py}とする。 (N/mm²)

(注) Kが、1.0の場合は、0.60 σ_{PU}または0.75 σ_{Py}のうち、小さい値とする。

σ_{sa} : 鋼材の許容引張応力度の基本値 (N/mm²)

現 行

改 定 案

n : 1 主構当たりのアンカー本数 (本)
 P_R : 落石衝撃力 (N)
 K_h : 震度法による設計水平震度
 R_d : 1 主構当たりの常時山側支点鉛直反力 (N)

n : 1 主構当たりのアンカー本数 (本)
 P_R : 落石衝撃力 (N)
 K_h : 震度法による設計水平震度
 R_d : 1 主構当たりの常時山側支点鉛直反力 (N)

(4) 谷側受台の構造細目

1. 単純梁形式の場合、主梁と谷側柱の接合部には、主梁落下防止システムとして、落石に対する主梁落下防止装置を設置する。
2. 谷側柱下端のコンクリートヒンジは「道路橋支承便覧」に準拠して、**図11.44**のようにヒンジ筋を配置する。

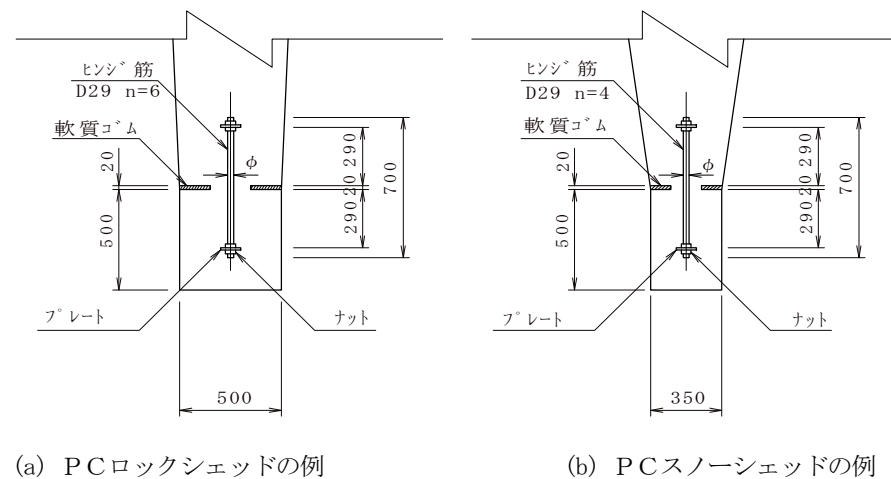


図11.44 コンクリートヒンジの例

3. 原則として、谷側受台の柱接合部は**図11.45**のように箱抜き形式とする。

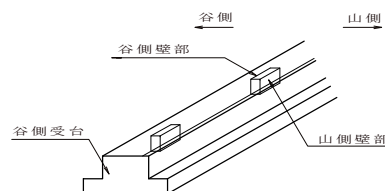


図11.45 谷側受台の箱抜きの形状

4. 谷側受台の外側に歩道を設ける場合は、歩道部の屋根は落石、崩落土砂、積雪等の荷重に対して、安全を照査しなければならない。

1. 単純梁形式の谷側受台には、パラペットがない場合があるので水平アンカーを設けられない。別に、鉛直アンカーを増設する等、谷側支承部には水平アンカーと同等の機能を確保する。この場合、鉛直アンカー（変位制限構造）と兼用はできない。

3. 谷側の柱と受台の接合部は上部構造の水平反力を用いて検討する。以下にロックシェッドに対する設計方法および配筋例を示す。

(1) パラペットの曲げ応力の検討

曲げモーメントは三辺固定版として断面力 M を算出し、許容応力度法によるRC計算で曲げ応力度を検討する。なお、曲げモーメントをオルセンの図表を用いて算出する時は、集中荷重を等分布荷重に置き換える

(4) 谷側受台の構造細目

1. 単純梁形式の場合、主梁と谷側柱の接合部には、主梁落下防止システムとして、落石に対する主梁落下防止装置を設置する。
2. 谷側柱下端のコンクリートヒンジは「道路橋支承便覧」に準拠して、**図11.44**のようにヒンジ筋を配置する。

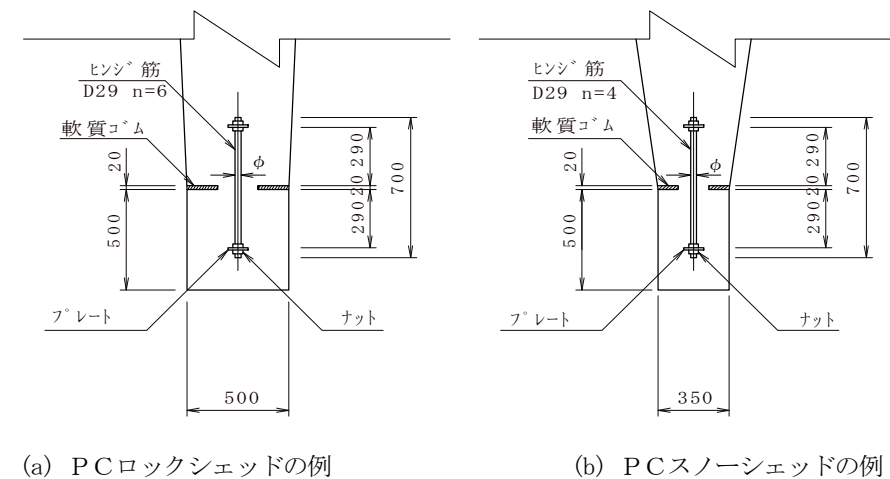


図11.44 コンクリートヒンジの例

3. 原則として、谷側受台の柱接合部は**図11.45**のように箱抜き形式とする。

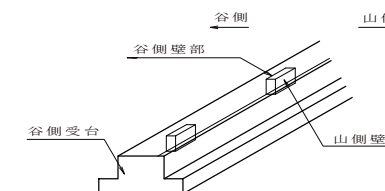


図11.45 谷側受台の箱抜きの形状

4. 谷側受台の外側に歩道を設ける場合は、歩道部の屋根は落石、崩落土砂、積雪等の荷重に対して、安全を照査しなければならない。

1. 単純梁形式の谷側受台には、パラペットがない場合があるので水平アンカーを設けられない。別に、鉛直アンカーを増設する等、谷側支承部には水平アンカーと同等の機能を確保する。この場合、鉛直アンカー（変位制限構造）と兼用はできない。

3. 谷側の柱と受台の接合部は上部構造の水平反力を用いて検討する。以下にロックシェッドに対する設計方法および配筋例を示す。

(1) パラペットの曲げ応力の検討

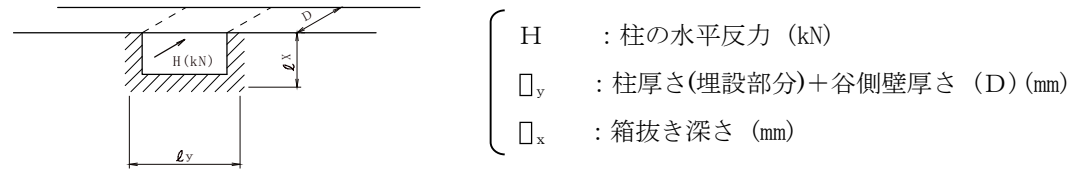
曲げモーメントは三辺固定版として断面力 M を算出し、許容応力度法によるRC計算で曲げ応力度を検討する。なお、曲げモーメントをオルセンの図表を用いて算出する時は、集中荷重を等分布荷重に置き換える

現 行

改 定 案

場合、それで得られた曲げモーメントの値を安全側の設定として2倍にすることが望ましい。

場合、それで得られた曲げモーメントの値を安全側の設定として2倍にすることが望ましい。

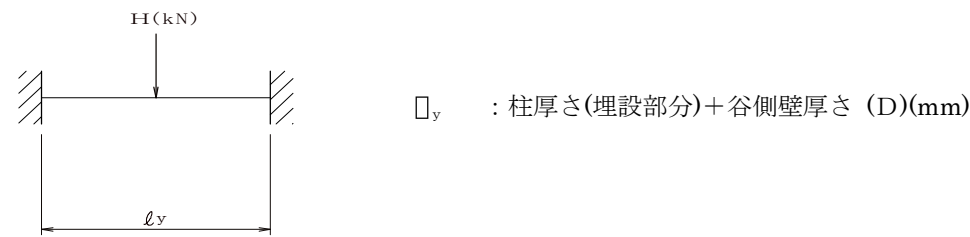


- H : 柱の水平反力 (kN)
- D : 柱厚さ(埋設部分)+谷側壁厚さ (D)(mm)
- l_x : 箱抜き深さ (mm)

図11.46 曲げモーメントの検討方法

(2) せん断力の照査

せん断力は下図に示す両端固定梁として断面力Sを算出し、通常の手法でせん断応力度やスターラップの検討を行う。



- D : 柱厚さ(埋設部分)+谷側壁厚さ (D)(mm)

図11.47 せん断力の検討方法

(3) 水平支圧応力度の照査

$$\sigma = \frac{H}{b \cdot h} \leq \sigma_{ca} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、 σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

(4) 水平押抜せん断応力度の照査 (「道路防雪施設マニュアル [コンクリート構造編]」による)

柱反力による谷側パラペットの水平押抜せん断については、自由縁を有するせん断破壊面の検討となるため、以下の検討を行う。

$$\tau = \frac{H_o}{(2 \cdot h + b + \frac{\pi}{2} \cdot c) \cdot c} \leq \tau_a \cdot \alpha \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$H_o = H - 2T \quad (\text{kN})$$

$$T = n \cdot A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot \sin \theta \quad (\text{kN})$$

$$\alpha = 0.1 \cdot \frac{f}{c} + 0.5 \leq 1.0$$

ここに、 τ : コンクリートの押抜せん断応力度 (N/mm²)

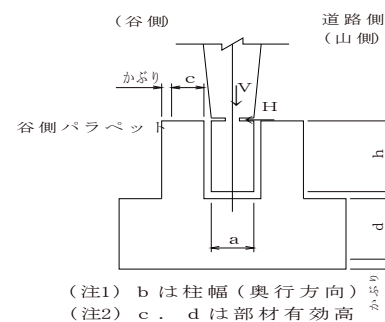
τ_s : コンクリートの許容押抜せん断応力度 (N/mm²)

h : 柱の埋込み深さ (mm)

b : 柱の道路縦断方向の幅 (mm)

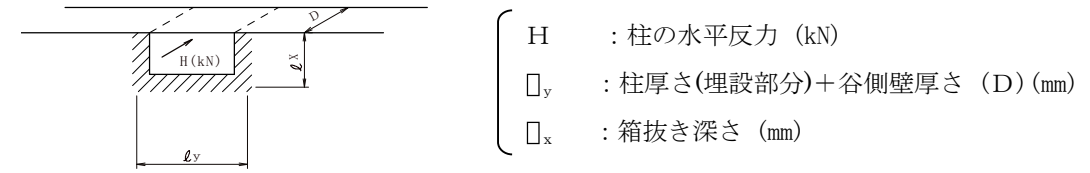
c : 谷側パラペットの有効高 (mm)

H : 柱の水平反力 (kN)



(注1) b は柱幅 (奥行方向)
(注2) c、d は部材有効高

図 11.48 押抜・支圧の検討

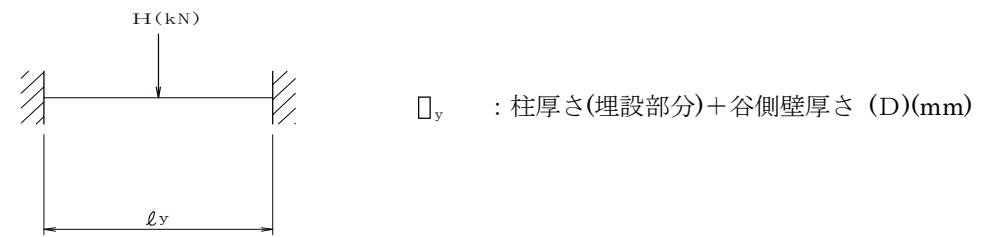


- H : 柱の水平反力 (kN)
- D : 柱厚さ(埋設部分)+谷側壁厚さ (D)(mm)
- l_x : 箱抜き深さ (mm)

図11.46 曲げモーメントの検討方法

(2) せん断力の照査

せん断力は下図に示す両端固定梁として断面力Sを算出し、通常の手法でせん断応力度やスターラップの検討を行う。



- D : 柱厚さ(埋設部分)+谷側壁厚さ (D)(mm)

図11.47 せん断力の検討方法

(3) 水平支圧応力度の照査

$$\sigma = \frac{H}{b \cdot h} \leq \sigma_{ca} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、 σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

(4) 水平押抜せん断応力度の照査 (「道路防雪施設マニュアル [コンクリート構造編]」による)

柱反力による谷側パラペットの水平押抜せん断については、自由縁を有するせん断破壊面の検討となるため、以下の検討を行う。

$$\tau = \frac{H_o}{(2 \cdot h + b + \frac{\pi}{2} \cdot c) \cdot c} \leq \tau_a \cdot \alpha \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$H_o = H - 2T \quad (\text{kN})$$

$$T = n \cdot A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot \sin \theta \quad (\text{kN})$$

$$\alpha = 0.1 \cdot \frac{f}{c} + 0.5 \leq 1.0$$

ここに、 τ : コンクリートの押抜せん断応力度 (N/mm²)

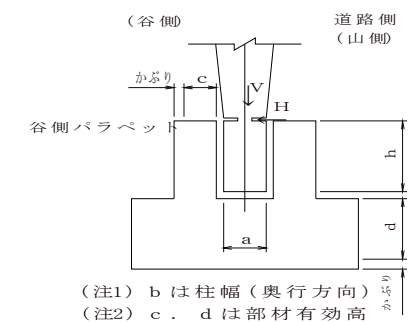
τ_s : コンクリートの許容押抜せん断応力度 (N/mm²)

h : 柱の埋込み深さ (mm)

b : 柱の道路縦断方向の幅 (mm)

c : 谷側パラペットの有効高 (mm)

H : 柱の水平反力 (kN)



(注1) b は柱幅 (奥行方向)
(注2) c、d は部材有効高

図 11.48 押抜・支圧の検討

現 行

改 定 案

H_0 : 水平押拔せん断検討時の設計反力 (kN)
 T : 折曲鉄筋により受け持たれる設計せん断力 (kN)
 (注1) 「落石対策便覧/平成12年6月 日本道路協会」に示された配筋を行う。
 (注2) 鉄筋の許容引張応力度の領域内で、コンクリートのせん断抵抗が機能すると仮定した。
 n : 谷側受台の谷側パラペットに配置された折曲鉄筋の本数 (本)
 (注) 柱をとり囲む折曲鉄筋 (〰) を1本とする。
 A_w : 折曲鉄筋1本当りの断面積 (mm²)
 σ_{sa} : 折曲鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
 (注) 検討する荷重の状態に応じて、許容値を割増して良い。
 θ : 部材軸と折曲鉄筋のなす角 (度)
 α : 自由縁を有する場合の低減係数
 (注) これは、本来コンクリートの自由縁に対する押拔せん断耐力の低減措置であるが、許容応力度法で表現するにあたり、便宜上許容値に乗じている。
 f : 載荷面中心から自由縁までの距離 (mm)

H_0 : 水平押拔せん断検討時の設計反力 (kN)
 T : 折曲鉄筋により受け持たれる設計せん断力 (kN)
 (注1) 「落石対策便覧/平成12年6月 日本道路協会」に示された配筋を行う。
 (注2) 鉄筋の許容引張応力度の領域内で、コンクリートのせん断抵抗が機能すると仮定した。
 n : 谷側受台の谷側パラペットに配置された折曲鉄筋の本数 (本)
 (注) 柱をとり囲む折曲鉄筋 (〰) を1本とする。
 A_w : 折曲鉄筋1本当りの断面積 (mm²)
 σ_{sa} : 折曲鉄筋の許容引張応力度 (N/mm²)
 (注) 検討する荷重の状態に応じて、許容値を割増して良い。
 θ : 部材軸と折曲鉄筋のなす角 (度)
 α : 自由縁を有する場合の低減係数
 (注) これは、本来コンクリートの自由縁に対する押拔せん断耐力の低減措置であるが、許容応力度法で表現するにあたり、便宜上許容値に乗じている。
 f : 載荷面中心から自由縁までの距離 (mm)

(5) 鉛直支圧応力度の照査

$$\sigma = \frac{V}{a \cdot b} \leq \sigma_{ca} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、 σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

(6) 鉛直押拔せん断応力度の照査

$$\tau = \frac{V}{(2a + 2d + \pi d) d} \leq \tau_a$$

ここに、 τ_a : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

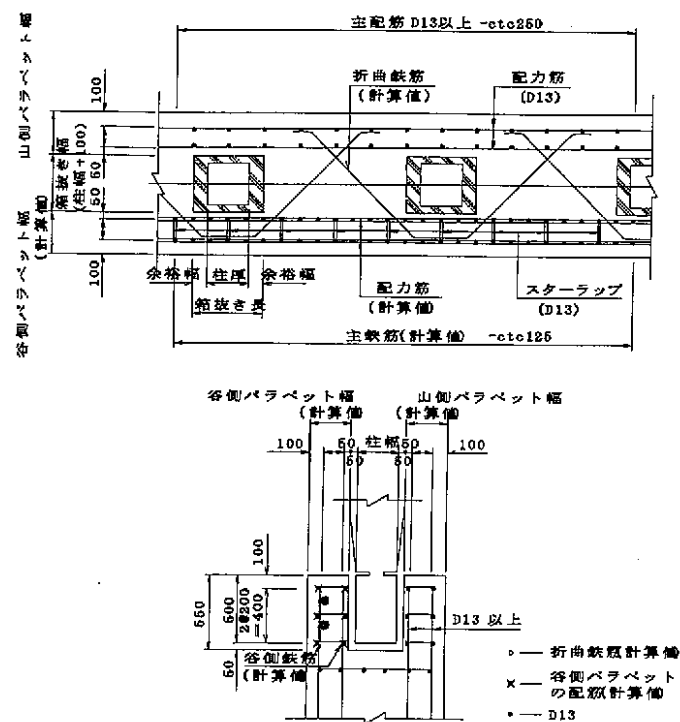


図11.49 谷側受台の壁部配筋例

(5) 鉛直支圧応力度の照査

$$\sigma = \frac{V}{a \cdot b} \leq \sigma_{ca} \quad (\text{N/mm}^2)$$

ここに、 σ_{ca} : コンクリートの許容支圧応力度 (N/mm²)

(6) 鉛直押拔せん断応力度の照査

$$\tau = \frac{V}{(2a + 2d + \pi d) d} \leq \tau_a$$

ここに、 τ_a : コンクリートの許容せん断応力度 (N/mm²)

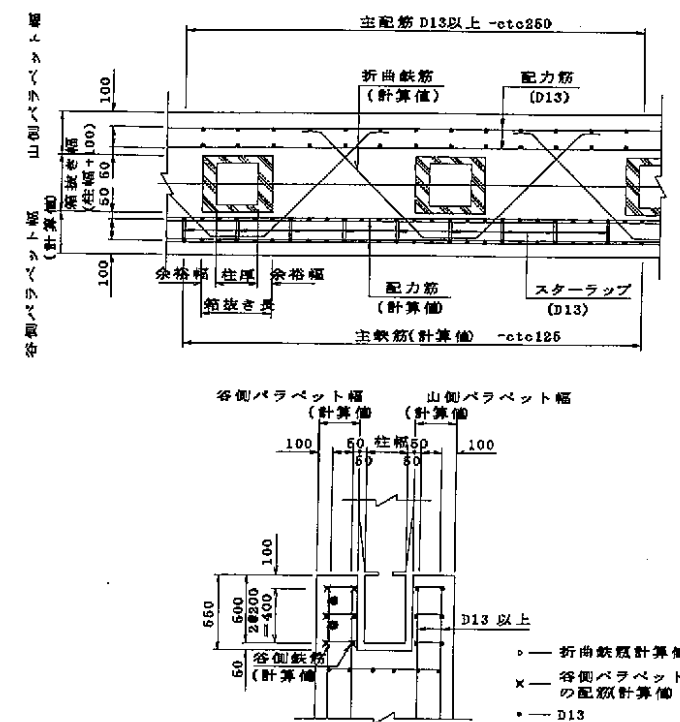


図11.49 谷側受台の壁部配筋例

現 行

改 定 案

4. 歩道を柱の外に設置する場合は、**図11.50**のように主梁を歩道の上まで延長し、歩道部の屋根とすることができる。

4. 歩道を柱の外に設置する場合は、**図11.50**のように主梁を歩道の上まで延長し、歩道部の屋根とすることができる。

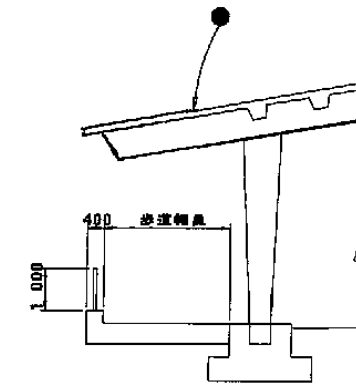
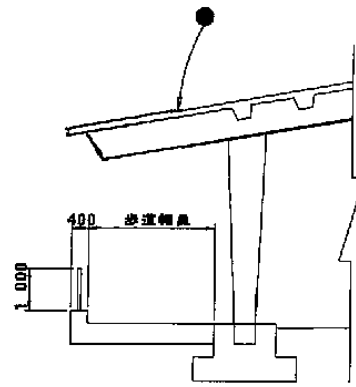


図11.50 歩道を柱の外に設置する例

図11.50 歩道を柱の外に設置する例

図11.51は歩道を柱の内に設置する例である。なお、歩行者の安全確保のため、歩車道境界にガードレール等を設置して、防護するのが望ましい。

図11.51は歩道を柱の内に設置する例である。なお、歩行者の安全確保のため、歩車道境界にガードレール等を設置して、防護するのが望ましい。

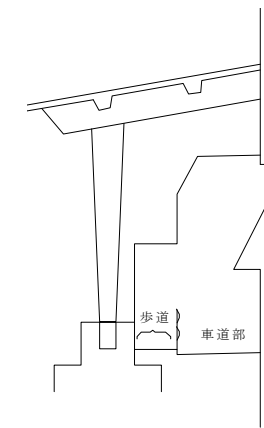
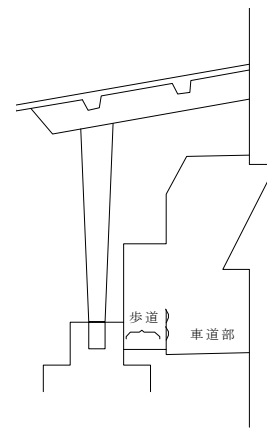


図11.51 歩道を柱の内に設置する例

図11.51 歩道を柱の内に設置する例

現 行

改 定 案

11-3 落石防護工

落石防護工の設計はこの章によるものとし、記述にない事項については表11. 1の関係図書他によるものとする。

11-3-1 落石防護網

11-3-1-1 適 用

落石防護網は斜面の状況に応じて以下の2種類に分類する。

1. 覆式落石防護網
2. ポケット式落石防護網

1. 落石のおそれのある斜面を金網で覆い、地山から分離しようとする岩塊を金網と地山との摩擦および金網の張力で拘束し、落石の発生を防止する。万一、落石が発生した場合でも落石を跳躍させずに斜面に沿って下方に誘導する機能を有する。

覆式の場合、斜面に網が接近しているので雪のグライドによる破損が少ない。積雪地域で多用される。

2. 金網の上部を開けて落石を待ち受け、落石を金網が受け止めることで、落石のエネルギーを吸収する。

斜面積雪のグライドやなだれを受けて破壊するおそれがあるので、積雪の少ない急崖やなだれを受けない箇所に使用されている。

なお、他に適切な工法がない箇所では、部材補強したりなだれ予防柵等と併用することにより採用する事例がある。

11-3-1-2 覆式落石防護網の設計

覆式落石防護網は、地山から分離しようとする岩石（落石）を金網と地山の摩擦で抑止する。各部材はその場合に生ずる張力および自重に耐える強度が必要である。なお、作用する荷重は、地山と落石の摩擦力および斜面勾配によって次のように補正する。

1. 斜面勾配による補正K

斜面勾配による補正係数Kは次式により算出する。

$$K = \sin \theta - \mu \cos \theta$$

ここに、

θ : 斜面勾配 (度)

μ : 地山と落石の摩擦係数 (≈ 0.5)

2. 縦ロープは、図11.53に示す□の斜面内にある落石重量、自重および雪荷重を対象に設計する。

安全率はワイヤーロープの切断荷重に対し、2.0とする。

縦ロープにかかる荷重Wは、次式により算出する。

$$W' = (W_1 + W_2)K + W_s$$

ここに、

W_1 : 横ロープ1スパンの法長全長分の落石荷重 (kN)

$$W_1 = W_{11} + W_{12} + W_{13} + \dots + W_{1n}$$

W_2 : □幅における落石防護網全体の自重 (kN)

W_s : 雪荷重 (kN)5.による。

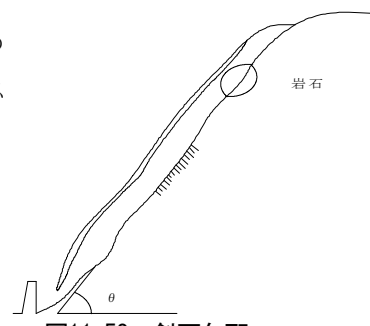
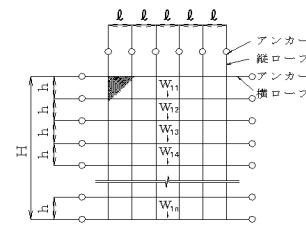


図11.52 斜面勾配



(注) 一般的に $l = 3 \sim 4$ m の設計が多い

図11.53 ワイヤーロープの計算

11-3 落石防護工

落石防護工の設計はこの章によるものとし、記述にない高エネルギー吸収タイプについては、落石対策便覧H29.12を参考にしてよい。

11-3-1 落石防護網

11-3-1-1 適 用

落石防護網は斜面の状況に応じて以下の2種類に分類する。

1. 覆式落石防護網
2. ポケット式落石防護網

1. 落石のおそれのある斜面を金網で覆い、地山から分離しようとする岩塊を金網と地山との摩擦および金網の張力で拘束し、落石の発生を防止する。万一、落石が発生した場合でも落石を跳躍させずに斜面に沿って下方に誘導する機能を有する。

覆式の場合、斜面に網が接近しているので雪のグライドによる破損が少ない。積雪地域で多用される。

2. 金網の上部を開けて落石を待ち受け、落石を金網が受け止めることで、落石のエネルギーを吸収する。

斜面積雪のグライドやなだれを受けて破壊するおそれがあるので、積雪の少ない急崖やなだれを受けない箇所に使用されている。

なお、他に適切な工法がない箇所では、部材を補強したりなだれ予防柵等と併用することにより採用する事例がある。

阻止面がひし形金網とワイヤーロープ、支持部材がH鋼支柱、ワイヤーロープおよび基礎から構成され、形状寸法もほぼ定形化している従来型ポケット式落石防護網で、可能吸収エネルギーErが150kJ以下のものについては、11-3-1-3に示す慣用設計法を適用してもよい。

11-3-1-2 覆式落石防護網の設計

覆式落石防護網は、地山から分離しようとする岩石（落石）を金網と地山の摩擦で抑止する。各部材はその場合に生ずる張力および自重に耐える強度が必要である。なお、作用する荷重は、地山と落石の摩擦力および斜面勾配によって次のように補正する。

1. 斜面勾配による補正K

斜面勾配による補正係数Kは次式により算出する。

$$K = \sin \theta - \mu \cos \theta$$

ここに、

θ : 斜面勾配 (度)

μ : 地山と落石の摩擦係数 (≈ 0.5)

2. 縦ロープは、図11.53に示す□の斜面内にある落石重量、自重および雪荷重を対象に設計する。

安全率はワイヤーロープの切断荷重に対し、2.0とする。

縦ロープにかかる荷重Wは、次式により算出する。

$$W' = (W_1 + W_2)K + W_s$$

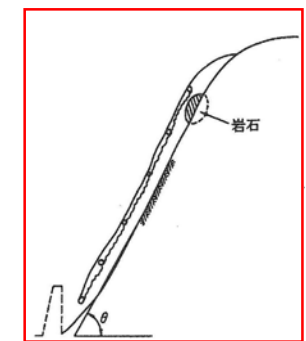


図11.52 斜面勾配

現 行

改 定 案

$W_s = W_s' \cdot \ell$
 $W_2 : w_n \cdot \square \cdot H$
 ここに、
 w_n : 落石防護網単位面積当たりの自重 (kN/m²)
 \square : 縦ロープ間隔 (m)
 H : 防護網の長さ (m)

3. 横ロープは、法長方向下方3スパン分の自重および落石荷重を等分布に受けるものとして、横ロープにかかる荷重Tは次式によって算出する。

なお、垂下量fはスパン□の10%と仮定する。

$$T = 1.25K \cdot (W_1 + W_2) + 1.25W_s \cdot \ell$$

ここに、

W_1' : □の幅と3hの長さで囲まれる斜面内の落石荷重 (kN)

W_2' : □の幅と3hの長さで囲まれる斜面の落石防護網の自重 (kN)

W_s' : 幅1m当たりの雪荷重による引込力の分布荷重強度 (kN/m)

4. 金網にかかる荷重は、3. に準拠するものとし、金網の幅1m当たりの荷重T_nは、次式による。

$$T_n = K \cdot (W_1' + W_2') / \ell + W_s' \quad (\text{kN/m})$$

5. 積雪による雪荷重 (W_s') は、図11.56により算出する。

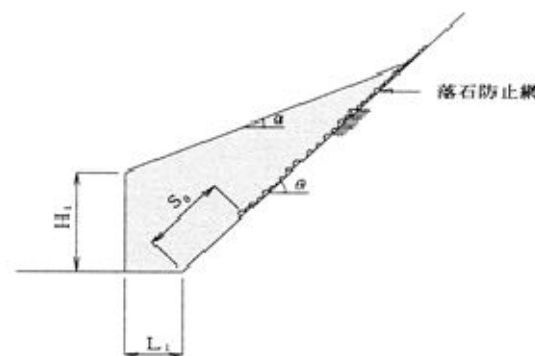


図11.55 落石防護網の端末

a) $H_1=2.0\text{m}$ 、 $L_1=1.0\text{m}$ の場合 b) $H_1=2.5\text{m}$ 、 $L_1=1.0\text{m}$ の場合 c) $H_1=3.0\text{m}$ 、 $L_1=1.0\text{m}$ の場合

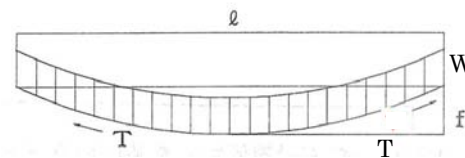
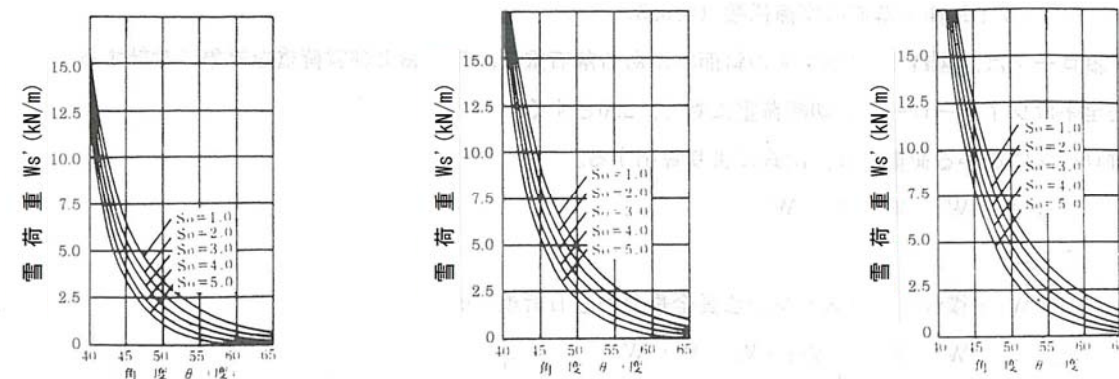


図11.54 ロープの受ける荷重

ここに H_1 : 道路端での雪堤高 (m)

L_1 : 法尻から道路端までの幅 (m)

S_0 : 法尻と金網との距離 (m)

積雪地では1.0~2.0mとする。

α : 積雪の自然堆積勾配 (度) 35° とする。

θ : 法面勾配 (度)

ここに、

W_1 : 横ロープ1スパンの法長全長分の落石荷重 (kN)

$$W_1 = W_{11} + W_{12} + W_{13} + \dots + W_{1n}$$

W_2 : ℓ 幅における落石防護網全体の自重 (kN)

W_s : 雪荷重 (kN)5.による。

$$W_s = W_s' \cdot \ell$$

$$W_2 = w_n \cdot \ell \cdot H$$

ここに、

w_n : 落石防護網単位面積当たりの自重 (kN/m²)

ℓ : 縦ロープ間隔 (m)

H : 防護網の長さ (m)

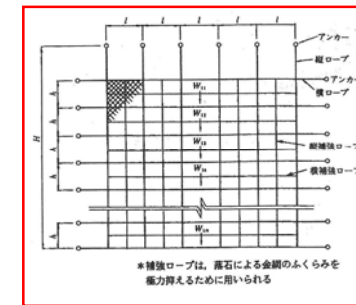


図11.53 ワイヤロープの計算

3. 横ロープは、法長方向下方3スパン分の自重および落石荷重を等分布に受けるものとして、横ロープにかかる荷重Tは次式によって算出する。

なお、垂下量fはスパン ℓ の10%と仮定する。

$$V_A = V_B = 0.5 \{ K (W_1' + W_2') + W_s' \cdot \ell \}$$

$$H_A = H_B = T_c = 1.25 \{ K (W_1' + W_2') + W_s' \cdot \ell \}$$

$$T_A = T_B = (V_A^2 + H_A^2)^{1/2}$$

ここに、

W_1' : ℓ の幅と3hの長さで囲まれる斜面内の落石荷重 (kN)

W_2' : ℓ の幅と3hの長さで囲まれる斜面の落石防護網の自重 (kN)

W_s' : 幅1m当たりの雪荷重による引込力の分布荷重強度 (kN/m)

T_A, T_B : 横ロープ端部の張力 (kN)

T_c : 横ロープスパン中央の張力 (kN)

H_A, H_B : 横ロープ端部の水平分力 (kN)

V_A, V_B : 横ロープ端部の鉛直分力 (kN)

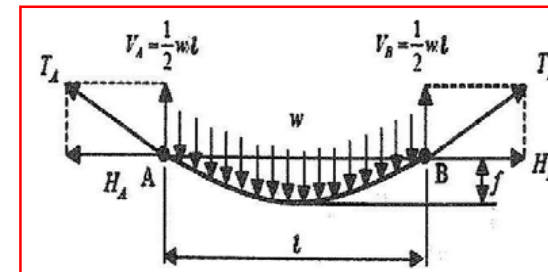


図11.54 ロープの受ける荷重

4. 金網にかかる荷重は、3. に準拠するものとし、金網の幅1m当たりの荷重T_nは、次式による。

$$T_n = K \cdot (W_1' + W_2') / \ell + W_s' \quad (\text{kN/m})$$

5. 積雪による雪荷重 (W_s') は、図11.56により算出する。

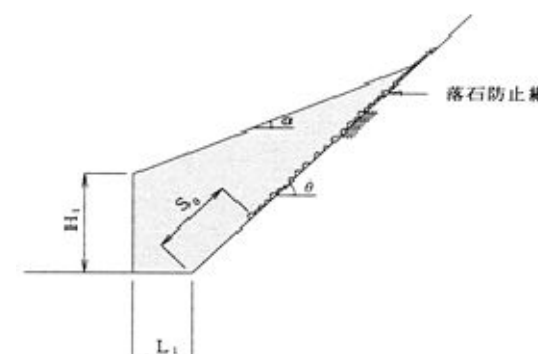


図11.55 落石防護網の端末

ここに H_1 : 道路端での雪堤高 (m)

L_1 : 法尻から道路端までの幅 (m)

S_0 : 法尻と金網との距離 (m)

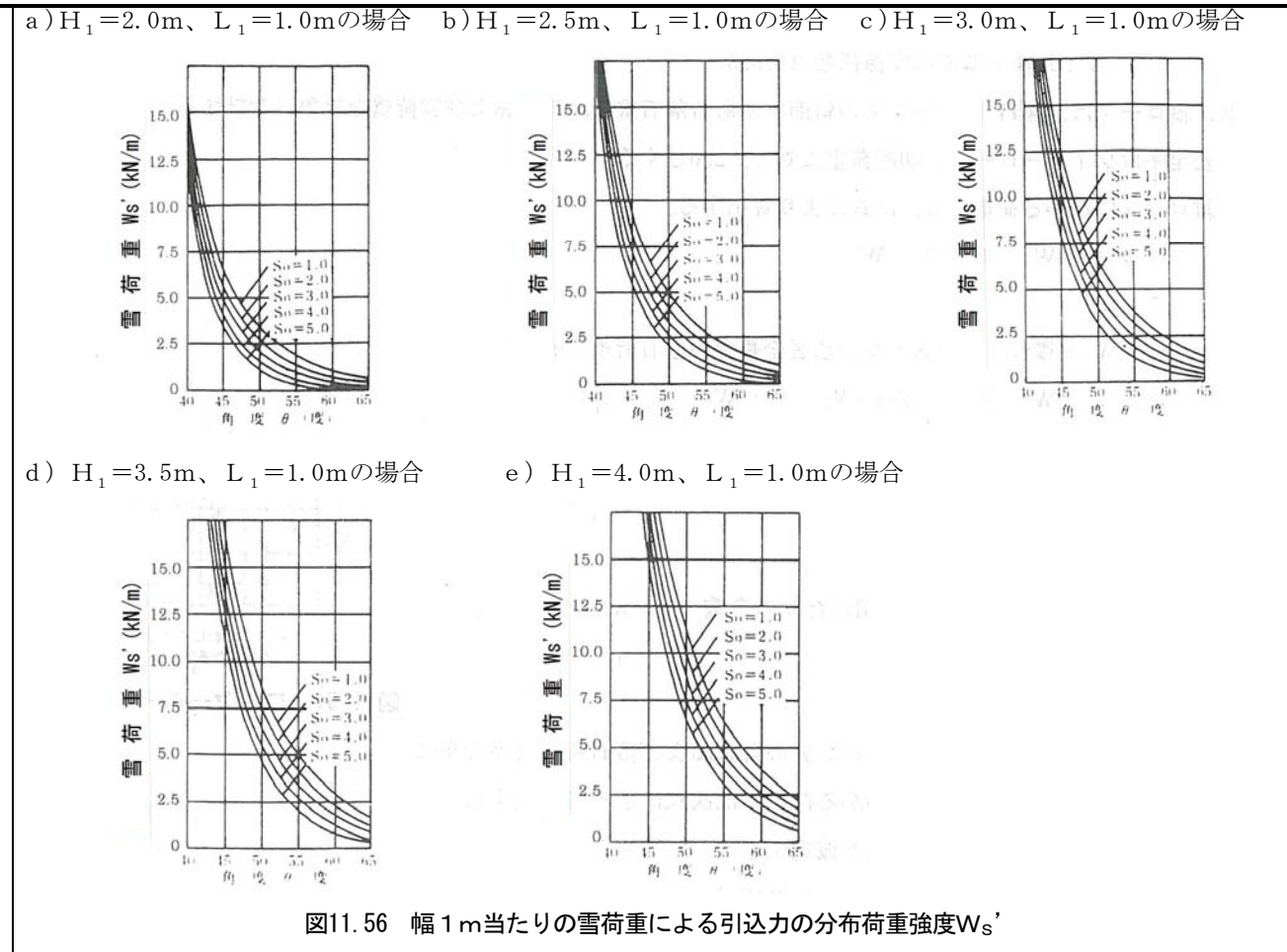
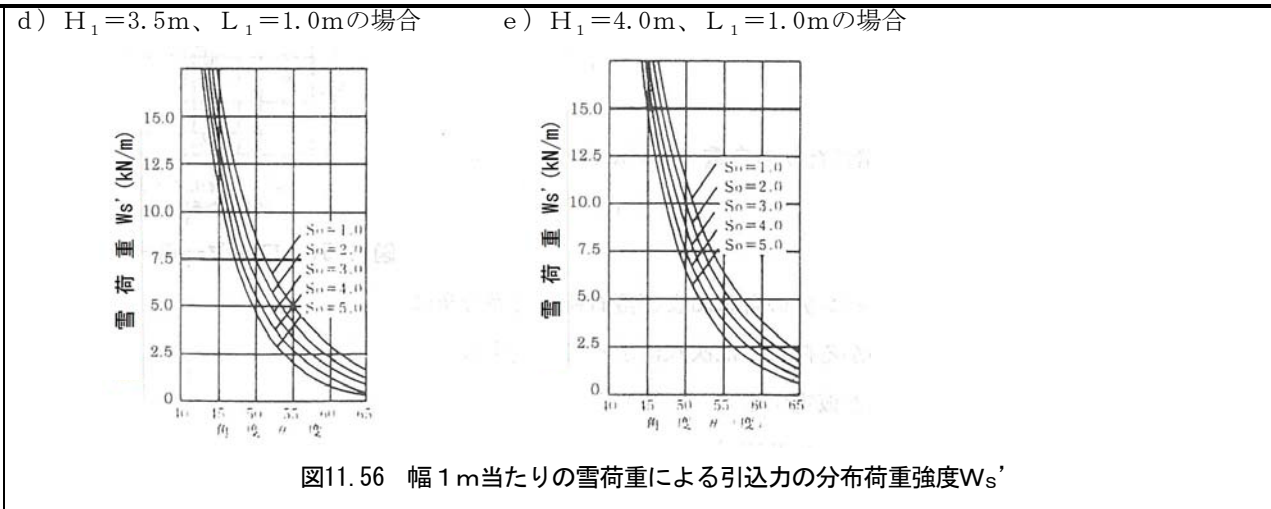
積雪地では1.0~2.0mとする。

α : 積雪の自然堆積勾配 (度) 35° とする。

θ : 法面勾配 (度)

現 行

改 定 案



本章は「落石対策便覧」を基に取りまとめたものであり、積雪地域であることを考慮して落石荷重および自重に雪荷重の項を付加したものである。

5. 堆雪は、上方の急斜面から少しずつ崩落雪した雪塊が下方に溜る現象である。これに近い現象としてなだれ発生後のデブリが考えられるが、デブリ勾配は一般に25°を想定している。堆積勾配は斜面状況や雪質等で異なるが、ここでは安全側の想定として堆雪勾配を35°として計算し、その結果をグラフで表示した。

11-3-1-3 ポケット式落石防護網の設計

ポケット式落石防護網の設計は下記により設計する。

1. 落石の衝突位置は、**図11.57**に示す上端横ロープ、二段目横ロープ、縦ロープに囲まれるネットの中央とする。
2. 落石の衝突方向は水平とし、落石エネルギーは落石防護網の傾斜を考慮して算定する。
3. 落石防護網は上記の条件で落石エネルギーを算定し、可能吸収エネルギーがそれを上まわるように設計する。

なお、算定方法は、「落石対策便覧」による。

図11.57 落石の衝突位置

ポケット式落石防護網は積雪地域での設置例が少ないが、施工箇所によっては有効な場合があるので、計画にあたっては下記事項に留意して設計する。

1. 算定方法の詳細は「落石対策便覧」によることとするが、適用対象は同便覧の計算例で示されている構造とし、その可能吸収エネルギー E_T は150KJ以下とする。また、落石の衝突前後のエネルギー差 E_L の算出に用いる落石防護網の質量として有効となる範囲は幅12m以下×高さ12m以下とする。
(注) 緩衝金具等のエネルギー吸収機構を設けている構造形式が異なるポケット式落石防護網（一般に高エネルギー吸収型落石防護網と呼称）は、上記の適用外とする。
2. 上記以外の構造については、実験データ等により適用範囲を確認した上で使用する。
(引用先) 公益社団法人日本道路協会/131105協会HP (ポケット式網の設計) /『ポケット式落石防護網の設計について』/平成25年12月
3. 落石エネルギーが大きく落石防護網だけでは対応できない場合や施工が大きくなりすぎる場合は、柵や防護擁壁と併用する方法を検討する。
4. ロックシェッドと併用して落石防護網を設ける場合でも、落石防護網のもつ可能吸収エネルギーを把握し設計する。

本章は「落石対策便覧H12.6」を基に取りまとめたものであり、積雪地域であることを考慮して落石荷重および自重に雪荷重の項を付加したものである。

5. 堆雪は、上方の急斜面から少しずつ崩落雪した雪塊が下方に溜る現象である。これに近い現象としてなだれ発生後のデブリが考えられるが、デブリ勾配は一般に25°を想定している。堆積勾配は斜面状況や雪質等で異なるが、ここでは安全側の想定として堆雪勾配を35°として計算し、その結果をグラフで表示した。

11-3-1-3 ポケット式落石防護網の設計

ポケット式落石防護網の設計は下記により設計する。

1. 落石の衝突位置は、**図11.57**に示す上端横ロープ、二段目横ロープ、縦ロープに囲まれるネットの中央とする。
2. 落石の衝突方向は、**阻止面（金網）に直角とする。**
3. 落石防護網は上記の条件で落石エネルギーを算定し、可能吸収エネルギーがそれを上まわるように設計する。

なお、算定方法は、「落石対策便覧H12.6」による。

図11.57 落石の衝突位置

ポケット式落石防護網は積雪地域での設置例が少ないが、施工箇所によっては有効な場合があるので、計画にあたっては下記事項に留意して設計する。

1. 算定方法の詳細は「落石対策便覧H12.6」によることとするが、適用対象は同便覧の計算例で示されている構造とし、その可能吸収エネルギー E_T は150KJ以下とする。また、落石の衝突前後のエネルギー差 E_L の算出に用いる落石防護網の質量として有効となる範囲は幅12m以下×高さ12m以下とする。
(注) 緩衝金具等のエネルギー吸収機構を設けている構造形式が異なるポケット式落石防護網（一般に高エネルギー吸収型落石防護網と呼称）は、上記の適用外とする。

現 行

改 定 案

5. 積雪地域の場合は、上部斜面の雪圧力、法尻部に堆積した雪による沈降力等の雪荷重を検討するとともに、除雪の際に金網の下部が損傷をうけることのないように金網下部と地面との間隔を大きくする等の配慮を要する。

2. 上記以外の構造については、実験データ等により適用範囲を確認した上で使用する。
 （引用先）公益社団法人日本道路協会／131105協会HP（ポケット式網の設計）／『ポケット式落石防護網の設計について』／平成25年12月
 3. 落石エネルギーが大きく落石防護網だけでは対応できない場合や施工が大きくなりすぎる場合は、柵や防護擁壁と併用する方法を検討する。
 4. ロックシェッドと併用して落石防護網を設ける場合でも、落石防護網のもつ可能吸収エネルギーを把握し設計する。
 5. 積雪地域の場合は、上部斜面の雪圧力、法尻部に堆積した雪による沈降力等の雪荷重を検討するとともに、除雪の際に金網の下部が損傷をうけることのないように金網下部と地面との間隔を大きくする等の配慮を要する。

11-3-1-4 アンカーの設計

アンカーは、落石防護網が所定の機能を発揮できる必要な強度を有する構造とする。
 落石防護網のアンカー工法は、岩盤用アンカーボルト、土砂用アンカーブロック等を現場条件に勘案して適宜選定する。

11-3-1-4 アンカーの設計

アンカーは、落石防護網が所定の機能を発揮できる必要な強度を有する構造とする。
 落石防護網のアンカー工法は、岩盤用アンカーボルト、土砂用アンカーブロック等を現場条件に勘案して適宜選定する。

(1) 岩盤用アンカーボルト

アンカーは、ロープから伝わる張力をせん断で抵抗させ、堅固な岩盤に定着させる。また、アンカーボルトに引き抜き力が作用しないように削孔し、岩盤用アンカーボルトを角座金の位置まで埋め込む。

岩盤用アンカーボルトの強度は表11.29のとおりとし、材質はSS400以上とする。

(1) 岩盤用アンカーボルト

アンカーは、ロープから伝わる張力をせん断で抵抗させ、堅固な岩盤に定着させる。また、アンカーボルトに引き抜き力が作用しないように削孔し、岩盤用アンカーボルトを角座金の位置まで埋め込む。

岩盤用アンカーボルトの強度は表11.29のとおりとし、材質はSS400以上とする。

せん断力で抵抗させる場合のアンカーボルトの許容せん断応力度については、施工の不確実性や衝撃的な荷重作用等を踏まえ、構造用鋼材および鍛造品の許容応力度（短期）の7割程度とする。

表11.29 岩盤用アンカーボルトの径別の強度

直 径 (mm)	ネジの種類	ネジ部有効断面積 (cm ²)	許容荷重 (kN)
22	M22	3.03	36
25	M24	3.53	42
28	M27	4.59	55
32	M33	6.94	83

表11.29 岩盤用アンカーボルトの径別の強度

直 径 (mm)	ネジの種類	ネジ部有効断面積 (cm ²)	許容荷重 (kN)
22	M22	3.03	36
25	M24	3.53	42
28	M27	4.59	55
32	M33	6.94	83

許容せん断応力度

$$\tau_a = 80 \times 1.5 \text{ (短期)} = 120 \text{ N/mm}^2$$

標準的なロープとアンカーボルトの組合わせを表11.30に示す。

標準的なロープとアンカーボルトの組合わせを表11.30に示す。

表11.30 ロープ径とボルト径

ロープ径 (mm)	アンカーボルト直径 (mm)
18	32
16	32
14	28
12	22

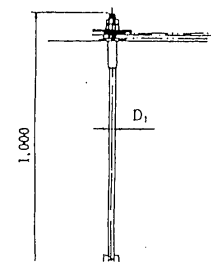


図11.58 岩盤用アンカーボルト
(ルーフボルト)

(2) 土砂用アンカーブロック

アンカーブロックは、滑動・転倒・地耐力に対して安全かつ安定した地中に埋込む。

ロープ張力等に対する標準形状寸法は表11.31に示す。

表11.30 ロープ径とボルト径

ロープ径 (mm)	アンカーボルト直径 (mm)
18	32
16	32
14	28
12	22

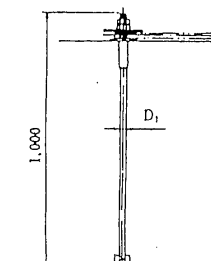


図11.58 岩盤用アンカーボルト（ルーフボルト）

(2) 土砂用アンカーブロック

アンカーブロックは、滑動・転倒・地耐力に対して安全かつ安定した地中に埋込む。

ロープ張力等に対する標準形状寸法は表11.31に示す。

現 行

改 定 案

表11.31アンカーブロックの寸法(参考)

タイプ	T (kN)	b (m)	□ (m)	d (m)	h (m)	備 考
I	60	1.0	2.0	1.2	0.03	土の内部摩擦角 $\phi = 30$ 度 土の主働土圧係数 $K_a = 0.3$ 土の受働土圧係数 $K_p = 3.0$ 土とコンクリートの摩擦係数 $= 0.55$ 地耐力 $q = 150 \text{ kN/m}^2$ 土の単位重量 $\gamma_a = 18 \text{ kN/m}^3$ コンクリートの単位重量 $\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$
II	40	0.9	1.6	1.2	0.03	
III	30	0.8	1.4	1.2	0.03	
IV	25	0.7	1.3	1.2	0.03	
V	20	0.8	1.2	1.0	0.03	

(注) T：ロープの設計張力



図11.59 アンカーブロック用フック
アンカー(フックボルト)

表11.32 ロープ径とフックボルト

ロープ径(ϕ)	D2(ϕ)	tw
18	32	164
16	28	156
14	25	150
12	22	144

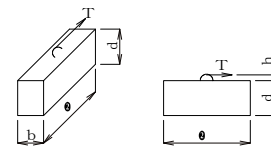


図11.60 アンカーブロック

(3) その他のアンカー

アンカー設置箇所が土砂の場合で法面勾配や設置高さ等から、コンクリートブロックの施工が困難な場合には打ち込み式のアンカーを用いることがある。その施工例を図11.60に示す。

ただし、使用にあたっては現地で引張試験を行い耐力を確認する。また、アンカーは土中に埋設される構造物なので、亜鉛メッキ処理等による防錆防食措置を行う。

表11.31アンカーブロックの寸法(参考)

タイプ	T (kN)	b (m)	□ (m)	d (m)	h (m)	備 考
I	60	1.0	2.0	1.2	0.03	土の内部摩擦角 $\phi = 30$ 度 土の主働土圧係数 $K_a = 0.3$ 土の受働土圧係数 $K_p = 3.0$ 土とコンクリートの摩擦係数 $= 0.55$ 地耐力 $q = 150 \text{ kN/m}^2$ 土の単位重量 $\gamma_a = 18 \text{ kN/m}^3$ コンクリートの単位重量 $\gamma_c = 23 \text{ kN/m}^3$
II	40	0.9	1.6	1.2	0.03	
III	30	0.8	1.4	1.2	0.03	
IV	25	0.7	1.3	1.2	0.03	
V	20	0.8	1.2	1.0	0.03	

(注) T：ロープの設計張力



図11.59 アンカーブロック用フック
アンカー(フックボルト)

表11.32 ロープ径とフックボルト

ロープ径(ϕ)	D2(ϕ)	tw
18	32	164
16	28	156
14	25	150
12	22	144

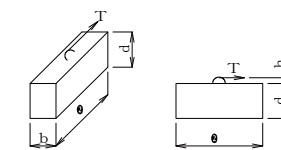


図11.60 アンカーブロック

(3) その他のアンカー

アンカー設置箇所が土砂の場合で法面勾配や設置高さ等から、コンクリートブロックの施工が困難な場合には打ち込み式のアンカーを用いることがある。その施工例を図11.60に示す。

ただし、使用にあたっては現地で引張試験を行い耐力を確認する。また、アンカーは土中に埋設される構造物なので、亜鉛メッキ処理等による防錆防食措置を行う。

現 行

改 定 案

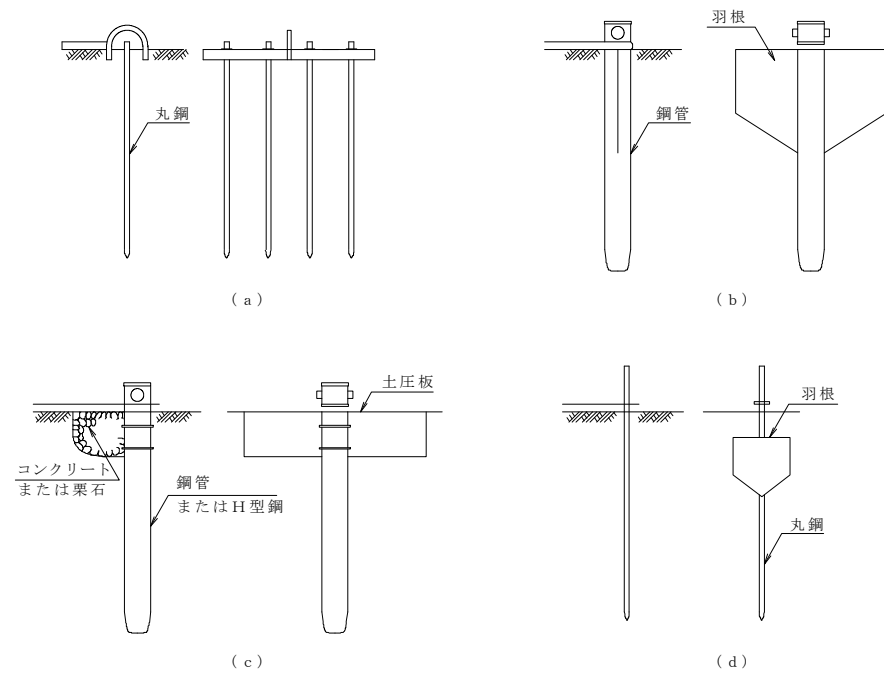


図 11.61 打ち込み式アンカーの施工例

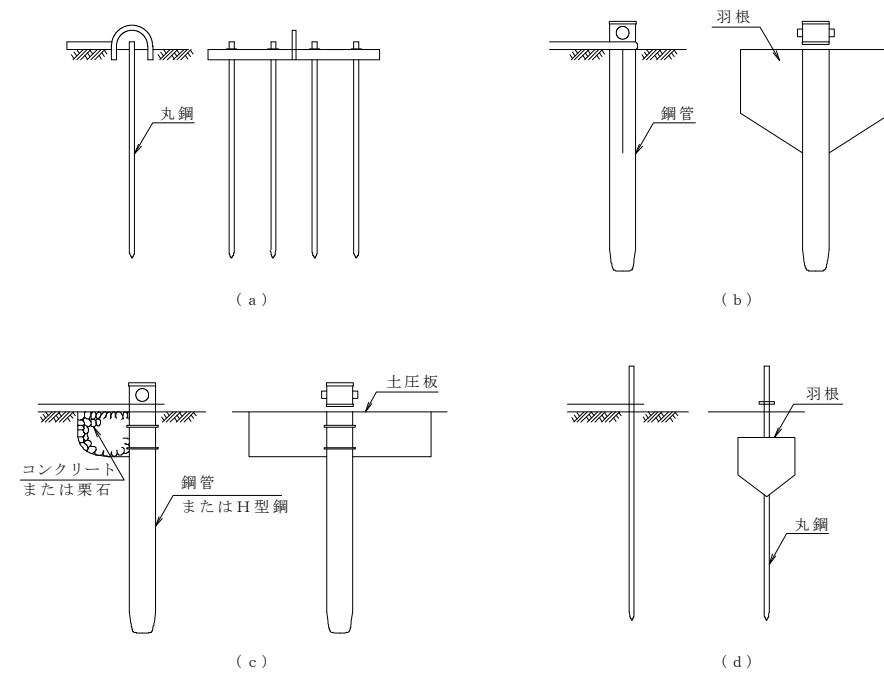


図 11.61 打ち込み式アンカーの施工例

11-3-1-5 材料の諸元

(1) ワイヤーループ

表11.33 ワイヤーループの破断荷重

ワイヤーループ径	破断荷重 (kN)
18 mm	157
16 mm	118
14 mm	98.1
12 mm	68.6

注) この表のワイヤーループは3×7G/0を使用した場合である。

(2) 金 網

表11.34 金網張力

素線径 (mm)	線交差点強度 (N)	1m当りの線交差点数	金網張力 (kN/m)
4.0	1790	14.8	26.5
3.2	1150	〃	17.0
2.6	760	〃	11.2

11-3-1-5 材料の諸元

(1) ワイヤーループ

表11.33 ワイヤーループの破断荷重

ワイヤーループ径	破断荷重 (kN)
18 mm	157
16 mm	118
14 mm	98.1
12 mm	68.6

注) この表のワイヤーループは3×7G/0を使用した場合である。

(2) 金 網

表11.34 金網張力

素線径 (mm)	線交差点強度 (N)	1m当りの線交差点数	金網張力 (kN/m)
4.0	1790	14.8	26.5
3.2	1150	〃	17.0
2.6	760	〃	11.2

現 行

改 定 案

(3) その他の材料

表11.35

名 称	材 料	亜鉛メッキ付着量
クロスグリップ	JIS G3101「一般構造用圧延鋼材」SS400相当以上	JIS H8641 2種35(HD Z35)350 g/m ² 以上
手巻グリップ	JIS G3506「硬鋼線材」SWRH62A相当以上	ワイヤーロープ径12mm …… 230 g/m ²
		“ 径14mm …… 230 g/m ²
		“ 径16mm …… 250 g/m ²
		“ 径18mm …… 270 g/m ²
土砂用フック 岩盤用アンカー	JIS G3101「一般構造用圧延鋼材」SS400相当以上	JIS H8641 2種35(HD Z35)350 g/m ² 以上
結 合 コ イ ル	G3537「亜鉛メッキ鋼より線」	素線径3.2mm …… 230 g/m ² 以上 素線径4.0mm …… 250 g/m ² 以上
支 柱	JIS G3101「一般構造用圧延鋼材」SS400相当以上	JIS H8641 2種55(HD Z55)550 g/m ² 以上

11-3-2 落石防護擁壁

11-3-2-1 適 用

落石防護擁壁および柵は比較的落石の跳躍量が少なく、路側等の擁壁で落石の路面への到達を抑止できる場合に用いる。

落石防護擁壁は主として道路側近に設置し、擁壁背面にポケットを設け、ある程度の落石を堆積させることが可能な構造とすることが望ましい。落石防護擁壁の設計については「落石対策便覧」に準拠する。

11-3-2-2 擁壁の構造

(1) 形 状

擁壁は重力式を原則とし、擁壁背面には土砂堆積のためのポケットを確保する。

形状は一般の使用実績を踏まえ決定したが、現地条件等で止むを得ない場合は用地幅、ポケット量および前後構造物との整合等を考慮して、最も現地に適した形状を採用する。なお、擁壁形状について図11.62および表11.36を参考に示す。

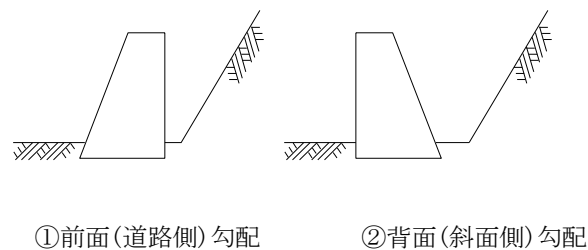


図11.62 擁壁の形状

(3) その他の材料

表11.35

名 称	材 料	亜鉛メッキ付着量
クロスグリップ	JIS G3101「一般構造用圧延鋼材」SS400相当以上	JIS H8641 2種35(HD Z35)350 g/m ² 以上
手巻グリップ	JIS G3506「硬鋼線材」SWRH62A相当以上	ワイヤーロープ径12mm …… 230 g/m ²
		“ 径14mm …… 230 g/m ²
		“ 径16mm …… 250 g/m ²
		“ 径18mm …… 270 g/m ²
土砂用フック 岩盤用アンカー	JIS G3101「一般構造用圧延鋼材」SS400相当以上	JIS H8641 2種35(HD Z35)350 g/m ² 以上
結 合 コ イ ル	G3537「亜鉛メッキ鋼より線」	素線径3.2mm …… 230 g/m ² 以上 素線径4.0mm …… 250 g/m ² 以上
支 柱	JIS G3101「一般構造用圧延鋼材」SS400相当以上	JIS H8641 2種55(HD Z55)550 g/m ² 以上

11-3-2 落石防護擁壁

11-3-2-1 適 用

落石防護擁壁および柵は比較的落石の跳躍量が少なく、路側等の擁壁で落石の路面への到達を抑止できる場合に用いる。

落石防護擁壁は主として道路側近に設置し、擁壁背面にポケットを設け、ある程度の落石を堆積させることが可能な構造とすることが望ましい。落石防護擁壁の設計については「落石対策便覧H12.6」に示す慣用設計法に準拠する。

11-3-2-2 擁壁の構造

(1) 形 状

擁壁は重力式を原則とし、擁壁背面には土砂堆積のためのポケットを確保する。

形状は一般の使用実績を踏まえ決定したが、現地条件等で止むを得ない場合は用地幅、ポケット量および前後構造物との整合等を考慮して、最も現地に適した形状を採用する。なお、擁壁形状について図11.62および表11.36を参考に示す。

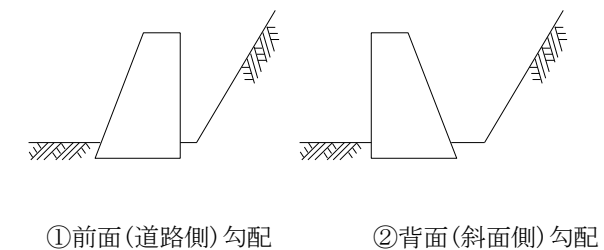


図11.62 擁壁の形状

現 行

表11.36 各形状の特質

擁壁タイプ	①	②
(1) 用地幅	◎	○
(2) ポケット量	△	◎
(3) 前後構造物との整合性	△	○
(4) 堆積時安定性	◎	△
(5) 落石時安定性	◎	△
(6) 走行性 (圧迫感・視距確保)	○	△

(2) 高さ

擁壁の高さは形状、設置位置、斜面勾配、落石の跳躍量およびポケット量等を考慮して決定する。また、高さの範囲は2.0m~4.0mとし、これを逸脱するものは別途検討する。

斜面凹凸の大きい場合を除いて、落石の跳躍量が2.0m以下に納まるものが多いことから、擁壁構造高さを最小2.0mとした。また、最大は施工性等を考慮して4.0mとした。

なお、落石の跳躍量は以下のような特性がある。

- 1) 落石高さが大きくなると跳躍量が大きくなる。
- 2) 普通の斜面では、一般に跳躍量は2mを超えることが少ない。
- 3) 斜面上の局所的な突起のある場合や、凹凸の多い斜面では、跳躍量は2m以上になることがあり、落下高さの大きい場合には4~5mに達することもある。

(3) 天端幅

擁壁の天端幅は、落石防護柵設置の有無により以下の2種類とする。

- (1) 落石防護柵を設置する場合 …… 600 mm
- (2) 落石防護柵を設置しない場合 …… 400 mm

天端幅は一般の使用実績にもとづき、落石防護柵 (コンクリート埋込みタイプ) 設置の有無を考慮して決定した。

(4) 底面幅

擁壁の底面幅は、基礎の安定条件に対して所定の安全率を満足するように決定する。また、底面幅は最大でも擁壁高以下にする。

擁壁の底面幅は常時、地震時、堆積時および落石時について安定計算を行い、基礎種別ごとの安定条件が所定の安全率を満足するように決定する。

改 定 案

表11.36 各形状の特質

擁壁タイプ	①	②
(1) 用地幅	◎	○
(2) ポケット量	△	◎
(3) 前後構造物との整合性	△	○
(4) 堆積時安定性	◎	△
(5) 落石時安定性	◎	△
(6) 走行性 (圧迫感・視距確保)	○	△

(2) 高さ

擁壁の高さは形状、設置位置、斜面勾配、落石の跳躍量およびポケット量等を考慮して決定する。また、高さの範囲は2.0m~4.0mとし、これを逸脱するものは別途検討する。

斜面凹凸の大きい場合を除いて、落石の跳躍量が2.0m以下に納まるものが多いことから、擁壁構造高さを最小2.0mとした。また、最大は施工性等を考慮して4.0mとした。

なお、落石の跳躍量は以下のような特性がある。

- 1) 落石高さが大きくなると跳躍量が大きくなる。
- 2) 普通の斜面では、一般に跳躍量は2mを超えることが少ない。
- 3) 斜面上の局所的な突起のある場合や、凹凸の多い斜面では、跳躍量は2m以上になることがあり、落下高さの大きい場合には4~5mに達することもある。

(3) 天端幅

擁壁の天端幅は、落石防護柵設置の有無により以下の2種類とする。

- (1) 落石防護柵を設置する場合 …… 600 mm 以上とし、落石防護柵端末支柱の大きさによる
- (2) 落石防護柵を設置しない場合 …… 400 mm

天端幅は一般の使用実績にもとづき、落石防護柵 (コンクリート埋込みタイプ) 設置の有無を考慮して決定した。

(4) 底面幅

擁壁の底面幅は、基礎の安定条件に対して所定の安全率を満足するように決定する。また、底面幅は最大でも擁壁高以下にする。

擁壁の底面幅は常時、地震時、堆積時および落石時について安定計算を行い、基礎種別ごとの安定条件が所定の安全率を満足するように決定する。

現 行

改 定 案

11-3-2-3 擁壁の設計一般

(1) 設計の原則

1. 落石防護擁壁に使用するコンクリートの設計基準強度は無筋構造物として $\sigma_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ とする。
2. 落石防護擁壁は本項(2)の設計荷重に対する安定を照査し補強鉄筋として異形鉄筋 (SD345)、主筋および配力筋でD16~D22、組立筋でD13を配筋する。

1. 一般道路構造物に準拠する。
2. 落石防護擁壁の設計荷重時に躯体に生じる応力については、不明な点が多く、今後の研究成果に期待する。ここでは、落石の衝突時に躯体が大きく破壊しないように、「落石対策便覧」に従って補強鉄筋を配置する。

(2) 設計荷重

落石防護擁壁の設計に用いる外力は自重、土圧、落石荷重および地震の影響とする。

1. 自重 死荷重は鉄筋コンクリートの単位重量 (24.5 kN/m^3) を用いて算出する。
2. 土 圧 土圧は試行くさび法により算出する。なお、原則として受働土圧は考慮しない。
3. 落石荷重 「落石対策便覧」に準拠する。

自重および土圧は従来の擁壁設計に準拠する。また、落石荷重は「落石対策便覧」に準拠する。

11-3-2-4 擁壁の構造細目

(1) 設計の基本

落石防護擁壁は安定の検討を行い、基礎種別ごとの安定条件を満足させる。また、躯体には落石の衝突に対する補強のための鉄筋を配置する。

1) 設計のための諸数値

1. 背面土の内部摩擦角 (ϕ) および単位体積重量 (γ_s) は表11.37に示す値とする。

表11.37 内部摩擦角 (ϕ) および単位体積重量 (γ_s)

	内部摩擦角 (°)	単位体積重量 (kN/m^3)
①	25	18
②	30	19
③	35	20

2. 落石の重量 (W) と落石径は十分な現地踏査および既往の資料 (パトロール日誌、災害記録等) により決定する。
3. 斜面勾配 (θ) には落下斜面径路の平均勾配を採用する。
4. 斜面の種類と等価摩擦係数 (μ) は表11.38に示す値とする。

11-3-2-3 擁壁の設計一般

(1) 設計の原則

1. 落石防護擁壁に使用するコンクリートの設計基準強度は無筋構造物として $\sigma_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$ とする。
2. 落石防護擁壁は本項(2)の設計荷重に対する安定を照査し補強鉄筋として異形鉄筋 (SD345)、主筋および配力筋でD16~D22、組立筋でD13を配筋する。

1. 一般道路構造物に準拠する。
2. 落石防護擁壁の設計荷重時に躯体に生じる応力については、不明な点が多く、今後の研究成果に期待する。ここでは、落石の衝突時に躯体が大きく破壊しないように、「落石対策便覧」に従って補強鉄筋を配置する。

(2) 設計荷重

落石防護擁壁の設計に用いる外力は自重、土圧、落石荷重および地震の影響とする。

1. 自重 死荷重は、補強鉄筋を配置するため鉄筋コンクリートの単位重量 (24.5 kN/m^3) を用いて算出する。
2. 土 圧 土圧は試行くさび法により算出する。なお、原則として受働土圧は考慮しない。
3. 落石荷重 「落石対策便覧」に準拠する。

自重および土圧は従来の擁壁設計に準拠する。また、落石荷重は「落石対策便覧H12.6」に準拠する。

11-3-2-4 擁壁の構造細目

(1) 設計の基本

落石防護擁壁は安定の検討を行い、基礎種別ごとの安定条件を満足させる。また、躯体には落石の衝突に対する補強のための鉄筋を配置する。

1) 設計のための諸数値

1. 背面土の内部摩擦角 (ϕ) および単位体積重量 (γ_s) は表11.37に示す値とする。

表11.37 内部摩擦角 (ϕ) および単位体積重量 (γ_s)

	内部摩擦角 (°)	単位体積重量 (kN/m^3)
①	25	18
②	30	19
③	35	20

2. 落石の重量 (W) と落石径は十分な現地踏査および既往の資料 (パトロール日誌、災害記録等) により決定する。
3. 斜面勾配 (θ) には落下斜面径路の平均勾配を採用する。
4. 斜面の種類と等価摩擦係数 (μ) は表11.38に示す値とする。

現 行

改 定 案

表11.38 斜面の種類と等価摩擦係数(μ)

区分	落石および斜面の特性	設計に用いるμ	実験から得られるμの範囲
A	硬石、丸状：凹凸小、立木なし	0.05	■ 0~0.1
B	軟岩、角状~丸状：凹凸中~大、立木なし	0.15	0.11~0.2
C	上砂・崖すい、丸状~角：凹凸小~中、立木なし	0.25	0.21~0.3
D	崖すい・巨礫まじり崖すい、角状：凹凸大~中、立木なし~あり	0.35	0.31~

表11.38 斜面の種類と等価摩擦係数(μ)

区分	落石および斜面の特性	設計に用いるμ	実験から得られるμの範囲
A	硬石、丸状：凹凸小、立木なし	0.05	0~0.1
B	軟岩、角状~丸状：凹凸中~大、立木なし	0.15	0.11~0.2
C	上砂・崖すい、丸状~角：凹凸小~中、立木なし	0.25	0.21~0.3
D	崖すい・巨礫まじり崖すい、角状：凹凸大~中、立木なし~あり	0.35	0.31~

2) 本体の設計

1. 擁壁躯体には図11.63を参考に鉄筋を配置する。

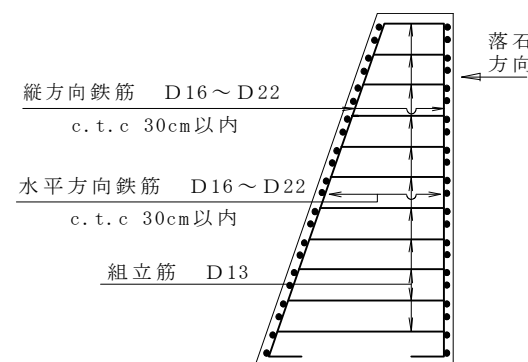


図11.63 配筋図

- (1) 縦方向鉄筋の中心からコンクリート表面までの距離は100mmを標準とする。ただし底版については110mmを標準とする。
- (2) 組立筋は鉄筋かごの剛性が保持できるように配置する。

2. 擁壁には長さ10m以下の間隔で伸縮目地を設ける。構造は図11.64に示すようにかみ合わせ方式とし、鉄筋はつながない。また、伸縮目地を設ける位置は地形などを考慮して、極力落石の衝突が少ないと予想される位置を選ぶ。

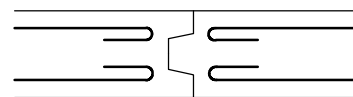


図11.64 伸縮目地の構造

3. 落石防護擁壁の背面に地表水や地下水が集まる場合は、図11.65に示すような排水窓や水抜き孔などを設ける。

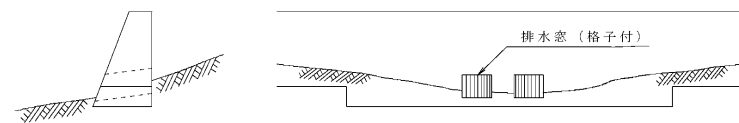


図11.65 排水窓の例

1. 落石衝突の外力に抵抗する有効断面の考え方は確立されていない。従来手法で照査すると、一般の規模での鉄筋の必要は認められなかったが、落石規模が大きい場合や不確定要素が多いことを考え合わせて、「落石対策便覧」に準拠しD22を300mm以内で配筋することとした。

2) 本体の設計

1. 擁壁躯体には図11.63を参考に鉄筋を配置する。

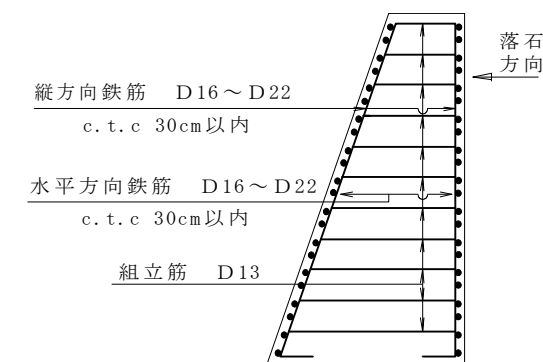


図11.63 配筋図

- (1) 縦方向鉄筋の中心からコンクリート表面までの距離は100mmを標準とする。ただし底版については110mmを標準とする。
- (2) 組立筋は鉄筋かごの剛性が保持できるように配置する。

2. 擁壁には長さ10m以下の間隔で伸縮目地を設ける。構造は図11.64に示すようにかみ合わせ方式とし、鉄筋はつながない。また、伸縮目地を設ける位置は地形などを考慮して、極力落石の衝突が少ないと予想される位置を選ぶ。

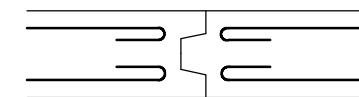


図11.64 伸縮目地の構造

3. 落石防護擁壁の背面に地表水や地下水が集まる場合は、図11.65に示すような排水窓や水抜き孔などを設ける。

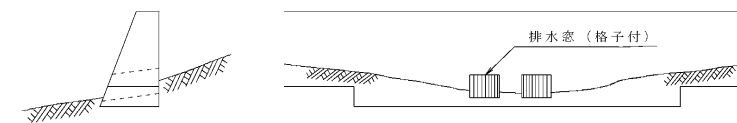


図11.65 排水窓の例

1. 落石衝突の外力に抵抗する有効断面の考え方は確立されていない。従来手法で照査すると、一般の規模での鉄筋の必要は認められなかったが、落石規模が大きい場合や不確定要素が多いことを考え合わせて、「落石対策便覧」に準拠しD22を300mm以内で配筋することとした。

現 行

改 定 案

11-3-3 落石防護柵

(1) 設計一般

防護柵は原則として擁壁上に設置するものとし、設計では下記事項に留意する。

1. 形式はワイヤーロープ金網式とし、原則として斜面の最下部に設置する。
2. 柵は鉛直とする。
3. 柵上部には必要に応じて上弦材を設ける。また、柵背面には表11.39に示す平場を確保することを標準とする。

表11.39 斜面勾配と平場

斜面勾配	平場の幅
50度以下	1.0m
50度をこえる	1.5m

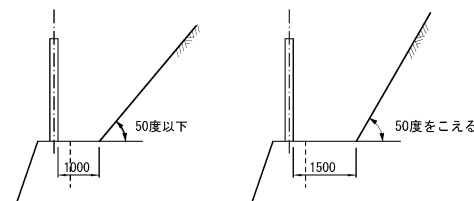


図11.66 背面の平場

4. 端支柱は、控え材等により補強する。
5. 雪圧が生じる斜面に設置する場合は雪圧による荷重を考慮する。
6. 一般に落石防護柵を雪崩防護対策と兼用することはできない。
7. 柵は連続構造とする。ただし、1ブロック長は60m程度を限度とする。
8. 支柱間隔は、概ね3.0mを標準とする。

防護柵は、大規模な落石に対処するために落石防護網と併用する場合もあるが、単独で設置する場合は、一般に小規模な落石対策として設置する例が多い。なお、本章は後者に適用する。

1. 防護柵には、ワイヤーロープ金網式・H鋼式等があるが、吸収エネルギー性能の高いワイヤーロープ金網式を標準とする。

設置位置は落石斜面の最下部を原則とするが、斜面が急な場合や落石速度が大きい場合では中段に設置することも有効である。そのため、現場条件および斜面状況等を調査し設計する必要がある。

2. 柵は落石防護の効果を上げるため、柵全体を傾斜させたり、曲柱を使用する例もあるが、冬期には柵上に堆雪し、その荷重により破損する恐れがあるので、柵は鉛直に設置することを原則とする。

3. 柵を鉛直に設置する場合でも冬期には積雪がせり出し雪庇となることがある。そのため雪庇処理を容易にすることから最上段には必要に応じてパイプを設置する。

柵背面の平場は、施工上からも必要とする幅であり、ほとんどの場所でこれを満たすことができると考えられる。しかし、何らかの理由で所定幅の平場を設けることができない場合は、柵高を高くするか、他の方法を検討する必要がある。

4. 端支柱は柵に落石が衝突した場合、ロープ方向への張力をそのまま受けるため弱点となり易い。このため、端支柱には控え材等を設けて補強する。
5. 雪圧には雪自重(積雪荷重)、斜面雪圧、沈降力等があるが、荷重状態は長期にわたって持続されるので、雪崩予防柵と同様に許容応力度は常時扱いとして割り増しを行ってはならない。
6. 雪崩流の総ボリュームは一般にかなり大であり、これを柵類でせき止めるには柵の背後に相当量を蓄積できる緩勾配の広大なエリアが必要となり、一般にこれを満足できる地形は少ないので、落石防護柵を雪崩防護対策にはで

11-3-3 落石防護柵

(1) 設計一般

防護柵は原則として擁壁上に設置するものとし、設計では下記事項に留意する。

1. 形式はワイヤーロープ金網式とし、原則として斜面の最下部に設置する。
2. 柵は鉛直とする。
3. 柵上部には必要に応じて上弦材を設ける。また、柵背面には表11.39に示す平場を確保することを標準とする。

表11.39 斜面勾配と平場

斜面勾配	平場の幅
50度以下	1.0m
50度をこえる	1.5m

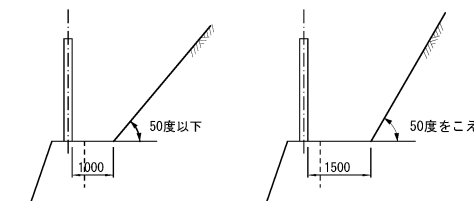


図11.66 背面の平場

4. 端支柱は、控え材等により補強する。
5. 雪圧が生じる斜面に設置する場合は雪圧による荷重を考慮する。
6. 一般に落石防護柵を雪崩防護対策と兼用することはできない。
7. 柵は連続構造とする。ただし、1ブロック長は60m程度を限度とする。
8. 支柱間隔は、概ね3.0mを標準とする。

防護柵は、大規模な落石に対処するために落石防護網と併用する場合もあるが、単独で設置する場合は、一般に小規模な落石対策として設置する例が多い。なお、本章は後者に適用する。

1. 防護柵には、ワイヤーロープ金網式・H鋼式等があるが、吸収エネルギー性能の高いワイヤーロープ金網式を標準とする。

設置位置は落石斜面の最下部を原則とするが、斜面が急な場合や落石速度が大きい場合では中段に設置することも有効である。そのため、現場条件および斜面状況等を調査し設計する必要がある。

2. 柵は落石防護の効果を上げるため、柵全体を傾斜させたり、曲柱を使用する例もあるが、冬期には柵上に堆雪し、その荷重により破損する恐れがあるので、柵は鉛直に設置することを原則とする。

3. 柵を鉛直に設置する場合でも冬期には積雪がせり出し雪庇となることがある。そのため雪庇処理を容易にすることから最上段には必要に応じてパイプを設置する。

柵背面の平場は、施工上からも必要とする幅であり、ほとんどの場所でこれを満たすことができると考えられる。しかし、何らかの理由で所定幅の平場を設けることができない場合は、柵高を高くするか、他の方法を検討する必要がある。

4. 端支柱は柵に落石が衝突した場合、ロープ方向への張力をそのまま受けるため弱点となり易い。このため、端支柱には控え材等を設けて補強する。
5. 雪圧には雪自重(積雪荷重)、斜面雪圧、沈降力等があるが、荷重状態は長期にわたって持続されるので、雪崩予防柵と同様に許容応力度は常時扱いとして割り増しを行ってはならない。
6. 雪崩流の総ボリュームは一般にかなり大であり、これを柵類でせき止めるには柵の背後に相当量を蓄積できる緩勾配の広大なエリアが必要となり、一般にこれを満足できる地形は少ないので、落石防護柵を雪崩防護対策にはで

現 行

改 定 案

きないこととした。ただし、小規模な斜面からの崩落雪を柵で防護することは可能であるが、崩落雪の総量を柵の背後地で蓄積可能であることが要件となる。その設計方法の詳細は「道路防雪施設マニュアル〔コンクリート構造編〕」のスノーキーパーに準じてよい。

- 7. 柵の1ブロック長は、端支柱の強度や破損時の取替え等を考慮し、30～60m程度を原則とする。
- 8. 支柱間隔は、支柱とロープの合理的組合せから決まるが、落石荷重や部材断面等から合理的スパンと考えられる3.0mを標準とした

(2) 材 料

1. 防護柵の使用材料は下記を標準とする。なお、防錆のための溶融亜鉛メッキ仕様を標準とする。

表11.40 材料規格

部 材 名	規 格
支柱および控柱	H型鋼 (S S400)
ワイヤーロープ	3×7G/Oφ18mm
金 網	φ3.2×50×50

2. 材料の許容値は下記を標準とする。

表11.41

支柱および控柱	許容曲げ引張応力度 (基本値) 140N/mm ² 降伏応力度 235N/mm ² 、許容変位量15°
ワイヤーロープ	降伏荷重118k N、許容伸び率3%以内

1. について

- 1) 支柱および控柱は溶融亜鉛メッキ仕上げを標準とし、JIS H8641 (HD Z55) とする。
- 2) ワイヤーロープはJIS G3525とし、落石防護網の規格に準拠する。
- 3) 金網は、亜鉛メッキ鉄線ひし形金網とし、JIS G3552を原則とする。なお、景観および塩害に考慮する必要がある箇所では亜鉛メッキ鉄線に着色塗装した着色塗装鉄線製ひし形金網とする。

(3) 設 計

設計方法および設計に必要な荷重は「落石対策便覧」に準拠する。

きないこととした。ただし、小規模な斜面からの崩落雪を柵で防護することは可能であるが、崩落雪の総量を柵の背後地で蓄積可能であることが要件となる。その設計方法の詳細は「道路防雪施設マニュアル〔コンクリート構造編〕」のスノーキーパーに準じてよい。

- 7. 柵の1ブロック長は、端支柱の強度や破損時の取替え等を考慮し、30～60m程度を原則とする。
- 8. 支柱間隔は、支柱とロープの合理的組合せから決まるが、落石荷重や部材断面等から合理的スパンと考えられる3.0mを標準とした

(2) 材 料

1. 防護柵の使用材料は下記を標準とする。なお、防錆のための溶融亜鉛メッキ仕様を標準とする。

表11.40 材料規格

部 材 名	規 格
支柱および控柱	H型鋼 (S S400)
ワイヤーロープ	3×7G/Oφ18mm
金 網	φ3.2×50×50

2. 材料の許容値は下記を標準とする。

表11.41

支柱および控柱	許容曲げ引張応力度 (基本値) 140N/mm ² 降伏応力度 235N/mm ² 、許容変位量15°
ワイヤーロープ	降伏荷重118k N、許容伸び率3%以内

1. について

- 1) 支柱および控柱は溶融亜鉛メッキ仕上げを標準とし、JIS H8641 (HD Z55) とする。
- 2) ワイヤーロープはJIS G3525とし、落石防護網の規格に準拠する。
- 3) 金網は、亜鉛メッキ鉄線ひし形金網とし、JIS G3552を原則とする。なお、景観および塩害に考慮する必要がある箇所では亜鉛メッキ鉄線に着色塗装した着色塗装鉄線製ひし形金網とする。

(3) 設 計

設計方法および設計に必要な荷重は「落石対策便覧H12.6」に準拠する。

現 行

改 定 案

11-4 なだれ予防柵類

11-4-1 なだれ予防柵

11-4-1-1 設計一般

なだれ予防柵は、なだれの発生区域に設置するものとし、設置計画にあたっては下記事項に留意する。

1. 最上列の柵は、なだれ発生区域最上端の破断線が、柵の背圧領域に入るようにする。
2. 最下列の柵は、斜面勾配が30度以下になるところまで配置する。
3. 柵の配置形式は、断続配置、千鳥配置のいずれかとし、等高線に平行に配列する。
4. 柵間隔(A)は1.0mを標準とし、柵の列間隔(L)は表11.42に示す値以下とする。
5. 柵高は、柵面の傾きを考慮し原則として設計積雪深とする。
6. 柵面の傾きは、斜面直角方向に対して15度以内とする。
7. 柵の設計では、雪の斜面方向での滑りであるグライドと雪の経時変化に対する変位であるクリープを考慮する。
8. 予防柵の設計図は「標準設計(国土交通省北陸地方整備局)」による。

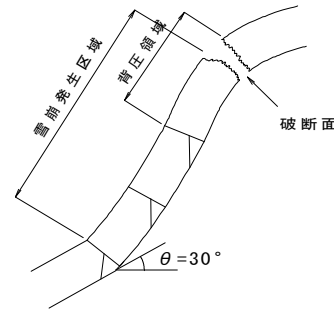


図11.67 背圧領域

表11.42 列配隔(L) (m)

H _s (m)	θ	30度	35度	40度	45度
3.0		45	21	15	12
3.5		52	24	17	14
4.0		60	28	20	16
4.5		67	31	22	18

注) θ : 斜面勾配
H_s : 設計積雪深

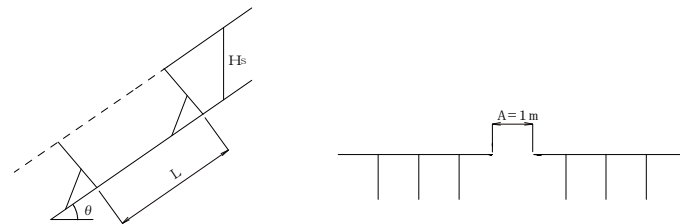


図11.68 柵の配列

9. なだれ予防柵は、極力樹木を伐採しないよう配置する。
10. なだれ予防柵設置後の自然景観への長期的適応として、可能な限り周辺地山に対し樹木等の植生を行うことが望ましい。

3. 柵の配列形式には連続配置もあるが、地形との整合性、設計の標準化等を考慮し、断続配置、千鳥配置を原則とした。なお、断続、千鳥の組合せ配置は、必要に応じて計画すればよい。

4. 柵間隔(A)は一般に2m以下とすることで表層なだれをも予防できると言われているが、柵間隔をあまり大きくすると、柵一基が受ける全雪圧のうち辺縁効果のしめる割合が大きくなるため、柵の部材および基礎の断面が大きくなり、経済的でなくなるので1mを標準とした。

列間隔(L)は、次式によって算定している。

$$L = \frac{2 \cdot \tan \theta}{\tan \theta - \tan \delta} \times H_s \quad \dots\dots\dots (m)$$

----- 以降修正なし -----

現 行

改 定 案

ここで、 δ とは雪と地面の摩擦角で、 $\tan \delta$ は安全側をとって0.5とした。また、上式で示されるLは、概ね柵の背圧領域の最大値を与えるものと考えられる。

設計積雪深 (Hs) は、最寄りの観測資料から局地的な気象条件、地形および風向等を考慮すると共に、経済性、安全性等も考慮して決めるものとする。ここに、設計積雪深は年最大積雪深の30年再現期間値とする。

- 5. 柵高は、設計積雪深を下回らないこととし、標準設計を用いる場合は直近上位とする。
- 7. グライド係数は下表による。

表11.43 グライド係数 : N

斜面方位 斜面 勾配 θ (度)	北向き斜面			南向き斜面		
	30	35	40以上	30	35	40以上
地表状態						
・玉石 ($\phi 30\text{cm}$ 以上) の斜面 ・大岩の凸凹面	1.2	1.5	1.8	1.3	1.6	2.0
・礫 ($\phi 30\text{cm}$ 以下) の斜面 ・丈1 m以上の灌木地 ・50cm以上の凸凹面	1.6	2.0	2.4	1.8	2.3	2.7
・小さい灌木地 ・50cm以下の凸凹面 ・草地	2.0	2.5	3.0	2.4	3.0	3.6
・平滑岩盤 ・葉の長い草地 ・湿地	2.6	3.3	3.9	3.2	4.0	4.8

なお、表11.43はスイス示方書によるグライド係数を、北陸地方の雪質 (多雪、湿り雪) を考慮して、図11.69による斜面勾配による割増を行っている。

クリープ係数は、下表による。

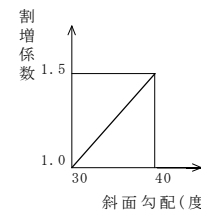


図11.69 斜面勾配による割増し係数

表11.44 クリープ係数 : K

設計積雪深 Hs (m)	クリープ係数				(参考) クリープ値計算時の設定値	
	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 35^\circ$	$\theta = 40^\circ$	$\theta = 45^\circ$ 以上	雪の単位重量 γ_s (kN/m^3)	$K/\sin 2\theta$ の値
3.0~4.0	0.69	0.75	0.78	0.80	3.50	0.795
4.5	0.70	0.76	0.79	0.81	3.67	0.807
5.0	0.71	0.77	0.81	0.82	3.83	0.818

11-4-1-2 荷 重

1. 梁、柱および基礎の設計は、斜面雪圧、スノープリズム、辺縁効果荷重による。ただし、積雪の単位重量は 3.5 kN/m^3 を基本とするが、設計積雪深が4 mをこえる場合は、7 mを 4.5 kN/m^3 とした直線補間で求める。

現 行

改 定 案

(1) 斜面雪圧

$$S_n = \gamma_s \cdot \frac{H_s^2}{2} \cdot K \cdot N \cdots \cdots (\text{kN/m})$$

$$S_q = \frac{a}{N \cdot \tan \theta} \cdot S_n \cdots \cdots (\text{kN/m})$$

ここに、 S_n : 雪圧の斜面に平行な成分 (kN/m)
 S_q : 雪圧の斜面に直角な成分 (kN/m)
 γ_s : 積雪の単位重量 (kN/m³)
 H_s : 設計積雪深 (m)
 K : 雪のクリープ係数
 N : 雪のグライド係数
 a : 雪質に関する係数で、 $a = \frac{1 - 2\nu_c}{2(1 - \nu_c)}$
 ν_c : 積雪のポアソン比で、 $\nu_c = 0.04\gamma_s$
 θ : 斜面勾配 (度)

(2) スノープリズム

$$G = \gamma_s \cdot \frac{D_s^2}{2} \cdot \tan \rho \cdots \cdots (\text{kN/m})$$

$$G_n = G \cdot \sin \theta \cdots \cdots (\text{kN/m})$$

$$G_q = G \cdot \cos \theta \cdots \cdots (\text{kN/m})$$

ここに、 G : スノープリズムの重量 (kN/m)
 G_n : スノープリズムの斜面に平行な成分 (kN/m)
 G_q : スノープリズムの斜面に直角な成分 (kN/m)
 γ_s : 積雪の単位重量 (kN/m³)
 D_s : 設計積雪深 H_s の斜面に直角方向の高さ (m)
 $D_s = H_s \cdot \cos \theta$
 H_s : 設計積雪深 (m)
 θ : 斜面勾配 (度)
 ρ : 柵面の斜面直角方向に対する傾き (度)

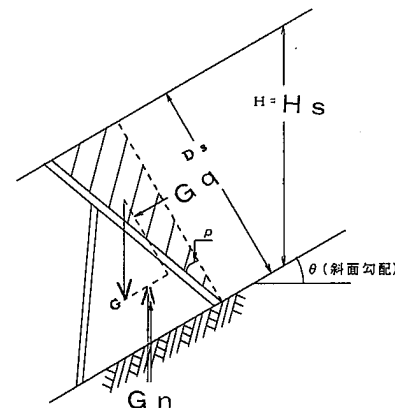


図11.70 スノープリズムによる雪圧

(3) 辺縁効果荷重

$$f_r = (0.92 + 0.65N) \cdot \frac{A}{2} \leq 1.00 + 1.25N$$

$$S_r = f_r \cdot S_n \cdots \cdots (\text{kN/m})$$

ここに、 f_r : 辺縁効果係数
 A : 柵と柵の水平間隔 (m)
 $A = 1.0\text{m}$ を標準値とする。

なお、辺縁効果荷重の作用範囲は、柵端より0.3mの範囲とする。

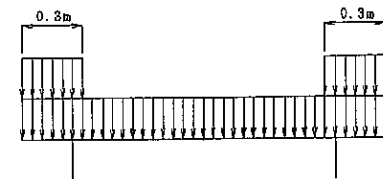


図11.71 辺縁荷重

2. パーに載荷する荷重は、下記による。

- (1) 斜面雪圧、スノープリズムによる荷重は梁、柱および基礎を対象とした荷重の62.5%増しとする。
- (2) 辺縁効果荷重は、梁、柱および基礎を対象とした荷重の30%増しとする。

現 行

改 定 案

1. 辺縁効果荷重の作用範囲： Δl は、次式によって算定した。

$$\Delta l = 0.60 \frac{A}{2} \leq \frac{D_s}{3} \quad (\text{m})$$

ここに、A：柵と柵の水平間隔であり、A=1.0mを標準とする (m)。

D_s ：設計積雪深 H_s の斜面に直角方向の高さであり、 $D_s = H_s \cdot \cos \theta$ で求められる (m)。

2. バーの設計では、融雪時の雪の密度増加を考慮し、雪圧を30%割増した。また、沈降力による付加荷重として、面から柵高の1/4まで斜面雪圧の25%を付加することとなっているが、上部にも小規模なだれ荷重等の配慮が必要なため、柵高全面に付加した。

なお、斜面雪圧の割増しについては $1.625 = 1.30 \times 1.25$ とし、辺縁効果荷重は雪の沈降力による付加荷重を考慮しない。

11-4-1-3 基礎工

- 1. 設計は「道路防雪施設マニュアル (コンクリート構造編) / (社)北陸建設弘済会」による。
- 2. 基礎工は無筋コンクリート構造とし、上部工の梁部材および柱部材の基礎を繋げることを原則とする。

1. 予防柵は、基礎の移動による梁と柱の結合部の破損が多いので、両者を繋げた基礎が望ましい。ただし、基礎地盤が岩盤の場合は掘削によって地盤が乱れることがないので独立基礎でもよい。

11-4-1-4 鋼製なだれ予防柵の設計

鋼製なだれ予防柵は、下記事項に留意して設計する。

- 1. 柵幅は、6mとし、4柱式とする。
- 2. 使用材料は、表11.45を標準とする。

表11.45 材料の規格

部 材	材 料	材 質
梁	H 型 鋼	S S 400
柱	H 型 鋼	S S 400
バー	角形鋼管	S T K R 400
結合ボルト	B ・ N	S S 400相当品

- 3. 梁と柱の交点は、ボルト接合とし、リブプレート等で補強する。
- 4. バーの固定は、プレート接合、Uボルト接合のいずれでもよいが、側圧を受ける恐れがある場合は、プレート接合とする。
- 5. 防錆は、溶融亜鉛メッキ仕上げを標準とし、H型鋼・角形鋼管はJIS H8641 (HD Z 55)、ボルト類はJIS H8641 (HD Z 35)とする。
- 6. 鋼材の許容応力度は、「道路橋示方書・II鋼橋編」に準拠する。
- 7. 設計は「道路防雪施設マニュアル (コンクリート構造編) / (社)北陸建設弘済会」による。

1. 柵幅6mは、材料の市場性ならびに、地形との整合性を考慮したものである。
 また、支柱に角形鋼管を使用する方法もあるが、中に水がたまり凍結被害を受けるおそれがあるので、H型鋼とした。
 4柱式としたのは、基礎地盤とのなじみを考えたものである。

現 行

改 定 案

7. 積雪時の荷重としては、雪自重、斜面雪圧、沈降力等が考えられるが、荷重状態は長期にわたって持続されるので、許容応力度は常時と同様に割り増しを行ってはいならない。

11-4-1-5 PC製なだれ予防柵の設計

PC製なだれ予防柵は、下記事項に留意して設計する。

1. 柵幅は4mとし、2柱式とする。
2. 使用材料は表11.46を標準とする。

表11.46 材料の規格

部 材		材 料 ・ 材 質	
トリクレンコ	梁	鉄筋コンクリート	$\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$
	柱	鉄筋コンクリート	$\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$
	パー	プレストレストコンクリート	$\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$
鋼材	PC鋼線	SWPR 7B-15.2	
	鉄筋	SD345を標準	

3. PCなだれ予防柵の設計方法については、「道路防雪施設マニュアル [コンクリート構造編] / (社)北陸建設弘済会」による。

2. 供給の少ないD10はSD295Aを使用してもよい。
3. 積雪時の荷重としては、雪自重、斜面雪圧、沈降力等が考えられるが、荷重状態は長期にわたって持続されるので、許容応力度は常時と同様に割り増しを行ってはいならない。

11-4-2 せり出し防止柵

11-4-2-1 設計一般

せり出し防止柵は、道路の切土部等の法尻にグライドによって発生する、積雪の滑り出しやオーバーハングを防止するものであり、設置計画は下記事項に留意する。

1. 設置位置は道路沿いの切土部法尻とし、最下段に位置する予防柵として列間斜距離を適正に保つことが望ましい。
2. 柵は垂直に立て、柵上部には機械による雪庇処理のために上弦材を設ける。
3. 柵は連続構造とする。ただし、1ブロック長は60m程度を限度とする。
4. 防止柵はグライド防止を主目的としているため、表層なだれの危険がないところに設置するものとし、グライドは支柱間のケーブルおよび金網で防止する。
5. その他はなだれ予防柵に準拠する。
6. せり出し予防柵設計図は、「標準設計 (国土交通省北陸地方整備局)」による。

設計積雪深は年最大積雪深の30年再現期間値を原則とする。また、柵高は維持管理することを前提として、設計積雪深より、1m程度低くした例が多い。

現 行

改 定 案

11-4-2-2 荷 重

各部材の設計は、斜面雪圧荷重による。
積雪の平均密度は、なだれ予防柵と同様とする。
斜面雪圧は、11-4-1-2に示すなだれ予防柵の方法に準じて設計を行う。

11-4-2-3 基 礎 工

基礎工は一般に擁壁を基礎とする。

11-4-2-4 鋼製せり出し防止柵の設計

鋼製せり出し防止柵は、下記事項に留意して設計する。

1. 柵の支柱間隔は1.5mを標準とする。
2. 使用材料は、表11.47を標準とする。

表11.47 材料の規格

部 材	材 料	材 質
支 柱	H 型 鋼	SS-400
金 網	3.2φ×50×50	---
ワイヤーロープ	3×7G/0	---
上 弦 材	構造用鋼管	STK-400

3. 防錆は、溶融亜鉛メッキ仕上げを標準とし、H型鋼と構造用鋼管はJIS H8641 (HDZ55) とする。
また、金網、ワイヤーロープは落石防護柵に準拠する。
4. 鋼材の許容応力度は、「道路橋示方書・II鋼橋編」を準用するが、鋼製雪崩予防柵と同様に割増を行ってはいない。

11-4-2-5 PC製せり出し防止柵の設計

PC製せり出し防止柵の設計は、下記事項に留意して設計する。

1. 柵の支柱間隔は1.5mを標準とする。
2. 使用材料は、表11.48を標準とする。その他の金網、ワイヤーロープについては、鋼製と同様とする。

表11.48 材料の規格

部 材	材 料 ・ 材 質
コンク 支 柱	プレストレストコンクリート $\sigma_{ck} = 60N/mm^2$
リート 上弦材	鉄筋コンクリート $\sigma_{ck} = 60N/mm^2$
P C 鋼 材	SWPR 7B-15.2
鉄 筋	SD345を標準

3. 上弦材の固定はボルト接合とし、防錆は溶融亜鉛メッキJIS H8461 (HDZ35) とする。
4. 材料の許容応力度は、PC製なだれ予防柵に準じ、割増を行ってはいない。

2. 供給の少ないD10はSD295Aを使用してもよい。

現 行

改 定 案

11-5 路面消融雪施設

11-5-1 消雪施設

11-5-1-1 適 用

路面消融雪施設（消雪パイプ）の設計は本項によるものとし、この基準に示されていない事項は表11.1の関係図書によるものとする。

道路の消融雪施設は従来から行われている地下水を利用した消雪パイプが上げられるが、近年の地下水規則や河川水を利用した消雪パイプが施工されているため、表11.1の図書を参考に適正な消融雪施設の設計を行うこととする。

11-5-1-2 施 工

1. 消雪パイプの散水管および送排水管の保護は現場打ちコンクリート方式を原則とするが、供用中の道路ではプレキャストブロック方式を原則とする。
2. プレキャストブロックの設計図は「標準設計（国土交通省北陸地方整備局）」による。

併用中の幹線道路等で、施工時の交通規制の影響が大きい区間での施工は、交通規制期間の短縮等を図るため、プレキャストブロック方式を原則とする。

11-5-2 流 雪 溝

11-5-2-1 適 用

流雪溝の設計は「流雪溝設計運営要領／(社)北陸建設弘済会」を参考に設計してもよい。

11-6 吹雪対策工

11-6-1 吹雪対策の概要

1. 吹雪対策の目的

吹雪による道路交通の障害は、吹きだまりと視程障害の2つに大別される。

2. 吹雪の運動と障害の発生

飛雪は積雪表面の雪粒が雪粒間の付着力や結合力を上回る風の力によって風下に移動する現象をいう。

飛雪の運動には転動、跳躍、浮遊の3種類がある。跳躍雪粒が吹きだまりの主要因であり、浮遊雪粒が視程障害をもたらす。

雪粒間の付着力は、雪質や温度によって大きな違いがあるが、一般に気温が0℃以下であっても温度が高いほど付着力は大きい。

飛雪流量とは、任意の高さで風向きに直角な単位面積、単位時間当たり通過する飛雪の量である。飛雪流量は、地面に近いほど大きく上に行くほど小さくなり、風速のべき乗に比例するといわれている。

風速が低下すれば飛雪能力は低下し、吹きだまりが発生する。従って吹きだまりを抑制するには、地面付近の風速を加速させて吹きだまらないようにするか、風速をコントロールして道路の風上あるいは風下に吹きだまりを発生させることが必要となる。

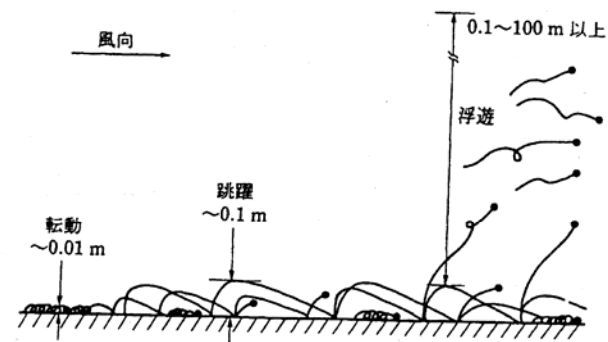
飛雪流量は飛雪空間濃度と風速の積である。視程障害は目線の高さの位置での飛雪流量に依存するので、視程障害対策は視程に入り込んでくる飛雪流量を予め低下させておくか、視程付近での風速を低下させればよい。

1. について

吹雪対策の一般については「2005除雪・防雪ハンドブック(防雪編) / (社)日本建設機械化協会、(公社)雪センター」を、吹雪対策工の詳細については「道路吹雪対策マニュアル / 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所」を、スノーシェルターの設計の詳細については「道路防雪施設マニュアル / 道路防雪検討委員会 ; (社)北陸建設弘済会」を参考にできる。

2. について

飛雪の運動形態は以下のとおりである。



飛雪の運動には転動、跳躍、浮遊の3つの形があり、地吹雪は転動、跳躍からなる低い地吹雪と風速が大きく浮遊粒子を含む高い地吹雪に分けられる。

図11.72 飛雪の運動形態

現 行

改 定 案

吹雪、視程障害の発生は、以下を目安にできる。

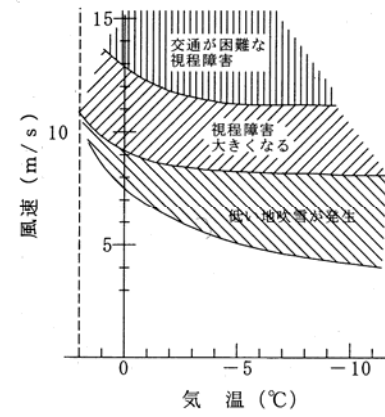


図11.73 風速と気温による吹雪障害内容の違い

(参考文献 降雪時の高い地吹雪の発生限度風速：竹内ほか(昭和61年度)雪氷学会予稿集)

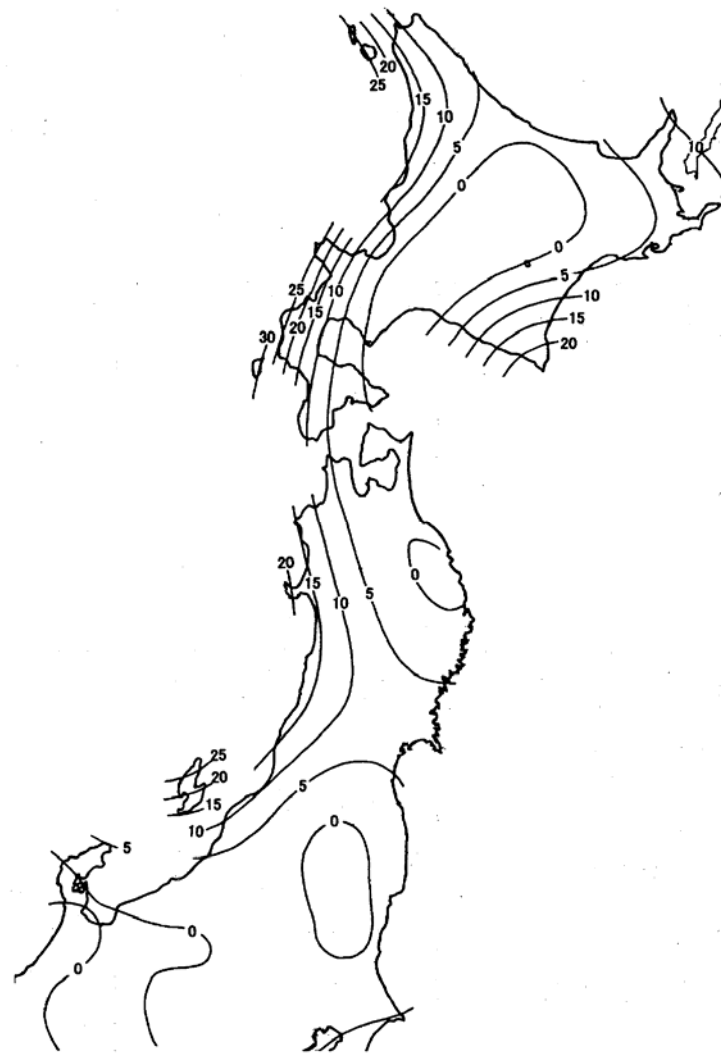


図11.74 1月の日最大風速10m/s以上の日数

(参考文献 理科年表：国立天文台編(2001年版)日最大風速の階級別日数)

現 行

改 定 案

11-6-2 吹雪対策の計画

11-6-2-1 吹雪対策の一覧

吹雪対策には防雪林、防雪柵、スノーシェルター等の施設による対策の他、盛土等道路構造による対策や視線誘導による対策がある。
ここでは、防雪林、防雪柵、スノーシェルターの3施設を対象に説明を行う。

表11.49 吹雪対策施設の種類

区 分	種 別	対策工	対策の主目的
道路構造	防雪切土による吹雪対策	防雪切土	吹きだまり対策
	盛土による吹雪対策	防雪盛土	吹きだまり対策
		緩勾配盛土	吹きだまり・視程障害対策
付帯施設	道路防雪林	標準林	吹きだまり・視程障害対策
		狭帯林	視程障害対策
	防雪柵	吹きだめ柵	吹きだまり対策
		吹き止め柵	吹きだまり・視程障害対策
		吹き払い柵	視程障害対策
	スノーシェルター	アーチ型スノーシェルター	吹きだまり・視程障害対策
		門型スノーシェルター	吹きだまり・視程障害対策
	視線誘導施設	固定式視線誘導柱	除雪幅表示・視線誘導対策
		スノーポール	除雪幅表示・視線誘導対策
		視線誘導標	視線誘導対策
		視線誘導樹	視線誘導対策
道路照明		交通安全施設・視線誘導対策	

〔防雪林の概要〕

- 標準林 --- 林帯幅が10m以上の防雪林
- 狭帯林 --- 林帯幅が10m未満の防雪林

①標準林 10mタイプの例

(標準林帯幅=11.0m)

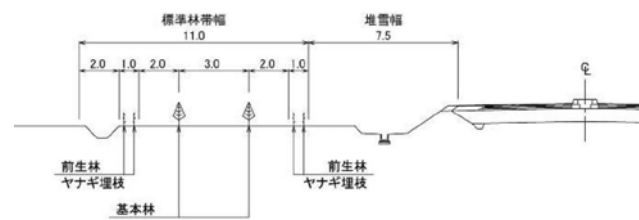


図11.75 標準林 10mタイプの植栽標準図

現 行

改 定 案

②標準林 20mタイプの例
(標準林帯幅=23.0m)

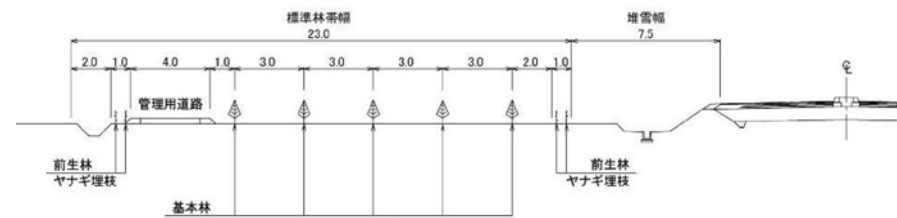


図11.76 標準林 20mタイプの植栽標準図

③標準林 30mタイプの例
(標準林帯幅=32.0m)

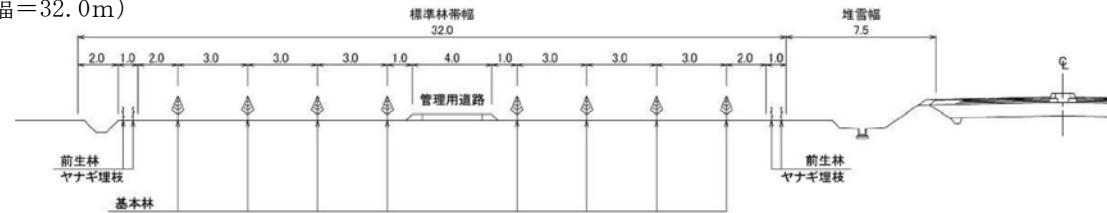


図11.77 標準林 30mタイプの植栽標準図



写真11.1 標準林



写真11.2 狭帯林

		吹きだめ柵	吹き止め柵	吹き払い柵
用 途	吹きだまり対策	○	○	×
	視程障害対策	△	○	○
適 用 条 件	主風向の角度	ほぼ直角	○	○
		45° 程度	△	○
		平行に近い	×	△
	最大積雪深	1m未満	○	○
		1.0~1.5m	○	○
		1.5m以上	○	○
吹きだまり量 (m ³ /m)	40m ³ /m未満	○	○	
	40~60m ³ /m	○	○	
	60m ³ /m以上	○	△	
構 造	柵の設置位置	路肩から数十m風上	路肩から6.5~10.0m風上	路肩近傍の風上
	下部間隙	50~60cm	0cm	90~120cm
	防雪板の空隙率	20~30%	柵上部--30%程度 柵下部--0~10%	0%

表11.50 防雪柵の概要

現 行

改 定 案

(1) 吹きだめ柵

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。そのため、吹きだめ柵は吹きだまり防止のほか、視程障害緩和効果を有する。

(2) 吹き止め柵

吹きだめ柵の下部間隙を無くし、飛雪を風上に多く捕捉し、かつ風上の防雪容量を大きくするために柵高を高く空隙率を小さくした柵が吹き止め柵である。吹き止め柵では、吹きだまり防止のほか、視程障害緩和効果を有する。

(3) 吹き払い柵

防雪板で風をせき止め、柵の下部間隙から吹き抜ける強い風を利用して、道路の路側や路面の雪を吹き払う。飛雪が路面すれすれに吹き抜けるので視程障害の緩和効果が大きい。



写真11.3 吹きだめ柵



写真11.4 吹き止め柵



写真11.5 吹き払い柵

〔スノーシェルターの概要〕

- ・構造形式 -----アーチ型と門型がある。
- ・主要材料 -----PC製と鋼製がある。
- ・用途 -----道路全体を覆うので、吹きだまり対策、及び視程障害対策共に確実な効果が得られる。
- ・適用条件 -----主風向と道路との角度、最大積雪深、吹きだまり量の大きさには拘りなく設置できる。
- ・設置位置 -----構造物の基礎は、道路左右の路肩付近となるので、必要とされる用地幅は小さくて済む。
- ・経済性 -----設置費用は高額である。
- ・留意すべき事項 -----
 - └ 屋根や側面を構成する床板は薄いので落石等の直撃には脆弱である
 - └ 側面からの偏圧に弱いので、雪崩や崩土の恐れがある所には設置できない。



写真11.6 スノーシェルター



写真11.7 門型スノーシェルター

現 行

改 定 案

11-6-2-2 吹雪対策工の選定

(1) 選定の基本

吹雪対策工は、吹きだまり対策工と視程障害対策工に2分できる。
 吹きだまり対策工、視程障害対策工共にできる限り防雪林を優先して選定し、それにより難しい場合は防雪柵やスノーシェルター等の施設による対策工を選定する。

恒久的対策工の選定に際しては、地球温暖化対策、周辺景観との調和、自然環境の保全の観点から、防雪林の選定が望ましい。

しかしその一方で、防雪林の造成、育成、管理には、必要とする林帯幅に加え、管理用通路の設置幅の確保が望ましく、概して道路脇に広幅の用地の確保が必要となり、その取得が困難な場合も多い。

用地取得等で防雪林の設置が困難な場合は、防雪柵やスノーシェルター等の施設による対策に頼らざるを得ない。

(2) 吹きだまり対策

吹きだまり対策工の選定は、防雪林→防雪柵→スノーシェルターの優先順を基本とする。
 選定におけるポイントを以下に示す。なお、吹き払い柵は吹きだまり対策には適さない。

表11.51 吹きだまり対策の選定

工 法		選定時のポイント
防雪林		<ul style="list-style-type: none"> 吹きだまり対策としては林帯幅が10m以上の標準林が必要となり、用地幅は大。 主風向は問わず、斜め方向からの風にも効果的。
防 雪 柵	吹きだめ柵	<ul style="list-style-type: none"> 主風向は道路に直角が望ましいが、45°程度までなら適用可。 60m³/mをこえる大規模の吹きだまりにも適用可。 柵は路肩から風上に数十m離れた位置に設置されるので、用地幅は大。
	吹き止め柵	<ul style="list-style-type: none"> 主風向は道路に直角が望ましいが、45°程度までなら適用可。 60m³/m未満の中規模の吹きだまりに適用可。 柵は路肩から風上に6.5~10.0m離れた位置に設置されるので、用地幅は吹きだめ柵に比して少なくて済む。
スノーシェルター		<ul style="list-style-type: none"> 主風向に制約はない。 効果は大きいですが、費用も高額。 基礎は路肩付近に設置されるので、用地幅は通常の道路用地範囲でほぼ対応可。

防雪林の必要林帯幅と最大吹きだまり量については、北海道の国道で用いられている目安値を以下に示す。

表11.52 最大吹きだまり量と林帯幅
 (北海道の国道で用いられている)

最大吹きだまり量 (平均値)	必要な林帯幅
20~30m ³ /m	10m
30~50m ³ /m	20m
50m ³ /m~	30m

現 行

改 定 案

(3) 視程障害対策

視程障害対策工の選定は、防雪林→防雪柵→スノーシェルターの優先順を基本とする。
 選定におけるポイントを以下に示す。なお、吹きだめ柵も視程障害対策に一定の効果を有するが、道路から離れた位置に柵が設置されるので、ここでは説明の対象から除外する。

表11.53 視程障害対策の選定

工 法		選定時のポイント
防雪林		<ul style="list-style-type: none"> ・視程障害対策であれば林帯幅が10m未満の狭帯林でも効果を発するが用地幅は一定量必要となる。 ・主風向は問わず、斜め方向からの風にも効果的。
防雪柵	吹き止め柵	<ul style="list-style-type: none"> ・主風向は道路に直角が望ましいが、45°程度までなら適用可。 ・柵は路肩から風上に6.5～10.0m離れた位置に設置されるので、用地幅も比較的少なくて済む。
	吹き払い柵	<ul style="list-style-type: none"> ・主風向は道路に直角が望ましいが、45°程度までなら適用可。 ・吹き払い柵は柵の下部間隙を1m前後あけて通過する風で吹き払う構造なので、積雪深が多いとこの間隙が雪で埋もれるので適用できない。 ・吹き払い効果が得られる領域は柵高の2～3倍程度なので、路肩に柵を設置した場合でも、せいぜい2車線分しかカバーできない。
スノーシェルター		<ul style="list-style-type: none"> ・主風向に制約はない。 ・効果は大きいですが、費用も高額。 ・基礎は路肩付近に設置されるので、用地幅は通常の道路用地範囲でほぼ対応可。

吹き払い柵については、特に以下の留意が必要となる。

- ① 吹き払い効果が期待できる柵背後の領域は、道路が除雪され路面が出ている場合でもせいぜい柵高の 2、3 倍まで（柵高が 3m の場合、6～9m）であり、2 車線道路が適用の限界である。
 注) 吹き払い領域をこえた風下側では、吹きだめ柵の風下領域と同様に大きな雪丘ができてしまうので、これが道路上にかかれば逆効果となる。
- ② 柵の背面直近に歩道があれば、その分貴重な車道への吹き払い領域が少なくなってしまうので、歩道は道路を挟んだ柵の反対側への設置が望ましい。
- ③ 中央分離帯は吹き払いの流れを乱すので、吹きだまりが発生しやすいので吹き払い柵には適さない。
- ④ 柵の背面直近にガードレールがあれば吹き払い効果が阻害されるので適さない。
- ⑤ 柵の背面直近に除雪した雪が滞留すれば上記と同様に吹き払い効果が阻害されるので、即時排雪を行う必要がある。
- ⑥ 最大積雪深が大きいと吹き払いに必要な下部間隙が埋もれてしまうので、適さない。
- ⑦ 柵は道路間際に設置されるので、主風向のみならず逆風向の風荷重に対しても、倒壊や変形に対して安全性を担保する必要がある。

現 行

改 定 案

11-6-2-3 計画・設計時に必要となる基本諸量

(1) 設計積雪深

吹雪対策の検討時に用いる設計積雪深 H_s (m) は、雪崩対策設計時と同様に年最大積雪深の30年再現期間値とする。

(2) 吹きだまり量

吹きだまり量 A_s (m^3/m) は、便宜上その地点の一冬分の吹雪量 (m^3/m) と考えてもよく、その推定は以下の方法を用いてよい。

(方法1) 周辺に設置済みの防雪柵がある場合、各年の吹きだまり形状から吹きだまり量を推計し、検討地点での30年確率吹きだまり量を推定する。

(方法2) 周辺の気象データ(風速、気温、積雪深)から、1時間当たりの吹雪量を算出し、一冬時間で積分し、30年確率吹雪量を推定する。

(3) 設計風速

道路間に設置される吹き払い柵の設計風速は、主風向である正風時、その反対側からの逆風時共に $V = 50m/sec$ とする。

道路路肩から離れて設置される吹き止め柵、吹きだめ柵については正風時、逆風時共に $V = 40m/sec$ としてよいが、風による柵の倒壊で道路等に危険が予測される場合は、 $V = 50m/sec$ に上げる等の配慮が必要である。

(1) 設計積雪深

30年再現期間値の具体的な求め方は、検討地点近傍の3ヶ所以上の積雪データをベースに統計処理を行うこととなる。その詳細は本要領の 11-2-1-5 (3) を参考にできる。

(2) 吹きだまり量

吹きだまりは、飛雪が風の障害物周辺で風速の低下や障害物後方の渦(乱流域)により堆積することをいう。降雪より形成された積雪(自然積雪)の上に堆積した雪が吹きだまりである。従って吹きだまり量は対象箇所に堆積した雪から自然積雪を差し引いた量である。

一方、吹雪量とは単位時間に風向に直角な単位幅を通過する雪の総量 ($kg/m/sec$) であり、これを時間積分すると一冬の吹雪量を求めることができる。

吹きだまり量を気象データから直接推測するのは難しいが、対象箇所を通過する吹雪が全てそこに堆雪すると仮定すれば、吹雪量 \approx 吹きだまり量に近似でき、気象データから吹きだまり量を統計的に推定することもできる。詳細は「道路吹雪対策マニュアル」第1編共通編を参考にできる。

(3) 設計風速

防雪柵は道路際や道路近くに設置されるので、風荷重の設計は「道路標識設置基準・同解説」を参考にすることにした。

それによれば、風荷重は短期荷重として取扱い、以下の設定を行っている。

片持式や門型式の道路標識	}	$50m/sec$
道路情報提供装置		
路側式の道路標識	———	$40m/sec$

防雪柵の風荷重は上記を参考に設定した。

現 行

改 定 案

11-6-3 吹雪対策の設計

11-6-3-1 防雪林の設計

防雪林の設計では、下記の事項を検討し、その内容を具体化しなければならない。

- 造成
 - 生育基盤造成 — 排水、客土
 - 防風工 — 防風柵、防風土塁
 - 植栽 — 樹種、植栽木規格、植えつけ配置、植えつけ時期
- 保育
 - 草刈
 - 施肥
 - つる切り
 - 間引き
- 更新
 - 更新方法
 - 時期

上記の詳細については、「除雪・防雪ハンドブック」、「道路吹雪対策マニュアル」第2編防雪林編を参考にできる。

11-6-3-2 防雪柵の設計

(1) 吹きだめ柵の基本設計

1) 柵の空隙率

柵の空隙率P (%)とは、下部間隙を除いた柵全体面積に対する空隙部分の割合をいう。

それに関する用語として柵の密度D (%)があるが、柵全体面積に対する非空隙部分の割合であり、両者の関係は $P=100-D$ (%)となる。

吹きだめ柵は空隙率が大きいと柵の風下側(道路側)に堆雪する領域長も大きくなり用地幅も大となるので、日本では20~30%程度の空隙率の柵が多用されている。

2) 防雪容量と柵高

柵の防雪容量とは平衡状態になるまで堆雪できる柵前後の最大堆雪量の合計をいい、 M_s (kg/m)で表示されることが多い。

防雪容量は吹きだまり量 A_s (m³/m)と対比して使用するので、ここでは防雪容量を以下のように体積に変換して定義する。

$$\text{防雪容量 } A_a \text{ (m}^3/\text{m)} = M_s \text{ (kg/m)} / \rho \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

吹きだめ柵の設計では、検討地点での30年確率による吹きだまり量 A_s (m³/m)が柵の防雪容量 A_a (m³/m)以下となるよう、柵高を設定する。

$$\text{吹きだまり量 } A_s \text{ (m}^3/\text{m)} \leq \text{防雪容量 } A_a \text{ (m}^3/\text{m)}$$

$$A_a = 11.5(H - H_s)^2 + (34 - 0.31(100 - P))(H - H_s)^2 \text{ (m}^3/\text{m)}$$

- H : 柵高 (m)
- H_s : 30年確率による設計積雪深 (m)
- P : 空隙率 (%)

なお、防雪容量は主風向と直角になるよう設置するのが望ましいが、直角とならず斜め方向に柵を設置する場合は防雪容量の能力が低下するので、その分柵高を上げる必要がある。

3) 柵の設置位置

吹きだめ柵は、柵の風下(道路がある方向)に一定長の吹きだまりができる構造なので、道路路肩からそ

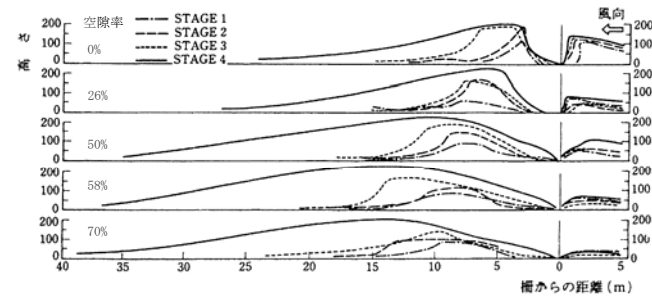
の分離した位置に柵を設置しなければならない。
その距離をL (m) とすれば、Lは以下の式による。

$$L = (9 + 0.46P)(H - H_s) \text{ (m)}$$

4) 柵の下部間隙

吹きだめ柵の下部間隙は、50~60 cm程度が多用されている。

1) 柵の空隙率について



柵密度が小さくなるにしたがって風上雪丘は小さく風下雪丘は長く大きくなる。

図 11.78 防雪柵の密度と雪丘形状

2) 防雪容量と柵高について

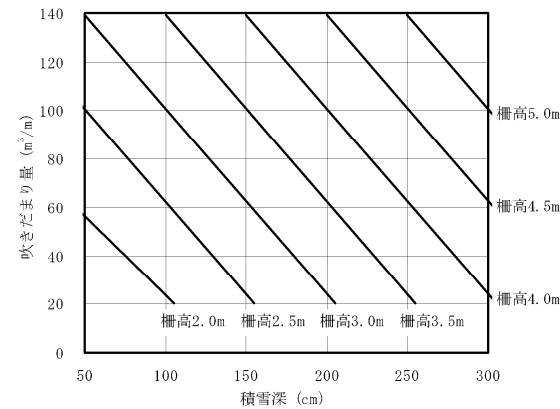
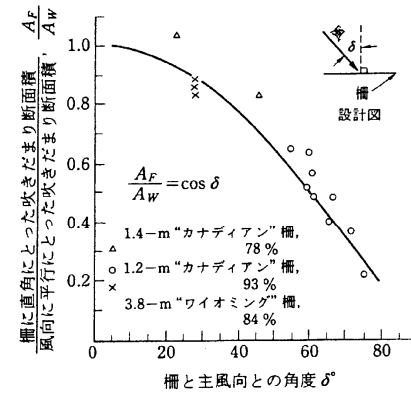


図 11.79 積雪深、吹きだまり量と吹きだめ柵の柵高の関係 (空隙率 25%の吹きだめ柵を仮定している)



柵が主風向に直角でない場合にはその角度によって風下吹きだまり量が小さくなる。

図 11.80 主風向の柵との角度と風下吹きだまり量の関係

3) 柵の設置位置について

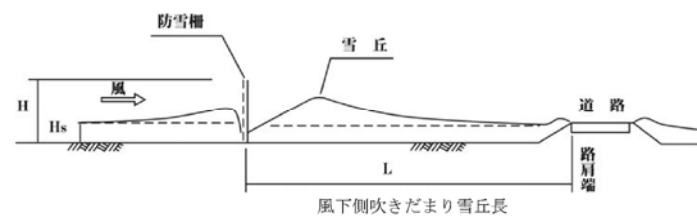


図 11.81 吹きだめ柵の風下側吹きだまり雪丘長

現 行

改 定 案

(2) 吹き止め柵の基本設計

1) 柵の空隙率

柵の下部の空隙率は 0%、上部の空隙率は 30~40% 程度のもので多用されている。

2) 防雪容量と柵高

吹き止め柵の防雪容量は前項の吹きだめ柵と同様に体積で取扱い、吹きだまり量以上となるように柵高を設定する。

$$\text{吹きだまり量 } A_s \text{ (m}^3/\text{m)} \leq \text{防雪容量 } A_a \text{ (m}^3/\text{m)}$$

$$A_a = 2.25H(H - H_s) \text{ (m}^3/\text{m)}$$

- 〔 H : 柵高 (m)
- 〔 H_s : 30年確率による設計積雪深 (m)

なお、柵と主風向が直角でない場合、前項の吹きだめ柵と同様に斜め方向に対する防雪容量の低下を考慮して柵高UPの調整を行う。

吹き止め柵の柵高の上限は、ドライバーに対する圧迫感や構造上の制約等から 5 m 程度が多い。

3) 柵の設置位置

吹き止め柵の設置位置は、風下側での吹きだまり雪丘長を考慮して道路路肩から 6.5~10m 程度風上側に離して設置している事例が多い。

4) 柵の下部間隙

吹き止め柵の下部は間隙をあけない。

1) 柵の空隙率について

吹き止め柵の上部の空隙率を 30~40% 程度としているのは、ドライバーの圧迫感の緩和による。

2) 防雪容量と柵高

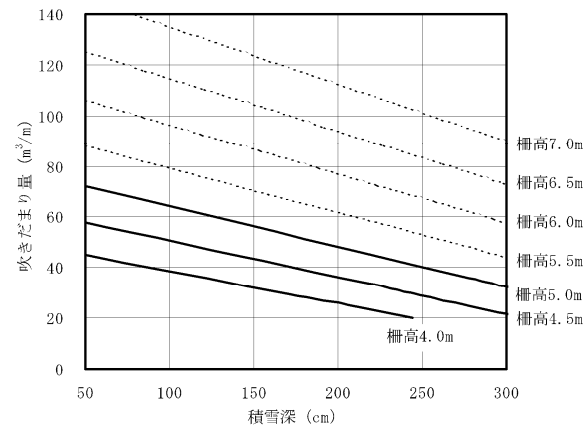


図 11.82 積雪深、吹きだまり量と吹き止め柵の柵高の関係

3) 柵の設置位置

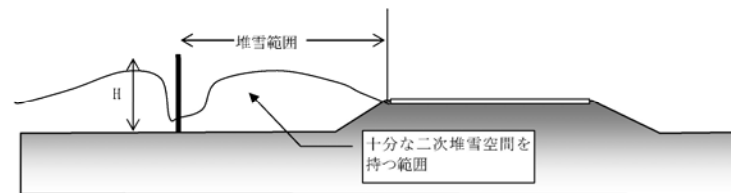


図 11.83 吹き止め柵の設置位置

現 行

改 定 案

(3) 吹き払い柵の基本設計

吹き払い柵は、吹きだまり対策としては適用されず、視程障害対策として使用されるので、防雪容量（吹きだまり量）には関わらず、視程障害回避に着目する。

1) 柵の空隙率

吹き払い柵の空隙率は0%を基本とする。

2) 柵高

吹き払い可能領域は柵高の2、3倍までを上限としているので、柵高は吹き払うべき道路の幅員と柵が設置できる位置を考慮して設定する。

吹き払い柵の柵高の上限は、ドライバーに対する圧迫感や構造上の制約等から3.0～3.5m程度が多い。

3) 柵の設置位置

吹き払い柵の設置位置は、吹き払い領域を極力有効にするため、建築限界を侵さない範囲で出来る限り車道に近づけることが望ましい。

4) 柵の下部間隙

吹き払い柵の下部間隙は、柵高の設定と共に吹き払い能力を大きく左右する要因の1つである。

下部間隙は90～120cmの例が多い。

1) 柵の空隙率

吹き払い柵は飛雪を路面近くに集約させて地表付近の風速を増加させ、ドライバー目線高さでの視程を向上させることを目的としている。従って下部間隙の上方に位置する柵の空隙率は0%を基本としている。

3) 柵の設置位置

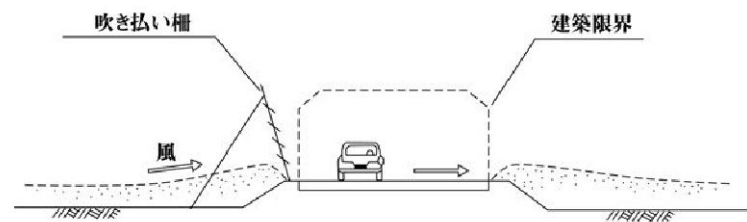


図 11.84 吹き払い柵の設置位置と建築限界

(4) 各柵に共通する設計手法

1) 設計の手順

防雪柵の設計は一般に以下の手順で行われる。

- ① 柵の基本寸法、形状、材料の仮定
- ② 構造モデル化
- ③ 各荷重の設定
- ④ 各荷重の組合せと許容割増率の組合せ
- ⑤ 断面力、反力の計算
- ⑥ 各部材の応力度照査
- ⑦ 基礎の安定度の照査

上記各手順の一般的事項については「道路土工」等を参考にできるが、ここでは防雪柵固有の取扱がある上記③の“各荷重の設定”と④の“各荷重の組合せと許容割増率の組合せ”について、以下に説明を行う。

2) 各荷重の設定

防雪柵には自重、控えワイヤーに作用する沈降力、正風向及び逆風向の風荷重を作用させる。

現 行

改 定 案

①自重

柵板、支柱の自重を対象とする。

②控えワイヤー沈降力

控えワイヤーがある構造の場合、ワイヤーに作用する沈降力を対象とする。

$$f_{\max} = 0.018 \times W_{\max}^{1.5} \quad (N/m)$$

W_{\max} : 単位面積当りの最大積雪重量 (N/m²)

③正風向、逆風向の風荷重

$$P = Cd \cdot \frac{1}{2} \rho a V^2 \quad (N/m^2)$$

Cd : 風圧係数、1.2とする

ρa : 空気密度、1.23 kg/m³とする

V : 設計風速 (m/sec)

柵には空隙のあるものもあり、ないものに比べて風荷重は多少小さくなるが、ここでは安全側の設定として、空隙率の大きさに拘らず上式を適用する。

3) 各荷重の組合せと許容増率の組合せ

防雪柵の設計では以下の3つの荷重組合せに対して照査を行う。

表11.54 防雪柵の荷重組合せ

NO.	荷重組合せ状態	組合せる荷重	許容の増率	荷重状態
1	常時	自重	1.0	長期荷重
2	積雪時	自重+ (控えワイヤー沈降力)	1.0	長期荷重
3	風荷重時	<ul style="list-style-type: none"> ・ 自重+正風向風荷重 (注) ・ 自重+逆風向風荷重 	1.5	短期荷重

(注) 「道路標識設置基準・同解説」に準拠した

2) 各荷重の設定

防雪柵には、自重、雪荷重、風荷重、地震慣性力の作用が予想されるが、地震慣性力は自重が軽量であるので影響は小さく、風荷重の方が大きく影響するのでここでは割愛する。

雪荷重については、柵部材や支柱に作用する沈降力、控えワイヤーに作用する沈降力、柵部材や支柱に作用する斜面雪圧等が一般には考えられる。しかし防護柵は防雪容量の設定で吹きだまり量をこえないよう配慮されているので柵全体がスッポリ埋まり柵部材や支柱に沈降力が作用することを前提としていない。また防雪柵は傾斜のある斜面ではなく平地での設置を前提としているので、斜面雪圧は特例と考え、ここでは割愛する。

11-6-3-3 スノーシェルターの設計

スノーシェルターの設計方法は、「道路防雪施設マニュアル〔コンクリート構造編〕」による。