ＰＣ道路防災構造物マニュアル

２００１年　３月

北海道土木技術会　コンクリート研究委員会

発刊にあたって

日本の道路は、国土の急峻な地形を通り豪雨，冬期の積雪，地震等の厳しい自然環境条件の中で、市町村を結ぶ重要な交通手段のネットワークとして整備されています。

道路の防雪対策のうち、雪崩対策としてのＰＣスノーシェッドや吹き溜まりや視程傷害対策としてのＰＣスノーシェルターはより安全性・快適性の高い構造物として対策工選定においても高レベルの工法と言えます。また、道路の落石対策のうち、落石防護工の一つであるＰＣロックシェッドは、信頼度をより高める構造物として全国各所に数多く設置されています。

一方、北海道では、雪崩の発生は勿論のこと、地震の多発や集中豪雨による地盤の緩みや凍結融解現象などによって落石・岩盤崩壊事故も発生しており、道路防災対策の重要性を痛感するところであります。

このような背景からこの度とりまとめました「ＰＣ道路防災構造物マニュアル」は、プレキャストＰＣ製道路防災構造物として、最も代表的なＰＣスノー・ロックシェッド，ＰＣスノーシェルターの設計・製造・施工マニュアルを一冊にとりまとめております。この中でＰＣロックシェッドは、コンクリート防災施設研究小委員会が平成３年度より”ＰＣロックシェッドの調査研究”をテーマとして長年検討を進めてきた研究成果を、「落石対策便覧」の改訂版（平成１２年６月）の内容を踏まえて、今回新しく設計・製造・施工マニュアルとしてとりまとめております。また、ＰＣスノーシェッド，ＰＣスノーシェルターは、平成１１年３月に当委員会が刊行した「北海道における道路防雪施設設計・製造・施工マニュアル［ＰＣスノーシェッド・シェルター編］」を新しいＰＣロックシェッドの内容との整合を図るために一部内容の修正を行い、標準設計として選定表・標準図面・標準数量（製品材料表・工事材料表）・支点反力表を追しております。資料編では、既設ＰＣシェッド・シェルターの耐震補強方法やロックシェッドの設計条件を決定するための斜面調査手法（案）についての提案も新しく記載されております。

ロックシェッド設置の目的は、落石から人や車輌を防護することにあり、ロックシェッドの設置計画を行う上で、設計条件となる落石荷重の設定精度，構造物の保証耐力の評価，緩衝材の緩衝効果が重要な要素となります。しかしながら、現状では、設計の対象とする落石荷重を設定するための調査手法，落石の抽出方法，落石エネルギーの緩衝材での吸収および伝達，部材の衝撃応答，安全度の設定等の課題も数多く残っていますが、現在考えられる最良の方法をまとめたものと考えております。

１９９９年5月７日の土木学会において、土木技術者の倫理規定が定められました。”基本認識”の中では、土木技術者の使命は、自然と人間の共生を目指す環境の創造と保存が最も重要であるとしています。

”基本認識”

１．土木技術は、有史以来今日に至るまで、人々の安全を守り、生活を豊かにする社会資本を建設し、維持・管理するために貢献してきた。とくに技術の大いなる発展に支えられた現代文明は、人類の生活を飛躍的に向上させた。しかし、技術力の拡大と多様化とともに、それが自然および社会に与える影響もまた複雑化し、増大するに至った。土木技術者はその事実を深く認識し、技術の行使にあたって常に自己を律する姿勢を堅持しなければならない。

２．現代の世代は未来の世代の生存条件を保証する責務があり、自然と人間を共生させる環境の創造と保存は、土木技術者にとって光栄ある使命である。

道路防災事業に携わる技術者の皆様も”土木技術者の倫理規定”を念頭に置き自然と人間が共生できる構造物の計画・設計・施工を目指していただきたいと思います。本書が、その一端を担うことが出来れば幸いであると考えています。

最後に、本書の作成に当たり御尽力いただきました小委員会委員長をはじめ委員各位にたいし深く感謝申し上げます。

２００１年　3月

北海道土木技術会　コンクリート研究委員会
委員長　　佐伯　昇

運用にあたって

本書は、平成１２年６月に刊行された「落石対策便覧」の改訂版の内容を踏まえて、当委員会が研究テーマとして取り組んできた”ＰＣロックシェッドの調査研究”の成果としてとりまとめたＰＣロックシェッドの設計・製造・施工マニュアルと、平成１１年３月に刊行された「北海道における道路防雪施設設計・製造・施工マニュアル［ＰＣスノーシェッド・シェルター編］」の一部内容の修正を行い標準設計を加えて、プレキャストＰＣ製道路防災構造物の設計・製造・施工マニュアルとして一冊にまとめられており、公的機関の適用要領類や関係基準類の改訂を考慮して作成されています。

本書の本格的な編集作業は、平成１２年３月から始められ、小委員会５回，ワーキングによる会議８回の審議を経て、この度「ＰＣ道路防災構造物マニュアル」として発刊するに至った次第です。

本書の主な内容は、次の通りです。

第１章　概　論

本マニュアルのとりまとめに当たっての留意事項や構造物の定義及び準拠した適用基準等について記述しています。

第２章　共通項目

一般的な雪害対策・落石対策構造物の調査・計画・設計の手順やＰＣスノー・ロックシェッド・ＰＣスノーシェルターに共通する道路構成，設計条件，使用材料の設計諸数値，塩害対策や冬期施工による対応に関して記述しています。

第３章　スノーシェッド

３．１ 設計，３．２ 標準設計，３．３ 製造，３．４ 施工の４部構成としＰＣスノーシェッドの計画をする上で、それぞれに必要な項目を記述しています。

第４章　スノーシェルター

４．１ 設計，４．２ 標準設計，４．３ 製造，４．４ 施工の４部構成とし各必要項目を記述しています。

第５章　ロックシェッド

５．１ 設計，５．２ 部材の標準化設計，５．３ 製造，５．４ 施工の４部構成としＰＣロックシェッドの計画をする上で、それぞれに必要な項目を記述しています。

資料編　資料－１

ＰＣスノーシェッド(Ｓ４１１)・ＰＣスノーシェルター（Ｓ５１１)・ＰＣロックシェッド(B_R１３０,C_R１３０タイプ)の設計計算の概要を設計例として記載しています。

資料編　資料－２

既設構造物の耐震補強が必要な場合の参考資料として沓座まわりの耐震補強方法について記載しています。

資料編　資料－３

第３章スノーシェッド第４章スノーシェルター第５章ロックシェッド本文のとりまとめにあたって検討された根拠資料を記載しています。

資料編　資料－４

ロックシェッドを計画する上で必要な落石条件設定のための斜面調査手法（案）について記載しています。

なお、本書に規定した内容については、各発注機関によりその運用が異なる部分もあり、運用に当たっては十分協議していただきたい。

最後に、本書が今後の防災事業の計画・設計・製造・施工に携わる技術者の参考となれば幸いです。

また、本書の作成に当たり鋭意ワーキングに御苦労された委員の方々に御礼を申し上げます。

２００１年　3月

北海道土木技術会　コンクリート研究委員会
コンクリート防災施設研究小委員会
委員長　　西村　克弘

北海道土木技術会　コンクリート研究委員会

コンクリート防災施設研究小委員会　名簿

委員長	西村克弘	北海道開発局
委員	角田與史雄	北海道大学
委員	佐伯昇	北海道大学
委員	三上敬司	専修大学　北海道短期大学
委員	池田憲二	北海道開発局
委員	高玉波夫	北海道開発局
委員	戸松義博	北海道開発局
委員	郷康則	北海道建設部
委員	奈良義明	北海道開発コンサルタント（株）
委員	濱塚康宏	（株）開発工営社
委員	川瀬良司	（株）構研エンジニアリング
委員	渡部敏	北海道ＰＣ防災技術協会
委員	苅部秀次	北海道ＰＣ防災技術協会
委員	福原佳明	北海道ＰＣ防災技術協会
委員	若林修	北陸ＰＣ防雪技術協会

［委員の交代］

委員　福沢義文

マニュアル編集作業部会　名簿

委員	戸田英明	北海道開発コンサルタント（株）
委員	長瀬眞央	（株）開発工営社
委員	横田寛	（株）構研エンジニアリング
委員	高木隆一	北海道ＰＣ防災技術協会
委員	尾見良二	北海道ＰＣ防災技術協会
委員	池田正行	北陸ＰＣ防雪技術協会
委員	中村佐智夫	北陸ＰＣ防雪技術協会
委員	矢野洋明	北陸ＰＣ防雪技術協会
委員	遠藤晃正	北陸ＰＣ防雪技術協会

［委員の交代］

委員　佐藤祐輔　→　委員　尾見良二

*** 目　　次 ***

資 料 編

資 料-1　設 計 例

資 料-2　沓座まわりの耐震補強 ------------------------------- ３２４

資 料-3　そ の 他

資 料-4　ロックシェッドを対象とした斜面調査手法（案）--------- ３８１

第　1　章　　概　　　論

１．１　概　要

本マニュアルは、各種道路防災施設の内プレストレストコンクリート（以下ＰＣと呼ぶ）部材を適用したＰＣスノーシェッド・ＰＣロックシェッド・ＰＣスノーシェルターを対象として、その計画、設計方法、施工方法に付いて取りまとめたものである。

一般に、道路の防災施設には、雪崩対策施設、落石対策施設、吹雪対策施設、消雪、流雪施設がある。その内ＰＣ部材を適用した対策施設では、①雪崩対策施設としてスノーシェッド、雪崩予防柵、雪崩防護柵 ②落石対策としてロックシェッド、落石防護柵、ロックキーパー ③吹雪対策施設としてスノーシェルター、非常駐車帯シェルター（パーキングシェルター）④堆雪対策施設としてスノーキーパー ⑤道路への積雪のせり出しを防止するせり出し防止柵 ⑥無雪作業スペースを確保する為のチェーン着脱場の上屋等が有る。本マニュアルでは、一般に普及しているスノーシェッド、ロックシェッド、スノーシェルターに付いて、詳述するものとした。

本マニュアルは、先に発刊された『北海道における道路防雪施設設計・製造・施工マニュアル［ＰＣスノーシェッド・シェルター編]』（１９９９年３月）を一部見直し修正し更に標準化資料を追加したものと新たに検討されたＰＣロックシェッドの設計・製造・施工マニュアルを合本し再編集されたものである。

本マニュアルをとりまとめるに当たって、特に留意した点を以下に述べる。。

昨今の建設業界では省力化、建設機械の普及に呼応して、プレキャスト化、施工の機械化、急速施工化の方向が定着している。ＰＣ防災構造物に付いてもこの背景を十分配慮する必要があり、本マニュアルでは、プレキャスト部材の大型化や現場施工の単純化（主要部材を工場で製作し、現地ではこれを組み立てるだけの工法）を図る事により、高品質で信頼性の高い構造物を建設できるようにした。

又、シェッド・シェルター等は、山間地の道路に計画される事が多い為に、部材の搬入路や組立時の交通阻害等も念頭において、合理性を損なわないように配慮した。

a) 道路防災施設の各構造物が準用する基準類は、道路橋示方書を準用することを基本としている。

b) 日本工業規格における国際単位系（ＳＩ）の導入により、材料強度にＳＩ単位を採用した。
　なお、本マニュアルは、平成１０年７月発刊の「道路橋示方書・同解説ＳＩ単位系移行に関する参考資料」の内容に極力準拠するように配慮した。

c) ＰＣスノーシェッド、ＰＣロックシェッドを構成する主梁は、従来引張鋼材としてＰＣ鋼材を主に配置したＰＣ製が多用されていたが、引張鋼材で鉄筋の依存度を高めたＰＲＣ製を使用し、その設計は、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮等に対して、引張鉄筋が変形を拘束することを配慮したＰＲＣ設計法としている。

d) 施工に関しては、新材料の採用、機材・重機の充実等を考慮に入れ、部材の大型化を指向した。
　なお、スノーシェッド等の屋根梁はＴ型断面であり、部材の設計はフランジの有効幅を考慮した有効断面で行うことを基本としている。

e) 耐震設計については、以下の方針で道路橋示方書Ｖ（耐震設計編）を準用する事とした。
　① 本マニュアルに掲載した構造物の地震時の設計は、地震時保有水平耐力法を適用せず、震度法で行うものとした。
　② シェッド・シェルターは、道路を覆う重要構造物であり、十分な安全性の確保が必要である。従って、桁かかり長・落下防止構造・変位制限構造からなる落下防止システムを設けるものとした。

本マニュアルにおける標準化の概要を次頁に示す。

なお、ロックシェッドの標準化は、防雪構造物と違い想定される荷重条件が多岐に渡り各設計条件の組み合わせを選定表として整理することが煩雑なため、ここでは標準配筋を想定しその部材の断面耐力や標準部材数量をまとめる事とした。

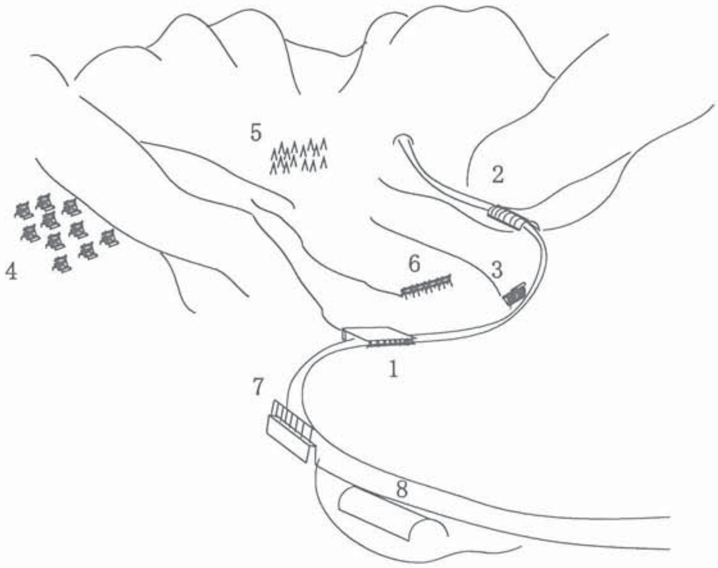
（1）標準化の範囲

- スノーシェッド
  - ス　パ　ン：L ＝ 8, 9, 10, 11, 12, 13 m
  - 設計積雪深：Hs ＝ 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 m
  - 合計 ～ ３９ケース(注1)
- スノーシェルター
  - ス　パ　ン：L ＝ 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15 m
  - 設計積雪深：Hs ＝ 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 m
  - 合計 ～ ４３ケース(注1)
- ロックシェッド
  - ス　パ　ン：L ＝ 8, 9, 10, 11, 12, 13 m
  - 標準断面　：N ＝ 3ﾀｲﾌﾟ
  - 合計 ～ １８ケース(注2)

（注１）各設計条件の組合せの中では、いくつか標準部材で対応できないものが存在する。

（注２）部材の設計は、標準配筋部材耐力を参考に各荷重条件に対応した配筋をその都度検討する必要がある。

ＰＣ部材を適用した防災構造物の配置を図１．１．１に示す。



※ １．スノーシェッド・ロックシェッド　　５．雪崩予防杭
※ ２．スノーシェルター　　６．雪崩防護柵・落石防護柵
※ （パーキングシェルター）　　７．せり出し防止柵
３．スノーキーパー・ロックキーパー　　８．チェーン着脱場の上屋
４．雪崩予防柵・落石防護柵

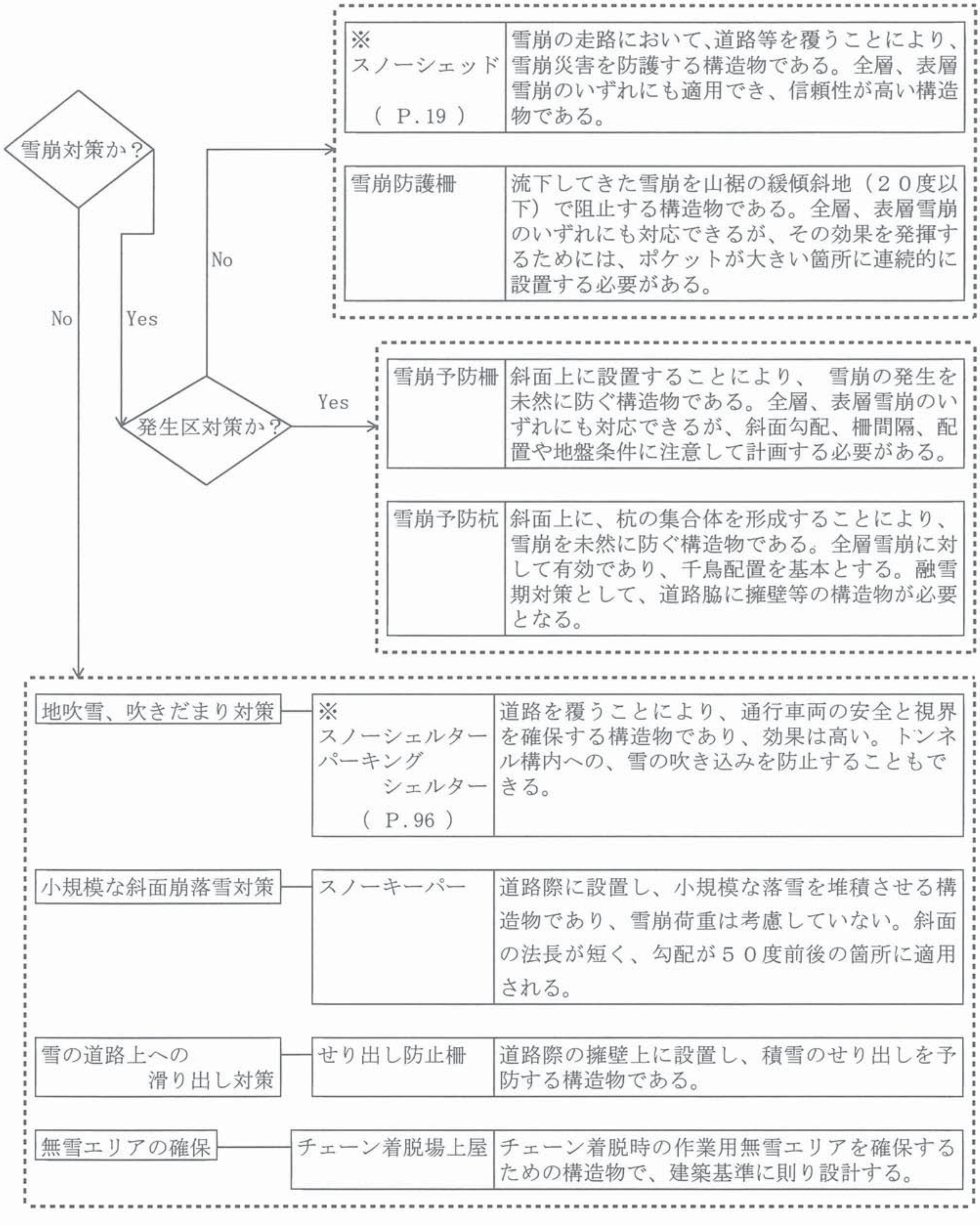
※　本マニュアルで取り上げた構造物

図　１．１．１　ＰＣ部材を適用した防災構造物

１．２　ＰＣ防災構造物の種類と概要

ＰＣ部材を適用した防災構造物の種類および適用条件についての概要を、図１．２．１に示す。

１．２．１　雪害対策関連



※　本マニュアルで取り上げた構造物

図　１．２．１　ＰＣ防雪構造物の種類と適用条件

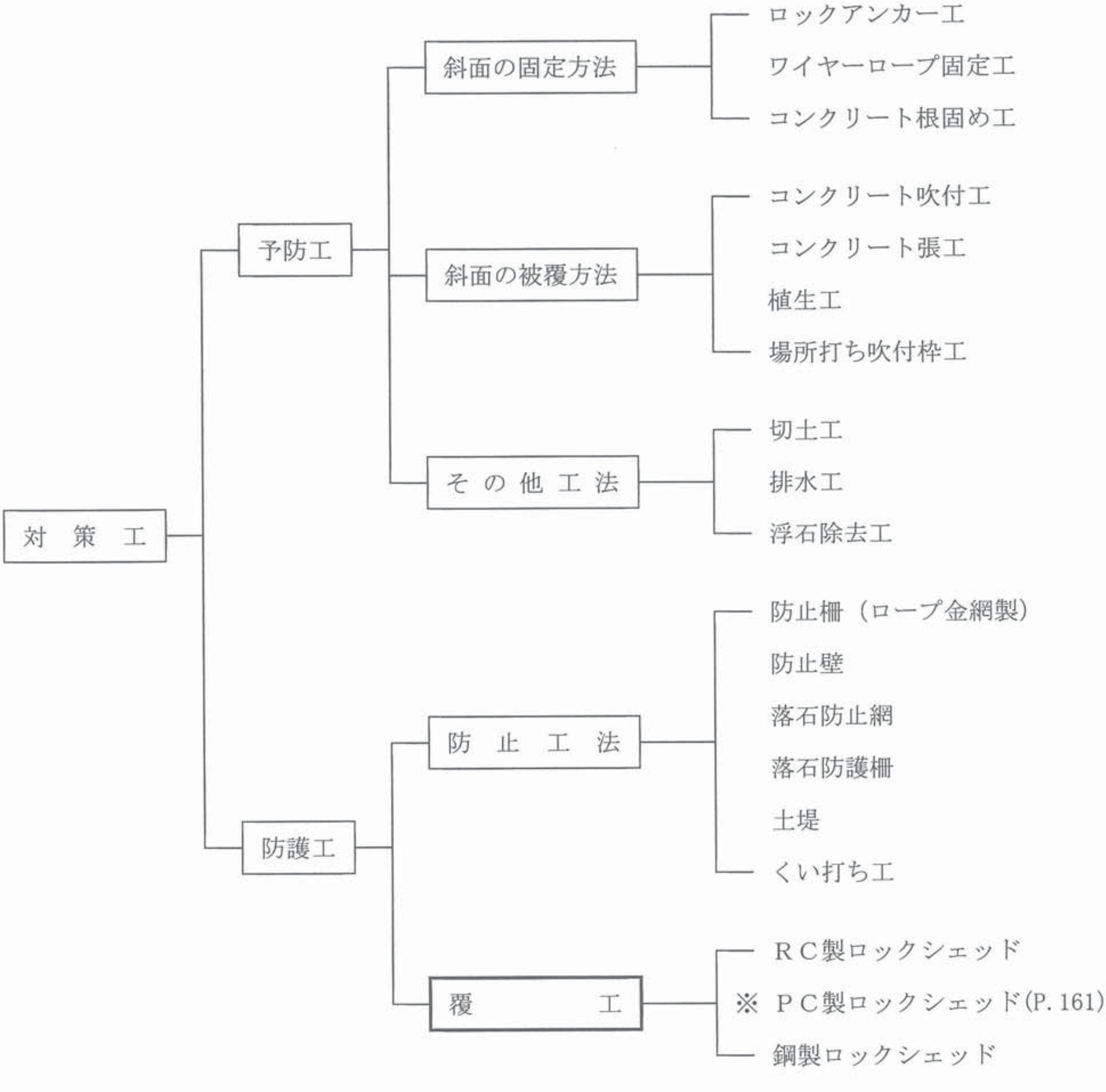
１．２．２　落石対策関連

落石に対する道路防災工の分類と対策工法を図１．２．２に示す。

落石対策は、道路を通行する人や車輌を落石から守ることを目的とし、落石の予知・回避システム、予防工、減勢工、防護工等があげられ、現場条件によっては、それらが単独で、あるいは複数の組合せで実施されている。

この中でＰＣ部材を適用した落石対策構造物の種類としては、防護工の落石防護柵（斜面上及び道路法尻）・覆工がある。また、覆工の中には、道路全体を覆うシェッドタイプと山側法尻部に配置するポケットタイプが存在する。

ロックシェッドは、現場打ちコンクリートを用いたＲＣ製、プレキャストＰＣ部材を用いたＰＣ製、鋼部材を用いた鋼製等に大別できるが、本マニュアルでは、ＰＣロックシェッドを取り上げるものとする。



※　本マニュアルで取り上げた構造物

図　１．２．２　落石に対する道路防災対策工の分類と対策工法

ロックシェッド設置の目的は、落石から人や車輌を防護することにあり、設計方法もこれを的確に反映できることが要求されている。落石の荷重やエネルギーを精度よく設定し、構造物は保証できる限界耐力やエネルギーを提示し、総合的に必要とされる安全度をクリヤーさせる設計方法である。

しかしながらこれには、設計の対象とする落石の大きさ・位置・形状・落下確率や転石経路等の綿密な予測が必要であり合わせて設計上では、衝撃問題を各分野でクリヤーしなければならず、落石荷重の大きさ・エネルギーの緩衝材での吸収および構造物への伝達、曲げモーメント・せん断力に対する衝撃応答、とるべき安全度の設定等、未だ定量的に評価できない項目も残されている。

しかし、現状では、未だロックシェッド等の落石防護を必要とする危険な路線は数多く存在し、今現在のレベルで最も信頼できる調査方法と設計方法を駆使して、構造物を構築せざるを得ない。

本マニュアルでは、ＰＣロックシェッドの落石に対する設計は、落石対策便覧に紹介された静荷重による許容応力度設計法によることとした。この設計法は、落石対策工の種類の中で落石防護柵・落石防護網・落石防護壁の様にエネルギーで計算する方法や実物性能確認実験で使用限界を示す工法に比べて、場合によってはかなり安全余裕が含まれており安全性能を検討する上で両者の設計結果を同一レベルで比較をする事が難しいことに注意が必要である。

ＰＣロックシェッドの設計は、具体的には、落石を静荷重の“力”に置き換え、発生が予想される曲げモーメントやせん断力を算出し、それに必要とされる部材形状や配筋を許容応力度法により個々に算出しているのが実状である。

一方、主要設計条件である対象落石については、落石対策便覧では便覧適用上の留意事項として、「便覧で対象とする落石は、ロックシェッドで防護できる程度の規模」としており、それを超える大規模な落石や岩盤崩壊については、「資料編に添付した岩盤崩壊の調査と対策を適宜参考にできる」とされている。特に、後者の岩盤崩壊等に対する具体的な構造物レベルでの設計方法は、詳しくは紹介されていない。

ロックシェッド設計の対象と出来うる落石規模については、構造物の施工実績、実験事例等からの知見として、5,000 KJ～6,000 KJ の落石エネルギーを上限の目安とした紹介が落石対策便覧に示されている。また、敷砂を緩衝材とした場合の落石衝撃力算定式の実験による確認範囲としては、落石質量5t落下高さ30m（約1,500 KJ)、ないしは落石質量5t落下高さ40m（約2,000 KJ）の記述が落石対策便覧に示されている。ただし、ＰＣロックシェッドの設計は、前にも述べたとおり、落石を静荷重に置き換えた“力”で行われており、落石をエネルギーで評価する場合は、緩衝材の影響がかなり大きいことに注意を要する。落石エネルギーは、ロックシェッド構造物で吸収される割合が１～２割で、残りの８～９割は緩衝材が吸収するとされているからである。

ＰＣロックシェッドを構成するプレキャストコンクリート部材は、従来引張鋼材としてＰＣ鋼材を主に配置したＰＣ製が多用されていたが、引張鋼材で鉄筋の依存度を高めたＰＲＣ製を使用し、その設計は、コンクリートのクリープおよび乾燥収縮等に対して引張鉄筋が変形を拘束することを配慮したＰＲＣ設計法としている。

１．３　重力単位系とＳＩ単位系との比較

本マニュアルでは、従来から用いられていた重力単位系からＳＩ単位系に移行されているが、マニュアルに出現する主な数値の変更状況を、参考として以下に対比し一覧表とする。

表　１．３．１　重力単位系とＳＩ単位系との対比一覧

no	項				目	A．重力単位系（従来単位系）		B．ＳＩ単位系（国際単位系）		C=B/A（倍率）
1	基本重量					1	kgf	9.80665	N	9.80665
2	(注)変換計算時の基本値					1	tf	9.80665	kN	9.80665
3		ｺﾝｸ			ＰＲＣ、ＰＣ	2.55	tf/m^3	25	kN/m^3	約9.8
4					ＲＣ	2.50	〃	24.5	〃	〃
5	単	ﾘｰﾄ			無筋	2.35	〃	23	〃	〃
6	位	鋼材				7.85	〃	77	〃	〃
7	体				積雪（$Hs \leqq 4$m）	0.35	〃	3.5	〃	10
8	積	雪			〃（$Hs > 7$m）	0.45	〃	4.5	〃	〃
9	重				雪崩	0.45	〃	4.5	〃	〃
10	量				デブリ	0.60	〃	6.0	〃	〃
11		土砂				Ex 1.8	〃	Ex 18	〃	〃
12		落石				Ex 2.6	〃	Ex 26	〃	〃
13		コン	P		設計基準強度	600	kgf/cm^2	60	N/mm^2	0.1
14		クリ	C		ヤング係数	3.5×10^5	〃	3.5×10^4	〃	〃
15	物	ート	R		設計基準強度	240	〃	24	〃	〃
16			C		ヤング係数	2.5×10^5	〃	2.5×10^4	〃	〃
17	理		Ex.		引張荷重	26.6	tf	261	kN	約9.8
18		P	SWPR		降伏荷重	22.6	〃	222	〃	〃
19	定	C	7BL		ヤング係数	2.0×10^6	kgf/cm^2	2.0×10^5	N/mm^2	0.1
20		鋼	1S-	許	初引張	144	kgf/mm^2	1440	N/mm^2	〃
21	数	材	15.2	容	導入直後	133	〃	1295	〃	約9.7
22	・			値	設計荷重時	114	〃	1100	〃	約9.6
23	許				引張強さ	4500-6100	kgf/cm^2	440-600	N/mm^2	約0.098
24			SD		降伏点	3000	〃	295	〃	〃
25	容	鉄	295		ヤング係数	2.1×10^6	〃	2.0×10^5	〃	約0.095
26			A		引張許容値	1800	〃	180	〃	0.1
27	値				引張強さ	5000以上	〃	490以上	〃	約0.098
28	・	筋	SD		降伏点	3500-4500	〃	345-440	〃	〃
29	他		345		ヤング係数	2.1×10^6	〃	2.0×10^5	〃	約0.095
30					引張許容値	2000	〃	200	〃	0.1
31		ｱﾝ	S35		引張強さ	3100以上	〃	305以上	〃	約0.098
32		ｶｰ	CN		降伏点	5200以上	〃	510以上	〃	〃
33					せん断許容値	800	〃	80	〃	0.1

１．４　適用示方書等

道路橋示方書・同解説　Ⅰ～Ⅴ	平成　８年１２月・(社) 日本道路協会
コンクリート標準示方書	平成　８年制定　・(社) 土木学会
防護柵の設置基準・同解説	平成１０年１１月・(社) 日本道路協会
道路橋の塩害対策指針（案）	昭和５９年　２月・(社) 日本道路協会
落石対策便覧	平成１２年　６月・(社) 日本道路協会
道路防雪便覧	平成　２年　５月・(社) 日本道路協会
道路橋支承便覧	平成　３年　７月・(社) 日本道路協会
コンクリート道路橋設計便覧	平成　６年　２月・(社) 日本道路協会
コンクリート道路橋施工便覧	平成１０年　１月・(社) 日本道路協会
道路橋示方書・同解説　ＳＩ単位系移行に関する資料	平成１０年　７月・(社) 日本道路協会
道路橋の耐震設計に関する資料	平成　９年　３月・(社) 日本道路協会
鉄道構造物等設計標準・同解説－コンクリート構造物	平成１１年１２月・(財) 鉄道総合技術研究所
新編防雪工学ハンドブック	昭和６３年　３月・(社) 日本建設機械化協会
防災カルテ作成・運用要領	平成　８年１２月．(財) 道路保全技術センター
岩盤斜面の調査と対策	平成１１年１０月．(社) 土木学会
ＪＩＳ　Ａ　5364・5365・5373	平成１２年　７月・(財) 日本規格協会

第 2 章　共　通　項　目

2．1　ＰＣ防災構造物の調査設計の手順

2．1．1　雪害対策関連

ＰＣ防雪構造物の調査、計画および設計の手順を図２．１．１に示す。

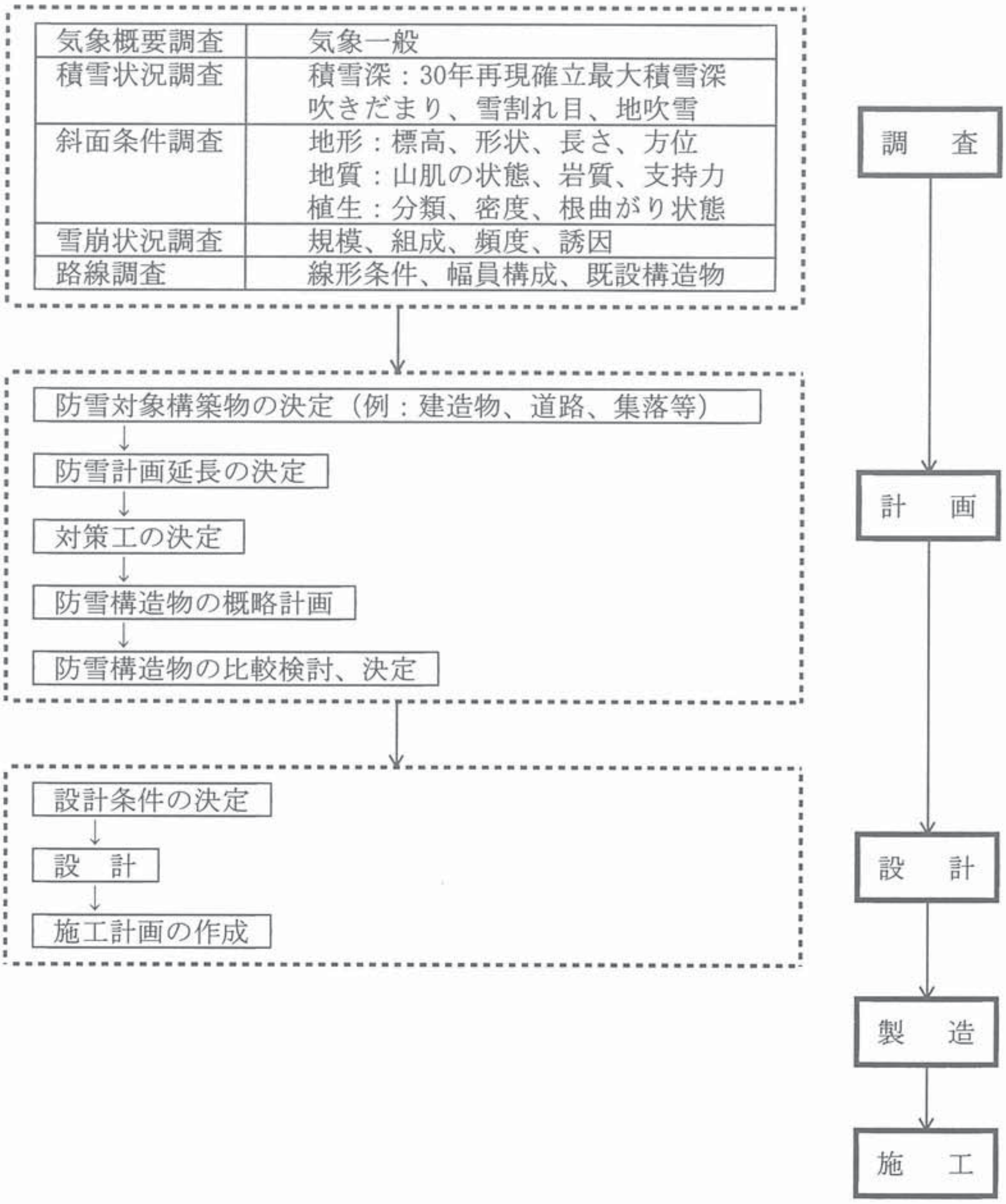


図　２．１．１　ＰＣ防雪構造物の調査・計画・設計の手順

2．1．2　落石対策関連

落石対策構造物の調査、計画および設計の手順を図２．１．２に示す。

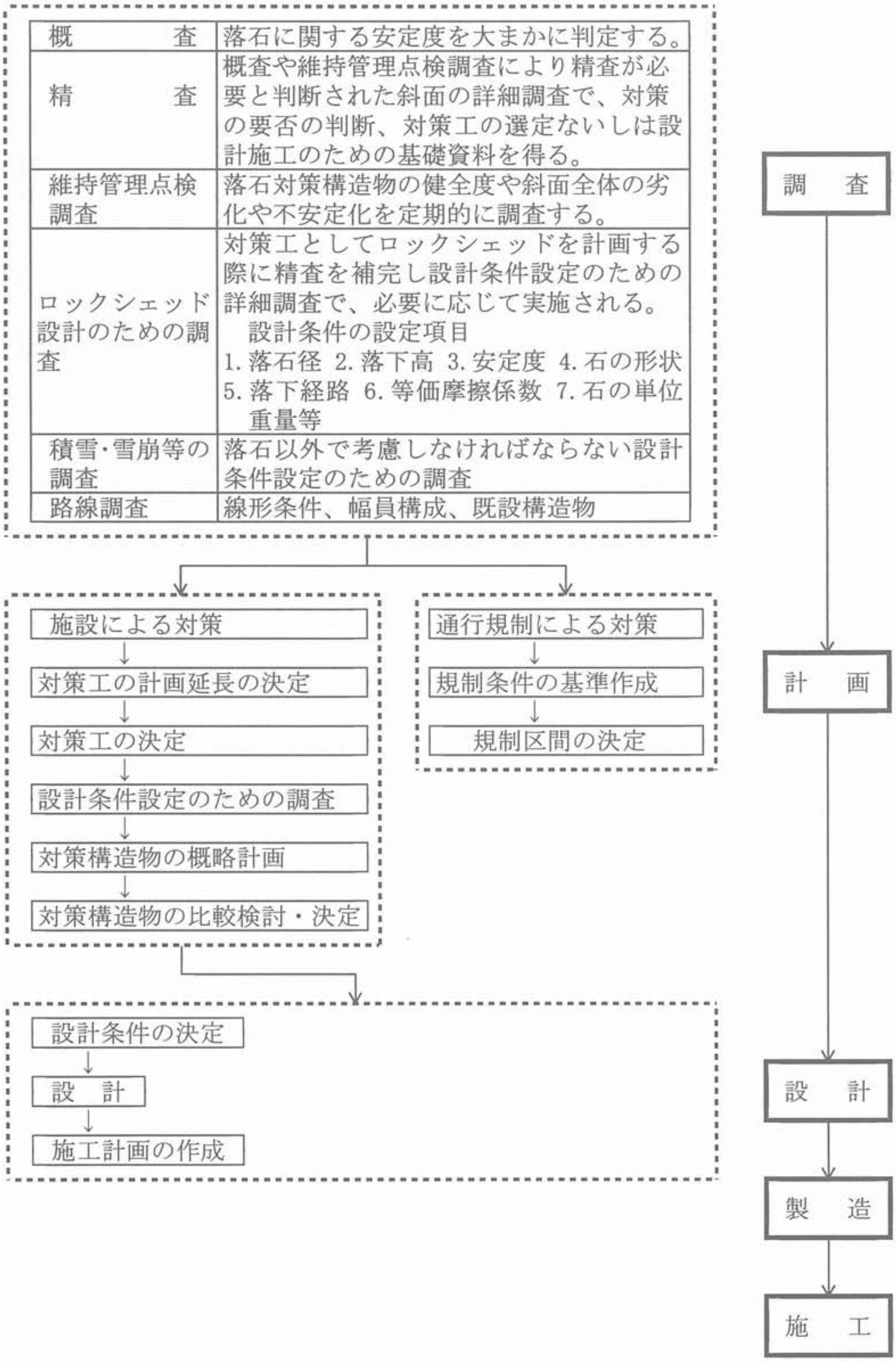


図　２．１．２　落石対策構造物の調査・計画・設計の手順

2．2　共通設計条件

2．2．1　建築限界

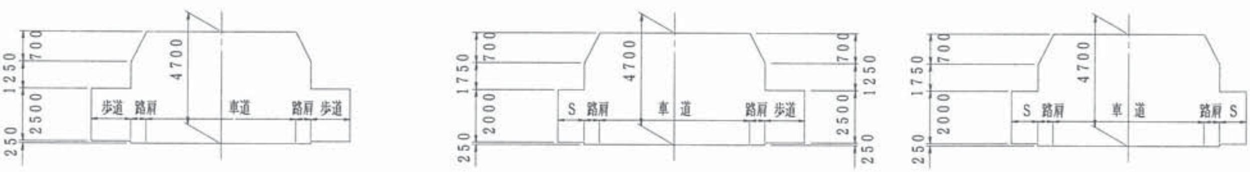
建築限界や幅員構成は、「道路構造令」や各種仕様書に準じることとし、下記の様に定める。

a）建築限界高は、将来の舗装のオーバーレイや冬期積雪による内空高の減少を考慮し４．７m とする。

b）ロックシェッド延長が５０m以上の場合は、トンネル部の幅員構成に準じるものとし５０m 未満の場合は、道路幅員の連続性を考慮し、一般部の幅員に合わせるものとする。

一般道路（３種、４種）における建築限界を図２．２．１に示す。

c）曲線拡幅のある場合は、原則として構造物断面の摺付を行うものとするが、S字曲線区間及び、摺り付長の短い場合は、拡幅断面をそのまま利用してもよい。



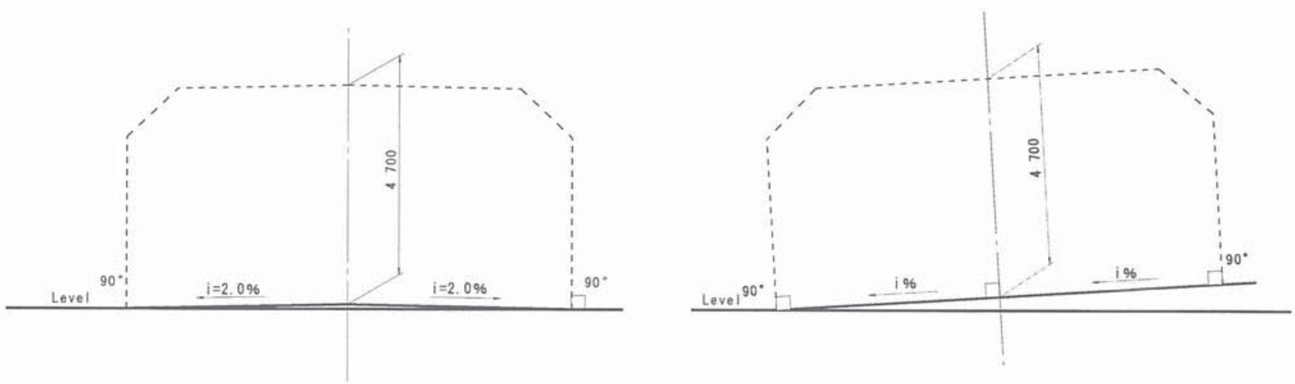
(1)　両側歩道の例　　(2)　片側歩道の例　　(3)　歩道の無い例

（注）管理歩道幅員：　S=０．７５m

図　２．２．１　延長５０m以上のロックシェッド建築限界

d）視距確保のための拡幅を必要とする場合には、管理歩道部を拡幅するものとする。

e）横断勾配と建築限界との関係については、図２．２．２のとおりとする。



(1)通常の横断勾配を有する区間　　(2)片勾配を有する区間

図　２．２．２　横断勾配と建築限界

2．2．2　設計積雪深

設計積雪深は、原則として３０年再現確率による年最大積雪深とする。

なお、北海道の３０年再現確率最大積雪等深線図を図　2．2．3に示す。

＜参考＞

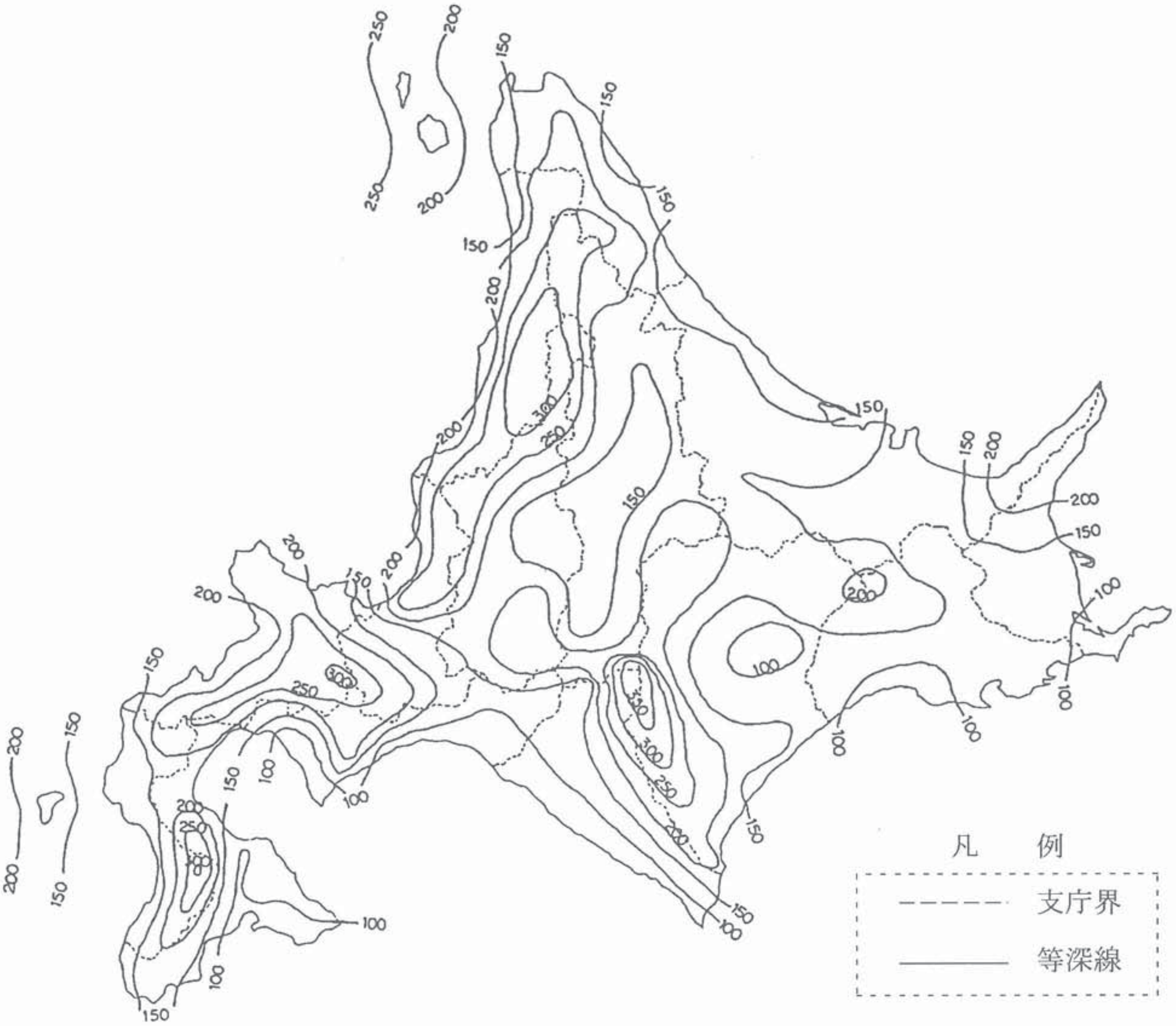


図　2．2．3　最大積雪等深線図（３０年再現確率）

出典：昭和６０年３月　北海道開発局

設計積雪深に関する技術資料　３０年確率最大積雪等深線図

２．２．３　設計荷重

１．　死荷重

コンクリート部材の単位重量（γ_c）は、２５．０kN/m^{3}とする。

２．　積雪荷重

積雪荷重は、上部構造に等分布荷重として載荷するものとし、その荷重強度は、下記の式を用いて求める事とする。

$q_s = \gamma_s \cdot H_s$

ここで、q_s：　積雪深による荷重強度（kN/m^2）

γ_s：　積雪の単位重量（kN/m^3）

H_s：　設計積雪深（m）

積雪の単位重量については、最大積雪深４．０ｍまではγ_s＝３．５kN/m^{3}とし、４．０ｍを越える場合は、図２．２．４に示すように最大積雪深７．０ｍをγ_s＝４．５kN/m^{3}とした直線補間で求めるものとする。

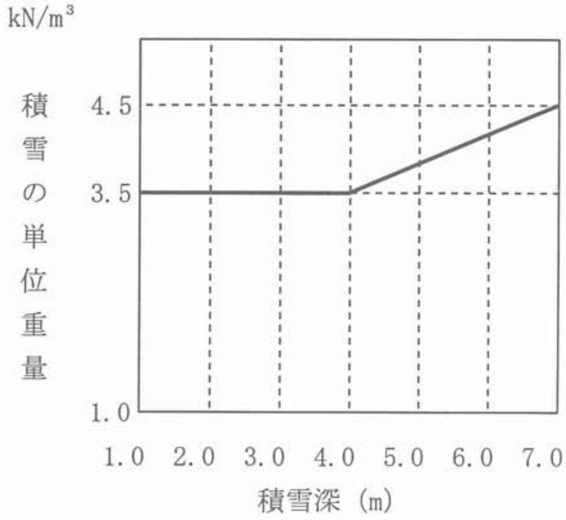


図　２．２．４　積雪の単位重量と積雪深

なお、標準化に際しては、雪の単位重量の設定精度が選定表等の標準化結果に与える影響が大であるため、以下の値を使用する。

表　２．２．１　雪の単位重量表

設計積雪深：Hs(m)	雪の単位重量：γs(kN/m^3)
1.0～4.0	3.50
4.5	3.67
5.0	3.83
5.5	4.00
6.0	4.17
6.5	4.33
7.0 以上	4.50

2．3　使用材料と設計諸数値

2．3．1　材料強度および許容応力度

1．　コンクリート

コンクリートの材料強度および許容応力度を表２．３．１に示す。

表 ２．３．１　コンクリートの材料強度および許容応力度

［単位：N/mm^2］

項目				スノーシェッド	スノーシェルター	ロックシェッド
設計基準強度 (注1)				60	60	60
プレストレス導入時圧縮強度				40.0	40.0	40.0
許容曲げ圧縮応力度	プレストレッシング直後	長方形		23.0	23.0	23.0
		T　形		22.0	22.0	22.0
	死荷重時、積雪時	長方形		19.0	19.0	19.0
		T　形		18.0	18.0	18.0
	地震時、雪崩時	長方形		28.5	28.5	28.5
		T　形		27.0	27.0	27.0
許容曲げ引張応力度 (注2)	プレストレッシング直後			-2.0	-2.0	-2.0
	設計荷重時	主梁	死荷重時	-2.0	(PRC)	-2.0)
			積雪時	(PRC)	(PRC)	(PRC)
			雪崩時・落石時・地震時	(PRC)	(PRC)	(PRC)
		柱	死荷重時	0	---	---
			積雪時	-2.0	---	---
			雪崩時・落石時・地震時	-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	死荷重時、積雪時		0.70	0.70	0.70
		雪崩時・落石時・地震時		0.70	0.70	0.70
	終局時			0.70	0.70	0.70
平均せん断応力度の最大値				6.00	6.00	6.00
許容斜引張応力度				1.30	---	1.30

（注１）　設計基準強度は、防災製品の標準化にともない工場製品の一般的な製造方法で可能な高強度コンクリートを目指した結果としている。

（注２）　ＰＲＣは、鉄筋の応力度で照査する。

2.　ＰＣ鋼材

ＰＣ鋼材は低リラクセーション鋼材を使用する。

ＰＣ鋼材の材料強度および許容応力度を表２．３．２に示す。

表 ２．３．２　ＰＣ鋼材の材料強度および許容応力度

記号		SWPR7BL	SWPR19L	
呼　称		1S15.2	1S19.3	1S21.8
公称断面積 [mm^2]		138.7	243.7	312.9
単位質量 [kg/m]		1.101	1.931	2.482
引張荷重 [kN]		261	451	573
降伏荷重 [kN]		222	387	495
許容引張応力度	初期引張時 [N/mm^2]	1440	1440	1440
	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入直後 [N/mm^2]	1295	1295	1260
	設計荷重時 [N/mm^2]	1110	1110	1080

3.　鉄　筋

鉄筋の材料強度および許容応力度を表２．３．３に示す。使用する鉄筋はSD295Aを基本とするが、状況によってはSD345を使用してもよい。

表 ２．３．３　鉄筋の材料強度および許容応力度

[単位 : N/mm^2]

記号			SD295A	SD345
引張強さ			440～600	490以上
降伏点			295以上	345～440
許容応力度	引張	死荷重時、積雪時	(注１) 180	(注１) 180
		落石時・地震時・雪崩時	(注２) 270	(注２) 300
	圧縮	死荷重時、積雪時	180	200
		落石時・地震時・雪崩時	270	300

(注１) ＰＲＣ設計における長期荷重の検討では、コンクリート応力が０の状態からの鉄筋増加応力度は、$\Delta\sigma_{sa}$＝１２０N/mm^2とする。

(注２) 雪崩は、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が予想されるので、ＰＲＣ設計における雪崩時の鉄筋引張応力度は、σ_{sa}＝１８０N/mm^2に押さえる。

4.　鉛直アンカーバー

鉛直アンカーバーの材料強度および許容応力度を表２．３．４に示す。

表 ２．３．４　鉛直アンカーバーの材料強度および許容応力度

[単位 : N/mm^2]

記号	S35CN
引張強さ	305以上
降伏点	510以上
許容引張応力度	190
許容せん断応力度	80

5.　水平アンカー

水平アンカーの材料強度および許容応力度を表２．３．５に示す。なお、許容値はＰＣ鋼材の降伏応力度（σ_{py}＝９３０N/mm²）にネジ谷部の断面積を乗じた値の９０％とした。

表 2．3．5　水平アンカーの材料強度および許容応力度

記　　号	SBPR 930/1080			
呼　　称	φ17	φ23	φ26	φ32
公称断面積　[mm²]	227.0	415.5	530.9	804.2
単位質量　[kg/m]	1.78	3.26	4.17	6.31
ネジ谷部の径　[mm]	16.376	21.835	24.835	30.835
同上・断面積 [mm²]	210.6	374.5	484.4	746.8
許 容 値　[kN]	176	313	405	625

6.　シェルター頂部連結ボルト

頂部連結ボルトの材料強度および許容応力度を表２．３．６に示す。

表 2．3．6　頂部連結ボルトの材料強度および許容応力度

[単位：N/mm²]

記　　号	SS400	S35CN
引 張 強 さ	400～510以上	305以上
降　伏　点	235以上	510以上
許 容 せ ん 断 応 力 度	60	80

7.　ゴム支承

ゴム支承の許容値を表２．３．７に示す。

表 2．3．7　ゴム支承の許容値

呼　　称	クロロプレン系合成ゴム(CR)	
圧縮応力度　[N/mm²]	最大圧縮応力度　$\sigma_{max} \leqq 8.0$	
	最少圧縮応力度　$\sigma_{min} \geqq 1.5$	
応力振幅　[N/mm²]	$\sigma_a = 5.0$	
せん断ひずみ　[%]	死荷重時、積雪時	$\gamma_a \leqq 70$
	雪崩時、地震時	$\gamma_{ae} \leqq 150$
局部せん断ひずみ [%]	$\gamma_{ta} = \gamma_u / f_a$ ただし、$f_a = 1.5$ γ_u：圧縮永久ひずみ率[%]	
補強材応力度　[N/mm²]	(SS400、SM400、SMA400W など) $\sigma_{sa} = 140$	

２．３．２　材料の設計諸数値

１．　コンクリート

設計計算に用いるコンクリートの諸数値を表２．３．７に示す。

表 ２．３．７　コンクリートの諸数値

単位重量　[kN/m³]		25
ヤング係数 [N/mm²]	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ導入時	3.1×10^4
	設計荷重作用時	3.5×10^4
乾燥収縮度		2.0×10^{-4}
クリープ係数		3.0

２．　ＰＣ鋼材のリラクセーション率

設計計算に用いるローリラクセーションタイプのＰＣ鋼材のリラクセーション率を表２．３．８に示す。

表 ２．３．８　ＰＣ鋼材のリラクセーション率

［単位：(%)］

プレストレス導入時迄	1.5
高温養生の影響	1.0
プレストレス導入後	1.5

３．　鋼材のヤング係数

設計計算に用いる鋼材のヤング係数を表２．３．９に示す。

表 ２．３．９　鋼材のヤング係数

［単位：N/mm²］

Ｐ Ｃ 鋼 材	2.0×10^5
鉄　　筋	2.0×10^5

４．　ゴム支承の静的せん断弾性係数

設計計算に用いるゴム支承の静的せん断弾性係数を表２．３．１０に示す。

表 ２．３．１０　ゴム支承の諸定数

［単位：N/mm²］

ゴ　ム　の　タイプ	タイプ１	タイプ２
静的せん断弾性係数	0.8	1.0

注）タイプ１は、スノーシェッド・スノーシェルターに多用され、タイプ２は、ロックシェッドに多用されている。

2．4　塩害対策への対応

塩害対策については、かぶりの増厚・鋼材塗装・コンクリート塗装が上げられるが、本マニュアルでは、「道路橋の塩害対策指針（案）・同解説」に準じる事とし、対処法は、かぶりを大きくすることを基本とする。図2．4．1に塩害対策を必要とする地域を示す。

対策区分は、地域区分と海岸線からの距離に基づいて表2．4．1の分類を標準とする。

鋼材のかぶりは、表2．4．2の値以上としかつ鉄筋のかぶりは、鉄筋の直径以上とする。

なお、主梁の曲げモーメントに対する設計において用いられる許容ひび割れ幅（Ｗａ）や引張鉄筋の応力度の増加量（$\Delta\sigma_s$）の制限値は、コンクリート標準示方書を参考にして設計する。

図2．4．1の塩害対策を必要とする地域は、
①図に示す太線の内、海上部及び海岸線から３００ｍ以内の部分
②上記以外の地域のうち、海上部及び海岸線から２００ｍ以内の部分

図2．4．1　地域区分

表2．4．1　対策区分

地　域　区　分	海　岸　線　か　ら　の　距　離	対策区分
図2.4.1に示す太線の地域	海上部及び海岸線から100mまで	Ⅰ
	100mを越えて200mまで	Ⅱ
	200mを越えて300mまで	Ⅲ
上記以外の地域	海上部	Ⅰ
	海岸線を越えて100mまで	Ⅱ
	100mを越えて200mまで	Ⅲ

表2．4．2　最小かぶり

（単位：ｃｍ）

対策区分	上部構造			下部構造	
	床版下面 地覆 高欄	けた		梁	柱
		ﾌﾟﾚﾃﾝｼｮﾝ方式によるﾌﾟﾚｷｬｽﾄＰＣ桁	左記以外の桁		
Ⅰ	5.0	5.0	7.0	7.0	7.0
Ⅱ	4.0	3.5	5.0	5.0	5.0
Ⅲ	3.0	2.5	3.5	3.5	4.0

２．５　冬期施工による対応

冬期間の施工におけるグラウト・モルタル・防水等の作業は、その材料特性や施工性を考えると出来るだけ工程の調整を行い回避するのが望ましいがやむ終えず施工する際には、使用する材料の変更や施工方法の検討を行い対応することとする。

以下にそれぞれの工種における対応例を示す。

（１）グラウト及びモルタル施工処理

セメント系のモルタル材やグラウト材を用いて施工する際に、日平均気温が４゜Ｃ以下になることが予想される場合は、寒中コンクリートとしての施工を行わなければならない。

さらに、横締工グラウトの寒中における施工では、道路橋施工便覧に一般的な注意事項として注入前のダクト内温度（５゜Ｃ以上）や注入時のグラウト温度（１０゜Ｃ～２５゜Ｃ）及び注入後のグラウト温度（５日間５゜Ｃ以上に保つ）等が上げられている。

寒中コンクリートの施工方法は、一般的に保温養生が考えられるが剛接部柱頭モルタル以外は主梁内部に打設または注入するもので、主梁内部を屋根上面及び内空面に覆い工をして保温しなければならず長期に渡って一般車両の通行帯を昼夜規制することとなる他、冬期の外気温まで冷えきった主梁の内部温度を５゜Ｃ以上に加温する事は、現実性に欠けることよりその対応方法として、特殊材料を使用することとする。

樹脂モルタル（レジンモルタル）には、セメント系，エポシキ系，ポリエステル系，アクリル系（ＭＭＡ系含む）等が考えられるが、その中でアクリル系樹脂モルタルは、超速硬型高強度レジンモルタルで低温時（外気温－２５゜Ｃ）でも保温養生なしで完全硬化する特徴がある。

しかし、外気温によりそれぞれ配合を調整しなければならず施工に際しては、材料の計量及び練り混ぜ作業時において、なお一層の確実な品質管理が必要となる。

なお、超速硬型の材料なため比較的注入距離が長くなる横締工のグラウトには、不向きで支承工の鉛直アンカーバーのグラウトや剛接工のグラウトに適する。

横締工のグラウトの施工は、横締めＰＣ鋼材の腐食防止を目的としているので冬期間の施工に際しては、予め防錆処理されているアンボンドＰＣ鋼材を使用するか、または、冬期の施工を避け気温の上昇を待ってから施工（春期）するものとする。

（２）防水の施工処理

降雪及び低温下における防水施工は、その材料の特性より付着力の低下や硬化不良等の原因となりかねない。やむ終えず施工する際には、屋根面の覆い工や必要に応じて防寒養生を行い対応する。

防水材料は、施工する躯体表面が濡れていたり含浸していると付着不足となり易いことや１次防水材のウレタン樹脂系弾性シーリング材及び弾性目地材は、マイナス気温下では硬化不良を起こすため確実な施工を行うためには、気象条件の良い春から秋にかけて行うのがよい。

なお、低温時に防水作業を行う場合は、スプレー式の即効性防水材の使用が有効である。

第 3 章　スノーシェッド


物満内覆道

3．1 設　計　方　法

3．1．1　設計条件決定の手順

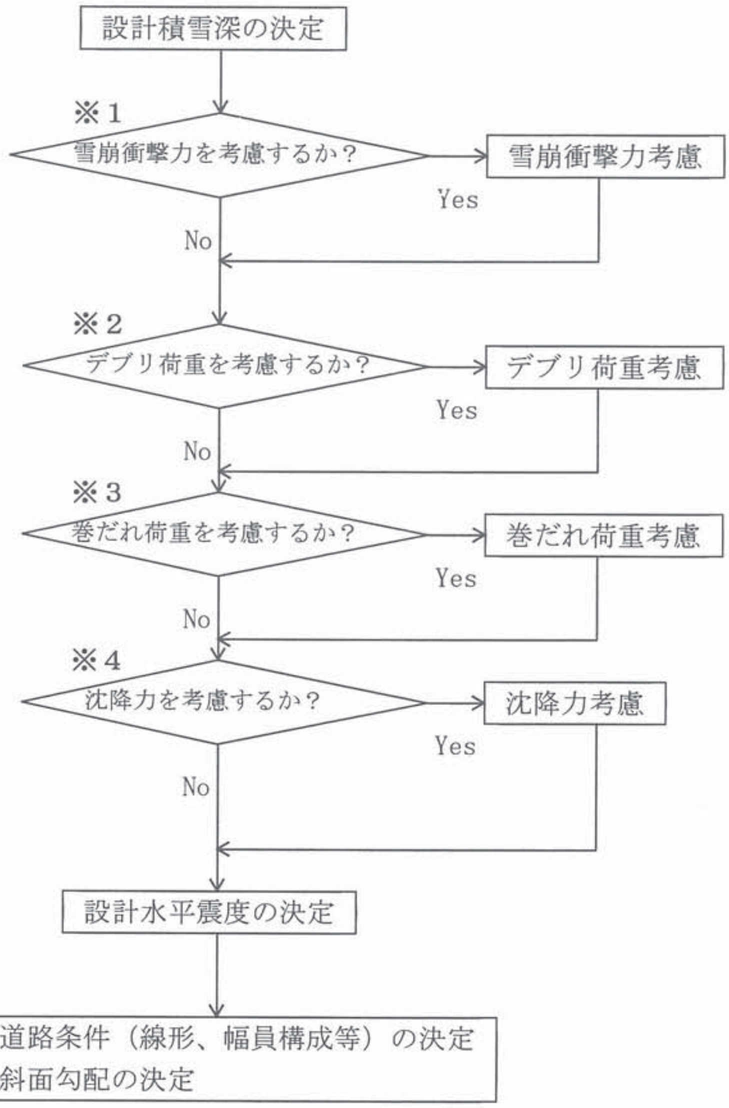
スノーシェッドの設計条件を決定する一般的な手順を図3．1．1に示す。

※1　検討項目
①山側受台背面に雪崩を直撃させる平坦部を確保できれば、NOへ進む ②斜面勾配と屋根勾配の差が２０度以下であれば、NOへ進む ③ランディング等によって斜面勾配を徐々に屋根勾配にすりつけることができれば、NOへ進む

※2　検討項目
シェッドが雪崩の走路区に設置される場合はNOへ、雪崩の堆積区に設置される場合はYESへ進む

※3　検討項目
屋根上の積雪がグライド等により滑り出す恐れがなければ,NOへ進む

※4　検討項目
谷側に平坦部があり、かつ巻きだれが発達し、平坦部の地上積雪とつながる恐れがあれば、YESへ進む



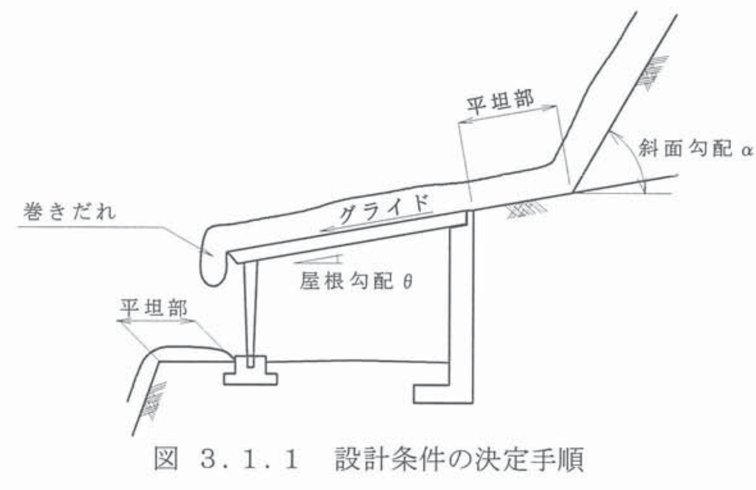


図 3．1．1　設計条件の決定手順

3．1．2　道路線形等特殊条件への対応

1．　道路平面線形が曲線の場合の対応

道路平面線形が曲線の場合の設置例を、図3．1．2に示す。本マニュアルは、部材の大型化と、設計、製造、施工の省力化により、トータルコストの縮減を目指している。従って、スノーシェッドの設置計画では、主梁の配置は以下の要領で行う。主梁の割り付けは、道路中心線や構造中心線の延長を基準として行い、主梁の両端の最大梁幅はいかなる線形においても、2．5ｍを越えないものとする。また、計画の明瞭化や施工管理上、曲線区間においては、同一曲線内の最小半径により最大桁幅が2．5ｍを越えないように道路中心線または構造中心線での梁幅を0．1ｍ程度に丸め、曲線区間内では同一の梁幅で割り付けるなどの工夫が必要である。

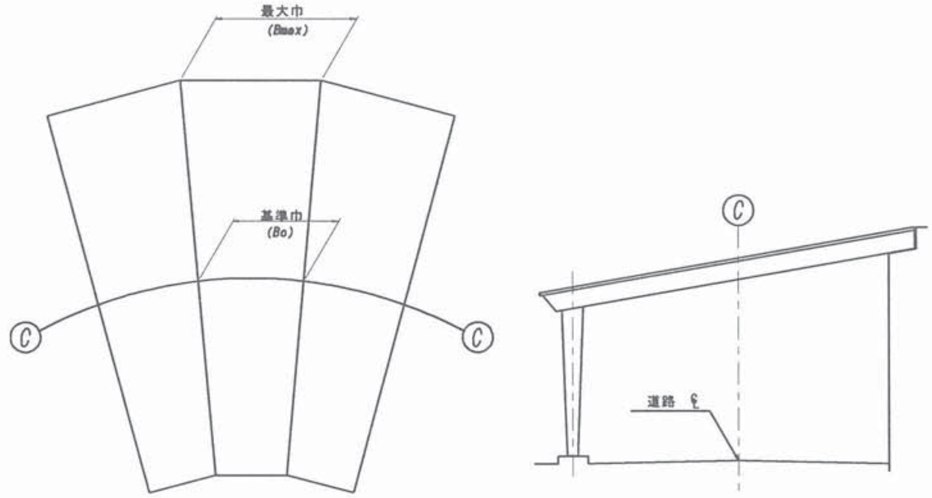


図　3．1．2　平面線形への対応

2．　道路縦断勾配への対応

縦断勾配が大きくなると、主梁を道路面と平行に設置する方法が多く用いられている。過去の施工例では、縦断勾配ｉmax＝約7.0％程度の実績があり通常の運用範囲（ｉmax＝10.0％以内）では、特に問題ないことが確認されている。図3．1．3にその設置例を示す。

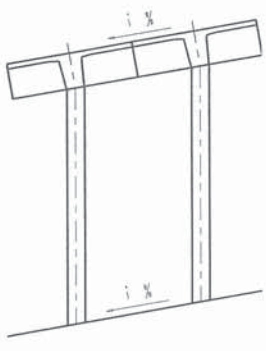
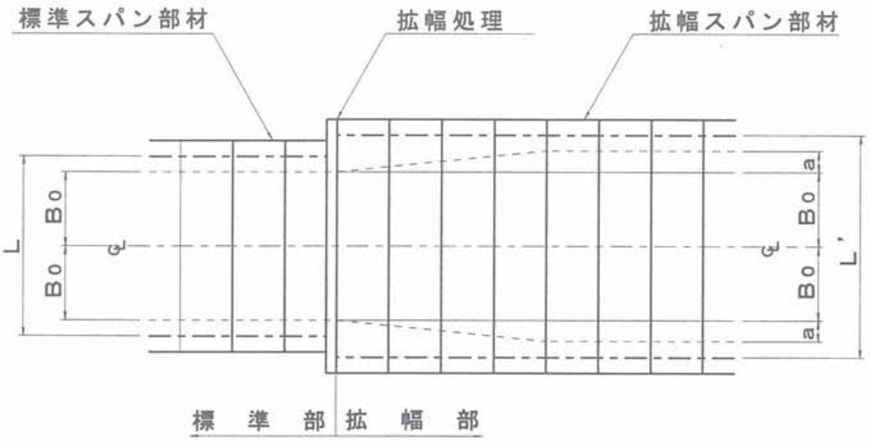


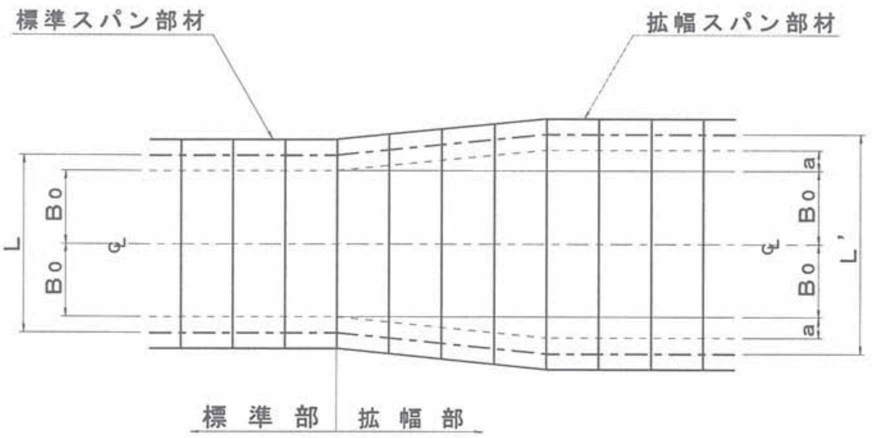
図　3．1．3　縦断勾配への対応

3．　拡幅への対応

車道部に拡幅がある場合は、図3．1．4に示すように、すりつけ区間内でなめらかにすりつくような部材配置が望ましい。これにより難い場合は、平面的に段差を設ける処置等で対処を行う。



ここで、B_o：車道幅
a　：拡幅量
L　：標準スパン
L'：拡幅スパン



ここで、B_o：車道幅
a　：拡幅量
L　：標準スパン
L'：拡幅スパン

図　３．１．４　拡幅への対応の例

３．１．３　設計荷重

１．　雪崩荷重

雪崩の種類は、表層雪崩と全層雪崩とに区別されるが、一般に規模が大きい全層雪崩を対象とした荷重強度が用いられる。従って、本マニュアルでも全層雪崩を対象とする。この場合、発生地点の積雪深は、一般に設計積雪深の１／２の値が採用されている。

雪崩荷重は等分布荷重とし、その荷重強度の鉛直成分（g_{av}）および水平成分（g_{ah}）はそれぞれ次式によって求める。

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

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

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

ここで、g_{av}：雪崩荷重強度の鉛直成分（kN/m^2）
g_{ah}：雪崩荷重強度の水平成分（kN/m^2）
μ_a：雪崩のすべり面における動摩擦係数
θ　：スノーシェッドの屋根勾配（度）
γ_a：雪崩の単位重量（kN/m^3）
h_a：スノーシェッド屋根面の雪崩層厚（m）
H_s：設計積雪深（m）
α　：スノーシェッドから雪崩発生区までの平均勾配（度）

一般に、雪崩の単位重量（γ_a）は４．５kN/m³、雪崩の滑り面における動摩擦係数（μ_a）は０．３である。

なお、屋根勾配（θ）が極端に小さい場合には、上記の式では算出が難しくなるので、他の文献等を参考にして適切な値を求める。

参考として、表層雪崩に対する留意事項を以下に紹介する。表層雪崩の発生地点の積雪深は、設計積雪深のHsをとる例が多い。表層雪崩の単位重量は、γs＝1.5kN/m³ をとることが多い。ただし、これらは煙り型の表層雪崩を想定したと考えられ、表層雪崩には単位重量が全層雪崩と同程度と考えられる流れ型も存在することに、注意が必要である。

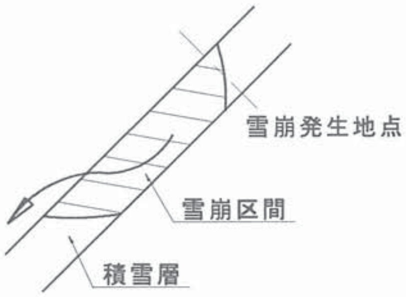


図 ３．１．５　雪崩発生地点の状況

２．　地震による慣性力

シェッドの耐震設計は、震度法により行い、設計水平震度は以下による。

$$k_h = C_z \cdot k_{ho}$$

ここで、k_h：設計水平震度

C_z：地域別補正係数で、表３．１．１による。

k_{ho}：設計水平震度の標準値であり、逆L型の固有周期は大きくてもT＝０．６(s)程度であるので、表３．１．２の値を用いる。

表 ３．１．１　地域別補正係数

地域区分	A	B	C
C_z	1.00	0.85	0.70

表 ３．１．２　設計水平震度の標準値

地域種別	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
k_{ho}	0.20	0.25	0.30

地震による慣性力に対しては、道路横断方向と道路縦断方向の２方向に区分して照査しなければならない。道路横断方向の全慣性力は、主に山側受台の鉛直アンカーバーが負担する。

山側支承部は道路縦断方向には固定されており、谷側剛接部は水平変位が可能である。従って、山側と谷側で水平方向の固定度が異なるので、特別の検討が必要となる。３次元解析等を適用する例もあるが、本マニュアルでは、資料編の”３．１　スノーシェッド３次元解析結果とその近似手法”に示す２次元骨組みに置換した簡易計算法を提案している。

３． その他の荷重

本マニュアルでは考慮しない荷重を(1)～(5)に示す。また、設置箇所の特殊性で考慮する必要がある荷重を(6)～(9)に示す。

(1) 施工時の荷重

スノーシェッドの施工時において特に注意すべき事項は、部材の運搬、仮置き、組立時における支持点、および主梁と柱の剛接時に柱下端の変位を拘束することによる不静定力の影響の２点である。これらは、いずれも施工の方法や施工時の注意によって、その影響を回避できるために、本マニュアルでは施工時の荷重を省略する。

(2) クリープによる二次力

クリープとは、荷重持続時に応力が一定の状態で、ひずみが時間とともに増大する現象をいい、乾燥収縮等や温度変化による変形とは一般に区別されている。

コンクリートのクリープによる不静定力は、構造系の変化の有無で異なってくる。構造物を一度に施工し、施工期間中と施工後の構造系に変化がない場合は、クリープによって変形が増加するだけでクリープによる断面力は生じない。また、施工中に静定構造系から不静定構造系への変化や不静定次数の変化がある場合は、構造系が変化した後では、変化する前の構造系におけるクリープ変形が拘束されるため、クリープが進行するとともに新しく不静定力が発生する。これを一般にクリープ二次力と称している。

本マニュアルで対象としている逆Ｌ型シェッドの場合、構造系に変化のある一次不静定ラーメンとなるため、組立後時間と共にクリープによる二次力が発生する。

本マニュアルの範囲内でのクリープによる二次力については、比較的その影響が小さく、しかもこれを省略することが、ほとんどの断面に対して安全側の設計断面力を与えることが確認されているため、本マニュアルではこれを省略する。

(3) 緩衝材

スノーシェッドは、積雪および雪崩を対象とした構造物であり、落石衝撃力の緩衝を目的とする緩衝材は設置しないので、本マニュアルではこれを省略する。ただし、雪崩に混在する立木や土砂等から屋根面を保護することを目的として、砂等を敷く場合は死荷重として別途考慮する。緩衝材及び排水処理の設置例を図３．１．６に示す。

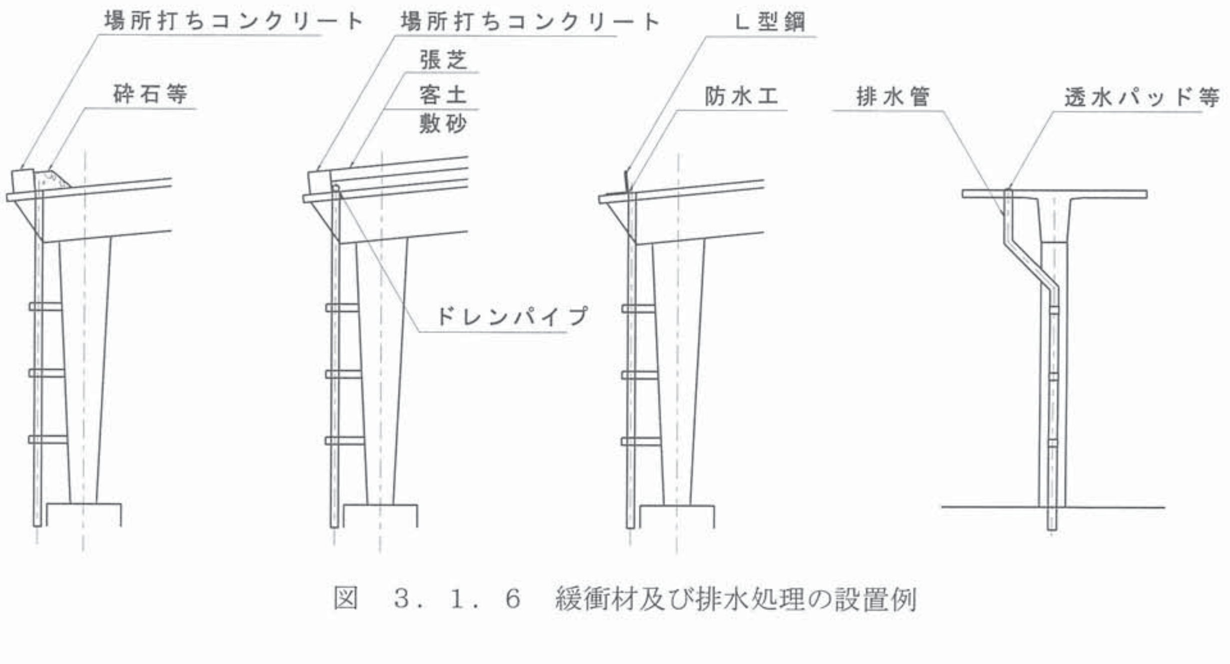


図　３．１．６　緩衝材及び排水処理の設置例

(4) 温度変化

本マニュアルで対象としているシェッドの構造系は、道路横断方向に対しては一次不静定ラーメンである。また、道路縦断方向については一定長（1ブロック＝4セットを標準）で、縁切りされた多柱式ラーメンとみなせるが、その全長は10m前後であり温度変化による部材断面力はきわめて小さいので、本マニュアルではこれを省略する。

なお、過去の実績でもこの荷重を適用した例はほとんど見られない。

(5) 衝突荷重

車輌の衝突によるシェッド構造物の防護は、一般に谷側柱を対象に検討を行う例が多い。谷側柱に車輌の衝突が懸念される場合は、谷側受台上に剛性防護柵等を設置し、柱への衝突を回避することを基本とする。これにより難い場合は、衝突荷重を考慮する。

車両用防護柵の設置例を図3．1．7に示す。山間部に設置されるシェッドは、管理歩道が多いことより設置例は、車両用防護柵としている。しかし、歩行者や自転車を対象とする場合は、「防護柵の設置基準・同解説」に準じて設置計画を行う。

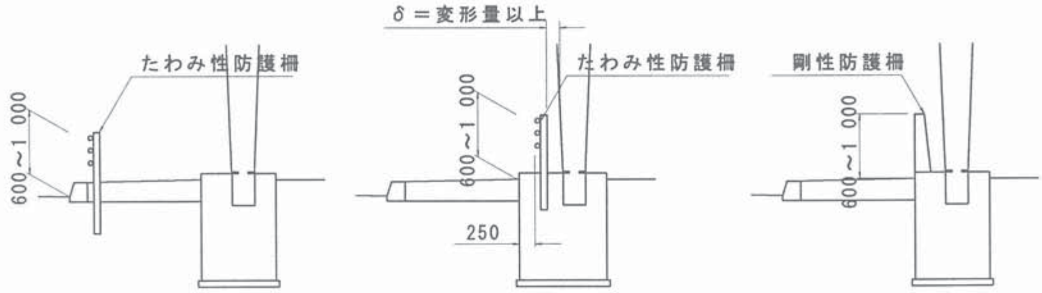


図　3．1．7　車両用防護柵の設置例

(6) 雪崩衝撃荷重

前項の雪崩荷重と同様に、ここでは全層雪崩を前提として説明を行う。

雪崩の衝撃力 P は次式による。

$$P = K \cdot \gamma_a / g \cdot V^2$$

ここで、P ：雪崩の衝撃力（kN/m²）
K ：定数（K=1．3）
γ_a ：雪崩の単位重量（kN/m³）
g ：重力の加速度（m/sec²）
V ：雪崩の速度（≦２０m/sec）

$$P_v = P \cdot \sin^2(\alpha - \theta)$$

$$P_h = \mu_a \cdot P_v = \mu_a \cdot P \cdot \sin^2(\alpha - \theta)$$

ここで、P_v ：雪崩の衝撃力鉛直成分（kN/m²）
P_h ：雪崩の衝撃力水平成分（kN/m²）
μ_a ：雪崩のすべり面における動摩擦係数
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）

衝撃力の分布幅 t は次式による。

$$t = 1/2 \cdot H_s \cdot \cos\alpha / \sin(\alpha - \theta)$$

ここで、t ：雪崩の分布幅（m）
H_s ：設計積雪深（m）

一般に、山側受台の施工では、斜面を掘削した後に埋め戻しを行うために、背面に平坦部が形成される。雪崩はこの平坦部を直撃することから、スノーシェッドに雪崩衝撃荷重を考慮した設計例はまれである。雪崩衝撃力を考慮する場合は、斜面形状や山側平地部分の大きさを検討して、載荷位置を定める。

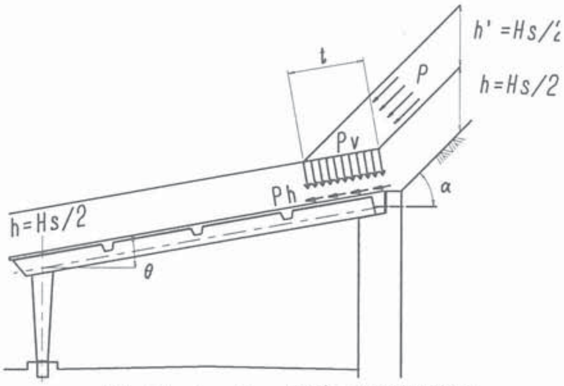


図 3.1.8 雪崩の衝撃荷重

なお、参考として雪崩速度の求め方を提案したフェルミーの式を紹介する。表層雪崩を検討する時は、これらを参考にしてよい。

a）流れ型雪崩の場合（全層雪崩または表層雪崩）

$$V=\{\xi\cdot h(\sin\alpha-\mu\cdot\cos\alpha)\}^{1/2}$$

ここで、V：雪崩の速度（m/sec）

ξ：定数で、500（m/sec^2）

h：雪崩の鉛直方向の層厚（m）

雪崩の発生地点の積雪深（鉛直方向）をhoとすれば、hは以下の値をとってよい。

全層雪崩〜$h \fallingdotseq 2.6ho$
表層雪崩〜$h \fallingdotseq ho$

α：斜面勾配（度）

μ：流れ型雪崩の動摩擦係数

（注）フェルミーは、$\mu \fallingdotseq \gamma/2$を提案している。

γ：運動中の雪崩流の密度（t/m^3）

斜面勾配が変化した時の雪崩速度、雪崩層厚は、以下の通りとなる。

$$\frac{V_2}{V_1}=\frac{h_1}{h_2}=\left[\frac{\sin\alpha_2}{\sin\alpha_1}\right]^{1/3}$$

ここで、V_1：勾配変化前の雪崩速度（m/sec）

V_2：勾配変化後の雪崩速度（m/sec）

h_1：勾配変化前の雪崩層厚（m）

h_2：勾配変化後の雪崩層厚（m）

α_1：変化前の斜面勾配（度）

α_2：変化後の斜面勾配（度）

b）煙り型雪崩の場合（表層雪崩）

$$V=(2\cdot g\cdot ho\cdot\gamma o/\gamma a)^{1/2}$$

ここで、V：雪崩の速度（m/sec）

g：重力の加速度で、9.8（m/sec^2）

ho：雪崩発生地点の積雪深（m）

γo：雪崩発生時の自然積雪の単位重量（kN/m^3）

γa：空気の単位重量で、0.01（kN/m^3）

(7) デブリ

雪崩によって運ばれスノーシェッド上に堆積したデブリ荷重は、次式によって求める。

$$q_c = \gamma_c \cdot H_{sd}$$

ここで、q_c：堆積した雪（デブリ）の荷重強度（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）

この場合のデブリの単位重量は一般に、$\gamma_c = 6$ kN/m^3を採用し、荷重を三角分布として考える。その平均勾配は２５度が標準である。

また、デブリ荷重を考慮する場合には、積雪荷重は設計積雪深の1/3を対象とすればよい。

(8) 巻だれ

スノーシェッド上の積雪の滑りが予想される場合には、次式により巻だれ荷重を考慮する。

$$P_t = 0.7 \cdot \gamma_s \cdot H_s^2$$

ここで、P_t：巻だれ荷重（kN/m）

γ_s：積雪の単位体積重量（kN/m^3）

H_s：設計積雪深（m）

(9) 沈降力

スノーシェッドは巻だれによる沈降力が作用しないように設計するのが基本であり、原則として沈降力は考えない。ただし、特殊な条件下で、沈降力を受ける部材が生じる場合は「道路防雪便覧」を用いて算出するものとする。

３．１．４　基本構造

１．　構造系

本マニュアルで対象とするスノーシェッドの構造系は、一般に逆Ｌ型と呼ばれているラーメン構造である。逆Ｌ型シェッドは、プレテンション方式で製作された主梁と、アンボンドＰＣ鋼材を用いた柱の２部材で構成されている。これらはいずれも工場製作のプレキャスト部材であり、主梁のダクト穴を通した柱のアンボンドＰＣ鋼材を緊張し、２部材を剛接させることにより、１剛２ヒンジラーメン構造を形成させている。なお、屋根勾配は１０°を標準とする。

ヒンジの一方は、柱部材の中にあらかじめ設置されているコンクリートヒンジであり、谷側受台の天端面にヒンジ部分が位置するように、柱下端を受台の中に埋設している。ヒンジの他方は、山側受台上に設置されたゴム支承とアンカーバーにより形成されている。

このようにして組み立てられた、１対の主梁と柱とで構成されるシェッドを１セットとし、セット間隔は ２．５ｍを最大とする。横梁に配置したＰＣ鋼材を緊張することによって、各セットを道路縦断方向に一体化したものを１ブロックとする。１ブロックのセット数は4セット（１０ｍ程度）を標準とし、３セット（７．５ｍ程度）を最小とする。最大セット数については、下部工の延長を考慮して一般には6セット（１５ｍ程度）とするが、杭基礎等で下部工の延長が長い場合は、別途検討するものとする。

連続する１群のシェッドは上述のブロックが断続的になるもので、ブロック間は構造的にそれぞれ独立している。

また、スノーシェッドのスパンは、山側ゴム支承の中心から谷側柱の中心位置で構成され、一般に８～１３ｍが多い。

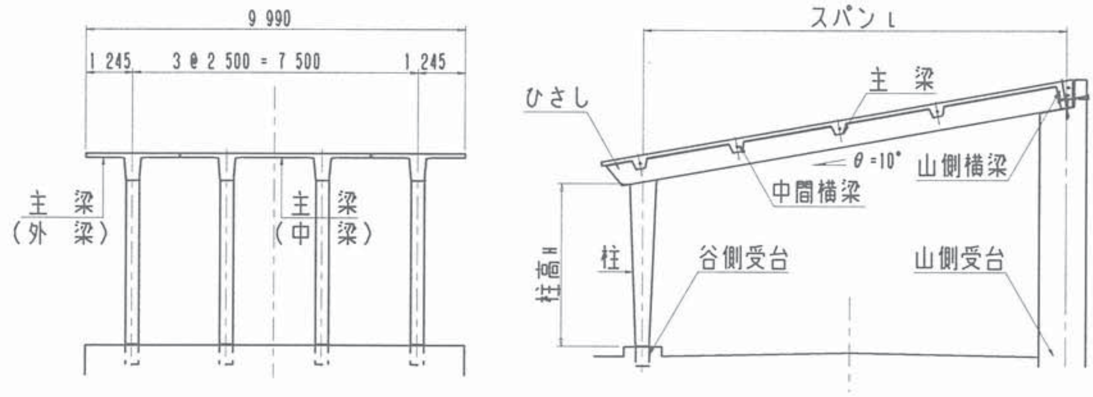


図 3．1．9 ブロックの基本構造と名称

2． 部材と構造の特徴

部材は工場製作とし、施工は部材を運搬して現場で組み立てるプレキャスト工法である。

本マニュアルで用いる部材および構造について、特徴を以下に示す。

(1) 主 梁

主梁断面は、図3．1．8に示す形状とし、主梁高は５００mm～９００mmまでの５種類であり、各々をB_s５０，B_s６０，B_s７０，B_s８０，B_s９０と呼称する。また、主梁は最大幅を２４９０mmとしており、各セット間には１０mmのすきまを設けている。

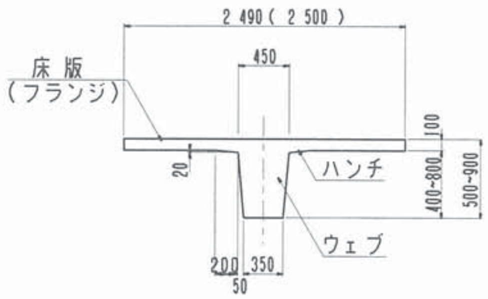


図 3．1．10 主梁断面形状（B_s５０～B_s９０）

(2) 柱

柱は、図3．1．11に示す形状とし、道路横断方向の柱頭幅は５００mm～９００mmまでの５種類であり、各々をC_s５０，C_s６０，C_s７０，C_s８０，C_s９０と呼称する。道路縦断方向の幅は各タイプとも３５０mmである。

柱下端部のヒンジ部断面は３５０mm×３５０mmとし、ヒンジから下側の基礎埋め込み部は長さ５００mmで、断面は３５０mm×３５０mmの等断面である。

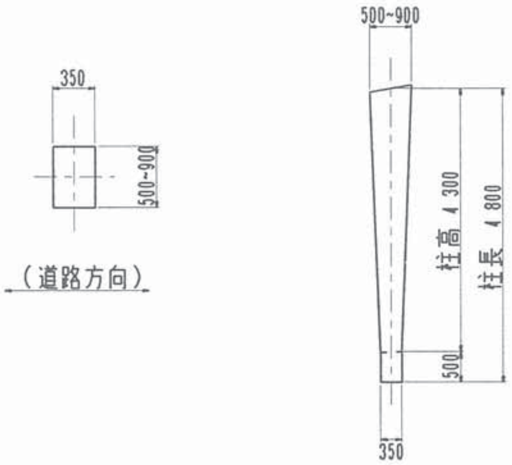
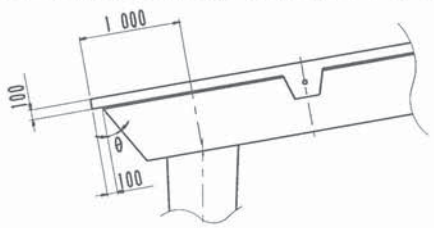


図　３．１．１１　柱形状（$\mathrm{C_s}$５０～$\mathrm{C_s}$９０）

(3) ひさし

ひさしは、図３．１．１２に示す形状とし、ひさしの張出し長は１．０ｍである。なお、巻だれ、吹き込み、つらら等を回避する必要がある場合のひさし長は、最大２．０ｍとする。



（ $\mathrm{B_s}$５０～$\mathrm{B_s}$８０・・・・・$\theta=30°$
　$\mathrm{B_s}$９０　　・・・・・$\theta=20°$

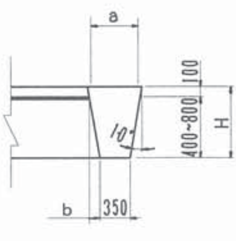
図　３．１．１２　ひさし形状

(4) 横　梁

横梁は、図３．１．１３および図３．１．１４に示す形状とし、中間横梁は山側横梁を基準に、３．０ｍ間隔に配置している。

① 山側横梁

横梁高さは主梁高さと等しく、下幅は３５０㎜、上幅は下表の通りである。主梁端部側のテーパーは屋根勾配にあわせて１０°とする。



(㎜)

主梁タイプ	梁高：Ｈ	上縁幅：ａ	前面幅：ｂ
$\mathrm{B_s}$５０	５００	５００	７９
$\mathrm{B_s}$６０	６００	５３８	１００
$\mathrm{B_s}$７０	７００	５７５	１１９
$\mathrm{B_s}$８０	８００	６１３	１４０
$\mathrm{B_s}$９０	９００	６５０	１５９

図　３．１．１３　山側横梁形状

② 中間横梁

中間横梁は、$\mathrm{B_s}$５０，６０，７０の場合、上幅４００㎜、下幅２５０㎜、横梁全高さ３５０㎜である。また、$\mathrm{B_s}$８０，９０の場合、上幅５００㎜、下幅３００㎜、横梁全高さ４００㎜とする。

（B_S５０，６０，７０）　　　　（B_S８０，９０）

図　３．１．１４　中間横梁形状

３．　支承部

(1) 谷　側

谷側柱下端には図３．１．１５に示すコンクリートヒンジを設けている。柱ヒンジの構造は直棒方式であり、ヒンジ筋はＤ２９を４本配置する。また、ヒンジ筋には防錆のためにメッキ処理を施し、その両端にはアンカープレートとナットを取り付ける。

(2) 山　側

山側支承部の詳細を図３．１．１６に示す。山側支承部については、「道路橋示方書Ⅳ・Ⅴ」の規定に従って以下の２つの要素を考慮する。

a)支承縁端距離（道示Ⅳ）･････････････ $S=20+0.5L$ (cm)

b)かけ違い長さ（道示Ⅴ）･････････････ $S_E=70+0.5L$ (cm)

ここで、L：支間長 (m)

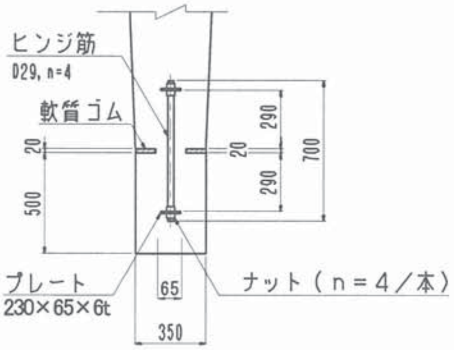


図　３．１．１５　柱のコンクリートヒンジ

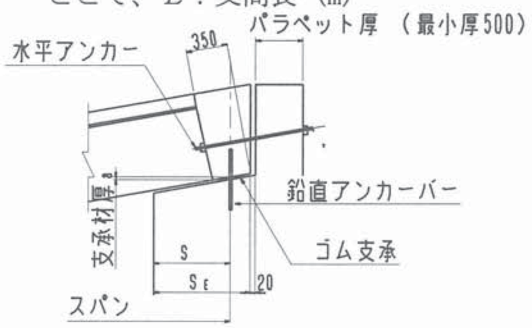


図　３．１．１６　山側支承部

４．　プレストレス工法

(1) 主　梁

主梁は、プレテンション工法によりプレストレスを導入する。ＰＣ鋼材はSWPR7BL-1S15.2を使用し、一部にＰＣ鋼材とコンクリートの付着を縁切りさせるボンドコントロール処置を施す。

(2) 柱

柱は、ポストテンション工法によりプレストレスを導入する。ＰＣ鋼材はアンボンドケーブルSWPR19L-1S19.3を使用する。また、定着部と剛接目地（主梁・柱接合部）との距離が短いため、定着グリップの外周にねじを切ったねじ式定着具を使用する。

(3) 横　梁

横梁は、ウェットジョイント工法により部材間のすきまを充填した後に、ポストテンション工法によりプレストレスを導入する。ＰＣ鋼材はSWPR19L-1S19.3を使用する。

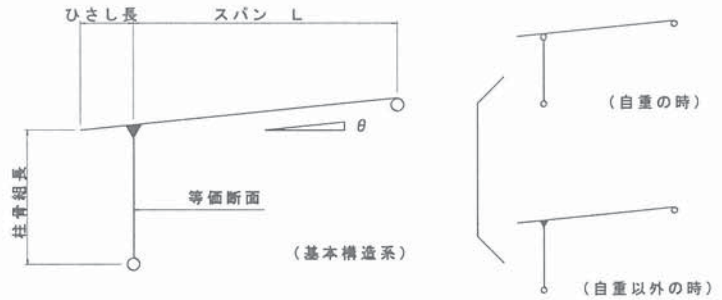
５．　そ　の　他

スノーシェッドは、山間部で急カーブが連続する区間に設置されることが多く、特に通行車輌や自転車、歩行者の安全確保のための設備が必要な場合は、反射板や照明等を設置する。

3．1．5　構造モデル

断面力は、2次元骨組解析を用いて算出する。構造モデルを図3．1．17に示す。なお、柱は変断面形状であり、断面定数（I_q 、A_q）は等価断面に置き換えて算出する。

図 3．1．17　構造モデル



断面力の主な照査位置は、表3．1．3に示す5ヶ所とする。

表 3．1．3　断面力の照査位置

No	主な照査位置
1	山側支点から主梁高の1/2
2	スパン中央
3	柱前面から主梁高の1/2
4	柱前面の位置
5	主梁・柱の接合部

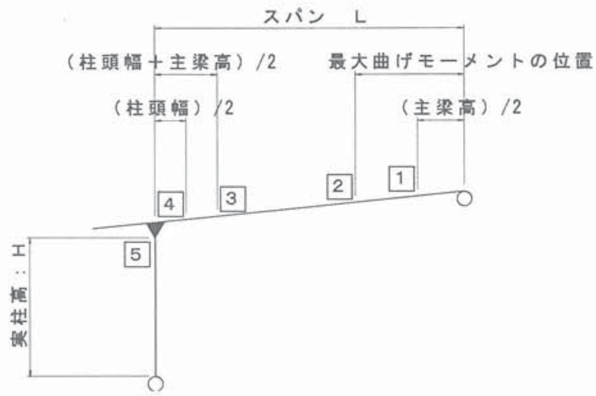


図 3．1．18　断面力照査位置

（注）断面 4、5については、剛接点の断面力をそのままシフトして計算する。

3．1．6　荷重の組合せ

スノーシェッドの標準的な荷重の組合せと、コンクリートの許容応力度の割増係数を表3．1．4に示す。

表 3．1．4　荷重の組合せ

検討状態		荷重名 死荷重 (q_d)	荷重名 積雪 (q_s)	荷重名 雪崩 (q_{ah}) (q_{av})	荷重名 地震 (q_e)	荷重名 雪崩衝撃 (p_h) (P_v)	荷重名 デブリ (q_c)	荷重名 巻だれ (P_t)	許容応力度の割増係数
荷重区分		A		B			A		
標準荷重	常時	○							1.0
	積雪時	○	○						1.0
	雪崩時	○	1/2	○					1.5
	地震時	○	1/2		○				1.5
特殊荷重	雪崩衝撃時	○	1/2			○			1.5
	デブリ時	○	1/3				○		1.0
	巻だれ時	○	○					○	1.0

※　特殊荷重は、一般に考慮しない。

3．1．7　荷重の載荷方法

スノーシェッドの各検討状態における荷重の載荷方法を表3．1．5に示す。

表 3．1．5（1） 標準荷重の載荷方法

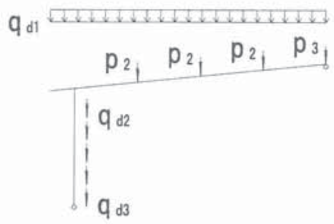
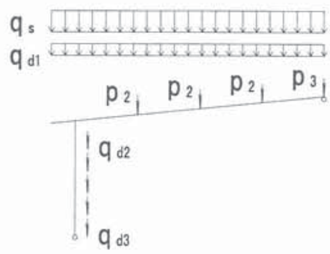
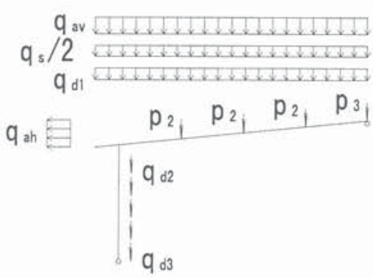
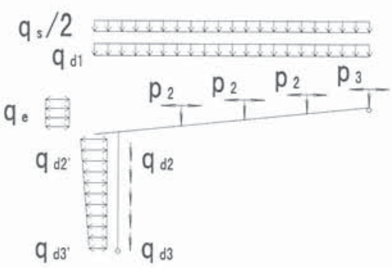
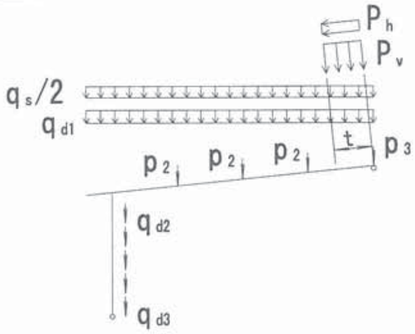
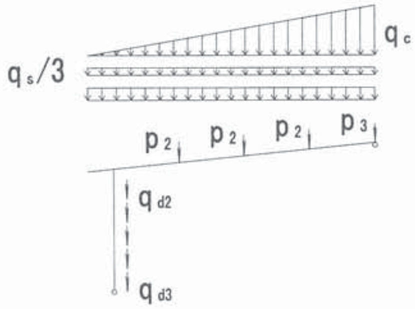
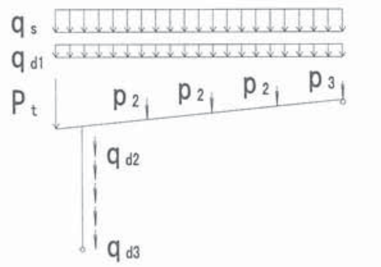
検討状態	荷　　重　　図	割増係数
常　　時		1.0
積 雪 時		1.0
雪 崩 時		1.5
地 震 時		1.5

表 3.1.5（2） 特殊荷重の載荷方法

検討状態	荷　重　図	割増係数
雪崩衝撃時		1.5
デブリ時		1.0
巻だれ時		1.0

３．１．８　主構の設計方法

１．　プレストレストコンクリート構造

コンクリート構造として、一般的に使われている各用語の定義を示す。

プレストレストコンクリート
- ＰＣ……ＰＣ鋼材により補強し、ひび割れの発生を許容しない構造である。曲げモーメント等によって生じる断面の引張力をＰＣ鋼材の緊張で得られる軸力と偏心力によって対抗させる。
- ＰＲＣ…・ＰＣ鋼材及び鉄筋により補強し、ひび割れを制御する構造である。曲げモーメント等によって生じる断面の引張力をプレストレスを導入したＰＣ鋼材及び異形鉄筋の両者で対抗させ、異形鉄筋のひび割れ分散作用に依存し、プレストレスの導入によって鉄筋応力度の増加量を抑える。

鉄筋コンクリート ── ＲＣ ……鉄筋により補強し、ひび割れを許容する構造である。曲げモーメント等によって生じる引張力を鉄筋の引張抵抗力によって対抗させる。引張縁のひび割れ発生自体を制御せず、ひび割れの程度を鉄筋の応力度で制御する構造である。

２．　設　計

スノーシェッドの設計は、道路橋示方書を準用し、設計荷重作用時と終局荷重作用時の２つに対して行う。その目的は以下の通りである。

- 設計荷重作用時～各荷重状態において、部材断面に生じるコンクリートおよび鋼材の応力度が許容応力度以下となることを照査する。
- 終局荷重作用時～設計荷重よりも大きな荷重を想定した終局荷重状態において、部材が破壊しないことを照査する。

断面力の算出は、弾性理論により行い各荷重の組合せは、以下の通りとする。

- 設計荷重作用時～前項の３．１．６に示した荷重の組合せを標準とする。
- 終局荷重作用時～上記組合せに対し、各荷重を一律に1.3倍したもので断面力を求める。

(1) 曲げモーメントに対する設計

設計荷重作用時は、各荷重状態の断面力に対して、コンクリートの圧縮応力度、ＰＣ鋼材の引張応力度、鉄筋の圧縮応力度および引張応力度が、所定の割増率を考慮した許容応力度以下となることを照査する。

主梁の曲げモーメントについては、ＰＲＣ設計を行う。ＰＲＣ設計は、 クリープ、乾燥収縮に対する引張鉄筋の拘束を考慮する。圧縮鉄筋の拘束は、その影響が小さいので考慮しない。

従って、プレストレスを曲げモーメントと軸力の外力に置きかえた鉄筋コンクリートの設計は適用できないので、注意を要する。また、常時は死荷重に比べてプレストレスの影響が相対的に大きくなるので、引張鉄筋が許容圧縮応力度以下であることの確認にも注意を要する。

なお、ＰＲＣ設計におけるＰＣ鋼材の初期緊張力は、設計荷重時のＰＣ鋼材引張応力度と引張鉄筋応力度のバランスを考慮し、プレストレッシング中許容緊張力の８割程度を目安とする。

表 3．1．6　曲げモーメントに対する検討項目

種　類	No	検　討　項　目
ＰＣ鋼材	①	引張縁のＰＣ鋼材が、設計荷重時に許容引張応力度を越えない事
鉄　筋	②	引張縁の鉄筋が、常時に許容圧縮応力度を越えない事 σsa = 180 N/mm²
	③	引張縁の鉄筋が、常時・積雪時に以下の許容値を越えない事 $\triangle \sigma sa$ = 120 N/mm²
	④	引張縁の鉄筋が、雪崩時に許容引張応力度を越えない事 σsa = 180 N/mm²
	⑤	引張縁の鉄筋が、地震時に許容引張応力度を越えない事 σsa = 270 N/mm²

スノーシェッドの柱の曲げモーメントについては、接合部・柱中間部ともにコンクリートの引張応力度の発生を許すＰＣ構造として設計を行う。

終局荷重作用時は、同状態の荷重の組合せにより得られた断面力に対し、破壊抵抗曲げモーメント以内であることを照査するが、道路橋示方書の手法をそのまま準用できるので、ここでは詳細な説明を割愛する。

(2) せん断力に対する設計

設計荷重作用時は、部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が、コンクリートが負担できる平均せん断応力度以下の場合は、所定の最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置する。コンクリートが負担できる平均せん断応力度を越える場合は、別途道路橋示方書に定められた斜引張鉄筋の算定により、必要とされるスターラップ等の斜引張鉄筋を算出する。

終局荷重作用時は、部材断面に生じるコンクリートの平均せん断応力度が、コンクリートの平均せん断応力度の最大値以下であることを照査する。

以下に、せん断力に対する検討手順を、図3．1．19に示す。

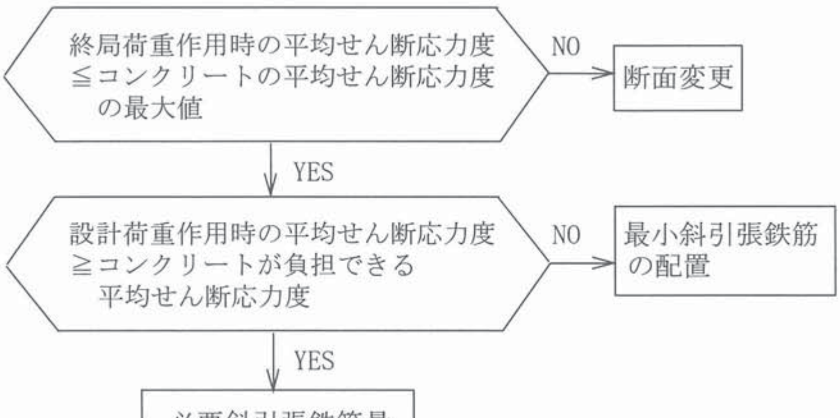


図 3．1．19　せん断力に対する検討手順

① 終局荷重時における平均せん断応力度

終局荷重時における平均せん断応力度は、「道路橋示方書Ⅲ」に定めるコンクリートの平均せん断応力度の最大値を超えてはならない。

② 設計荷重時における平均せん断応力度

設計荷重時における平均せん断応力度の許容値は、「道路橋示方書Ⅲ」に定めるコンクリートが負担できる平均せん断応力度を割増してはならない。

③ 斜引張鉄筋の必要量の算定と配置

「道路橋示方書Ⅲ」に定める斜引張鉄筋の計算を行う。

なお、斜引張鉄筋の計算は終局時に対して行い、その時のコンクリートが負担できるせん断応力度については、割増しを行ってはならない。

④ 斜引張応力度

柱はＰＣ部材であるために、斜引張応力度の検討を行う。

なお、地震時については、荷重作用時間が短時間であることや終局時で検討を行うことなどにより、安全度の確認が可能であるので、斜引張応力度の照査は不要である。

また、主梁はＰＲＣ部材であるので、斜引張応力度の検討は行わない。

３．１．９　主構各部の設計方法

１．　床　版

床版はＲＣ断面とし、積雪荷重および雪崩荷重が作用したときの応力度の照査を行う。曲げモーメントおよびせん断力は、ウエブを付け根とする片持ち梁として計算し、下記の図３．１．２０に示すＡ断面・Ｂ断面において許容応力度内に収まるように設計する。

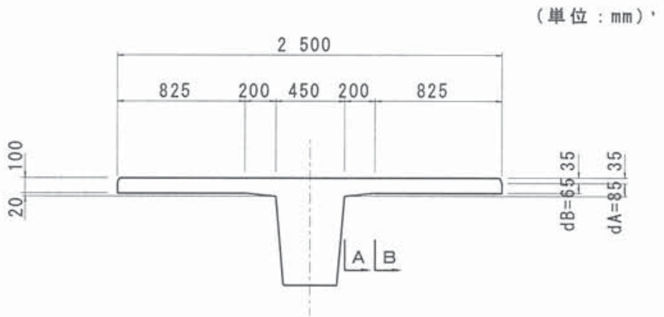


図　３．１．２０　床版の設計断面位置

２．　横　梁

横梁の検討は、道路縦断方向に地震慣性力が作用したときの応力度の照査を行う。

曲げモーメントは、［資料編］２．２に示す近似手法の２次元骨組により求める。応力度は、横梁付け根部の曲げモーメントに対して計算し、ＰＣ構造としての許容応力度を満足するように、横締めプレストレス配置を決定する。なお、次節に示す標準設計に、これらを計算した結果を示す。

３．　ブロック中間部・山側鉛直アンカーバー

ブロック中間部の山側鉛直アンカーバーは、表３．１．７に示すように雪崩荷重等による設計水平反力と、「道路橋示方書Ｖ」に準拠した変位制限構造としての荷重を対象にして検討を行う。

鉛直アンカーの材質は、Ｓ３５ＣＮを基本とするが、許容応力度は先の２つに対してそれぞれ割増するものとし、配置鋼材量は各計算によって算出する必要鋼材量A_{s1}、A_{s2}の大きな方とする。

表 3．1．7　ブロック中間部・山側鉛直アンカーバーの鋼材量決定方法

No	分　類	水平力：Hの求め方	許容応力度の割増係数	鋼材量：A_s(mm²)
1	設計荷重による水平反力	設計荷重に対して構造計算された１主構当たりの反力の主梁長方向分力；H_1(N)	本マニュアルによる各割増率：K	$A_{s1}=\dfrac{H_1}{\tau_{sa}\cdot K\cdot n\cdot\cos\theta}$
2	変位制限構造としての設計地震力	$H_2=3\cdot k_h\cdot R_d$(N)	1．50	$A_{s2}=\dfrac{H_2}{\tau_{sa}\cdot 1.5\cdot n\cdot\cos\theta}$

ただし、表3．1．7の記号は、以下のとおりとする。

τ_{sa}：鋼材の許容せん断応力度（N/mm²）

n　：１主構当たりに配置する鉛直アンカーバー本数（本）

θ　：主梁勾配（度）

H_1：鉛直､水平反力の合力に対する主梁長方向の分力（N）

k_h：震度法による設計水平震度

R_d：１主構当たりの死荷重時の山側鉛直反力（N）

（積雪がある場合はH_s／2を考慮する）

4．　ブロック端部・山側鉛直アンカーバー

ブロック端部・山側鉛直アンカーバーの鋼材量は､道路縦断方向の地震時の検討から決定する。これらの検討は、［資料編］２．２に示す２次元骨組解析手法で行ってもよいが、以下に示す簡略手法を用いてもよい。

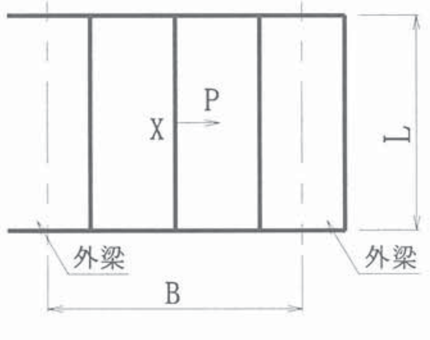


図 3．1．21　ブロック端部・山側鉛直アンカーバーの簡易モデル

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

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

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

$$\tau_S=\frac{F}{A_S\cdot n\cdot\cos\theta}\leqq\tau_{Sa}$$

ここで、　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縦断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（主梁自重＋1/2積雪＋保護材）の山側支点水平反力(N)

P ：全屋根慣性力・・・・・・(主梁自重＋1/2積雪荷重＋保護材)×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(セット)

α ：荷重係数であり、α＝１．０とする

A_S ：アンカー鉄筋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)

５．　山側水平アンカー

山側水平アンカーは、ブロック中間部山側鉛直アンカーバーと同様に、表３．１．８に示す雪崩荷重等による設計水平反力と、「道路橋示方書Ｖ」に準拠した落下防止構造としての荷重を対象にして、検討を行う。

水平アンカーの材質は、ＰＣ鋼棒を基本とするが、許容応力度は先の２つに対してそれぞれ割増を行い、各計算によって算出する必要鋼材量A_{s1}、A_{s2}の大きな方とする。

表　３．１．８　山側水平アンカーの鋼材量決定方法

No	分　類	水平力：Hの求め方	許容応力度の割増係数	鋼材量：A_s(mm²)
1	設計荷重による水平反力	設計荷重に対して構造計算された１主構当たりの反力の主梁長方向分力；H_1(N)	本マニュアルによる各割増率：K	$A_{s1}=\dfrac{H_1}{\sigma_{pa}\cdot K\cdot n}$
2	落下防止構造としての設計地震力	H_2＝１．５・R_d(N)	１．５０	$A_{s2}=\dfrac{H_2}{\sigma_{pa}\cdot 1.5\cdot n}$

ただし、表３．１．８の記号は、以下のとおりとする。

σ_{pa}：割増を考慮した許容引張応力度で、ＰＣ鋼材では0.90σ_{py}とする。(N/mm²)

（注）Kが1.0の場合は、0.60σ_{pu}または0.75σ_{py}の小さい値とする。

σ_{py}：ＰＣ鋼材の降伏点（N/mm²）

σ_{pu}：ＰＣ鋼材の引張強さ（N/mm²）

n　：１主構当たりに配置する水平アンカー本数（本）

θ　：主梁勾配（度）

H_1：鉛直､水平反力の合力に対する主梁長方向の分力（N）

k_h：震度法による設計水平震度

R_d：１主構当たりの常時の山側鉛直反力（N）

（積雪がある場合はH_s／２を考慮する）

水平アンカーの設計にあたっては、設計荷重による主梁の回転角を拘束してはならないので、

変位を吸収できるパッキン（軟質ゴム、ウレタン発泡体など）を挿入しなければならない。

変位量yは、次式によって計算する。

$y = h \cdot \theta$ (mm)

ここで、 h：支承板上面から水平アンカー位置までの鉛直距離（mm）

θ：設計荷重時の主梁最大回転角（rad）

また、山側受け台のパラペットの設計は、水平アンカー反力を考慮し、「道路橋示方書Ⅳ」に準じて行う。図３．１．２２に水平アンカーの配置を示す。

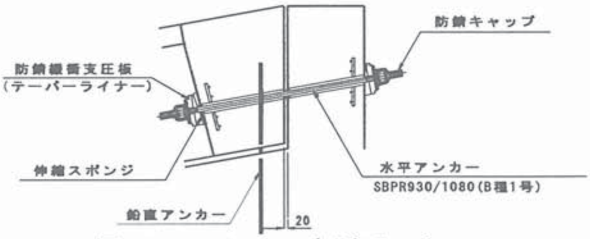


図 ３．１．２２ 水平アンカー

ＰＣ防災覆工用として開発された水平アンカーの各タイプを以下に示す。なお、これらの詳細については、資料編の“１．１ スノーシェッドの設計計算例”の末尾に、形状・規格等を紹介したので参照されたい。

表 ３．１．９ 水平アンカーのタイプ

ＮＯ	水平アンカーのタイプ名	ＰＣ鋼棒の呼径（mm）	緩衝支圧板の径（mm）	許容値(kN/本)
1	ＴＦ－１７	ϕ１７	１６０	１７６
2	ＴＦ－２３	ϕ２３		３１３
3	ＴＦ－２６	ϕ２６	２２０	４０５
4	ＴＦ－３２	ϕ３２		６２５

６． ゴム支承

支承部の設計は、「道路橋示方書Ｖ」により、タイプＡの支承として検討を行う。

ゴム支承の設計は、「道路橋支承便覧」に準拠し、以下の手順で行う。

(1) ゴム支承面積の算出

$$A_0 = \frac{R_d \cdot \sin\alpha}{\gamma_{a1} \cdot G_t} \quad , \qquad A = \frac{R}{\beta \cdot \sigma_{max \cdot a}}$$

ここで、 A_0：桁自重反力作用時の支圧面積（mm²）

A ：常時、積雪、及び雪崩反力作用時の支圧面積（mm²）

R_d：桁自重反力（N）

R ：常時、積雪時及び雪崩時反力（N） 常 時 R_1

積雪時 R_2

雪崩時 R_3

β ：許容応力度の割増係数 常 時 $\beta = 1.00$

積雪時 $\beta = 1.15$

雪崩時 $\beta = 1.50$

α ：支承の傾き（度）

γ_{a1}：常時の許容せん断ひずみ（%）

G_t：ゴムのクリープにより低減されたせん断弾性係数（N/mm²）

$\sigma_{max \cdot a}$：最大許容圧縮応力度（N/mm²）

$a \times b > A_0$，Aを仮定する。

ここで、a　：ゴム支承の主梁長方向寸法（mm）

b　：ゴム支承の主梁長直角方向寸法（mm）

(2) 最小ゴム厚の算出

$$S = \frac{a \cdot b}{2 \cdot (a+b) \cdot t_e}, \quad E = (3+6.58 \cdot S^2) \cdot G, \quad \Sigma t_e = \frac{E \cdot a^2 \cdot b \cdot \Sigma \alpha_{e2}}{2 \cdot R_2}$$

ここで、S　：ゴム支承の形状係数

t_e：弾性ゴムの一層の厚さ（mm）

E　：四角形0.5≦b/a≦2のときのゴムの弾性係数（N/mm²）

G　：ゴムの静的せん断弾性係数（N/mm²）

$\Sigma t_e'$：弾性ゴムの最小必要総厚（mm）

$\Sigma \alpha_{e2}$：雪崩時（短期）総厚ゴムの総回転角（rad）

$\Sigma t_e = 2 \cdot t_e > \Sigma t_e'$を仮定する。

ここで、Σt_e：弾性ゴムの総厚（mm）

(3) 有効支圧面積に対する照査

$$\Delta \alpha = \frac{R_d \cdot \sin\alpha \cdot \Sigma t_e}{G_t \cdot a \cdot b}, \quad A_{00} = (a - \Delta \alpha) \cdot b, \quad \sigma = \frac{R}{A_{00}} < \sigma_{max \cdot a} \cdot \beta$$

ここで、$\Delta \alpha$：ゴム支承を傾斜して設置する場合の

ゴムのせん断変形による移動量（mm）

A_{00}：ゴム支承の有効支圧面積（mm²）

σ　：常時、積雪、及び雪崩時反力作用時の有効支圧応力度（N/mm²）

(4) 座屈に対する検討

$$a > 5 \cdot \Sigma t_e, \quad b > 5 \cdot \Sigma t_e, \quad a, b \geqq 10$$

(5) 回転に対する検討

$$\delta = \frac{R_2 \cdot \Sigma t_e}{E \cdot a \cdot b}, \quad \Sigma \alpha_{e2} \cdot \frac{a}{2} < \delta$$

ここで、δ　：ゴム支承の面積を用いて求めた鉛直荷重による圧縮ひずみ量（mm）

(6) せん断ひずみに対する検討

$$\gamma_{s1} = \frac{\Delta \alpha}{\Sigma t_e} \times 100 < \gamma_{a1}$$

ここで、γ_{s1}：せん断変形による局部せん断ひずみ（%）

(7) 局部せん断ひずみに対する検討

$$\delta_0 = \frac{R_2}{E \cdot A_{00}} \cdot \Sigma t_e$$

$$\gamma_C = \frac{8.5 \cdot S \cdot \delta_0}{\Sigma t_e} \times 100$$

$$\gamma_S = \gamma_{S1}$$

$$\gamma_r = 2.0 \cdot \left(1 + \frac{a}{b}\right)^2 \cdot S^2 \cdot \frac{\Sigma \alpha_{e2} \cdot 10^{-3}}{N} \times 100$$

$$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_S + \gamma_r < \gamma_{ta} = \frac{400}{1.5} = 266.7\ (\%)$$

ここで、δ_0　：ゴム支承の有効支圧面積を用いて求めた

鉛直荷重による圧縮ひずみ量（mm）

γ_c ：鉛直荷重による局部せん断ひずみ（%）

γ_s ：せん断変形による局部せん断ひずみ（%）

γ_r ：回転による局部せん断ひずみ（%）

γ_t ：総局部せん断ひずみ（%）

(8) 補強材応力度の検討

$$\sigma_S = \sigma \cdot \frac{t_e}{t_S} < \sigma_{Sa} \cdot \beta$$

ここで、 t_S ：補強材厚（mm）

σ_S ：常時、積雪、及び雪崩時の補強材に働く引張応力（N/mm²）

7． 柱ヒンジ

柱ヒンジ鉄筋は、設計荷重に対して安全であることと、構造細目を考慮して、その本数を決定する。

(1) 構造細目から考慮するべき項目

a)ヒンジ鉄筋のあきは、骨材の4/3φ以上とする。

b)柱軸筋やフープ筋等の周辺配筋に配慮する。

(2) 設計荷重に対する検討

柱ヒンジ構造は、直棒方式によるコンクリートヒンジとし、その設計方法は、「道路橋支承便覧」に準拠する。

① ヒンジ鉄筋のせん断応力度

$$\tau_s = \frac{S}{n \cdot A_s} \leqq \tau_{sa}$$

ここで、 τ_s ：ヒンジ鉄筋のせん断応力度(N/mm²)

S ：柱に作用するせん断力（N）

n ：鉄筋本数（本）

A_s ：ヒンジ鉄筋の１本当たりの断面積（mm²）

τ_{sa} ：ヒンジ鉄筋の許容せん断応力度（N/mm²）

② ヒンジ鉄筋によるコンクリートの水平支圧応力度

せん断力については、コンクリートの支圧応力度が許容値を満足するように、鉄筋本数を設定する。

$$\sigma_{ca} = (0.25 + 0.05 \cdot \frac{P}{2\phi}) \cdot \sigma_{ck} \leqq 0.5 \cdot \sigma_{ck}$$

$$\sigma_{ch} = \frac{S}{2.5 \cdot \phi^2 \cdot n} \leqq \sigma_{ca}$$

ここで、 σ_{ca} ：コンクリートの許容支圧応力度（N/mm²）

P ：ヒンジ鉄筋の中心間隔（mm）

ϕ ：ヒンジ鉄筋の直径（mm）

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度（N/mm²）

σ_{ch} ：コンクリートの水平支圧応力度（N/mm²）

S ：柱に作用するせん断力（N）

n ：鉄筋本数（本）

③　柱ヒンジ切欠部の鉛直支圧応力度

軸力による支圧応力度は､鉄筋断面積を換算したヒンジ部のコンクリート断面積で検討する。

$$\sigma_{cv} = \frac{N}{A_c + n \cdot A_s} \leqq \sigma_{ca}$$

ここで、　σ_{cv}：コンクリートの鉛直支圧応力度（N/mm²）

N　：軸力（N）

A_c：ヒンジ部圧縮コンクリート断面積（mm²）

（ヒンジ鉄筋の断面積は控除）

n　：ヤング係数比

A_s：鉄筋断面積（mm²）

σ_{ca}：コンクリートの許容支圧応力度（N/mm²）

8.　山側受台パラペットの構造

山側受台パラペット部は、水平アンカーの安全性を確保するために、パラペットの最小厚さを0.5mとする。

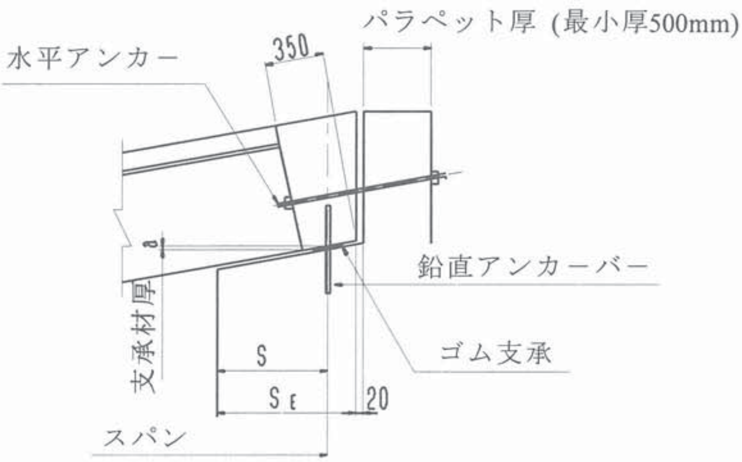


図　3．1．23　パラペット周辺の構造

(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に対する設計は、以下の要領で行う。

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
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、ｽﾀｰﾗｯﾌﾟの一般的計算
②　地震時土圧	〃	〃	〃
③　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	〃

(注)・③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。

・水平アンカーによるパラペットの設計は、道路橋示方書Ⅳ下部工編６．３．４胸壁の設計に準じている。

なお、終局曲げ耐力M_uは、以下の式により求める。

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

ここで、 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（mm^2）

σ_{sy}：引張主鉄筋の降伏応力度（N/mm^2）

d ：部材の有効高（mm）

σ_{ck}：コンクリートの設計基準強度（N/mm^2）

b ：部材断面幅（mm）

また、せん断力に対する検討は、以下の式により求められる。

$$Ps > S$$

ここで、 Ps：$Ss + Sc$ （N）

Ss：斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 （N）

Sc：コンクリートの負担するせん断耐力（N）

S ：せん断力 （N）

(2) 水平アンカーによる押抜きせん断の検討

押抜きせん断応力度は、以下の式により求める。

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

ここで、 H ：水平アンカー１本に作用する水平力（N）

τ_a：コンクリートの許容せん断応力度（N/mm^2）

a ：円形プレートの直径（mm）

d ：パラペットの有効高さ（mm）

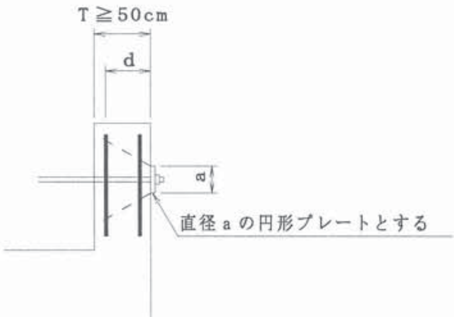


図 ３．１．２４ 水平アンカーによる押抜きせん断

９． 谷側受台パラペット周辺の構造

谷側受け台の柱埋め込みは、以下に示す箱抜き形状とする。

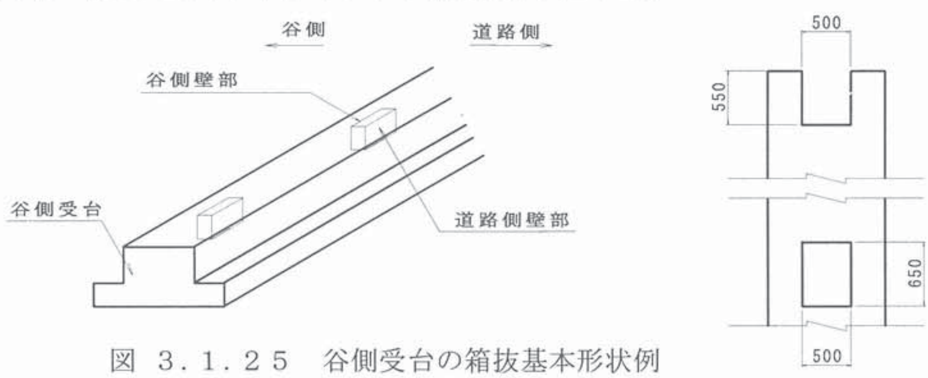
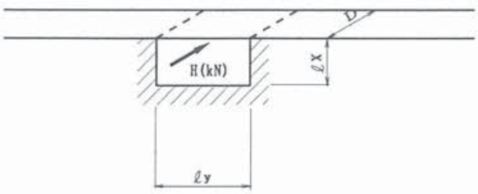


図 ３．１．２５ 谷側受台の箱抜基本形状例

(1) パラペットの曲げ応力度の照査

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。

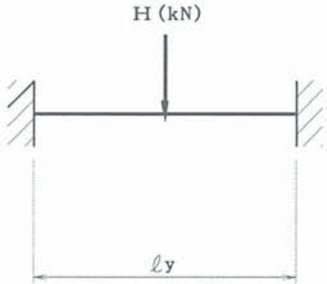


- H　：柱の水平反力（kN）
- ℓ_y　：柱厚さ（埋設部分）＋谷側壁厚さ（D）(mm)
- ℓ_x　：箱抜き深さ（mm）

図 3．1．26　曲げモーメントの検討

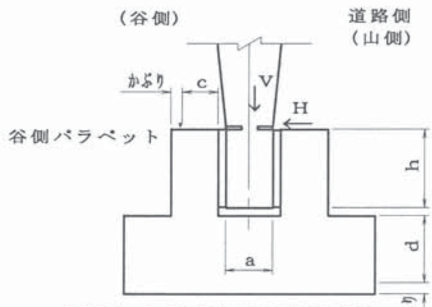
(2) パラペットのせん断力の照査

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、せん断応力度や折曲鉄筋の検討を行う。



ℓ_y　：柱厚さ（埋設部分）＋谷側壁厚さ（D）(mm)

図 3．1．27　せん断力の検討



（注1）ｂは柱幅（奥行方向）
（注2）ｃ．ｄは部材有効高

図 3．1．28　柱埋込み部の構造

(3) 水平支圧応力度の照査

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

ここで、σ_{ca}：コンクリートの許容水平支圧応力度（N/mm²）

(4) 水平押抜きせん断応力度の照査

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。

$$\tau = \frac{H_0}{\left(2 \cdot h + b + \frac{\pi}{2} \cdot c\right) \cdot c} \leqq \tau_a \cdot \alpha \ (\mathrm{N/mm^2})$$

$$H_0 = H - 2T \quad (\mathrm{kN})$$

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

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

ここで、
- τ　：コンクリートの押抜せん断応力度（N/mm²）
- τ_a　：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）
H_0：水平押抜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）標準化した通常の荷重では、折曲鉄筋の必要性はないが、必要であれば第５章 ロックシェッドの 図５．１．３０および「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抜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) 垂直支圧応力度の照査

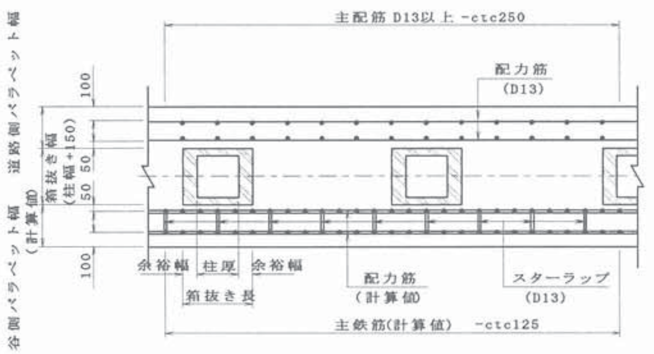
$$\sigma = \frac{V}{a \cdot b} \leqq \sigma_{ca} \ \text{(N/mm}^2\text{)}$$

ここで、σ_{ca}：コンクリートの許容垂直支圧応力度（N/mm²）

(6) 押抜きせん断応力度の照査

$$\tau = \frac{V}{(2a + 2b + \pi d)d} \leqq \tau_a \ \text{(N/mm}^2\text{)}$$

ここで、τ_a：コンクリートの許容せん断応力度（N/mm²）



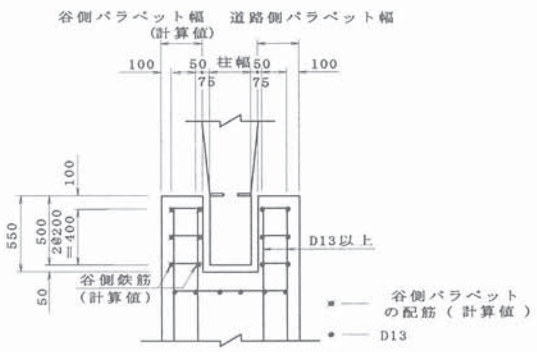


図 ３．１．２９　谷側受台の壁部配筋図例

３．２　標　準　設　計

３．２．１　設計条件の範囲

１．　主要設計条件

標準設計は、道路平面線形を直線、道路縦断勾配をレベルとして図面表示されているが、設計計算上では一般に使用されるほとんどの道路平面線形、縦断勾配（R_{min}50m，i_{max}10%を上限の目安）に対して本標準設計を適用することができる。以下に標準値として設定した主要設計条件を列記する。

① 道路建築限界高さ　H_0 = 4.7 m
② 斜面勾配　α = 45°
③ 構造形式　逆Ｌ型
④ 屋根勾配　θ = 10°
⑤ スパン　L = 8, 9, 10, 11, 12, 13 m
⑥ 柱　高　H = 4.3 m
⑦ ひさし長　L_c = 1 m
⑧ 設計積雪深　H_s = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 m
⑨ 積雪の単位重量　γ_s = 3.5〜4.5 KN/m^3
⑩ 雪崩の　〃　γ_a = 4.5 KN/m^3
⑪ 設計水平震度　k_H = 0.25

表 3．2．1　使用部材の組合せ

主梁	柱
Ｂｓ５０	Ｃｓ５０
Ｂｓ６０	Ｃｓ６０
Ｂｓ７０	Ｃｓ７０
Ｂｓ８０	Ｃｓ８０
Ｂｓ９０	Ｃｓ９０

２．　使用部材の組合せ

使用部材は主梁と柱の２つで構成され、使用時の各々の組合せは以下を原則とする。

３．２．２　選定表

１．　部材選定表

設計積雪深 H_s（m）	項　目	スパン：L（m）					
		8	9	１０	１１	１２	１３
1	設計条件名	Ｓ１０８	Ｓ１０９	Ｓ１１０	Ｓ１１１	Ｓ１１２	Ｓ１１３
	使用部材名	Bs50･Cs50	Bs50･Cs50	Bs50･Cs50	Bs50･Cs50	Bs60･Cs60	Bs60･Cs60
2	設計条件名	Ｓ２０８	Ｓ２０９	Ｓ２１０	Ｓ２１１	Ｓ２１２	Ｓ２１３
	使用部材名	Bs50･Cs50	Bs50･Cs50	Bs60･Cs60	Bs60･Cs60	Bs60･Cs60	Bs70･Cs70
3	設計条件名	Ｓ３０８	Ｓ３０９	Ｓ３１０	Ｓ３１１	Ｓ３１２	Ｓ３１３
	使用部材名	Bs50･Cs50	Bs60･Cs60	Bs60･Cs60	Bs70･Cs70	Bs70･Cs70	Bs80･Cs80
4	設計条件名	Ｓ４０８	Ｓ４０９	Ｓ４１０	Ｓ４１１	Ｓ４１２	Ｓ４１３
	使用部材名	Bs60･Cs60	Bs60･Cs60	Bs70･Cs70	Bs70･Cs70	Bs80･Cs80	Bs80･Cs80
5	設計条件名	Ｓ５０８	Ｓ５０９	Ｓ５１０	Ｓ５１１	Ｓ５１２	Ｓ５１３
	使用部材名	Bs60･Cs60	Bs70･Cs70	Bs70･Cs70	Bs80･Cs80	Bs80･Cs80	Bs90･Cs90
6	設計条件名	Ｓ６０８	Ｓ６０９	Ｓ６１０	Ｓ６１１	Ｓ６１２	
	使用部材名	Bs70･Cs70	Bs70･Cs70	Bs80･Cs80	Bs80･Cs80	Bs90･Cs90	
7	設計条件名	Ｓ７０８	Ｓ７０９	Ｓ７１０	Ｓ７１１	適用外	
	使用部材名	Bs70･Cs70	Bs80･Cs80	Bs80･Cs80	Bs90･Cs90		

(注)設計条件名は、以下の内容を示している。

ex.　Ｓ　２　０８

０８ ―― スパン：Lの値
２ ―― 設計積雪深：H_sの値
Ｓ ―― スノーシェッド

2．　ゴム支承選定表

設計積雪深 H_s（m）	スパン：L（m） 8	9	10	11	12	13
1	160×210×25	160×210×25	160×210×25	160×210×25	160×260×34	160×310×34
2	160×210×25	160×210×25	160×260×25	160×260×25	160×260×25	160×310×34
3	160×210×25	160×210×25	160×260×25	160×260×25	160×310×25	210×260×34
4	160×260×25	160×260×25	160×260×25	160×310×25	210×260×25	210×260×34
5	160×260×25	160×310×25	160×310×25	210×260×34	210×310×34	210×310×34
6	160×310×25	160×310×25	210×310×25	210×310×34	210×310×34	適用外
7	210×310×25	210×310×25	210×310×25	260×310×34	適用外	適用外

3．　鉛直アンカーバー選定表（ブロック中間部）

設計積雪深 H_s（m）	スパン：L（m） 8	9	10	11	12	13
1	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25
2	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25
3	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ28
4	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ25	2－ϕ28	2－ϕ28	2－ϕ32
5	2－ϕ25	2－ϕ28	2－ϕ28	2－ϕ32	2－ϕ32	2－ϕ36
6	2－ϕ28	2－ϕ28	2－ϕ32	2－ϕ32	2－ϕ36	適用外
7	2－ϕ28	2－ϕ32	2－ϕ36	2－ϕ36	適用外	適用外

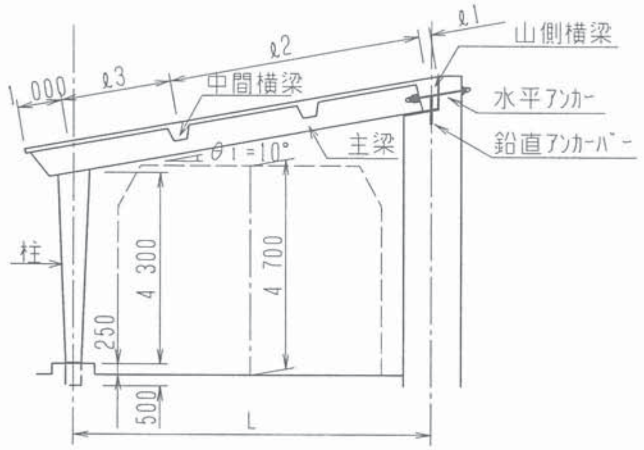
4．　水平アンカー選定表

設計積雪深 H_s（m）	スパン：L（m） 8	9	10	11	12	13
1	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17
2	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17
3	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17
4	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17
5	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ23
6	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ23	2－ϕ23	適用外
7	2－ϕ17	2－ϕ17	2－ϕ23	2－ϕ23	適用外	適用外

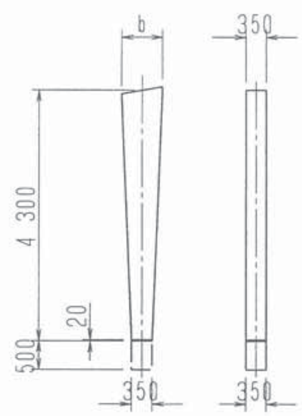
3．2．3 標準図面

1． 一般図

横断面



柱断面図



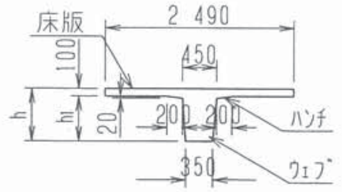
寸法表 (単位：mm)

記号	スパン L (m)					
	8	9	10	11	12	13
ℓ1	175＋h×tanθ1					
ℓ2	2@3000 =6000	3@3000 =9000	3@3000 =9000	3@3000 =9000	4@3000 =12000	4@3000 =12000
ℓ3	2123	139	1154	2170	185	1200

寸法表 (単位：mm)

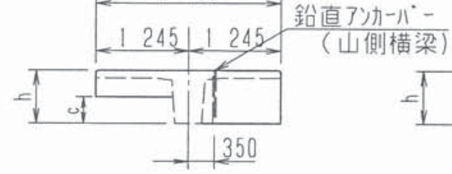
タイプ名	Cs-50	Cs-60	Cs-70	Cs-80	Cs-90
柱頭巾 b	500	600	700	800	900

主梁断面図

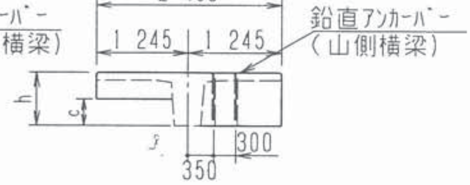


横梁部断面図

ブロック中梁断面図
全タイプ共通



ブロック外梁断面図
Bs50～Bs90の場合

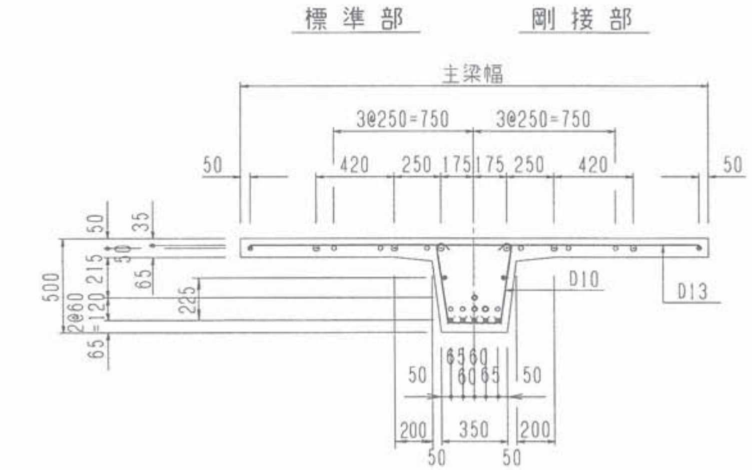


寸法表 (単位：mm)

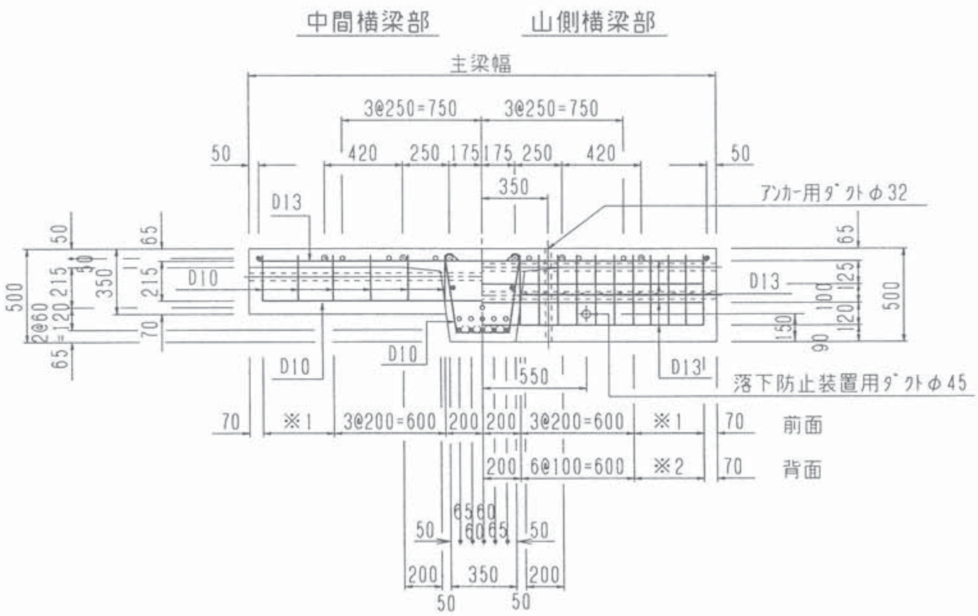
タイプ名	h	h1	C	
			中間横梁	山側横梁
Bs-50	500	400	150	0
Bs-60	600	500	250	0
Bs-70	700	600	350	0
Bs-80	800	700	400	0
Bs-90	900	800	500	0

2. 配筋図

主梁配筋図　Ｂｓ５０

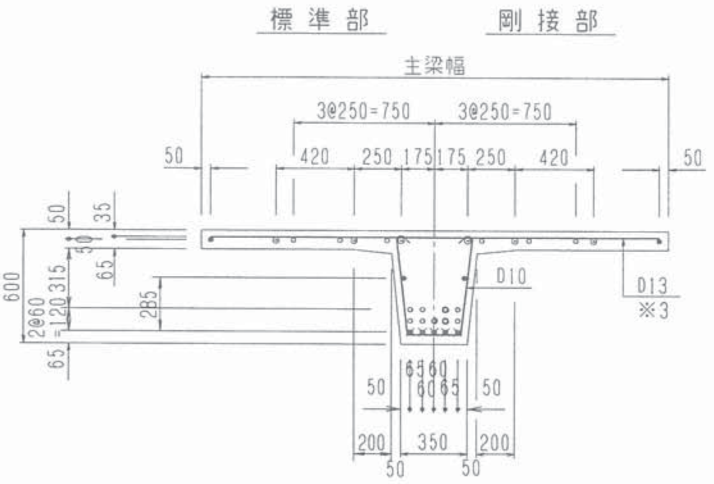


○ --- SWPR 7BL 1S15.2
○ --- ボンドコントロール
● --- D13
◎ --- D16
× --- D19

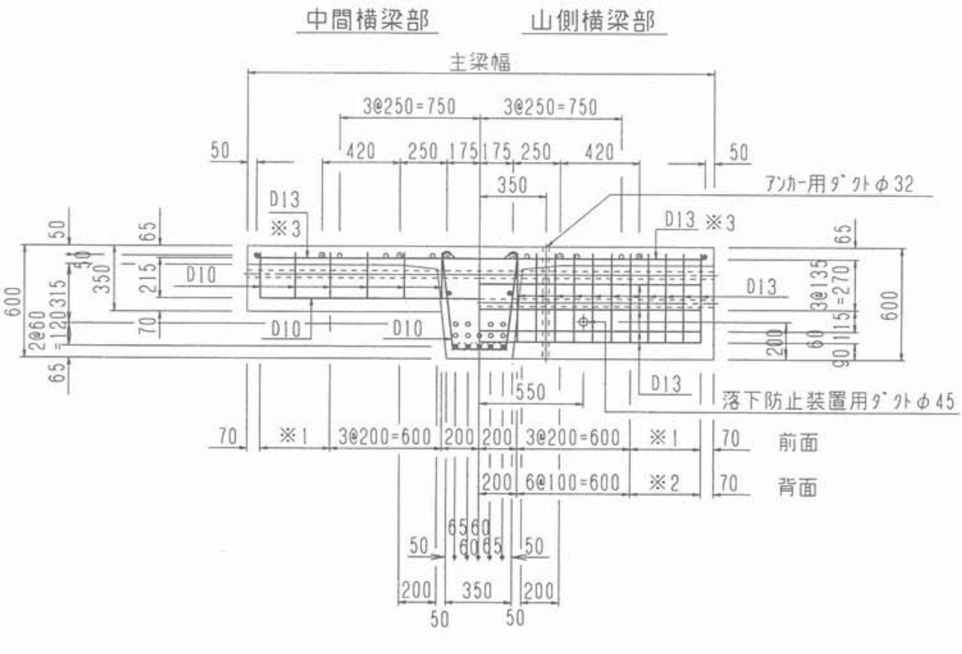


※1 主梁幅が 2140以上になるときは、2等分の間隔とする。
※2 主梁幅が 2140以上になるときは、4等分の間隔とする。

主梁配筋図　Ｂｓ６０

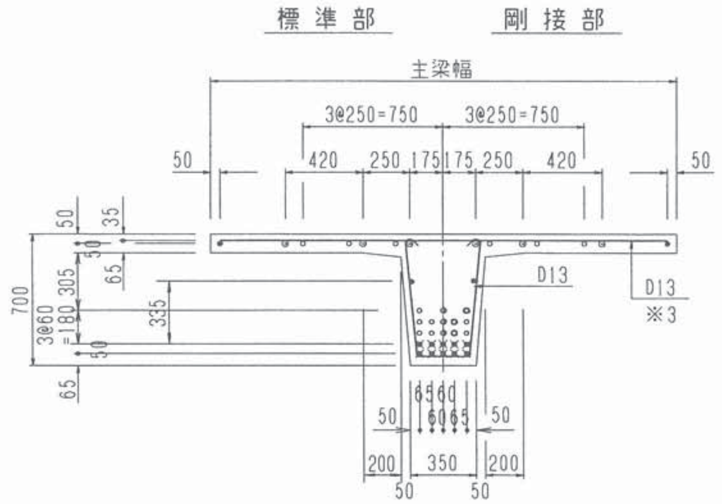


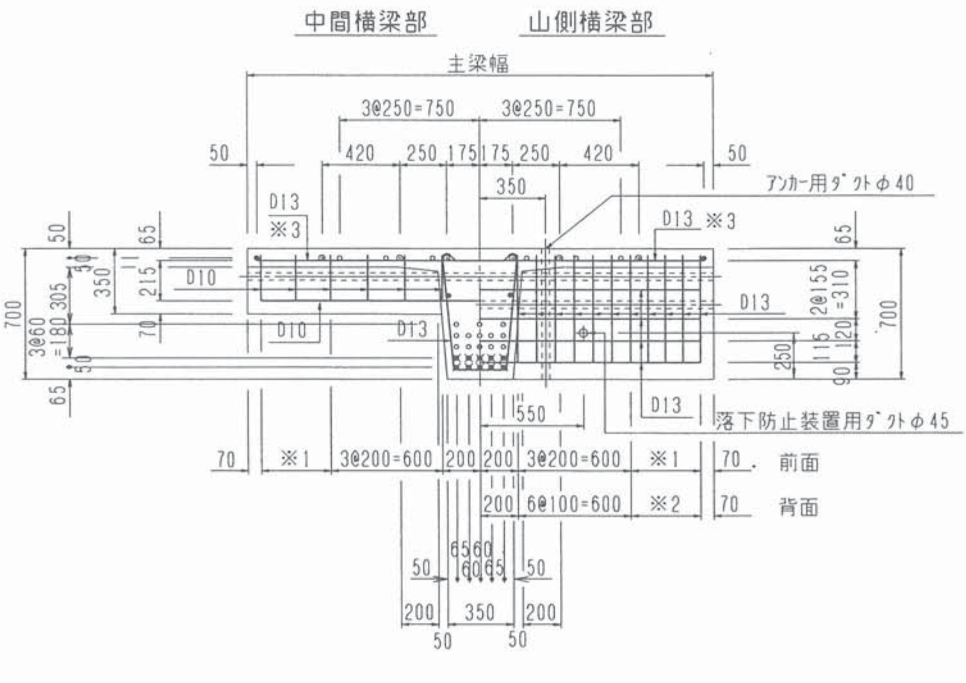
- --- SWPR 7BL 1S15.2
- --- ﾎﾞﾝﾄﾞｺﾝﾄﾛｰﾙ
- --- D13
- --- D16
- --- D19



※1 主梁幅が 2140以上になるときは、2等分の間隔とする。
※2 主梁幅が 2140以上になるときは、4等分の間隔とする。
※3 積雪深が 4mを越えるときは、D16とする。

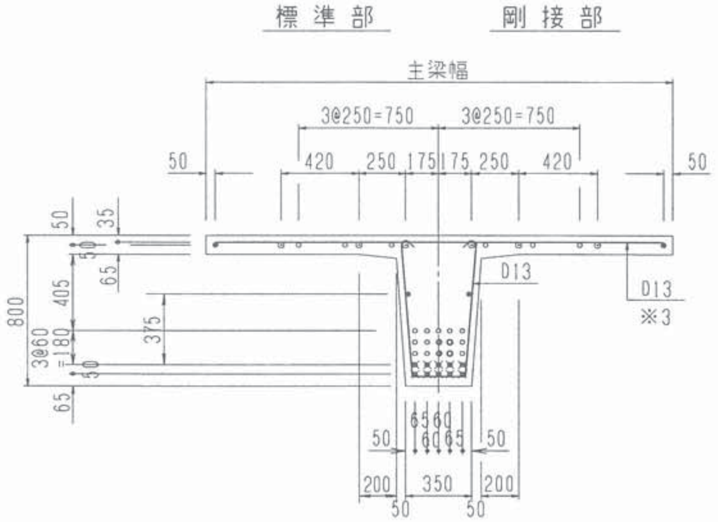
主梁配筋図　Ｂｓ７０



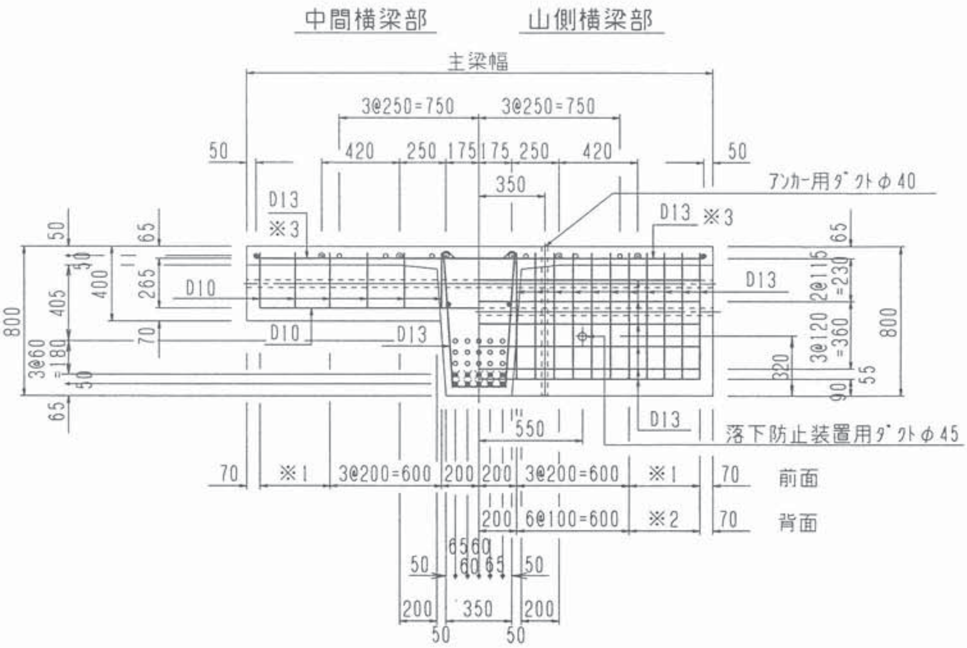


※1 主梁幅が 2140以上になるときは、2等分の間隔とする。
※2 主梁幅が 2140以上になるときは、4等分の間隔とする。
※3 積雪深が 4mを越えるときは、D16とする。

主梁配筋図　Ｂｓ８０

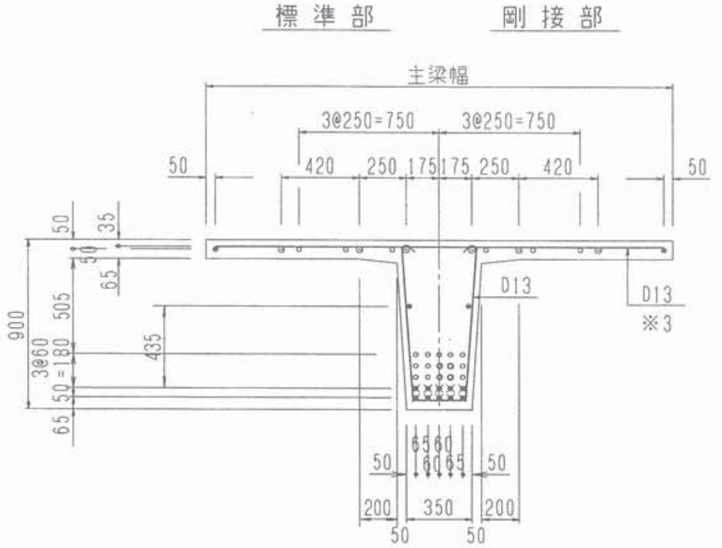


◦ --- SWPR 7BL 1S15.2
○ --- ボンドコントロール
• --- D13
◎ --- D16
× --- D19

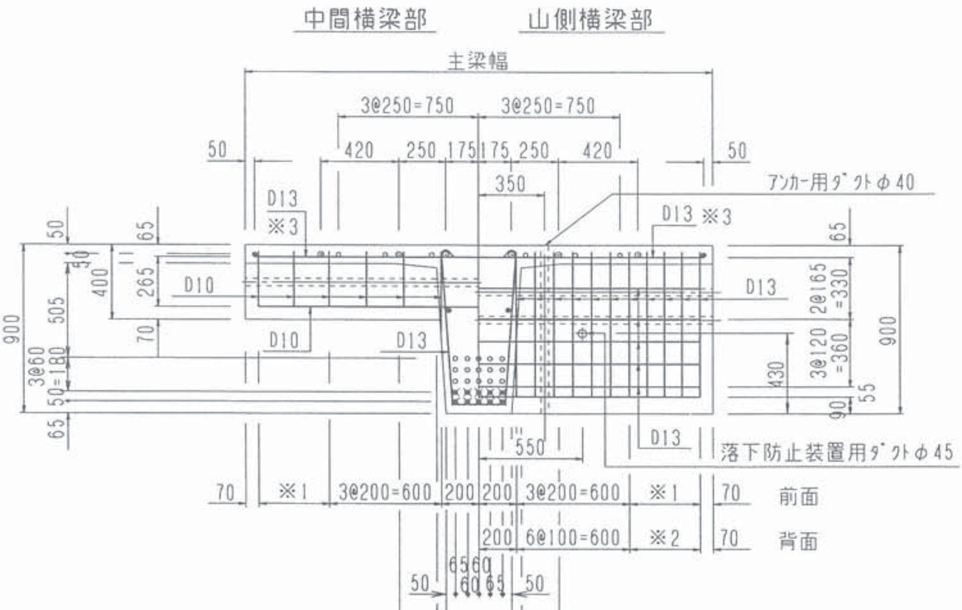


※1 主梁幅が 2140以上になるときは、2等分の間隔とする。
※2 主梁幅が 2140以上になるときは、4等分の間隔とする。
※3 積雪深が 4mを越えるときは、D16とする。

主梁配筋図　Ｂｓ９０



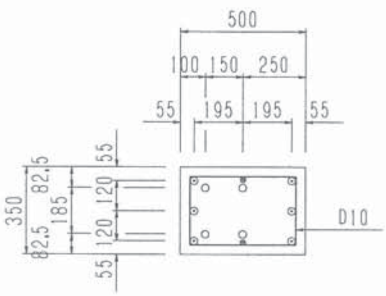
∘ --- SWPR 7BL 1S15.2
o --- ﾎﾞﾝﾄﾞｺﾝﾄﾛｰﾙ
• --- D13
⊚ --- D16
× --- D19



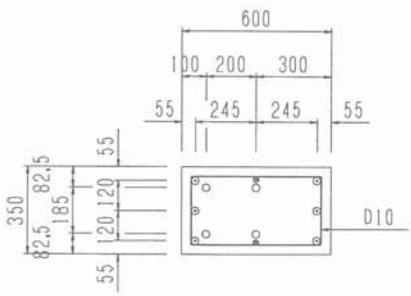
※1 主梁幅が 2140以上になるときは、2等分の間隔とする。
※2 主梁幅が 2140以上になるときは、4等分の間隔とする。
※3 積雪深が 4mを越えるときは、D16とする。

柱配筋図　Ｃｓ５０～Ｃｓ９０

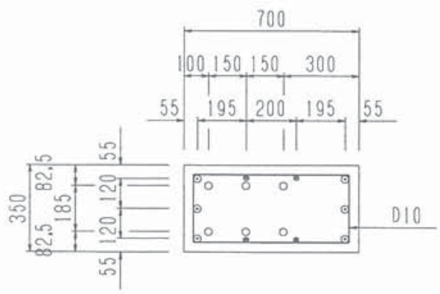
Ｃｓ５０



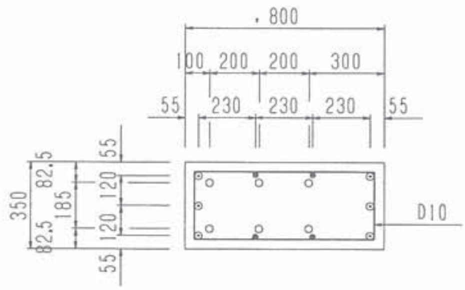
Ｃｓ６０



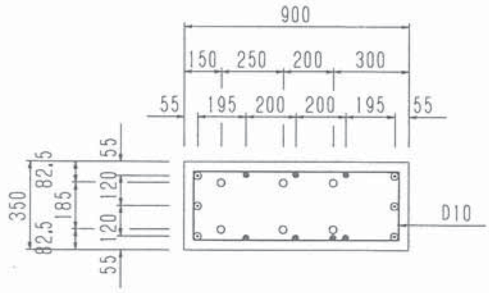
Ｃｓ７０



Ｃｓ８０



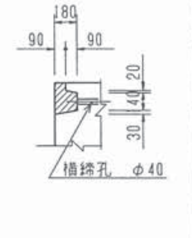
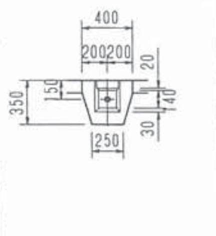
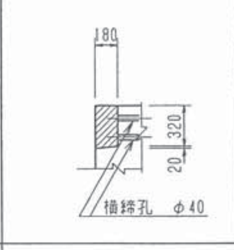
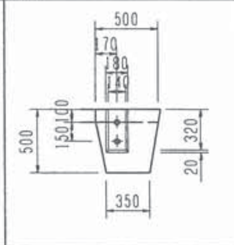
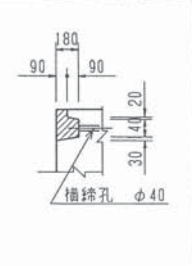
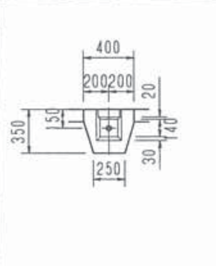
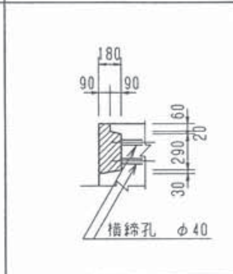
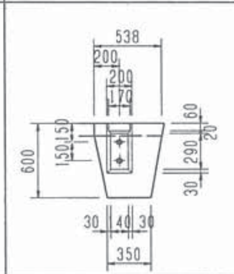
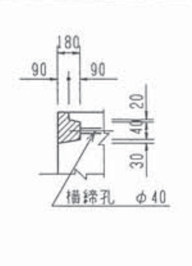
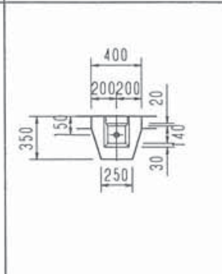
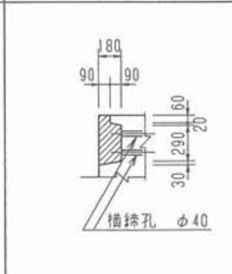
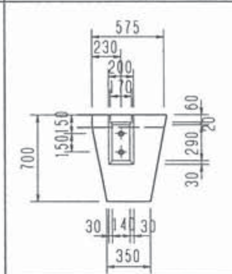
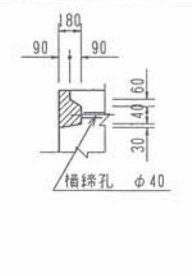
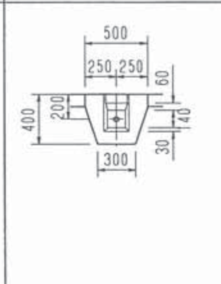
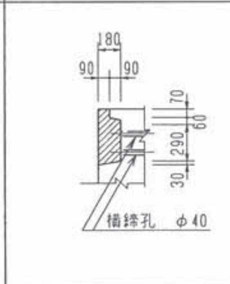
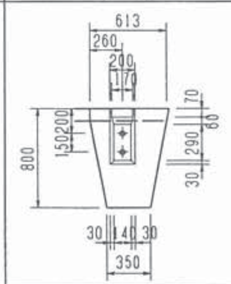
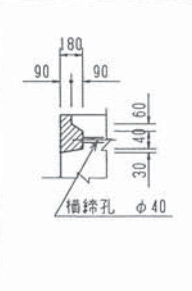
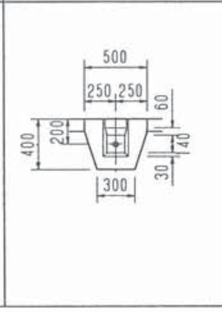
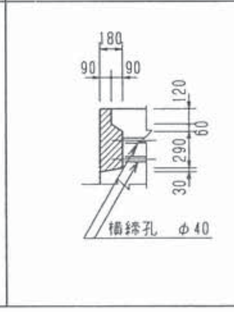
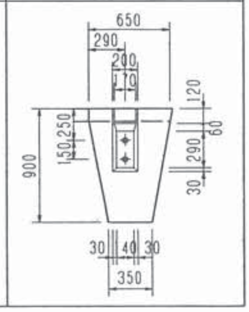
Ｃｓ９０



○--- SWPR 19L 1S19.3
•--- D13
⊙--- D16

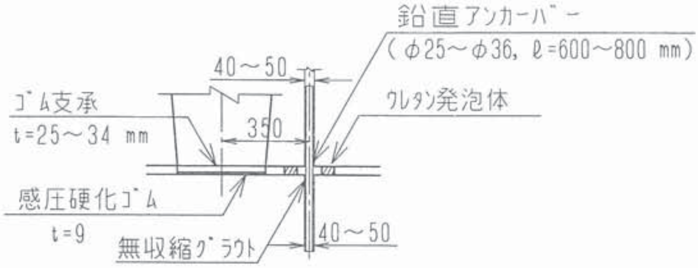
3. 横締孔配置図

横締孔配置図

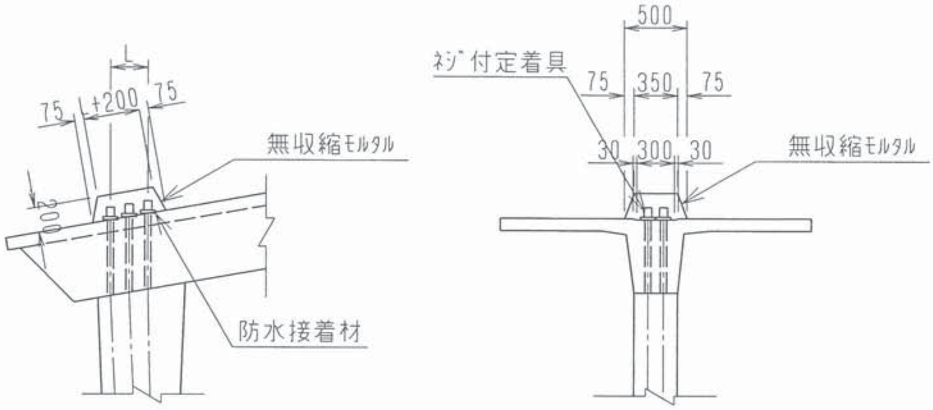
	中間部		山側部	
Bs50				
Bs60				
Bs70				
Bs80				
Bs90				

4. 部分詳細図

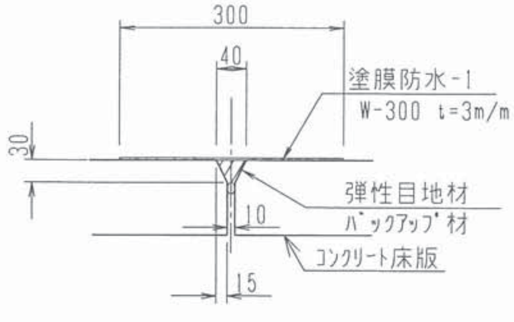
支承部詳細図



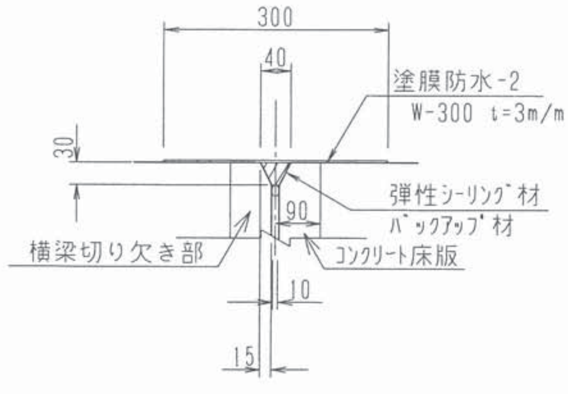
主梁剛接部切欠詳細図



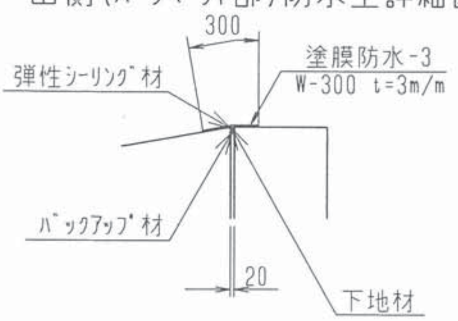
主梁間防水工詳細図



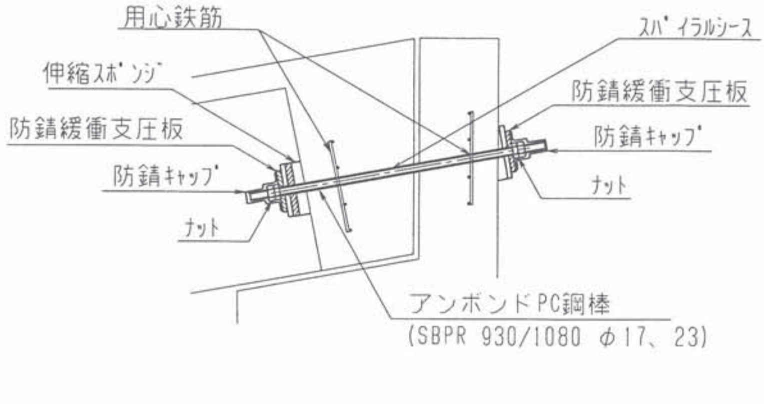
伸縮目地間防水詳細図



山側(パ゛ラペ゛ット部)防水工詳細図



水平アンカー



３．２．４　標準数量

1.　製品材料表

スノーシェッド１セット（L＝２．５ｍ）当たりの製品材料表を以下に示す。

(1) Ｓ１０８～Ｓ１１３

部材	名称		規格	単位	構造タイプ					
					S108	S109	S110	S111	S112	S113
主梁	部材タイプ名			－	Bs50	Bs50	Bs50	Bs50	Bs60	Bs60
	桁長			m	9.386	10.401	11.417	12.432	13.465	14.481
	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	4.518	5.103	5.523	5.942	7.162	7.623
	型枠			m^2	34.9	39.1	41.3	43.5	53.1	56.6
	PC鋼材		SWPR7BL 1S15.2	kg	124.0	137.4	150.8	164.3	222.4	239.2
	鉄筋		SD295A	kg	443.4	493.2	540.0	582.1	645.1	690.2
	ﾎﾞﾝﾄﾞｺﾝﾄﾛｰﾙ		本数	本	4	4	4	4	5	5
			長さ計	m	12	12	12	12	15	15
	吊り金具	主	ﾃﾞｰﾊｰｱﾝｶｰ	個	16t−34	16t−34	16t−34	16t−34	22t−50	22t−50
					2	2	2	2	2	2
		副	SR24 2−φ16, L=860	kg	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
	シース	横締用	φ40	m	9.96	12.45	12.45	12.45	14.94	14.94
		鉛直ｱﾝｶｰ	Bs50,60: φ32 Bs70～90: φ40	m	1.0	1.0	1.0	1.0	1.2	1.2
		水平ｱﾝｶｰ	φ45	m	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		剛接部用	φ40	m	2.0	2.0	2.0	2.0	2.4	2.4
	参考質量		1本当たり	t	11.520	13.013	14.083	15.152	18.264	19.438
柱	部材タイプ名			－	Cs50	Cs50	Cs50	Cs50	Cs60	Cs60
	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	0.698	0.698	0.698	0.698	0.773	0.773
	型枠			m^2	6.0	6.0	6.0	6.0	6.5	6.5
	PC鋼材		SWPR7BL 1S19.3	kg	30.9	30.9	30.9	30.9	31.7	31.7
	鉄筋		SD295A	kg	103.6	103.6	103.6	103.6	113.4	113.4
	ヒンジ筋		SD295A ﾅｯﾄ･ﾌﾟﾚｰﾄ付き	kg	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1
	ｱﾝｶｰﾌﾟﾚｰﾄ		19.3用	枚	4	4	4	4	4	4
	埋込用定着具		19.3用	個	4	4	4	4	4	4
	ヒンジ部ゴム		SBR 350*125*20	枚	2	2	2	2	2	2
	参考質量		1本当たり	t	1.781	1.781	1.781	1.781	1.972	1.972

(2) Ｓ２０８～Ｓ２１３

部材	名称		規格	単位	構造タイプ					
					S208	S209	S210	S211	S212	S213
主梁	部材タイプ名			－	Bs50	Bs50	Bs60	Bs60	Bs60	Bs70
	桁長			m	9.386	10.401	11.434	12.450	13.465	14.498
	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	4.518	5.103	6.076	6.537	7.162	7.623
	型枠			m^2	34.9	39.1	44.7	48.7	53.1	60.3
	PC鋼材		SWPR7BL 1S15.2	kg	124.0	137.4	188.8	205.6	222.4	303.3
	鉄筋		SD295A	kg	443.4	492.7	553.1	595.2	645.1	735.2
	ﾎﾞﾝﾄﾞｺﾝﾄﾛｰﾙ		本数	本	4	4	5	5	5	9
			長さ計	m	12	12	15	15	15	27
	吊り金具	主	ﾃﾞｰﾊｰｱﾝｶｰ	個	16t-34	16t-34	16t-34	16t-34	22t-50	22t-50
					2	2	2	2	2	2
		副	SR24 2-φ16, L=860	kg	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
	シース	横締用	φ40	m	9.96	12.45	12.45	12.45	14.94	14.94
		鉛直ｱﾝｶｰ	Bs50,60: φ32 Bs70～80: φ40	m	1.0	1.0	1.2	1.2	1.2	1.4
		水平ｱﾝｶｰ	φ45	m	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		剛接部用	φ40	m	2.0	2.0	2.4	2.4	2.4	4.2
	参考質量		1本当たり	t	11.520	13.013	15.495	16.669	18.264	19.438
柱	部材タイプ名			－	Cs50	Cs50	Cs60	Cs60	Cs60	Cs70
	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	0.698	0.698	0.773	0.773	0.773	0.848
	型枠			m^2	6.0	6.0	6.5	6.5	6.5	7.0
	PC鋼材		SWPR7BL 1S19.3	kg	30.9	30.9	31.7	31.7	31.7	42.1
	鉄筋		SD295A	kg	103.6	103.6	113.4	113.4	113.4	121.5
	ヒンジ筋		SD295A ﾅｯﾄ･ﾌﾟﾚｰﾄ付き	kg	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1
	ｱﾝｶｰﾌﾟﾚｰﾄ		19.3用	枚	4	4	4	4	4	6
	埋込用定着具		19.3用	個	4	4	4	4	4	6
	ヒンジ部ゴム		SBR 350*125*20	枚	2	2	2	2	2	2
	参考質量		1本当たり	t	1.781	1.781	1.972	1.972	1.972	2.163

(3) Ｓ３０８～Ｓ３１３

部材	名称		規格	単位	構造タイプ					
					S308	S309	S310	S311	S312	S313
主梁	部材タイプ名			—	Bs50	Bs60	Bs60	Bs70	Bs70	Bs80
	桁長			m	9.386	10.419	11.434	12.468	13.483	14.516
	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	4.518	5.617	6.076	7.138	7.804	9.312
	型枠			m^2	34.9	41.6	44.7	51.6	56.2	63.8
	PC鋼材		SWPR7BL 1S15.2	kg	124.0	172.1	188.8	260.8	282.1	335.6
	鉄筋		SD295A	kg	443.4	508.0	553.1	793.9	860.1	951.3
	ﾎﾞﾝﾄﾞｺﾝﾄﾛｰﾙ		本数	本	4	5	5	9	9	8
			長さ計	m	12	15	15	27	27	24
	吊り金具	主	ﾃﾞｰﾊｰｱﾝｶｰ	個	16t−34	16t−34	16t−34	22t−50	22t−50	22t−50
					2	2	2	2	2	2
		副	SR24 2−ϕ 16,L=860	kg	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
	シース	横締用	ϕ 40	m	9.96	12.45	12.45	12.45	14.94	14.94
		鉛直ｱﾝｶｰ	Bs50,60: ϕ 32 Bs70～90: ϕ 40	m	1.0	1.2	1.2	1.4	1.4	1.6
		水平ｱﾝｶｰ	ϕ 45	m	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		剛接部用	ϕ 40	m	2.0	2.4	2.4	4.2	4.2	4.8
	参考質量		1本当たり	t	11.520	14.323	15.495	18.201	19.900	23.746
柱	部材タイプ名			—	Cs50	Cs60	Cs60	Cs70	Cs70	Cs80
	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	0.698	0.773	0.773	0.848	0.848	0.923
	型枠			m^2	6.0	6.5	6.5	7.0	7.0	7.5
	PC鋼材		SWPR7BL 1S19.3	kg	30.9	31.7	31.7	42.1	42.1	43.3
	鉄筋		SD295A	kg	103.6	113.4	113.4	121.5	121.5	129.8
	ヒンジ筋		SD295A ﾅｯﾄ･ﾌﾟﾚｰﾄ付き	kg	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1
	ｱﾝｶｰﾌﾟﾚｰﾄ		19.3用	枚	4	4	4	6	6	6
	埋込用定着具		19.3用	個	4	4	4	6	6	6
	ヒンジ部ゴム		SBR 350*125*20	枚	2	2	2	2	2	2
	参考質量		1本当たり	t	1.781	1.972	1.972	2.163	2.163	2.354

(4) Ｓ４０８～Ｓ４１３

部材	名称	規格	単位	S408	S409	S410	S411	S412	S413
				構造タイプ					
主梁	部材タイプ名		─	Bs60	Bs60	Bs70	Bs70	Bs80	Bs80
主梁	桁長		m	9.404	10.419	11.452	12.468	13.501	14.516
主梁	コンクリート	σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	4.991	5.617	6.637	7.138	8.771	9.312
主梁	型枠		m^2	37.3	41.6	47.9	51.6	59.8	63.8
主梁	PC鋼材	SWPR7BL 1S15.2	kg	155.3	172.1	239.6	260.8	312.2	335.6
主梁	鉄筋	SD295A	kg	451.7	508.0	731.7	793.9	887.8	951.3
主梁	ﾎﾞﾝﾄﾞｺﾝﾄﾛｰﾙ	本数	本	5	5	9	9	8	8
主梁	ﾎﾞﾝﾄﾞｺﾝﾄﾛｰﾙ	長さ計	m	15	15	27	27	24	24
主梁	吊り金具 主	ﾃﾞｰﾊｰｱﾝｶｰ	個	16t−34	16t−34	16t−34	22t−50	22t−50	22t−50
主梁	吊り金具 主	ﾃﾞｰﾊｰｱﾝｶｰ	個	2	2	2	2	2	2
主梁	吊り金具 副	SR24 2−φ16,L=860	kg	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
主梁	シース 横締用	φ40	m	9.96	12.45	12.45	12.45	14.94	14.94
主梁	シース 鉛直ｱﾝｶｰ	Bs50,60: φ32 Bs70～90: φ40	m	1.2	1.2	1.4	1.4	1.6	1.6
主梁	シース 水平ｱﾝｶｰ	φ45	m	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
主梁	シース 剛接部用	φ40	m	2.4	2.4	4.2	4.2	4.8	4.8
主梁	参考質量	1本当たり	t	12.727	14.323	16.924	18.201	22.366	23.746
柱	部材タイプ名		─	Cs60	Cs60	Cs70	Cs70	Cs80	Cs80
柱	コンクリート	σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	0.773	0.773	0.848	0.848	0.923	0.923
柱	型枠		m^2	6.5	6.5	7.0	7.0	7.5	7.5
柱	PC鋼材	SWPR7BL 1S19.3	kg	31.2	31.2	42.1	42.1	43.3	43.3
柱	鉄筋	SD295A	kg	113.4	113.4	121.5	121.5	129.8	129.8
柱	ヒンジ筋	SD295A ﾅｯﾄ･ﾌﾟﾚｰﾄ付き	kg	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1
柱	ｱﾝｶｰﾌﾟﾚｰﾄ	19.3用	枚	4	4	6	6	6	6
柱	埋込用定着具	19.3用	個	4	4	6	6	6	6
柱	ヒンジ部ゴム	SBR 350*125*20	枚	2	2	2	2	2	2
柱	参考質量	1本当たり	t	1.972	1.972	2.163	2.163	2.354	2.354

(5) Ｓ５０８～Ｓ５１３

部材	名称		規格	単位	構造タイプ					
					S508	S509	S510	S511	S512	S513
主梁	部材タイプ名			―	Bs60	Bs70	Bs70	Bs80	Bs80	Bs90
	桁長			m	9.404	10.437	11.452	12.485	13.501	14.534
	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	4.991	6.136	6.637	7.984	8.771	10.007
	型枠			m^2	37.3	44.1	47.9	55.0	59.8	67.1
	PC鋼材		SWPR7BL 1S15.2	kg	155.3	218.3	239.6	288.7	312.2	336.0
	鉄筋		SD295A	kg	544.9	777.4	843.8	941.2	1017.4	1106.3
	ボンドコントロール		本数	本	5	9	9	8	8	6
			長さ計	m	15	27	27	24	24	18
	吊り金具	主	デーハーアンカー	個	16t−34	16t−34	16t−34	22t−50	22t−50	22t−50
					2	2	2	2	2	2
		副	SR24 2−ϕ16,L=860	kg	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
	シース	横締用	ϕ40	m	9.96	12.45	12.45	12.45	14.94	14.94
		山側アンカー	Bs50,60: ϕ32 Bs70～90: ϕ40	m	1.2	1.4	1.4	1.6	1.6	1.8
		水平アンカー	ϕ45	m	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		剛接部用	ϕ40	m	2.4	4.2	4.2	4.8	4.8	5.4
	参考質量		1本当たり	t	12.727	15.648	16.924	20.360	22.366	25.517
柱	部材タイプ名			―	Cs60	Cs70	Cs70	Cs80	Cs80	Cs90
	コンクリート		σ_{ck}=60 Nf/mm^2	m^3	0.773	0.848	0.848	0.923	0.923	0.998
	型枠			m^2	6.5	7.0	7.0	7.5	7.5	7.9
	PC鋼材		SWPR7BL 1S19.3	kg	31.2	42.1	42.1	43.3	43.3	44.5
	鉄筋		SD295A	kg	113.4	121.5	121.5	129.8	129.8	137.4
	ヒンジ筋		SD295A ナット・プレート付き	kg	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1
	アンカープレート		19.3用	枚	4	6	6	6	6	6
	埋込用定着具		19.3用	個	4	6	6	6	6	6
	ヒンジ部ゴム		SBR 350*125*20	枚	2	2	2	2	2	2
	参考質量		1本当たり	t	1.972	2.163	2.163	2.354	2.354	2.545

(6) S608～S612

部材	名称		規格	単位	構造タイプ				
					S608	S609	S610	S611	S612
主梁	部材タイプ名			−	Bs70	Bs70	Bs80	Bs80	Bs90
	桁長			m	9.421	10.437	11.470	12.485	13.518
	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	5.470	6.136	7.444	7.984	9.424
	型枠			m^2	39.6	44.1	51.0	55.0	63.0
	PC鋼材		SWPR7BL 1S15.2	kg	197.1	218.3	265.2	288.7	312.5
	鉄筋		SD295A	kg	692.5	777.5	756.0	941.2	1037.5
	ﾎﾞﾝﾄﾞｺﾝﾄﾛｰﾙ		本数	本	9	9	8	8	6
			長さ計	m	27	27	24	24	18
	吊り金具	主	ﾃﾞｰﾊｰｱﾝｶｰ	個	16t−34	16t−34	22t−50	22t−50	22t−50
					2	2	2	2	2
		副	SR24 2−φ16,L=860	kg	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
	シース	横締用	φ40	m	9.96	12.45	12.45	12.45	14.94
		鉛直ｱﾝｶｰ	Bs50,60: φ32 Bs70～90: φ40	m	1.4	1.4	1.6	1.6	1.8
		水平ｱﾝｶｰ	φ45	m	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
		剛接部用	φ40	m	4.2	4.2	4.8	. 4.8	5.4
	参考質量		1本当たり	t	13.948	15.648	18.981	20.360	24.032
柱	部材タイプ名			−	Cs70	Cs70	Cs80	Cs80	Cs90
	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	0.848	0.848	0.923	0.923	0.998
	型枠			m^2	7.0	7.0	7.5	7.5	7.9
	PC鋼材		SWPR7BL 1S19.3	kg	42.1	42.1	43.3	43.3	44.5
	鉄筋		SD295A	kg	121.5	121.5	129.8	129.8	137.4
	ヒンジ筋		SD295A ﾅｯﾄ･ﾌﾟﾚｰﾄ付き	kg	14.1	14.1	14.1	14.1	14.1
	ｱﾝｶｰﾌﾟﾚｰﾄ		19.3用	枚	6	6	6	6	6
	埋込用定着具		19.3用	個	6	6	6	6	6
	ヒンジ部ゴム		SBR 350*125*20	枚	2	2	2	2	2
	参考質量		1本当たり	t	2.163	2.163	2.354	2.354	2.545

(7) S708～S711

部材	名称		規格	単位	構造タイプ			
					S708	S709	S710	S711
主梁	部材タイプ名			―	Bs70	Bs80	Bs80	Bs90
	桁長			m	9.421	10.454	11.470	12.503
	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	5.470	6.912	7.444	8.598
	型枠			m^2	39.6	47.1	51.0	57.9
	PC鋼材		SWPR7BL 1S15.2	kg	197.1	241.7	265.2	289.1
	鉄筋		SD295A	kg	707.4	854.7	756.0	960.2
	ﾎﾞﾝﾄﾞｺﾝﾄﾛｰﾙ		本数	本	9	8	8	6
			長さ計	m	27	24	24	18
	吊り金具	主	ﾃﾞｰﾊｰｱﾝｶｰ	個	16t-34	22t-50	22t-50	22t-50
					2	2	2	2
		副	SR24 2-φ16, L=860	kg	2.7	2.7	2.7	2.7
	シース	横締用	φ40	m	9.96	12.45	12.45	12.45
		鉛直ｱﾝｶｰ	Bs50,60: φ32 Bs70～90: φ40	m	1.4	1.6	1.6	1.8
		水平ｱﾝｶｰ	φ45	m	0.9	0.9	0.9	0.9
		剛接部用	φ40	m	4.2	4.8	4.8	5.4
	参考質量		1本当たり	t	13.948	17.600	18.981	21.925
柱	部材タイプ名			―	Cs70	Cs80	Cs80	Cs90
	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	0.848	0.923	0.923	0.998
	型枠			m^2	7.0	7.5	7.5	7.9
	PC鋼材		SWPR7BL 1S19.3	kg	42.1	43.3	43.3	44.5
	鉄筋		SD295A	kg	121.5	129.8	129.8	137.4
	ヒンジ筋		SD295A ﾅｯﾄ･ﾌﾟﾚｰﾄ付き	kg	14.1	14.1	14.1	14.1
	ｱﾝｶｰﾌﾟﾚｰﾄ		19.3用	枚	6	6	6	6
	埋込用定着具		19.3用	個	6	6	6	6
	ヒンジ部ゴム		SBR 350*125*20	枚	2	2	2	2
	参考質量		1本当たり	t	2.163	2.354	2.354	2.545

２．　工事材料表

１ブロック（４セット、Ｌ＝１０ｍ）当りの工事材料を以下に示す。

(1) S108～S113

工種	名称		規格	単位	構造タイプ S108	S109	S110	S111	S112	S113
部材	主梁		σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Bs50)	4(Bs50)	4(Bs50)	4(Bs50)	4(Bs60)	4(Bs60)
部材	柱		σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Cs50)	4(Cs50)	4(Cs50)	4(Cs50)	4(Cs60)	4(Cs60)
支承工	ゴム支承		感圧硬化ゴム付 RbP	枚	160×210 ×25 4	160×210 ×25 4	160×210 ×25 4	160×210 ×25 4	160×260 ×34 4	160×310 ×34 4
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (ﾒｯｷ)	kg	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7
支承工	鉛直アンカー	ウレタン発泡体	200×200×100 φ100穴	個	12	12	12	12	12	12
支承工	鉛直アンカー	グラウト	Bs50,60: φ32 Bs70～90: φ40	m	9.6	9.6	9.6	9.6	10.8	10.8
支承工	鉛直アンカー	削孔工	φ28～φ38	m	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0
支承工	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080	kg	φ17 21.7	φ17 21.7	φ17 21.7	φ17 21.7	φ17 22.3	φ17 22.3
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	8	8	8	8	8	8
剛接工	定着具		T19.3用　ねじ付き	個	16	16	16	16	16	16
剛接工	アンカープレート		120×120×25	枚	16	16	16	16	16	16
剛接工	グラウト		φ40	m	8.0	8.0	8.0	8.0	9.6	9.6
剛接工	定着具保護モルタル		無収縮モルタル	m^3	0.145	0.145	0.145	0.145	0.162	0.162
横締工	ウレタン発泡ベルト		20×30mm	m	9.927	12.843	12.843	12.843	16.371	16.371
横締工	目地モルタル		無収縮モルタル	m^3	0.014	0.018	0.018	0.018	0.023	0.023
横締工	PC鋼材		SWPR19L 1S19.3	kg	74.5	93.1	93.1	93.1	111.7	111.7
横締工	定着具		T19.3用	個	8	10	10	10	12	12
横締工	アンカープレート		120×120×25	枚	8	10	10	10	12	12
横締工	定着具保護モルタル		無収縮モルタル	m^3	0.044	0.056	0.056	0.056	0.070	0.070
横締工	グラウト		φ40	m	38.6	48.2	48.2	48.2	57.8	57.8
防水工	塗膜防水－1		W-300(主桁間目地部)	m	28.16	31.20	34.25	37.30	40.40	43.44
防水工	塗膜防水－2		W-300(伸縮目地間部)	m	9.39	10.40	11.42	12.43	13.47	14.48
防水工	塗膜防水－3		W-300(山側目地部部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
パラペット	後打工	型枠		m^2	11.6	11.6	11.6	11.6	13.7	13.7
パラペット	後打工	コンクリート		m^3	2.75	2.75	2.75	2.75	3.25	3.25
パラペット	後打工	シース	φ45	m	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1
架設工	調整モルタル		柱脚部　t=50mm	m^3	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064
架設工	後打コンクリート		谷側柱脚部	m^3	0.404	0.404	0.404	0.404	0.404	0.404

(2) S208～S213

工種	名称		規格	単位	構造タイプ					
					S208	S209	S210	S211	S212	S213
部材	主梁		σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Bs50)	4(Bs50)	4(Bs60)	4(Bs60)	4(Bs60)	4(Bs70)
部材	柱		σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Cs50)	4(Cs50)	4(Cs60)	4(Cs60)	4(Cs60)	4(Cs70)
支承工	ゴム支承		感圧硬化ゴム付 RbP	枚	160×210 ×25 4	160×210 ×25 4	160×260 ×25 4	160×260 ×25 4	160×260 ×25 4	160×310 ×34 4
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (ﾒｯｷ)	kg	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7
支承工	鉛直アンカー	ウレタン発泡体	200×200×100 φ100穴	個	12	12	12	12	12	12
支承工	鉛直アンカー	グラウト	Bs50,60: φ32 Bs70～90: φ40	m	9.6	9.6	10.8	10.8	10.8	13.2
支承工	鉛直アンカー	削孔工	φ28～φ38	m	3.0	3.0	3.0	3.0	3.0	4.2
支承工	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080	kg	φ17 21.7	φ17 21.7	φ17 22.3	φ17 22.3	φ17 22.3	φ17 22.6
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	8	8	8	8	8	8
剛接工	定着具		T19.3用 ねじ付き	個	16	16	16	16	16	24
剛接工	アンカープレート		120×120×25	枚	16	16	16	16	16	24
剛接工	グラウト		φ40	m	8.0	8.0	9.6	9.6	9.6	16.8
剛接工	定着具保護モルタル		無収縮モルタル	m^3	0.145	0.145	0.162	0.162	0.162	0.196
横締工	ウレタン発泡ベルト		20×30mm	m	9.927	12.843	13.455	13.455	16.371	16.371
横締工	目地モルタル		無収縮モルタル	m^3	0.014	0.018	0.019	0.019	0.023	0.025
横締工	PC鋼材		SWPR19L 1S19.3	kg	74.5	93.1	93.1	93.1	111.7	111.7
横締工	定着具		T19.3用	個	8	10	10	10	12	12
横締工	アンカープレート		120×120×25	枚	8	10	10	10	12	12
横締工	定着具保護モルタル		無収縮モルタル	m^3	0.044	0.056	0.058	0.058	0.070	0.070
横締工	グラウト		φ40	m	38.6	48.2	48.2	48.2	57.8	57.8
防水工	塗膜防水－1		W-300(主桁間目地部)	m	28.16	31.20	34.30	37.35	40.40	43.50
防水工	塗膜防水－2		W-300(伸縮目地間部)	m	9.39	10.40	11.43	12.45	13.47	14.50
防水工	塗膜防水－3		W-300(山側目地部部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
パラペット	後打工	型枠		m^2	11.6	11.6	13.7	13.7	13.7	15.8
パラペット	後打工	コンクリート		m^3	2.75	2.75	3.25	3.25	3.25	3.75
パラペット	後打工	シース	φ45	m	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1
架設工	調整モルタル		柱脚部 t=50mm	m^3	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064
架設工	後打コンクリート		谷側柱脚部	m^3	0.404	0.404	0.404	0.404	0.404	0.404

(3) S308〜S313

工種	名称	規格	単位	S308	S309	S310	S311	S312	S313
	主 梁	σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Bs50)	4(Bs60)	4(Bs60)	4(Bs70)	4(Bs70)	4(Bs80)
	柱	σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Cs50)	4(Cs60)	4(Cs60)	4(Cs70)	4(Cs70)	4(Cs80)
支承工	ゴム支承	感圧硬化ゴム付 RbP	枚	160×210 ×25 4	160×210 ×25 4	160×260 ×25 4	160×260 ×25 4	160×310 ×25 4	210×260 ×34 4
支承工	鉛直アンカー アンカーバー	S35CN (ﾒｯｷ)	kg	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ25×600 27.7	φ28×650 37.7
支承工	鉛直アンカー ウレタン発泡体	200×200×100 φ100穴	個	12	12	12	12	12	12
支承工	鉛直アンカー グラウト	Bs50,60: φ32 Bs70〜90: φ40	m	9.6	10.8	10.8	13.2	13.2	14.4
支承工	鉛直アンカー 削孔工	φ28〜φ38	m	3.0	3.0	3.0	4.2	4.2	4.2
支承工	水平アンカー PC鋼棒	SBPR930/1080	kg	φ17 21.7	φ17 22.3	φ17 22.3	φ17 22.6	φ17 22.6	φ17 23.1
支承工	水平アンカー 落下防止装置		組	8	8	8	8	8	8
剛接工	定着具	T19.3用 ねじ付き	個	16	16	16	24	24	24
剛接工	アンカープレート	120×120×25	枚	16	16	16	24	24	24
剛接工	グラウト	φ40	m	8.0	9.6	9.6	16.8	16.8	19.2
剛接工	定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.145	0.162	0.162	0.196	0.196	0.230
横締工	ウレタン発泡ベルト	20×30mm	m	9.927	13.455	13.455	14.064	16.371	19.524
横締工	目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.014	0.019	0.019	0.021	0.025	0.032
横締工	PC鋼材	SWPR19L 1S19.3	kg	74.5	93.1	93.1	93.1	111.7	111.7
横締工	定着具	T19.3用	個	8	10	10	10	12	12
横締工	アンカープレート	120×120×25	枚	8	10	10	10	12	12
横締工	定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.044	0.058	0.058	0.058	0.070	0.080
横締工	グラウト	φ40	m	38.6	48.2	48.2	48.2	57.8	57.8
防水工	塗膜防水－1	W-300(主桁間目地部)	m	28.16	31.26	34.30	37.40	40.45	43.55
防水工	塗膜防水－2	W-300(伸縮目地間部)	m	9.39	10.42	11.43	12.47	13.48	14.52
防水工	塗膜防水－3	W-300(山側目地部部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
パラペット	後打工 型枠		m^2	11.6	13.7	13.7	15.8	15.8	17.9
パラペット	後打工 コンクリート		m^3	2.75	3.25	3.25	3.75	3.75	4.25
パラペット	後打工 シース	φ45	m	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1
架設工	調整モルタル	柱脚部 t=50㎜	m^3	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064
架設工	後打コンクリート	谷側柱脚部	m^3	0.404	0.404	0.404	0.404	0.404	0.404

(4) S408～S413

工種	区分	名称	規格	単位	S408	S409	S410	S411	S412	S413
		主梁	σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Bs60)	4(Bs60)	4(Bs70)	4(Bs70)	4(Bs80)	4(Bs80)
		柱	σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Cs60)	4(Cs60)	4(Cs70)	4(Cs70)	4(Cs80)	4(Cs80)
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム付 RbP		160×260×25	160×260×25	160×260×25	160×310×25	210×260×25	210×260×34
支承工		ゴム支承		枚	4	4	4	4	4	4
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (ﾒｯｷ)		φ25×600	φ25×600	φ25×600	φ28×650	φ28×650	φ32×750
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー		kg	27.7	27.7	27.7	37.7	37.7	56.8
支承工	鉛直アンカー	ウレタン発泡体	200×200×100 φ100穴	個	12	12	12	12	12	12
支承工	鉛直アンカー	グラウト	Bs50,60: φ32 Bs70～90: φ40	m	10.8	10.8	13.2	13.2	14.4	14.4
支承工	鉛直アンカー	削孔工	φ28～φ38	m	3.0	3.0	4.2	4.2	4.2	4.2
支承工	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080		φ17	φ17	φ17	φ17	φ17	φ17
支承工	水平アンカー	PC鋼棒		kg	22.3	22.3	22.6	22.6	23.1	23.1
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	8	8	8	8	8	8
剛接工		定着具	T19.3用 ねじ付き	個	16	16	24	24	24	24
剛接工		アンカープレート	120×120×25	枚	16	16	24	24	24	24
剛接工		グラウト	φ40	m	9.6	9.6	16.8	16.8	19.2	19.2
剛接工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.162	0.162	0.196	0.196	0.230	0.230
横締工		ウレタン発泡ベルト	20×30mm	m	10.359	13.455	14.064	14.064	19.524	19.524
横締工		目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.016	0.019	0.021	0.021	0.032	0.032
横締工		PC鋼材	SWPR19L 1S19.3	kg	74.5	93.1	93.1	93.1	111.7	111.7
横締工		定着具	T19.3用	個	8	10	10	10	12	12
横締工		アンカープレート	120×120×25	枚	8	10	10	10	12	12
横締工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.046	0.058	0.058	0.058	0.080	0.080
横締工		グラウト	φ40	m	38.6	48.2	48.2	48.2	57.8	57.8
防水工		塗膜防水－1	W-300(主桁間目地部)	m	28.21	31.26	34.36	37.40	40.50	43.55
防水工		塗膜防水－2	W-300(伸縮目地間部)	m	9.40	10.42	11.45	12.47	13.50	14.52
防水工		塗膜防水－3	W-300(山側目地部部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
パラペット	後打工	型枠		m^2	13.7	13.7	15.8	15.8	17.9	17.9
パラペット	後打工	コンクリート		m^3	3.25	3.25	3.75	3.75	4.25	4.25
パラペット	後打工	シース	φ45	m	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1
架設工		調整モルタル	柱脚部 t=50mm	m^3	0.042	0.042	0.043	0.043	0.045	0.045
架設工		後打コンクリート	谷側柱脚部	m^3	0.263	0.263	0.273	0.273	0.283	0.283

(5) S508～S513

工種	区分	名称	規格	単位	S508	S509	S510	S511	S512	S513
		主 梁	σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Bs60)	4(Bs70)	4(Bs70)	4(Bs80)	4(Bs80)	4(Bs90)
		柱	σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Cs60)	4(Cs70)	4(Cs70)	4(Cs80)	4(Cs80)	4(Cs90)
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム付 RbP		160×260 ×25	160×310 ×25	160×310 ×25	210×260 ×34	210×310 ×34	210×310 ×34
				枚	4	4	4	4	4	4
	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (ﾒｯｷ)		φ25×600	φ28×650	φ28×650	φ32×750	φ32×750	φ36×850
				kg	27.7	37.7	37.7	56.8	56.8	81.5
		ウレタン発泡体	200×200×100 φ100穴	個	12	12	12	12	12	12
		グラウト	Bs50,60: φ32 Bs70～90: φ40	m	10.8	13.2	13.2	14.4	14.4	21.6
		削孔工	φ28～φ38	m	3.0	4.2	4.2	4.2	4.2	6.4
	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080		φ17	φ17	φ17	φ17	φ17	φ23
				kg	22.3	22.6	22.6	23.1	23.1	45.0
		落下防止装置		組	8	8	8	8	8	8
剛接工		定着具	T19.3用 ねじ付き	個	16	24	24	24	24	24
		アンカープレート	120×120×25	枚	16	24	24	24	24	24
		グラウト	φ40	m	9.6	16.8	16.8	19.2	19.2	21.6
		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.162	0.196	0.196	0.230	0.230	0.247
横締工		ウレタン発泡ベルト	20×30mm	m	10.359	14.064	14.064	16.125	19.524	20.136
		目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.016	0.021	0.021	0.027	0.032	0.034
		PC鋼材	SWPR19L 1S19.3	kg	74.5	93.1	93.1	93.1	111.7	111.7
		定着具	T19.3用	個	8	10	10	10	12	12
		アンカープレート	120×120×25	枚	8	10	10	10	12	12
		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.046	0.058	0.058	0.066	0.080	0.082
		グラウト	φ40	m	38.6	48.2	48.2	48.2	57.8	57.8
防水工		塗膜防水－1	W-300(主桁間目地部)	m	28.21	31.31	34.36	37.46	40.50	43.60
		塗膜防水－2	W-300(伸縮目地間部)	m	9.40	10.44	11.45	12.49	13.50	14.53
		塗膜防水－3	W-300(山側目地部部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
パラペット	後打工	型枠		m^2	13.7	15.8	15.8	17.9	17.9	20.0
		コンクリート		m^3	3.25	3.75	3.75	4.25	4.25	4.75
		シース	φ45	m	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1
架設工		調整モルタル	柱脚部 t=50mm	m^3	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064
		後打コンクリート	谷側柱脚部	m^3	0.404	0.404	0.404	0.404	0.404	0.404

(6) S608～S612

工種		名称	規格	単位	S608	S609	S610	S611	S612
					構造タイプ				
		主梁	σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Bs70)	4(Bs70)	4(Bs80)	4(Bs80)	4(Bs90)
		柱	σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Cs70)	4(Cs70)	4(Cs80)	4(Cs80)	4(Cs90)
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム付 RbP	枚	160×310 ×25 4	160×310 ×25 4	210×310 ×25 4	210×310 ×34 4	210×310 ×34 4
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (メッキ)	kg	φ28×650 37.7	φ28×650 37.7	φ32×750 56.8	φ32×750 56.8	φ36×750 81.5
支承工	鉛直アンカー	ウレタン発泡体	200×200×100 φ100穴	個	12	12	12	12	12
支承工	鉛直アンカー	グラウト	Bs50,60: φ32 Bs70～90: φ40	m	13.2	13.2	14.4	14.4	21.6
支承工	鉛直アンカー	削孔工	φ28～φ38	m	4.2	4.2	4.2	4.2	6.4
支承工	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080	kg	φ17 22.6	φ17 22.6	φ17 23.1	φ23 44.0	φ23 45.0
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	8	8	8	8	8
剛接工		定着具	T19.3用 ねじ付き	個	24	24	24	24	24
剛接工		アンカープレート	120×120×25	枚	24	24	24	24	24
剛接工		グラウト	φ40	m	16.8	16.8	19.2	19.2	21.6
剛接工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.196	0.196	0.230	0.230	0.247
横締工		ウレタン発泡ベルト	20×30mm	m	11.148	14.064	16.125	16.125	20.136
横締工		目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.017	0.021	0.027	0.027	0.034
横締工		PC鋼材	SWPR19L 1S19.3	kg	74.5	93.1	93.1	93.1	111.7
横締工		定着具	T19.3用	個	8	10	10	10	12
横締工		アンカープレート	120×120×25	枚	8	10	10	10	12
横締工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.046	0.058	0.066	0.066	0.082
横締工		グラウト	φ40	m	38.6	48.2	48.2	48.2	57.8
防水工		塗膜防水－1	W-300(主桁間目地部)	m	28.26	31.31	34.41	37.46	40.55
防水工		塗膜防水－2	W-300(伸縮目地間部)	m	9.42	10.44	11.47	12.49	13.52
防水工		塗膜防水－3	W-300(山側目地部部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
パラペット	後打工	型枠		m^2	15.8	15.8	17.9	17.9	20.0
パラペット	後打工	コンクリート		m^3	3.75	3.75	4.25	4.25	4.75
パラペット	後打工	シース	φ45	m	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1
架設工		調整モルタル	柱脚部 t=50mm	m^3	0.064	0.064	0.064	0.064	0.064
架設工		後打コンクリート	谷側柱脚部	m^3	0.404	0.404	0.404	0.404	0.404

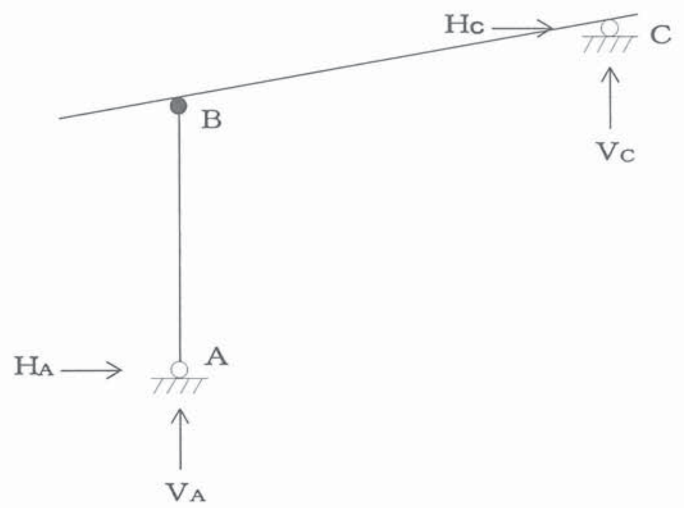
(7) S708～S711

工種	区分	名称	規格	単位	S708	S709	S710	S711
		主　梁	σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Bs70)	4(Bs80)	4(Bs80)	4(Bs90)
		柱	σ_{ck}=60N/mm^2	本	4(Cs70)	4(Cs80)	4(Cs80)	4(Cs90)
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム付 RbP		210×310×25	210×310×25	210×310×25	260×310×34
支承工		ゴム支承		枚	4	4	4	4
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (ﾒｯｷ)		φ28×650	φ32×750	φ36×850	φ36×850
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー		kg	37.7	56.8	56.8	81.5
支承工	鉛直アンカー	ウレタン発泡体	200×200×100 φ100穴	個	12	12	12	12
支承工	鉛直アンカー	グラウト	Bs50,60: φ32 Bs70～90: φ40	m	13.2	14.4	14.4	21.6
支承工	鉛直アンカー	削孔工	φ28～φ38	m	4.2	4.2	4.2	6.4
支承工	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080		φ17	φ17	φ23	φ23
支承工	水平アンカー	PC鋼棒		kg	22.6	23.1	44.0	45.0
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	8	8	8	8
剛接工		定着具	T19.3用　ねじ付き	個	24	24	24	24
剛接工		アンカープレート	120×120×25	枚	24	24	24	24
剛接工		グラウト	φ40	m	16.8	19.2	19.2	21.6
剛接工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.196	0.230	0.230	0.247
横締工		ウレタン発泡ベルト	20×30mm	m	11.148	16.125	16.125	16.737
横締工		目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.017	0.027	0.027	0.029
横締工		PC鋼材	SWPR19L 1S19.3	kg	74.5	93.1	93.1	93.1
横締工		定着具	T19.3用	個	8	10	10	10
横締工		アンカープレート	120×120×25	枚	8	10	10	10
横締工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.046	0.066	0.066	0.068
横締工		グラウト	φ40	m	38.6	48.2	48.2	48.2
防水工		塗膜防水－1	W-300(主桁間目地部)	m	28.26	31.36	34.41	37.51
防水工		塗膜防水－2	W-300(伸縮目地間部)	m	9.42	10.45	11.47	12.50
防水工		塗膜防水－3	W-300(山側目地部部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00
パラペット	後打工	型枠		m^2	15.8	17.9	17.9	20.0
パラペット	後打工	コンクリート		m^3	3.75	4.25	4.25	4.75
パラペット	後打工	シース	φ45	m	4.1	4.1	4.1	4.1
架設工		調整モルタル	柱脚部　t=50㎜	m^3	0.064	0.064	0.064	0.064
架設工		後打コンクリート	谷側柱脚部	m^3	0.404	0.404	0.404	0.404

３．２．５　支点反力表

スノーシェッドの１セット当たり（L＝２．５m）の支点反力を以下に示す。

なお、単位はkN/セットとする。



(1) Ｓ１０８～Ｓ１１３

構造タイプ	記 号	常　時	積雪時	雪崩時	地震時(谷)	地震時(山)
Ｓ１０８	VA	74.61	123.33	148.99	94.49	103.44
	HA	0.00	5.22	7.99	3.92	1.31
	VC	54.15	84.59	104.77	73.85	64.89
	HC	0.00	-5.22	15.65	38.16	-43.39
Ｓ１０９	VA	83.47	137.56	166.05	105.50	115.53
	HA	0.00	7.24	11.07	4.78	2.46
	VC	60.09	93.91	116.33	82.01	71.98
	HC	0.00	-7.23	15.19	42.09	-49.33
Ｓ１１０	VA	87.83	147.40	178.78	112.24	122.99
	HA	0.00	9.62	14.71	5.79	3.83
	VC	66.26	103.35	127.96	90.18	79.43
	HC	0.00	-9.62	14.16	44.81	-54.43
Ｓ１１１	VA	92.36	157.51	191.83	119.19	130.69
	HA	0.00	12.39	18.94	6.96	5.43
	VC	72.27	112.52	139.26	98.14	86.64
	HC	0.00	-12.39	12.54	47.37	-59.76
Ｓ１１２	VA	110.44	180.74	217.79	138.88	152.30
	HA	0.00	14.27	21.83	7.87	6.40
	VC	86.98	130.93	160.07	115.67	102.25
	HC	0.00	-14.27	12.30	55.76	-70.03
Ｓ１１３	VA	115.36	191.38	231.42	146.24	160.50
	HA	0.00	17.60	26.91	9.26	8.34
	VC	93.60	140.60	171.80	124.23	109.98
	HC	0.00	-17.59	9.83	58.36	-75.96

(2) Ｓ２０８～Ｓ２１３

構造タイプ	記 号	常 時	積雪時	雪崩時	地震時(谷)	地震時(山)
Ｓ２０８	VA	74.61	172.05	223.38	117.78	128.87
	HA	0.00	10.45	15.98	6.42	4.03
	VC	54.15	115.02	155.39	90.13	79.04
	HC	0.00	-10.44	31.30	45.56	-56.00
Ｓ２０９	VA	83.47	191.65	248.63	131.36	143.76
	HA	0.00	14.47	22.13	8.25	6.23
	VC	60.09	127.72	172.57	100.11	87.70
	HC	0.00	-14.47	30.38	49.62	-64.09
Ｓ２１０	VA	96.05	214.43	276.80	148.22	162.26
	HA	0.00	17.53	26.82	9.75	7.78
	VC	74.00	149.14	198.86	118.59	104.55
	HC	0.00	-17.53	30.98	56.94	-74.47
Ｓ２１１	VA	101.08	230.48	298.65	158.25	173.31
	HA	0.00	22.66	34.66	12.06	10.60
	VC	80.52	162.14	216.19	128.86	113.80
	HC	0.00	-22.66	28.36	59.71	-82.37
Ｓ２１２	VA	110.44	251.05	325.13	172.49	188.99
	HA	0.00	28.55	43.65	14.71	13.84
	VC	86.98	174.88	233.16	139.18	122.68
	HC	0.00	-28.54	24.60	63.21	-91.75
Ｓ２１３	VA	125.11	276.20	355.81	191.47	209.84
	HA	0.00	32.77	50.13	16.71	16.05
	VC	103.06	198.19	261.18	159.81	141.44
	HC	0.00	-32.76	23.41	71.10	-103.87

(3) Ｓ３０８～Ｓ３１３

構造タイプ	記 号	常 時	積雪時	雪崩時	地震時(谷)	地震時(山)
Ｓ３０８	VA	74.61	220.77	297.77	141.07	154.31
	HA	0.00	15.67	23.97	8.92	6.75
	VC	54.15	145.46	206.01	106.42	93.19
	HC	0.00	-15.67	46.95	52.95	-68.62
Ｓ３０９	VA	91.19	252.54	337.55	164.16	179.57
	HA	0.00	19.69	30.13	10.92	8.77
	VC	67.31	169.99	237.91	126.35	110.95
	HC	0.00	-19.68	48.72	61.70	-81.39
Ｓ３１０	VA	96.05	273.62	367.17	176.52	193.15
	HA	0.00	26.30	40.23	13.96	12.34
	VC	74.00	186.71	261.29	138.67	122.04
	HC	0.00	-26.29	46.47	64.84	-91.13
Ｓ３１１	VA	109.83	302.90	404.64	197.06	215.66
	HA	0.00	31.48	48.18	16.48	15.00
	VC	88.95	212.70	294.46	160.12	141.53
	HC	0.00	-31.48	46.44	72.81	-104.29
Ｓ３１２	VA	119.68	329.39	439.90	214.38	234.69
	HA	0.00	39.76	60.85	20.28	19.49
	VC	95.93	229.28	317.49	172.76	152.45
	HC	0.00	-39.76	41.62	76.50	-116.27
Ｓ３１３	VA	139.50	365.03	483.89	240.81	263.72
	HA	0.00	46.15	70.65	23.28	22.86
	VC	116.25	260.32	355.54	199.74	176.83
	HC	0.00	-46.14	39.74	86.85	-133.00

(4) Ｓ４０８～Ｓ４１３

構造タイプ	記 号	常 時	積雪時	雪崩時	地震時(谷)	地震時(山)
Ｓ４０８	VA	81.83	275.77	377.96	170.82	186.78
	HA	0.00	18.84	28.85	10.62	8.23
	VC	60.85	183.95	265.39	130.38	114.42
	HC	0.00	-18.84	65.84	64.68	-83.52
Ｓ４０９	VA	91.19	306.32	419.67	189.88	207.64
	HA	0.00	26.25	40.17	14.07	12.18
	VC	67.31	204.21	294.77	144.64	126.88
	HC	0.00	-26.25	64.97	69.56	-95.81
Ｓ４１０	VA	104.30	339.93	464.10	212.18	232.05
	HA	0.00	32.36	49.55	17.06	15.30
	VC	81.92	233.70	333.93	167.74	147.87
	HC	0.00	-32.35	66.16	77.92	-110.28
Ｓ４１１	VA	109.83	367.25	502.91	227.83	249.25
	HA	0.00	41.97	64.25	21.51	20.46
	VC	88.95	253.94	362.96	182.15	160.74
	HC	0.00	-41.97	61.92	80.98	-122.95
Ｓ４１２	VA	133.96	412.31	559.02	260.85	285.42
	HA	0.00	49.67	76.07	25.20	24.47
	VC	108.22	287.66	406.12	210.22	185.65
	HC	0.00	-49.66	60.67	92.56	-142.23
Ｓ４１３	VA	139.50	440.20	598.68	276.76	302.95
	HA	0.00	61.53	94.20	30.66	30.86
	VC	116.25	308.35	435.31	225.40	199.20
	HC	0.00	-61.52	52.99	94.87	-156.40

(5) Ｓ５０８～Ｓ５１３

構造タイプ	記 号	常 時	積雪時	雪崩時	地震時(谷)	地震時(山)
Ｓ５０８	VA	81.83	351.96	465.84	207.25	226.54
	HA	0.00	26.25	37.41	14.17	12.08
	VC	60.85	232.30	325.32	156.23	136.93
	HC	0.00	-26.24	80.95	76.69	-102.94
Ｓ５０９	VA	98.93	397.35	523.17	237.11	259.17
	HA	0.00	33.61	47.93	17.79	15.81
	VC	74.71	267.17	371.33	181.97	159.91
	HC	0.00	-33.60	83.65	86.97	-120.58
Ｓ５１０	VA	104.30	432.50	570.89	256.44	280.36
	HA	0.00	45.07	64.25	23.16	21.91
	VC	81.92	293.33	407.78	199.58	175.66
	HC	0.00	-45.07	80.39	90.84	-135.91
Ｓ５１１	VA	121.87	478.97	629.57	287.01	313.83
	HA	0.00	54.63	77.91	27.77	26.86
	VC	100.42	332.22	457.53	229.73	202.91
	HC	0.00	-54.63	79.93	101.41	-156.04
Ｓ５１２	VA	133.96	521.66	685.17	313.14	342.48
	HA	0.00	69.18	98.63	34.57	34.61
	VC	108.22	358.15	493.41	247.86	218.51
	HC	0.00	-69.18	72.28	105.68	-174.86
Ｓ５１３	VA	149.30	566.46	742.43	341.84	373.91
	HA	0.00	80.97	115.50	40.23	40.74
	VC	126.09	395.84	541.71	277.00	244.93
	HC	0.00	-80.97	68.62	114.47	-195.44

(6) Ｓ６０８～Ｓ６１２

構造タイプ	記 号	常　時	積雪時	雪崩時	地震時(谷)	地震時(山)
Ｓ６０８	VA	89.07	436.97	560.77	251.36	274.68
	HA	0.00	31.01	42.20	16.65	14.36
	VC	67.74	291.19	395.57	191.13	167.81
	HC	0.00	-31.01	100.01	93.97	-124.98
Ｓ６０９	VA	98.93	484.57	621.79	278.82	304.69
	HA	0.00	43.43	59.06	22.51	20.92
	VC	74.71	323.43	439.54	212.01	186.13
	HC	0.00	-43.43	98.82	100.19	-143.62
Ｓ６１０	VA	116.17	538.78	689.20	312.94	342.01
	HA	0.00	54.26	73.83	27.76	26.50
	VC	92.55	367.96	496.31	244.79	215.71
	HC	0.00	-54.25	99.91	111.67	-165.92
Ｓ６１１	VA	121.87	583.35	747.59	336.92	368.30
	HA	0.00	70.60	96.02	35.44	35.16
	VC	100.42	399.97	539.65	265.89	234.51
	HC	0.00	-70.59	93.40	115.26	-185.86
Ｓ６１２	VA	143.25	642.47	820.19	375.38	410.34
	HA	0.00	84.30	114.71	42.07	42.23
	VC	117.55	443.02	594.65	297.76	262.81
	HC	0.00	-84.30	90.55	126.21	-210.51

(7) Ｓ７０８～Ｓ７１１

構造タイプ	記 号	常　時	積雪時	雪崩時	地震時(谷)	地震時(山)
Ｓ７０８	VA	89.07	523.95	653.88	292.95	320.07
	HA	0.00	38.76	50.52	20.38	18.39
	VC	67.74	347.06	459.52	220.96	193.84
	HC	0.00	-38.76	115.38	108.10	-146.86
Ｓ７０９	VA	110.70	591.28	734.91	335.47	366.51
	HA	0.00	50.38	65.70	26.05	24.33
	VC	84.43	397.64	523.42	256.55	225.51
	HC	0.00	-50.37	118.70	121.95	-172.33
Ｓ７１０	VA	116.17	644.44	802.31	363.46	397.15
	HA	0.00	67.82	88.40	34.28	33.54
	VC	92.55	436.81	575.08	281.52	247.84
	HC	0.00	-67.82	114.30	126.96	-194.78
Ｓ７１１	VA	130.66	705.65	877.54	399.64	436.67
	HA	0.00	83.02	108.25	41.65	41.37
	VC	109.24	486.36	637.63	316.32	279.29
	HC	0.00	-83.01	112.93	137.33	-220.35

3．3 製 造

3．3．1 製造工程

スノーシェッドの標準的な製造工程を図3．3．1に示す．

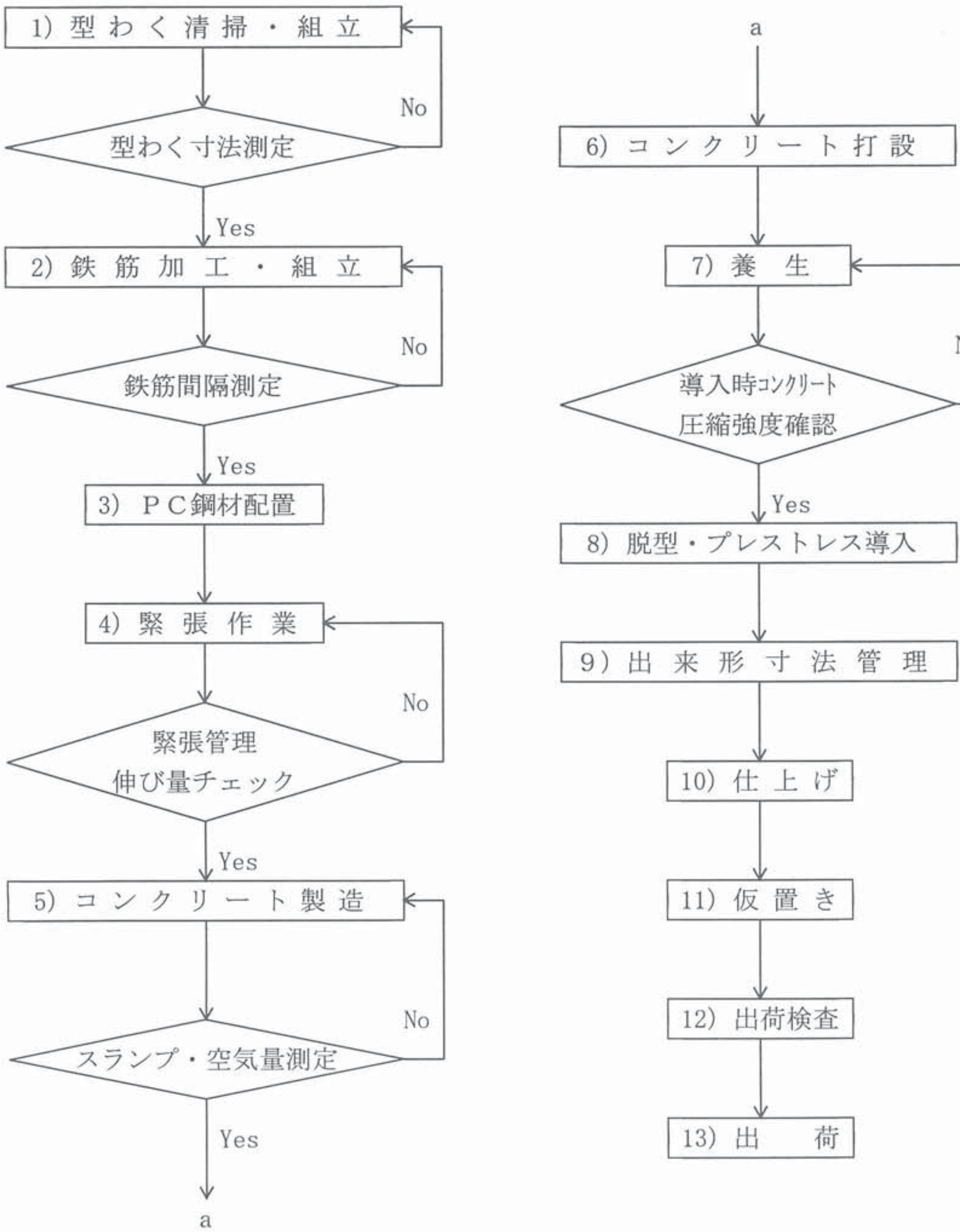


図 3．3．1 スノーシェッドの標準製造工程

３．３．２　使用材料

(1) セメント

セメントは、JIS R 5210に適合するもので、普通ポルトランドセメントまたは早強ポルトランドセメントとする。

(2) 骨　材

細骨材は、清浄、堅硬、耐久的で、適切な粒度をもち、ごみ、どろ、有機不純物、塩化物等を有害量含んでいてはならない。粗骨材は、堅硬、耐久的で、適当な粒度をもち、薄い石片、細長い石片、有機不純物、塩化物等を有害量含んでいてはならない。粗骨材の最大寸法は、一般には１５mmまたは２０mmが使用されている。骨材の品質と粒度範囲を、表３．３．１、表３．３．２および表３．３．３に示す。

また、骨材は、JIS A 5308の付属書７「骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（化学法）」または付属書８「骨材のアルカリシリカ反応性試験方法（モルタルバー法）」によって、アルカリシリカ反応性試験を行っていなければならない。

表 ３．３．１　骨材の品質

品質＼種類	砂	砕　砂	砂　利	砕　石
絶乾比重	2.5 以上	2.5 以上	2.5 以上	2.5 以上
吸水率 [%]	3.5 以下	3.0 以下	3.0 以下	3.0 以下
洗いで失われる量 [%]	3.0 以下	7.0 以下	1.0 以下	1.0 以下
単位容積質量 [kg/ﾘｯﾄﾙ]	―		―	
実績率 [%]	―		―	
粒径判定実績率 [%]	―	53 以上	―	55 以上
粘土塊量 [%]	1.0 以下		0.25以下	
砂の有機不純物 [%]	淡いこと		―	
砂の塩化物 [%]	0.02以下		―	
比重1.95に浮く物 [%]	0.5 以下		0.5 以下	
軟石量 [%]	―		5.0 以下	
安定性 [%]	10 以下	10 以下	12 以下	12 以下
すりへり減量 [%]	―	―	35 以下	40 以下
アルカリシリカ骨材反応 (1)	無害のこと	無害のこと	無害のこと	無害のこと

(1)無害でないと判定されたものを使用する場合は、アルカリ骨材反応の抑制対策を講ずること

表 ３．３．２　細骨材の粒度範囲（ふるいを通るものの質量百分率%）

ふるいの呼び寸法 [mm]	10	5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15
砂	100	90～100	80～100	50～90	25～65	10～35	2～10
砕　砂	100	90～100	80～100	50～90	25～65	10～35	2～15

表 3．3．3　粗骨材の粒度範囲（ふるいを通るものの質量百分率%）

ふるいの呼び寸法 [mm]	40	25	20	15	10	5	2.5
砂　利（20mm）	—	100	90～100	—	20～55	0～10	0～5
砕　石（20mm）	—	100	90～100	—	20～55	0～10	0～5
砕　石（15mm）	—	—	100	90～100	40～70	0～15	0～5

(3) 水

水は、油、酸、塩類、有機不純物、懸濁物など製品の品質に影響をおよぼす物質の有害量を含んでいてはならない。上水道水を使用する場合は、「水道法」第４条に定められた水質基準による。上水道以外の水を使用する場合は、JIS A 5308の付属書９「レディーミクストコンクリートの練混ぜに用いる水」を適用する。回収水を使用する場合は、JIS A 5308の付属書９「レディーミクストコンクリートの練混ぜに用いる水」を適用する。ただし、回収水の原水は、表３．３．４の水質の規定に適合することとする。

表 3．3．4　水　質

試験項目	[水道法] 第4条の水質基準	上水道以外の水の水質基準	回収水の水質基準
色度	5度 以下		
濁度	2度 以下		
水素イオン濃度	5.8～8.6		
蒸発残留物	500ppm 以下		
塩素イオン量	200ppm 以下		
過ﾏﾝｶﾞﾝ酸ｶﾘｭｳﾑ消費量	10ppm 以下		
懸濁物質の量		2g/ﾘｯﾄﾙ 以下	
溶解性蒸発残留物の量		1g/ﾘｯﾄﾙ 以下	
塩素イオン（Cl^-）量		200ppm以下	
ｾﾒﾝﾄの凝結時間の差		始発は30分以内、終結は60分以内	
ﾓﾙﾀﾙの圧縮強さの比		材令7日及び材令28日で90%以上	

(4) 混和材料

混和材料を用いる場合は、製品の品質に有害な影響を与えるものであってはならない。化学混和剤を使用するときは、JIS A 6204の規定に適合するものとする。

① 混和材

混和材にはフライアッシュ、シリカヒューム、石灰石微粉末、ポゾランがある。

フライアッシュの品質を、表３．３．５に示す。

表 3.3.5 フライアッシュの品質

項目 ＼ 種類		フライアッシュ I種	フライアッシュ II種	フライアッシュ III種	フライアッシュ IV種
二酸化けい素 %		45.0 以上			
湿分 %		1.0 以下			
強熱減量 %		3.0 以下	5.0 以下	8.0 以下	5.0 以下
密度 g/cm^3		1.95 以上			
粉末度	45μmふるい残分（網ふるい方法） %	10 以下	40 以下	40 以下	50 以下
	比表面積（ﾌﾞﾚｰﾝ方法） cm^2/g	5000 以上	2500 以上	2500 以上	1500 以上
フロー値比 %		105 以上	95 以上	85 以上	75 以上
活性度指数 %	材齢28日	90 以上	80 以上	80 以上	60 以上
	材齢91日	100 以上	90 以上	90 以上	70 以上

② 混和剤

混和剤には、減水剤、ＡＥ剤、ＡＥ減水剤があり、JIS A 6204に規定されている。

混和剤の品質を、表３．３．６に示す。

表 3.3.6 混和剤の品質

項目 ＼ 種類		減水剤			ＡＥ剤	ＡＥ減水剤			高性能AE減水剤	
		標準形	遅延形	促進形		標準形	遅延形	促進形	標準形	遅延形
減水率 %		4以上	4以上	4以上	6以上	10以上	10以上	8以上	18以上	18以上
ブリーディング量の比 %		100以下	100以下	100以下	75以下	70以下	70以下	70以下	60以下	70以下
凝結時間の差 %	始発	-60～+90	-60～+210	+30以下	-60～+60	-60～+90	-60～+210	+30以下	-30～+120	+90～+240
	終結	-60～+90	210以	0以下	-60～+60	-60～+90	+210以下	0以下	-30～+120	+240以下
圧縮強度比 %	材齢 3日	115以上	105以上	125以上	95以上	115以上	105以上	125以上	135以上	135以上
	材齢 7日	110以上	110以上	115以上	95以上	110以上	110以上	115以上	125以上	125以上
	材齢28日	110以上	110以上	110以上	90以上	110以上	110以上	110以上	115以上	115以上
長さ変化比 %		120以下	120以下	120以下	120以下	120以下	120以下	120以下	110以下	110以下
凍結融解に対する抵抗性（相対動弾性係数） %		—	—	—	80以上	80以上	80以上	80以上	80以上	80以上
経時変化	スランプcm	—	—	—	—	—	—	—	6.0以下	6.0以下
	空気量 %	—	—	—	—	—	—	—	±1.5以内	±1.5以内

(5) 鉄　筋

鉄筋は、JIS G 3112に規定されている鉄筋を用いるものとする。表３．３．７および表３．３．８に、製品に多く使用されている鉄筋の機械的性質と形状、寸法、質量を示す。

表 ３．３．７　鉄筋の機械的性質

記 号	引張試験				曲げ性	
	降伏点または0.2% 耐 力 [N/mm²]	引 張 強 さ [N/mm²]	引 張 試験片	伸び [%]	曲げ角度	内 側 半 径
SD295A	295以上	440～600	2号に準じるもの	16以上	180°	D16以下 公称直径の1.5倍
			3号に準じるもの	18以上		D16をこえるもの 公称直径の2倍
SD345	345～440	490以上	2号に準じるもの	18以上	180°	D16以下 公称直径の1.5倍
			3号に準じるもの	20以上		D16をこえるもの 公称直径の2倍

表 ３．３．８　鉄筋の形状・寸法、質量

呼び名	公称直径 [mm]	公称周長 [cm]	公称断面積 [cm²]	単位質量 [kg/m]
D6	6.35	2.0	0.3167	0.249
D10	9.53	3.0	0.7133	0.560
D13	12.7	4.0	1.267	0.995
D16	15.9	5.0	1.986	1.56
D19	19.1	6.0	2.865	2.25
D22	22.2	7.0	3.871	3.04
D25	25.4	8.0	5.067	3.98
D29	28.6	9.0	6.424	5.04

(6) ＰＣ鋼材

① ＰＣ鋼より線

ＰＣ鋼より線はJIS G 3536に規定されている種類のうち、製品によく使用されているものについて表３．３．９に示す。

表 ３．３．９　ＰＣ鋼より線の機械的性質、公称断面積、単位質量

記 号	呼び名	0.2%永久伸びに対する荷重(1) [kN]	引 張 荷 重 [kN]	伸 び [%]	リラクセーション値 [%]	公 称 断面積 [mm²]	単位 質量 [kg/m]
SWPR7BL	1S15.2	222以上 (1.55以上)	261以上 (1.85以上)	3.5以上	2.5以下	138.7	1.101
SWPR19L	1S19.3	387以上 (1.55以上)	451以上 (1.85以上)	3.5以上	2.5以下	243.7	1.931
	1S21.8	495以上 (1.55以上)	573以上 (1.80以上)	3.5以上	2.5以下	312.9	2.482

(1) 0.2%永久伸びに対する荷重および引張荷重の欄の（　）内の値は、規格値を公称断面積で除した値（単位：kN/mm²)である。

② ＰＣ鋼棒

ＰＣ鋼棒はJIS G 3109に規定されている種類のうち、製品によく使用されているものについて表３．３．１０および表３．３．１１に示す。

表 ３．３．１０　ＰＣ鋼棒の機械的性質

種　類		記　　号	降伏点または耐力 [N/mm²]	引 張 強 さ [N/mm²]	伸び [%]	リラクセーション率 [%]
丸棒B種	1号	SBPR 930/1080	930以上	1080以上	5以上	4.0以下
	2号	SBPR 930/1180	930以上	1180以上	5以上	4.0以下

表 ３．３．１１　ＰＣ鋼棒の種類

呼 び 名	基 本 径 [mm]	ねじの呼び	ピッチ [mm]	公称断面積 [mm²]	単位質量 [kg/m]
23mm	23.0	M24	2	415.5	3.26
26mm	26.0	M27	2	530.9	4.17
32mm	32.0	M33	2	804.2	6.31

３．３．３ 製 造

(1) 鉄　筋

① 鉄筋の曲げ形状

図３．３．２に示すスターラップ筋の曲げ内半径ｒは、２φ以上とする。（φ：鉄筋直径）

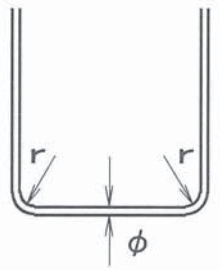


図 ３．３．２ スターラップの曲げ半径

② 鉄筋の継ぎ手

a) 長手方向に用いる太径の補強鉄筋（Ｄ１９～Ｄ２９）は、原則として一本物を使用する。やむを得ない場合には、重ね継ぎ手や圧接工法などにより継ぐこととする。

b) 引張鉄筋の重ね継手は、次の式で求めた長さℓ以上、かつ２０φ以上重ね合わせなければならない。

コンクリートの付着応力度τoa、鉄筋の許容応力度σsaを、表３．３．１２及び、表３．３．１３に示す.

$$\ell = \frac{\sigma sa}{4 \tau oa} \phi$$

ここで　、ℓ　：　重ね継手長さ mm

σsa：　鉄筋の許容引張応力度 N/mm²

τoa：　コンクリートの許容付着応力度 N/mm²

φ　：　鉄筋直径 mm

表 3.3.12 コンクリートの付着応力度 τoa [N/mm²]

コンクリートの設計基準強度	60.0
普通丸鋼	1.0
異形鉄筋	2.0
ｴﾎﾟｷｼ樹脂塗装鉄筋（異形鉄筋）	1.6

表 3.3.13 鉄筋の許容応力度 σsa [N/mm²]

鉄筋の種類	SD295A	SD345
引張応力度	180	180
圧縮応力度	180	200

③ 鋼材の配置

鋼材のかぶりやあきは、「道路橋示方書Ⅲ」４章構造細目　に準拠する。

a) 鋼材のかぶりは、２．５ｃｍ以上とする。

b) 鉄筋のかぶりは、a) 項の規定によるほか、鉄筋の直径以上とする。

c) 鋼材のあきは、２ｃｍ以上かつ粗骨材の最大寸法の４／３以上とする。

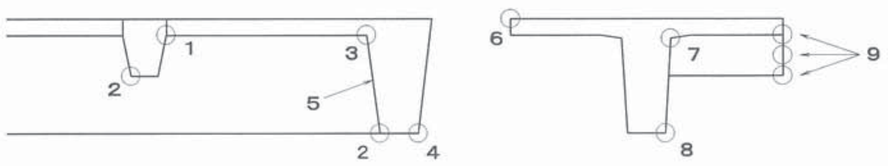
d) 主鉄筋のあきは、c) 項の規定によるほか、鉄筋の直径の１．５倍以上とする。

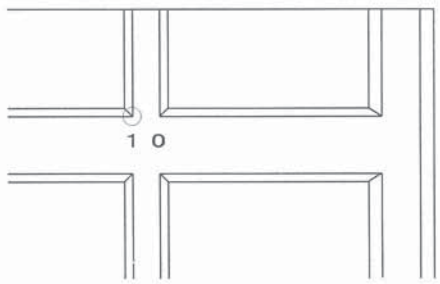
(2) 型 わ く

① 型わくの構造は、製品の品質を確保するのに必要な精度を有し、振動締め固めに充分耐えられるもので、継目からコンクリートがもれないようにしなければならない。

② 面取りは各部材に設けるものとし、特に指定のない限り図３．３．３を参考とする。

（断面図）





位置	寸法	位置	寸法
1	Ｒ３０	6	３０▽１５ ＴＡ
2	Ｒ３０	7	Ｒ３０
3	Ｒ５０	8	Ｒ３０
4	Ｃ１５	9	Ｃ９
5(かど)	Ｒ５０	10	直角、軽く角落とす

図 3．3．3 面取りの例(主梁部材)

柱 断 面 図

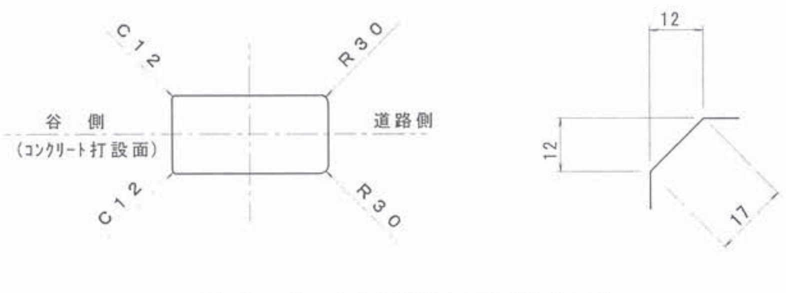


図 3．3．4 面取りの例(柱部材)

(3) 緊　張

①　ＰＣ鋼材の配置

a) ＰＣ鋼材は設計図に示された正しい位置に配置するものとし、その許容誤差は設計図に示された位置に対して、±５㎜とする。

b) ＰＣ鋼材に、はく離剤が付着した場合は、ていねいにこれを除去する。

②　ＰＣ鋼材の緊張

a) ＰＣ鋼材に与える緊張力は、セット量、蒸気養生による減少量およびその他の余裕量を考慮しておかなければならない。余裕量は使用している機器および種々のロスなどを考慮して各工場において定めればよい。

b) ＰＣ鋼材の緊張は、荷重計の示度とＰＣ鋼材の伸びを確認しながら行う。

c) ＰＣ鋼材の緊張は、１本ずつと、数本まとめて行う方法があるが、いずれの場合も所定の緊張力が与えられるように行う。

d) プレストレスを与えるときは、ＰＣ鋼材の固定装置を徐々に緩めなければならない。このとき主梁の弾性変形や、端部から露出しているＰＣ鋼材の伸びの戻りなどによって、製品と底型わくとの相対位置の移動が考えられるので、この移動を妨げない構造としなければならない。

側面型わくを取り外してから脱型する型わく構造の場合と、一体型わくを用いて製品を引き抜いて脱型する場合があるが、いずれの場合も上記のことに配慮する必要がある。

(4) コンクリートの製造

①　品　質

フレッシュなコンクリートに含まれる塩素イオン(Cl^-)量は、０．３０kg/m³以下でなければならない。

コンクリートは、プレストレスを与えるときの圧縮強度が４０．０N/mm²以上、材齢２８日の圧縮強度が６０．０N/mm²以上のもので、耐久性に富み、品質のばらつきの少ないものでなければならない。

②　示方配合

コンクリートの配合は、所要の強度および耐久性を考慮し、作業に適する範囲内で単位水量をできる限り少なくするように定める。

圧縮強度のばらつきは、その工場の管理状態によって決まるので、各々の工場に適した割増し係数を定め、水セメント比 W/Cを決定する。

粗骨材の最大寸法は一般には１５㎜または２０㎜を標準とする。空気量の標準値は４．５％とする。

③　製造及び施工

鉄筋及びＰＣ鋼材が密に配置されていることを考慮して、充てん性の良い高流動コンクリートの採用が考えられる。

高流動コンクリートの製造は「高流動コンクリート施工指針／（社）土木学会」によることを基本とする。

なお、施工に当たっては、配合設計や添加剤の特性を良く把握し必要とされる施工条件を満足していることを確認する。特に寒冷地における使用に際しては、増粘性を持たせる混和剤で耐凍害性を低下させるものがあるので選定には注意しなければならない。

以下に、粉体系・増粘剤系および併用系の高流動コンクリートの自己充てん性のランクと各ランクに対する各評価試験の目標値の目安を紹介する。

表 3.3.14 粉体系高流動コンクリートの目安

自己充てん性のランク		1	2	3
構造条件	鋼材の最小あき (mm)	35～60	60～200	200以上
	鋼 材 量 (kg/m³)	350 以上	100～350	100以下
U形またはボックス形充てん高さ (mm)		300 以上 (障害 R1)	300 以上 (障害 R2)	300 以上 (障害なし)
単位粗骨材絶対容積 (m^3/m^3)		0.28～0.30	0.30～0.33	0.32～0.35
流動性	スランプフロー (mm)	600～700	600～700	500～650
材料分離抵抗性	漏斗の流下時間 (秒)	9～20	7～13	4～11
	500mmフロー到達時間 (秒)	5～20	3～15	3～15

表 3.3.15 増粘剤系高流動コンクリートの目安

自己充てん性のランク			1	2	3
構造条件	鋼材の最小あき (mm)		30～60 程度	60～200 程度	200 程度以上
	鋼 材 量 (kg/m³)		350 程度以上	100～350 程度	100 程度以下
U形またはボックス形充てん高さ (mm)			300 以上 (障害 R1)	300 以上 (障害 R2)	300 以上 (障害なし)
単位粗骨材絶対容積 (m^3/m^3)			0.28～0.31	0.30～0.33	0.30～0.36
流動性	スランプフロー (mm)		550～700		500～650
材料分離抵抗性	漏斗の流下時間（秒）	V_{75}漏斗	10～20	7～20	7～20
		S_{100}漏斗*	4～8	3～8	3～8
	500mmフロー到達時間（秒）		5～25	3～15	3～15

＊参考資料「S漏斗を用いた流下試験方法」参照

表 3.3.16 併用系高流動コンクリートの目安

自己充てん性のランク		1	2	3
構造条件	鋼材の最小あき (mm)	35～60 程度	60～200 程度	200 程度以上
	鋼 材 量 (kg/m³)	350 以上	100～350	100 以下
U形またはボックス形充てん高さ (mm)		300 以上 (障害 R1)	300 以上 (障害 R2)	300 以上 (障害なし)
単位粗骨材絶対容積 (m^3/m^3)		0.28～0.30	0.30～0.33	0.30～0.35
流動性	スランプフロー (mm)	650～750	600～700	500～650
材料分離抵抗性	V_{75}漏斗の流下時間（秒）	10～25	7～20	7～20
	500mmフロー到達時間（秒）	5～20	3～15	3～15

なお、高流動コンクリートの施工に際しては、骨材沈降による分離が生じない範囲で、型枠内面に生じる気泡等を防止あるいは低減させる目的で、型枠振動機やタタキ処置等を補助的に行ってよい。

(5) 養　生

コンクリートの打ち込み後は、充分な湿気を与えて養生を行う。常圧蒸気養生を行う場合には、コンクリート練り混ぜ後３時間以上経過の後、養生を開始するのを標準とする。養生温度の上げ方は、１時間につき１５℃以下の割合とし、最高温度は６５℃以下とする。

(6) 試　験

コンクリートの圧縮強度試験は次の要領によって行う。

a) 供試体は、直径１０cm、高さ２０cmの円柱形のものを標準とする。

b) 供試体は次のものについて採取する.

・プレストレストを導入するとき（製品と同一養生）

・材令　7日（製品と同一養生）

・設計基準強度保証材令（製品と同一養生）

c) 供試体の製作は、JIS A 1132 による。１試験値を得るための供試体の数は、３個を標準とする。

d) 圧縮強度試験は、JIS A 1108 による。

(7) 管　理

① コンクリート強度

コンクリートの配合強度は、現場におけるコンクリートの圧縮強度の試験値が、設計基準強度を下回る確率が５%以下となるようにこれを定める。なお、試験値とは、同一バッチからとった供試体3個の圧縮強度の平均値とする。

製造管理書類については、各仕様書類の定める管理手法によるものとする。

② 緊　張

ＰＣ鋼材に与える緊張力の管理は、荷重計の示度ならびにＰＣ鋼材の伸びで行い、計算値と実測値との差が５%以内になるようにする。なお伸びの計算には、実際に使用する材料の試験成績書の数値を用いる。

ＰＣ鋼材を１本または数本づつ緊張する場合は、各ＰＣ鋼材間の緊張力の差が、その範囲内におさまるような処理をしておかなければならない。

また、同時緊張を行う場合には、最初ＰＣ鋼材に加えられる緊張力の差が、その範囲内におさまるような処理をしておかなければならない。

(8) 仮 置 き

仮置きは堅固な地盤上に枕木等を架台として行い、積み重ねは危険のないよう配慮する。

仮置きの支持点は、両端の支点位置としてよい。

製品の仮置き姿図を、図３．３．５に示す。

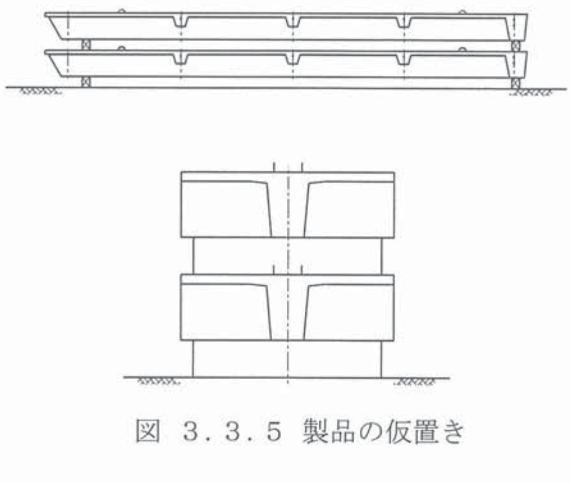


図　３．３．５ 製品の仮置き

(9) 吊り金具

吊り金具の材料は、丸鋼、デーハーアンカー、ＰＣ鋼材などを用いる。この場合、吊り位置における吊りワイヤーの仰角 θ は一般に　６０°～９０°とする。吊り金具を取り付ける位置は、桁内部の鉄筋およびＰＣ鋼材の配置を検討してから定める。

① 丸鋼を用いる場合

吊り金具として丸鋼を用いる場合の検討結果を、表 3.3.17に示す。

表 3.3.17 丸鋼を用いる場合の吊り金具の計算値
（4本、仰角60° で吊った場合）

質量 W[t]	吊り筋の径 φ[mm]	埋込長 ℓ[cm]	形状寸法 [cm]		
			h1	h2	b
10	19	50	10.7	33.2	30.4
14	22	60	11.6	40.5	35.2
20	25	75	12.5	52.9	40.0
24	28	80	13.4	55.2	44.8
32	32	95	14.6	66.7	51.2
40	36	105	15.8	73.1	57.6

【検討条件】
金具個数 N= 4個
衝撃係数 i = 0.2
仰　角　 $\theta = 60°$
許容値 σ sa=120 N/mm²
〃　 τ oa=1.0 N/mm²

丸鋼を用いる場合の金具形状を、図 3.3.6に示す。

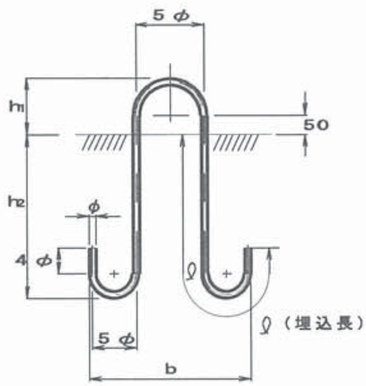


図 3.3.6 吊り金具形状（丸鋼）

② デーハーアンカーを用いる場合

デーハーアンカーを用いる場合には、吊り上げ部材の質量によって使い分ける。
デーハーアンカーの種類を、表3.3.18、図3.3.7に示す。

表 3.3.18 デーハーアンカーの種類

種 別	アンカーの直径 φ[mm]	アンカーの長さ ℓ[mm]
2t用	14	170、210、280
4t用	20	180、240、340
8t用	28	220、340、480
16t用	39	340、500

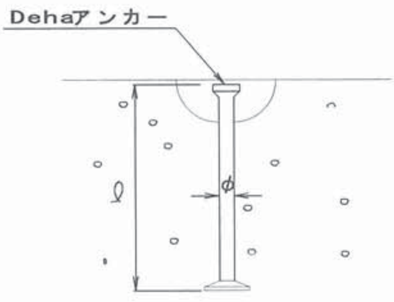


図 3.3.7 吊り金具（デーハーアンカー）

３．３．４　出来形管理基準及び規格値

１．外観および形状

外観、形状の検査は、全数について行う。

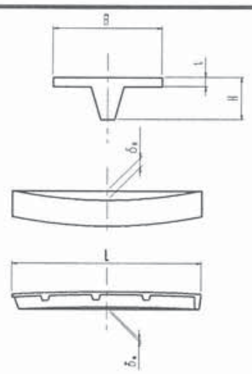
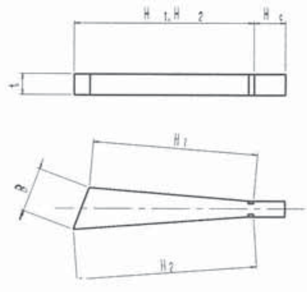
製品は、外観が良く使用上有害なきず、ひび割れ、ねじれなどの欠点があってはならない。

また、出来上がりコンクリート部材の施工後、露出面に発生する気泡の限度は、直径１５mm以下で深さ５mm以下とし、これを超える気泡は補修する。

２．出来形寸法の規格値

出来形寸法に関する管理項目、規格値および測定箇所を表３．３．１９に示す。

表 3.3.19　出来形寸法の規格値および測定箇所

部材	項　目	規格値(mm)	測定頻度	測定箇所
主梁	長　さ：L	±10	全数について行う。	
	高　さ：H	± 5		
	スラブ厚：t	± 5		
	上縁幅：B	± 5		
	横方向の最大曲がり　：δ_H	10以下		
	梁のそり：δ_V （スパン中央の値とする）	± 8	１ブロックに使用する梁の本数を組とし、その平均値からの許容差とする。	$\delta_V = \overline{\delta_V} - \delta_H$ $\overline{\delta_V}$: １ブロックに使用する主梁の平均値 δ_H: 測定する主梁のそり
柱	長　さ：H_1 ：H_2	±10 ±10	全数について行う。	
	ヒンジまでの高さ　：H_C	± 5		
	幅　：B	± 5		
	厚　さ：t	± 5		

３．４ 施 工

３．４．１ 施 工 計 画

現場の施工にあたっては、施工場所の障害物、道路交通状況、材料搬入路、クレーン等の作業ヤード、吊り上げ高等を事前に調査し、確実な施工が行われるように施工計画書を作成しなければならない。

特に超重量物の施工であるので、交通規制の方法（片側通行または全面通行止め）を綿密に打ち合わせしなければならない。また運搬が可能かどうかは、計画段階で調査する必要がある。

冬季施工を前提とする場合には別途､施工費・作業日数・使用材料等を考慮した施工計画を検討する。

３．４．２ 運 搬

運搬は、部材に有害な応力や過大な遠心力が働かないように注意して走行し、台付けワイヤー、レバーブロックには充分な強度を持たせ、最大積載量の制限を遵守する。また超重量物なので、運搬経路の選定が重要であり、許可申請が必要となる場合が多いことにも留意しなければならない。

車両制限令(道路法)によれば、一般的制限は、幅～2.5m・高さ～3.8m・総重量～20tまでなので、この一般的制限を越えるものについては、個別審査を受ける必要がある。

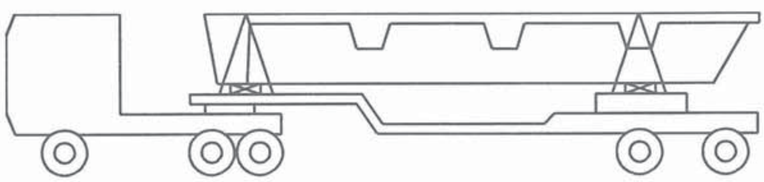
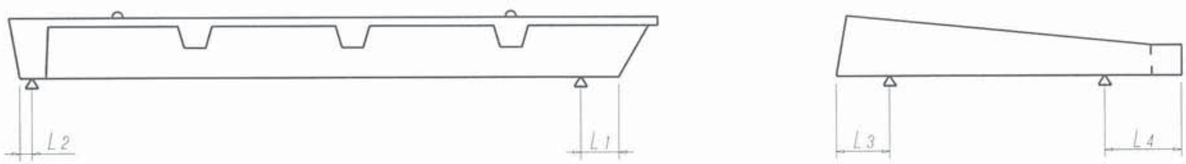


図 ３．４．１ 運搬の荷姿の例

なお、主梁および柱の運搬時の支持点の位置を図３．４．２に示す。



※*L1*、*L2*および*L3*、*L4*は鉄筋およびＰＣ鋼材の配置を考慮して決定する。

図 ３．４．２ 支持点の位置

3．4．3　施 工 手 順

スノーシェッドの施工は、部材および構造の特性を充分に考慮して安全に行う。

一般的な施工手順を図３．４．３に示す。なお、山側パラペットのコンクリート打設は、上部工架設後を標準とする。

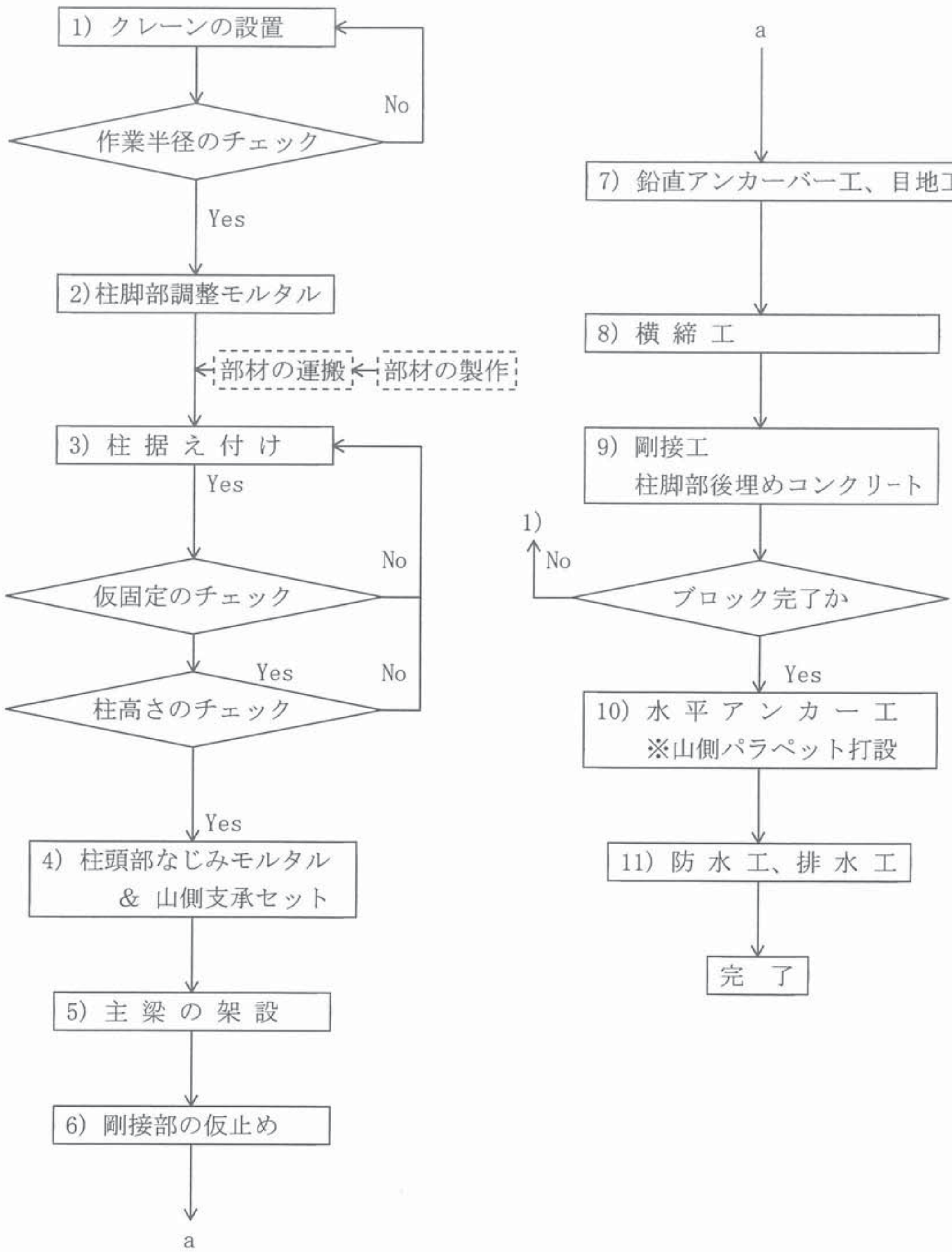


図 3．4．3　スノーシェッドの施工の一般的手順

３．４．４　支承工

１．　山側受台支承

山側受台上には、ゴム支承を設置する。また受台天端の不陸吸収材として感圧硬化ゴムを使用する。ただし、著しい不陸がある場合や特殊な施工条件の場合などは、沓座モルタルで調整を行う。

２．　柱下端のコンクリートの埋戻し

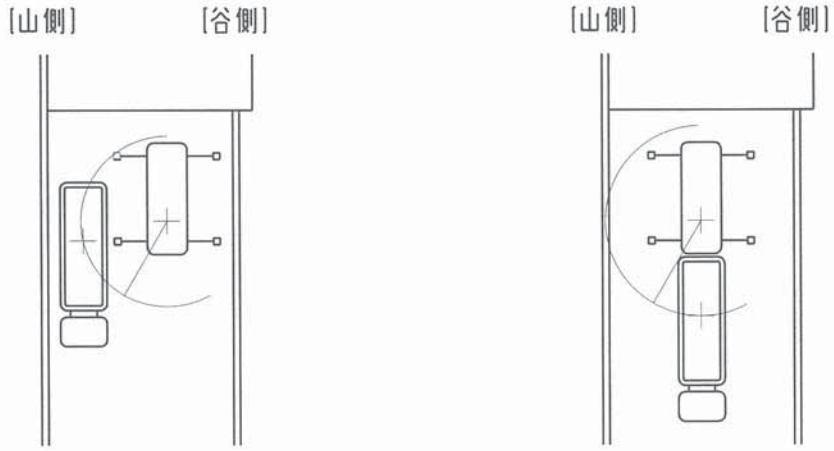
横締終了後に、柱下端の受台箱抜き部をコンクリートで埋戻す。この場合、柱固定用の控えワイヤーは、コンクリートが硬化するまで保持する。

３．４．５　架設工

１．　クレーンの設置および機種の選定

クレーンの設置は、架設位置の道路条件や交通確保等の要因を考慮して行う。また、クレーン機種選定は、部材重量や作業半径等の条件を考慮し、地域特性および実状に適合した機種とする。

なお架設時の現場条件によって、ラフタークレーン等を用いる場合は、クレーン能力を別途考慮する。図３．４．４にクレーン設置の例を示す。



※運搬車および一般車両は
山側片車線を通行帯とする

(a)片側交互通行（片交）の場合･･･横取り　　(b)全面通行止め（全止）の場合･･･後取り

図　３．４．４　クレーン設置の例

２．　柱の据付け

(1) 高さ調整

柱の据付けに先立って、谷側受台箱抜き部に、必要に応じてモルタルまたは調整材等を用いて高さ調整を行う。

(2) 柱の吊込み

柱は伏せた状態から縦に吊込むので、安全に充分注意する。

(3) 柱の仮固定

柱が安定した状態に組み上がるまで、レバーブロック、木くさび等を用いて各方向に対して充分な安全措置を施す。仮固定の一例を図３．４．５に示す。

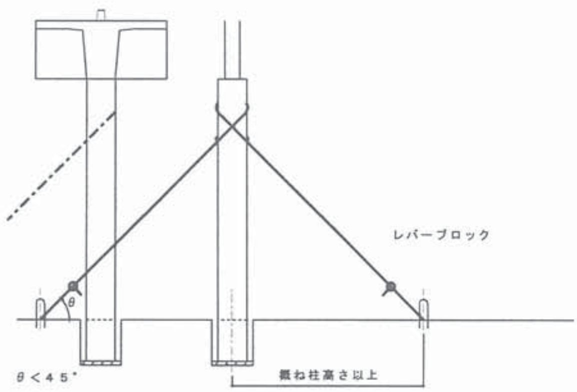


図　3．4．5　柱の仮固定の例

3．　主梁の架設

主梁の架設は、柱の据付け後直ちに行うことを原則とする。

(1) 柱頭部の処理および山側支承のセット

主梁の架設に先立って、柱頭部にはなじみ材としてモルタル材または接着剤等を均等に敷き均す。

(2) 主梁の吊込み

主梁の吊込みに際しては、柱頭部のＰＣ鋼材を主梁に貫通させながら静かに下げ降ろす。このとき柱に無理な力が作用しないように、主梁の傾き等に充分注意する。主梁の吊込み状態の一例を図３．４．６に示す。

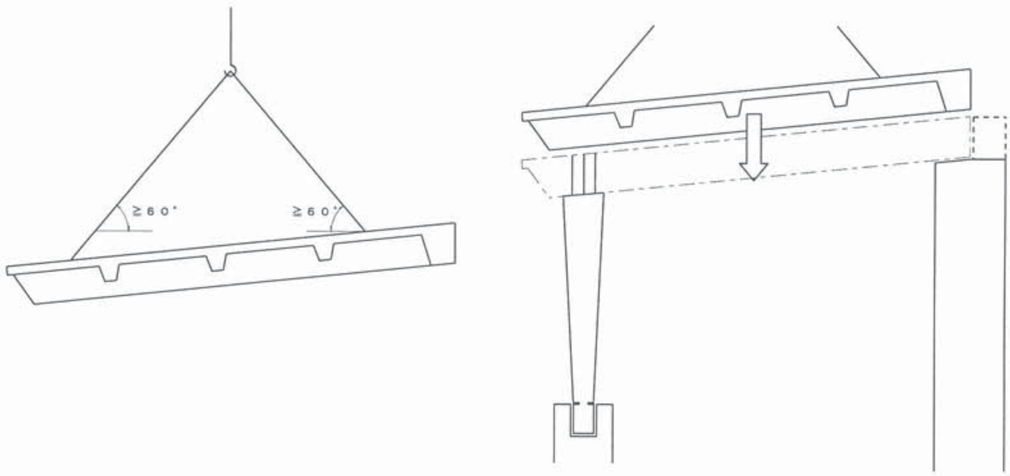


図　3．4．6　主梁の吊込みの例

(3) 主梁の仮固定

主梁が完全に組み上がるまで剛接部のＰＣ鋼材を仮緊張するとともに、レバーブロック等によって主梁の縦横断方向を仮止めする。仮止めの一例を図３．４．７に示す。

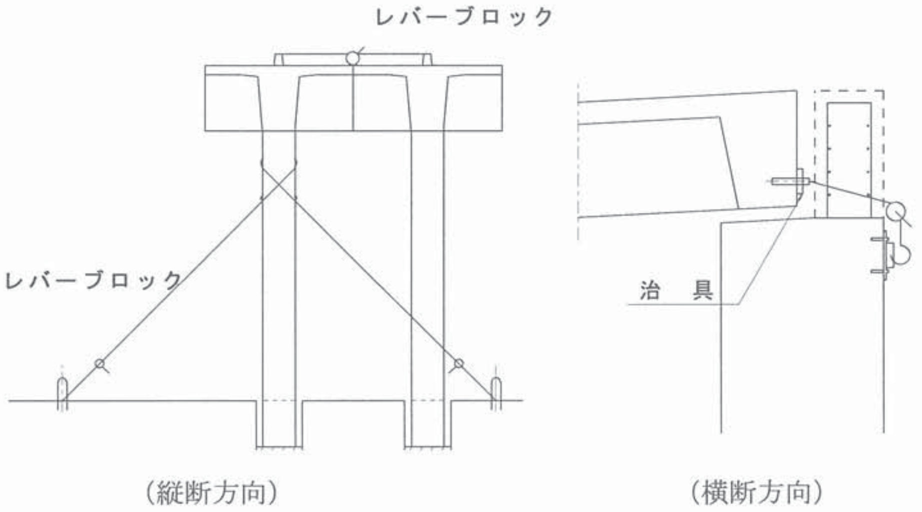


図　３．４．７　主梁の仮固定の例

４．　作業足場と安全設備

(1) 作業足場

仮設足場は、ブラケット足場または高所作業車を使用するのが一般的である。一例を図３．４．８および図３．４．９に示す。

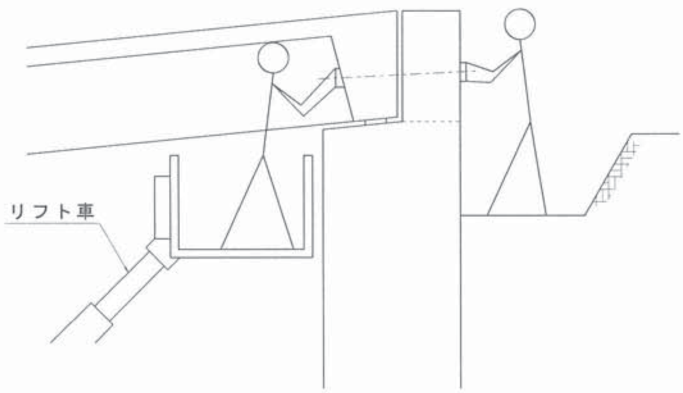


図　３．４．８　山側水平アンカー施工時の例

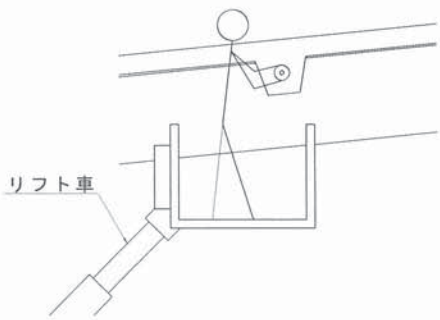


図　３．４．９　横締め施工時の例

(2) 安全設備

安全設備の例を図３．４．１０に示す。

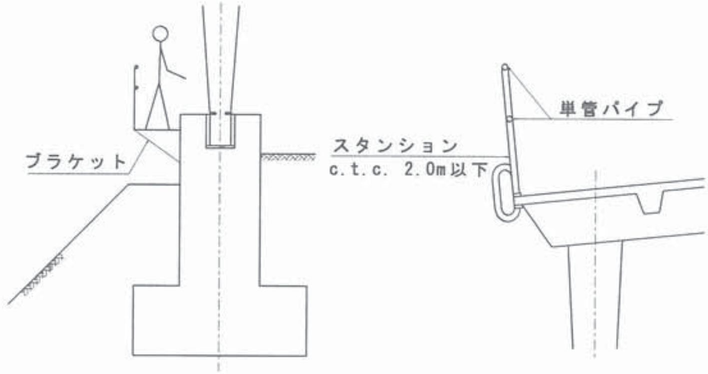


図　３．４．１０　谷側手摺りの例

３．４．６　剛 接 工

１．　剛 接 工

柱頭部において、主梁と柱をプレストレスによって一体化することを剛接工と呼ぶ。剛接ケーブルには、アンボンド鋼材を使用するが主梁部分は、アンボンド被覆材を除去してグラウト処理を行う。ケーブル長が短いので、セットロスによるプレストレスの損失を防ぐため、ネジ付き定着具を使用する。

写真　３．４．１　剛接用のネジ付き定着具

２．　プレストレスの与え方

主梁断面に偏心力が作用しないように、できる限り対称にプレストレスを与える。またＰＣ鋼材に与える緊張力は、荷重計の示度およびＰＣ鋼材の伸びで管理する。

３．　無収縮グラウト

グラウトに用いる材料の種類とその品質ならびにグラウトの品質の試験方法は、工事発注官庁の各仕様書に準拠する。

グラウトの注入に際しては、主梁上から流し込む方法をとるため、緩やかに注入する。

４．　定着部の保護

定着部は、無収縮モルタルを打ち込みていねいに仕上げてこれを保護する。

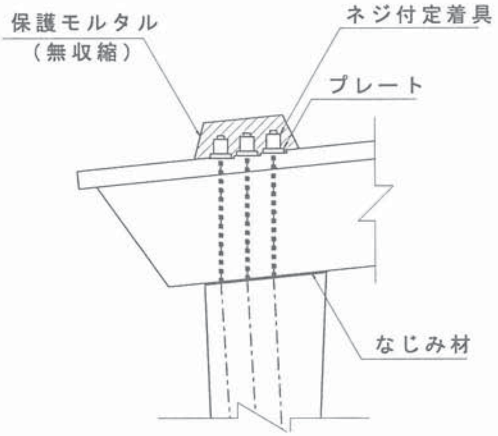


図 3．4．11 剛接部定着部の保護モルタル

3．4．7 横 締 工

1． 横 締 工

横締工とは、主梁相互をプレストレスによって一体化し、ブロックを形成することをいう。横締工を行う各部材間は、ウェットジョイント工法で行い特に横締用のダクト内が閉塞しないように注意して作業を行う。横締作業は、ブロックごとに順次進められていくがケーブル長は、１０m程度となるのでセットロスによる影響が少なく、通常の定着具を使用し定着後グラウトを行う。

2． プレストレスおよび定着具の保護

プレストレスの与え方および定着具の保護については、剛接工に準じて行う。

3． グラウト

グラウトは、ダクト内を完全に充填して緊張材を包み、錆させないように保護する。

グラウトに用いる材料の種類とその品質、ならびにグラウトの品質の試験方法は「ＰＣグラウト・施工マニュアル」（ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽﾄ･ｺﾝｸﾘｰﾄ建設業協会発行）に準拠する。グラウトの注入に際しては、主梁上からポンプによる注入方式とし注入作業中は、圧力が異常に高圧にならないことを確かめながら注入を継続する。

4． 横梁の連結

横締工における横梁の連結は、ウェットジョイント工法とし横梁間の目地には、早期強度が期待できる速硬性の無収縮モルタル等を充填する。充填漏れがないようバックアップ材の取り付けは、慎重に行う。

3．4．8 鉛直アンカーバー

鉛直アンカーバー用孔の施工法としては、一般に次のような工法がある。施工に当たっては、各工法の特性を十分考慮して決定する。

a)主梁架設後に梁上面から削孔する後削孔工法。

b)測量後下部工にコアカッターで削孔するコア抜き工法。

c)主梁架設前に所定の深さで下部工支承位置に箱抜きをしておく箱抜き工法。

d)アンカーバーをあらかじめ下部工に埋め込み配置しておき、主梁架設後に横梁部分を後打ちする場所打ち工法。

本マニュアルでは、施工性を考慮しａ）の後削孔工法を標準とし、下部工沓座の補強筋の配置は、鉛直アンカーバー配置間隔を考慮し設定されたい。

なお、鉛直アンカーバーの必要径が太径となり後削孔工法で対応不可能と判断された場合は、施工条件等を考慮しｂ）～ｄ）の工法の中から選定するものとする。

以下に後削孔工法について記す。

1. アンカーバー孔の削孔

アンカーバー孔の削孔は、主梁架設調整後に桁上面より削岩機を用いて削孔する。

2. アンカーバー組立

削孔後、アンカーバーを組み立てて、無収縮グラウトをその空隙に充填する。

3．4．9 水平アンカー工

1. 水平アンカー

ブロック架設完了後、水平アンカーを主梁にセットし、2次施工分のパラペットを施工する。定着部の腐蝕防止として防錆緩衝支圧板と防錆キャップを取り付ける。

2. パラペットの2次施工

あらかじめ粗面仕上げを施してある打ち継ぎ面は、レイタンス除去等の清掃をし新旧コンクリートが一体となるように確実な施工を行う。

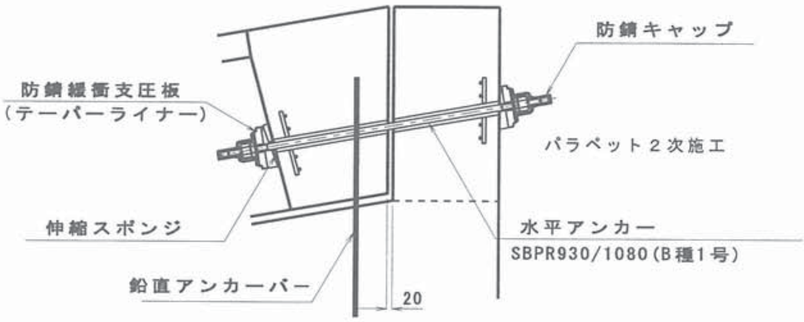


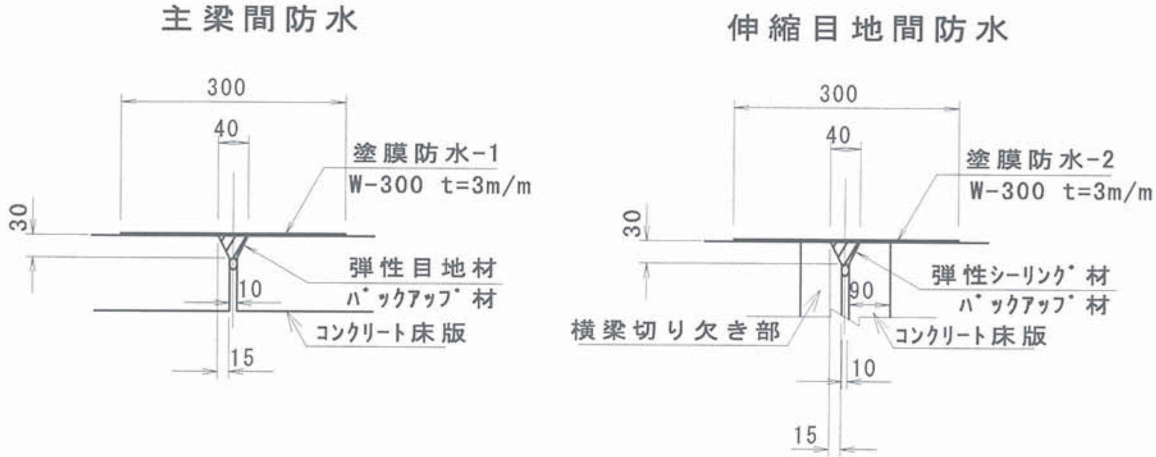
図3．4．12 水平アンカーの概要

3．4．10 防 水 工

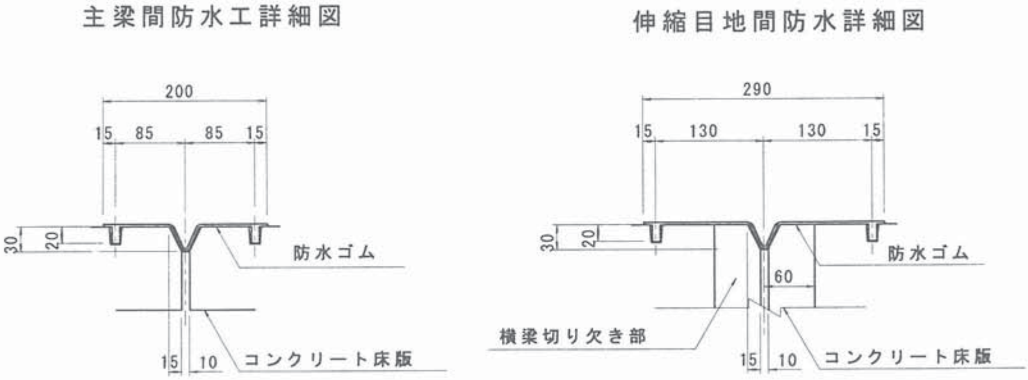
主梁間目地部や主梁とパラペット間目地部には、防水工を施す。

材料の選定については、十分吟味するものとし施工にあたっては、材料の特性をよく把握し必要とされる施工条件を満足していることを確認する。

防水工の例を図3．4．13に示す。



(a)塗膜防水材を用いる場合



(b)防水ゴムを用いる場合

図　3．4．13（2）　防水工の例

3．3．11　雪庇防止柵工

シェッド端部には、必要に応じて雪庇防止柵を設置するものとする。

雪庇防止柵設置の例を図3．3．14に示す。

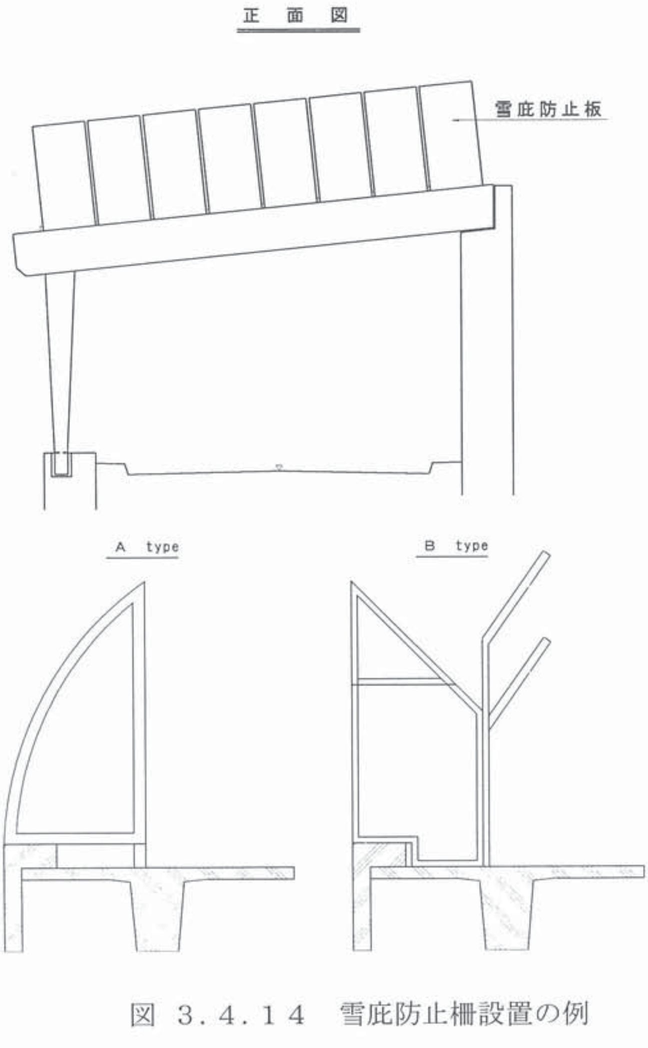


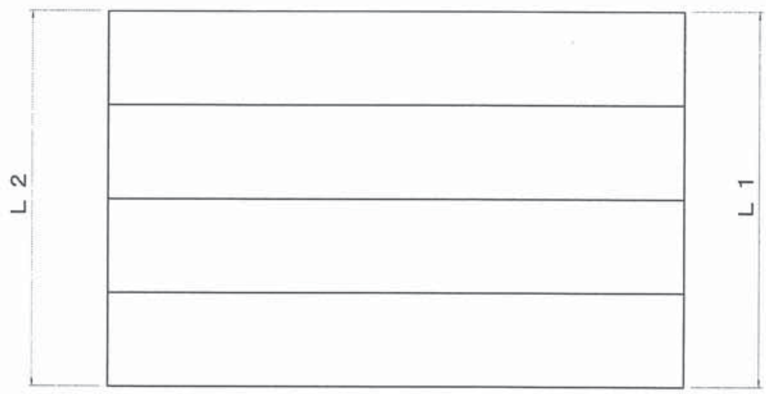
図　3．4．14　雪庇防止柵設置の例

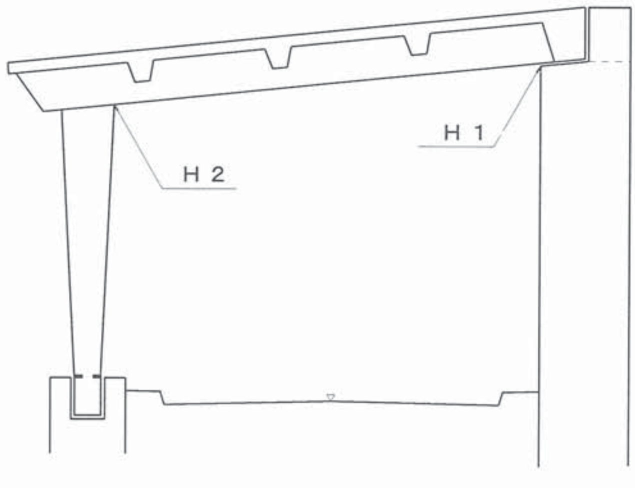
３．４．１２　出来形管理基準及び規格値

スノーシェッドの出来形に関する寸法誤差の規格値を表３．４．１に示す。

表 ３．４．１　出来形管理規格値および測定箇所表

項　　目	規格値(mm)	測 定 頻 度	測　定　箇　所
延　　長（L）	－20	各ブロック毎に行う。	山側・谷側
基準高さ（H）	－20		施工延長10mに１箇所





第 4 章　スノーシェルター


カーブ有り

4．1　設　計

4．1．1　設計条件決定の手順

スノーシェルターの設計条件を決定する手順を図4．1．1に示す。

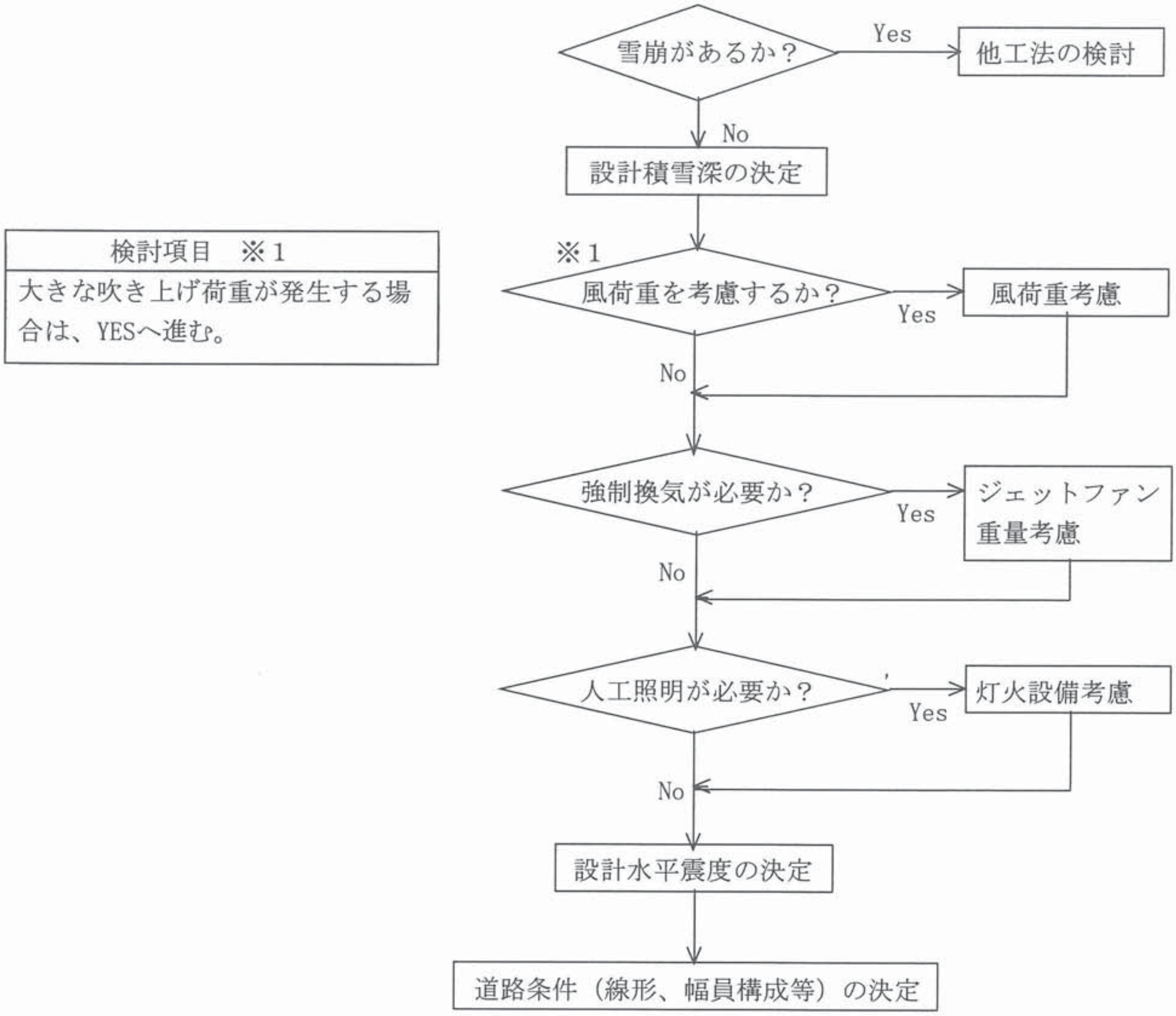


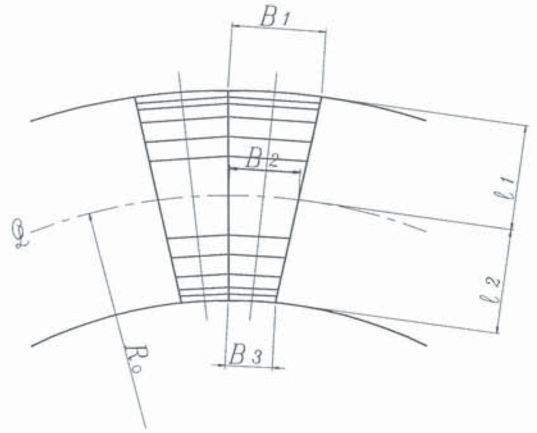
図4．1．1　設計条件の決定手順

４．１．２　道路線形等特殊条件への対応

１．　道路平面線形が曲線の場合の対応

道路平面線形が曲線の場合の配置例を、図４．１．２に示す。本マニュアルは、部材の大型化と設計・製造・施工の省力化により、トータルコストの縮減を目指している。

スノーシェルターの設置計画では、部材の配置については以下の要領で行うこととする。部材の割り付けは、道路中心線や構造中心線の延長を基準として行うものとし、部材の両端の最大幅はいかなる線形においても、２．５ｍを越えないものとする。また、計画の明瞭化や施工管理上、曲線区間においては、同一曲線内の最小半径により最大桁幅が２．５ｍを越えないように道路中心線または構造中心線での梁幅を０．１ｍ程度に丸め、曲線区間内では同一の梁幅で割り付けるなどの工夫が必要である。



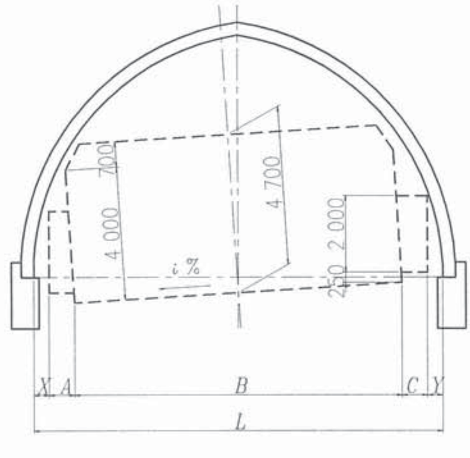
ここで、$B_1 \leqq 2.5$ｍ

$B_2 = B_1 \cdot R_o / (R_o + \ell_1)$

$B_3 = B_1 \cdot (R_o - \ell_2) / (R_o + \ell_1) \geqq 1.9$ｍ

$R_o \geqq 50$ｍ

図　４．１．２　曲線部の部材配置



A：管理歩道幅
B：車道幅
C：管理歩道幅
X：余裕幅
Y：余裕幅
L：スパン

図　４．１．３　片勾配のある場合のスパン

なお、図４．１．３のように片勾配が６％までは、余裕幅X＝７００mm、Y＝５００mmを確保することとする。また、道路横断方向での構造物の傾きは、路面の横断勾配に関わらず鉛直とし、左右の下部工の支承設置高は同一とする。

２．　縦断勾配への対応

縦断勾配がある場合は、図　４．１．４に示すように、路面の縦断勾配に垂直に配置する。

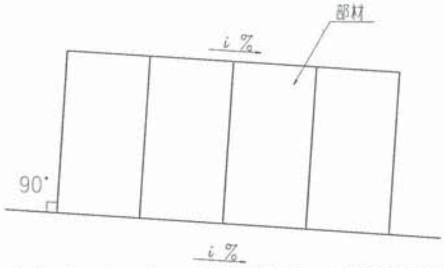
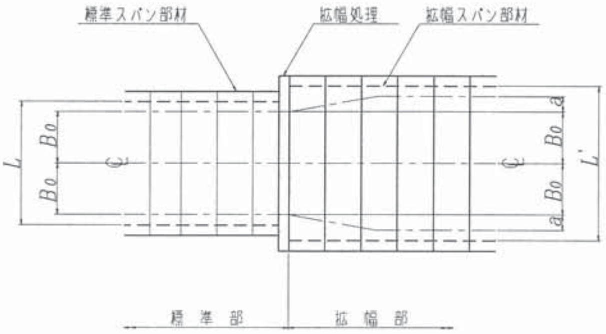


図　４．１．４　縦断勾配の部材配置

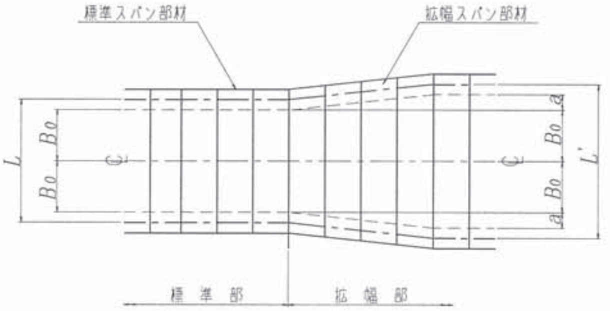
３．　拡幅への対応

車道部に拡幅がある場合は、図　４．１．５または図　４．１．６に示す部材配置を行う。



ここで、　B_o：車道幅（m）
a　：拡幅量（m）
L　：標準スパン（m）
L'：拡幅スパン（m）

図　４．１．５　基本的な部材配置例



ここで、　B_o：車道幅（m）
a　：拡幅量（m）
L　：標準スパン（m）
L'：拡幅スパン（m）

図　４．１．６　特別な場合の部材配置例

４．１．３　設計荷重

１．　地震による慣性力

シェルターにおける耐震設計は震度法により行い、設計水平震度は以下により算出する。

$$k_h = C_z \cdot k_{ho}$$

ここで、k_h：設計水平震度
C_z：地域別補正係数で、表４．１．１による。
k_{ho}：設計水平震度の標準値であり、表４．１．２の値を用いる。

表 4.1.1 地域別補正係数

地域区分	A	B	C
C_z	1.00	0.85	0.70

表 4.1.2 設計水平震度の標準値

地盤種別	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
k_{ho}	0.20	0.25	0.30

2. 平地雪圧

スノーシェルターの側面に作用する平地雪圧強度は次式による。

$$W_{Hi} = \frac{\nu_c}{1-\nu_c} \cdot q_{si}$$

ここに、ν_c：積雪のﾎﾟｱｿﾝ比（圧縮）＝０．０４・γ_s

γ_s：雪の単位重量 (kN/m^3)

W_{Hi}：平地雪圧強度 (kN/m^2)

q_{si}：高さyiにおける単位水平面あたりの積雪荷重 (kN/m^2)

＝（$y_i + H_s$）・γ_s

y_i：頂部よりの高さ (m)

H_s：頂部より上の積雪深 (m)

平地雪圧の荷重図を図４．１．７に示す。

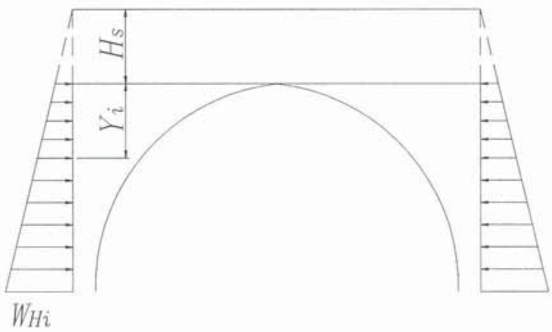


図 4．1．7 平地雪圧の荷重図

3. 斜面雪圧

スノーシェルターの設置場所が平坦地ではなく、斜面の影響が無視できない場合は、斜面雪圧を考慮するものとする。

スノーシェルターの側面に作用する斜面雪圧強度は、次式による。

$$S_N = \gamma_s \cdot \frac{H_s^2}{2} \cdot K \cdot N$$

$$S_Q = \frac{1-2\nu_c}{2(1-\nu_c)} \cdot \frac{1}{N\tan\phi} \cdot S_N$$

ここに、S_N：斜面に平行な雪圧 (kN/m)

γ_s：雪の単位重量 (kN/m^3)

H_s：設計積雪深 (m)

K：クリープ係数（道路防雪便覧より）

N ：グライド係数　（道路防雪便覧より）

S_Q：斜面に垂直な雪圧　（kN/m）

ν_c：積雪のポアソン比（圧縮）＝０．０４・γ_s

ϕ　：斜面の傾斜角

R ＝　$(S_N{}^2+S_Q{}^2)^{1/2}$

α ＝ $\tan^{-1}(S_Q / S_N)$

θ ＝ $\alpha+\phi$

ここに、R　：雪圧の合力　（kN/m）

α　：S_NとS_Qのなす角度（度）

θ　：水平面とRのなす角度（度）

P_H＝ $R\cdot\cos\theta / L$

P_V＝ $R\cdot\sin\theta / B$

ここに、P_H：斜面雪圧の単位水平成分　（kN/m）

L　：荷重作用高さ（ｍ）

P_V：斜面雪圧の単位鉛直成分　（kN/m）

B　：荷重作用幅（ｍ）

斜面雪圧の荷重図を図４．１．８に示す。

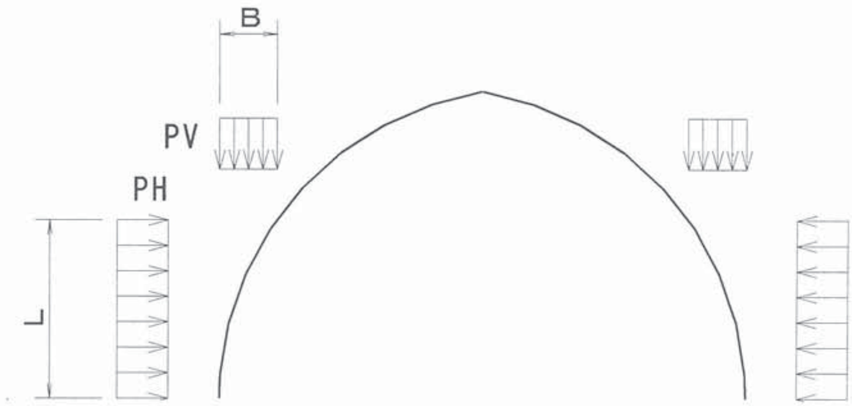


図 ４．１．８　斜面雪圧の荷重図

４．　風荷重

スノーシェルターに対する風荷重の影響は、通常支配荷重とならないので、考慮する必要はない。特殊事情等によりこれを無視し難い場合は、道路橋示方書の考え方を準用してよい。

q_w ＝ ３．０ (kN/m²)

５．　衝突荷重

道路を走行する車両の衝突によって損傷を受けるおそれがある場合は、衝突荷重に対する防護を行う事とし、スノーシェルター本体へは、衝突荷重を原則として考慮しない。

車両用防護柵の設置例を図４．１．９に示す。

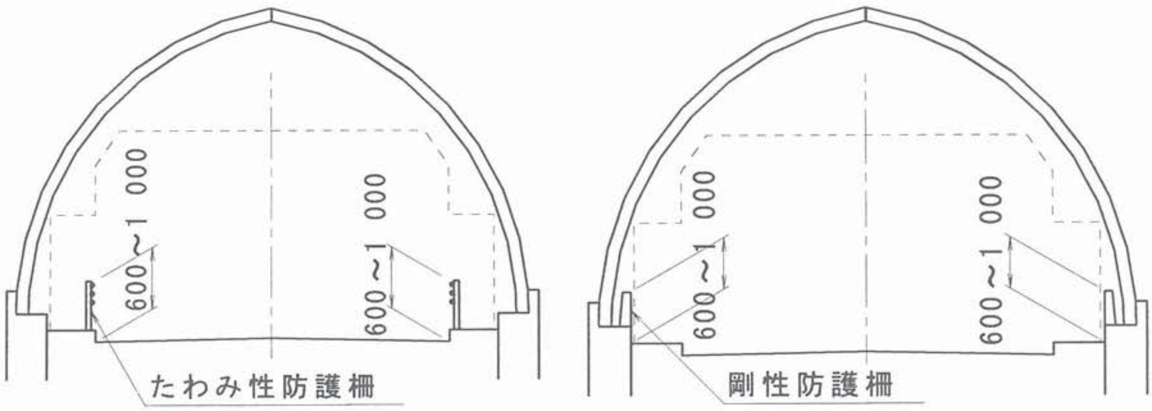


図　４．１．９　車両用防護柵の設置例

４．１．４　基本構造

１．　構 造 系

本マニュアルで対象とするスノーシェルターの構造は上部工と下部工に大別され、その上部工は頂部および脚部をヒンジとする３ヒンジアーチ構造である。

左右１対の部材（２ピース）で構成されたものを１セットとし、セット間隔は ２．５ｍを最大とする。横梁に配置したＰＣ鋼材を緊張することによって、各セットを道路縦断方向に一体化したものを１ブロックとする。１ブロックのセット数は４セット（１０m程度）を標準とし、３セット（７．５m程度）を最小とする。最大セット数については、下部工の延長を考慮して一般には、６セット（１５m程度）とするが、杭基礎等で延長が長い場合は、別途検討するものとする。

各ブロックは、構造体として独立しており、前後のブロックとは構造的に縁が切れている。本マニュアルで対象とする構造形式および各部の名称を図４．１．１０に示す。

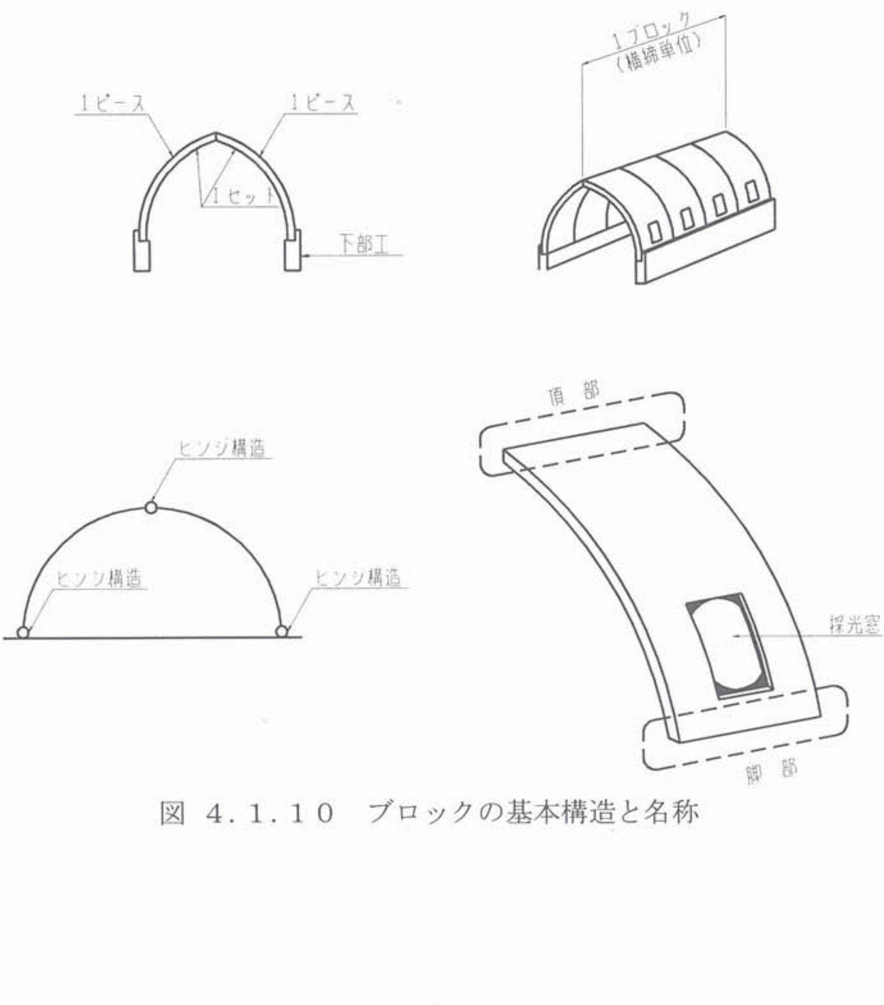


図　４．１．１０　ブロックの基本構造と名称

2．　部材と構造の特徴

本マニュアルで用いる部材および構造の特徴を、図４．１．１１に示す。

a）上部工は３ヒンジアーチ構造であり、経済効果を高めるため、任意の道路幅員に対して１種類のアーチ半径（Ｒ＝６．０ｍ）で対処するものとした。従って、幅員が狭い場合は尖頭形に、幅員の広い場合には平頭形になる。

b）１ピースの部材の形状は以下のとおりである。

・断面形状は、矩形とする。

・側面形状は、円の1/4に近似させた多角形とする。

上記形状からなる、１つの部材を１ピースと呼ぶ。

c）部材は工場製作とし、施工は部材を運搬して現場で組み立てるプレキャスト工法である。

d）部材の構成は以下のとおりである。

・左右１対の部材（２ピース）で１セットを構成する。部材の最大幅は２４９０mmとし、セット間には１０mmのすきまを設けている。

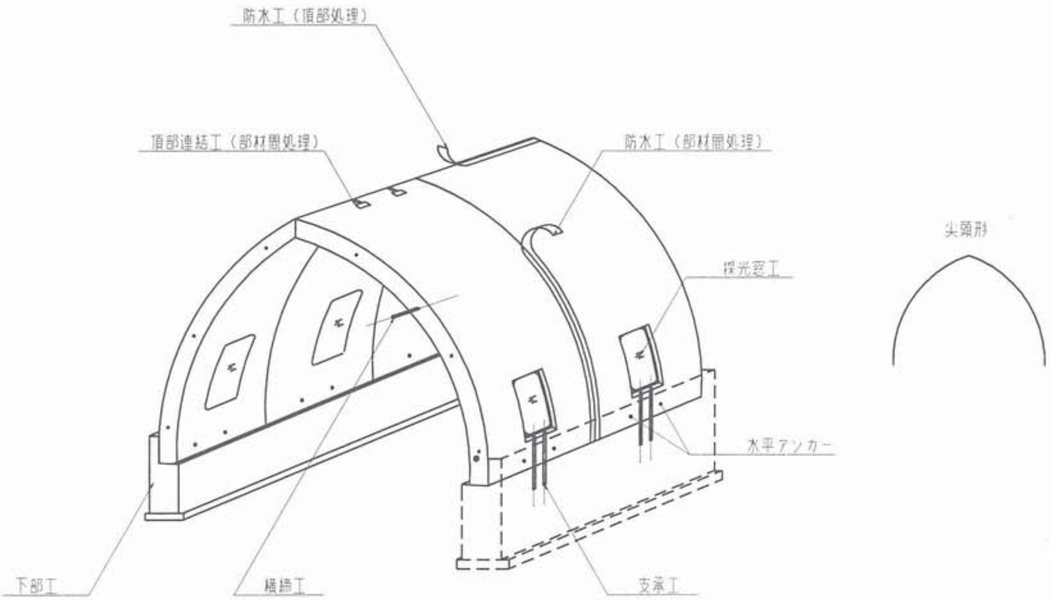
・４セットを標準として一体化したものが１ブロックである。ブロックは構造体として独立しており、前後のブロックとは構造的に縁が切れている。

e）部材の連結は、以下のとおりである。

・頂部は、ゴムパッキンをはさみ、連結ボルトで連結する。

・部材間はウェットジョイント工法により施工し、ＰＣ鋼より線で横締めをした後グラウトを注入する。

図　４．１．１１　部材の構造と特徴



3．　プレストレス導入工法

部材は、ポストテンション方式によりプレストレスを導入する。ＰＣ鋼材はアンボンドケーブルSWPR19L-1S19.3、又はSWPR19L-1S21.8を使用する。

横締めはポストテンション工法によりプレストレスを導入する。ＰＣ鋼材は設計条件によってSWPR7BL-1S12.7あるいは1S15.2を使用する。

4．　部材の特徴

a) １ピースの部材断面には、矩形断面の標準部と、採光窓部を考慮した欠損断面がある。

b) 断面力の算出は、採光窓部の欠損断面を無視して、標準部の断面で計算する。

c) 部材の断面算定は、欠損断面を考慮した開口部断面で計算する。

これにより、採光窓は設計計算の上では円周方向に対して任意の位置に取り付けることができる。窓切欠部の例を図４．１．１２に、部材名称と部材厚を表４．１．３に示す。

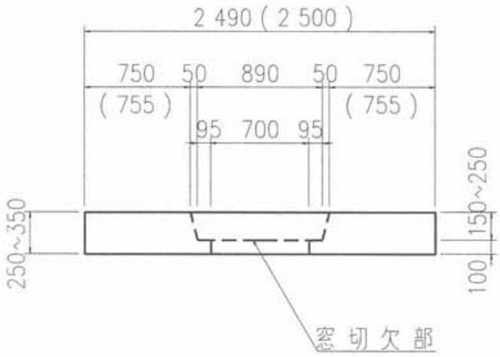


図　４．１．１２　窓切欠部の例

タイプ	部材厚(mm)
Ｍ２５	２５０
Ｍ３０	３００
Ｍ３５	３５０

表４．１．３　部材名称と部材厚

４．１．５　構造モデル

構造モデルの例を図４．１．１３に示す。

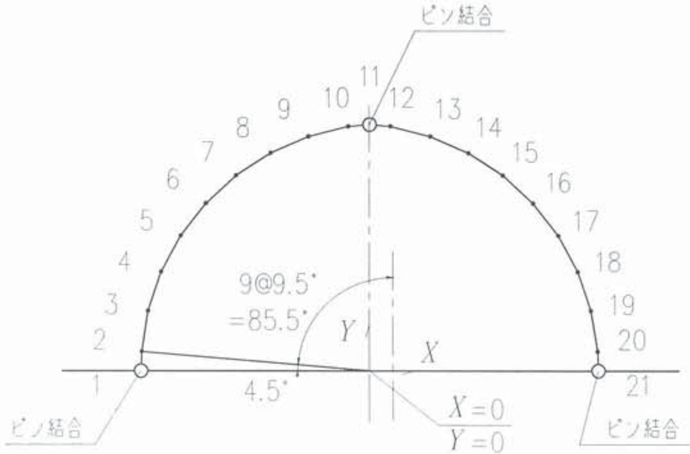


図　４．１．１３　構造モデル図の例

断面力照査位置は、表４．１．４に示す３ｹ所とする。

表 4．1．4　断面力照査位置

NO	照査位置	着目する断面力
1	部材中央部	部材の最大曲げモーメント
2	部材中央部	部材の最小曲げモーメント
4	最大せん断力の生じる位置	部材の最大せん断力

４．１．６　荷重の組合せ

スノーシェルターの基本荷重の組合せと、コンクリートの許容応力度の割増し係数を表４．１．５に示す。

表 4．1．5　荷重の組合せ

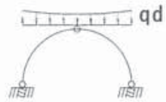
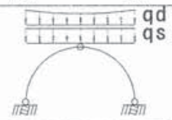
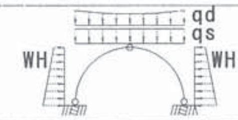
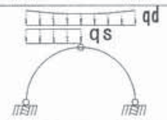
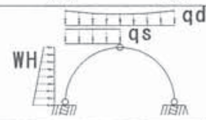
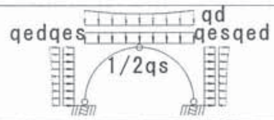
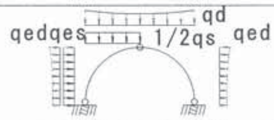
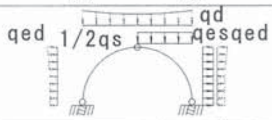
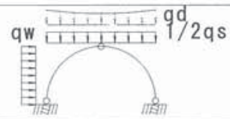
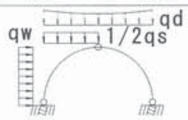
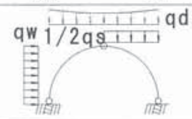
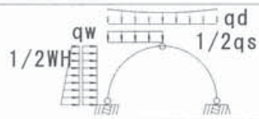
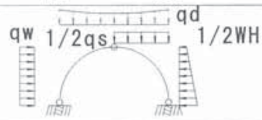
検討状態		荷重名				許容応力度の割増し係数
		死荷重 (qd)	積雪および雪圧 (qs・WH)	地震慣性力 (qed・qes)	風荷重 (qw)	
標準荷重時	死荷重時	○	--	--	--	1.00
	積雪時	○	○	--	--	1.00
	地震時	○	1/2	○	--	1.50
※	暴風時	○	1/2	--	○	1.25

※特殊荷重時

4．1．7　荷重の載荷方法

荷重の載荷方法を表4．1．6に示す。

表 4．1．6　荷重の載荷方法

荷重			荷重の組合せ	載荷方法
標準荷重	常時	1	qd	
	積雪時	1	qd＋qs	
		2	qd＋qs＋WH	
		3	qd＋qs(左)	
		4	qd＋qs(左)＋WH(左)	
	地震時	1	qd+1/2qs＋qed＋qes	
		2	qd+1/2qs(左)＋qed＋qes(左)	
		3	qd+1/2qs(右)＋qed＋qes(右)	
特殊荷重	暴風時	1	qd+1/2qs＋qw	
		2	qd+1/2qs1(左)＋qw	
		3	qd+1/2qs(右)＋qw	
		4	qd+1/2qs(左)+1/2WH(左)＋qw	
		5	qd+1/2qs(右)+1/2WH(右)＋qw	

４．１．８　主構の設計方法

１．　設　計

設計方法は、許容応力度法を基本とする。

(1) 曲げモーメントに対する検討

部材は、ＰＲＣ部材として設計を行う。スノーシェルターは、頻繁に発生する積雪荷重によって、コンクリート表面に継続的ひび割れが発生しないように、制御する必要がある。そこで、スノーシェッドと同様に設計荷重除荷時にひび割れが復元できるように、積雪時の引張鉄筋の応力度は、$\Delta\sigma_{sa}$=１２０N/mm^{2}以下におさえる。

また、地震時や風荷重を考慮した場合の暴風時については、発生頻度が少ないことから、ひび割れ幅の制御をしないものとし、引張鉄筋の応力度を、地震時は、許容応力度をσ_{sa}=２７０N/mm^2、風荷重を考慮した場合の暴風時は、σ_{sa}=２２５N/mm^{2}以下におさえるものとする。

曲げモーメントに対する検討項目の取りまとめを、表４．１．７に示す。

表 ４．１．７　曲げモーメントに対する検討項目

種　類	No	検　討　項　目
鉄　筋	①	最下段の鉄筋が、設計荷重(地震、暴風以外)時に以下の許容値を越えないこと。 $\Delta\sigma_{sa}$ ＝１２０N/mm^2
	②	最下段の鉄筋が、地震荷重時に許容引張応力度を越えないこと。 σ_{sa} ＝２７０N/mm^2
	③	最下段の鉄筋が、暴風荷重時に許容引張応力度を越えないこと。 σ_{sa} ＝２２５N/mm^2

(2) せん断力に対する設計

せん断力に対する照査は、スノーシェッドに準じて行う。

４．１．９　各部の設計方法

１．　頂部連結ボルト

頂部連結ボルトは、頂部に生ずるせん断力で検討する。その検討方法を以下に示す。

(1) 設計最大せん断力の算出は次式による。

$$S_{max} = S_1 \text{または} \frac{S_2}{1.5} \text{ のうち大きい方}$$

ここで、S_{max}：設計最大せん断力　(N)

S_1　：積雪時の最大せん断力　(N)

S_2　：積雪時以外の最大せん断力　(N)

(2) 連結ボルトの必要断面積の算定は次式による。

$$A_s = \frac{S_{max}}{\tau_{sa}}$$

ここで、A_s：連結ボルトの必要断面積　(mm^2)

τ_{sa}：連結ボルトの許容せん断応力度　(N/mm^2)

(3) 連結ボルトの呼び径および本数は、次式を満足するように決定する。

$$A_s \leqq \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 \cdot n$$

ここで、ϕ：連結ボルトの呼び径　(mm)

ただし$\phi \geqq 25$㎜とする。

n：連結ボルトの本数（本）

2．　支承部鉛直アンカーバー

スノーシェッドのブロック中間部、山側鉛直アンカーバーに準ずる。

3．　支承部水平アンカー

スノーシェッドの山側水平アンカーに準ずる。

また、パラペットの設計は、スノーシェッドの「山側受け台パラペットの構造（1）パラペット本体の設計」に準じて行う。

4．　ゴム支承

スノーシェッドのゴム支承に準ずる。

支承は各ピースで1組、即ち左右両側に配置されるが、「道路橋示方書Ⅳ・Ⅴ」を準用し、支承縁端距離：Sと、かけ違い長さ：S_Eの確保を行う。

$$S = 20 + 0.5L \text{ (cm)}$$

$$S_E = 70 + 0.5L \text{ (cm)}$$

ここに、L：スパン長（m）

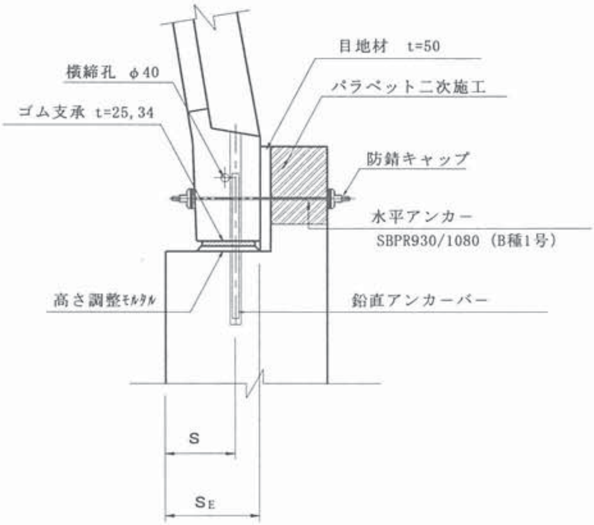
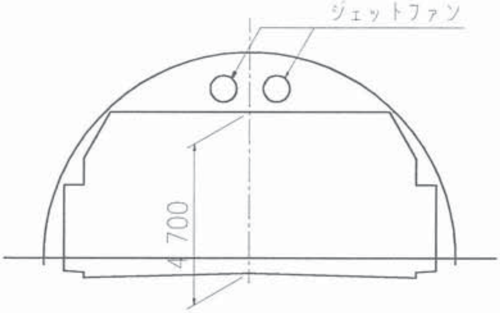


図 4.1.14　支承部概要図

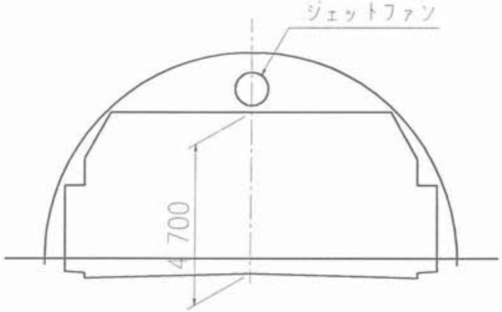
5．　換気、採光、窓

(1) 換　気

本マニュアルでは、自然風および交通換気力などの自然換気を前提としているが、強制換気を必要とする場合には、ジェットファンを設置することが可能である。ジェットファンの配置は、図４．１．１５に示すように、建築限界外に、ジェットファンのサイズにより１台または２台並列して配置できる。



（ａ）口径600mmの配置の例



（ｂ）口径1000mmの配置の例

図 ４．１．１５　ジェットファン配置例

(2) 採　光

スノーシェルター内の採光は窓からの採光を原則とするが、必要路面輝度を確保できない場合や夜間および積雪期に人工照明を必要とする場合は、建築限界外の適当な位置に灯具を設置できる。設置例を図４．１．１６に示す。

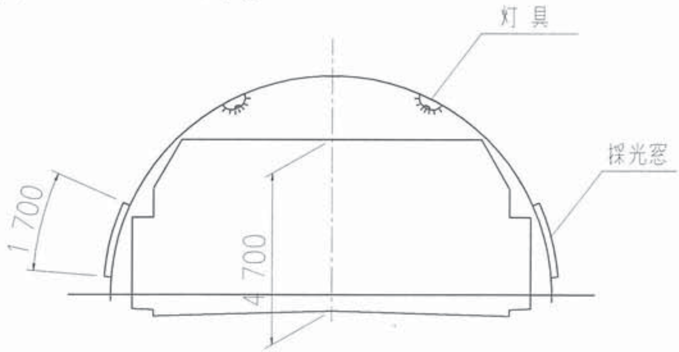


図 ４．１．１６　灯具配置例

(3) 窓

窓の位置は、採光性にのみ重点をおくならば、側方４５°以上の位置に設置するのがより効果的と考えられる。しかしながら、本マニュアルでは、窓の維持管理、走行中の開放感や安心感、支承アンカーバーの施工性などを考慮して、両側面の下方に取り付けることを基本とする。ただし、道路や周囲の地形の状況により、円周方向の長さの変更は可能であるが、横締位置との取り合いに注意を要する。

窓の構造は、経済性や耐久性に優れた固定式窓を標準とするが、必要に応じて開閉式窓を設置することも可能である。

窓の大きさは、７００mm×１７００mmを標準とする。

４．２　標　準　設　計

４．２．１　設計条件の範囲

標準設計は道路平面線形を直線、道路縦断勾配をレベルとして図面表示されている。

以下に標準値として設定した主要設計条件を列記する。

①道路建築限界高さ	Ｈｏ＝４．７ｍ
②構造形式	アーチ型（内空Ｒ＝６．０ｍ）
③スパン	Ｌ＝８，９，１０，１１，１２，１３，１４，１５ｍ
④設計積雪深	Ｈｓ＝１，２，３，４，５，６，７ｍ
⑤積雪の単位重量	ｒｓ＝３．５～４．５（kN／ｍ^3）
⑥設計水平震度	K_H＝０．２５

４．２．２　選　定　表

１．部材選定表

部材選定表　<その１>

<table>
<tr><th rowspan="2">積雪深Ｈｓ(m)
単位重量γ_s
(kN/m^3)</th><th rowspan="2">項　目</th><th colspan="4">スパンＬ（ｍ）</th></tr>
<tr><th>８</th><th>９</th><th>１０</th><th>１１</th></tr>
<tr><td rowspan="2">１．０
（γ_s＝３．５）</td><td>構造タイプ</td><td>Ｓ１０８</td><td>Ｓ１０９</td><td>Ｓ１１０</td><td>Ｓ１１１</td></tr>
<tr><td>使用部材</td><td colspan="4">M25-4-10(Ⅰ)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">２．０
（γ_s＝３．５）</td><td>構造タイプ</td><td>Ｓ２０８</td><td>Ｓ２０９</td><td>Ｓ２１０</td><td>Ｓ２１１</td></tr>
<tr><td>使用部材</td><td colspan="4">M25-4-10(Ⅰ)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">３．０
（γ_s＝３．５）</td><td>構造タイプ</td><td>Ｓ３０８</td><td>Ｓ３０９</td><td>Ｓ３１０</td><td>Ｓ３１１</td></tr>
<tr><td>使用部材</td><td colspan="3">M25-4-10(Ⅰ)</td><td>M25-6-10(Ⅰ)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">４．０
（γ_s＝３．５）</td><td>構造タイプ</td><td>Ｓ４０８</td><td>Ｓ４０９</td><td>Ｓ４１０</td><td>Ｓ４１１</td></tr>
<tr><td>使用部材</td><td colspan="2">M25-4-10(Ⅰ)</td><td>M25-6-10(Ⅰ)</td><td>M30-4-10(Ⅰ)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">５．０
（γ_s＝３．９）</td><td>構造タイプ</td><td>Ｓ５０８</td><td>Ｓ５０９</td><td>Ｓ５１０</td><td>Ｓ５１１</td></tr>
<tr><td>使用部材</td><td>M25-4-10(Ⅰ)</td><td>M25-6-10(Ⅰ)</td><td>M30-4-10(Ⅰ)</td><td>M30-4-12(Ⅰ)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">６．０
（γ_s＝４．２）</td><td>構造タイプ</td><td>Ｓ６０８</td><td>Ｓ６０９</td><td>Ｓ６１０</td><td>Ｓ６１１</td></tr>
<tr><td>使用部材</td><td>M25-6-10(Ⅰ)</td><td>M30-4-10(Ⅱ)</td><td>M30-4-12(Ⅱ)</td><td>M30-6-12(Ⅰ)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">７．０
（γ_s＝４．５）</td><td>構造タイプ</td><td>Ｓ７０８</td><td>Ｓ７０９</td><td>Ｓ７１０</td><td>Ｓ７１１</td></tr>
<tr><td>使用部材</td><td colspan="3">M30-6-10(Ⅲ)</td><td>M35-6-12(Ⅳ)</td></tr>
</table>

(注)設計条件名は、以下の内容を示している。

ex.　S　2　08

08 ── スパン：*L*の値

2 ── 設計積雪深：H_sの値

S ── スノーシェルター

部材選定表　＜その２＞

積雪深Hs(m) 単位重量γs (kN/m³)	項　目	スパンL (m)			
		１２	１３	１４	１５
１．０ (γs ＝３．５)	構造タイプ	Ｓ１１２	Ｓ１１３	Ｓ１１４	Ｓ１１５
	使用部材	M25-4-10(Ⅰ)	M25-6-10(Ⅰ)	M30-4-10(Ⅰ)	
２．０ (γs ＝３．５)	構造タイプ	Ｓ２１２	Ｓ２１３	Ｓ２１４	Ｓ２１５
	使用部材	M25-6-10(Ⅰ)	M30-4-10(Ⅰ)	M30-6-10(Ⅰ)	M30-6-12(Ⅰ)
３．０ (γs ＝３．５)	構造タイプ	Ｓ３１２	Ｓ３１３	適　用　外	
	使用部材	M30-4-10(Ⅰ)	M30-4-12(Ⅰ)		
４．０ (γs ＝３．５)	構造タイプ	Ｓ４１２	Ｓ４１３		
	使用部材	M30-4-10(Ⅰ)	M30-6-12(Ⅰ)		
５．０ (γs ＝３．９)	構造タイプ	Ｓ５１２	Ｓ５１３		
	使用部材	M30-6-12(Ⅰ)	M35-6-10(Ⅰ)		
６．０ (γs ＝４．２)	構造タイプ	Ｓ６１２			
	使用部材	M35-6-10(Ⅰ)			

表現例　Ｍ２５　－　４　－　１０　(Ⅰ)

下縁側鉄筋 (Ⅰﾀｲﾌﾟ：10－D13, Ⅱﾀｲﾌﾟ：12－D16)
(Ⅲﾀｲﾌﾟ：12－D19, Ⅳﾀｲﾌﾟ：10－D19)

上縁側鉄筋本数
(使用鉄筋径：M25ﾀｲﾌﾟ－D16, M30･M35ﾀｲﾌﾟ－D19)

アンボンドＰＣ鋼材本数
(使用鋼材：M25ﾀｲﾌﾟ－SWPR19L 1S19.3, M30･M35ﾀｲﾌﾟ－SWPR19L 1S21.8)

部材厚 (M25－部材厚25cm, M30－部材厚30cm, M35－部材厚35cm)

2．ゴム支承選定表

スノーシェルターに用いるゴム支承は、静的せん断弾性係数が0.8N/mm2のタイプとする。１ピース当りで下記のゴム支承を２枚／組で使用する。

L ＼ Hs		スパンL（m） 8.0	9.0	10.0	11.0	12.0	13.0	14.0	15.0
設計積雪深 Hs (m)	1.0				160×210×34				160×210 ×34
	2.0		160×210×25						
	3.0								
	4.0			160×210 ×34					
	5.0		160×210 ×34			160×210 ×34	210×210 ×34		
	6.0				160×210 ×34	210×210 ×34		適用外	
	7.0			160×210×34	210×210 ×34				

表現例　１６０ × ２１０ × ３４

ゴム支承の総厚（mm）

ゴム支承の道路縦断方向の長さ（mm）

ゴム支承の道路横断方向の奥行き（mm）

3．鉛直アンカーバー選定表

鉛直アンカーバーの材質は、Ｓ３５ＣＮとする。１ピース当たりで下表の径と本数の組合せを使用する。

	L=8.0m	L=9.0m	L=10.0m	L=11.0m	L=12.0m	L=13.0m	L=14.0m	L=15.0m
Hs=1.0m					2-ϕ28		2-ϕ32	2-ϕ28
Hs=2.0m		2-ϕ25			2-ϕ30	3-ϕ28	3-ϕ30	3-ϕ32
Hs=3.0m			2-ϕ28	2-ϕ32	3-ϕ28	3-ϕ32		
Hs=4.0m			2-ϕ32	3-ϕ30	3-ϕ32	3-ϕ36		
Hs=5.0m	2-ϕ30	2-ϕ32	3-ϕ30	3-ϕ32	3-ϕ36	3-ϕ38	適用外	
Hs=6.0m	2-ϕ32	3-ϕ30	3-ϕ32	3-ϕ36	3-ϕ38			
Hs=7.0m	3-ϕ30	3-ϕ32	3-ϕ36	3-ϕ42				

４．水平アンカーの選定表

水平アンカーの材質は、ＰＣ鋼棒ＳＢＰＲ９３０／１０８０（B種１号）とする。１ピース当たりで下表の径と本数の組合せを使用する。

	L=8.0m	L=9.0m	L=10.0m	L=11.0m	L=12.0m	L=13.0m	L=14.0m	L=15.0m
Hs=1.0m								
Hs=2.0m			2-ϕ17					
Hs=3.0m								
Hs=4.0m								
Hs=5.0m				2-ϕ23			適用外	
Hs=6.0m								
Hs=7.0m				2-ϕ26				

５．頂部連結ボルトの選定表

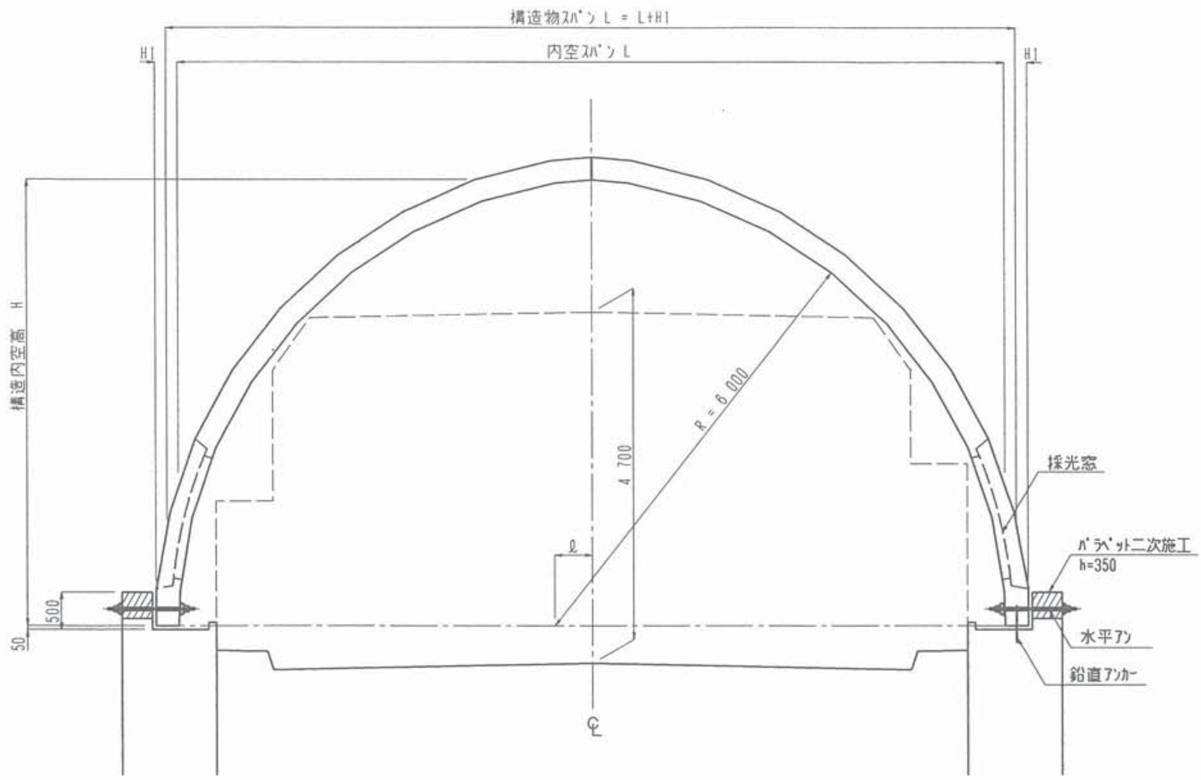
頂部連結ボルトの材質は、Ｓ３５ＣＮとする。１セット当たりで下表の径と本数の組合せを使用する。

	L=8.0m	L=9.0m	L=10.0m	L=11.0m	L=12.0m	L=13.0m	L=14.0m	L=15.0m
Hs=1.0m								
Hs=2.0m				2-ϕ25				
Hs=3.0m								
Hs=4.0m			2-ϕ28					
Hs=5.0m				3-ϕ25			適用外	
Hs=6.0m			3-ϕ28					
Hs=7.0m	3-ϕ30		3-ϕ32	3-ϕ30				

4.2.3 標準図面

1. 一般図

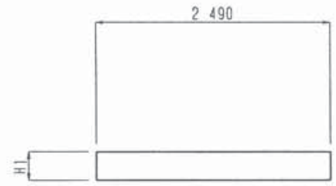
横 断 図



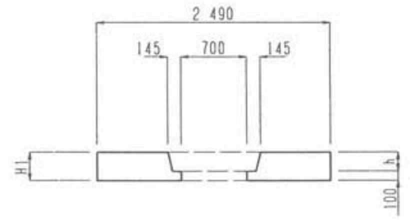
寸法表-1 （単位：mm）

記号	スパン L (m)							
	8	9	10	11	12	13	14	15
H	5 650	5 787	5 914	5 958	6 000	6 000	6 000	6 000
L	2 000	1 500	1 000	500	0	0	0	0

標 準 部



窓開口部



寸法表-2 （単位：mm）

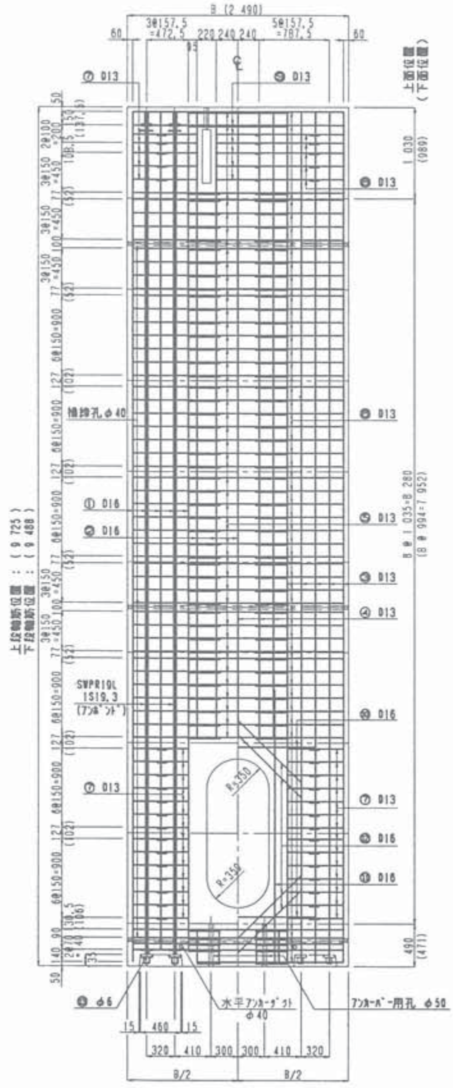
記号	H1	h
M25ﾀｲﾌﾟ	250	150
M30ﾀｲﾌﾟ	300	200
M35ﾀｲﾌﾟ	350	250

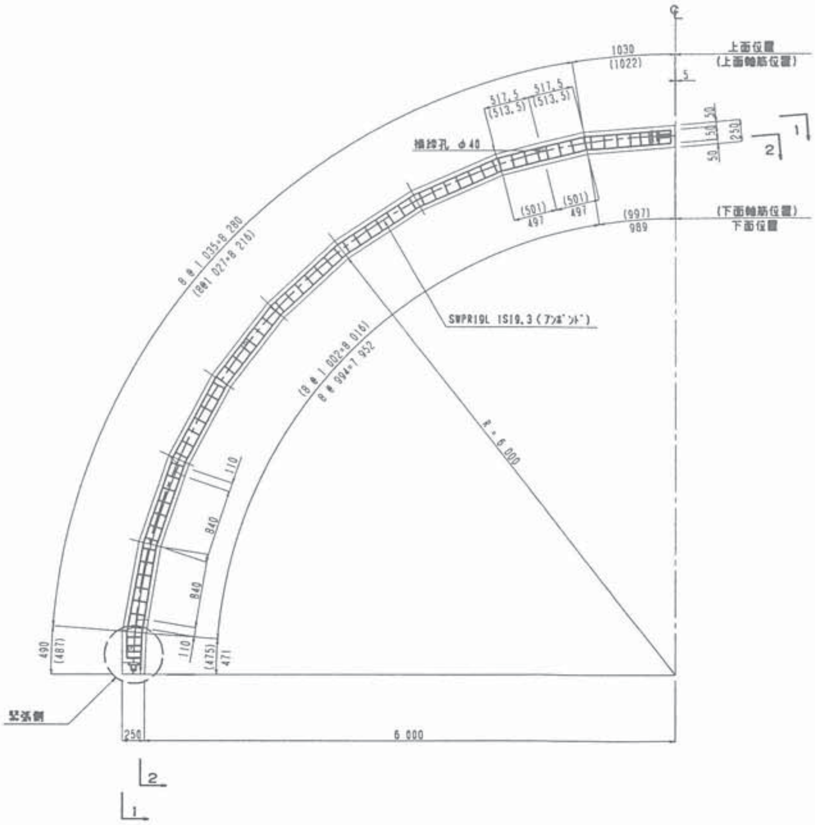
2. 配筋図

(1)M25の配筋

部材M25の側面配筋図(L=12m)を以下に示す。

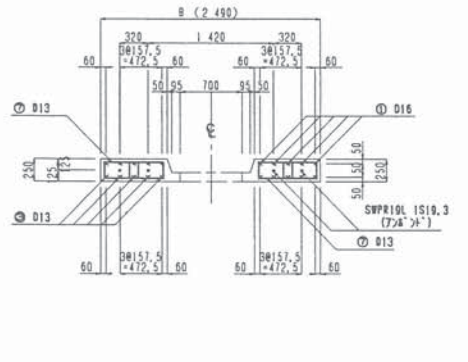
1-1　　2-2



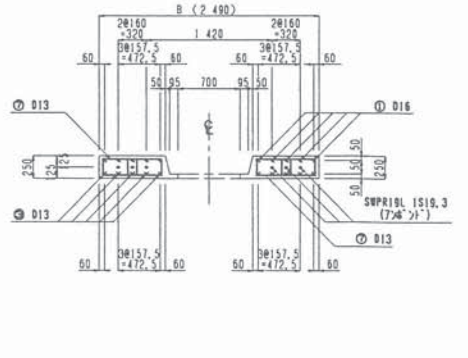


部材M25の断面配筋図を以下に示す。

① M25-4-10(I)



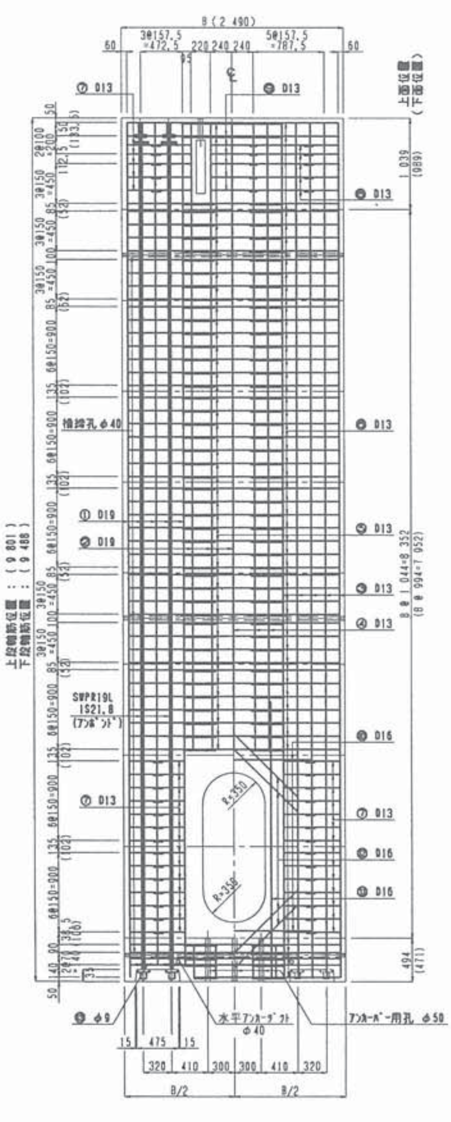
② M25-6-10(I)

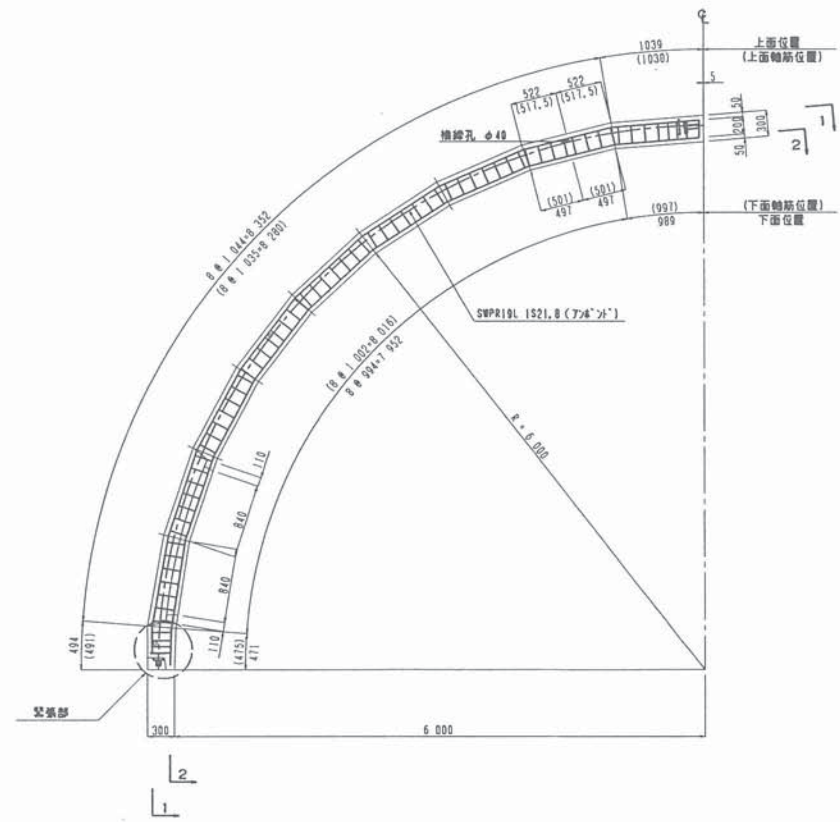


（２）Ｍ３０の配筋

部材Ｍ３０の側面配筋図（Ｌ＝１２ｍ）を以下に示す。（頂部連結ボルトが２本の場合）

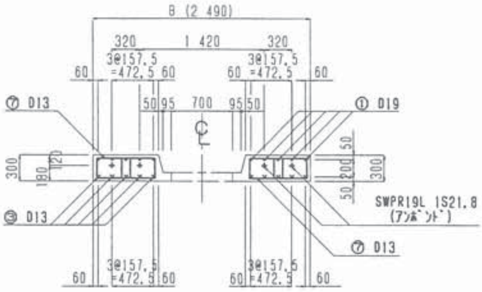
1－1　　2－2



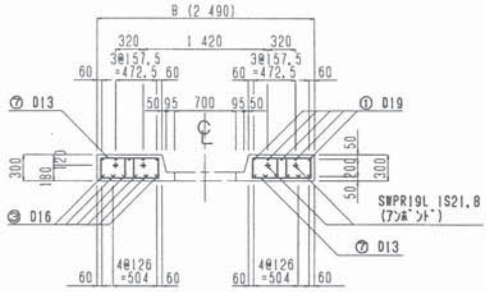


部材Ｍ３０の断面配筋図を以下に示す。

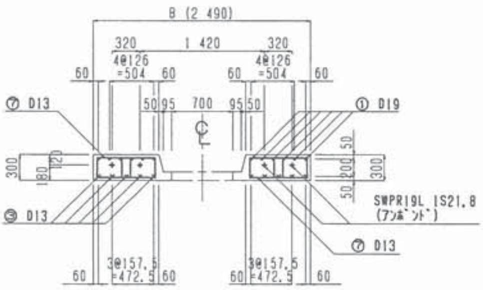
③ M30-4-10(Ⅰ)



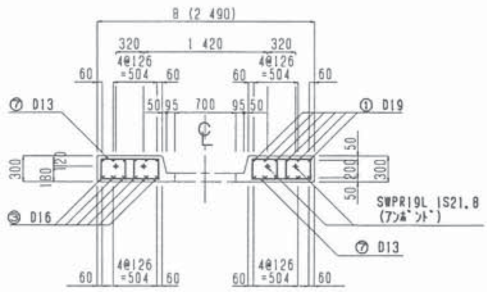
④ M30-4-10(Ⅱ)



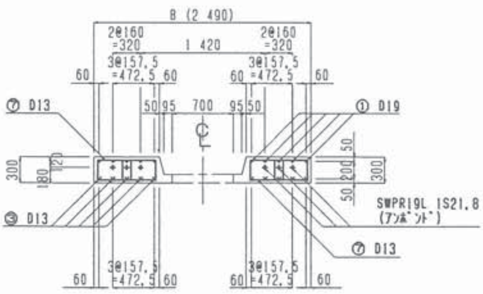
⑤ M30-4-12(Ⅰ)



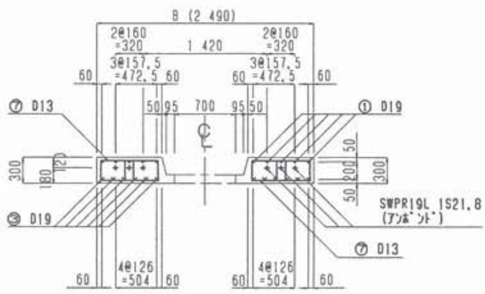
⑥ M30-4-12(Ⅱ)



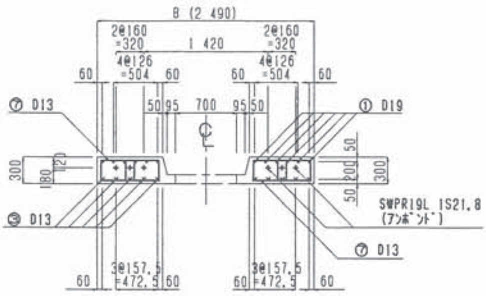
⑦ M30-6-10(Ⅰ)



⑧ M30-6-10(Ⅲ)

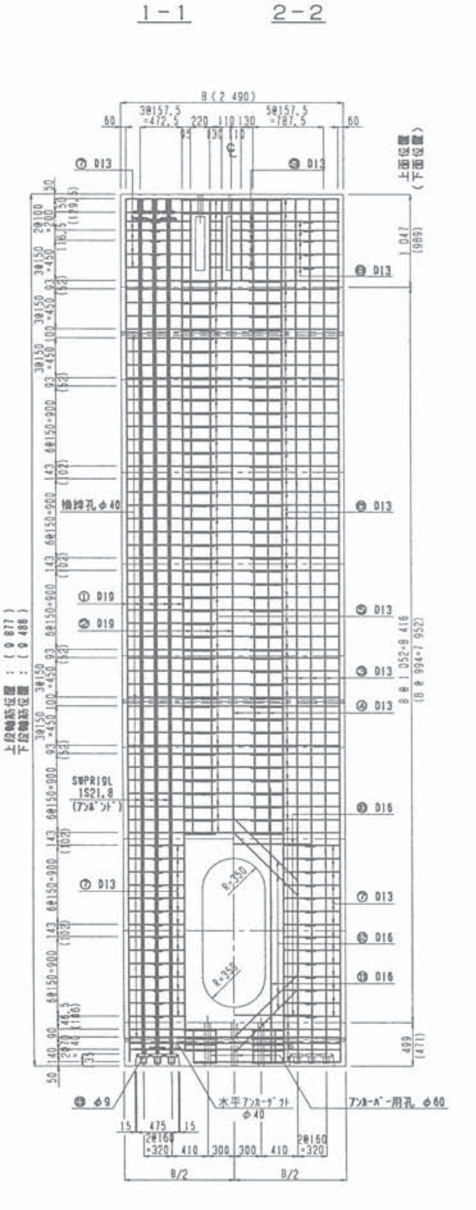


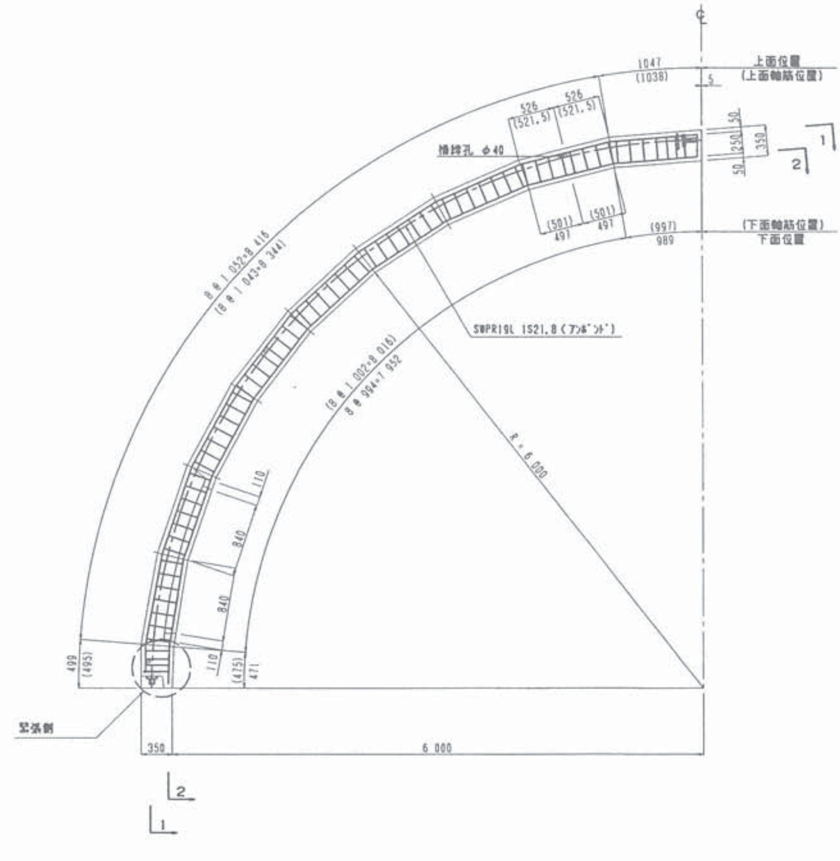
⑨ M30-6-12(Ⅰ)



（３）Ｍ３５の配筋

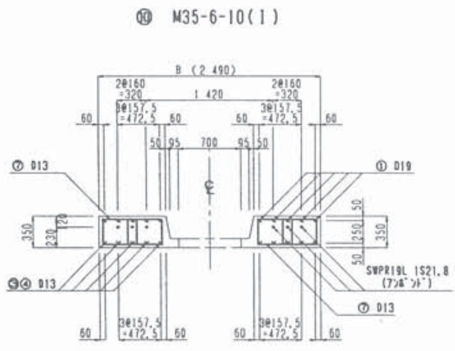
部材Ｍ３５の側面配筋図（Ｌ＝１２ｍ）を以下に示す。



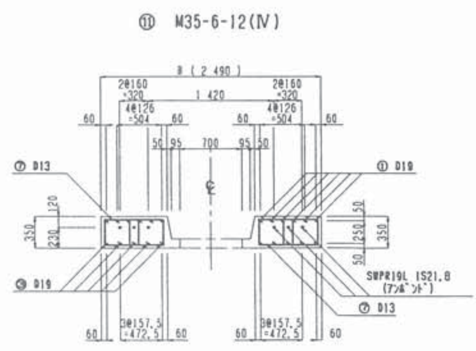


部材Ｍ３５の断面配筋図を以下に示す。

⑩ M35-6-10(Ⅰ)



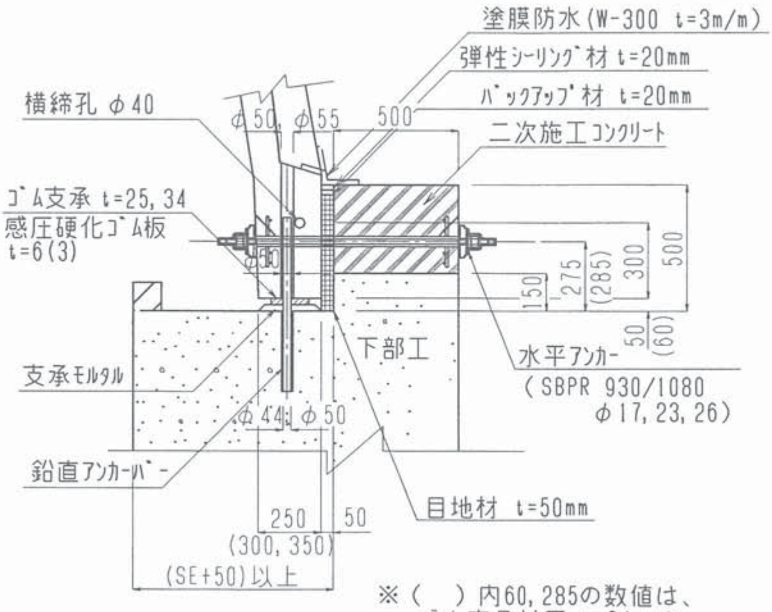
⑪ M35-6-12(Ⅳ)



3. 部分詳細図

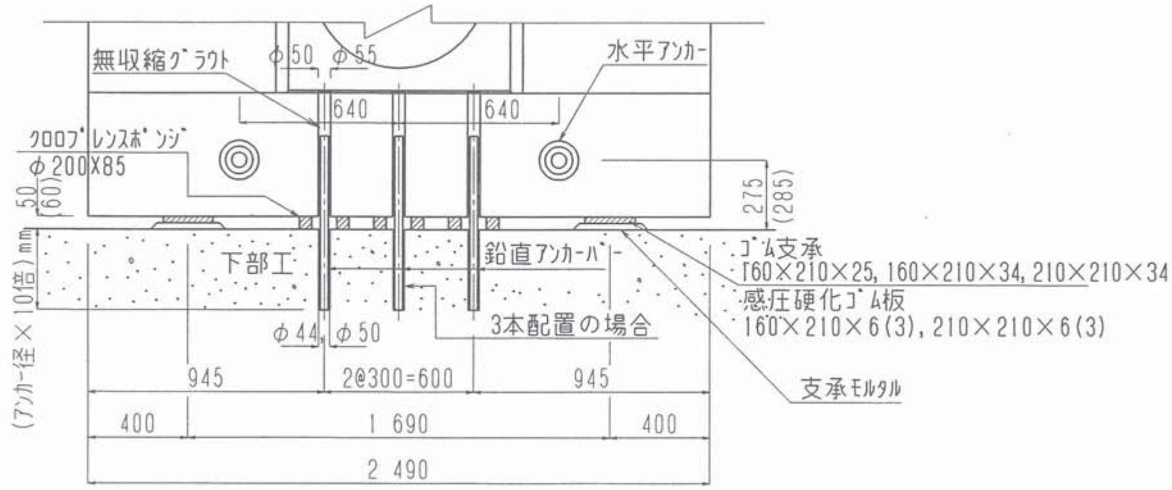
(1) 支承工

支承部側面図



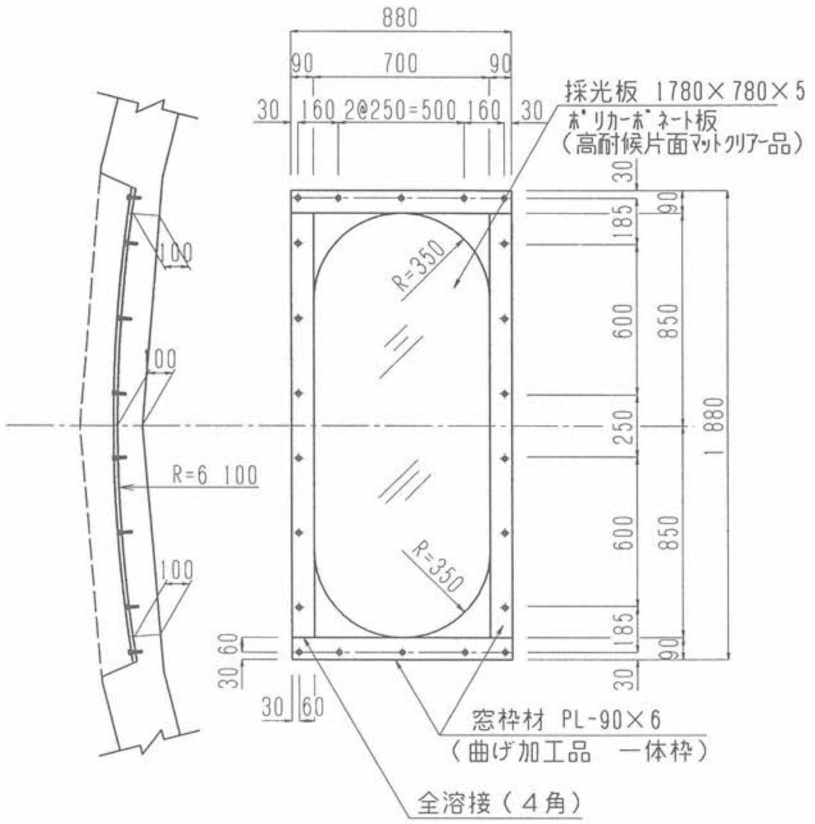
※( )内60, 285の数値は、
ゴム支承材厚 t=34mmの
場合を示す。

支承部正面図

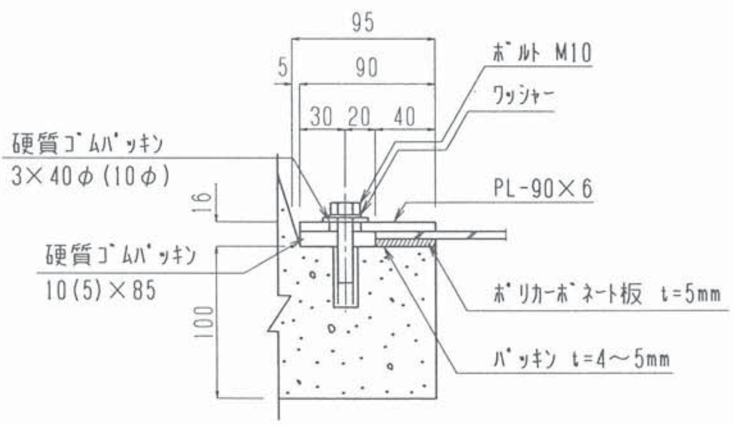


（２）採光窓

採光窓工詳細図

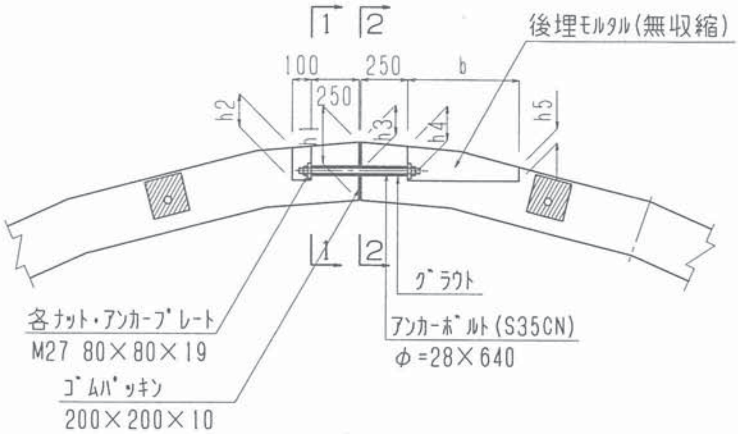


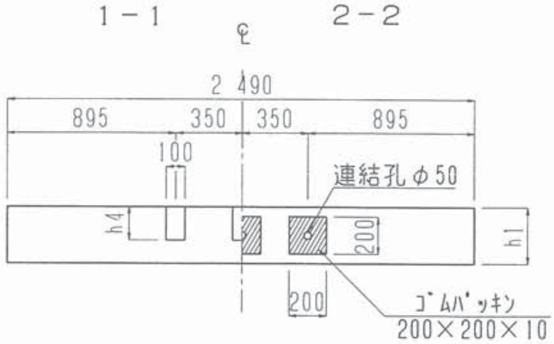
採光板取付部詳細図



頂部連結部断面図

（３）頂部連結

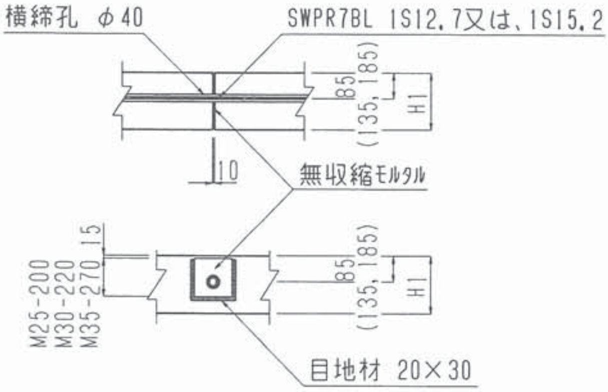




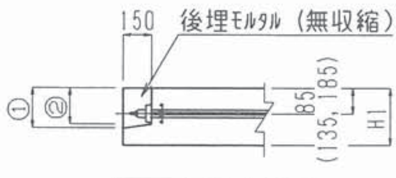
寸法表 （単位：mm）

項　目	スパンL	８ m	９ m	１０ m	１１ m	１２ m	１３ m	１４ m	１５ m
M２５ﾀｲﾌﾟ	b	320	350	450	600	600	600		
	h1	267	258	253	251	251	250		
	h2	96	109	105	152	152	180		
	h3	170	133	128	126	126	125		
	h4	140	130	130	160	160	180		
	h5	0	28	16	55	110	150		
M３０ﾀｲﾌﾟ	b	200	400	500	600	600	600	600	600
	h1	317	308	303	301	301	300	300	300
	h2	75	125	125	172	172	200	200	200
	h3	167	158	153	151	151	150	150	150
	h4	120	150	150	180	180	200	200	200
	h5	32	29	23	76	130	171	200	200
M３５ﾀｲﾌﾟ	b				600	600	600		
	h1				351	351	350		
	h2				197	197	225		
	h3				176	176	175		
	h4				205	205	225		
	h5				102	155	196		

横締連結部



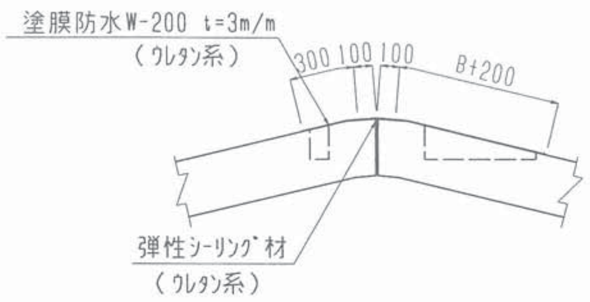
横締定着部

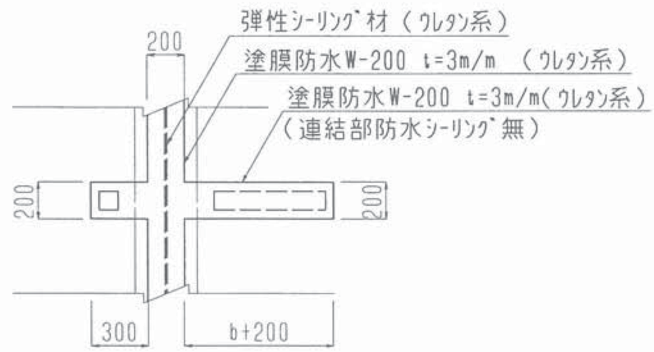


	①	②
M25	160	140
M30	210	190
M35	260	240

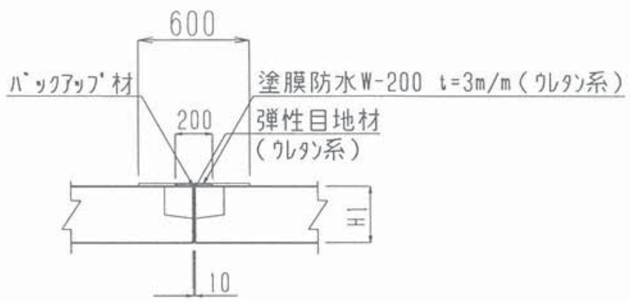
（４）防水工

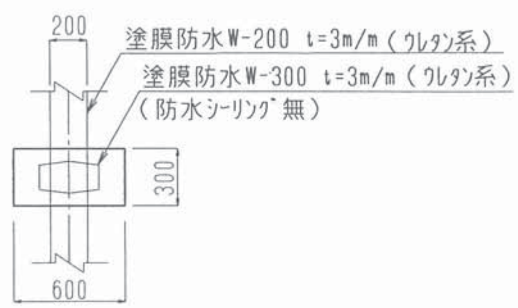
頂部目地・連結部防水工



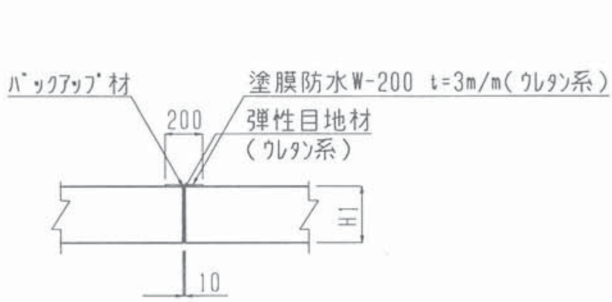


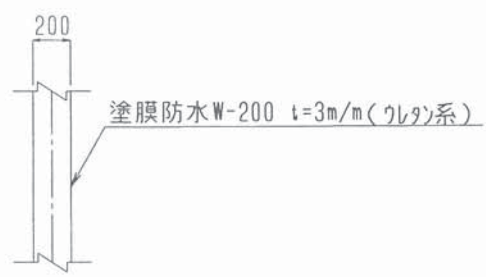
横締切欠部防水工





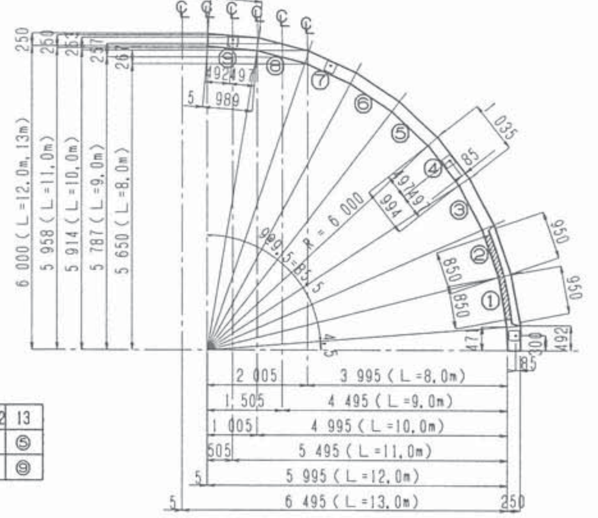
主梁間目地部防水工





（５）部材寸法と横締位置

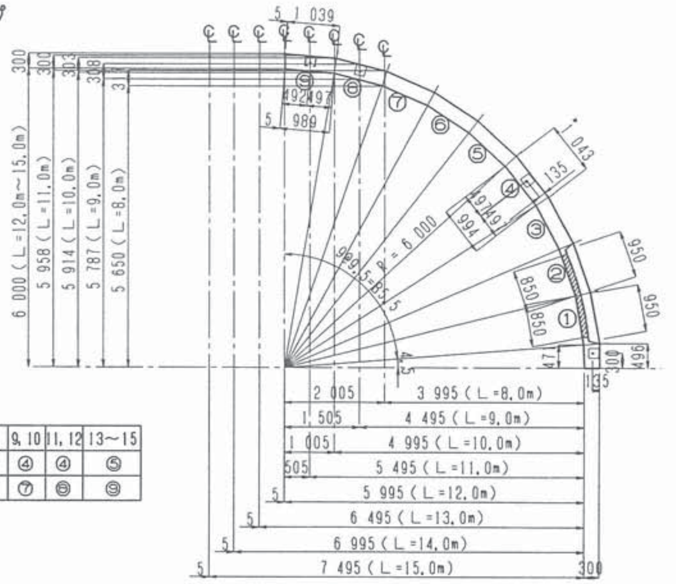
Ｍ２５タイプ



横締位置

ｽﾊﾟﾝL(m)	8	9, 10	11, 12	13
中央部ﾌﾞﾛｯｸ番号	③	④	④	⑤
頂部ﾌﾞﾛｯｸ番号	⑥	⑦	⑧	⑨

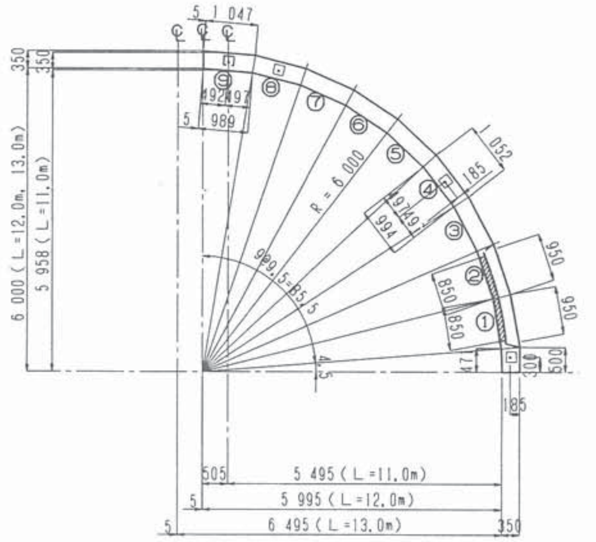
Ｍ３０タイプ



横締位置

ｽﾊﾟﾝL(m)	8	9, 10	11, 12	13～15
中央部ﾌﾞﾛｯｸ番号	③	④	④	⑤
頂部ﾌﾞﾛｯｸ番号	⑥	⑦	⑧	⑨

Ｍ３５タイプ



横締位置

ｽﾊﾟﾝL(m)	11, 12	13
中央部ﾌﾞﾛｯｸ番号	④	⑤
頂部ﾌﾞﾛｯｸ番号	⑧	⑨

4．2．4 標 準 数 量

1．製品材料表

部材１ピース当たりの製品材料を以下に示す。

（1）Ｓ１０８～Ｓ１１１

名称		規格		単位	構造タイプ			
					S108	S109	S110	S111
部材タイプ名				—	M25-4-10 (Ⅰ)	M25-4-10 (Ⅰ)	M25-4-10 (Ⅰ)	M25-4-10 (Ⅰ)
部材長		内側		m	7.372	7.891	8.408	8.910
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm^2		m^3	4.343	4.667	4.988	5.301
型枠				m^2	45.39	48.20	51.02	53.78
ＰＣ鋼材		SWPR19 1S19.3 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg	55.9	60.0	64.1	68.0
		SWPR19 1S21.8 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg				
ＰＣ鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組	4	4	4	4
			埋込型	組	4	4	4	4
		1S21.8φ用	標準型	組				
			埋込型	組				
シース	頂部連結用	φ50		m	0.5	0.5	0.5	0.5
	横締用	φ40		m	7.5	7.5	7.5	7.5
	ｱﾝｶｰﾊﾞｰ用			m	φ50 1.1	φ50 1.1	φ50 1.1	φ50 1.1
鉄筋	Ｄ１９	SD295A		kg	0.0	0.0	0.0	0.0
	Ｄ１６	SD295A		kg	185.0	197.0	209.1	220.8
	Ｄ１３	SD295A		kg	524.3	560.4	592.1	635.2
	φ６	SR235, SS400		kg	2.1	2.1	2.1	2.1
	合計			kg	711.3	759.5	803.3	858.1
吊り金具		SR235, SS400		個	4	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m^3	0.026	0.026	0.026	0.026
参考質量		１ピース当たり		t	11.075	11.901	12.719	13.518

（2）Ｓ１１２～Ｓ１１５

名称		規格		単位	構造タイプ			
					S112	S113	S114	S115
部材タイプ名				—	M25-4-10 (Ⅰ)	M25-6-10 (Ⅰ)	M30-4-10 (Ⅰ)	M30-4-10 (Ⅰ)
部材長		内側		m	9.412	9.912	10.412	10.912
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm^2		m^3	5.614	5.925	7.499	7.873
型枠				m^2	56.53	59.54	63.79	66.58
ＰＣ鋼材		SWPR19 1S19.3 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg	72.0	113.8		
		SWPR19 1S21.8 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg			103.4	108.4
ＰＣ鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組	4	6		
			埋込型	組	4	6		
		1S21.8φ用	標準型	組			4	4
			埋込型	組			4	4
シース	頂部連結用	φ50		m	0.5	0.5	0.5	0.5
	横締用	φ40		m	7.5	7.5	7.5	7.5
	ｱﾝｶｰﾊﾞｰ用			m	φ50 1.1	φ50 1.1	φ50 1.1	φ50 1.6
鉄筋	Ｄ１９	SD295A		kg	0.0	0.0	332.1	349.0
	Ｄ１６	SD295A		kg	232.6	244.3	27.3	27.3
	Ｄ１３	SD295A		kg	666.7	706.1	621.3	796.3
	φ６，９	SR235, SS400		kg	2.1	3.2	5.9	5.9
	合計			kg	901.3	953.6	982.8	1174.7
吊り金具		SR235, SS400		個	4	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m^3	0.026	0.026	0.027	0.027
参考質量		１ピース当たり		t	14.316	15.109	19.122	20.076

（3）Ｓ２０８～Ｓ２１１

名　称		規　格		単位	構造タイプ S208	S209	S210	S211
部材タイプ名				―	M25-4-10（Ⅰ）	M25-4-10（Ⅰ）	M25-4-10（Ⅰ）	M25-4-10（Ⅰ）
部材長		内側		m	7.372	7.891	8.408	8.910
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm^2		m^3	4.343	4.667	4.988	5.301
型枠				m^2	45.39	48.20	51.02	53.78
ＰＣ鋼材		SWPR19 1S19.3 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg	55.9	60.0	64.1	68.0
		SWPR19 1S21.8 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg				
ＰＣ鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組	4	4	4	4
			埋込型	組	4	4	4	4
		1S21.8φ用	標準型	組				
			埋込型	組				
シース	頂部連結用	φ50		m	0.5	0.5	0.5	0.5
	横締用	φ40		m	7.5	7.5	7.5	7.5
	ｱﾝｶｰﾊﾞｰ用			m	φ50 1.1	φ50 1.1	φ50 1.1	φ50 1.1
鉄筋	Ｄ１９	SD295A		kg	0.0	0.0	0.0	0.0
	Ｄ１６	SD295A		kg	185.0	197.0	209.1	220.8
	Ｄ１３	SD295A		kg	524.3	560.4	592.1	635.2
	φ６	SR235, SS400		kg	2.1	2.1	2.1	2.1
	合計			kg	711.3	759.5	803.3	858.1
吊り金具		SR235, SS400		個	4	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m^3	0.026	0.026	0.026	0.026
参考質量		１ピース当たり		t	11.075	11.901	12.719	13.518

（4）Ｓ２１２～Ｓ２１５

名　称		規　格		単位	構造タイプ S212	S213	S214	S215
部材タイプ名				―	M25-6-10（Ⅰ）	M30-4-10（Ⅰ）	M30-6-10（Ⅰ）	M30-6-12（Ⅰ）
部材長		内側		m	9.412	9.912	10.412	10.912
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm^2		m^3	5.614	7.126	7.499	7.873
型枠				m^2	56.53	61.00	63.79	66.58
ＰＣ鋼材		SWPR19 1S19.3 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg	108.0			
		SWPR19 1S21.8 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg		98.4	155.1	162.5
ＰＣ鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組	6			
			埋込型	組	6			
		1S21.8φ用	標準型	組		4	6	6
			埋込型	組		4	6	6
シース	頂部連結用	φ50		m	0.5	0.5	0.5	0.5
	横締用	φ40		m	7.5	7.5	7.5	7.5
	ｱﾝｶｰﾊﾞｰ用			m	φ50 1.1	φ50 1.6	φ50 1.6	φ50 1.6
鉄筋	Ｄ１９	SD295A		kg	0.0	315.3	332.1	399.4
	Ｄ１６	SD295A		kg	232.6	27.3	27.3	27.3
	Ｄ１３	SD295A		kg	666.7	731.6	621.3	796.3
	φ６，９	SR235, SS400		kg	3.2	5.9	8.9	8.9
	合計			kg	902.4	1076.3	983.8	1226.2
吊り金具		SR235, SS400		個	4	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m^3	0.026	0.027	0.027	0.027
参考質量		１ピース当たり		t	14.316	18.171	19.122	20.076

(5)Ｓ３０８～Ｓ３１０

名　称		規　格		単位	構　造　タ　イ　プ		
					S308	S309	S310
部　材　タ　イ　プ　名				—	M25-4-10 (Ⅰ)	M25-4-10 (Ⅰ)	M25-4-10 (Ⅰ)
部　材　長		内　側		m	7.372	7.891	8.408
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm^2		m^3	4.343	4.667	4.988
型　枠				m^2	45.39	48.20	51.02
ＰＣ鋼材		SWPR19 1S19.3 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg	55.9	60.0	64.1
		SWPR19 1S21.8 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg			
ＰＣ鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組	4	4	4
			埋込型	組	4	4	4
		1S21.8φ用	標準型	組			
			埋込型	組			
シース	頂部連結用	φ50		m	0.5	0.5	0.5
	横　締　用	φ40		m	7.5	7.5	7.5
	ｱﾝｶｰﾊﾞｰ 用			m	φ50 1.1	φ50 1.1	φ50 1.1
鉄　筋	Ｄ１９	SD295A		kg	0.0	0.0	0.0
	Ｄ１６	SD295A		kg	185.0	197.0	209.1
	Ｄ１３	SD295A		kg	524.3	560.4	592.1
	φ６	SR235,SS400		kg	2.1	2.1	2.1
	合　計			kg	711.3	759.5	803.3
吊り金具		SR235,SS400		個	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m^3	0.026	0.026	0.026
参考質量		１ピース当たり		t	11.075	11.901	12.719

(6)Ｓ３１１～Ｓ３１３

名　称		規　格		単位	構　造　タ　イ　プ		
					S311	S312	S313
部　材　タ　イ　プ　名				—	M25-6-10 (Ⅰ)	M30-4-10 (Ⅰ)	M30-4-12 (Ⅰ)
部　材　長		内　側		m	8.910	9.412	9.912
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm^2		m^3	5.301	6.750	7.126
型　枠				m^2	53.78	58.20	61.00
ＰＣ鋼材		SWPR19 1S19.3 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg	102.1		
		SWPR19 1S21.8 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg		93.5	98.4
ＰＣ鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組	6		
			埋込型	組	6		
		1S21.8φ用	標準型	組		4	4
			埋込型	組		4	4
シース	頂部連結用	φ50		m	0.5	0.5	0.5
	横　締　用	φ40		m	7.5	7.5	7.5
	ｱﾝｶｰﾊﾞｰ 用			m	φ50 1.1	φ50 1.6	φ50 1.6
鉄　筋	Ｄ１９	SD295A		kg	0.0	298.4	361.2
	Ｄ１６	SD295A		kg	220.8	27.3	27.3
	Ｄ１３	SD295A		kg	635.2	690.9	731.6
	φ６，９	SR235,SS400		kg	3.2	5.9	5.9
	合　計			kg	859.2	1018.7	1122.2
吊り金具		SR235,SS400		個	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m^3	0.026	0.027	0.027
参考質量		１ピース当たり		t	13.518	17.213	18.171

(7)Ｓ４０８～Ｓ４１０

名称		規格		単位	構造タイプ		
					S408	S409	S410
部材タイプ名				—	M25-4-10 （Ⅰ）	M25-4-10 （Ⅰ）	M25-6-10 （Ⅰ）
部材長		内側		m	7.372	7.891	8.408
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm^2		m^3	4.343	4.667	4.988
型枠				m^2	45.39	48.20	51.02
ＰＣ鋼材		SWPR19 1S19.3 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg	55.9	60.0	96.1
		SWPR19 1S21.8 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg			
ＰＣ鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組	4	4	6
			埋込型	組	4	4	6
		1S21.8φ用	標準型	組			
			埋込型	組			
シース	頂部連結用	φ50		m	0.5	0.5	0.5
	横締用	φ40		m	7.5	7.5	7.5
	ｱﾝｶｰﾊﾞｰ用			m	φ50 1.1	φ50 1.1	φ50 1.1
鉄筋	Ｄ１９	SD295A		kg	0.0	0.0	0.0
	Ｄ１６	SD295A		kg	185.0	197.0	209.1
	Ｄ１３	SD295A		kg	524.3	560.4	592.1
	φ６	SR235, SS400		kg	2.1	2.1	3.2
	合計			kg	711.3	759.5	804.4
吊り金具		SR235, SS400		個	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m^3	0.026	0.026	0.026
参考質量		１ピース当たり		t	11.075	11.901	12.719

(8)Ｓ４１１～Ｓ４１３

名称		規格		単位	構造タイプ		
					S411	S412	S413
部材タイプ名				—	M30-4-10 （Ⅰ）	M30-4-10 （Ⅰ）	M30-6-12 （Ⅰ）
部材長		内側		m	8.910	9.412	9.912
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm^2		m^3	6.376	6.750	7.120
型枠				m^2	55.40	58.20	61.13
ＰＣ鋼材		SWPR19 1S19.3 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg			
		SWPR19 1S21.8 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg	88.3	93.5	147.6
ＰＣ鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組			
			埋込型	組			
		1S21.8φ用	標準型	組	4	4	6
			埋込型	組	4	4	6
シース	頂部連結用	φ50		m	0.5	0.5	0.5
	横締用	φ40		m	7.5	7.5	7.5
	ｱﾝｶｰﾊﾞｰ用			m	φ50 1.6	φ50 1.6	φ50 1.6
鉄筋	Ｄ１９	SD295A		kg	281.5	298.4	361.2
	Ｄ１６	SD295A		kg	27.3	27.2	27.3
	Ｄ１３	SD295A		kg	658.6	690.9	731.6
	φ６，９	SR235, SS400		kg	5.9	5.9	8.9
	合計			kg	969.4	1018.7	1123.2
吊り金具		SR235, SS400		個	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m^3	0.027	0.027	0.027
参考質量		１ピース当たり		t	16.259	17.213	18.156

(9)Ｓ５０８～Ｓ５１０

名称		規格		単位	構造タイプ		
					S508	S509	S510
部材タイプ名				―	M25-4-10 (Ⅰ)	M25-6-10 (Ⅰ)	M30-4-10 (Ⅰ)
部材長		内側		m	7.372	7.891	8.408
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm²		m³	4.343	4.667	6.001
型枠				m²	45.39	48.20	52.59
ＰＣ鋼材		SWPR19 1S19.3 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg	55.9	90.1	
		SWPR19 1S21.8 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg			83.2
ＰＣ鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組	4	6	
			埋込型	組	4	6	
		1S21.8φ用	標準型	組			4
			埋込型	組			4
シース	頂部連結用	φ50		m	0.75	0.75	0.75
	横締用	φ40		m	7.5	7.5	7.5
	ｱﾝｶｰﾊﾞｰ用			m	φ50 1.1	φ50 1.1	φ50 1.6
鉄筋	Ｄ１９	SD295A		kg	0.0	0.0	264.5
	Ｄ１６	SD295A		kg	185.0	197.0	27.3
	Ｄ１３	SD295A		kg	524.3	560.4	613.9
	φ６，９	SR235, SS400		kg	2.1	3.2	5.9
	合計			kg	711.3	760.6	907.8
吊り金具		SR235, SS400		個	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m³	0.026	0.026	0.027
参考質量		１ピース当たり		t	11.075	11.901	15.303

(10)Ｓ５１１～Ｓ５１３

名称		規格		単位	構造タイプ		
					S511	S512	S513
部材タイプ名				―	M30-4-12 (Ⅰ)	M30-6-12 (Ⅰ)	M35-6-10 (Ⅰ)
部材長		内側		m	8.910	9.412	9.912
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm²		m³	6.376	6.744	8.334
型枠				m²	55.40	58.33	61.34
ＰＣ鋼材		SWPR19 1S19.3 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg			
		SWPR19 1S21.8 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg	88.3	140.2	148.8
ＰＣ鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組			
			埋込型	組			
		1S21.8φ用	標準型	組	4	6	6
			埋込型	組	4	6	6
シース	頂部連結用	φ50		m	0.75	0.75	0.75
	横締用	φ40		m	7.5	7.5	7.5
	ｱﾝｶｰﾊﾞｰ用			m	φ50 1.6	φ50 1.6	φ55 1.6
鉄筋	Ｄ１９	SD295A		kg	322.9	342.0	317.6
	Ｄ１６	SD295A		kg	27.3	27.3	27.3
	Ｄ１３	SD295A		kg	658.6	690.9	757.0
	φ６，９	SR235, SS400		kg	5.9	8.9	8.9
	合計			kg	1010.8	1063.4	1105.0
吊り金具		SR235, SS400		個	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m³	0.027	0.027	0.027
参考質量		１ピース当たり		t	16.259	17.197	21.252

(11)S608～S610

名称		規格		単位	構造タイプ		
					S608	S609	S610
部材タイプ名				―	M25-6-10 (Ⅰ)	M30-4-10 (Ⅱ)	M30-4-12 (Ⅱ)
部材長		内側		m	7.372	7.891	8.408
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm²		m³	4.343	5.633	6.001
型枠				m²	45.39	49.74	52.59
PC鋼材		SWPR19 1S19.3 アンボンド		kg	83.9		
		SWPR19 1S21.8 アンボンド		kg		78.0	83.2
PC鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組	6		
			埋込型	組	6		
		1S21.8φ用	標準型	組		4	4
			埋込型	組		4	4
シース	頂部連結用	φ50		m	0.75	0.75	0.75
	横締用	φ40		m	7.5	7.5	7.5
	アンカーバー用			m	φ50 1.1	φ50 1.6	φ50 1.6
鉄筋	D19	SD295A		kg	0.0	247.2	303.7
	D16	SD295A		kg	185.0	216.6	230.3
	D13	SD295A		kg	524.3	476.2	501.1
	φ6, 9	SR235, SS400		kg	3.2	5.9	5.9
	合計			kg	712.4	942.1	1037.2
吊り金具		SR235, SS400		個	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m³	0.026	0.027	0.027
参考質量		1ピース当たり		t	11.075	14.364	15.303

(12) S611～S612

名称		規格		単位	構造タイプ	
					S611	S612
部材タイプ名				―	M30-6-12 (Ⅰ)	M35-6-10 (Ⅰ)
部材長		内側		m	8.910	9.412
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm²		m³	6.376	7.898
型枠				m²	55.40	59.10
PC鋼材		SWPR19 1S19.3 アンボンド		kg		
		SWPR19 1S21.8 アンボンド		kg	132.5	141.4
PC鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組		
			埋込型	組		
		1S21.8φ用	標準型	組	6	6
			埋込型	組	6	6
シース	頂部連結用	φ50		m	0.75	0.75
	横締用	φ40		m	7.5	7.5
	アンカーバー用			m	φ50 1.6	φ55 1.6
鉄筋	D19	SD295A		kg	322.9	300.7
	D16	SD295A		kg	27.3	27.3
	D13	SD295A		kg	658.6	715.2
	φ6, 9	SR235, SS400		kg	8.9	8.9
	合計			kg	1011.9	1046.3
吊り金具		SR235, SS400		個	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m³	0.027	0.027
参考質量		1ピース当たり		t	16.259	20.140

（１３）Ｓ７０８～Ｓ７１１

名　称		規　格		単位	構　造　タ　イ　プ			
					S708	S709	S710	S711
部　材　タ　イ　プ　名				—	M30-6-10 (Ⅲ)	M30-6-10 (Ⅲ)	M30-6-10 (Ⅲ)	M35-6-12 (Ⅳ)
部　材　長		内　側		m	7.372	7.891	8.408	8.910
コンクリート		σ_{ck}= 60 N/mm²		m³	5.245	5.633	6.001	7.463
型　枠				m²	46.84	49.74	52.59	56.66
ＰＣ鋼材		SWPR19 1S19.3 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg				
		SWPR19 1S21.8 ｱﾝﾎﾞﾝﾄﾞ		kg	108.9	116.9	124.8	133.6
ＰＣ鋼材定着具		1S19.3φ用	標準型	組				
			埋込型	組				
		1S21.8φ用	標準型	組	6	6	6	6
			埋込型	組	6	6	6	6
シース	頂部連結用	φ50		m	0.75	0.75	0.75	0.75
	横 締 用	φ40		m	7.5	7.5	7.5	7.5
	ｱﾝｶｰﾊﾞｰ 用			m	φ50 1.6	φ50 1.6	φ50 1.6	φ55 1.6
鉄　筋	Ｄ１９	SD295A		kg	483.1	520.2	557.3	597.6
	Ｄ１６	SD295A		kg	27.3	27.3	27.3	27.3
	Ｄ１３	SD295A		kg	447.0	476.2	501.1	561.6
	φ６，９	SR235, SS400		kg	8.9	8.9	8.9	8.9
	合　計			kg	960.5	1026.9	1088.9	1189.7
吊り金具		SR235, SS400		個	4	4	4	4
後埋めモルタル		無収縮モルタル		m³	0.027	0.027	0.027	0.027
参考質量		１ピース当たり		t	13.375	14.364	15.303	19.031

２．工事材料表

１ブロック（４セット，Ｌ＝１０ｍ）当たりの工事材料を以下に示す。

（1）Ｓ１０８～Ｓ１１１

工種	名称	規格	単位	S108	S109	S110	S111
部材	部材タイプ名		－	M25	M25	M25	M25
部材	主桁	σ_{ck}= 60 N/mm²	ピース	8	8	8	8
支承工	無収縮モルタル		m³	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024
支承工	ゴム支承	感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×25 16	160×210×25 16	160×210×25 16	160×210×34 16
支承工（鉛直アンカー）	アンカーバー	S35CN （メッキ仕様）	kg	2-φ25 2本/ピース 70.7	2-25 本/ピース 70.7	2-φ25 2本/ピース 70.7	2-φ25 2本/ピース 70.7
支承工（鉛直アンカー）	クロロプレンスポンジ	φ200×85 φ100穴付	個	16	16	16	16
支承工（鉛直アンカー）	無収縮グラウト		m	φ50 13.8	φ50 13.8	φ50 13.8	φ50 13.8
支承工（鉛直アンカー）	削孔工		m	φ44 5.1	φ44 5.1	φ44 5.1	φ44 5.1
支承工（水平アンカー）	ＰＣ鋼棒	SBPR930/1080 φ17	m kg	1.050 29.9	1.050 29.9	1.050 29.9	1.050 29.9
支承工（水平アンカー）	落下防止装置		組	16	16	16	16
頂部連結工	アンカーボルト	S35CN （メッキ仕様）	kg	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7
頂部連結工	アンカープレート	80×80×19	枚	16	16	16	16
頂部連結工	ナット		個	M27 16	M27 16	M27 16	M27 16
頂部連結工	ゴムパッキン	200×200×10	枚	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8
頂部連結工	無収縮グラウト	φ50	m	4.1	4.1	4.1	4.1
頂部連結工	定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m³	0.024	0.032	0.024	0.068
横締工	型枠	目地材，20×30mm	m	11.340	11.340	11.340	11.340
横締工	目地モルタル	無収縮モルタル	m³	0.008	0.008	0.008	0.008
横締工	ＰＣ鋼材	SWPR7BL	kg	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0
横締工	定着具		個	S12.7用 12	S12.7φ用 12	S12.7φ用 12	S12.7φ用 12
横締工	アンカープレート		枚	80×80×16 12	80×80×16 12	80×80×16 12	80×80×16 12
横締工	定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m³	0.034	0.034	0.034	0.034
横締工	セメントグラウト	φ40	m	58.1	58.1	58.1	58.1
防水工	塗膜防水－１	W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00
防水工	塗膜防水－２	W-200(桁間目地部)	m	45.01	48.10	51.19	54.20
防水工	塗膜防水－３	W-200(桁間伸縮目地部)	m	15.00	16.03	17.06	18.07
防水工	塗膜防水－４	W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00	20.00
防水工	塗膜防水－５	W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40	2.40
防水工	塗膜防水－６	W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	5.76	6.00	6.80	8.00
採光窓工	採光板	1780×780×5t クリヤー片面マット	枚	8	8	8	8
採光窓工	窓枠材		組	8	8	8	8
後打工	型枠－１	発泡ポリエチレン t=50m/m	m²	10.0	10.0	10.0	10.0
後打工	型枠－２	パラペット外側型枠	m²	7.0	7.0	7.0	7.0
後打工	コンクリート	パラペット	m³	2.80	2.80	2.80	2.80
後打工	シース	φ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2	7.2

（2）Ｓ１１２～Ｓ１１５

工種	区分	名称	規格	単位	構造タイプ S112	S113	S114	115
部材		部材タイプ名		－	M25	M25	M30	M30
部材		主桁	σ_{ck}= 60 N/mm^2	ピース	8	8	8	8
支承工		無収縮モルタル		m^3	260×310×19 0.024	260×310×20 0.026	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×34 16	160×210×34 16	160×210×25 16	160×210×34 16
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN （メッキ仕様）	kg	2-φ28 2本/ピース 70.7	2-φ28 2本/ピース 70.7	2-φ32 2本/ピース 70.7	3-φ28 3本/ピース 106.0
支承工	鉛直アンカー	クロロプレンスポンジ	φ200×85 φ100穴付	個	16	16	16	24
支承工	鉛直アンカー	無収縮グラウト		m	φ50 13.8	φ50 13.8	φ50 13.8	φ50 20.6
支承工	鉛直アンカー	削孔工		m	φ44 5.1	φ44 5.1	φ44 5.1	φ44 7.7
支承工	水平アンカー	ＰＣ鋼棒	SBPR930/1080 φ17 φ23	m kg kg	1.050 29.9	1.050 29.9	1.100 31.3	1.100 57.4
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	16	16	16	16
頂部連結工		アンカーボルト	S35CN （メッキ仕様）	kg	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7
頂部連結工		アンカープレート	80×80×19	枚	16	16	16	16
頂部連結工		ナット		個	M27 16	M27 16	M27 16	M27 16
頂部連結工		ゴムパッキン	200×200×10	枚	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8
頂部連結工		無収縮グラウト	φ50	m	4.1	4.1	4.1	4.1
頂部連結工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.076	0.112	0.112	0.112
横締工		型枠	目地材，20×30mm	m	11.340	11.340	12.060	12.060
横締工		目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.008	0.008	0.008	0.008
横締工		ＰＣ鋼材	SWPR7BL	kg	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0
横締工		定着具		個	S12.7φ用 12	S12.7φ用 12	S15.2φ用 12	S15.2φ用 12
横締工		アンカープレート		枚	80×80×16 12	80×80×16 12	90×90×19 12	90×90×19 12
横締工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.034	0.034	0.045	0.045
横締工		セメントグラウト	φ40	m	58.1	58.1	58.1	58.1
防水工		塗膜防水－1	W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00
防水工		塗膜防水－2	W-200(桁間目地部)	m	57.22	60.21	63.72	66.72
防水工		塗膜防水－3	W-200(桁間伸縮目地部)	m	19.07	20.07	21.24	22.24
防水工		塗膜防水－4	W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00	20.00
防水工		塗膜防水－5	W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40	2.40
防水工		塗膜防水－6	W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	8.00	8.00	8.00	8.00
採光工	窓	採光板	1780×780×5t クリヤー片面マット	枚	8	8	8	8
採光工	窓	窓枠材		組	8	8	8	8
後打工		型枠－1	発泡ポリエチレン t=50m/m	m^2	10.00	10.00	10.00	10.00
後打工		型枠－2	パラペット外側型枠	m^2	7.0	7.0	7.0	7.0
後打工		コンクリート	パラペット	m^3	2.80	2.80	2.80	2.80
後打工		シース	φ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2	7.2

(3) S208～S211

工種	名称		規格	単位	構造タイプ S208	S209	S210	S211
部材	部材タイプ名			—	M25	M25	M25	M25
部材	主桁		σ_{ck}= 60 N/mm²	ピース	8	8	8	8
支承工	無収縮モルタル			m³	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024	260×310×20 0.026
支承工	ゴム支承		感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×25 16	160×210×25 16	160×210×25 16	160×210×34 16
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (メッキ仕様)	kg	2-φ25 2本/ピース 70.7	2-φ25 2本/ピース 70.7	2-φ28 2本/ピース 70.7	2-φ28 2本/ピース 70.7
支承工	鉛直アンカー	クロロプレンスポンジ	φ200×85 φ100穴付	個	16	16	16	16
支承工	鉛直アンカー	無収縮グラウト		m	φ50 13.8	φ50 13.8	φ50 13.8	φ50 13.8
支承工	鉛直アンカー	削孔工		m	φ44 5.1	φ44 5.1	φ44 5.1	φ44 5.1
支承工	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080 φ17	m kg	1.050 29.9	1.050 29.9	1.050 29.9	1.050 29.9
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	16	16	16	16
頂部連結工	アンカーボルト		S35CN (メッキ仕様)	kg	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7
頂部連結工	アンカープレート		80×80×19	枚	16	16	16	16
頂部連結工	ナット			個	M27 16	M27 16	M27 16	M27 16
頂部連結工	ゴムパッキン		200×200×10	個	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8
頂部連結工	無収縮グラウト		φ50	m	4.1	4.1	4.1	4.1
頂部連結工	定着具保護モルタル		無収縮モルタル	m³	0.024	0.032	0.024	0.068
横締工	型枠		目地材, 20×30mm	m	11.340	11.340	11.340	11.340
横締工	目地モルタル		無収縮モルタル	m³	0.008	0.008	0.008	0.008
横締工	PC鋼材		SWPR7BL	kg	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0
横締工	定着具			個	S12.7φ用 12	S12.7φ用 12	S12.7φ用 12	S12.7φ用 12
横締工	アンカープレート			枚	80×80×16 12	80×80×16 12	80×80×16 12	80×80×16 12
横締工	定着具保護モルタル		無収縮モルタル	m³	0.034	0.034	0.034	0.034
横締工	セメントグラウト		φ40	m	58.1	58.1	58.1	58.1
防水工	塗膜防水－1		W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00
防水工	塗膜防水－2		W-200(桁間目地部)	m	45.01	48.10	51.19	54.20
防水工	塗膜防水－3		W-200(桁間伸縮目地部)	m	15.00	16.03	17.06	18.07
防水工	塗膜防水－4		W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00	20.00
防水工	塗膜防水－5		W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40	2.40
防水工	塗膜防水－6		W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	5.76	6.00	6.80	8.00
採光窓工	採光板		1780×780×5t クリヤー片面マット	枚	8	8	8	8
採光窓工	窓枠材			組	8	8	8	8
後打工	型枠－1		発泡ポリエチレン t=50m/m	m²	10.0	10.0	10.0	10.0
後打工	型枠－2		パラペット外側型枠	m²	7.0	7.0	7.0	7.0
後打工	コンクリート		パラペット	m³	2.80	2.80	2.80	2.80
後打工	シース		φ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2	7.2

(4) S212～S215

工種	名称		規格	単位	S212	S213	S214	S215
					構造タイプ			
部材	部材タイプ名			—	M25	M30	M30	M30
	主桁		σ_{ck}= 60 N/mm²	ピース	8	8	8	8
支承工	無収縮モルタル			m³	260×310×20 0.026	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024	260×310×19 0.026
	ゴム支承		感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×34 16	160×210×25 16	160×210×25 16	160×210×34 16
	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (メッキ仕様)	kg	2-φ30 2本/ピース 70.7	3-φ28 3本/ピース 106.0	3-φ30 3本/ピース 106.0	3-φ32 3本/ピース 106.0
		クロロプレンスポンジ	φ200×85 φ100穴付	個	16	24	24	24
		無収縮グラウト		m	φ50 13.8	φ50 20.6	φ50 20.6	φ50 20.6
		削孔工		m	φ44 5.1	φ44 7.7	φ44 7.7	φ44 7.7
	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080 φ17 φ23	m kg kg	1.050 29.9	1.100 57.4	1.100 57.4	1.100 57.4
		落下防止装置		組	16	16	16	16
頂部連結工	アンカーボルト		S35CN (メッキ仕様)	kg	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7
	アンカープレート		80×80×19	枚	16	16	16	16
	ナット			個	M27 16	M27 16	M27 16	M27 16
	ゴムパッキン		200×200×10	個	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8
	無収縮グラウト		φ50	m	4.1	4.1	4.1	4.1
	定着具保護モルタル		無収縮モルタル	m³	0.076	0.108	0.112	0.112
横締工	型枠		目地材, 20×30mm	m	11.340	12.060	12.060	12.060
	目地モルタル		無収縮モルタル	m³	0.008	0.008	0.008	0.008
	PC鋼材		SWPR7BL	kg	1S12.7 45.0	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0
	定着具			個	S12.7φ用 12	S15.2φ用 12	S15.2φ用 12	S15.2φ用 12
	アンカープレート			枚	80×80×16 12	90×90×19 12	90×90×19 12	90×90×19 12
	定着具保護モルタル		無収縮モルタル	m³	0.034	0.045	0.045	0.045
	セメントグラウト		φ40	m	58.1	58.1	58.1	58.1
防水工	塗膜防水－1		W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00
	塗膜防水－2		W-200(桁間目地部)	m	57.22	60.72	63.72	66.72
	塗膜防水－3		W-200(桁間伸縮目地部)	m	19.07	20.24	21.24	22.24
	塗膜防水－4		W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00	20.00
	塗膜防水－5		W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40	2.40
	塗膜防水－6		W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	8.00	8.00	8.00	8.00
採光窓工	採光板		1780×780×5t クリヤー片面マット	枚	8	8	8	8
	窓枠材			組	8	8	8	8
後打工	型枠－1		発泡ポリエチレン t=50m/m	m²	10.0	10.0	10.0	10.0
	型枠－2		パラペット外側型枠	m²	7.0	7.0	7.0	7.0
	コンクリート		パラペット	m³	2.80	2.80	2.80	2.80
	シース		φ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2	7.2

(5) S308〜S310

工種		名称	規格	単位	構造タイプ		
					S308	S309	S310
部材		部材タイプ名		—	M25	M25	M25
部材		主桁	σ_{ck}= 60 N/mm^2	ピース	8	8	8
支承工		無収縮モルタル		m^3	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×25 16	160×210×25 16	160×210×25 16
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (メッキ仕様)	kg	2−φ25 2本/ピース 70.7	2−φ28 2本/ピース 70.7	2−φ28 2本/ピース 70.7
支承工	鉛直アンカー	クロロプレンスポンジ	φ200×85 φ100穴付	個	16	16	16
支承工	鉛直アンカー	無収縮グラウト		m	φ50 13.8	φ50 13.8	φ50 13.8
支承工	鉛直アンカー	削孔工		m	φ44 5.1	φ44 5.1	φ44 5.1
支承工	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080 φ17	m kg	1.050 29.9	1.050 29.9	1.050 29.9
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	16	16	16
頂部連結工		アンカーボルト	S35CN (メッキ仕様)	kg	2−φ25 2本/セット 24.7	2−φ25 2本/セット 24.7	2−φ25 2本/セット 24.7
頂部連結工		アンカープレート	80×80×19	枚	16	16	16
頂部連結工		ナット		個	M27 16	M27 16	M27 16
頂部連結工		ゴムパッキン	200×200×10	個	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8
頂部連結工		無収縮グラウト	φ50	m	4.1	4.1	4.1
頂部連結工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.024	0.032	0.024
横締工		型枠	目地材, 20×30mm	m	11.340	11.340	11.340
横締工		目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.008	0.008	0.008
横締工		PC鋼材	SWPR7BL	kg	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0
横締工		定着具		個	S12.7φ用 12	S12.7φ用 12	S12.7φ用 12
横締工		アンカープレート		枚	80×80×16 12	80×80×16 12	80×80×16 12
横締工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.034	0.034	0.034
横締工		セメントグラウト	φ40	m	58.1	58.1	58.1
防水工		塗膜防水ー1	W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00
防水工		塗膜防水ー2	W-200(桁間目地部)	m	45.01	48.10	51.19
防水工		塗膜防水ー3	W-200(桁間伸縮目地部)	m	15.00	16.03	17.06
防水工		塗膜防水ー4	W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00
防水工		塗膜防水ー5	W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40
防水工		塗膜防水ー6	W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	5.76	6.00	6.80
採光窓工		採光板	1780×780×5t クリヤー片面マット	枚	8	8	8
採光窓工		窓枠材		組	8	8	8
後打工		型枠ー1	発泡ポリエチレン t=50m/m	m^2	10.0	10.0	10.0
後打工		型枠ー2	パラペット外側型枠	m^2	7.0	7.0	7.0
後打工		コンクリート	パラペット	m^3	2.80	2.80	2.80
後打工		シース	φ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2

(6) S311～S313

工種	区分	名称	規格	単位	S311	S312	S313
					構造タイプ		
部材		部材タイプ名		—	M25	M30	M30
		主桁	σ_{ck}= 60 N/mm^2	ピース	8	8	8
支承工		無収縮モルタル		m^3	260×310×20 0.026	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024
		ゴム支承	感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×34 16	160×210×25 16	160×210×25 16
	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (メッキ仕様)	kg	2-ϕ32 2本/ピース 70.7	3-ϕ28 3本/ピース 106.0	3-ϕ32 3本/ピース 106.0
		クロロプレンスポンジ	ϕ200×85 ϕ100穴付	個	16	24	24
		無収縮グラウト		m	ϕ50 13.8	ϕ50 20.6	ϕ50 20.6
		削孔工		m	ϕ44 5.1	ϕ44 7.7	ϕ44 7.7
	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080	m	1.050	1.100	1.100
			ϕ17	kg	29.9		
			ϕ23	kg		57.4	57.4
		落下防止装置		組	16	16	16
頂部連結		アンカーボルト	S35CN (メッキ仕様)	kg	2-ϕ25 2本/セット 24.7	2-ϕ25 2本/セット 24.7	2-ϕ25 2本/セット 24.7
		アンカープレート	80×80×19	枚	16	16	16
		ナット		個	M27 16	M27 16	M27 16
		ゴムパッキン	200×200×10	個	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8
		無収縮グラウト	ϕ50	m	4.1	4.1	4.1
		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.068	0.092	0.108
横締工		型枠	目地材, 20×30mm	m	11.340	12.060	12.060
		目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.008	0.008	0.008
		PC鋼材	SWPR7BL	kg	1S12.7 45.0	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0
		定着具		個	S12.7ϕ用 12	S15.2ϕ用 12	S15.2ϕ用 12
		アンカープレート		枚	80×80×16 12	90×90×19 12	90×90×19 12
		定着具保護モルタル	無収 モルタル	m^3	0.034	0.045	0.045
		セメントグラウト	ϕ40	m	58.1	58.1	58.1
防水工		塗膜防水－1	W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00
		塗膜防水－2	W-200(桁間目地部)	m	54.20	57.72	60.72
		塗膜防水－3	W-200(桁間伸縮目地部)	m	18.07	19.24	20.24
		塗膜防水－4	W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00
		塗膜防水－5	W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40
		塗膜防水－6	W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	8.00	8.00	8.00
採光工		採光板	1780×780×5t クリヤー片面マット	枚	8	8	8
窓工		窓枠材		組	8	8	8
後打工		型枠－1	発泡ポリエチレン t=50m/m	m^2	10.0	10.0	10.0
		型枠－2	パラペット外側型枠	m^2	7.0	7.0	7.0
		コンクリート	パラペット	m^3	2.80	2.80	2.80
		シース	ϕ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2

(7) S408～S410

工種	区分	名称	規格	単位	S408	S409	S410
部材		部材タイプ名		―	M25	M25	M25
部材		主桁	σ_{ck}= 60 N/mm^2	ピース	8	8	8
支承工		無収縮モルタル		m^3	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024	260×310×20 0.026
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×25 16	160×210×25 16	160×210×34 16
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (メッキ仕様)	kg	2-ϕ28 2本/ピース 70.7	2-ϕ28 2本/ピース 70.7	2-ϕ32 2本/ピース 70.7
支承工	鉛直アンカー	クロロプレンスポンジ	ϕ200×85 ϕ100穴付	個	16	16	16
支承工	鉛直アンカー	無収縮グラウト		m	ϕ50 13.8	ϕ50 13.8	ϕ50 13.8
支承工	鉛直アンカー	削孔工		m	ϕ44 5.1	ϕ44 5.1	ϕ44 5.1
支承工	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080 ϕ17	m kg	1.050 29.9	1.050 29.9	1.050 29.9
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	16	16	16
頂部連結工		アンカーボルト	S35CN (メッキ仕様)	kg	2-ϕ25 2本/セット 24.7	2-ϕ25 2本/セット 24.7	2-ϕ28 2本/セット 24.7
頂部連結工		アンカープレート	80×80×19	枚	16	16	16
頂部連結工		ナット		個	M27 16	M27 16	M27 16
頂部連結工		ゴムパッキン	200×200×10	個	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8
頂部連結工		無収縮グラウト	ϕ50	m	4.1	4.1	4.1
頂部連結工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.024	0.032	0.024
横締工		型枠	目地材, 20×30mm	m	11.340	11.340	11.340
横締工		目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.008	0.008	0.008
横締工		PC鋼材	SWPR7BL	kg	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0
横締工		定着具		個	S12.7ϕ用 12	S12.7ϕ用 12	S12.7ϕ用 12
横締工		アンカープレート		枚	80×80×16 12	80×80×16 12	80×80×16 12
横締工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.034	0.034	0.034
横締工		セメントグラウト	ϕ40	m	58.1	58.1	58.1
防水工		塗膜防水－1	W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00
防水工		塗膜防水－2	W-200(桁間目地部)	m	45.01	48.10	51.19
防水工		塗膜防水－3	W-200(桁間伸縮目地部)	m	15.00	16.03	17.06
防水工		塗膜防水－4	W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00
防水工		塗膜防水－5	W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40
防水工		塗膜防水－6	W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	5.76	6.00	6.80
採光窓工		採光板	1780×780×5t クリヤー片面マット	枚	8	8	8
採光窓工		窓枠材		組	8	8	8
後打工		型枠－1	発泡ポリエチレン t=50m/m	m^2	10.0	10.0	10.0
後打工		型枠－2	パラペット外側型枠	m^2	7.0	7.0	7.0
後打工		コンクリート	パラペット	m^3	2.80	2.80	2.80
後打工		シース	ϕ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2

（8）Ｓ４１１～Ｓ４１３

工種		名称	規格	単位	構造タイプ S411	S412	S413
部材		部材タイプ名		―	M30	M30	M30
部材		主桁	σ_{ck}= 60 N/mm²	ピース	8	8	8
支承工		無収縮モルタル		m³	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×25 16	160×210×25 16	160×210×25 16
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN （メッキ仕様）	kg	3-φ30 3本/ピース 106.0	3-φ32 3本/ピース 106.0	3-φ36 3本/ピース 149.6
支承工	鉛直アンカー	クロロプレンスポンジ	φ200×85 φ100穴付	個	24	24	24
支承工	鉛直アンカー	無収縮グラウト		m	φ50 20.6	φ50 20.6	φ50 21.6
支承工	鉛直アンカー	削孔工		m	φ44 7.7	φ44 7.7	φ44 8.6
支承工	水平アンカー	ＰＣ鋼棒	SBPR930/1080 φ23	m kg	1.100 57.4	1.100 57.4	1.100 57.4
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	16	16	16
頂部連結工		アンカーボルト	S35CN （メッキ仕様）	kg	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7	2-φ25 2本/セット 24.7
頂部連結工		アンカープレート	80×80×19	枚	16	16	16
頂部連結工		ナット		個	M27 16	M27 16	M27 16
頂部連結工		ゴムパッキン	200×200×10	個	2枚/セット 8	2枚/セット 8	2枚/セット 8
頂部連結工		無収縮グラウト	φ50	m	4.1	4.1	4.1
頂部連結工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m³	0.084	0.092	0.108
横締工		型枠	目地材，20×30mm	m	12.060	12.060	12.060
横締工		目地モルタル	無収縮モルタル	m³	0.008	0.008	0.008
横締工		ＰＣ鋼材	SWPR7BL	kg	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0
横締工		定着具		個	S15.2φ用 12	S15.2φ用 12	S15.2φ用 12
横締工		アンカープレート		枚	90×90×19 12	90×90×19 12	90×90×19 12
横締工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m³	0.045	0.045	0.045
横締工		セメントグラウト	φ40	m	58.1	58.1	58.1
防水工		塗膜防水－1	W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00
防水工		塗膜防水－2	W-200(桁間目地部)	m	54.71	57.72	60.72
防水工		塗膜防水－3	W-200(桁間伸縮目地部)	m	18.24	19.24	20.24
防水工		塗膜防水－4	W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00
防水工		塗膜防水－5	W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40
防水工		塗膜防水－6	W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	8.00	8.00	8.00
採光窓工		採光板	1780×780×5t クリヤー片面マット	枚	8	8	8
採光窓工		窓枠材		組	8	8	8
後打工		型枠－1	発泡ポリエチレン t=50m/m	m²	10.0	10.0	10.0
後打工		型枠－2	パラペット外側型枠	m²	7.0	7.0	7.0
後打工		コンクリート	パラペット	m³	2.80	2.80	2.80
後打工		シース	φ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2

(9) S508〜S510

工種		名称	規格	単位	構造タイプ		
					S508	S509	S510
部材		部材タイプ名		—	M25	M25	M30
		主桁	σ_{ck}= 60 N/mm^2	ピース	8	8	8
支承工		無収縮モルタル		m^3	260×310×19 0.024	260×310×20 0.026	260×310×19 0.024
		ゴム支承	感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×25 16	160×210×34 16	160×210×25 16
	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (メッキ仕様)	kg	2-φ30 2本/ピース 70.7	2-φ32 2本/ピース 70.7	3-φ30 3本/ピース 106.0
		クロロプレンスポンジ	φ200×85 φ100穴付	個	16	16	24
		無収縮グラウト		m	φ50 13.8	φ50 13.8	φ50 20.6
		削孔工		m	φ44 5.1	φ44 5.1	φ44 7.7
	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080 φ17 φ23	m kg kg	1.050 29.9	1.050 54.8	1.100 57.4
		落下防止装置		組	16	16	16
頂部連結工		アンカーボルト	S35CN (メッキ仕様)	kg	3-φ25 3本/セット 37.1	3-φ25 3本/セット 37.1	3-φ25 3本/セット 37.1
		アンカープレート	80×80×19	枚	24	24	24
		ナット		個	M27 24	M27 24	M27 24
		ゴムパッキン	200×200×10	個	3枚/セット 12	3枚/セット 12	3枚/セット 12
		無収縮グラウト	φ50	m	6.1	6.1	6.1
		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.036	0.048	0.072
横締工		型枠	目地材, 20×30mm	m	11.340	11.340	12.060
		目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.008	0.008	0.008
		PC鋼材	SWPR7BL	kg	1S12.7 45.0	1S12.7 45.0	1S15.2 64.0
		定着具		個	S12.7φ用 12	S12.7φ用 12	S15.2φ用 12
		アンカープレート		個	80×80×16 12	80×80×16 12	90×90×19 12
		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.034	0.034	0.045
		セメントグラウト	φ40	m	58.1	58.1	58.1
防水工		塗膜防水−1	W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00
		塗膜防水−2	W-200(桁間目地部)	m	45.01	48.10	51.65
		塗膜防水−3	W-200(桁間伸縮目地部)	m	15.00	16.03	17.22
		塗膜防水−4	W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00
		塗膜防水−5	W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40
		塗膜防水−6	W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	8.64	9.00	10.80
採窓光工		採光板	1780×780×5t クリヤー片面マット	枚	8	8	8
		窓枠材		組	8	8	8
後打工		型枠−1	発泡ポリエチレン t=50m/m	m^2	10.0	10.0	10.0
		型枠−2	パラペット外側型枠	m^2	7.0	7.0	7.0
		コンクリート	パラペット	m^3	2.80	2.80	2.80
		シース	φ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2

（１０）Ｓ５１１～Ｓ５１３

工種	区分	名称	規格	単位	構造タイプ S511	構造タイプ S512	構造タイプ S513
部材		部材タイプ名		—	M30	M30	M35
部材		主桁	σ_{ck}= 60 N/mm^2	ﾋﾟｰｽ	8	8	8
支承工		無収縮モルタル		m^3	260×310×19 0.024	260×310×20 0.026	310×310×20 0.034
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×25 16	160×210×34 16	210×210×34 16
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN （メッキ仕様）	kg	3-φ32 3本/ﾋﾟｰｽ 106.0	3-φ36 3本/ﾋﾟｰｽ 149.6	3-φ38 3本/ﾋﾟｰｽ 175.2
支承工	鉛直アンカー	ｸﾛﾛﾌﾟﾚﾝｽﾎﾟﾝｼﾞ	φ200×85 φ100穴付	個	24	24	24
支承工	鉛直アンカー	無収縮グラウト		m	φ50 20.6	φ50 21.6	φ55 22.1
支承工	鉛直アンカー	削孔工		m	φ44 7.7	φ44 8.6	φ50 9.1
支承工	水平アンカー	ＰＣ鋼棒	SBPR930/1080 φ23	m kg	1.100 57.4	1.100 57.4	1.150 60.0
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	16	16	16
頂部連結工		アンカーボルト	S35CN （メッキ仕様）	kg	3-φ25 3本/ｾｯﾄ 37.1	3-φ25 3本/ｾｯﾄ 37.1	3-φ25 3本/ｾｯﾄ 37.1
頂部連結工		アンカープレート	80×80×19	枚	24	24	24
頂部連結工		ナット		個	M27 24	M27 24	M27 24
頂部連結工		ゴムパッキン	200×200×10	個	3枚/ｾｯﾄ 12	3枚/ｾｯﾄ 12	3枚/ｾｯﾄ 12
頂部連結工		無収縮グラウト	φ50	m	6.1	6.1	6.1
頂部連結工		定着具保護ﾓﾙﾀﾙ	無収縮モルタル	m^3	0.126	0.138	0.184
横締工		型枠	目地材，20×30mm	m	12.060	12.060	13.860
横締工		目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.008	0.008	0.010
横締工		ＰＣ鋼材	SWPR7BL	kg	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0
横締工		定着具		個	S15.2φ用 12	S15.2φ用 12	S15.2φ用 12
横締工		アンカープレート		個	90×90×19 12	90×90×19 12	90×90×19 12
横締工		定着具保護ﾓﾙﾀﾙ	無収縮モルタル	m^3	0.045	0.045	0.056
横締工		セメントグラウト	φ40	m	58.1	58.1	58.1
防水工		塗膜防水－１	W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00
防水工		塗膜防水－２	W-200(桁間目地部)	m	54.71	57.72	61.19
防水工		塗膜防水－３	W-200(桁間伸縮目地部)	m	18.24	19.24	20.40
防水工		塗膜防水－４	W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00
防水工		塗膜防水－５	W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40
防水工		塗膜防水－６	W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	12.00	12.00	12.00
採光工		採光板	1780×780×5t ｸﾘﾔｰ片面ﾏｯﾄ	枚	8	8	8
採光工		窓枠材		組	8	8	8
後打工		型枠－１	発泡ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ t=50m/m	m^2	10.0	10.0	10.0
後打工		型枠－２	パラペット外側型枠	m^2	7.0	7.0	7.0
後打工		コンクリート	パラペット	m^3	2.80	2.80	2.80
後打工		シース	φ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2

(11) S608～S610

工種	区分	名称	規格	単位	構造タイプ		
					S608	S609	S610
部材		部材タイプ名		—	M25	M30	M30
部材		主桁	σ_{ck}= 60 N/mm²	ピース	8	8	8
支承工		無収縮モルタル		m³	260×310×19 0.024	260×310×19 0.024	260×310×20 0.026
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×25 16	160×210×25 16	160×210×25 16
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (メッキ仕様)	kg	2-φ32 2本/ピース 70.7	3-φ30 3本/ピース 106.0	3-φ32 3本/ピース 106.0
支承工	鉛直アンカー	クロロプレンスポンジ	φ200×85 φ100穴付	個	16	24	24
支承工	鉛直アンカー	無収縮グラウト		m	φ50 13.8	φ50 20.6	φ50 20.6
支承工	鉛直アンカー	削孔工		m	φ44 5.1	φ44 7.7	φ44 7.7
支承工	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080 φ23	m kg	1.050 54.8	1.100 57.4	1.100 57.4
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	16	16	16
頂部連結工		アンカーボルト	S35CN (メッキ仕様)	kg	3-φ28 3本/セット 37.1	3-φ28 3本/セット 37.1	3-φ28 3本/セット 37.1
頂部連結工		アンカープレート	80×80×19	枚	24	24	24
頂部連結工		ナット		個	M27 24	M27 24	M27 24
頂部連結工		ゴムパッキン	200×200×10	個	3枚/セット 12	3枚/セット 12	3枚/セット 12
頂部連結工		無収縮グラウト	φ50	m	6.1	6.1	6.1
頂部連結工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m³	0.036	0.060	0.072
横締工		型枠	目地材, 20×30mm	m	11.340	12.060	12.060
横締工		目地モルタル	無収縮モルタル	m³	0.008	0.008	0.008
横締工		PC鋼材	SWPR7BL	kg	1S12.7 45.0	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0
横締工		定着具		個	S12.7φ用 12	S15.2φ用 12	S15.2φ用 12
横締工		アンカープレート		枚	80×80×16 12	90×90×19 12	90×90×19 12
横締工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m³	0.034	0.045	0.045
横締工		セメントグラウト	φ40	m	58.1	58.1	58.1
防水工		塗膜防水－1	W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00
防水工		塗膜防水－2	W-200(桁間目地部)	m	45.01	48.60	51.65
防水工		塗膜防水－3	W-200(桁間伸縮目地部)	m	15.00	16.20	17.22
防水工		塗膜防水－4	W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00
防水工		塗膜防水－5	W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40
防水工		塗膜防水－6	W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	8.64	9.60	10.80
採光窓工		採光板	1780×780×5t クリヤー片面マット	枚	8	8	8
採光窓工		窓枠材		組	8	8	8
後打工		型枠－1	発泡ポリエチレン t=50m/m	m²	10.0	10.0	10.0
後打工		型枠－2	パラペット外側型枠	m²	7.0	7.0	7.0
後打工		コンクリート	パラペット	m³	2.80	2.80	2.80
後打工		シース	φ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2

（１２）Ｓ６１１～Ｓ６１２

工種		名称	規格	単位	構造タイプ S611	構造タイプ S612
部材		部材タイプ名		—	M30	M35
部材		主桁	σ_{ck}= 60 N/mm^2	ﾋﾟｰｽ	8	8
支承工		無収縮モルタル		m^3	260×310×20 0.026	260×310×20 0.026
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×34 16	210×210×34 16
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN （メッキ仕様）	kg	3-φ36 3本/ﾋﾟｰｽ 149.6	3-φ38 3本/ﾋﾟｰｽ 235.4
支承工	鉛直アンカー	ｸﾛﾛﾌﾟﾚﾝｽﾎﾟﾝｼﾞ	φ200×85 φ100穴付	個	24	24
支承工	鉛直アンカー	無収縮グラウト		m	φ50 21.6	φ55 23.0
支承工	鉛直アンカー	削孔工		m	φ44 8.6	φ50 10.1
支承工	水平アンカー	ＰＣ鋼棒	SBPR930/1080 φ23	m kg	1.100 57.4	1.150 60.0
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	16	16
頂部連結工		アンカーボルト	S35CN （メッキ仕様）	kg	3-φ28 3本/ｾｯﾄ 37.1	3-φ28 3本/ｾｯﾄ 37.1
頂部連結工		アンカープレート	80×80×19	枚	24	24
頂部連結工		ナット		個	M27 24	M27 24
頂部連結工		ゴムパッキン	200×200×10	個	3枚/ｾｯﾄ 12	3枚/ｾｯﾄ 12
頂部連結工		無収縮グラウト	φ50	m	6.1	6.1
頂部連結工		定着具保護ﾓﾙﾀﾙ	無収縮モルタル	m^3	0.126	0.154
横締工		型枠	目地材，20×30mm	m	12.060	13.860
横締工		目地モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.008	0.010
横締工		ＰＣ鋼材	SWPR7BL	kg	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0
横締工		定着具		個	S15.2φ用 12	S15.2φ用 12
横締工		アンカープレート		枚	90×90×19 12	90×90×19 12
横締工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m^3	0.045	0.056
横締工		セメントグラウト	φ40	m	58.1	58.1
防水工		塗膜防水－１	W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00
防水工		塗膜防水－２	W-200(桁間目地部)	m	54.71	58.19
防水工		塗膜防水－３	W-200(桁間伸縮目地部)	m	18.24	19.40
防水工		塗膜防水－４	W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00
防水工		塗膜防水－５	W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40
防水工		塗膜防水－６	W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	12.00	12.00
採光窓工		採光板	1780×780×5t ｸﾘﾔｰ片面ﾏｯﾄ	枚	8	8
採光窓工		窓枠材		組	8	8
後打工		型枠－１	発泡ﾎﾟﾘｴﾁﾚﾝ t=50m/m	m^2	10.0	10.0
後打工		型枠－２	パラペット外側型枠	m^2	7.0	7.0
後打工		コンクリート	パラペット	m^3	2.80	2.80
後打工		シース	φ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2

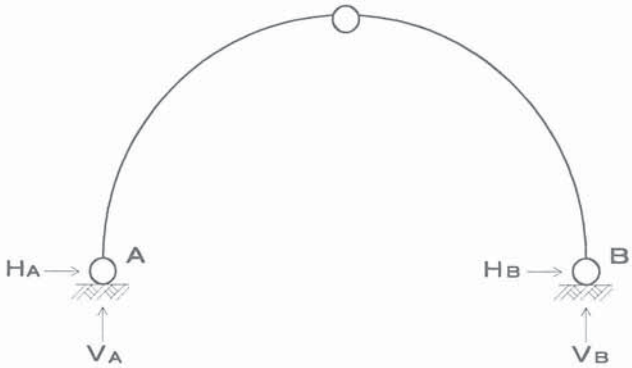
(13) S708～S711

工種	区分	名称	規格	単位	構造タイプ S708	S709	S710	S711
部材		部材タイプ名		—	M30	M30	M30	M35
部材		主桁	σck= 60 N/mm²	ピース	8	8	8	8
支承工		無収縮モルタル		m³	260×310×19 0.024	260×310×20 0.026	260×310×20 0.026	260×310×20 0.026
支承工		ゴム支承	感圧硬化ゴム(t=6mm)付 RbP.	枚	160×210×25 16	160×210×34 16	160×210×34 16	210×210×34 16
支承工	鉛直アンカー	アンカーバー	S35CN (メッキ仕様)	kg	3-φ30 3本/ピース 106.0	3-φ32 3本/ピース 106.0	3-φ36 3本/ピース 149.6	3-φ42 3本/ピース 235.4
支承工	鉛直アンカー	クロロプレンスポンジ	φ200×85 φ100穴付	個	24	24	24	24
支承工	鉛直アンカー	無収縮グラウト		m	φ50 20.6	φ50 20.6	φ50 21.6	φ55 23.0
支承工	鉛直アンカー	削孔工		m	φ44 7.7	φ44 7.7	φ44 8.6	φ50 10.1
支承工	水平アンカー	PC鋼棒	SBPR930/1080 φ23 φ26	m kg kg	1.100 57.4	1.100 57.4	1.100 57.4	1.150 76.7
支承工	水平アンカー	落下防止装置		組	16	16	16	16
頂部連結工		アンカーボルト	S35CN (メッキ仕様)	kg	3-φ30 3本/セット 43.3	3-φ30 3本/セット 43.3	3-φ32 3本/セット 50.0	3-φ303 3本/セット 43.3
頂部連結工		アンカープレート	80×80×19	枚	24	24	24	24
頂部連結工		ナット		個	M30 24	M30 24	M30 24	M30 24
頂部連結工		ゴムパッキン	200×200×10	個	3枚/セット 12	3枚/セット 12	3枚/セット 12	3枚/セット 12
頂部連結工		無収縮グラウト	φ50	m	6.1	6.1	6.1	6.1
頂部連結工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m³	0.036	0.060	0.072	0.144
横締工		型枠	目地材, 20×30mm	m	12.060	12.060	12.060	13.860
横締工		目地モルタル	無収縮モルタル	m³	0.008	0.008	0.008	0.010
横締工		PC鋼材	SWPR7BL	kg	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0	1S15.2 64.0
横締工		定着具		個	S15.2φ用 12	S15.2φ 12	S15.2φ用 12	S15.2φ用 12
横締工		アンカープレート		枚	90×90×19 12	90×90×1 12	90×90×19 12	90×90×19 12
横締工		定着具保護モルタル	無収縮モルタル	m³	0.045	0.045	0.045	0.056
横締工		セメントグラウト	φ40	m	58.1	58.1	58.1	58.1
防水工		塗膜防水－1	W-200(頂部目地部)	m	10.00	10.00	10.00	10.00
防水工		塗膜防水－2	W-200(桁間目地部)	m	45.01	48.60	51.65	55.18
防水工		塗膜防水－3	W-200(桁間伸縮目地部)	m	15.00	16.20	17.22	18.39
防水工		塗膜防水－4	W-300(脚部目地部)	m	20.00	20.00	20.00	20.00
防水工		塗膜防水－5	W-300(横締切欠部)塗膜のみ	m	2.40	2.40	2.40	2.40
防水工		塗膜防水－6	W-200(頂部連結部)塗膜のみ	m	7.20	9.60	10.80	12.00
採光窓工		採光板	1780×780×5t クリヤー片面マット	枚	8	8	8	8
採光窓工		窓枠材		組	8	8	8	8
後打工		型枠－1	発泡ポリエチレン t=50m/m	m²	10.0	10.0	10.0	10.0
後打工		型枠－2	パラペット外側型枠	m²	7.0	7.0	7.0	7.0
後打工		コンクリート	パラペット	m³	2.80	2.80	2.80	2.80
後打工		シース	φ45(落下防止装置用)	m	7.2	7.2	7.2	7.2

４．２．５ 支 点 反 力 表

１セット（L＝２．５m）当たりの支点反力を以下に示す。

なお、単位はkN／セットとする。



（1）Ｓ１０８～Ｓ１１５

Ｈｓ=1m	Ｓ１０８				Ｓ１０９			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	118.40	29.80	118.40	-29.80	126.50	35.20	126.50	-35.20
積雪時１	154.50	42.70	154.50	-42.70	166.90	51.00	166.90	-51.00
積雪時２	154.50	22.70	154.50	-22.70	166.90	30.10	166.90	-30.10
積雪時３	145.50	36.30	127.40	-36.30	156.80	43.10	136.60	-43.10
積雪時４	137.00	10.20	135.90	-42.30	148.80	16.00	144.60	-49.30
地震時１	109.40	2.10	163.50	-70.40	119.60	6.40	173.80	-79.70
地震時２	106.50	0.10	148.40	-63.80	116.20	3.70	157.00	-72.00
地震時３	97.50	2.30	157.40	-66.10	106.10	6.20	167.10	-74.50

Ｈｓ=1m	Ｓ１１０				Ｓ１１１			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	134.50	40.90	134.50	-40.90	142.40	47.60	142.40	-47.60
積雪時１	179.40	60.00	179.40	-60.00	191.60	70.30	191.60	-70.30
積雪時２	179.40	38.30	179.40	-38.30	191.60	48.40	191.60	-48.40
積雪時３	168.20	50.40	145.70	-50.40	179.30	59.00	154.70	-59.00
積雪時４	160.50	22.30	153.40	-56.90	172.20	30.50	161.80	-65.50
地震時１	129.80	11.20	184.10	-89.70	139.80	17.20	194.20	-100.70
地震時２	125.80	7.80	165.70	-80.80	135.30	13.10	174.00	-90.40
地震時３	114.60	10.60	176.90	-83.60	123.00	16.10	186.30	-93.50

Ｈｓ=1m	Ｓ１１２				Ｓ１１３			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	150.20	54.80	150.20	-54.80	158.00	62.90	158.00	-62.90
積雪時１	203.80	81.60	203.80	-81.60	216.00	94.30	216.00	-94.30
積雪時２	203.80	59.40	203.80	-59.40	216.00	72.10	216.00	-72.10
積雪時３	190.40	68.20	163.60	-68.20	201.50	78.60	172.50	-78.60
積雪時４	183.80	39.40	170.20	-74.80	195.40	49.80	178.70	-85.20
地震時１	149.80	23.90	204.20	-112.40	159.80	31.80	214.20	-125.40
地震時２	144.80	18.90	182.50	-100.70	154.20	25.80	190.80	-112.10
地震時３	131.40	22.20	195.80	-104.10	139.70	29.40	205.30	-115.70

Ｈｓ=1m	Ｓ１１４				Ｓ１１５			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	199.70	86.30	199.70	-86.30	209.10	97.50	209.10	-97.50
積雪時１	262.20	122.60	262.20	-122.60	276.00	139.20	276.00	-139.20
積雪時２	262.20	100.30	262.20	-100.30	276.00	116.80	276.00	-116.80
積雪時３	246.60	104.50	215.30	-104.50	259.30	118.40	225.80	-118.40
積雪時４	240.90	75.40	221.10	-111.10	253.90	89.30	231.20	-125.00
地震時１	198.80	46.70	263.10	-162.20	210.40	57.70	274.70	-179.00
地震時２	192.70	39.60	237.90	-147.30	203.70	49.40	247.90	-162.30
地震時３	177.10	43.50	253.60	-151.20	187.00	53.60	264.60	-166.50

（2）Ｓ２０８～Ｓ２１５

Ｈｓ=2m	Ｓ２０８				Ｓ２０９			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	118.40	29.80	118.40	-29.80	126.50	35.20	126.50	-35.20
積雪時１	190.60	55.60	190.60	-55.60	207.40	66.80	207.40	-66.80
積雪時２	190.60	31.40	190.60	-31.40	207.40	41.70	207.40	-41.70
積雪時３	172.50	42.70	136.50	-42.70	187.20	51.00	146.70	-51.00
積雪時４	161.20	10.40	147.80	-50.80	176.50	17.60	157.40	-59.40
地震時１	124.30	4.10	184.70	-81.40	136.60	9.20	197.30	-92.70
地震時２	118.40	-0.10	154.50	-68.20	129.70	3.80	163.70	-77.20
地震時３	100.40	4.40	172.50	-72.70	109.50	8.90	183.90	-82.30

Ｈｓ=2m	Ｓ２１０				Ｓ２１１			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	134.50	40.90	134.50	-40.90	142.40	47.60	142.40	-47.60
積雪時１	224.20	79.00	224.20	-79.00	240.80	93.10	240.80	-93.10
積雪時２	224.20	53.00	224.20	-53.00	240.80	66.90	240.80	-66.90
積雪時３	201.80	60.00	157.00	-60.00	216.20	70.30	167.00	-70.30
積雪時４	191.60	25.40	167.10	-68.60	206.80	35.40	176.40	-79.10
地震時１	148.90	15.10	209.90	-104.80	161.10	22.40	222.10	-118.30
地震時２	141.00	8.40	172.90	-86.90	152.10	14.10	181.90	-97.70
地震時３	118.60	14.00	195.30	-92.50	127.50	20.30	206.50	-103.80

Ｈｓ=2m	Ｓ２１２				Ｓ２１３			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	150.20	54.80	150.20	-54.80	190.30	75.70	190.30	-75.70
積雪時１	257.40	108.40	257.40	-108.40	306.70	138.70	306.70	-138.70
積雪時２	257.40	81.80	257.40	-81.80	306.70	111.90	306.70	-111.90
積雪時３	230.60	81.60	177.00	-81.60	277.60	107.20	219.40	-107.20
積雪時４	221.80	46.20	185.80	-90.40	269.40	71.60	227.60	-116.10
地震時１	173.20	30.60	234.40	-132.60	213.00	45.00	284.00	-169.40
地震時２	163.20	20.50	190.80	-109.10	201.80	32.90	237.00	-142.70
地震時３	136.40	27.30	217.60	-115.80	172.70	40.20	266.10	-150.00

Ｈｓ=2m	Ｓ２１４				Ｓ２１５			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	199.70	86.30	199.70	-86.30	209.10	97.50	209.10	-97.50
積雪時１	324.80	159.00	324.80	-159.00	342.90	180.80	342.90	-180.80
積雪時２	324.80	132.30	324.80	-132.30	342.90	154.10	342.90	-154.10
積雪時３	293.50	122.60	231.00	-122.60	309.50	139.20	242.50	-139.20
積雪時４	285.90	87.00	238.60	-131.50	302.30	103.60	249.70	-148.10
地震時１	226.80	57.10	297.70	-188.20	240.50	70.20	311.50	-208.20
地震時２	214.50	42.80	247.40	-158.30	227.10	53.50	257.90	-174.80
地震時３	183.20	50.60	278.70	-166.10	193.70	61.90	291.40	-183.20

（3）Ｓ３０８～Ｓ３１３

Ｈｓ=3m	Ｓ３０８				Ｓ３０９			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	118.40	29.80	118.40	-29.80	126.50	35.20	126.50	-35.20
積雪時１	226.70	68.40	226.70	-68.40	247.90	82.60	247.90	-82.60
積雪時２	226.70	40.10	226.70	-40.10	247.90	53.30	247.90	-53.30
積雪時３	199.60	49.10	145.50	-49.10	217.50	58.90	156.80	-58.90
積雪時４	185.40	10.70	159.70	-59.30	204.10	19.10	170.20	-69.40
地震時１	139.20	6.00	205.90	-92.30	153.60	12.10	220.70	-105.70
地震時２	130.40	-0.30	160.60	-72.50	143.30	4.00	170.30	-82.50
地震時３	103.30	6.50	187.60	-79.30	113.00	11.60	200.70	-90.00

Ｈｓ=3m	Ｓ３１０				Ｓ３１１			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	134.50	40.90	134.50	-40.90	142.40	47.60	142.40	-47.60
積雪時１	269.10	98.00	269.10	-98.00	290.00	115.90	290.00	-115.90
積雪時２	269.10	67.80	269.10	-67.80	290.00	85.30	290.00	-85.30
積雪時３	235.40	69.50	168.20	-69.50	253.10	81.70	179.30	-81.70
積雪時４	222.70	28.40	180.90	-80.30	241.30	40.30	191.10	-92.60
地震時１	168.00	19.00	235.60	-119.90	182.40	27.70	250.00	-135.80
地震時２	156.20	9.00	180.20	-93.10	168.90	15.20	189.70	-104.90
地震時３	122.50	17.30	213.80	-101.50	132.00	24.40	226.60	-114.10

Ｈｓ=3m	Ｓ３１２				Ｓ３１３			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	180.90	66.00	180.90	-66.00	190.30	75.70	190.30	-75.70
積雪時１	342.40	146.70	342.40	-146.70	364.90	170.10	364.90	-170.10
積雪時２	342.40	115.60	342.40	-115.60	364.90	139.00	364.90	-139.00
積雪時３	302.00	106.40	221.30	-106.40	321.20	122.90	233.90	-122.90
積雪時４	291.00	64.20	232.30	-117.40	311.00	80.80	244.20	-134.00
地震時１	222.80	40.90	300.50	-171.80	238.70	53.50	316.40	-192.40
地震時２	207.70	25.80	234.90	-136.50	222.00	35.40	245.90	-152.40
地震時３	167.30	35.90	275.30	-146.60	178.30	46.30	289.60	-163.30

（4）Ｓ４０８～Ｓ４１３

Ｈｓ=4m	Ｓ４０８				Ｓ４０９			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	118.40	29.80	118.40	-29.80	126.50	35.20	126.50	-35.20
積雪時１	262.80	81.30	262.80	-81.30	288.30	98.40	288.30	-98.40
積雪時２	262.80	48.90	262.80	-48.90	288.30	65.00	288.30	-65.00
積雪時３	226.70	55.60	154.50	-55.60	247.90	66.80	166.90	-66.80
積雪時４	209.50	10.90	171.70	-67.80	231.80	20.70	183.00	-79.40
地震時１	154.10	7.90	227.10	-103.20	170.60	14.90	244.20	-118.70
地震時２	142.30	-0.50	166.70	-76.80	156.90	4.20	177.00	-87.70
地震時３	106.20	8.60	202.80	-85.90	116.40	14.30	217.50	-97.80

Ｈｓ=4m	Ｓ４１０				Ｓ４１１			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	134.50	40.90	134.50	-40.90	171.50	57.40	171.50	-57.40
積雪時１	313.90	117.00	313.90	-117.00	369.30	148.80	369.30	-148.80
積雪時２	313.90	82.50	313.90	-82.50	369.30	113.70	369.30	-113.70
積雪時３	269.10	79.00	179.40	-79.00	319.80	103.10	221.00	-103.10
積雪時４	253.80	31.50	194.60	-91.90	305.60	54.80	235.20	-116.20
地震時１	187.10	22.90	261.30	-135.00	228.30	35.40	312.50	-170.70
地震時２	171.30	9.50	187.40	-99.20	210.30	18.80	231.70	-129.30
地震時３	126.50	20.70	232.30	-110.40	160.80	31.10	281.10	-141.70

Ｈｓ=4m	Ｓ４１２				Ｓ４１３			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	180.90	66.00	180.90	-66.00	190.30	75.70	190.30	-75.70
積雪時１	396.20	173.60	396.20	-173.60	423.10	201.60	423.10	-201.60
積雪時２	396.20	138.10	396.20	-138.10	423.10	166.10	423.10	-166.10
積雪時３	342.40	119.80	234.70	-119.80	364.90	138.70	248.50	-138.70
積雪時４	329.10	71.10	248.00	-133.10	352.60	89.90	260.80	-151.90
地震時１	246.30	47.60	330.80	-192.00	264.50	62.00	348.90	-215.40
地震時２	226.20	27.40	243.30	-144.90	242.10	37.80	254.90	-162.10
地震時３	172.40	40.90	297.10	-158.40	183.90	52.30	313.10	-176.60

(5) Ｓ５０８～Ｓ５１３

Ｈs=5m	Ｓ５０８				Ｓ５０９			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	118.40	29.80	118.40	-29.80	126.50	35.20	126.50	-35.20
積雪時１	315.90	100.20	315.90	-100.20	347.90	121.70	347.90	-121.70
積雪時２	315.90	55.80	315.90	-55.80	347.90	75.90	347.90	-75.90
積雪時３	266.50	65.00	167.80	-65.00	292.60	78.40	181.80	-78.40
積雪時４	242.20	3.20	192.20	-82.40	269.70	14.70	204.70	-96.30
地震時１	176.00	10.70	258.30	-119.30	195.60	19.10	278.80	-137.80
地震時２	160.00	-0.70	175.60	-83.20	176.80	4.40	186.90	-95.40
地震時３	110.60	11.70	225.00	-95.60	121.50	18.20	242.20	-109.20

Ｈs=5m	Ｓ５１０				Ｓ５１１			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	162.10	49.40	162.10	-49.40	171.50	57.40	171.50	-57.40
積雪時１	408.70	154.00	408.70	-154.00	442.00	182.50	442.00	-182.50
積雪時２	408.70	106.50	408.70	-106.50	442.00	134.50	442.00	-134.50
積雪時３	347.10	101.70	223.80	-101.70	374.40	119.90	239.20	-119.90
積雪時４	325.30	35.70	245.50	-120.20	354.30	53.30	259.30	-138.50
地震時１	238.50	30.30	332.30	-173.10	259.80	43.20	353.80	-196.70
地震時２	216.80	11.90	230.80	-123.80	235.10	20.40	243.20	-140.00
地震時３	155.10	27.30	292.40	-139.20	167.50	37.30	310.90	-156.90

Ｈs=5m	Ｓ５１２				Ｓ５１３			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	180.90	66.00	180.90	-66.00	222.90	88.70	222.90	-88.70
積雪時１	475.40	213.20	475.40	-213.20	542.50	261.40	542.50	-261.40
積雪時２	475.40	164.70	475.40	-164.70	542.50	212.70	542.50	-212.70
積雪時３	401.80	139.60	254.50	-139.60	462.60	175.10	302.80	-175.10
積雪時４	383.00	72.40	273.30	-158.40	445.20	107.40	320.30	-193.90
地震時１	281.00	57.60	375.30	-221.60	330.60	79.40	434.90	-270.80
地震時２	253.40	30.00	255.70	-157.30	299.90	46.20	305.80	-197.60
地震時３	179.80	48.30	329.30	-175.60	220.00	66.20	385.70	-217.60

（6）Ｓ６０８～Ｓ６１２

Ｈｓ=6m	Ｓ６０８				Ｓ６０９			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	118.40	29.80	118.40	-29.80	152.50	42.40	152.50	-42.40
積雪時１	376.40	121.80	376.40	-121.80	443.30	156.20	443.30	-156.20
積雪時２	376.40	62.20	376.40	-62.20	443.30	94.50	443.30	-94.50
積雪時３	311.90	75.80	182.90	-75.80	370.60	99.30	225.20	-99.30
積雪時４	278.30	-7.70	216.50	-99.80	339.00	12.80	256.80	-124.10
地震時１	200.90	13.90	293.90	-137.70	245.90	24.80	349.80	-173.80
地震時２	180.00	-1.10	185.80	-90.50	221.20	5.50	229.10	-118.10
地震時３	115.50	15.10	250.30	-106.60	148.50	23.70	301.90	-136.30

Ｈｓ=6m	Ｓ６１０				Ｓ６１１			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	162.10	49.40	162.10	-49.40	171.50	57.40	171.50	-57.40
積雪時１	484.20	186.10	484.20	-186.10	524.90	220.80	524.90	-220.80
積雪時２	484.20	122.50	484.20	-122.50	524.90	156.60	524.90	-156.60
積雪時３	403.70	117.70	242.60	-117.70	436.60	139.10	259.90	-139.10
積雪時４	373.80	28.70	272.60	-143.10	408.90	49.30	287.60	-164.70
地震時１	270.70	36.90	375.70	-198.60	295.60	52.00	400.80	-226.20
地震時２	242.30	12.80	243.00	-134.20	263.40	22.20	256.40	-152.20
地震時３	161.80	32.90	323.50	-154.30	175.00	44.30	344.70	-174.20

Ｈｓ=6m	Ｓ６１２			
	VA	HA	VB	HB
常時	212.00	77.30	212.00	-77.30
積雪時１	598.20	270.40	598.20	-270.40
積雪時２	598.20	205.30	598.20	-205.30
積雪時３	501.70	173.90	308.60	-173.90
積雪時４	475.70	82.70	334.50	-199.80
地震時１	347.30	72.60	462.90	-275.20
地震時２	311.10	36.40	306.00	-190.70
地震時３	214.50	60.50	402.60	-214.80

（7）Ｓ７０８～Ｓ７１１

Ｈｓ=7m	Ｓ７０８				Ｓ７０９			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	142.80	36.00	142.80	-36.00	152.50	42.40	152.50	-42.40
積雪時１	469.60	152.60	469.60	-152.60	518.60	185.70	518.60	-185.70
積雪時２	469.60	74.50	469.60	-74.50	518.60	105.30	518.60	-105.30
積雪時３	387.90	94.30	224.50	-94.30	427.10	114.10	244.00	-114.10
積雪時４	342.90	-15.90	269.50	-126.40	385.00	0.70	286.10	-147.00
地震時１	248.80	17.80	363.50	-170.90	277.60	30.20	393.50	-198.00
地震時２	222.30	-1.10	226.70	-111.10	246.40	5.80	241.60	-127.80
地震時３	140.60	19.30	308.40	-131.50	154.90	28.70	333.10	-150.70

Ｈｓ=7m	Ｓ７１０				Ｓ７１１			
	VA	HA	VB	HB	VA	HA	VB	HB
常時	162.10	49.40	162.10	-49.40	201.00	67.20	201.00	-67.20
積雪時１	567.70	221.50	567.70	-221.50	647.90	274.00	647.90	-274.00
積雪時２	567.70	138.80	567.70	-138.80	647.90	190.00	647.90	-190.00
積雪時３	466.30	135.40	263.50	-135.40	536.20	170.60	312.70	-170.60
積雪時４	426.50	18.90	303.30	-169.20	499.20	52.40	349.80	-204.90
地震時１	306.30	44.20	423.50	-226.70	360.60	64.50	488.30	-276.80
地震時２	270.50	13.80	256.50	-145.60	319.90	26.80	305.60	-183.20
地震時３	169.10	39.20	357.90	-171.00	208.10	54.70	417.40	-211.10

4．3 製　造

4．3．1 製造工程

スノーシェルターの標準的な製造工程を図4．3．1に示す．

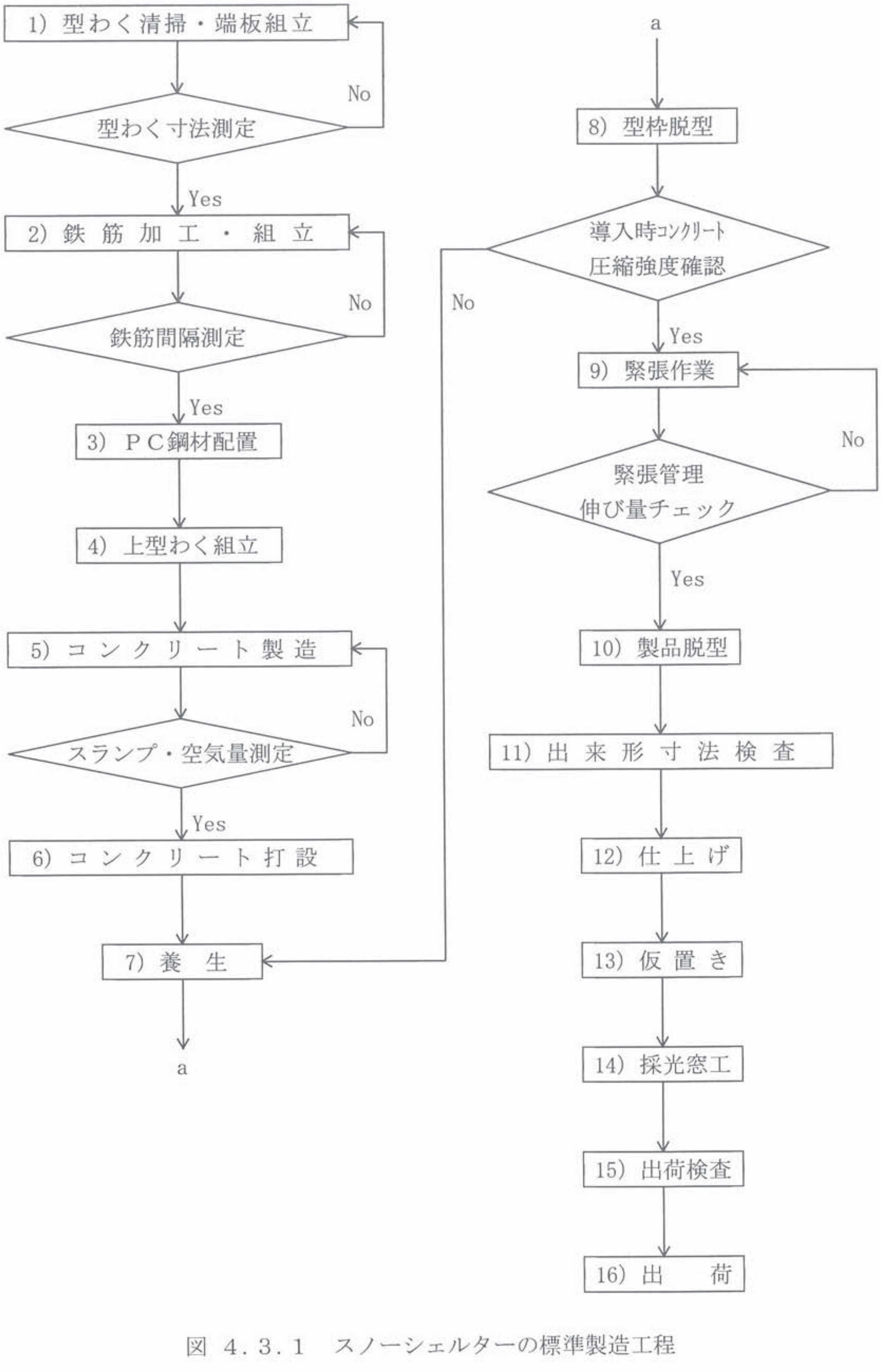


図 4．3．1　スノーシェルターの標準製造工程

４．３．２　使用材料

スノーシェッドの使用材料の項を参照とする。

４．３．３　製　　造

スノーシェッドと同様の事柄については、原則として省略する。

(1) 型 わ く

型わくについても前記スノーシェッドの項と同様な考え方で行う事とするが、スノーシェルター特有な注意点としては、次のとおりである。

a) 頂部連結ボルト組立用切り欠き部の構造は、作業性を考慮した上で最小限にとどめる。

b) 採光窓部の切り欠きについては、脱型時に部材に損傷を与えないような構造とする。

c) 部材外面に接する型わくは、コンクリートの打ち込みにあわせて順次組み立てを行えるような、かぶせ式の型枠構造とする方が望ましい。

(2) 緊　張

①　ＰＣ鋼材の配置

a) ＰＣ鋼材は、設計図に示された正しい位置に配置されなければならない。また、ＰＣ鋼材は、所定位置に対して±５㎜の誤差範囲におさまるように管理する。

b) 使用するＰＣ鋼材はアンボンド鋼材とし、配置に際しては、被覆面を損傷せぬように留意して作業を行う。

c) ＰＣ鋼材は、コンクリート打ち込み時の振動締め固めに対し耐えられるよう堅固に配置する。

②　ＰＣ鋼材の緊張

a) ＰＣ鋼材の緊張方法は、ポストテンション方式による。

b) 緊張作業は、コンクリートが所定の強度に達したことを確認したうえで行う。

c) ＰＣ鋼材に与える緊張力は、荷重計の示度およびＰＣ鋼材の伸びを確認しながら行う。

d) 緊張は、部材に大きな偏心荷重が作用しないように緊張順序を決めて作業する。

e) 緊張方向は、脚部側より片引きとする。

f) 緊張作業時には、緊張力により軸方向短縮やそりが生じる為、これを拘束しないようにして作業を行うものとする。

(3) コンクリートの製造および施工

かぶせ式の型枠構造とする場合には、鉄筋およびＰＣ鋼材が密に配置されていることを考慮して、充填性の良い高流動コンクリートの採用も考えられる。その際、配合や施工方法および試験方法については、十分検討のうえ実施する必要がある。たとえば、投入および振動締め固めに際しては、材料分離が生じないような方法を講ずる必要があり、また凝結時間が遅れる傾向にある為、養生方法についても注意を要する。

なお、詳細については、第３章スノーシェッドの”３．３製造　”を参照されたい。

(4) 仮 置 き

仮置きは、堅固な地盤上にマクラギ等を架台として行い積み重ねはしない。

仮置きの支持点は、L/4点の位置とするが、製品に悪影響をおよぼさないことを確認した場合は、その他の方法によってもよい。図４．３．２に仮置きの例を示す。

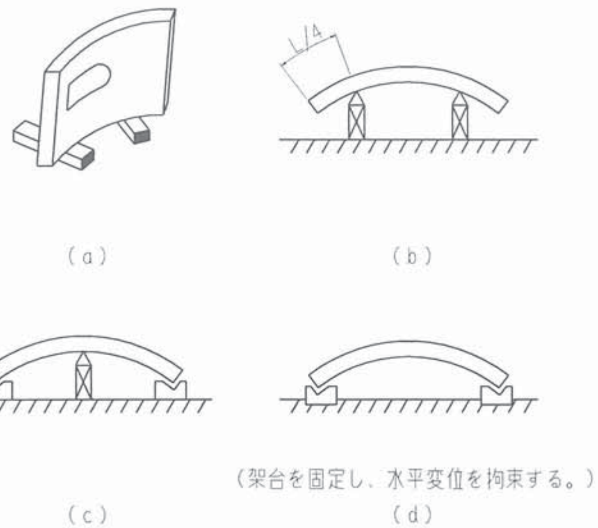


図 4.3.2 製品の仮置き

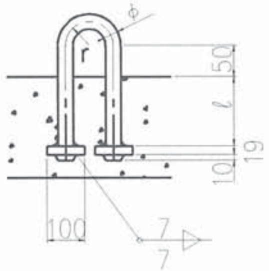
(5) 吊り金具

吊り金具の材料としては、一般にプレート付き丸鋼、またはデーハーアンカー等を用いる（デーハーアンカーについては、スノーシェッドの項参照）。

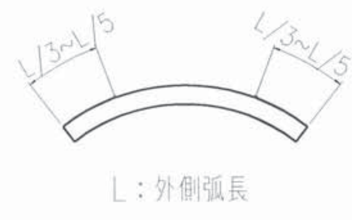
吊り金具を取り付ける位置は、部材端より外側弧長のL/3～L/5点を目安として、４点吊りとする。プレート付き丸鋼の形状寸法を表４．３．１に、形状図を図４．３．３に示す。

表 4．3．1 プレート付き丸鋼の形状［単位：mm］

部材＼項目	M25	M30	M35
鉄筋径 φ	25	28	28
埋込長 ℓ	180	230	230
曲げ半径 r	62.5	70	70
アンカープレート	100×100×19	100×100×19	100×100×19
計算最低埋込長	108	133	135



（a）吊り金具の取付詳細



（b）吊り金具の取付位置

（c）吊り金具の取付方向

図 4．3．3 吊り金具（プレート付き丸鋼の例）

4．3．4　出来形管理基準及び規格値

1．外観および形状

外観、形状の検査は、全数について行う。

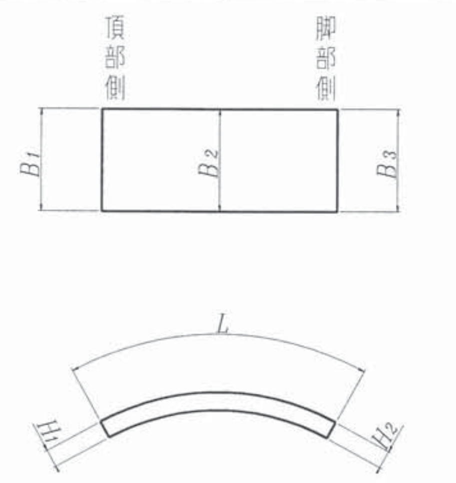
製品は、外観が良く使用上有害なきず、ひび割れ、ねじれなどの欠点があってはならない。

また、出来上がりコンクリート部材の施工後、露出面に発生する気泡の限度は、直径１５mm以下で深さ５mm以下とし、これを超える気泡は補修する。

2．出来形寸法の規格値

出来形寸法に関する管理項目、規格値および測定箇所を表４．３．２に示す。

表 4．3．2　出来形寸法の規格値および測定箇所

部材	項　目	規格値(mm)	測定頻度	測定箇所
主版	長　さ：L	±10	全数について行う.	
	頂部版幅：B_1	± 5		
	中間版幅：B_2	± 5		
	脚部版幅：B_3	± 5		
	頂部版厚：H_1	± 5		
	脚部版厚：H_2	± 5		

4．4　施　工

4．4．1　施工手順

スノーシェルターの施工は、部材および構造の特性を十分考慮して安全に行う。

施工の一般的な手順を図4．4．1に示す。

なお、パラペットのコンクリート打設は、上部工架設後の施工を標準とする。

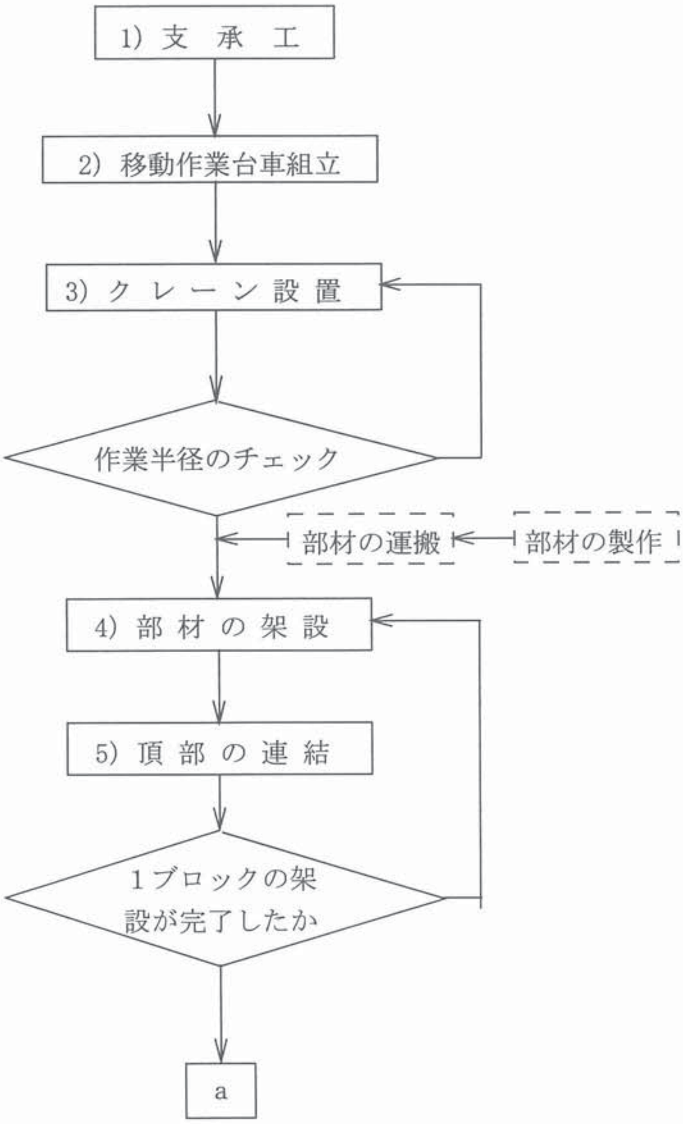


図 4．4．1　スノーシェルター施工の一般的手順

４．４．２　支 承 工

１．　測　量

支承モルタルの施工に先立ち下部工の出来形測量を行い、所定の必要厚さおよび設置位置を決定する。

２．　支承モルタル

支承モルタルは、所定の品質を有する無収縮モルタルを用いて入念に施工し、特にその平坦性には十分注意しなければならない。

３．　支承の設置

決められた位置にゴム支承を正しく設置する。部材の傾斜補正等による支承高さの微調整が必要な場合には、支承材と同等以上のゴムパッキンを用いて調整する。

４．４．３　移動作業台車

作業台車の組立・解体時には、必要に応じて交通規制を実施するものとし、部材架設時に予期せぬ移動が生じないように、必要な固定措置をとるものとする。

４．４．４　架 設 工

１．　部材の吊り込み

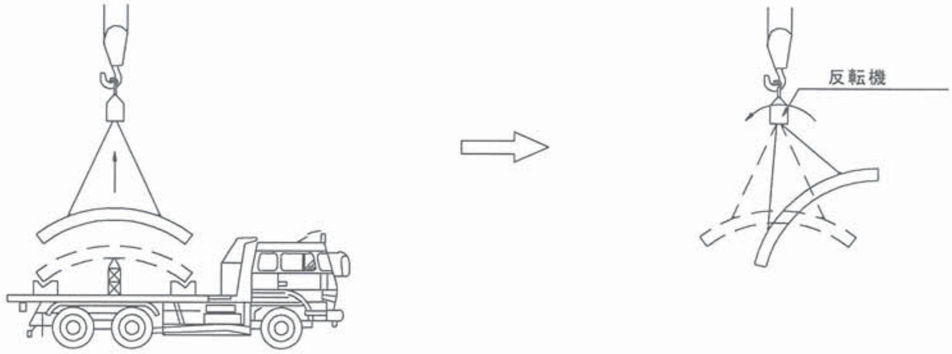
部材をトレーラーの荷台に積まれたままの状態で吊り上げた後、反転機を用いて所定の角度に回転させる。

２．　部材の仮受けおよび仮締め

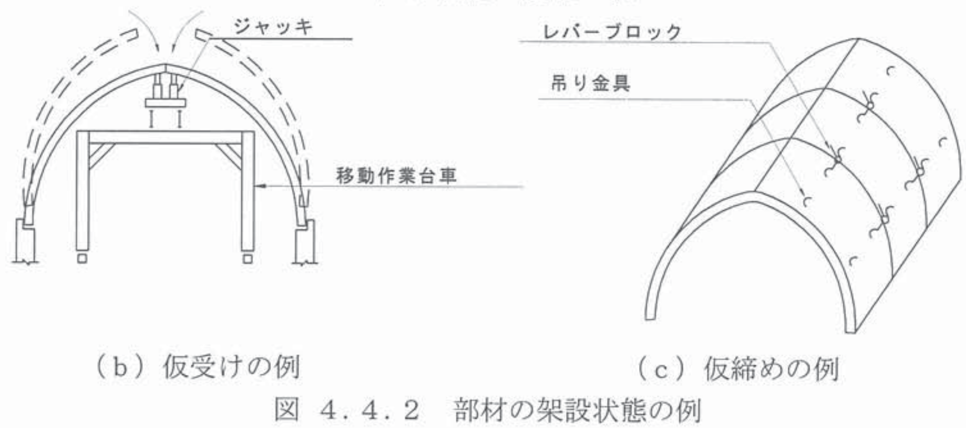
反転された部材は、移動作業台車の上にセットされているジャッキと脚部の支承にて仮受けする。

また、部材の引き寄せには、レバーブロック等を用い部材相互を仮締めする。

部材の架設状態の一例を図４．４．２に示す。



（ａ）部材の反転の例



（ｂ）仮受けの例　　　　　　　（ｃ）仮締めの例

図　４．４．２　部材の架設状態の例

４．４．５　頂部連結工

１．　頂部連結ボルトの組立

架設時、頂部において向かい合わせの部材相互をボルトにて連結し、仮受状態を解除する。

頂部連結工は、3ヒンジアーチの節点を形成するものであり、確実に施工しなければならない。

なお、ボルトの連結状態は、１ブロック横締完了後に再確認する。

２．　グラウト工

頂部連結ボルトには、無収縮グラウトを行い錆を発生させないように保護する。

グラウト注入の時期は、１ブロック横締完了後が望ましい。

使用する材料および品質については、スノーシェッド剛接工に準ずる。

３．　後埋め工

頂部連結ボルトの取付完了後、切り欠き部は、無収縮モルタルで後埋めし丁寧に仕上げ保護する。

４．４．６　鉛直アンカーバー

１．　アンカーバー孔の削孔

アンカーバー孔の削孔は、精度を要する作業であるので、シェルター部材の架設完了後に削孔することを標準とする。

前もって下部工施工時に箱抜きをする場合は、測量を確実に行い所定の位置にアンカーバー径に見合った大きさとする。

２．　アンカーバー組立

シェルター部材の架設完了後、アンカーバーを組み立てて、無収縮グラウトをその空隙に充填する。

なお、充填作業は横締工完了後に行う。

３．　後埋め工

頂部連結アンカーボルトの後埋め工に準じて行う。

４．４．７　横 締 工

１．　横 締 工

横締工とは、道路縦断方向にプレストレスを導入することにより部材相互の各セットを一体化し、一つのブロックを形成することをいう。

横締工を行う各部材間は、ウェットジョイント工法で行い、その際に横締用のダクト内が閉塞しないように処置して作業を行う。

２．　プレストレスの導入

横締のプレストレス導入にあたっては、緊張計画書に基づき入念に作業を行う。

ＰＣ鋼材の緊張力は、荷重計の示度およびＰＣ鋼材の伸びで管理する。

３．　後埋め工

横締のプレストレス導入後、横締アンカープレートにグラウトホースを取り付けて、後埋め工を行う。

後埋め工については、頂部連結ボルトの項に準じて行う。

４．　グラウト工

グラウトの注入作業に先立ち、ダクト内の閉塞箇所がないことを確認してから作業を行うものとする。

グラウトに使用する材料および品質については、スノーシェッド横締工に準じて行う。

4．4．8　水平アンカー工

施工単位ブロックの架設完了後、水平アンカーを脚部に仮配置し、パラペットの２次施工コンクリートを打設する。２次施工コンクリートの脱型硬化後、水平アンカーの定着具により固定し、定着部の腐食防止として防錆キャップを取り付ける。また、水平アンカーの目隠しが必要と判断される場合は、車両の誘導を目的としたパネルを設置する等の処理を施す。

図４．４．３に水平アンカーの設置例を示す。

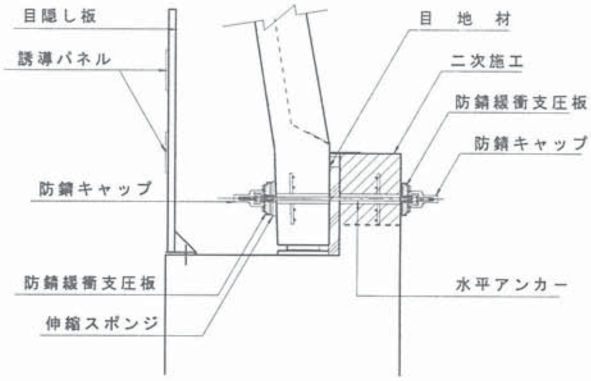
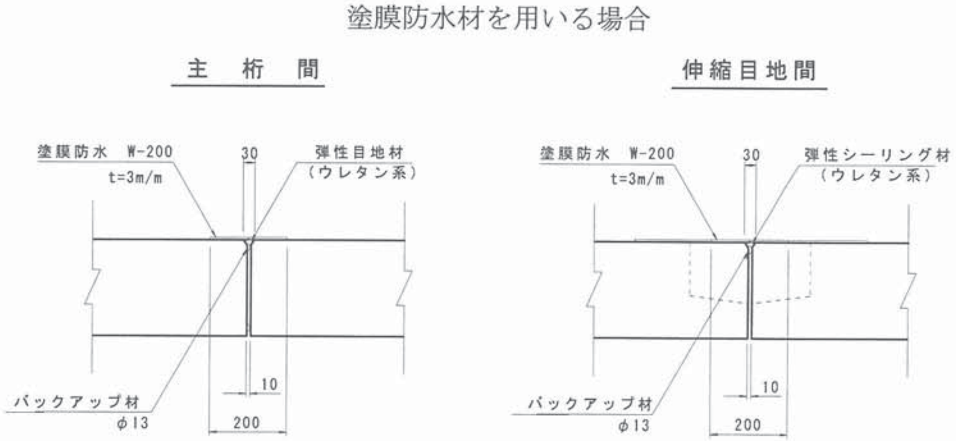


図４．４．３　水平アンカーの設置例

4．4．9　防 水 工

部材間目地や頂部と支承脚部間目地には、防水工を施す。材料の選定については、充分吟味するものとする。施工にあたって材料の特性を良く把握し、必要とされる施工条件を満足していることを確認する。なお、本マニュアルでは使用実績が最も多いことから塗膜防水を標準とする。

防水工の例を図４．４．４に示す。



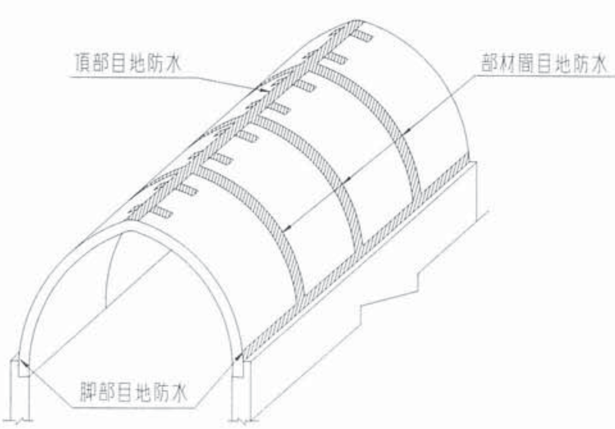


図４.４.４　防水工の例

４．４．１０　雪庇防止柵工

シェルター端部には、必要に応じて雪庇防止柵を設置するものとする。
雪庇防止柵設置の例を図４．４．５に示す。

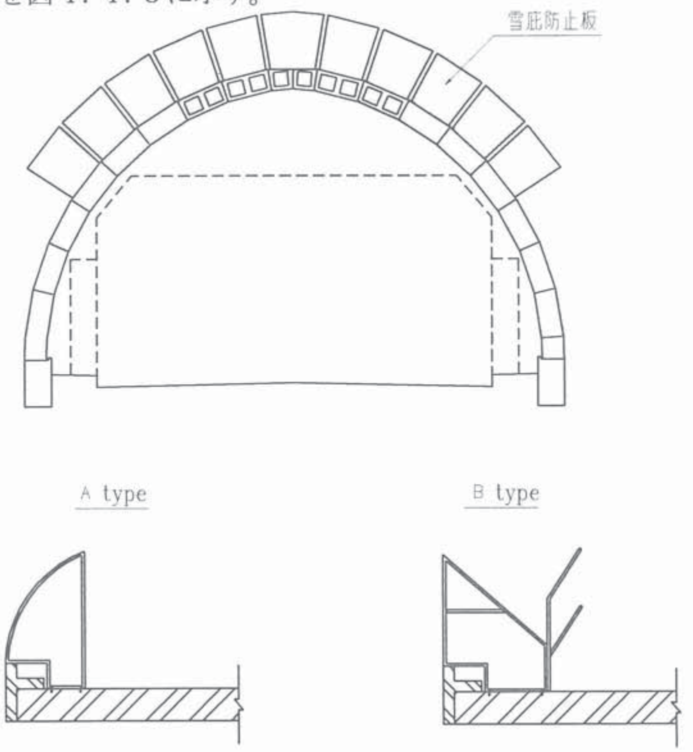
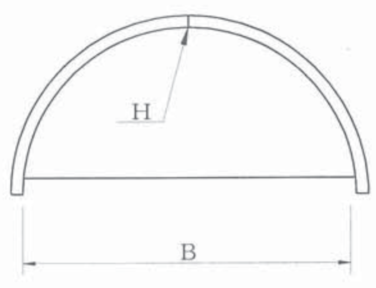


図　４．４．５　雪庇防止柵の設置例

４．４．１１　出来形管理基準及び規格値

スノーシェルターの出来形に関する寸法誤差の規格値を表　４．４．１に示す。

表　４．４．１　出来形管理規格値および測定箇所

項　　目	規格値[mm]	測 定 頻 度	測　定　箇　所
施工延長　　：L	－　２０	各ブロック毎に行う	
幅　　　　：B	±　５０	各ブロックに付き１カ所行う	
基準高さ　：H	－　２０		

第 5 章　ロックシェッド

５．１　設計方法

５．１．１　設計条件決定の手順

ＰＣロックシェッドの設計条件を決定する手順を図５．１．１に示す。

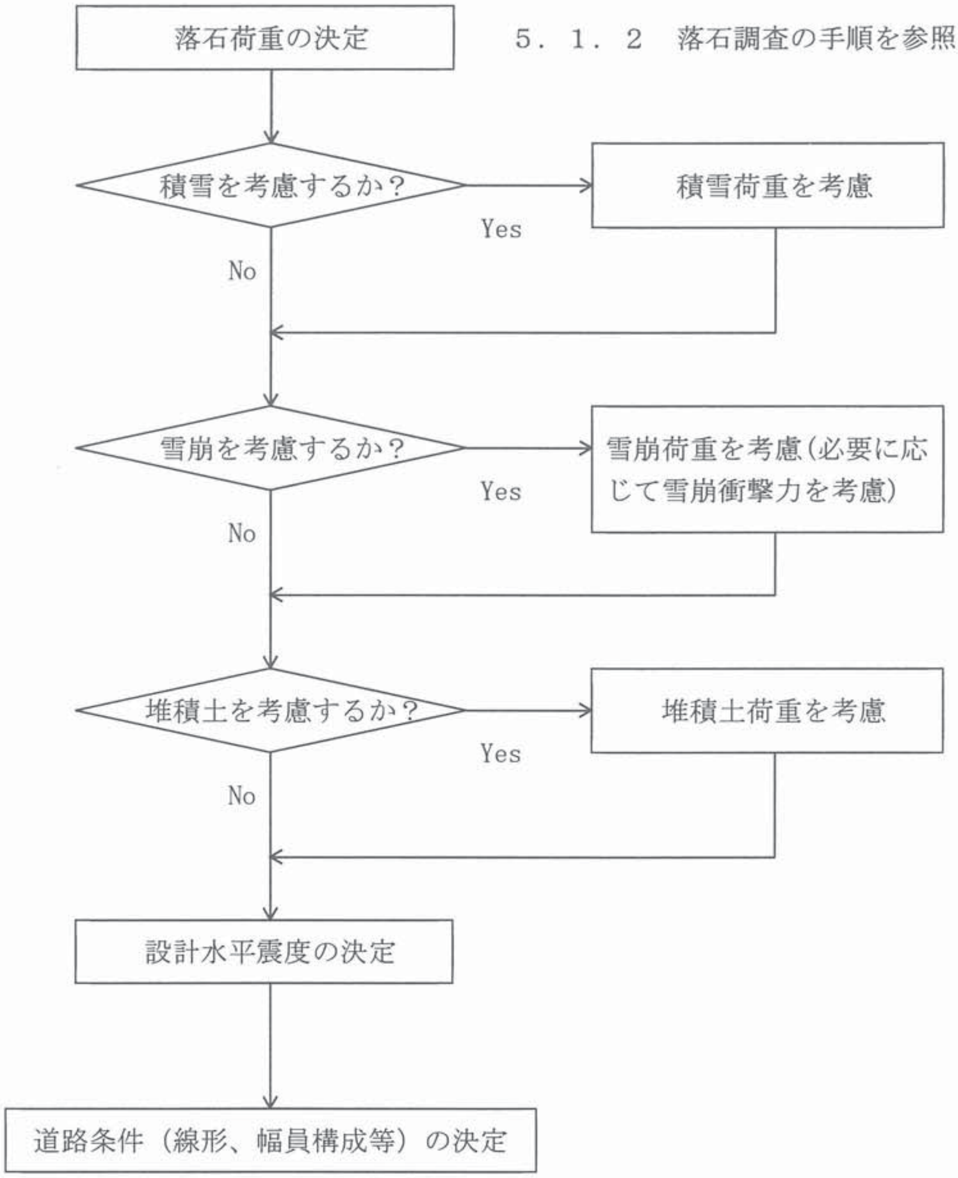


図５．１．１　設計条件の決定手順

５．１．２　落石調査の手順

道路における自然斜面や人工斜面での落石を事前に予測することは非常に難しい問題であるが、効果的な落石対策工を計画する上で斜面の調査・評価が最も重要となる。

以下に落石調査のフローチャートを図５．１．２に示す。（落石対策便覧より抜粋）

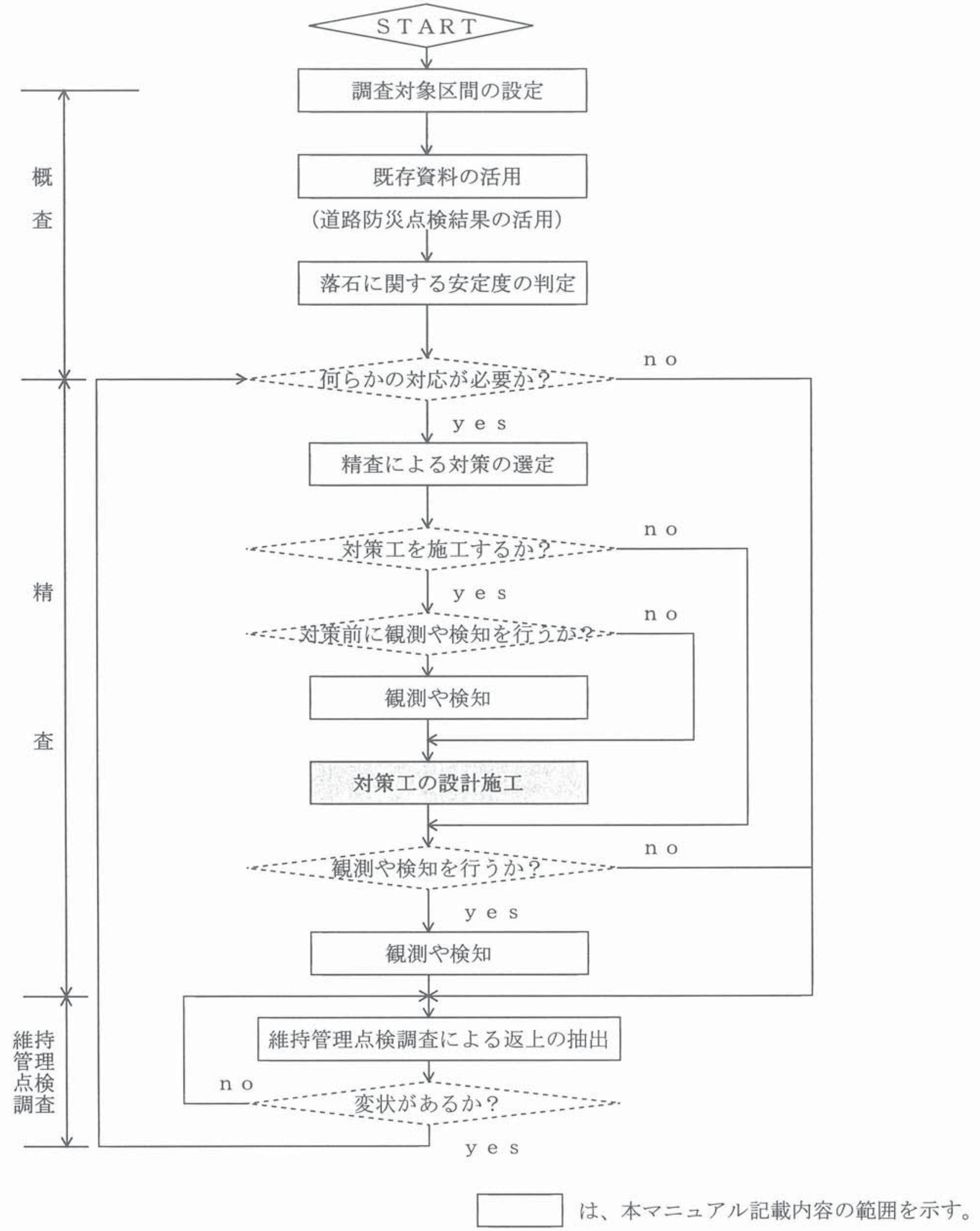


図５．１．２　落石調査のフローチャート

ロックシェッドが計画されている斜面においては、設計対象岩塊・落石発生位置(高さ)・落石重量・落下経路・等価摩擦係数等その落石条件を設定するために必要な調査を行うとともに、落石条件を正確に設定するための評価を行い落石条件を確定するものとする。

本マニュアルでは、ロックシェッドの有効かつ広汎な使用を十分な安全を確保しながら進めるために、特にロックシェッドが計画されている斜面に絞りその設計条件を正確に設定することを目的に該当する斜面の調査手法及び評価手法の一提案として資料編の”資料－４　ロックシェッドを対象とした斜面調査手法（案)”に示したので参考にされたい。

また、落石の跳躍高さ・落石の運動エネルギー・落石の経路の推定等を把握する事を利用目的とした落石シミュレーション手法もロックシェッドの配置計画上有効な手段となる。

５．１．３　道路線形等特殊条件への対応

ロックシェッドの設置に関する道路線形等特殊条件への対応は、スノーシェッドに準じるものとするが特に注意を要する事項やスノーシェッドと一部運用が違う事項を列記する。

１．ロックシェッド主梁部材の質量は、１８ｔ程度から重いものでは３５ｔ近くになるものが設定されている。設計に際しては、部材の搬入はもちろんのこと架設クレーンの搬入を考慮して計画することとする。

２．道路線形による主梁の割付は、スノーシェッドと違い特殊条件以外道路中心線や構造中心線の延長を基準とし基準幅を１．５ｍとする。

５．１．４　設計荷重

１．落石荷重

ロックシェッドの設計は、落石による衝撃力を静的荷重に置き換え設計荷重時は、許容応力度法により行い終局荷重時は、終局強度設計法により行う。

落石は、一つの構造物に対して１個を作用させるものとし、連続的な載荷や岩盤崩壊などは考慮しないものとする。

（１）落石直撃範囲の設定

落石飛跳高５．０ｍは、あくまで現地の斜面情報が得難い場合のロックシェッドに対する参考指標として設定された数値であり、現地斜面状況を適切に反映した落石シュミレーション結果があれば、それらを優先的に参照することが好ましい。

（２）落石の載荷位置

落石の挙動を特定できない現状を踏まえ、落石による衝撃力は着目している断面に最も不利に作用するよう載荷し、安全な設計を行うことを基本とする。ただし、載荷位置については、山側支点直上,山側支承付近(主梁高の1/2),スパン中央,谷側剛接付近［(柱頭幅＋主梁高)/2］,柱直上の５箇所を基本としている。

また、ロックシェッド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。

設計の簡素化から斜面転落型の落石については、調査結果で推定される落石の挙動は、次頁の表５．１．１に示す第１落下点と第２落下点の２ケースとし、それぞれの落石衝撃力は、表５．１．２に示すものとする。

落石の第１落下点が構造物に少しでも載荷すれば落石の衝撃力は、全て直撃範囲を想定したＰoで載荷する事とする。

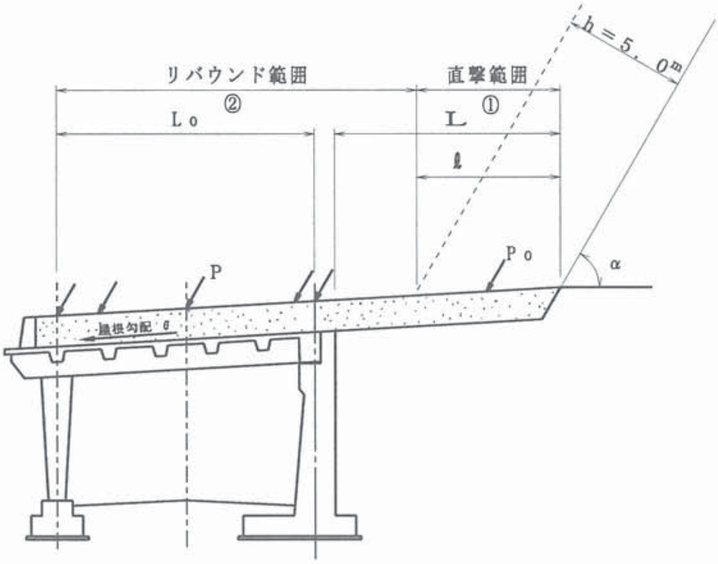
また、自由落下型の落石については、直接シェッドに作用する衝撃力Ｐoで載荷する。

表5．1．1　落石のシェッドへの影響

区分	条　件　L	主梁	備　　　　考
①	L≦ℓ(=h/sinα)	第1落下点	落石の直撃を受ける可能性の高い範囲
②	L＞ℓ(=h/sinα)	第2落下点	落石の直撃の影響は皆無では無いが、第二落下点と考えてもよい範囲

表5．1．2　落石衝撃力の大きさと作用方向

区　　　分			落　石　衝　撃　力　（P）	作用方向
①	直撃範囲	第1落下点	P_o：緩衝材により後述の算出式により求める。	斜面方向
②	ﾘﾊﾞｳﾝﾄﾞ範　囲	第2落下点	緩衝材以外の上で反発の場合　$P = 0.8 \cdot P_o$ 緩衝材上で反発の場合　$P = 0.4 \cdot P_o$	斜面方向



L：ロックシェッド背面から斜面までの水平距離(m)

ℓ：落石の水平到達距離(=h/sinα)(m)

L_o：頂版軸線スパン(m)

P_o：落石の衝撃力(直撃，kN)

P：落石の衝撃力(ﾘﾊﾞｳﾝﾄﾞ，kN)

図5．1．3　落石作用位置

（3）落石荷重

緩衝材として砂を用いる場合の落石による衝撃力は次式により算出する。

基本式は、

$$P_o = 2.108 \cdot W^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha \quad \text{(kN)}$$

ここに　P_o：落石による衝撃力　(kN)

W：落石重量（m・g）　(kN)

m：落石質量　(t)

g：重力の加速度　(m/s^2)

λ：ラーメ定数　(kN/m^2)

非常に軟らかいもの･･････　1,000 (kN/m^2)

軟らかいもの････････････　3,000 (kN/m^2)～5,000 (kN/m^2)

固いもの････････････････　10,000 (kN/m^2)

H：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

となり、ラーメ定数をλ=1000（kN/m^2）とした場合は、以下の式となる。

$$P_0 = 33.41 \cdot W^{2/3} \cdot H^{3/5} \cdot \alpha \quad (\text{kN})$$

また、緩衝材の砂層厚は、落石直径を標準とし砂層厚が落石直径以下の場合は、次式により割増し係数αを計算する。

$$\alpha = \sqrt{D/T} \qquad (\text{ただし}\quad T \geqq D \text{のときは} \alpha = 1)$$

ここに　Ｔ　：砂層厚　　（m）（ただし　Ｔ≧0.9mとする）

　　　　Ｄ　：落石直径　（m）

ａ）構造物に作用する荷重は、図５．１．４に示す範囲に等分布荷重が作用するとしてよい。

ただし、衝撃力の分散は、緩衝材のみを考慮し飛散防止材や構造部材では分散を考慮してはならない。

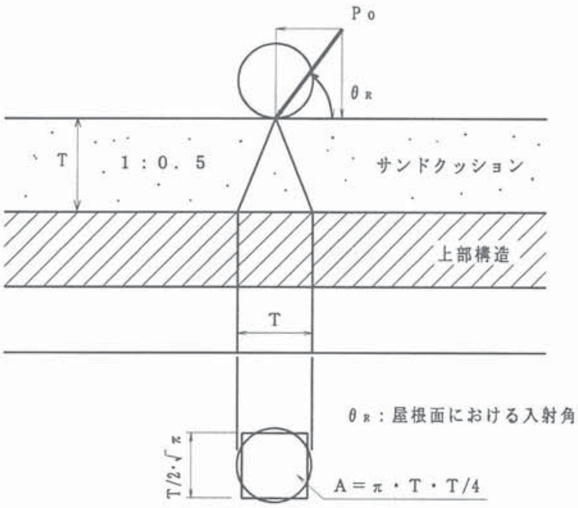


図５．１．４　衝撃力の作用断面

ｂ）落石重量は、現地にて測定した落石の単位重量を用いて算出するのが望ましいが、測定が困難な場合には、単位重量を２６kN/m^{3}として落石重量を算出してよい。

ｃ）自由落下する落石の落下高さは、落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、次式により換算する。

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

ここに　Ｈ：鉛直落差　　　　　　　　（m）

　　　　α：落下する斜面の平均勾配　（度）

　　　　μ：斜面の等価摩擦係数

斜面の等価摩擦係数は、表５．１．３によるものとする。

表５．１．３　斜面の等価摩擦係数

区分	落石および斜面の特性		μ
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、巨礫まじり崖錐、角状	凹凸大～中、立木なし～あり	0.35

なお、斜面を細区分する場合には、各斜面毎に換算落下高を算出しその累計をもって斜面全体の換算落下高とする。

$$H' = \sum_{i=1}^{n} Hi \cdot \left(1 - \frac{\mu i}{\tan \alpha i}\right)$$

ここに　H'：斜面全体の換算落下高

Hi　：ｉ番目の斜面の鉛直落差

μ i　：ｉ番目の斜面の等価摩擦係数

α i　：ｉ番目の斜面の傾斜角

ｄ）落石衝撃力の方向は、自由落下の場合は鉛直方向とし、斜面を転落してくる落石による衝撃力Ｐは、設計上屋根面垂直方向分力と屋根面水平方向分力に分解して載荷するものとする。

この場合、入射角 θ_R は、斜面勾配 α から屋根勾配 θ を差し引いた値を標準としてよい。

屋根面垂直方向分力は、次式により算出する。

$$P_v = P_0 \cdot \sin \theta_R$$

屋根面水平方向分力は、次式により算出する。（ルーズな砂の場合）

$\theta_R \geqq 70°$ の場合　　$P_h = P_0 \cdot \cos \theta_R$

$\theta_R < 70°$ の場合　　$P_h = P_0 \cdot \sin \theta_R \cdot 0.35$

斜め方向の落石の挙動は現在確立された考え方はないが、作用する屋根面水平方向分力は、緩衝材と頂版面との摩擦力を超えるものではないと考えて良い。従って、作用屋根面水平方向分力は、入射角の屋根面水平方向分力と屋根面垂直方向分力に対する摩擦力を比較して小さい方を使用することとした。

摩擦係数 μ は、緩衝材の材質により決まるが、ルーズな砂と考え内部摩擦角 ϕ を３０°とすると摩擦係数 μ は次式で算出される。

$\therefore \quad \mu = \tan(2\phi/3) \fallingdotseq 0.35$　　　「道路橋示方書」

また、$\phi = 30°$ では、$\theta_R = 70°$ において屋根面水平方向分力と摩擦力がほぼ等しくなるため、$\theta_R = 70°$ 以上は、屋根面水平方向分力を使用するよう定めたものである。

ロックシェッド山側受台背面上の落石の場合は、斜め落石の水平分力とブーシネスク土圧による水平分力の２種類の水平力を考慮して設計する。また、載荷方法は、図５．１．５に示す。

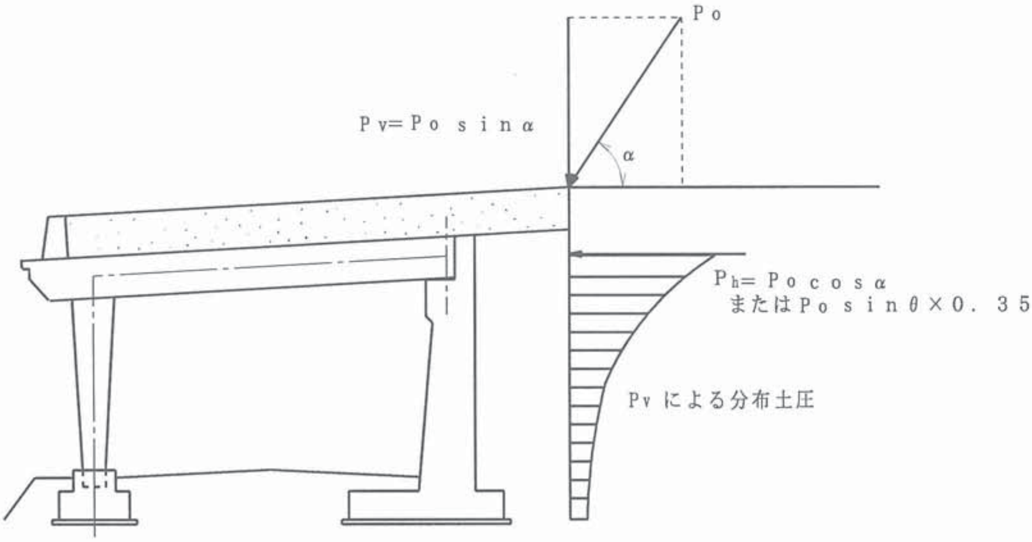


図５．１．５　落石衝撃力による水平力の載荷方法

（3）背面落石の計算式

背面落石は、斜め方向からの載荷を考えて、その鉛直成分および水平成分の両方を考慮する。背面落石の鉛直成分は、以下に示すブシネスク土圧理論を用いて計算を行う。

$$\Delta P_{OC} = \frac{3P_V X^2 Z}{\pi (r^2+Z^2)^{5/2}} \quad (\mathrm{kN/m^2})$$

但し、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る位置までの道路横断方向の水平投影距離(m)

Y ：荷重作用点から土圧を求める位置までの道路縦断方向の水平投影距離(m)

Z ：荷重作用点から土圧を求める位置までの鉛直方向の投影距離(m)

r ：荷重作用点から土圧を求める位置までの水平面での斜距離(m)

(注) $r=(X^2+Y^2)^{1/2}$

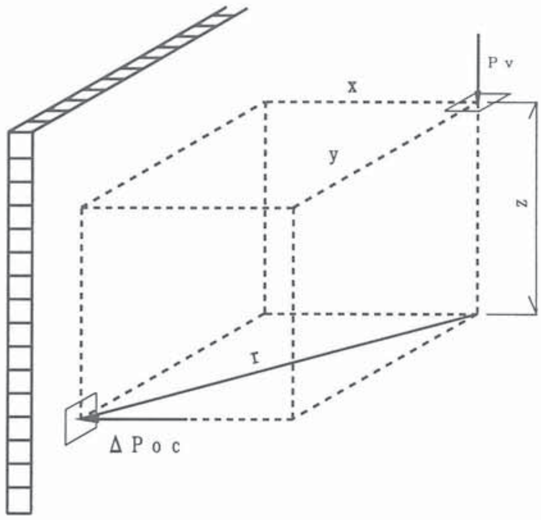


図5．1．6　背面落石による作用土圧

背面落石の載荷位置Xを設定すれば、パラペットや山側受台等の構造物に作用させる水平力P_HとそのモーメントMは以下の式にて求められる。

$$P_H = \int_{za}^{zb}\int_{-B/2}^{+B/2} P_{OC}\cdot dy\cdot dz \quad (\mathrm{kN})$$

$$M = \int_{za}^{zb}\int_{-B/2}^{+B/2} (P_{OC}\times L_Z)\cdot dy\cdot dz \quad (\mathrm{kN\cdot m})$$

但し、Za：地表面から対象構造物の先端までの鉛直距離(m)

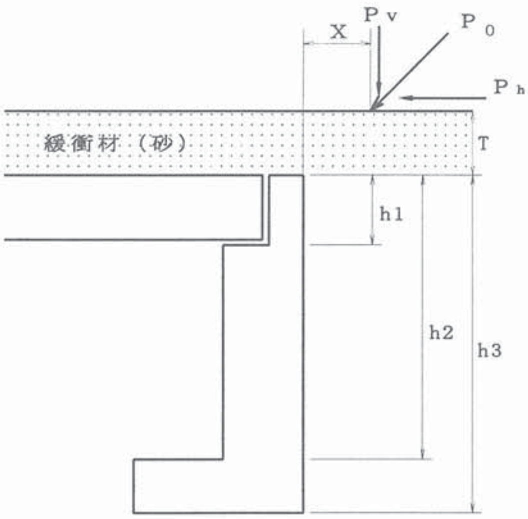
Zb：地表面から対象構造物の検討位置までの鉛直距離(m)

B ：検討構造物の道路縦断方向の検討幅(m)

L_Z：構造物検討位置から任意載荷点までの鉛直方向のアーム長(m)

(注) $L_Z=Zb-Z$

背面落石の水平成分については、どの様にサンドクッション中を伝達し、また、構造物に伝わるのか明確ではないので、構造物の先端即ちパラペットの頂部に水平分力が作用することを仮定して計算を行う。



Ｐｖ：落石衝撃力Ｐ₀による鉛直分力(kN)
Ｐｈ：落石衝撃力Ｐ₀による水平分力(kN)

ただし、下部工のブロック長をＬとする。

図５．１．７　背面落石記号説明

表５．１．４　背面落石の各計算用断面力一覧

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

注）表中の鉛直分力Ｐｖによる断面力は、表記のＺａ、Ｚｂを用いて上記の式よりＰＨ、Ｍを算出する。

なお、ＰＣロックシェッドのパラペットに対しては、本項とは別に鉛直落石・斜め落石に関わらず$P_h=0.35\cdot P_0$を負荷させていることに注意を要する。

２．　堆積土荷重

ロックシェッド上部構造上の堆積土砂荷重は、ロックシェッドの上部構造に三角形分布として載荷し、その荷重強度（q_e）は次式より算出する。

$$q_e=\gamma_e\cdot h_e\ (\mathrm{kN/m^2})$$

ここに　q_e：堆積土砂自重による荷重強度　(kN/m²)
　　　　γ_e：堆積土砂の単位重量　(kN/m³)
　　　　h_e：堆積土砂の堆積深さ　(m)

堆積土砂の堆積角度は、３０°程度を最大とし、現地の状況を検討した上でこれを減じてもよい。堆積土砂の単位重量（γ_e）は、１６．０kN/m³～１８．０kN/m³の範囲で現状に合わせて使用するが、一般には１８．０kN/m³を採用してよい。

また、山側受台背面の堆積土砂荷重の扱いは、落石対策便覧によるものとする。

３．　地震慣性力

シェッドの耐震設計は震度法によって行い、設計水平震度Ｋhの求め方を以下に示す。なお、ゴム支承、落下防止構造（水平アンカー）、変位制限構造（鉛直アンカーバー）の耐震設計法については、別項で明示する。

Kh＝Cz・Kh₀

Cz：地域別補正係数で、表５．１．５による。

表５．１．５　地域別補正係数

地域区分	A	B	C
Czの値	１．００	０．８５	０．７０

Kh₀：設計水平震度の標準値であり、逆Ｌ型の固有周期がT=０．６秒程度であることから、その値は、表５．１．６による。

表５．１．６　設計水平震度の標準値

地 盤 種 別	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
Kh₀の値	０．２０	０．２５	０．３０

４．　その他荷重

その他に荷重を考慮する場合は、落石対策便覧およびスノーシェッドの設計荷重に準ずる。

５．１．５　基本構造

１．　構造系

屋根勾配θは、排水性を考慮して５％以上とする。ただし、ＰＣロックシェッド設置区間で雪崩荷重を考慮する場合は、屋根勾配を１０°とする。

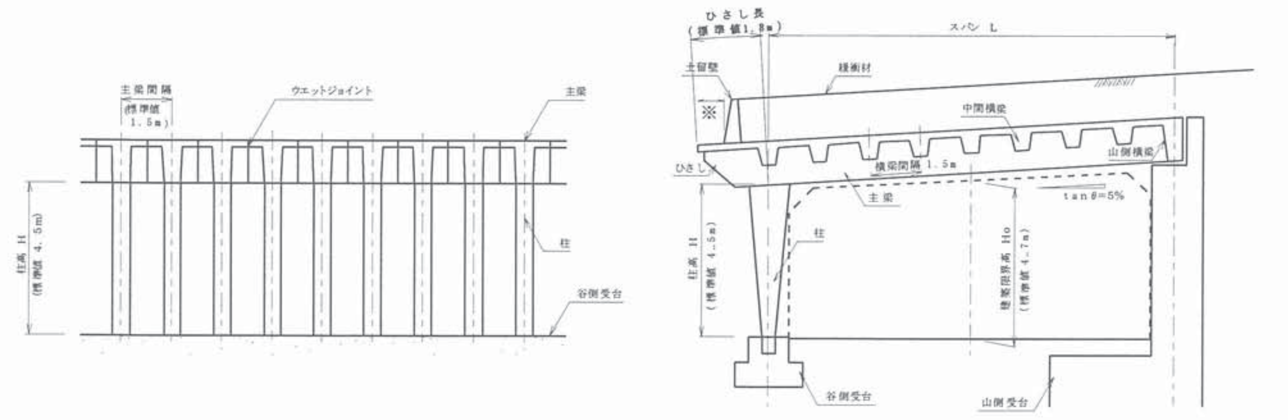
ブロック長については、以下の通りとする。

①１施工単位のブロック長は安全性を高める上からは極力長くとるのが望ましいが、山間部の曲線区間に計画されることが多いことから、施工性等に配慮し７セット（約１０m程度）を標準的な目安とする。

②ロックシェッドの最小ブロック長は、５セットとする。

また、ひさし長については、土留壁の施工と剛接部保護モルタルの施工を考えて、ひさし長の標準値を１．８mとする。

側　面　図　　　　　　　　　　標準横断面図



※主梁先端と土留壁前面との距離は土留壁型枠の設置と作業空間の確保により、最低６０cmとする。

図５．１．８　標準構造

2.　部材と構造の特徴

（1）主梁

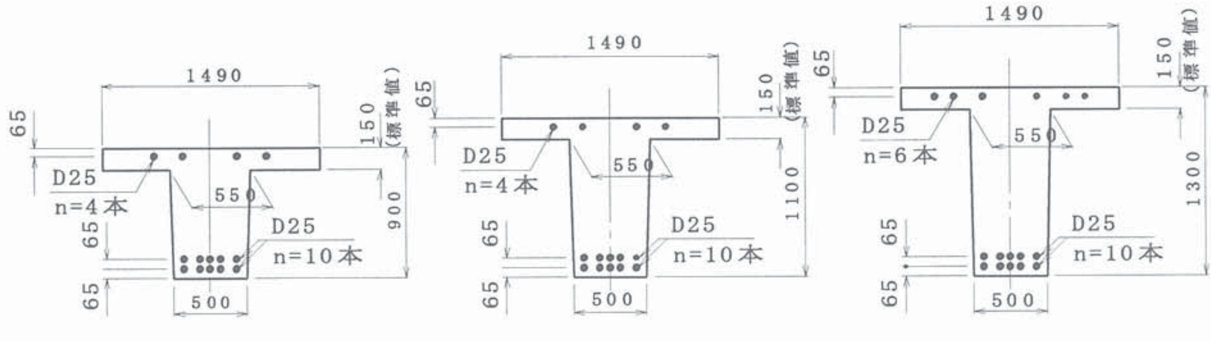
ＰＣロックシェッドの主梁は、基本となる３タイプがあり、柱３タイプと１：１で使用することを基本とする。

主梁は、標準床版厚０．１５ｍを採用した場合、主梁高が０．９０ｍ（$\mathrm{B_R}$９０）・１．１０ｍ（$\mathrm{B_R}$１１０）・１．３０ｍ（$\mathrm{B_R}$１３０）となる３タイプであり、寸胴タイプのＴ形梁である。

床版厚は、ロックシェッドの場合０．１５ｍを最小厚とし、標準値も最小厚の０．１５ｍをとるが、必要に応じて増厚してよい。その際の呼称は、例えば標準梁高０．９０ｍの主梁の床版版厚を５０ｍｍ増厚（床版厚は０．２０ｍとなる）した時は、$\mathrm{B_R}$９５となる。

横梁は、山側受台上に端横梁を有し、山側端横梁から順次１．５ｍ間隔で中間横梁を配置する。横梁のサイズは、主梁タイプ（ウェブ高）に応じてそれぞれ定めている。主梁長に応じた横梁間隔の調整は、谷側端部の中間横梁の余長で行うが、０．５ｍ程度の微調整については山側端横梁の増厚で行ってもよい。

下記の図５．１．１０～図５．１．１２は、屋根勾配５％の場合を示す。



$\mathrm{B_R}$９０　　$\mathrm{B_R}$１１０　　$\mathrm{B_R}$１３０

図５．１．９　主梁形状と引張鉄筋の配置

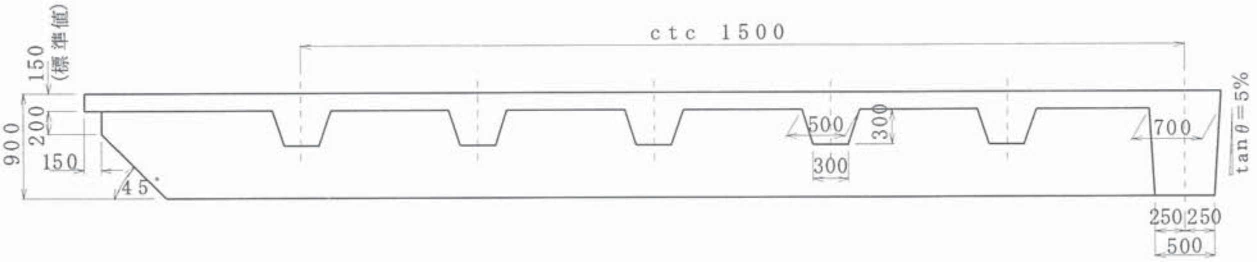


図５．１．１０　主梁タイプ：$\mathrm{B_R}$９０の横梁サイズ

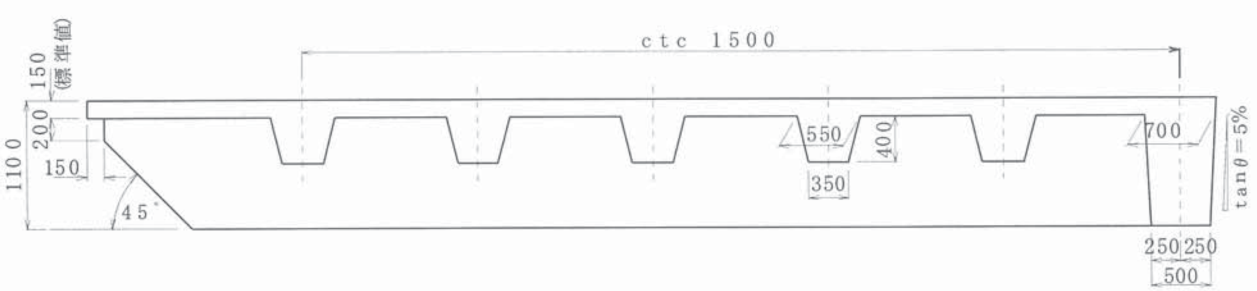


図５．１．１１　主梁タイプ：$\mathrm{B_R}$１１０の横梁サイズ

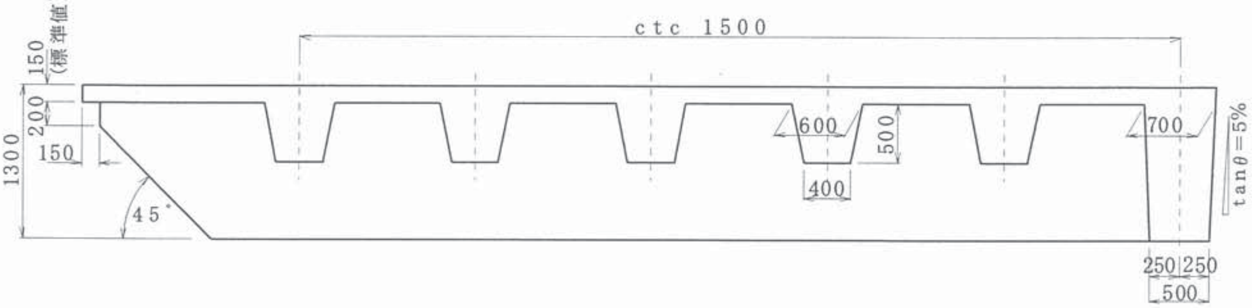


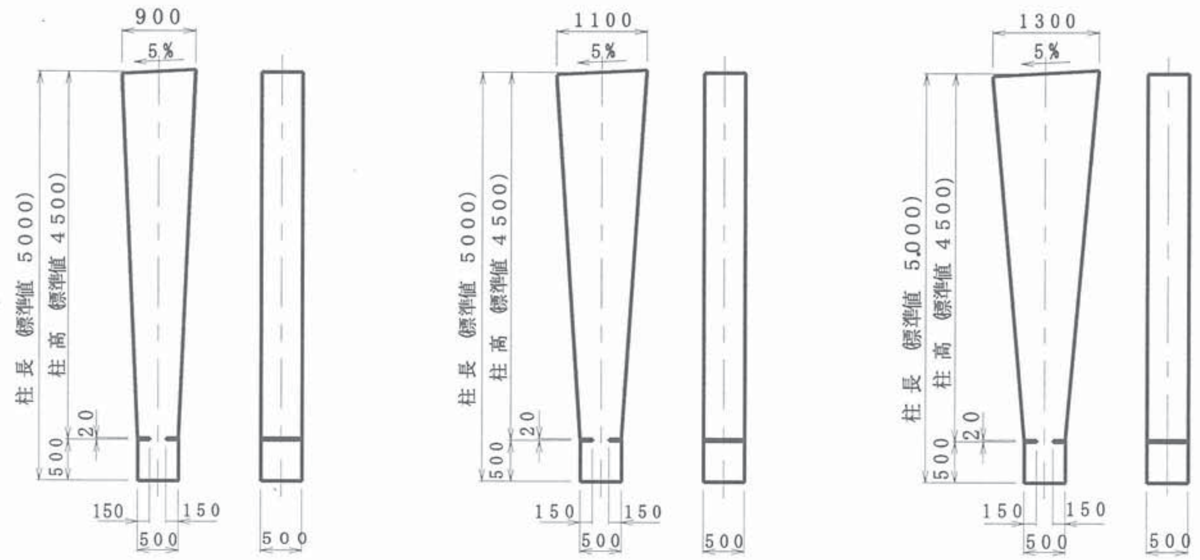
図5.1.12　主梁タイプ：B_R130の横梁サイズ

（3）柱

ＰＣロックシェッドの柱は、3タイプがあり、主梁3タイプと1：1で使用することを基本とする。

柱は、柱高を基本長4.5ｍのときの柱頭幅を0.9ｍ，1.1ｍ、1.3ｍとした3タイプがあり、柱厚は、3タイプとも0.5ｍである。

下記の図5.1.13は、屋根勾配5％の場合を示す。



柱タイプ：C_R90　　柱タイプ：C_R110　　柱タイプ：C_R130

図5.1.13　柱タイプ基本形状

（4）部材概算質量一覧

表5．1．7　主梁概算質量

主梁タイプ	L＝8ｍ	L＝10ｍ	L＝12ｍ
B_R90　（t/本）	18.1	21.6	25.0
B_R110（t/本）	21.6	25.8	29.9
B_R130（t/本）	25.2	30.1	34.9
ｽﾗﾌﾞ 1cmの増厚に対する増重（t/cm）	0.370	0.446	0.522

表5．1．8　柱概算質量

柱タイプ	質　量
C_R90　（t/本）	4.3注）
C_R110（t/本）	4.8注）
C_R130（t/本）	5.4注）

注）柱高は、標準値の4.5ｍとしている。

３．緩衝材

ロックシェッドの上面には、落石により発生する衝撃力を緩和するために緩衝材を敷くものとする。これまで緩衝材としては、主に砂が用いられてきたが、近年「三層緩衝構造」や「ＥＰＳ積層構造」等の新しい緩衝構造が開発されてきたので概要を紹介する。

（１）砂

ａ）適用範囲

落石対策便覧本文では、実験で確認された範囲として“落石質量５ｔ落下高４０ｍ”を明示している。

ｂ）材　質

落石対策便覧では、材質に関する指定は特にされていない。

砂とクッション効果との関係は、論文等で見かけるが未だ総意を得るには至っていない。ゆえに、刊行物による統一運用明示とその積算体制が確立されるまでは、従来通りの運用を行う。

ｃ）使用方法

砂厚は、球形換算による落石の直径分以上（γ＝２６kN/m^3）かつ０．９ｍ以上と落石対策便覧本文に明示されている。

また、直径分を下回るときは、荷重を$\alpha=(D/T)^{1/2}$で割増すことになっている。(D:直径、T:砂厚)。

実際の運用に際しては、施工精度および安全側の処置として落石直径に対して０．１ｍ単位に切り上げで砂厚を設定する。

以下に標準的な落石と砂厚の関係を示す。

表５．１．９　落石重量と砂厚

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

（２）三層緩衝構造クッション材

ａ）適用範囲

三層緩衝構造は、北海道開発局・開発土木研究所が中心となって開発された緩衝材であり、落石対策便覧の資料編に紹介されている。同資料では三層緩衝構造の基本構造は、表層敷砂厚が５０cmで芯材ＲＣ版と裏層ＥＰＳからなっており、芯材ＲＣ版の厚さと裏層ＥＰＳ厚を変化させた三層構造に対し、質量３ｔ及び５ｔの重錘を高さ４０ｍから落下させた実験結果が示されている。

三層緩衝構造の設計手法については、(社)土木学会発行の構造工学シリーズ⑧「ロックシェッドの耐衝撃設計」に記載されている。

なお、上記出典の設計衝撃力の評価式は、落石質量１０ｔ，落下高さ３０ｍに対する重錘落下衝撃実験よりその妥当性が検証されている。

b）材　質

表層敷砂については、特に規定はない。

芯材ＲＣ版については、以下の規定が落石対策便覧資料編及び上記「ロックシェッドの耐衝撃設計」に示されている。

コンクリート…σ_{ck}=２１N/mm²以上
鉄　　　　筋…鉄筋比約１％(D13使用の場合～ctc80mm程度)の複鉄筋

ＥＰＳについては、単位体積重量が０．２０kN/m³のものが使用されている。

c）使用方法

先に示した「ロックシェッドの耐衝撃設計」に、各種実験結果に基づいて三層緩衝構造各層の動的特性を考慮し、エネルギー論的観点から芯材ＲＣ版と裏層ＥＰＳの厚さの設計及び衝撃力の評価式が記載されている。

（3）ＥＰＳ積層構造

a）適用範囲

形式としては、ＥＰＳ材を単層で積層する使用方法とＥＰＳ材と砂とを互層にして積層する使用方法の２種類がある。実験は、重錘質量３ｔ落下高さ２０ｍの範囲で行われている。

ＥＰＳ積層構造の設計手法については、三層緩衝構造と同様に(社)土木学会発行の構造工学シリーズ⑧「ロックシェッドの耐衝撃設計」に記載されている。

b）材　質

実験では、ＥＰＳの単位体積重量を０．１５kN/m³（以上)としている。

c）使用方法

先に示した「ロックシェッドの耐衝撃設計」に、実験的な検討に基づいた結果よりＥＰＳの厚さの設計及び衝撃力の評価式が記載されている。

４．　支承部

（1）谷　側

谷側柱下端には、図５．１．１４に示すコンクリートヒンジを設けている。

柱ヒンジの構造は、直棒方式でありヒンジ筋はＤ２９を６本配置する。また、ヒンジ筋には、防錆のためにメッキ処理を施し、その両端にはアンカープレートとナットを取り付ける。

（2）山　側

山側支承部の詳細を図５．１．１６に示す。

山側支承部については、「道路橋示方書Ⅳ・Ⅴ」の規定に従って以下の２つの要素を考慮する。

a）支承縁端距離（道路橋示方書Ⅳ）・・・・・・・・・・・・　S ＝２０＋０．５L（cm）

b）かけ違い長さ（道路橋示方書Ⅴ）・・・・・・・・・・・・　S_E＝７０＋０．５L（cm）

ここで、L：支間長（m）

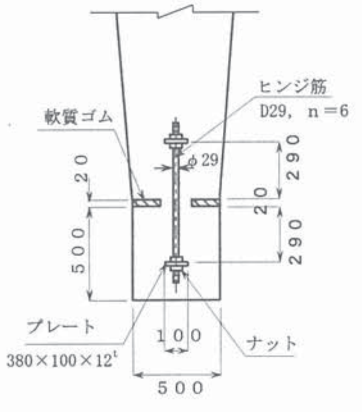


図５．１．１４　柱のコンクリートヒンジ

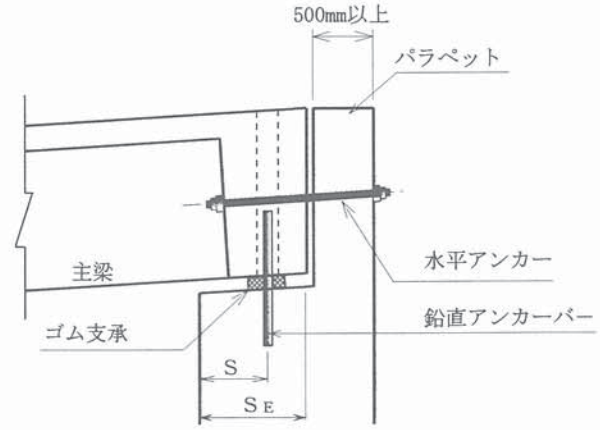


図５．１．１５　山側支承部

５．プレストレス工法

（１）主　梁

主梁は、プレテンション工法によりプレストレスを導入する。ＰＣ鋼材は,SWPR7BL-1S15.2を使用し、一部にＰＣ鋼材とコンクリートの付着を縁切りさせるボンドコントロール処置を施す。

（２）柱

柱は、ポストテンション工法によりプレストレスを導入する。ＰＣ鋼材は,アンボンドケーブルSWPR19L-1S19.3及び1S21.8を使用する。

また、使用するＰＣ鋼より線の長さが短いために剛接緊張作業定着時に発生するセット量を消去するために、定着グリップの外周にねじを切ったねじ式定着具を使用する。

（３）横　梁

横梁は、ウェットジョイント工法により部材間のすきまを充填した後に、ポストテンション工法によりプレストレスを導入する。ＰＣ鋼材は、SWPR19L-1S21.8を使用する。

５．１．６　構造モデル

構造モデルは、逆Ｌ型を前提とし２次元骨組み解析を行う。

施工時と完成時で構造系が異なるため、架設施工時の自重に対しては、３ヒンジの静定構造とし自重以外に対しては、１剛接２ヒンジの１次不静定構造として各断面力を求め合成する。

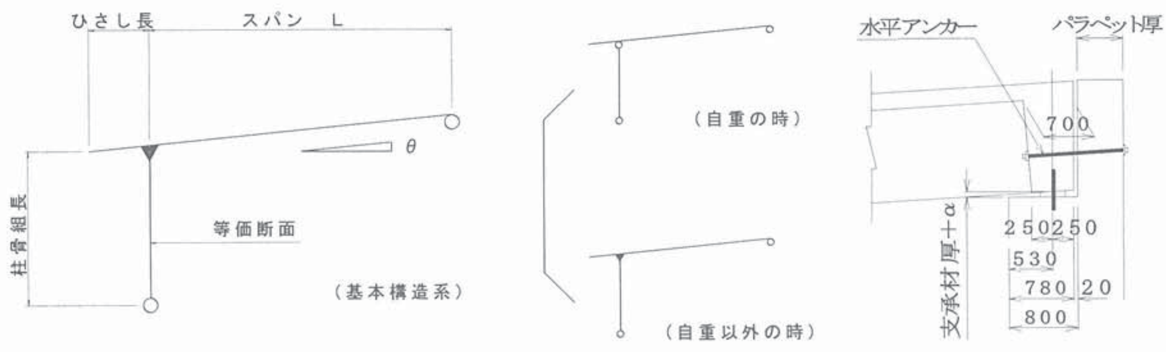


図５．１．１６　基本構造系

構造スパンの設定は、山側ゴム支承の中心を基点に行われるが、鉛直アンカーの位置は、極力ゴム支承の中心位置に近いことが望ましい。

断面力の主な照査位置は、以下の５カ所とする。

NO	主な照査位置
1	山側支点から主梁高の1/2
2	スパン中央
3	柱前面から主梁高の1/2
4 注)	柱前面の位置
5 注)	主梁・柱の接合部

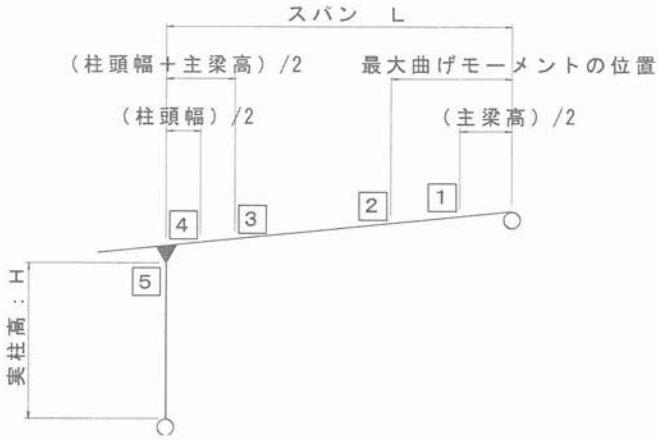


図５．１．１７　断面力の照査位置

注）断面　４，５　については、剛接点のモーメントをそのままシフトして計算すること。

５．１．７　荷重の組合せ

荷重の組合せと許容応力度の割増率、および終局荷重作用時の各荷重に乗ずる係数を以下に示す。

表５．１．１０　荷重の組み合わせ

荷重の種類 ＼ 設計時の状態	死荷重 qd	土圧（下部工）	水圧（下部工）	堆積土 qe	積雪 qs	落石 Pr	地震 qd’	雪崩 qa	自動車衝突	許容応力度の割増率	終局荷重作用時の各荷重に準ずる係数
常　時　＊	○	○	●	●	●					1.00	1.3
落 石 時　＊	○	○	●		●	○				1.50	1.3
地 震 時　＊	○	○	●	●	1/2●		○			1.50	1.3
雪 崩 時	○	○	●	●	1/2●			○		1.50	1.3
自動車衝突	○	○	●						○	1.50	1.3

＊は、必ず考慮すべき組み合わせを示す。

○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。

注１）・積雪は、条件により必要な場合に考慮する。

・堆積土荷重は、非常に大きいため土砂が堆積した場合には取り除くことを原則とする。

・自動車の衝突により谷側柱が損傷するおそれがある場合は、柱前面を剛性防柵柵等にして衝突荷重に対する防護を行う事とし、ロックシェッド本体へは、衝突荷重を原則として考慮しないものとする。

注２）終局時は、道路橋示方書に準じて荷重に対してのみ上表の係数を乗じ、材料強度に関する安全係数の設定は行わない。

5．1．8　荷重の載荷方法

ロックシェッドの各検討状態における荷重の載荷方法を表5．1．11（1），（2）に示す。

表5．1．11（1）　荷重の載荷方法

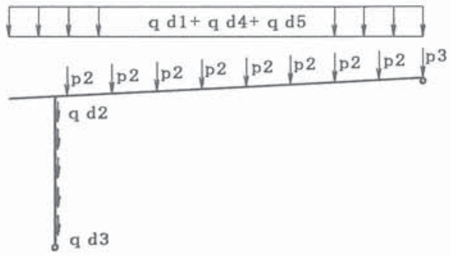
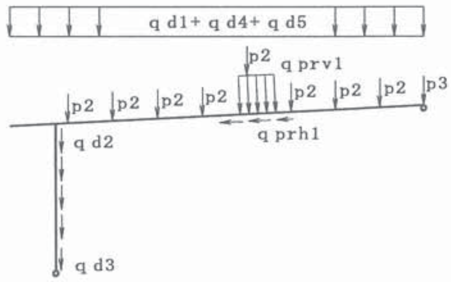
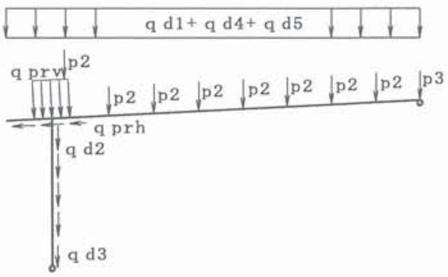
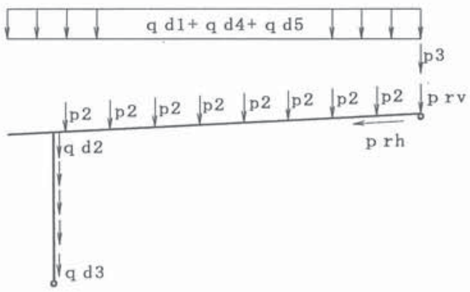
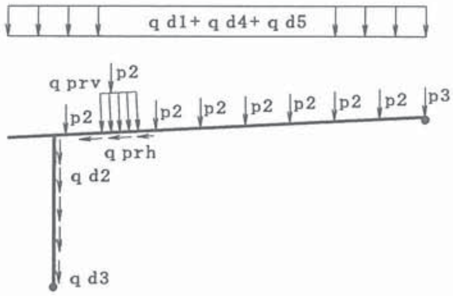
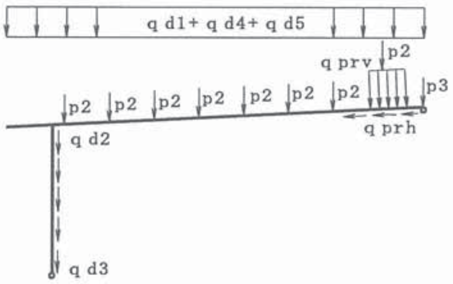
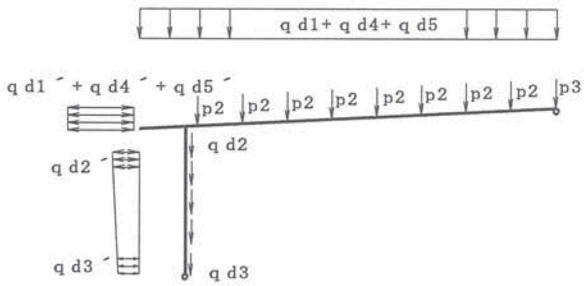
〈荷重の組合せ〉	〈荷重図〉	〈割増率〉
常時　　ｑｄ		1.0
落石時（中）ｑｄ+ｑpr1		1.5
落石時（谷）ｑｄ+ｑpr		1.5
落石時（山）ｑｄ+ｐｒ		1.5

表５．１．１１（２） 荷重の載荷方法

〈荷重の組合せ〉	〈荷重図〉	〈割増率〉
落石時（谷ｾﾝ断） ｑｄ+ ｑｐｒ		1．5
落石時（山ｾﾝ断） ｑｄ+ ｑｐｒ		1．5
地震時　ｑｄ+ ｑｄ´		1．5

５．１．９　主構の設計方法

１．プレストレストコンクリート構造

主梁のプレストレス構造は、スノーシェッドと同様にＰＲＣを前提としている。

なお、従来行われていたＰＣⅢ種の設計との相違点の概要を示すと以下となる。

１．ＰＣ～ＲＣの設計上の整合をはかるため、従来のＰＣⅢ種の設計法を一部修正し、ロックシェッドの新しいＰＲＣ設計法を用意した。

２．従来のＰＣⅢ種で慣用的に配置されていた引張鉄筋の鉄筋量を増加し、より鉄筋依存度の高い構造物を指向した。

また、ここに示したロックシェッド主梁部材の質量は、軽いもので１８ｔ/本程度で重いものでは３５ｔ/本近くなるので、個々の設計に着手する前に運搬や架設が可能かどうか、事前に確認する必要性がある。

２．　主構の設計

（１）曲げモーメントに対する設計荷重時の検討

主梁の曲げモーメントに対する設計は、ＰＲＣ設計を行う。

設計の前提は、以下の２つである。

①クリープ、乾燥収縮に対する鉄筋の拘束は、引張鉄筋のみを考慮し、圧縮鉄筋については、その影響が少ないので考慮しない。

②引張鉄筋の応力は、鉄筋の実応力度で検討し、常時における圧縮応力度・落石時における引張応力度が許容値以下であることを確認する。

従って、プレストレス力を外力として作用させた一般の鉄筋コンクリート設計方法は、上記を表現出来ず、かつ設計結果もかなり異なってくるので、上記設計方法に統一する旨でも、使用することは出来ない。

ＰＲＣ設計について、ＰＣ鋼材と鉄筋の検討で特に必要とされるチェック項目を表５．１．１２に示す。

表５．１．１２　曲げモーメントに対する検討項目

種　　類	No	検　　討　　項　　目
ＰＣ鋼材	①	最下段のＰＣ鋼材が、落石時に許容引張応力度をこえないこと
鉄　　筋	②	最下段の鉄筋が、常時に許容圧縮応力度をこえないこと σsa＝１８０(N/mm²)
	③	最下段の鉄筋が、落石時に許容引張応力度をこえないこと σsa＝２７０(N/mm²)

柱の曲げモーメントに対する設計は、接合部・柱中間部ともにコンクリートの引張応力度の発生を許すＰＣ構造として設計を行う。

（２）曲げモーメントに対する終局荷重時の検討

曲げモーメントに対する終局時の荷重に乗じる係数は、道路橋示方書の考え方に準じて一律１．３の係数を乗じることとする。

また、設計基準強度σck=60N/mm² 以上のコンクリートの終局ひずみの値が、０．００２５（従来は、０．００３５）に変わったことに注意を要する。

（3）せん断力に対する設計

せん断力に対する照査は、道路橋示方書に準じて行い、検討の手順を以下に示す。

設計荷重時

① 平均せん断応力度の確認

（許容値以下の時）↓　　　↓（許容値を越える時）

② 斜引張応力度の確認（柱で、かつ地震時、落石時以外）

↓　↓

終局荷重時

③ 最大せん断応力度の確認

↓　↓

④ 斜引張鉄筋最小量の配置　｜　斜引張鉄筋必要量の算定

①平均せん断応力度

コンクリートが負担できる平均せん応力度は、従来の許容せん断応力度と同義語でありその許容値は、割り増ししてはならない。

②斜引張応力度

落石時・地震時については、荷重作用時間が短時間であることや終局時で検討を行うこと等により、安全度の確認が可能なので斜引張応力度の照査を不要とした。また、主梁は、ＰＲＣ部材なので斜引張応力度の検討は不要とした。

③最大せん断応力度

終局時の検討の１つであり、いかなるケースであってもこの最大値を越えてはならない。

④斜引張鉄筋の必要量の算定と配置

通常のスターラップの計算を行う。

なお、スターラップの計算は、終局時に対して行っており、その時のコンクリートが負担できるせん断応力度については、許容値の割り増しを行ってはならない。

５．１．１０　各部の設計方法

各部の設計項目を一覧するとともに、個々の詳細設計で記載すべき項目を以下に整理する。

表５．１．１３　各部の設計項目

NO	設　計　項　目	個々の設計への記載
1	床版の検討	○
2	横梁の検討	×
3	山側アンカーの検討（中間･端部鉛直, 水平）	○
4	柱群･縦断方向の検討	×
5	ゴム支承の検討	○
6	柱ヒンジの検討	○

【凡例】
○……計算書に添付する
×……　〃　　添付しない

1.　床版の検討

主梁・床版の検討方法は、押抜きせん断の照査を行うこととし、その検討方法を以下に示す。

$$\tau p = \frac{P}{bp \cdot t} \leqq \tau a'$$

w：落石、緩衝材、自重による単位m²の床版面直角荷重
Lx：床版の張出し長さ
Ly：横梁の純間隔
t：床版の全厚（最小厚０．１５m）
τp：押抜きせん断応力度
τa'：割増後の同上許容値
P：床版が受け持つ全荷重
　P=w（Lx-t）・(Ly-2t)
bp：換算せん断抵抗線
　bp=2Lx＋Ly－2t

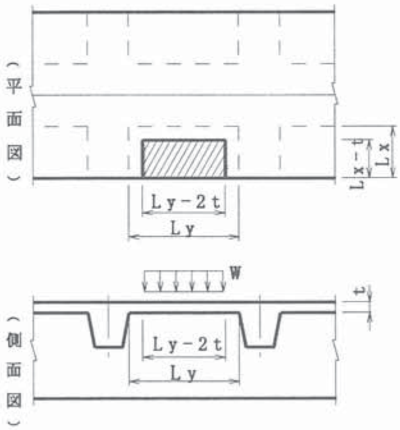


図５．１．１８　床版の検討

各床版厚さに対する落石落下高さの限界値H_{max}(m)を以下に一覧する。

なお、主梁タイプ別に表記したのは、主梁によって横梁の純間隔が異なるからであり、表５．１．１４は、主梁選定表ではないことに注意を要する。

表５．１．１４　床版耐力

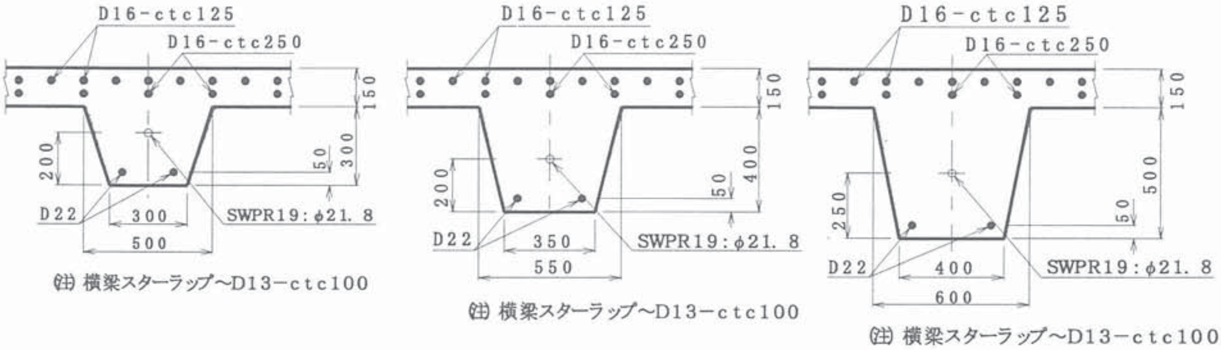
単位：H_{max}(m)

主梁タイプ	落石重量	t =0.15m	t =0.2m
B_R９０	１０　kN	２７．４	６８．５
	２０　kN	３２．８	８２．４
	３０　kN	２７．５	６９．０
	４０　kN	３２．０	８０．６
	５０　kN	３０．９	７７．８
B_R１１０	１０　kN	２９．５	７５．１
	２０　kN	３５．４	９０．３
	３０　kN	２９．６	７５．６
	４０　kN	３４．５	８８．３
	５０　kN	３３．３	８５．３
B_R１３０	１０　kN	３１．９	８３．２
	２０　kN	３８．３	１００．１
	３０　kN	３２．１	８３．８
	４０　kN	３７．４	９７．９
	５０　kN	３６．１	９４．５

２．横梁の検討

横梁の検討を行うには、立体骨組解析が説明を行う上で有効な手段となる。これを個々の設計計算にあてはめれば、主構の設計とのバランスも悪くなり、また解析の全体精度からみてもそこまで行う意味合いは薄い。従って、横梁の検討は、個々の設計計算書には含めず、検討結果を以下に明示する。

なお、これらの検討内容は、資料編の資料－３「３．３ロックシェッドの横梁の検討」に示したので参考にされたい。



Ｂ$_R$９０　　Ｂ$_R$１１０　　Ｂ$_R$１３０

図５．１．１９　各中間横梁配筋形状

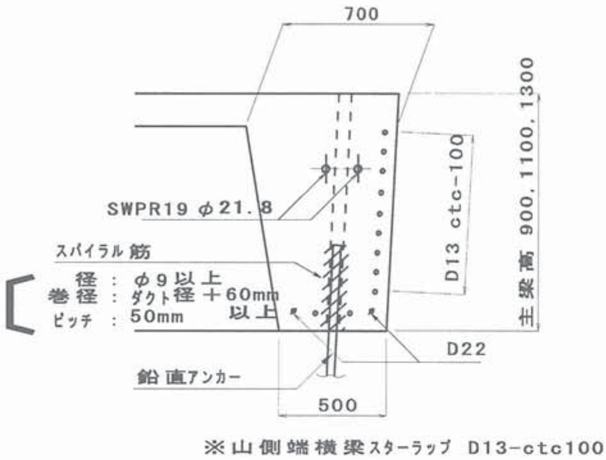


図５．１．２０ 山側端横梁基本配筋形状

３．ブロック中間部 ・ 山側鉛直アンカーバーの検討

ブロック中間部の山側鉛直アンカーバーは、従来通りの落石荷重等による通常の設計水平反力の他、Ｈ２年に建設省より出された事務連絡「ＰＣ製落石覆工の設計上の留意点について」(注)(以下、Ｈ２年建設省事務連絡と呼ぶ)にもとづいた想定斜め落石による荷重、および道路橋示方書Ⅴに準拠した変位制限構造としての荷重の３つを対象にして検討を行う。

鉛直アンカーバーの材質は、Ｓ３５ＣＮを基本とするが、許容応力度は先の３つに対してそれぞれ割増しして良く、必要とされる１本当たりの鋼材量A_sは、下表で得られるA_{s1}、A_{s2}、A_{s3}の最大とする。

(注)Ｈ２年建設省事務連絡は、大きく分けて３項目あり以下にその内容を示す。

今後新設するＰＣ製落石覆工の設計については、当分の間、以下の点に留意すること。

1. 山側擁壁裏側については、埋め戻しを十分に行い、地山斜面と緩衝材とのすりつけを行うこと。

2. 上部桁については、落下しないように山側擁壁支承部および柱との水平方向の連結を十分確保すること。

3. 柱と谷側受け台との接合部についても、水平方向の十分な強度の確保を図ること。

なお、落石対策便覧にも構造細目としての記載があるので参考にされたい。

表５．１．１５　鉛直アンカーの検討

NO	分　類	水平力；Hの求め方	許容割増し率	鋼材量；As
1	設計荷重による水平反力	設計荷重に対して構造計算された山側支承の１主構当たりの反力の主梁方向分力；H_1	各割増率；K	$A_{s1}=\dfrac{H_1}{\tau_{sa}\cdot K\cdot n\cdot\cos\theta}$
2	想定斜め落石による水平反力	$H_2=P_0\times0.35$ (注1)ﾗｰﾒﾝ計算によらない直接算定 (注2)桁分担率は，考慮できない (注3)ﾘﾊﾞｳﾝﾄﾞは、考慮できる	１．５０	$A_{s2}=\dfrac{H_2}{\tau_{sa}\cdot 1.5\cdot n\cdot\cos\theta}$
3	変位制限構造としての設計地震力	$H_3=3\cdot Kh\cdot R_d$	１．５０	$A_{s3}=\dfrac{H_3}{\tau_{sa}\cdot 1.5\cdot n\cdot\cos\theta}$

但し、前表中の記号は、以下の通りとする。

τ_{sa}：鋼材の許容せん断応力度の基本値
（Ｓ３５ＣＮでは、８０N/mm²）

n：１主構当たりに配置するアンカー本数

θ：主梁勾配

H_1：鉛直、水平反力の合力に対する主梁長方向での分力

Ｐ：落石荷重（水平や鉛直分力値ではなく、荷重の大きさそのもの）

Kh：５．１．４に示した震度法による設計水平震度

Rd：１主構当たりの常時の山側鉛直反力

（注）地震に対する検討なのでRdは、積雪がある場合は、H_s／２をまた、堆積土がある場合は、現場条件等を勘案してその対象量を定め、それらが載荷された時の反力とする。

なお、山側鉛直アンカーは、端横梁部に設置されるので、ゴム支承厚さ等による鉛直方向の遊間が生じる。このアンカー遊間部に発生する水平方向変位による局部応力を回避するため、遊間部アンカー外周に型枠として内径150mm程度のウレタン発泡体を設置し、空間内部をグラウトで充填する。

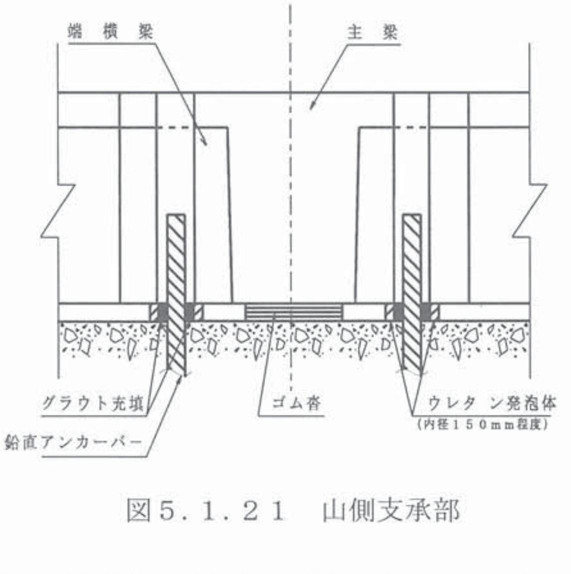


図５．１．２１　山側支承部

４．ブロック端部・山側鉛直アンカーバーの検討

ブロック端部・山側鉛直アンカーバーの鋼材量は、地震慣性力による縦断方向の検討も行い決定する。スノーシェッドでは、構造物を梁群と柱群の２つに分解し立体骨組解析結果に合わせて荷重係数を設定している。ロックシェッドも同様の手法をとるが、横梁は落石荷重で支配されるので梁

群については、山側アンカー反力が設定できればよく、あえて平面ラーメンを用いる必要もないので、スノーシェッドと同様に近似式で対応することとした。

なお、本項で求められる鋼材量は、前項３．で求められたブロック中間部の鋼材量を下回ってはならない。

また、本アンカーの設置方法は、前項３．に準ずる。

$$F_{Y1}=\alpha\cdot P\cdot L/(2B)$$
$$F_{X1}=P/N$$
$$F=\{(F_{Y1}+F_{Y2})^{2}+F_{X1}{}^{2}\}^{1/2}$$
$$\tau_s=\frac{F}{A_s\cdot n\cdot\cos\theta}\leqq\tau_{sa}$$

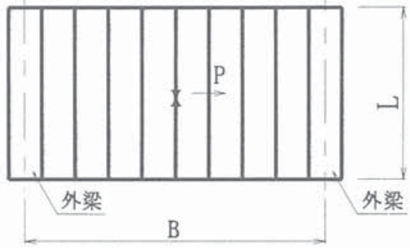


図５．１．２２　ブロック端部アンカーの検討

F：外梁アンカー群に作用する水平力
F_{X1}：外梁アンカー群に作用する道路縦断方向の地震慣性力による水平力
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
F_{Y2}：道路横断方向の解析で求められる常時(主梁自重＋緩衝材)(注)の山側支点水平反力
P：全屋根慣性力……常時(注)×セット数×設計水平震度
L：屋根長……山側支点から主梁先端までの斜長
B：外梁同士の中心間距離
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
n：外梁に配置するアンカー鉄筋の本数
θ：主梁勾配
τ_s：鉄筋のせん断応力度
τ_{sa}：鉄筋の許容せん断応力度

注）地震時の荷重の組み合わせで積雪・堆積土時を考慮している場合は、その影響を考慮するものとする。

５．山側水平アンカーの検討

山側水平アンカーは、通常部・山側鉛直アンカーバーと同様に、従来通りの落石荷重等による通常の設計水平反力の他、Ｈ２年建設省事務連絡にもとづいた想定斜め落石による荷重、および道路橋示方書Ⅴに準拠した落下防止構造としての荷重の３つを対象として検討を行う。

水平アンカーの材質は、ＰＣ鋼棒を基本とするが許容応力度は、先の３つの荷重に対してそれぞれ割増して良く必要とされる１本当たりの鋼材量A_sは、表５．１．１６で得られるA_{s1}, A_{s2}, A_{s3}の最大とする。

表５．１．１６　水平アンカーの検討

NO	分　類	水平力；Hの求め方	許容割増し率	鋼材量；As
1	設計荷重による水平反力	設計荷重に対して構造計算された山側支承の１主構当たりの反力の主梁長方向分力；H_1	各割増率；K	$A_{S1}=\dfrac{H_1}{\sigma_{Pa'}\cdot n}$ (OR $\sigma_{sa}\cdot K\cdot n$)
2	想定斜め落石による水平反力	$H_2=P_0\times 0.35$ （注１）ﾗｰﾒﾝ計算によらない直接算定 （注２）桁分担率は，考慮できない （注３）ﾘﾊﾞｳﾝﾄﾞは、考慮できる	１．５０	$A_{S2}=\dfrac{H_2}{\sigma_{Pa'}\cdot n}$ (OR $\sigma_{sa}\cdot 1.5\cdot n$)
3	落下防止構造としての設計地震力	$H_3=1.5\cdot R_d$	１．５０	$A_{S3}=\dfrac{H_3}{\sigma_{Pa'}\cdot n}$ (OR $\sigma_{sa}\cdot 1.5\cdot n$)

但し、前表中の記号は、以下の通りとする。

$\sigma_{Pa'}$：割増を考慮した許容引張応力度で、ＰＣ鋼材では、０．９０σ_{Py}とする
（注）Ｋが１．０の場合は、０．６０σ_{PU}または０．７５σ_{Py}の小さい値とする。
σ_{sa}：鋼材の許容引張応力度の基本値
（ＳＳ４００では、１４０N/mm^2）
ｎ：１主構当たりに配置するアンカー本数
θ：主梁勾配
H_1：鉛直、水平反力の合力に対する主梁長方向での分力
Ｐ：落石荷重（水平や鉛直分力値ではなく、荷重の大きさそのもの）
Kh：震度法による設計水平震度
Rd：１主構当たりの常時の山側鉛直反力
（注）地震に対する検討なのでRdは、積雪がある場合は、H_s／２を、また堆積土がある場合は、現場条件等を勘案してその対象量を定めそれらが載荷された時の反力とする。

水平アンカーの遊び長は、橋梁では地震による繰り返し反復荷重に対するフェールセーフ措置として、変位制限構造（鉛直アンカーバー）の機能が喪失した後に、はじめて落下防止構造（水平アンカー）が働き出すしくみをとっている。

一方、ＰＣロックシェッドでは、主目的荷重の落石荷重は、一瞬時に大きな力となって作用するので、その力に対抗させる意味合いで水平アンカーの遊び長は、通常機能を損なわない範囲で極力小さくし、鉛直アンカーバーと水平アンカーがほぼ同時期に抵抗できる構造をとる。

水平アンカーの設置に当たっては、設計落石荷重等による主梁の回転角を拘束してはならないので、変位を吸収できるパッキン（軟質ゴム、ウレタン発泡体他）を挿入しなければならない。

変位量ｙは、

$$y=h\times\theta\ (\mathrm{mm})$$

ｈ：支承板上面から水平アンカー位置までの鉛直距離(mm)
θ：設計荷重時の主梁最大回転角(rad)

であり、最大でもｙ＝３mm程度の確保が出来れば十分である。

また、パラペットの設計に当たっては、水平アンカー反力の考慮が必要なので注意を要する。

6．柱群・縦断方向の検討

一般に新タイプについては、本件が支配要素となることはないので、個々の設計図書からは除外する。

7．ゴム支承の検討

支承部の設計は、道路橋示方書Ⅴの支承構造に則って行い、支承タイプを“A”として検討を行う。

ゴム支承の設計は、スノーシェッドに準じ雪崩時を落石時に置き換えて運用する。

8．柱ヒンジの検討

シェッドの柱ヒンジは、一種のアンカーでありその使命上、設計荷重に対して安全であることのみならず、山側受台の前傾等予期せぬ荷重（特に水平力）に対しても極力安全でなければならない。

その意味では柱ヒンジ筋は、まず構造上問題のない範囲でなるべく鉄筋量が大となるような配置を仮定し、その配筋が設計荷重に対して安全かどうかを照査する方法が適当といえる。

以下にその検討手順を列記する。

（1）構造上配置可能とする範囲

①ヒンジ鉄筋間のあきが、骨材の4/3φ以上とれること。

②柱軸筋やフープ筋等、実際の周辺配筋に物理的にあたらないこと。

③製造に対して、配筋に多少の余裕があること。

（2）設計荷重に対する検討

柱ヒンジの構造は、スノーシェッドと同様に、直棒方式によるコンクリートヒンジとする。

その設計方法については、スノーシェッドに準じる。

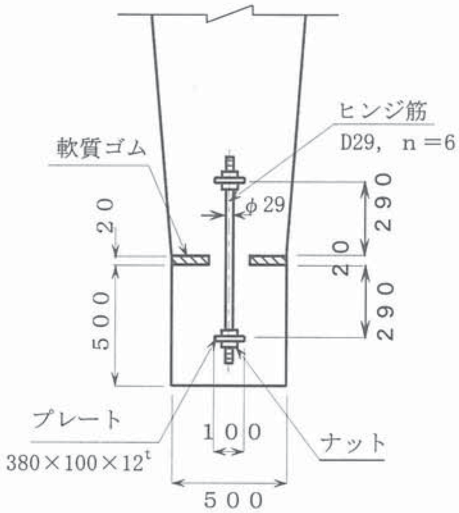


図５．１．２３　柱のコンクリートヒンジ

9．山側受台パラペットの構造

山側受台パラペット部は、落石の直撃を受ける可能性が最も高く、また水平アンカーの支承を構成していることから予期できぬ状態にも一定の安全度を確保する上で、パラペットの最小厚さを０．５ｍとする。

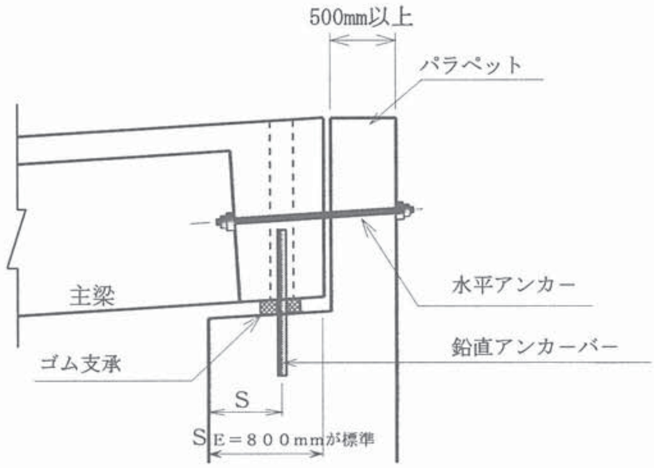


図５．１．２４　山側受台構造

（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、以下の要領で行う。

表５．１．１７　パラペット本体の設計項目

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　注1) (1.5・Rd)　注2)	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　注1) (0.35・Po)　注2)	〃	〃	〃

注1)・④，⑤は特異な想定であり常時等との荷重の組み合わせは、行わない。

・水平アンカーによるパラペットの設計は、道路橋示方書Ⅳ下部工編６．３．４胸壁の設計に準じている。

注2)・Ｈ２年建設省事務連絡による想定斜め落石による荷重に準じている。

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（mm^2）

σ_{sy}　：引張主鉄筋の降伏応力度（N/mm^2）

d　：部材の有効高（mm）

σ_{ck}　：コンクリートの設計基準強度（N/mm^2）

b　：部材断面幅（mm）

また、せん断力に対する検討は、以下の式により求められる。

$P_s > S$

ここで、 Ｐｓ：Ｓｓ＋Ｓｃ（N）

Ｓｓ：斜引張鉄筋の負担するせん断耐力 （N）

Ｓｃ：コンクリートの負担するせん断耐力（N）

Ｓ ：せん断力 （N）

（2）水平アンカーによる押抜きせん断の検討

押抜きせん断応力度は、以下の式により求められる。

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

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/mm^2)

ａ ：円形プレートの直径（mm）

ｄ ：パラペットの有効高さ（mm）

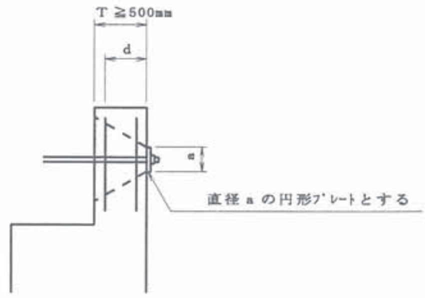


図５．１．２５ 記号説明

１０．谷側受台パラペット周辺の構造

谷側受台の柱埋込みは、箱抜き形状とし設計は、平成２年建設省事務連絡に示された手法を基本とする。

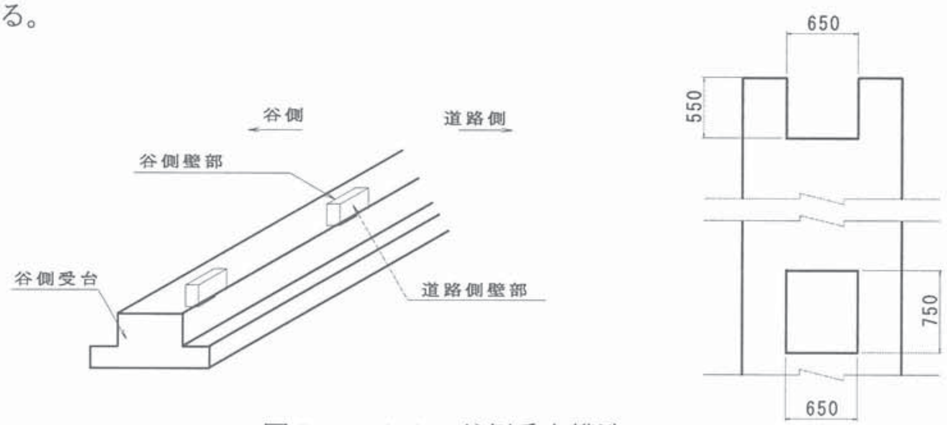
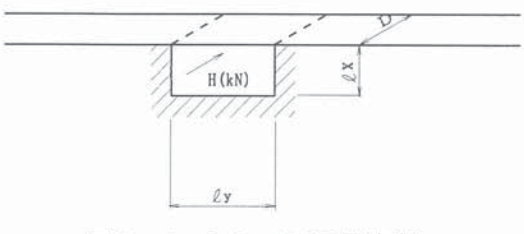


図５．１．２６ 谷側受台構造

（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。



Ｈ ：柱の水平反力（KN）

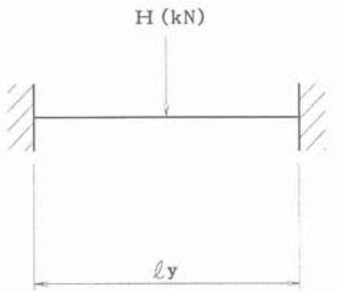
ℓ_y ：柱厚さ(埋設部分)＋谷側壁厚さ（D）(mm)

ℓ_x ：箱抜き深さ（mm）

図５．１．２７ 三辺固定版

（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。



ℓ_y　：柱厚さ(埋設部分)＋谷側壁厚さ　D(mm)

図５．１．２８　両端固定梁

（３）水平支圧応力度の照査

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

ここに、σ_{ca}：コンクリートの許容水平支圧応力度（N/mm²）

（４）水平押抜きせん断応力度の照査

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。

$$\tau = \frac{H_0}{\left(2 \cdot h + b + \dfrac{\pi}{2} \cdot c\right) \cdot c} \leqq \tau_a \cdot \alpha$$

$$H_0 = H - 2T \quad (\mathrm{kN})$$

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

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

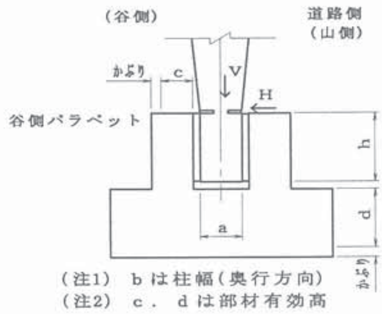


図　５．１．２９　記号説明図

ここに、τ　：コンクリートの押抜せん断応力度（N/mm²）

τ_a　：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）

H_0　：水平押抜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抜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）垂直支圧応力度の照査

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

ここに、σ_{ca}：コンクリートの許容垂直支圧応力度（N/mm^2）

（6）押抜きせん断応力度の照査

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

ここに、τ_a：コンクリートの許容せん断応力度（N/mm^2）

谷側受け台の壁部の配筋は、次頁に示す。

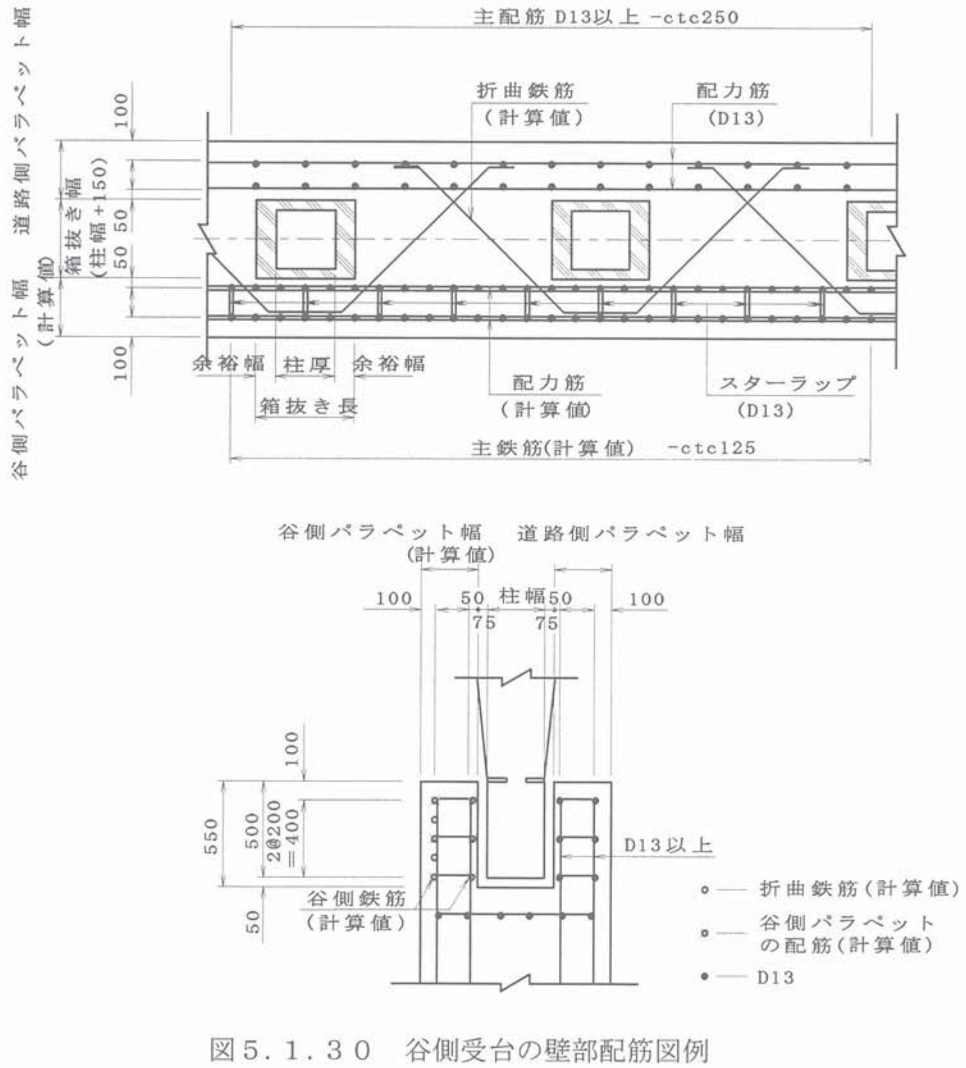


図５．１．３０　谷側受台の壁部配筋図例

5．2　部材の標準化設計

5．2．1　標準化条件の範囲

1．　標準化部材断面の主要条件

本部材の標準化を行う上で適用した標準値を以下に列記する。

① 道路建築限界高さ　　H_0 = 4.7 m
② 構造形式　　逆L型
③ 屋根勾配　　θ = 5%
④ スパン　　L = 8, 9, 10, 11, 12, 13 m
⑤ 柱　高　　H = 4.5 m
⑥ ひさし長　　L_c= 1.800 m

表 5.2.1　使用部材の組合せ

主梁	柱
B_R 90	C_R 90
B_R 110	C_R 110
B_R 130	C_R 130

2．　使用部材の組合せ

使用部材は主梁と柱の２つで構成され、使用時の各々の組合せは以下を原則とする。

5．2．2　標準化部材断面（参考例）

1．標準化部材断面配筋（主梁：スパン中央部，柱：柱頭部）

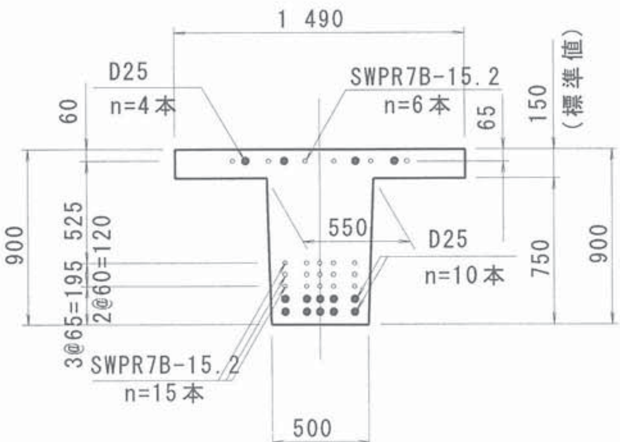
（1）B_R９０，C_R９０

標準的な部材断面配筋を下記に示す。

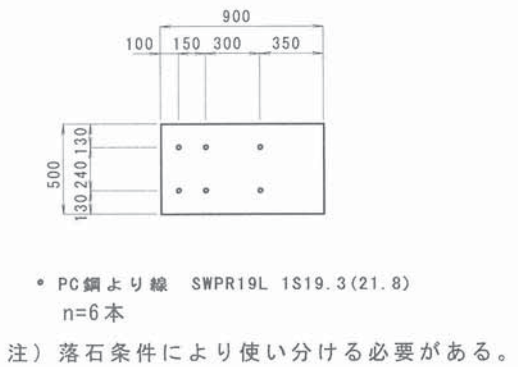
なお、断面配筋は、下記の設計条件で断面試算した際の配筋例であり実施に際しては、ＰＣ鋼材の配置本数を増減することにより対応する。

落 石 径	D = 0.90 m	ｻﾝﾄﾞｸｯｼｮﾝ材	t 1= 0.90 m
落石重量	W = 10 kN	飛散防止材厚	t 2= 0.20 m
落石入射角	α s= 70°	落石衝撃力	P_0= 1193.47kN
ラーメ定数	λ = 1000 kN/m2	構造スパン	L = 10.00 m
換算落下高	H' = 30 m		

スパン中央部発生断面力：M= 1791.44 kN･m , N= 18.80 kN（中央落石時）
剛接部発生断面力　　　：M= -781.50 kN･m , N=172.34 kN（中央落石時）



B_R９０



C_R９０

(2) B_R１１０, C_R１１０

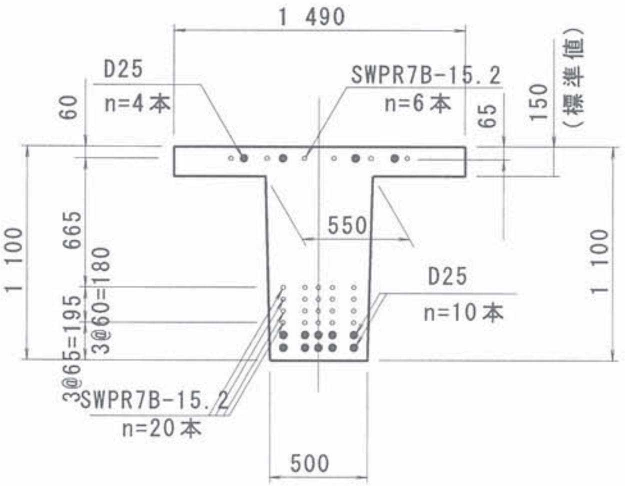
標準的な部材断面配筋を下記に示す。

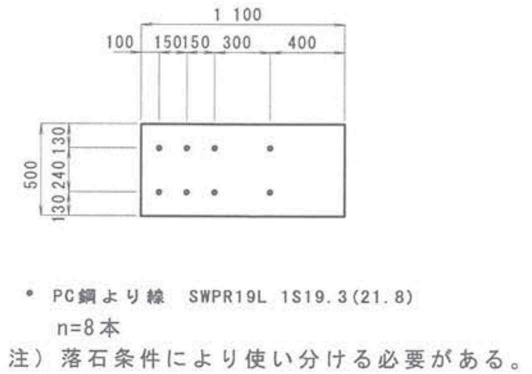
なお、断面配筋は、下記の設計条件で断面試算した際の配筋例であり実施に際しては、ＰＣ鋼材の配置本数を増減することにより対応する。

落 石 径	D = 1.30 m	ｻﾝﾄﾞｸｯｼｮﾝ材	t_1= 1.30 m
落石重量	W = 30 kN	飛散防止材厚	t_2= 0.20 m
落石入射角	αs= 70°	落石衝撃力	P_0= 1946.42kN
ラーメ定数	λ= 1000 kN/m2	構造スパン	L = 9.00 m
換算落下高	H'= 20 m		

スパン中央部発生断面力：M= 2428.77 kN·m , N= 26.13 kN （中央落石時）

剛接部発生断面力　　　：M=-1088.42 kN·m , N=285.16 kN （谷側ｾﾝ断位置落石時）





B_R１１０　　　　　C_R１１０

(3) B_R１３０, C_R１３０

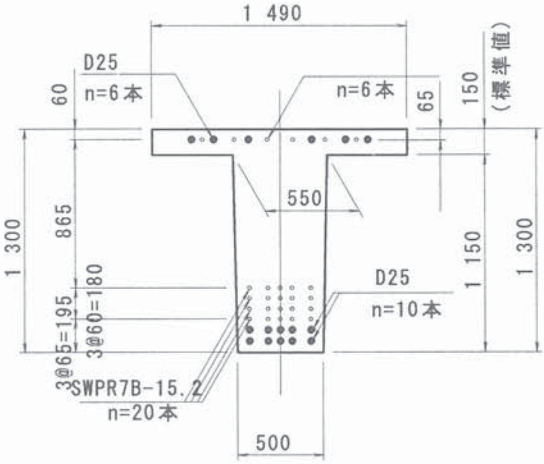
標準的な部材断面配筋を下記に示す。

なお、断面配筋は、下記の設計条件で断面試算した際の配筋例であり実施に際しては、ＰＣ鋼材の配置本数を増減することにより対応する。

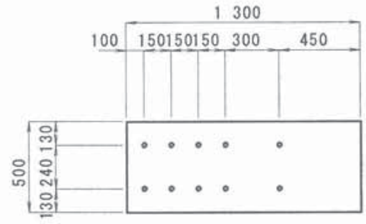
落 石 径	D = 1.30 m	ｻﾝﾄﾞｸｯｼｮﾝ材	t_1= 1.30 m
落石重量	W = 30 kN	飛散防止材厚	t_2= 0.20 m
落石入射角	αs= 70°	落石衝撃力	P_0= 2482.51kN
ラーメ定数	λ= 1000 kN/m2	構造スパン	L = 10.00 m
換算落下高	H'= 30 m		

スパン中央部発生断面力：M= 3421.76 kN·m , N= 17.90 kN （中央落石時）

剛接部発生断面力　　　：M=-1498.80 kN·m , N=382.35 kN （谷側ｾﾝ断位置落石時）



Bʀ１３０



・PC鋼より線　SWPR19L　1S19.3(21.8)
n=10本

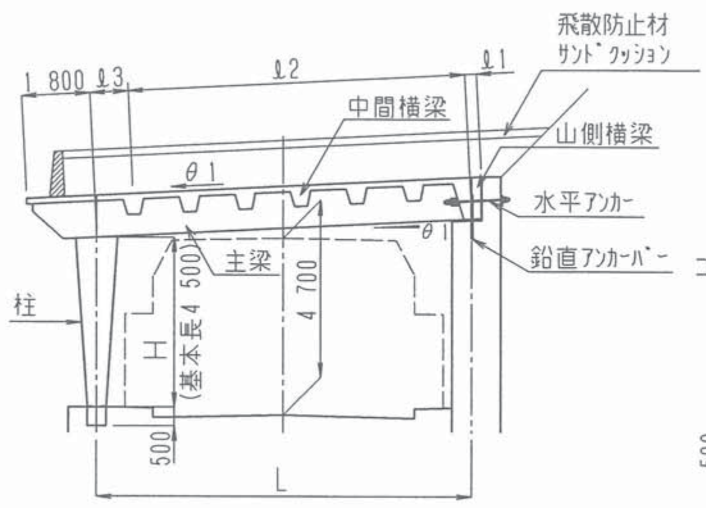
注）落石条件により使い分ける必要がある。

Cʀ１３０

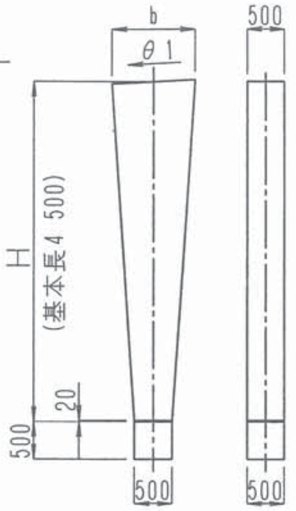
5．2．3　標準化図面例

1．　一般図

横断面



柱断面図



寸法表　(単位：mm)

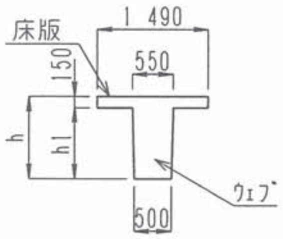
記号	スパン L (m)					
	8	9	10	11	12	13
ℓ1	250＋h×tanθ1					
ℓ2	5@1500 =7500	5@1500 =7500	6@1500 =9000	7@1500 =10500	7@1500 =10500	8@1500 =12000
ℓ3	510	1511	1012	514	1515	1016

寸法表　(単位：mm)

タイプ名	Cr-90	Cr-110	Cr-130
柱頭巾 b	900	1100	1300

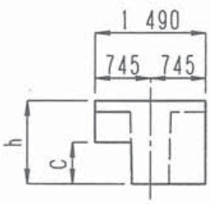
※ 屋根勾配θ1は、5%を標準とする。

主梁断面図



※床版厚は、t=150m以上とする。

横梁部断面図
(全ﾀｲﾌﾟ共通)

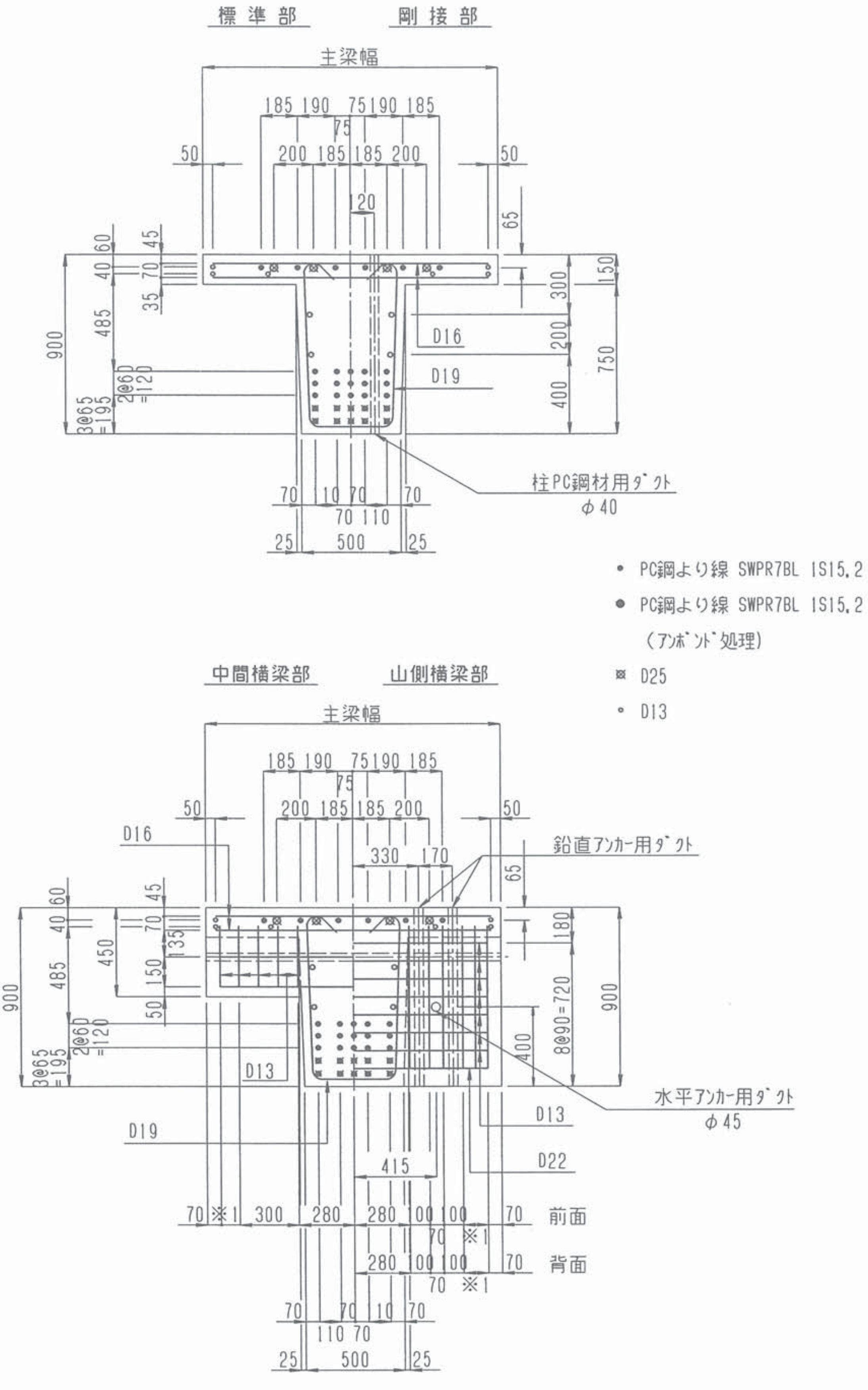


寸法表　(単位：mm)

タイプ名	h	h1	C 中間横梁	C 山側横梁
Br-90	900	750	450	0
Br-110	1100	950	550	0
Br-130	1300	1150	650	0

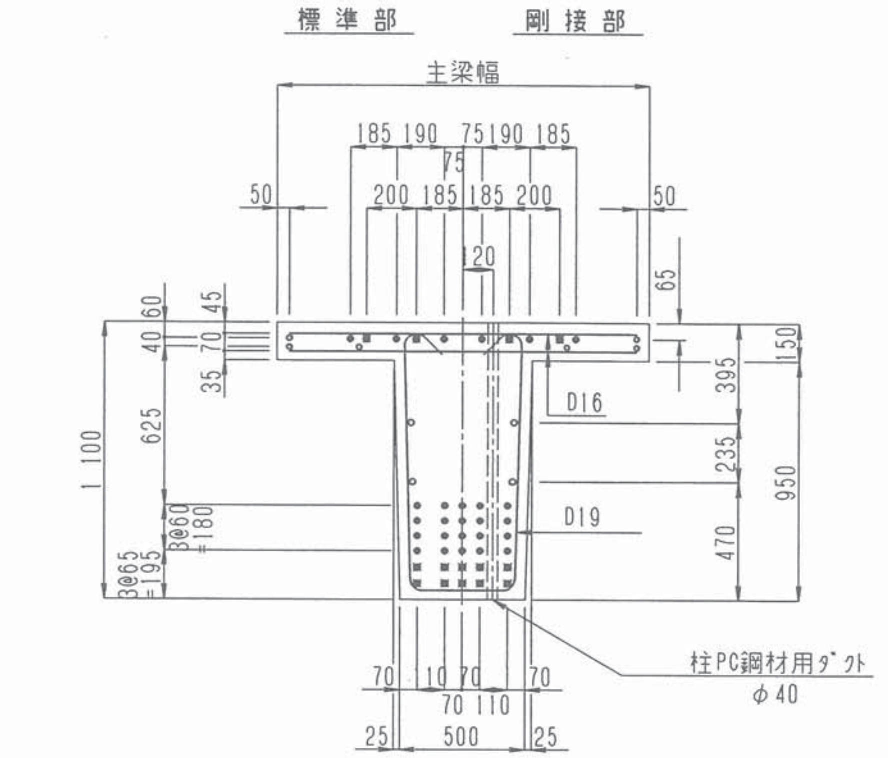
2. 配筋図

主梁配筋図　BR 90



※1　@100以下で等間隔とする

主梁配筋図 BR 110

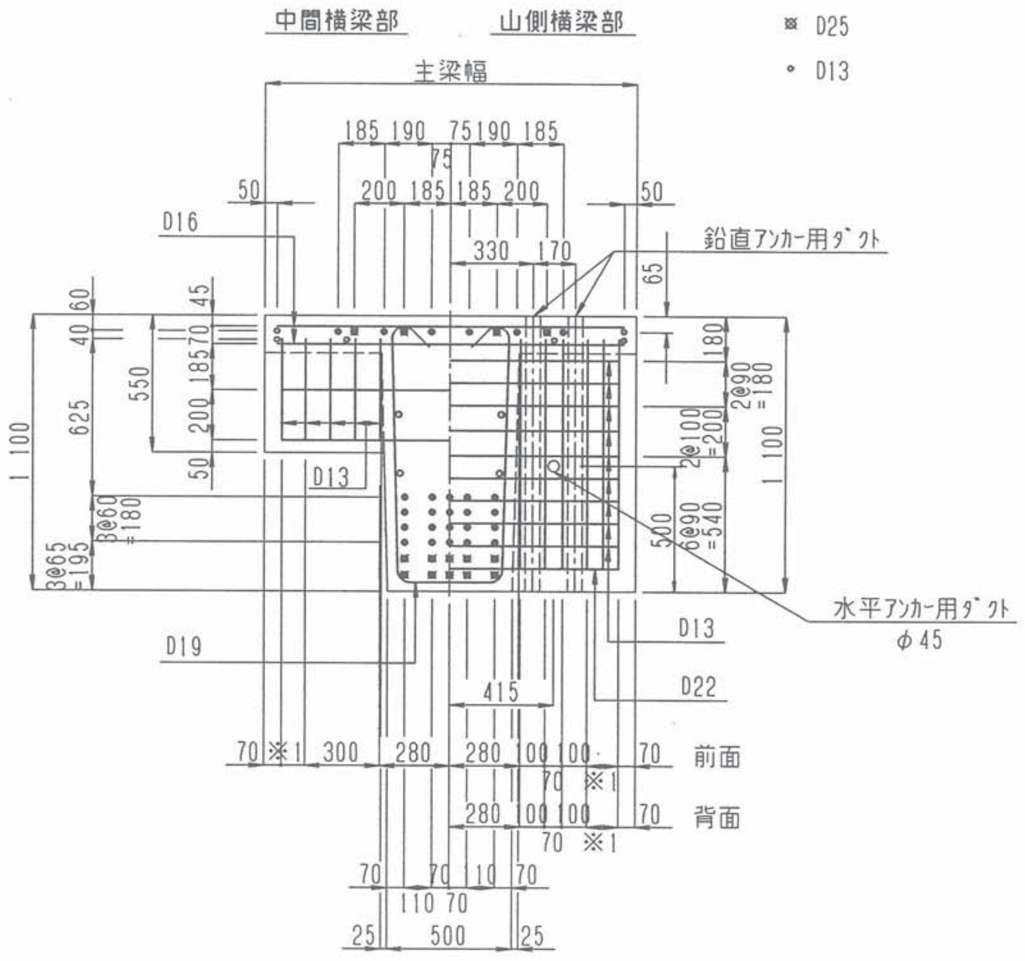


• PC鋼より線 SWPR7BL 1S15.2

● PC鋼より線 SWPR7BL 1S15.2
（アンボンド処理）

⊠ D25

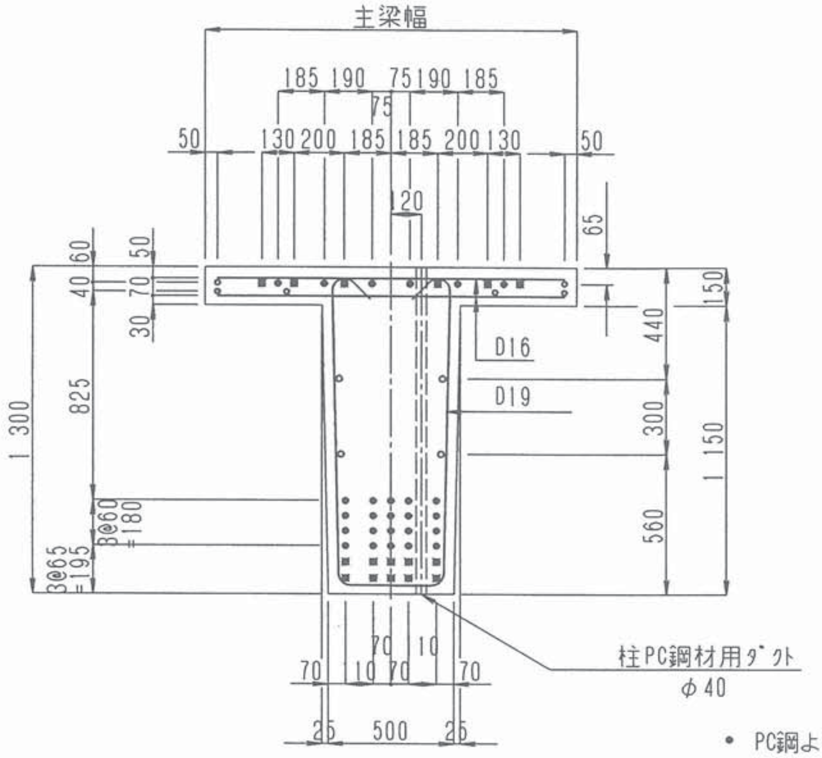
∘ D13



※1 @100以下で等間隔とする

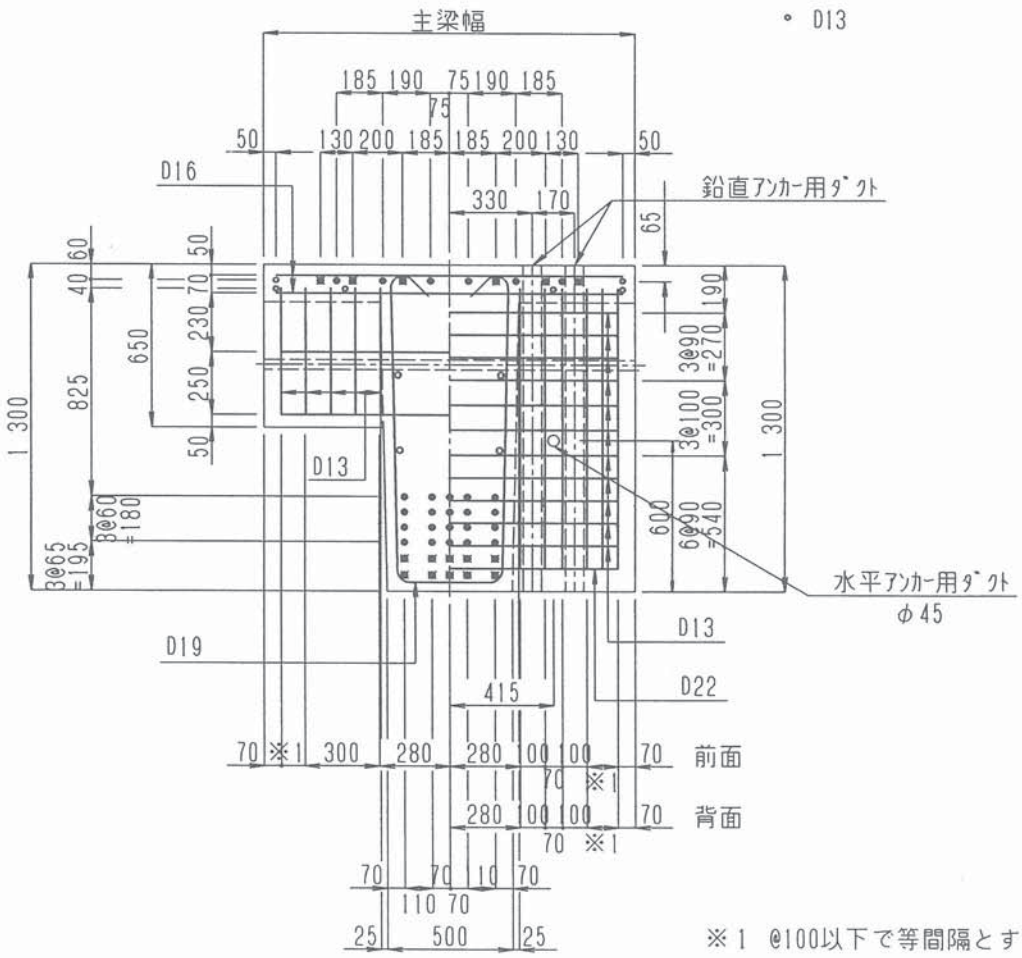
主梁配筋図　BR 130

標準部　　　剛接部



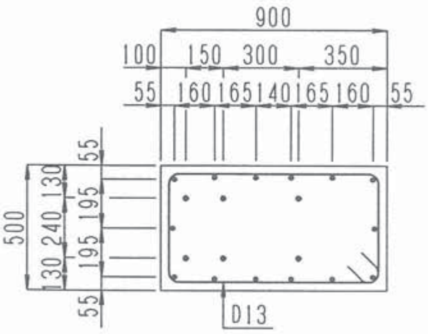
- PC鋼より線 SWPR7BL 1S15.2
- PC鋼より線 SWPR7BL 1S15.2 (アンボンド処理)
- D25
- D13

中間横梁部　　　山側横梁部



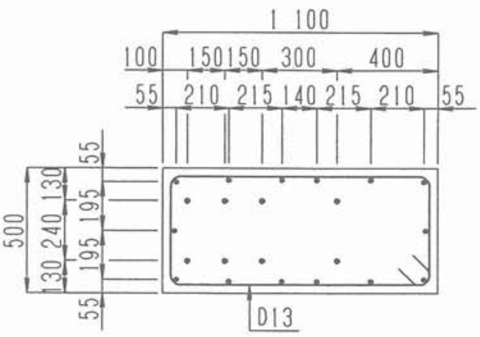
※1　@100以下で等間隔とする

柱配筋図　C_R 90～C_R 130



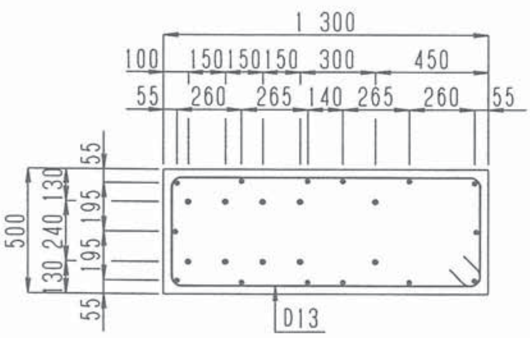
・PC鋼より線　SWPR19L 1S19.3(21.8)

・D16(D19)



・PC鋼より線　SWPR19L 1S19.3(21.8)

・D16(D19)



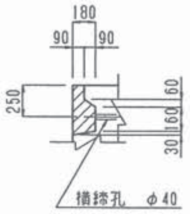
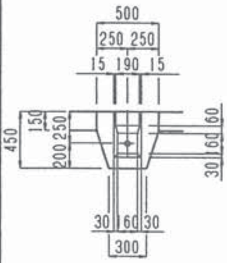
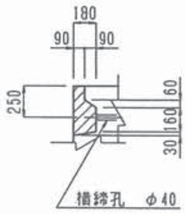
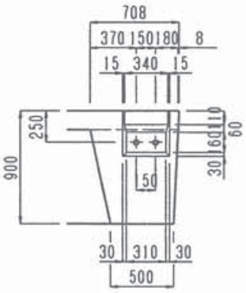
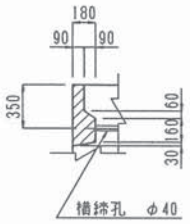
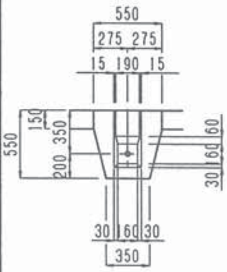
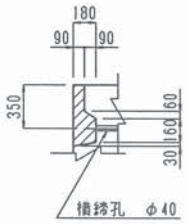
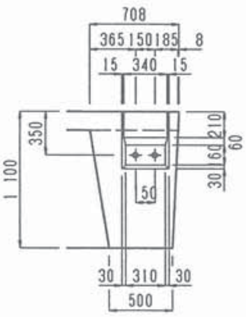
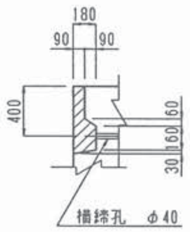
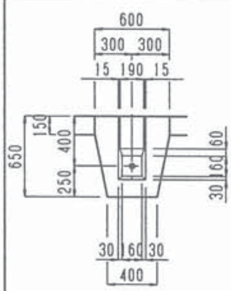
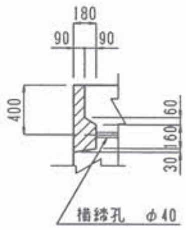
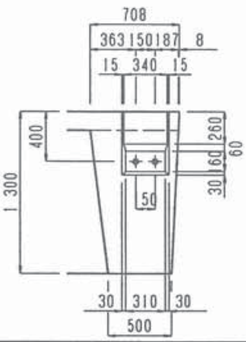
・PC鋼より線　SWPR19L 1S19.3(21.8)

・D16(D19)

注）落石条件により使い分ける必要がある。

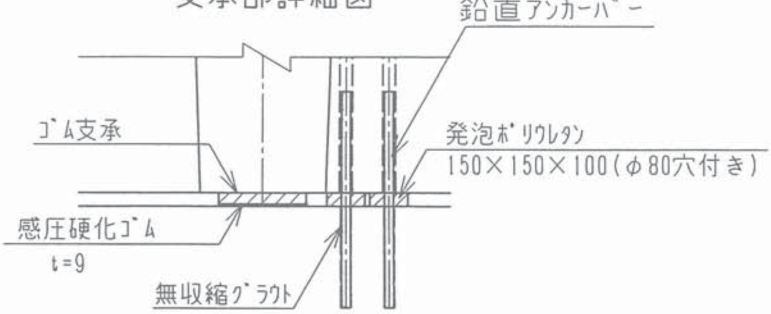
3. 横締孔配置図

横締孔配置図

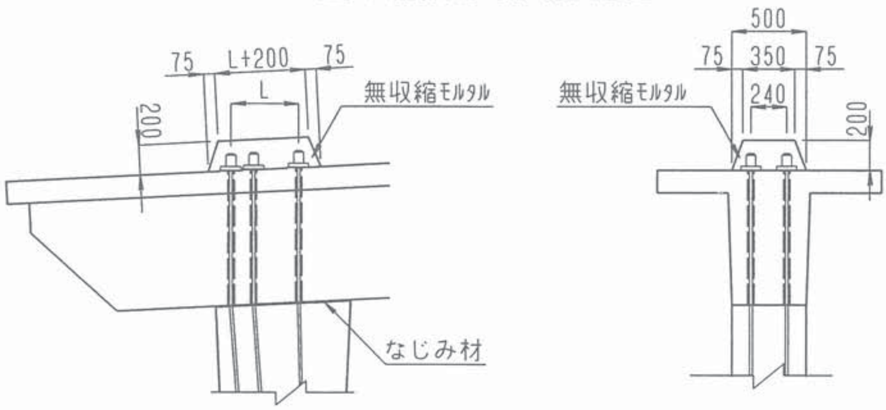
<table>
<tr><th></th><th colspan="2">中間部</th><th colspan="2">山側部</th></tr>
<tr><td>Br 90</td>
<td></td>
<td></td>
<td></td>
<td></td></tr>
<tr><td>Br110</td>
<td></td>
<td></td>
<td></td>
<td></td></tr>
<tr><td>Br130</td>
<td></td>
<td></td>
<td></td>
<td></td></tr>
</table>

4. 部分詳細図

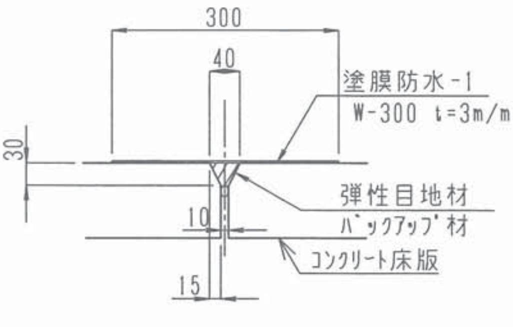
支承部詳細図



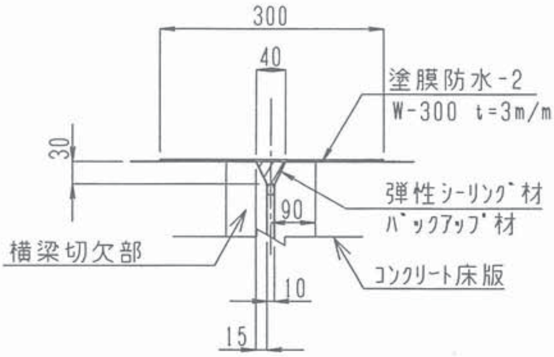
主梁剛接部切欠詳細図



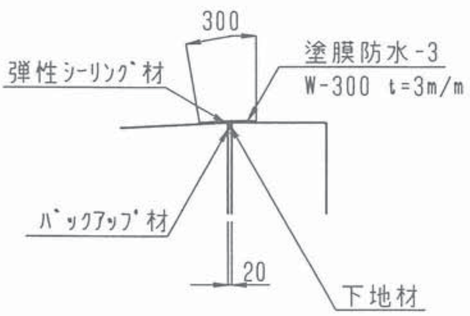
主梁間防水工詳細図



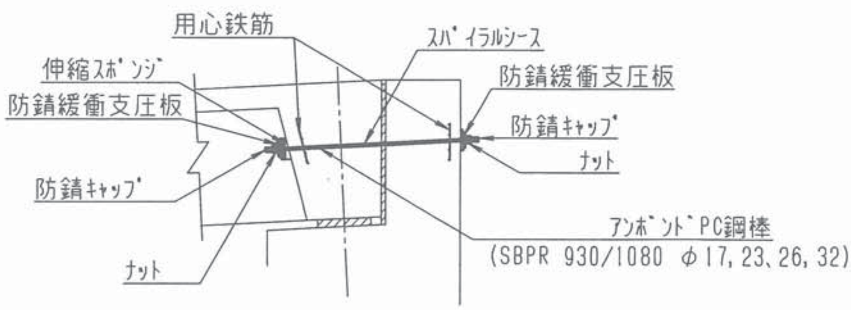
伸縮目地間防水詳細図



山側(ﾊﾟﾗﾍﾟｯﾄ部)防水工詳細図



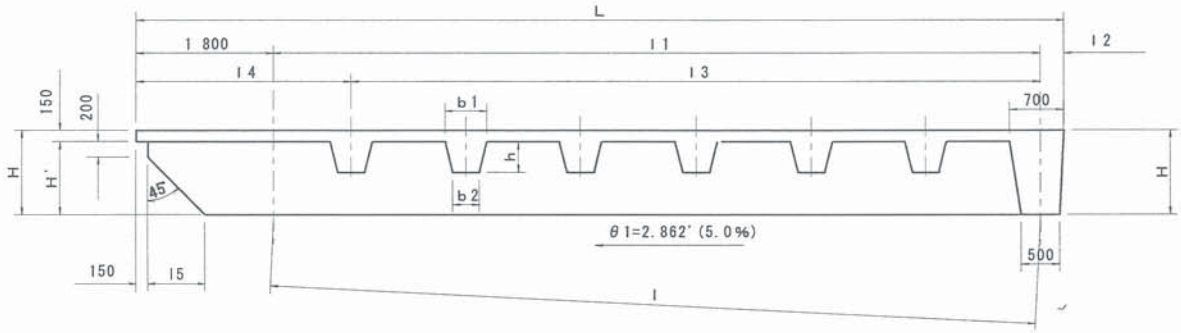
水平アンカー



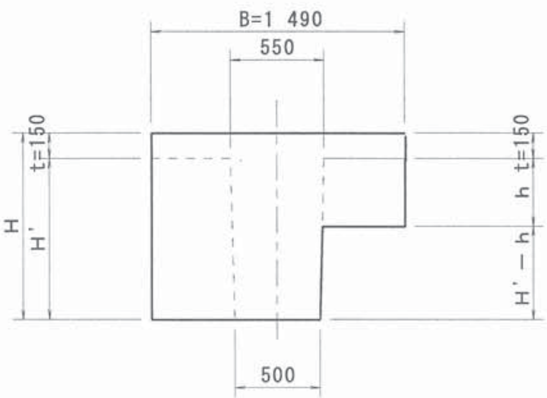
5．2．4　標準化部材数量

1．　各主梁寸法表

側面形状図



断面形状図



山側横梁部　　中間横梁部

主梁タイプ：B_R９０　　単位:mm

項目	スパン (1)					
	８．０m	９．０m	１０．０m	１１．０m	１２．０m	１３．０m
H'	750	750	750	750	750	750
H	900	900	900	900	900	900
l	8,000	9,000	10,000	11,000	12,000	13,000
l 1	8,010	9,011	10,012	11,014	12,015	13,016
l 2	296	296	296	296	296	296
L	10,106	11,107	12,108	13,110	14,111	15,112
l 3	5@1,500= 7,500	5@1,500= 7,500	6@1,500= 9,000	7@1,500= 10,500	7@1,500= 10,500	8@1,500= 12,000
l 4	2,310	3,311	2,812	2,314	3,315	2,816
l 5	433	433	433	433	433	433
b 1	500	500	500	500	500	500
b 2	300	300	300	300	300	300
h	300	300	300	300	300	300

主梁タイプ：Ｂ_R１１０ 単位:mm

項目	スパン (l)					
	８．０ｍ	９．０ｍ	１０．０ｍ	１１．０ｍ	１２．０ｍ	１３．０ｍ
H’	950	950	950	950	950	950
H	1100	1100	1100	1100	1100	1100
l	8,000	9,000	10,000	11,000	12,000	13,000
l 1	8,010	9,011	10,012	11,014	12,015	13,016
l 2	306	306	306	306	306	306
L	10,116	11,117	12,118	13,120	14,121	15,122
l 3	5@1,500= 7,500	5@1,500= 7,500	6@1,500= 9,000	7@1,500= 10,500	7@1,500= 10,500	8@1,500= 12,000
l 4	2,310	3,311	2,812	2,314	3,315	2,816
l 5	548	548	548	548	548	548
b 1	550	550	550	550	550	550
b 2	350	350	350	350	350	350
h	400	400	400	400	400	400

主梁タイプ：Ｂ_R１３０ 単位:mm

項目	スパン (l)					
	８．０ｍ	９．０ｍ	１０．０ｍ	１１．０ｍ	１２．０ｍ	１３．０ｍ
H’	1,150	1,150	1,150	1,150	1,150	1,150
H	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300
l	8,000	9,000	10,000	11,000	12,000	13,000
l 1	8,010	9,011	10,012	11,014	12,015	13,016
l 2	316	316	316	316	316	316
L	10,126	11,127	12,128	13,130	14,131	15,132
l 3	5@1,500= 7,500	5@1,500= 7,500	6@1,500= 9,000	7@1,500= 10,500	7@1,500= 10,500	8@1,500= 12,000
l 4	2,310	3,311	2,812	2,314	3,315	2,816
l 5	664	664	664	664	664	664
b 1	600	600	600	600	600	600
b 2	400	400	400	400	400	400
h	500	500	500	500	500	500

2．製品材料表（参考値）

先の「5．2．2 標準化部材断面」で想定したＰＣロックシェッド１セット(主構間隔λ=１．５ｍ)当たりの主梁・柱製品材料表を以下に示す。

なお、実際の詳細設計に際しては、使用鋼材本数等が変化するため参考値として示す。

(1) B_R９０・C_R９０タイプ

部材	名称	規格	単位	構造タイプ					
				L=8m	L=9m	L=10m	L=11m	L=12m	L=13m
主梁	部材タイプ名		—	B_R90	B_R90	B_R90	B_R90	B_R90	B_R90
	桁長		m	10.106	11.107	12.108	13.110	14.111	15.112
	コンクリート	σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	7.102	7.721	8.453	9.187	9.805	10.538
	型枠		m^2	33.3	36.5	39.7	42.8	46.0	49.2
	ＰＣ鋼材	SWPR7BL 1S15.2	kg	225.2	248.4	271.5	294.7	317.8	341.0
	鉄筋	SD295A	kg	1542.6	1678.2	1839.2	2000.3	2135.8	2296.9
	吊り金具			12t-50	22t-50	22t-50	22t-50	22t-50	22t-50
	吊り金具 主	デーハーアンカー	個	2	2	2	2	2	2
	吊り金具 副	SR24　2-φ16×860	kg	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
	シース 横締用	φ40	m	10.4	11.9	11.9	13.4	14.9	14.9
	シース 山側鉛直アンカー	φ50	m	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
	シース 水平アンカー	φ45	m	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	シース 剛接部用	φ40	m	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
	参考質量	1本当たり	t	18.110	19.689	21.555	23.427	25.003	26.872
柱	部材タイプ名		—	C_R90	C_R90	C_R90	C_R90	C_R90	C_R90
	コンクリート	σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	1.700	1.700	1.700	1.700	1.700	1.700
	型枠		m^2	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
	ＰＣ鋼材	SWPR19L 1S19.3	kg	61.8	61.8	61.8	61.8	61.8	61.8
	鉄筋	SD295A	kg	250.5	250.5	250.5	250.5	250.5	250.5
	ヒンジ筋	SD295A ﾅｯﾄﾌﾟﾚｰﾄ付き	kg	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2
	アンカープレート	19.3用	枚	6	6	6	6	6	6
	埋込用定着具	19.3用	個	6	6	6	6	6	6
	ヒンジ部ゴム	SBR 500×150×20	枚	2	2	2	2	2	2
	参考質量	1本当たり	t	4.335	4.335	4.335	4.335	4.335	4.335

(2) B_R110・C_R110タイプ

部材	名称	規格	単位	構造タイプ L=8m	L=9m	L=10m	L=11m	L=12m	L=13m
主梁	部材タイプ名		−	B_R110	B_R110	B_R110	B_R110	B_R110	B_R110
	桁長		m	10.116	11.117	12.118	13.120	14.121	15.122
	コンクリート	σ_{ck}=60 N/mm²	m³	8.485	9.209	10.104	11.000	11.723	12.618
	型枠		m²	37.7	41.4	45.0	48.7	52.3	56.0
	ＰＣ鋼材	SWPR7BL 1S15.2	kg	275.1	303.8	332.4	361.1	389.8	418.4
	鉄筋	SD295A	kg	1621.7	1764.4	1934.7	2105.1	2247.8	2418.1
	吊り金具 主	デーハーアンカー	個	12t-50 2	22t-50 2	22t-50 2	22t-50 2	22t-50 2	22t-50 2
	吊り金具 副	SR24 2−φ16×860	kg	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
	シース 横締用	φ40	m	10.4	11.9	11.9	13.4	14.9	14.9
	シース 山側鉛直アンカー	φ50	m	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4
	シース 水平アンカー	φ45	m	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
	シース 剛接部用	φ40	m	8.8	8.8	8.8	8.8	8.8	8.8
	参考質量	1本当たり	t	21.637	23.483	25.765	28.057	29.894	32.176
柱	部材タイプ名		−	C_R110	C_R110	C_R110	C_R110	C_R110	C_R110
	コンクリート	σ_{ck}=60 N/mm²	m³	1.900	1.900	1.900	1.900	1.900	1.900
	型枠		m²	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0
	ＰＣ鋼材	SWPR19L 1S19.3	kg	81.6	81.6	81.6	81.6	81.6	81.6
	鉄筋	SD295A	kg	268.0	268.0	268.0	268.0	268.0	268.0
	ヒンジ筋	SD295A ﾅｯﾄﾌﾟﾚｰﾄ付き	kg	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2
	アンカープレート	19.3用	枚	8	8	8	8	8	8
	埋込用定着具	19.3用	個	8	8	8	8	8	8
	ヒンジ部ゴム	SBR 500×150×20	枚	2	2	2	2	2	2
	参考質量	1本当たり	t	4.845	4.845	4.845	4.845	4.845	4.845

(3) B$_R$130・C$_R$130タイプ

部材	名称		規格	単位	構造タイプ L=8m	L=9m	L=10m	L=11m	L=12m	L=13m
主梁	部材タイプ名			—	B$_R$130	B$_R$130	B$_R$130	B$_R$130	B$_R$130	B$_R$130
主梁	桁長			m	10.126	11.127	12.128	13.130	14.131	15.132
主梁	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	9.894	10.723	11.790	12.857	13.686	14.752
主梁	型枠			m^2	42.0	46.1	50.2	54.4	58.4	62.6
主梁	PC鋼材		SWPR7BL 1S15.2	kg	270.8	299.4	328.1	356.8	385.4	414.1
主梁	鉄筋		SD295A	kg	1787.9	1945.8	2133.8	2322.0	2479.9	2668.0
主梁	吊り金具	主	デーハーアンカー	個	12t-50 2	22t-50 2	22t-50 2	22t-50 2	22t-50 2	22t-50 2
主梁	吊り金具	副	SR24 2-φ16×860	kg	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
主梁	シース	横締用	φ40	m	10.4	11.9	11.9	13.4	14.9	14.9
主梁	シース	山側鉛直アンカー	φ50	m	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2	5.2
主梁	シース	水平アンカー	φ45	m	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
主梁	シース	剛接部用	φ40	m	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0	13.0
主梁	参考質量		1本当たり	t	25.230	27.344	30.065	32.785	34.899	37.618
柱	部材タイプ名			—	C$_R$130	C$_R$130	C$_R$130	C$_R$130	C$_R$130	C$_R$130
柱	コンクリート		σ_{ck}=60 N/mm^2	m^3	2.100	2.100	2.100	2.100	2.100	2.100
柱	型枠			m^2	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0
柱	PC鋼材		SWPR19L 1S19.3	kg	101.0	101.0	101.0	101.0	101.0	101.0
柱	鉄筋		SD295A	kg	288.9	288.9	288.9	288.9	288.9	288.9
柱	ヒンジ筋		SD295A ﾅｯﾄﾌﾟﾚｰﾄ付き	kg	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2	21.2
柱	アンカープレート		19.3用	枚	10	10	10	10	10	10
柱	埋込用定着具		19.3用	個	10	10	10	10	10	10
柱	ヒンジ部ゴム		SBR 500×150×20	枚	2	2	2	2	2	2
柱	参考質量		1本当たり	t	5.355	5.355	5.355	5.355	5.355	5.355

５．３ 製 造

５．３．１ 製 造 工 程

ロックシェッドの標準的な製造工程を 図５．３．１ に示す。

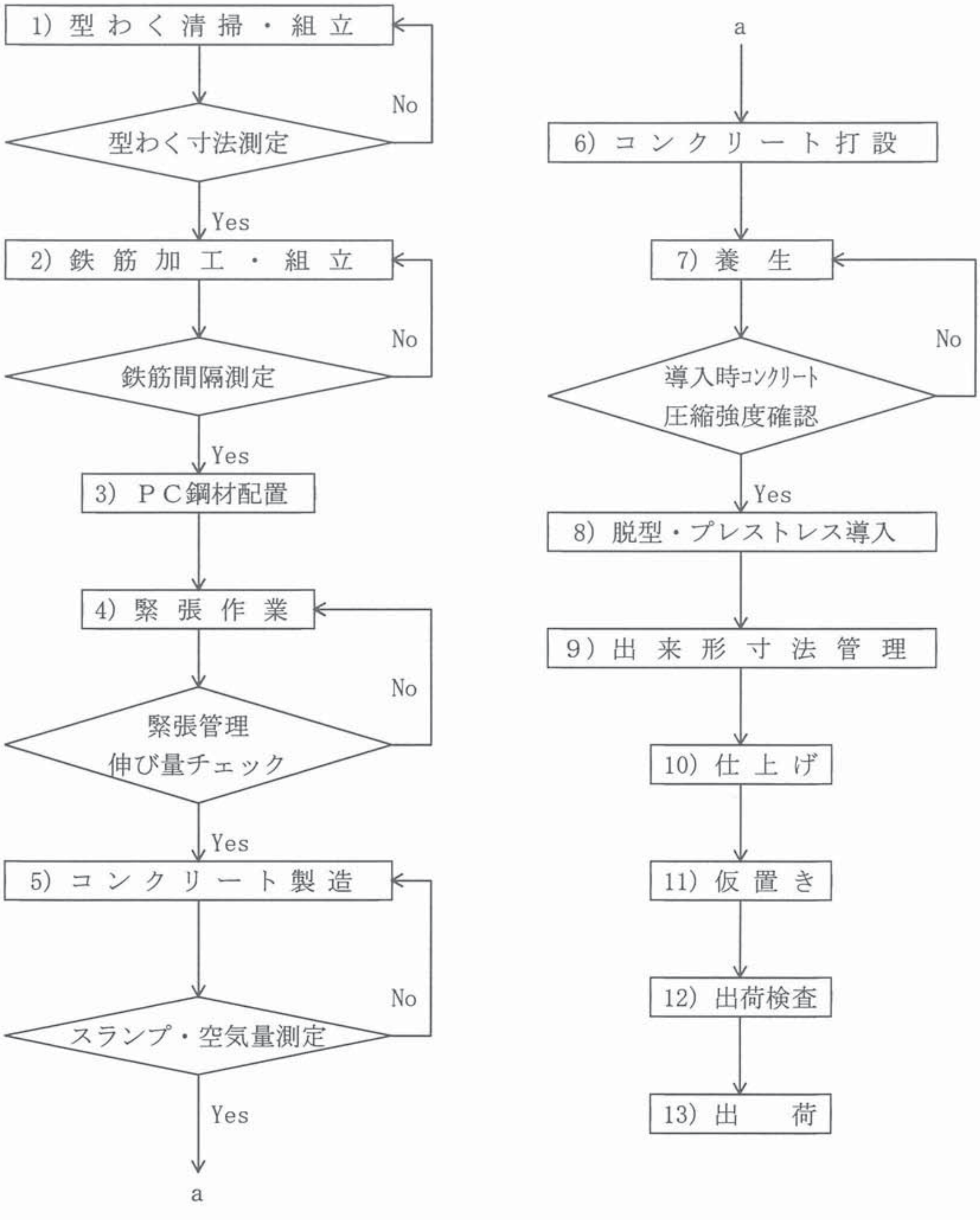


図５．３．１ 標準製造工程

５．３．２ 使 用 材 料

スノーシェッドの使用材料の項を参照とする。

5．3．3　製　造

スノーシェッドと同様の事柄については、原則として省略する。

1．　鉄筋

スノーシェッドの鉄筋に準ずる。

2．　型わく

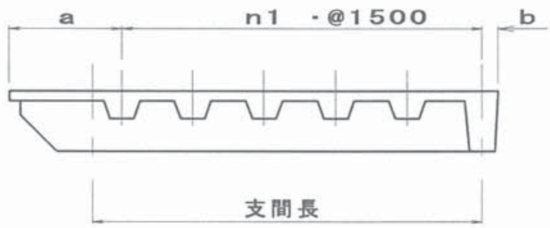
（1）型わく構造

1）型わくは、製品の品質を確保するのに必要な精度と、振動、締め固めに十分耐えられるもので、継ぎ目からコンクリートがもれないようにしなければならない。

2）主梁の長さ調整に対する型わく構造の考え方は次の３方法とする。

① 基本的に主梁長さの変化は、山側から@1.500m 間隔で中間横梁を配置していき、谷側端板の位置の調整のみで行う。

柱の谷側に横梁がない場合



柱の谷側に横梁がある場合

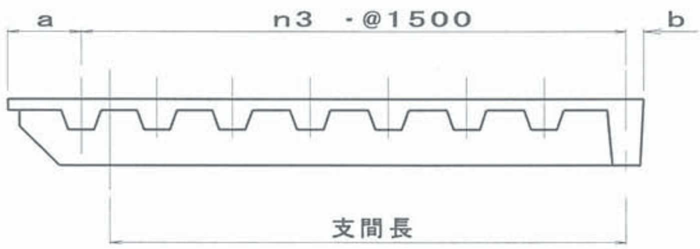


図５．３．２　型枠構造概要図（１）

② 拡幅などに対しては、必要なら山側横梁を50cm程度増厚して対処する。

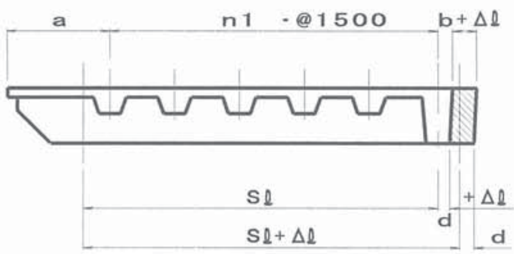


図５．３．３　型枠構造概要図（２）

③ 更に特別な調整が必要な時に、引き違い方式によって長さ調整ができる型枠を用いる場合は、製品の一部に一回り大きな外形寸法が形成され、通常部との境界にすり付け線が残ることになる。

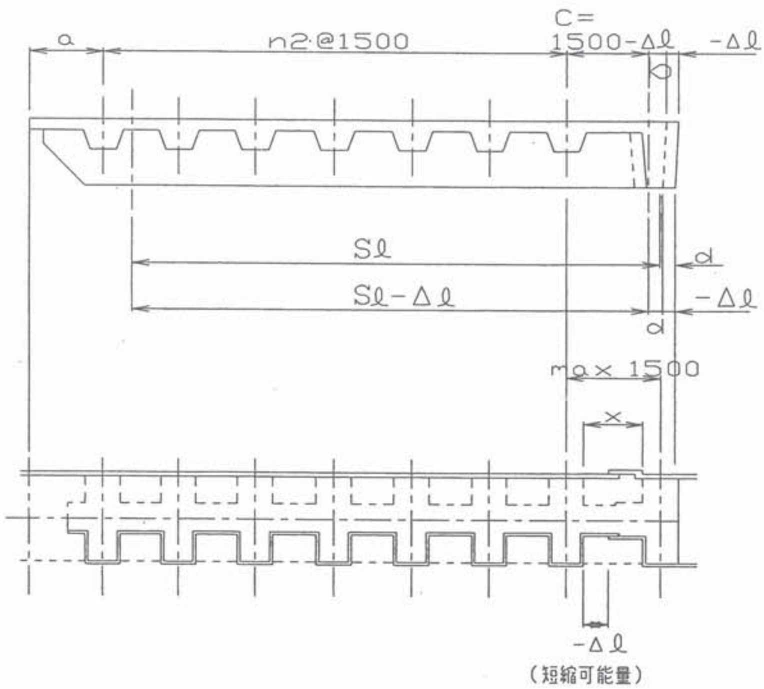
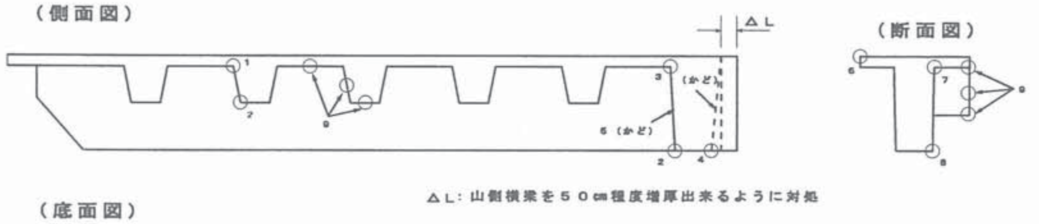
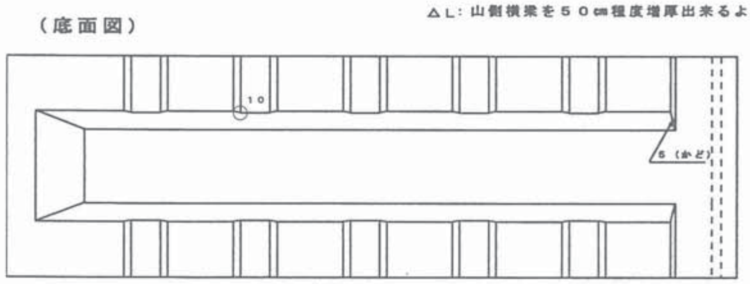


図5．3．4 型枠構造概要図(3)

2）製造、施工の各段階における応力集中や欠けなどを避けるため、適応な寸法の面取りを設ける。





位置	寸法	位置	寸法
1	R100	6	30 15 TA
2	R30	7	R30
3	R100	8	R30
4	15 15 TA	9	9 9 TA
5 (かど)	R100	10	直角，角軽く落とす

図5．3．5 主梁面取りの例

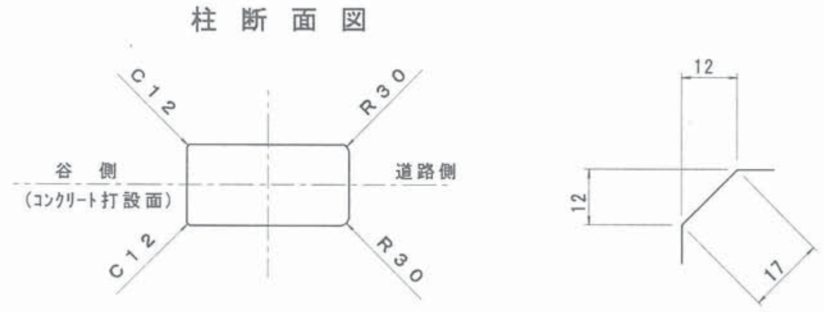


図５．３．６ 柱面取りの例

（2）型わく組立

1）型わくは主梁長、断面、横方向の曲がりが、製品許容差内に製品ができるように組立をおこなう。

2）コンクリートの打ち込みに先だち型わく内を清掃し、脱型を容易にするため、適当な剥離剤を塗布する。

3． 緊 張

スノーシェッドの緊張に準ずる。

4． コンクリートの製造

スノーシェッドのコンクリートの製造に準ずる。

5． 養 生

スノーシェッドの養生に準ずる。

6． 試 験

スノーシェッドの試験に準ずる。

7． 管 理

スノーシェッドの管理に準ずる。

8． 仮 置 き

仮置きは、堅固な地盤上に枕木等を架台として行い、積み重ねは、危険の無いよう配慮する。仮置きの支持点は、両端の支点位置としてよい。

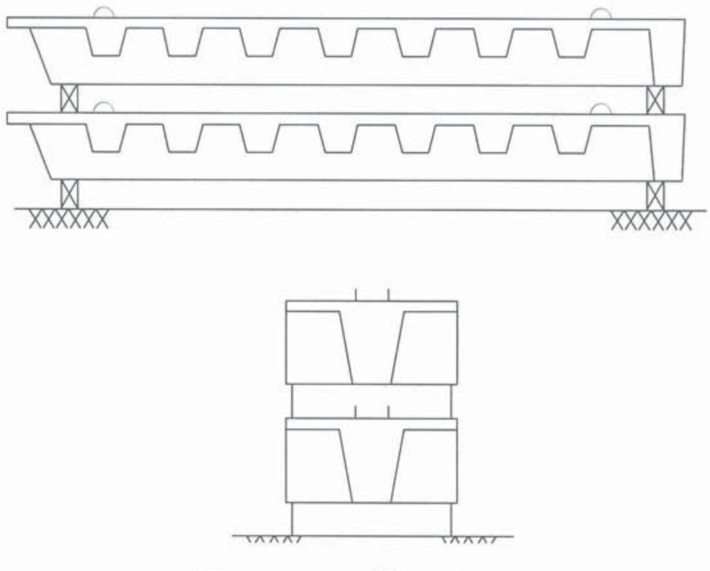


図５．３．７ 製品の仮置き

9． 吊り金具

スノーシェッドの吊り金具に準ずる。

5．3．4　出来形管理基準及び規格値

1．　外観および形状

外観、形状の検査は、全数について行う。

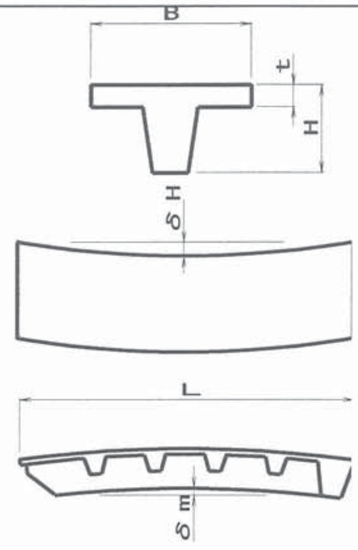
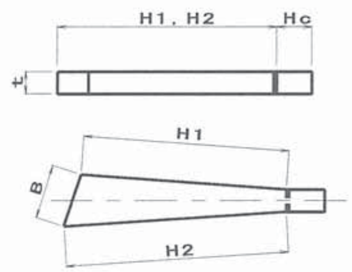
製品は、外観が良く使用上有害なきず、ひび割れ、ねじれなどの欠点があってはならない。

また、出来上がりコンクリート部材の施工後、露出面に発生する気泡の限度は、直径１５mm以下で深さ５mm以下とし、これを超える気泡は補修する。

2．出来形寸法の規格値

出来形寸法に関する管理項目、規格値および測定箇所を表５．３．１に示す。

表５．３．１　寸法の許容差および測定箇所

<table>
<tr><th>部材</th><th>項　目</th><th>規格値(mm)</th><th>適　用</th><th>測 定 箇 所</th></tr>
<tr><td rowspan="6">主梁</td><td>長　さ　：L</td><td>±10</td><td rowspan="5">全数について行う。</td><td rowspan="6">
$\delta_v = \delta_v - \delta_m$
δ_v：１ブロックに使用する主梁の平均値
δ_m：測定する主梁のそり</td></tr>
<tr><td>高　さ　：H</td><td>± 5</td></tr>
<tr><td>スラブ厚：t</td><td>± 5</td></tr>
<tr><td>上 縁 幅：B</td><td>± 5</td></tr>
<tr><td>横方向の最大曲がり　：δ_H</td><td>10以下</td></tr>
<tr><td>梁のそり：δ_v
（スパン中央の値とする）</td><td>± 8</td><td>１ブロックに使用する梁の本数を組とし、その平均値からの許容差とする。</td></tr>
<tr><td rowspan="4">柱</td><td>長　さ　：H_1
：H_2</td><td>±10
±10</td><td rowspan="4">全数について行う。</td><td rowspan="4"></td></tr>
<tr><td>ヒンジまでの高さ　：H_c</td><td>± 5</td></tr>
<tr><td>幅　：B</td><td>± 5</td></tr>
<tr><td>厚　さ　：t</td><td>± 5</td></tr>
</table>

５．４ 施　工

スノーシェッドと同様の事柄については、原則として省略する。

５．４．１ 施　工　計　画

スノーシェッドの施工計画に準ずる。

５．４．２ 運　搬

スノーシェッドの運搬に準ずる。

運搬の荷姿の例を図５．４．１に示す。

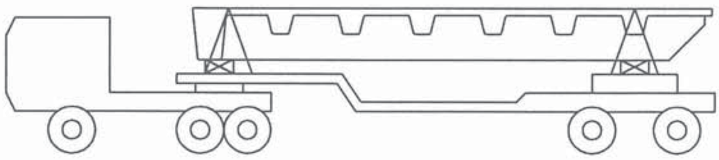
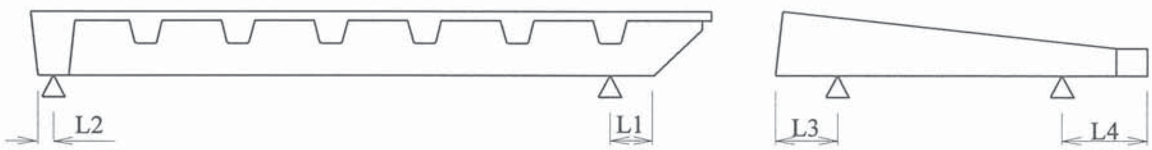


図５．４．１　運搬の荷姿の例

なお、主梁および柱運搬時の支持点の位置は、図５．４．２による。



※L1, L2およびL3, L4は鉄筋およびＰＣ鋼材の配置を考慮して決定する。

図５．４．２　支持点の位置

5．4．3　施工手順

ロックシェッドの施工は、部材および構造の特性を充分に考慮して安全に行う。

一般的な施工手順を図５．４．３に示す。なお、山側パラペットのコンクリート打設は、上部工架設後を標準とする。

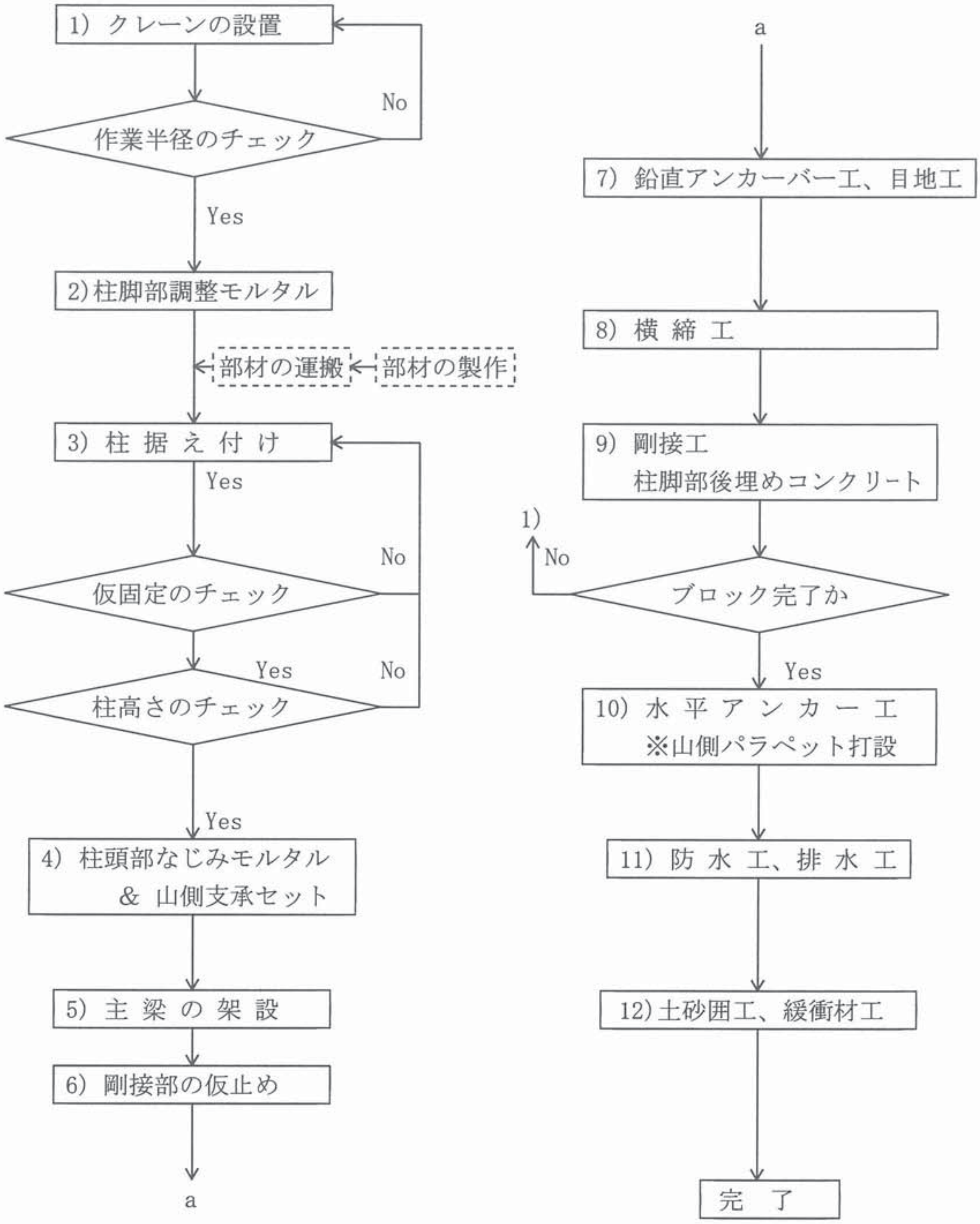


図 ５．４．３　ロックシェッドの施工の一般的手順

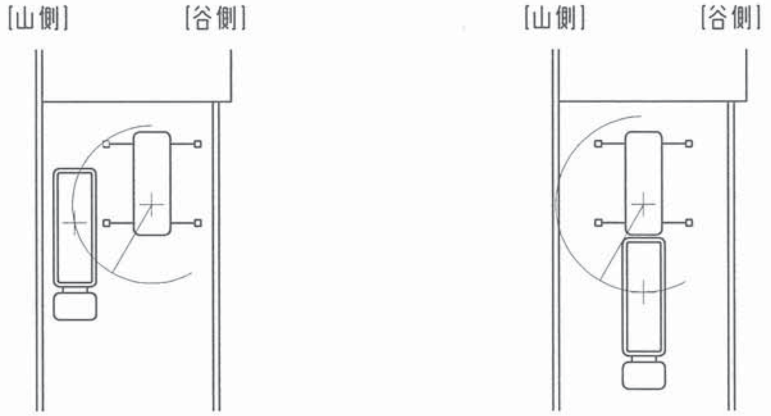
5．4．4　支承工

スノーシェッドの支承工に準ずる。

5．4．5　架設工

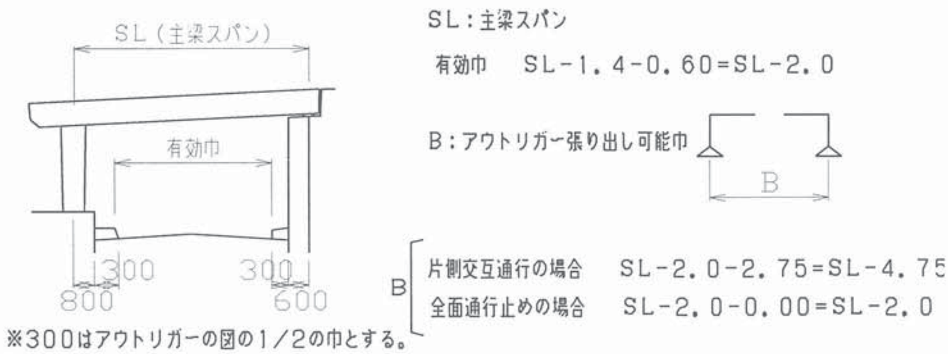
1. クレーンの設置

　クレーンの設置は、架設位置の道路条件、交通確保等の要因を考慮して行う。図５．４．４にクレーン設置の例を示す。



a）片側通行の場合　　　　b）全面通行止めの場合

図５．４．４　クレーン設置の例



（表-3-1）アウトリガー張り出し可能巾一覧表

SL	片交（横取り）	全止（後取り）
7	——	——
8	——	——
9	——	7．0
10	5．25	8．0
11	6．25	9．0
12	7．25	～
13	8．25	
14	9．25	——
15	——	——

図５．４．５（１）作業半径概要図

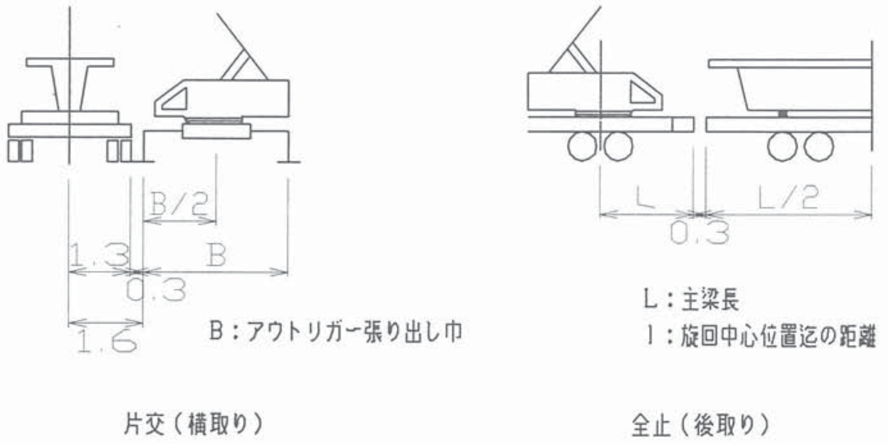


図５．４．５（２）　作業半径概要図

２．クレーン選定

クレーン機種選定については、地域特性および実状に適合する機種とするが、一般的に、油圧式１００ｔ吊り～２００ｔ吊りを基本とし、その選定図を図５．４．６と図５．４．７に示す。

なお、架設時の現場条件によって、ラフタークレーン等を用いる場合は、クレーンの能力を別途考慮する。

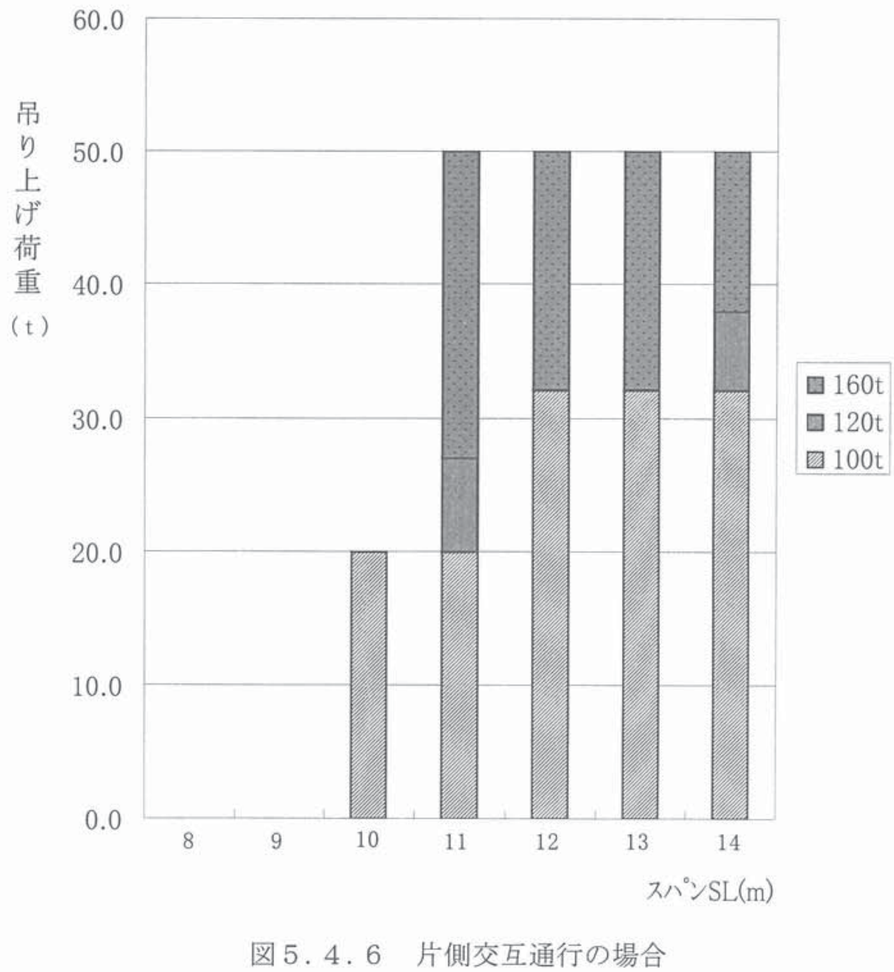


図５．４．６　片側交互通行の場合

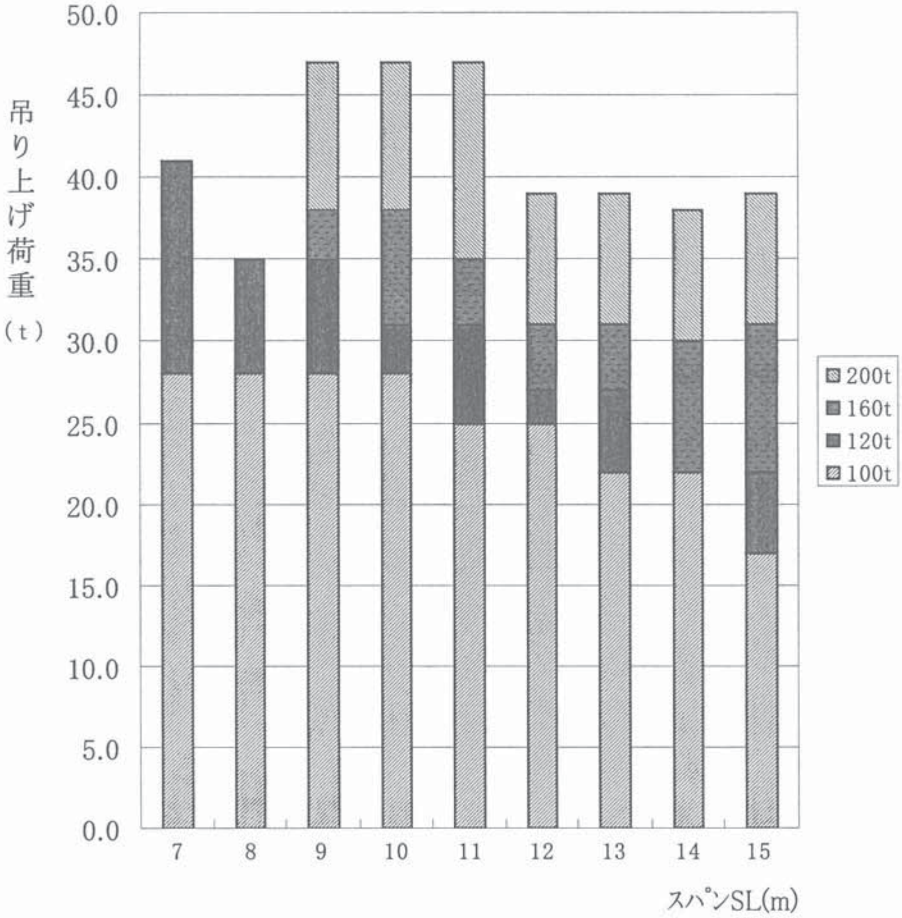


図５．４．７　全面通行止めの場合

３．柱の据付け

スノーシェッドの柱の据付けに準ずる。

４．主梁の架設

スノーシェッドの主梁の架設に準ずる。

主梁の吊り込み状態の一例を図５．４．８に示す。

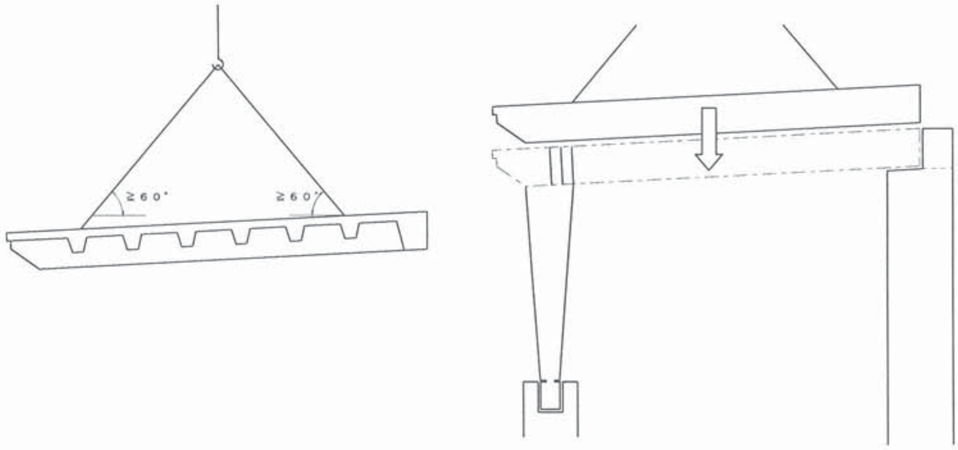


図５．４．８　主梁の吊り込みの例

5．作業足場と安全設備

スノーシェッドの作業足場と安全設備に準ずる。

5．4．6　剛　接　工

スノーシェッドの剛接工に準ずる。

5．4．7　横　締　工

スノーシェッドの横締工に準ずる。

横梁間目地の一例を図5．4．9に示す。

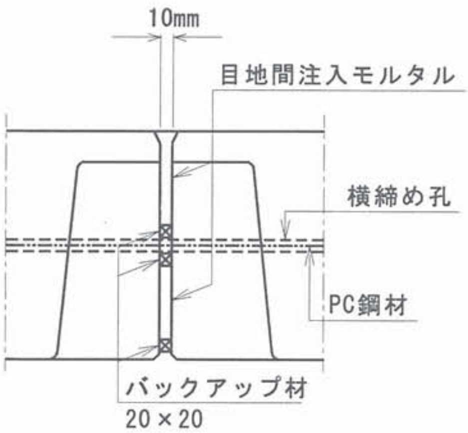


図5．4．9　目地工の例

5．4．8　鉛直アンカーバー

鉛直アンカーバーの施工は、スノーシェッドの鉛直アンカーバーに準じて施工性を考慮しａ）後削孔工法を標準とするが、スノーシェッドよりも鉛直アンカーバーの必要径が太径となることが想定されるため、必要に応じて施工条件等を考慮し、その他ｂ）～ｄ）の工法の選定も考慮する。

5．4．9　水平アンカー工

スノーシェッドの水平アンカー工に準ずる。

5．4．10　防　水　工

主梁間目地部や主梁とパラペット間目地部には、防水工を施す。材料の選定については、十分吟味するものとし施工にあたっては、材料の特性をよく把握し必要とされる施工条件を満足していることを確認する。

防水工の例を図5．4．10に示す。

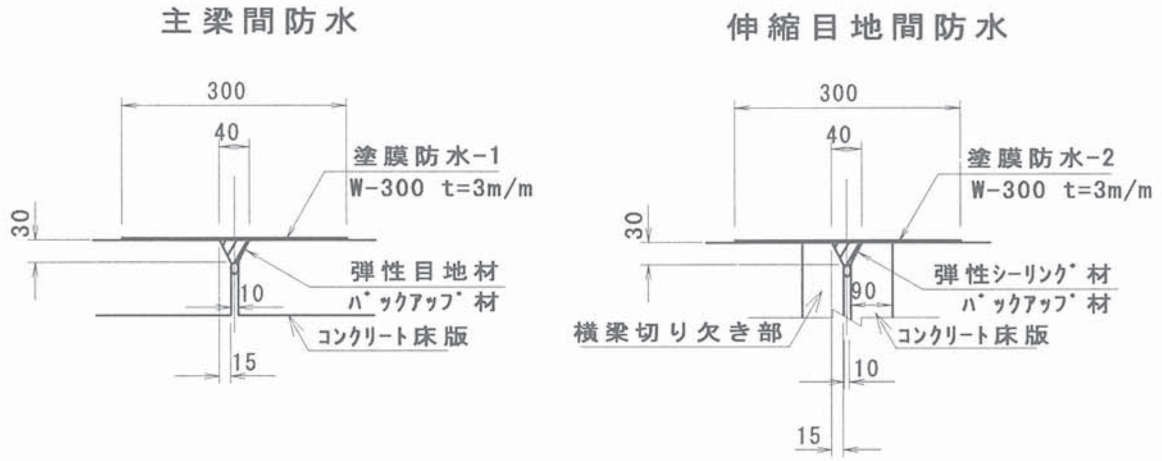


図５．４．１０　防水工(塗膜防水)の例

５．４．１１　排　水　工

１．　排水管設置工

構造物に水圧などが作用しないように、排水対策を施す。

屋根上面の排水は、谷側土砂囲工から排水管（ＳＴＫ・ＳＧＰ材）を１ブロックに１箇所程度配置し下方に排水する。なお、谷側の地形によっては、谷側受台外側に側溝等を設置し縦断排水を行うことにより効果的な排水が出来る。排水管設置工の例を図５．４．１１に示す。

２．屋根面の集水処理

屋根勾配は、下記の構造令および指針より表面排水性を考慮して５％以上とする。

・昭和58年2月発刊「道路構造令の解説と運用」の道路構造令第24条・横断勾配による。

・平成元年5月発刊「道路土工ー排水工指針」の道路の勾配(路面)による。

谷側土砂囲工側およびブロック間目地間隔には、集水管を敷設し縦横断方向の排水性を向上させる。

また、背面ポケット部が広い場合は、背面部の排水処理として側溝等を道路延長縦断方向に設置するのが望ましい。

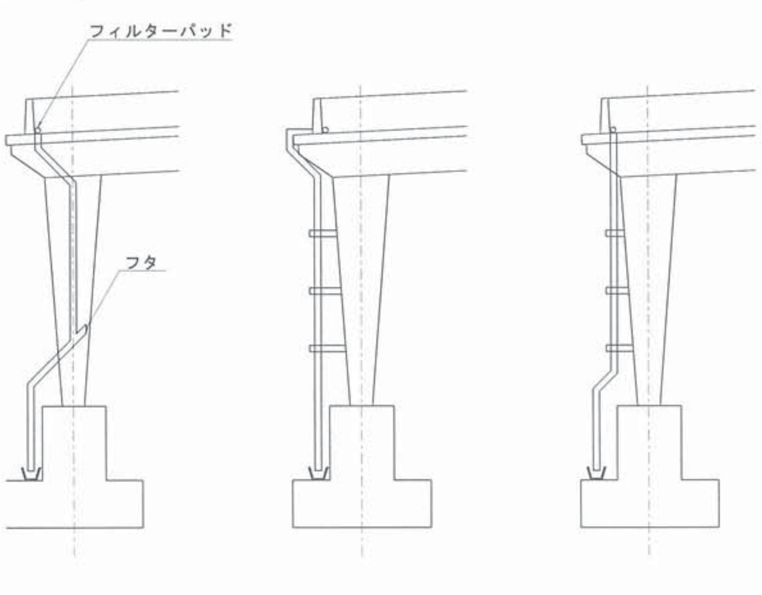


図５．４．１１　排水管工の例

５．４．１２　土砂囲工，緩衝工

１．　土砂囲工

施工時には、端部での作業が多くなるため、墜落防止材（スタンション等）で安全を確保する。

また、その縁端までの距離は、型枠取付作業および撤去作業等を考慮して６００mm以上とする。

２．　緩衝工

土砂囲壁を打設後、緩衝材(砂)を屋根上に載せる際の敷き均しは、屋根面防水材の保護のため下層３０ｃｍまでを人力作業としそれ以上については、上部構造に影響の無い小型機械を用いて作業をする。

また、砂が飛散や流出防止のため、緩衝材の表面保護材として飛散防止材（砕石または植生を行う場合は、客土と張芝）の設置を行う。

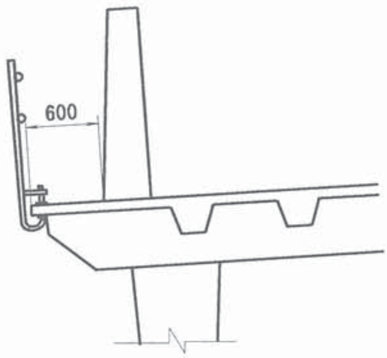


図５．４．１２　土砂囲工

５．４．１３　雪庇防止柵工

積雪地域においてロックシェッド端部の坑口に雪庇の発生が予想される場合は、雪庇防止板を設置するものとする。雪庇防止板の設置例を図５．４．１３に示す。

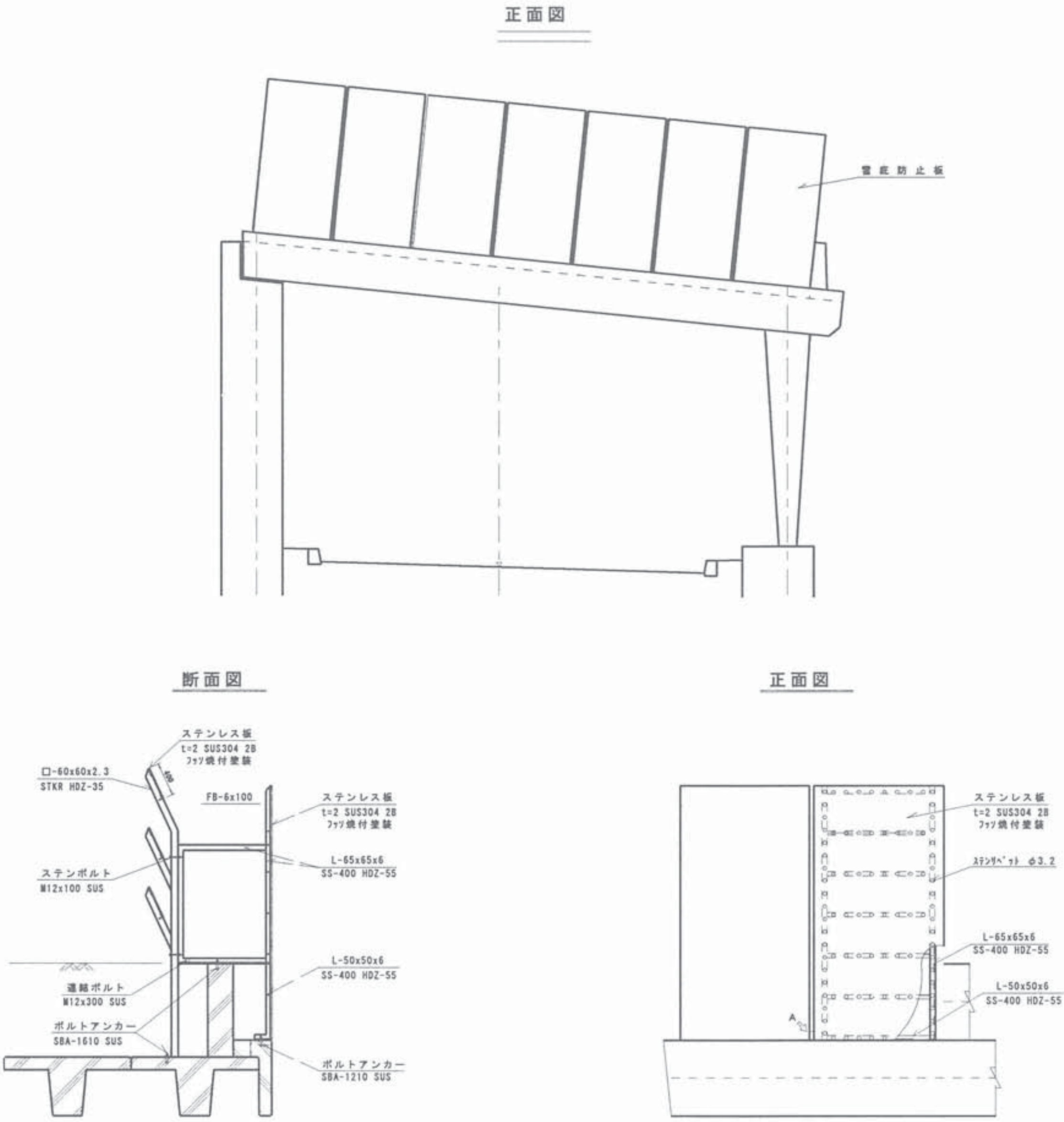


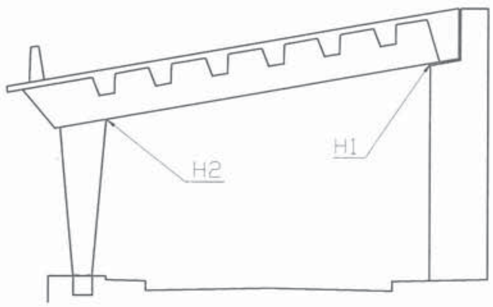
図５．４．１３　雪庇防止板設置の例

5．4．14　出来形管理基準及び規格値

ロックシェッドの出来形に関する寸法誤差の規格値は、表5．4．1に示す。

表5．4．1　出来形管理規格値および測定箇所表

項　　目	規格値(mm)	測 定 頻 度	測　定　箇　所
延　　長（L）	−20	各ブロック毎に行う。	山側・谷側
基準高さ（H）	−20		横締めを行う施工単位のブロック毎で道路延長方向に10mに1箇所を想定



資　料　編

資料－１　設計計算例

１．１　スノーシェッド

１．１．１　設計条件

§１　道路条件

１－１　道路規格　　３ 種 ３ 級

１－２　その他

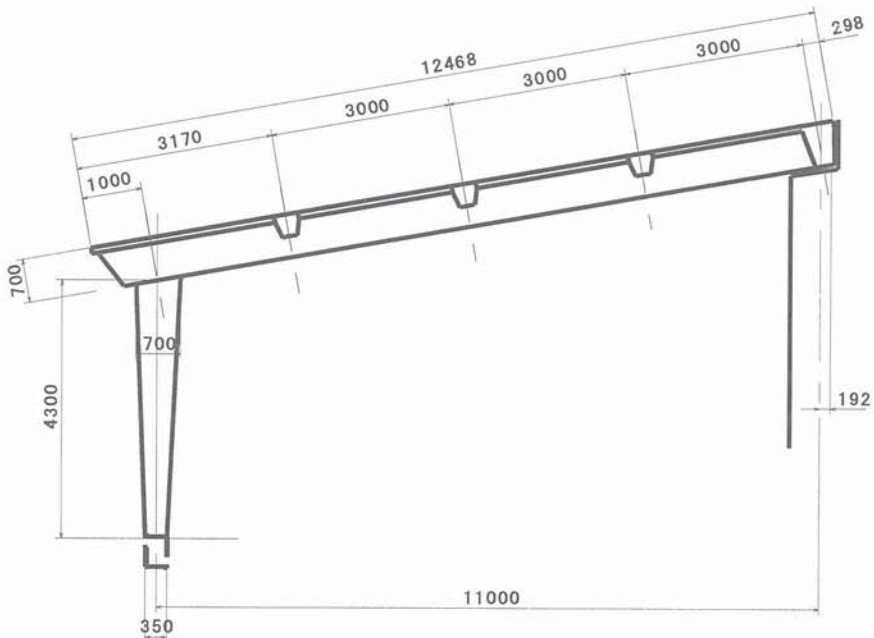
（1）山の斜面勾配		αs =	45.000	(度)

§２　荷重条件

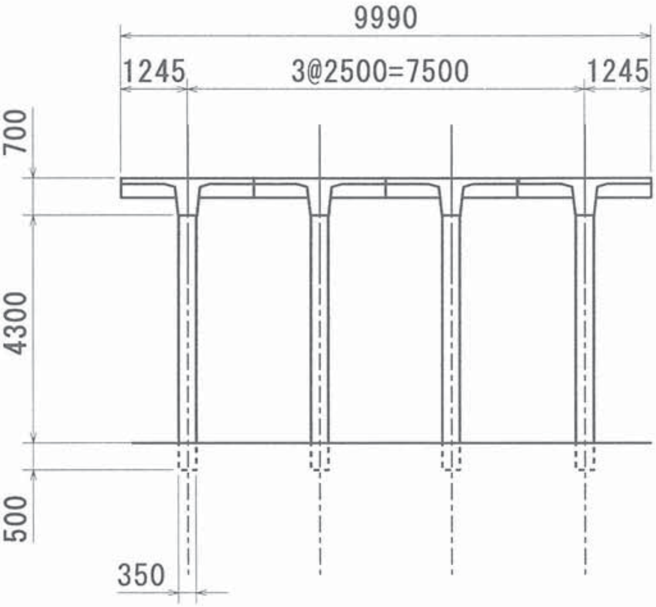
２－ １	自　　重	コンクリートの単位重量	γc =	25.00	(kN/m3)
２－ ２	積雪荷重	積 雪 深	Hs =	4.000	(m)
		単位重量	γs =	3.50	(kN/m3)
２－ ３	雪崩荷重	雪崩層厚	Ha =	2.000	(m)
		単位重量	γa =	4.50	(kN/m3)
		動摩擦係数	μa =	0.30	
２－ ４	地　　震	設計水平震度	kH =	0.25	

§３　構造一般図

３－１　横断図



３－２　縦断図



４－１　コンクリート

（１）設計基準強度	σck		60.00	(N/mm2)
（２）プレストレス導入時強度	σci		40.00	(N/mm2)
（３）許容曲げ圧縮応力度				
1) プレストレッシング直後	σcta	長方形	23.00	(N/mm2)
		Ｔ　形	22.00	(N/mm2)
2) 使用状態（長期）	σca	長方形	19.00	(N/mm2)
		Ｔ　形	18.00	(N/mm2)
（短期）		長方形	28.50	(N/mm2)
		Ｔ　形	27.00	(N/mm2)
（４）許容曲げ引張応力度				
1) プレストレッシング直後	σcai		-2.00	(N/mm2)
2) 使用状態（長期）	σcat	常　時	0.00	(N/mm2)
		常時以外	-2.00	(N/mm2)
		PRC設計時	-2.00	(N/mm2)
（短期）			-3.00	(N/mm2)
（５）コンクリートが負担できる平均せん断応力度				
1) 使用状態（長期）	τa11		0.70	(N/mm2)
2) 終局状態	τa12		0.70	(N/mm2)
（６）コンクリートの平均せん断応力度の最大値				
	τmax		6.00	(N/mm2)
（７）許容押抜きせん断応力度				
1) 使用状態（長期）	τa2		1.10	(N/mm2)
（短期）			1.65	(N/mm2)

（8）許容付着応力度

1）使用状態（長期）	$\tau a3$		2.00	(N/mm2)
（短期）			3.00	(N/mm2)

4－2　ＰＣ鋼材

		主　梁	柱	
（1）種類		SWPR7B	SWPR19	
		T-15.2	T-19.3	
（2）引張強度	σpu	1850.0	1850.0	(N/mm2)
（3）降伏点応力度	σpy	1550.0	1550.0	(N/mm2)
（4）許容引張応力度				
1）プレストレッシング中	σpai	1440.0	1440.0	(N/mm2)
2）プレストレッシング直後	σpat	1295.0	1295.0	(N/mm2)
3）使用状態	σpa	1110.0	1110.0	(N/mm2)

4－3　鉄　　筋

（1）種類		SD295A	
（2）降伏点応力度	σsy	295.00	(N/mm2)
（3）許容引張応力度（長期）	σsa	180.00	(N/mm2)
（短期）		270.00	(N/mm2)

4－4　山側アンカーバー

（1）種類		S35CN	
（2）許容せん断応力度（長期）	τsa	80.00	(N/mm2)
（短期）		120.00	(N/mm2)

4－5　設計定数

（1）コンクリート

1）ヤング係数　プレストレス導入時	Ｅct	31.0	(kN/mm2)
使用状態	Ｅc	35.0	(kN/mm2)
2）クリープ係数	ϕ	3.00	
3）乾燥収縮度	εcs	20.00E-05	

（2）ＰＣ鋼材

1）ヤング係数	Ｅp	200000.00	(N/mm2)
2）レラクセーション率			
プレストレス導入前	$\gamma 1$	2.50	(　%　)
プレストレス導入後(鋼線、より線)	$\gamma 2$	1.50	(　%　)
プレストレス導入後(鋼棒)	$\gamma 3$	3.00	(　%　)

（3）鉄　　筋

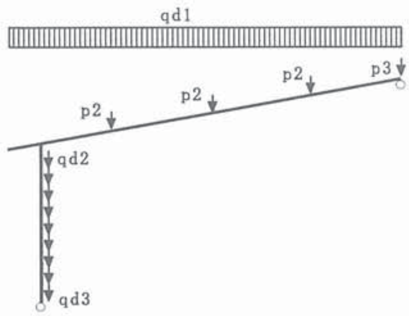
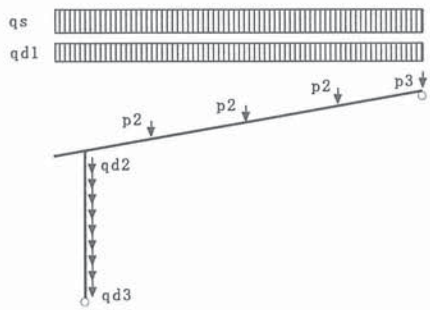
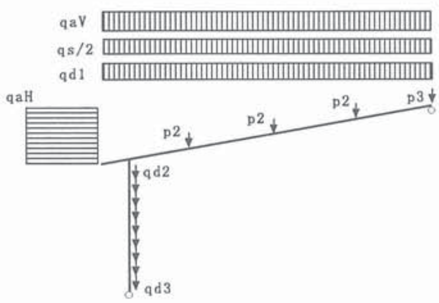
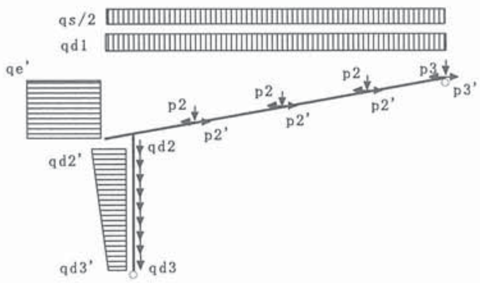
1）ヤング係数	Ｅs	200000.00	(N/mm2)

§５　適用基準

５－１　適用示方書・指針

（1）道路橋示方書・同解説（Ⅰ　共通編）	日本道路協会
（2）道路橋示方書・同解説（Ⅲ　コンクリート橋編）	日本道路協会
（3）コンクリート標準示方書	土木学会

§６　荷重の組合せと許容応力度の割増し

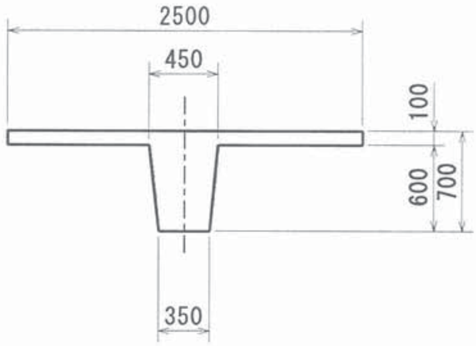
荷重の組み合わせ	荷重図	割増率
常時　　qd		1.０
積雪時　　qd+qs		1.０
雪崩時　qd+qs/2+qa		1.５
地震時　qd+qs/2+qe		1.５

1．1．2　道路横断方向の計算

§1　構造系

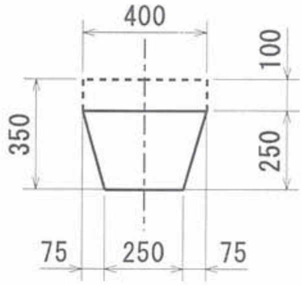
1－1　断面諸元

（1）主梁



断面積	Ac	=	495000	(mm2)
断面二次モーメント	Ic	=	2.139E+10	(mm4)
断面図心からの距離　（上縁）	yu	=	214.6	(mm)
（下縁）	yl	=	-485.4	(mm)

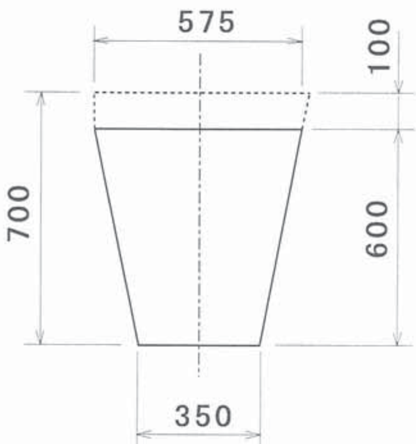
（2）中間横梁



断面積	Ac2	=	81300	(mm2)

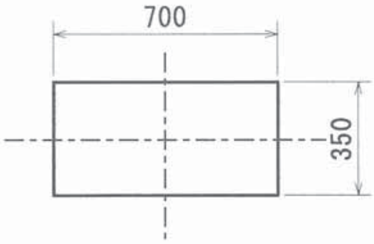
（3）山側横梁

断面積	Ac3	=	277500	(mm2)



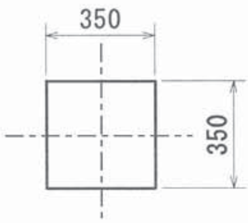
(4) 柱

1) 柱頭



柱幅	Bcu	=	700.0	(mm)
断面積	Acu	=	245000	(mm2)
断面二次モーメント	I cu	=	1.000E+10	(mm4)

2) 柱脚



柱幅	Bcl	=	350.0	(mm)
断面積	Acl	=	122500	(mm2)
断面二次モーメント	I cl	=	1.251E+09	(mm4)

3) 等価断面二次モーメント

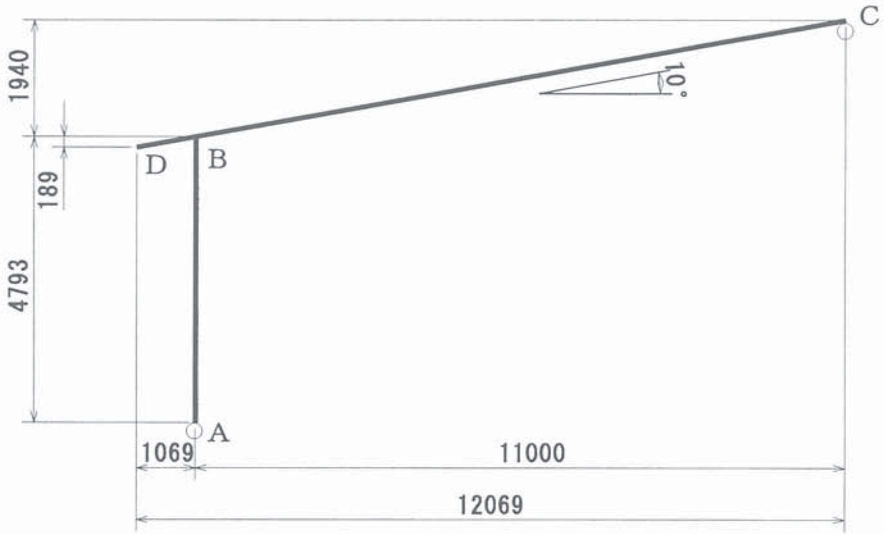
a) 等価剛度

$\alpha = Bcu / Bcl - 1 = 1.00$

b) 等価断面二次モーメント

$$I_{eqx} = \frac{I_{cl}}{3 \cdot \left\{ \frac{1}{\alpha^3} \cdot \ln(\alpha + 1) - \frac{2 + 3 \cdot \alpha}{2 \cdot \alpha^2 \cdot (1 + \alpha)^2} \right\}} = 6.117E+09 \quad \text{(mm4)}$$

1－2　構造モデル



l 1 =	11.000	(m)
l 2 =	1.069	(m)
l 3 =	12.069	(m)
h 1 =	4.793	(m)
h 2 =	1.940	(m)
h 3 =	0.189	(m)

§2　設計荷重

2－1　荷重強度（設計荷重）の計算

設計荷重の計算は、主梁間隔（ Bs =　2.500 m ）あたりで計算する。

（1）主梁自重および柱自重

1）主梁重量

$q_{d1} = Ac \cdot \gamma c / \cos\theta$ ＝ 12.57 (kN/m)

Ac	：主梁断面積	0.4950	(m2)
γc	：主梁単位体積重量	25.00	(kN/m3)
θ	：主梁勾配	10.000	(度)

2）中間横梁重量

$p2 = Ac2 \cdot l2 \cdot \gamma c$ ＝ 4.27 (kN)

Ac2	：中間横梁断面積	0.0813	(m2)
l 2	：横梁平均長さ	2.100	(m)

3）山側横梁重量

$p3 = Ac3 \cdot l3 \cdot \gamma c$ ＝ 14.57 (kN)

Ac3	：山側横梁断面積	0.2775	(m2)
l 3	：横梁平均長さ	2.100	(m)

4) 柱自重

$qd2 = Acu \cdot \gamma c$ = 6.13 (kN/m)

$qd3 = Acl \cdot \gamma c$ = 3.06 (kN/m)

Acu ： 柱頭部断面積 0.2450 (m2)

Acl ： 柱脚部断面積 0.1225 (m2)

(2) 積雪荷重

$qs = Hs \cdot \gamma s \cdot Bs$ = 35.00 (kN/m)

Hs ： 設計積雪深 4.000 (m)

γs ： 積雪の単位重量 3.50 (kN/m3)

(3) 雪崩荷重

1) 斜面上での雪崩の層厚

$Ha = 1/2 \cdot Hs$ = 2.000 (m)

Hs ： 設計積雪深 4.000 (m)

2) 主梁上を通過する時の雪崩の層厚

$ha = Ha \cdot (\sin\alpha s / \sin\theta 1)$ ^ 1/3 = 3.194 (m)

αs ： 山の斜面勾配 45.000 (度)

$\theta 1$ ： 主梁上の雪崩通過勾配 10.000 (度)

3) 雪崩荷重強度

$qa = ha \cdot \gamma a \cdot Bs$ = 35.93 (kN/m)

γa ： 雪崩の単位重量 4.50 (kN/m3)

4) 雪崩荷重強度の鉛直成分、水平成分

$qaV = qa \cdot (1 + \mu a \cdot \cos\theta 1 \cdot \sin\theta 1)$ = 37.77 (kN/m)

$qaH = qa \cdot \mu a \cdot \cos\theta 1 \cdot \cos\theta 1 / \tan\theta$ = 59.29 (kN/m)

μa ： 動摩擦係数 0.30

(4) 地震時水平力

1) 主梁および柱自重慣性力

$qd1' = qd1 \cdot kH / \tan\theta$ = 17.82 (kN/m)

$qd2' = qd2 \cdot kH$ = 1.53 (kN/m)

$qd3' = qd3 \cdot kH$ = 0.77 (kN/m)

$p2' = p2 \cdot kH$ = 1.07 (kN)

$p3' = p3 \cdot kH$ = 3.64 (kN)

kH ： 設計水平震度 0.25

θ ： 主梁勾配 10.000 (度)

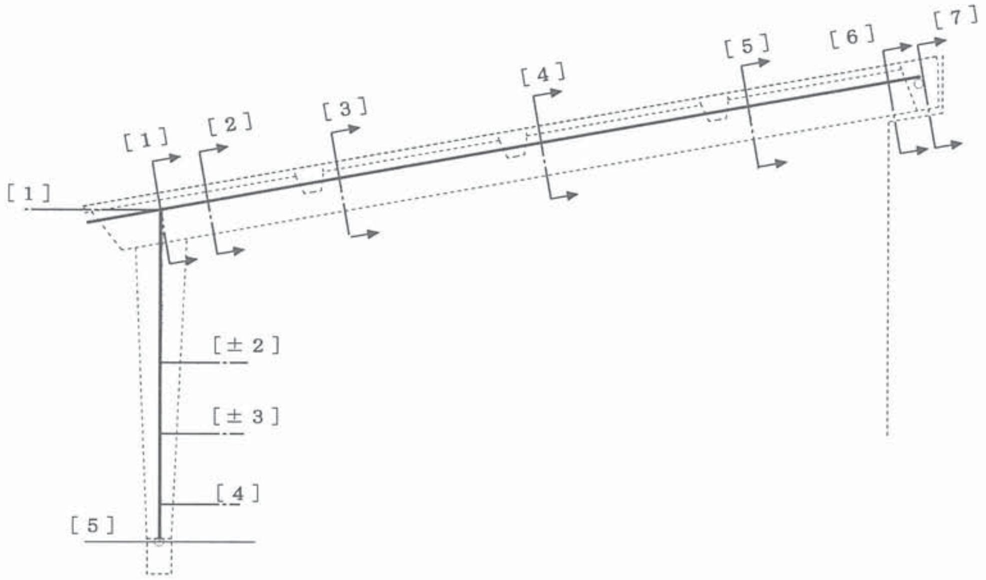
(2) 積雪荷重慣性力

$qs' = k5 \cdot qs \cdot kH / \tan\theta$ = 24.81 (kN/m)

k5 ： 積雪荷重にかかる倍率 0.500

§３　断面力

３－１　検討断面位置



部材	検討断面	[L(m)]	:	断面の説明
主梁	[　1]	0.000	：	剛接部位置（ラーメン交点）
	[* 2]	0.705	：	柱前面より主梁高の１／２の点
	[　3]	2.792	：	スパンの１／４の点
	[　4]	**.**	：	曲げモーメント最大位置（各荷重状態毎）
	[　5]	8.377	：	スパンの３／４の点
	[* 6]	10.820	：	山側支点より主梁高の１／２の点
	[　7]	11.170	：	山側支点
柱	[　1]	0.000	：	柱頭
	[±2]	2.193	：	アンボンドＰＣ鋼材第一定着点
	[±3]	3.193	：	アンボンドＰＣ鋼材第二定着点
	[　4]	4.193	：	アンボンドＰＣ鋼材第三定着点
	[　5]	4.793	：	柱脚（ヒンジ）

３－２　断面力

（1）自重作用時

主　　梁

検　討 断　面	距　離 （ｍ）	曲げモーメ ント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[　1]	0.000	-7.18	75.50	13.31
[* 2]	0.705	43.05	66.90	11.80
[　3]	2.792	153.52	37.27	6.57
[　4]	5.505	208.28	0.00	0.00
[　5]	8.377	156.98	-39.20	-6.91
[* 6]	10.820	24.89	-68.97	-12.16
[　7]	11.170	0.00	-73.23	-12.91

柱

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメ ント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[　1]	0.000	0.00	0.00	90.10
[±2]	2.193	0.00	0.00	99.48
[±3]	3.193	0.00	0.00	104.04
[　4]	4.193	0.00	0.00	107.89
[　5]	4.793	0.00	0.00	109.85

(2) 常　　時

主　　梁

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメ ント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[　1]	0.000	-7.18	75.50	13.31
[* 2]	0.705	43.05	66.90	11.80
[　3]	2.792	153.52	37.27	6.57
[　4]	5.505	208.28	0.00	0.00
[　5]	8.377	156.98	-39.20	-6.91
[* 6]	10.820	24.89	-68.97	-12.16
[　7]	11.170	0.00	-73.23	-12.91

柱

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメ ント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[　1]	0.000	0.00	0.00	90.10
[±2]	2.193	0.00	0.00	99.48
[±3]	3.193	0.00	0.00	104.04
[　4]	4.193	0.00	0.00	107.89
[　5]	4.793	0.00	0.00	109.85

(3) 積 雪 時

主　　梁

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメ ント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[　1]	0.000	-228.36	284.88	92.85
[* 2]	0.705	-38.88	252.34	87.11
[　3]	2.792	384.67	151.86	69.40
[　4]	5.993	630.87	0.00	42.62
[　5]	8.377	498.72	-114.19	22.49
[* 6]	10.820	82.23	-226.86	2.62
[　7]	11.170	0.00	-243.01	-0.23

柱

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメ ント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[　1]	0.000	-201.17	-41.97	347.53
[±2]	2.193	-109.13	-41.97	356.91

[±3]	3.193	-67.16	-41.97	361.47
[4]	4.193	-25.18	-41.97	365.31
[5]	4.793	0.00	-41.97	367.28

(4) 雪 崩 時

主　　梁

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[1]	0.000	-345.64	395.20	123.57
[* 2]	0.705	-82.79	350.05	108.24
[3]	2.792	505.77	212.27	62.13
[4]	6.043	853.86	0.00	-9.29
[5]	8.377	678.46	-153.60	-60.77
[* 6]	10.820	112.40	-309.93	-113.87
[7]	11.170	0.00	-332.33	-121.48

柱

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[1]	0.000	-307.92	-64.25	483.18
[±2]	2.193	-167.04	-64.25	492.57
[±3]	3.193	-102.79	-64.25	497.12
[4]	4.193	-38.55	-64.25	500.97
[5]	4.793	0.00	-64.25	502.94

(5) 地震時(谷向き)

主　　梁

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[1]	0.000	-107.67	171.81	38.97
[* 2]	0.705	6.59	152.14	30.20
[3]	2.792	260.92	89.95	2.46
[4]	5.875	402.86	0.00	-37.66
[5]	8.377	314.63	-73.75	-70.55
[* 6]	10.820	51.35	-141.83	-100.91
[7]	11.170	0.00	-151.59	-105.27

柱

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[1]	0.000	-91.24	-16.58	208.11
[±2]	2.193	-52.83	-18.92	217.49
[±3]	3.193	-33.32	-20.06	222.05
[4]	4.193	-12.76	-21.02	225.89
[5]	4.793	0.00	-21.51	227.86

（6）地震時（山向き）

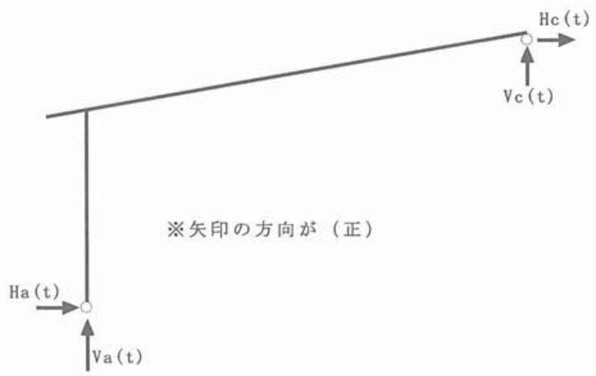
主　梁

検討断面	距離（m）	曲げモーメント（kN･m）	せん断力（kN）	軸力（kN）
[　1]	0.000	-127.87	188.57	67.20
[* 2]	0.705	-2.43	167.10	68.72
[　3]	2.792	277.27	99.17	73.51
[　4]	5.906	435.16	0.00	80.51
[　5]	8.377	341.08	-79.64	86.13
[* 6]	10.820	55.76	-154.00	91.37
[　7]	11.170	0.00	-164.65	92.12

柱

検討断面	距離（m）	曲げモーメント（kN･m）	せん断力（kN）	軸力（kN）
[　1]	0.000	-109.93	-25.40	229.52
[±2]	2.193	-56.30	-23.05	238.90
[±3]	3.193	-33.84	-21.91	243.46
[　4]	4.193	-12.42	-20.95	247.31
[　5]	4.793	0.00	-20.46	249.27

3－3　反　力



注１）　反力の符号は矢印の方向を正とする。

２）　反力は１セット（ Bs =　2.5 m ）あたりの値とする。

（1）各設計荷重

	谷側支点 VA（kN）	谷側支点 HA（kN）	山側支点 VC（kN）	山側支点 HC（kN）
1）主梁及び柱自重	109.85	0.00	88.93	0.00
2）積雪荷重	257.43	41.97	164.99	-41.97
3）雪崩荷重	264.37	43.26	191.52	82.91
4）地震時水平力（谷向き）	-10.71	0.53	10.71	101.97
5）地震時水平力（山向き）	10.71	-0.53	-10.71	-101.97

（２）各組合せ荷重

	谷側支点 VA (kN)	谷側支点 HA (kN)	山側支点 VC (kN)	山側支点 HC (kN)
1) 自重作用時	109.85	0.00	88.93	0.00
2) 常　　時	109.85	0.00	88.93	0.00
3) 積 雪 時	367.28	41.97	253.92	-41.97
4) 雪 崩 時	502.94	64.25	362.95	61.92
5) 地震時(谷向き)	227.86	21.51	182.14	80.98
6) 地震時(山向き)	249.27	20.46	160.72	-122.96

３－４　支点回転角

（１）各設計荷重

	谷側支点 θA (mrad)	山側支点 θC(mrad)
1) 主梁及び柱自重	-0.003	1.038
2) 積雪荷重	0.737	2.100
3) 雪崩荷重	0.769	2.153
4) 地震時水平力(谷向き)	-0.003	-0.080
5) 地震時水平力(山向き)	0.003	0.080

（２）各組合せ荷重

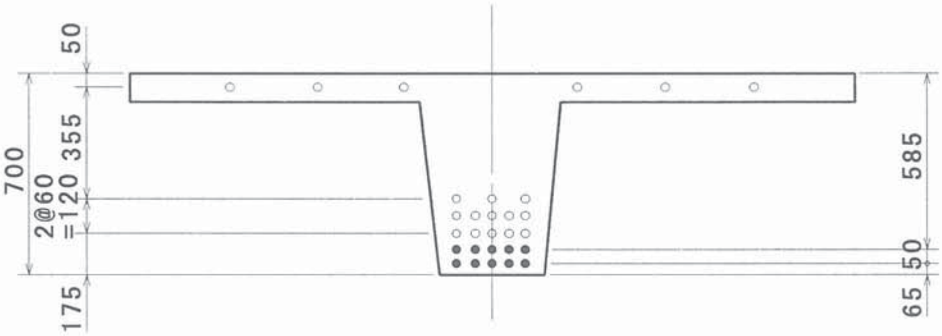
	谷側支点 θA (mrad)	山側支点 θC(mrad)
1) 自重作用時	-0.003	1.038
2) 常　　時	-0.003	1.038
3) 積 雪 時	0.735	3.138
4) 雪 崩 時	1.135	4.242
5) 地震時(谷向き)	0.363	2.008
6) 地震時(山向き)	0.368	2.169

§４　主梁の設計

４－１　曲げに関する検討

４－１－１　断面算定（ＰＲＣ設計：スパン中央部）

（１）断面諸常数



有効幅　{(11000×0.8)/8＋20}×2＋450		＝	2690	(mm)	→→→　2500 (mm)
断面積		Ac	＝	495000.0	(mm2)
	(上縁)	yu	＝	214.6	(mm)
断面図心からの距離	(ＰＣ鋼材図心)	ep	＝	-125.7	(mm)
	(引張鉄筋図心)	es	＝	-395.4	(mm)
	(下縁)	yl	＝	-485.4	(mm)
断面二次モーメント		Ic	＝	21.393E+09	(mm4)
	(上縁)	Zcu	＝	99683250	(mm3)
断面係数	(ＰＣ鋼材図心)	Zcp	＝	-170260557	(mm3)
	(引張鉄筋図心)	Zcs	＝	-54107216	(mm3)
	(下縁)	Zcl	＝	-44074711	(mm3)
断面二次半径（２乗）		Rc2	＝	43218.8	(mm2)
ＰＣ鋼材一本あたりの断面積 (T-15.2)		Ap1	＝	138.7	(mm2)
ＰＣ鋼材本数		Np	＝	19	(本)
ＰＣ鋼材断面積		Ap	＝	2635.3	(mm2)
引張鉄筋一本当たりの断面積 (D19)		As1	＝	286.5	(mm2)
引張鉄筋本数		Ns	＝	10	(本)
引張鉄筋断面積		As	＝	2865.0	(mm2)
ＰＣ鋼材図心位置（下縁からの距離）		yp	＝	359.7	(mm)
引張鉄筋図心位置（下縁からの距離）		ys	＝	90.0	(mm)
最下段ＰＣ鋼材位置（下縁からの距離）		ypl	＝	175.0	(mm)
最上段ＰＣ鋼材位置（上縁からの距離）		ypu	＝	50.0	(mm)
最下段引張鉄筋位置（下縁からの距離）		ysl	＝	65.0	(mm)
最上段引張鉄筋位置（上縁からの距離）		ysu	＝	585.0	(mm)

（２）ＰＣ鋼材の配置

4 段目	650.0 (mm)	6 (本)
3 段目	295.0 (mm)	3 (本)
2 段目	235.0 (mm)	5 (本)
1 段目	175.0 (mm)	5 (本)

（3）引張鉄筋の配置

2 段目	115.0 (mm)	5（本）
1 段目	65.0 (mm)	5（本）

（4）プレストレスの計算

1）導入直後のプレストレス

a）ＰＣ鋼材初引張応力度　σpi ＝ 1100.0 (N/mm2)

b）導入前レラクセーション後のプレストレス力

$\sigma ptr = \sigma pi \cdot (1 - \gamma 1)$ ＝ 1072.5 (N/mm2)

$Ptr = \sigma ptr \cdot Ap$ ＝ 2826.36 (kN)

$\gamma 1$ ： 導入前レラクセーション率　2.5 (％)

c）弾性変形によるプレストレスの減少量

導入時の仮想鋼材圧縮応力度　$\therefore \Delta \sigma so''$ ＝ 40.89 (N/mm2)

導入時の仮想鋼材圧縮力　$\therefore \Delta Po$ ＝ 224.90 (kN)

As'' ： 仮想鋼材断面積　5500.3 (mm2)

$\rho s''$ ： 仮想鋼材断面積比　0.0111

e'' ： 仮想鋼材偏心量　-266.2 (mm)

d）導入直後のプレストレス力

$Pt = Ptr - \Delta Po$ ＝ 2601.46 (kN)

e）導入直後のＰＣ鋼材応力度

$\sigma pt = Pt / Ap$ ＝ 987.2 ≦ 1295.0 (N/mm2)

d）導入直後のプレストレス

上　縁　$\sigma cu.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcu}$ ＝ 1.98 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcp}$ ＝ 7.18 (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcs}$ ＝ 11.30 (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcl}$ ＝ 12.67 (N/mm2)

f）桁自重による応力度

上　縁　$\sigma cu.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcu}$ ＝ 2.09 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcp}$ ＝ -1.22 (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcs}$ ＝ -3.85 (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcl}$ ＝ -4.73 (N/mm2)

Ng ： 桁自重による軸力　0.00 (kN)

Mg ： 桁自重によるモーメント　208.28 (kN·m)

g）導入直後合成応力度

上　縁　$\sigma cu' = \sigma cu.t + \sigma cu.g$ = 4.07 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp' = \sigma cp.t + \sigma cp.g$ = 5.95 (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs' = \sigma cs.t + \sigma cs.g$ = 7.45 (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl' = \sigma cl.t + \sigma cl.g$ = 7.95 (N/mm2)

許容値 (up)　$-2.00 \leqq \sigma cu' \leqq 22.00$ (N/mm2)

(low)　$-2.00 \leqq \sigma cl' \leqq 23.00$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

2）有効プレストレス

a）コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少量

クリープ・乾燥収縮によるＰＣ鋼材の圧縮応力度

$\therefore \triangle \sigma p.\phi{+}s$ = 111.26 (N/mm2)

クリープ・乾燥収縮による引張鉄筋の圧縮応力度

$\therefore \triangle \sigma s.\phi{+}s$ = 108.18 (N/mm2)

$\leqq$ 180.00 (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

b）導入後レラクセーションによるプレストレスの減少量

$\Delta \sigma \gamma 2 = \gamma 2 \cdot \sigma pt$ = 14.8 (N/mm2)

$\gamma 2$　：導入後レラクセーション率　1.5 (%)

c）ＰＣ鋼材有効応力度

$\sigma pe = \sigma pt - \triangle \sigma p.\phi{+}s - \triangle \sigma \gamma 2$ = 861.1 (N/mm2)

d）有効プレストレス

$Pe = \sigma pe \cdot Ap$ = 2269.2 (kN)

e）引張鉄筋に作用する圧縮応力度

$Nsk = \triangle \sigma s.\phi{+}s \cdot As$ = 309.9 (kN)

f）有効プレストレス（鉄筋圧縮力考慮）

上　縁　$\sigma cu.e$ = 2.33 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.e$ = 4.91 (N/mm2)

引張鋼材図心　$\sigma cs.e$ = 6.96 (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.e$ = 7.65 (N/mm2)

g）永久荷重による応力度

上　縁　$\sigma cu.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcu}$ = 2.09 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcp}$ = -1.22 (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcs}$ = -3.85 (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcl}$ = -4.73 (N/mm2)

Ng2　：永久荷重による軸力　0.00 (kN)

Mg2　：永久荷重によるモーメント　208.28 (kN･m)

h）永久荷重作用時の合成応力度

上　縁	σcu	=	σcu.e	+	σcu.g2	=	4.42	(N/mm2)
ＰＣ鋼材図心	σcp	=	σcp.e	+	σcp.g2	=	3.69	(N/mm2)
引張鉄筋図心	σcs	=	σcs.e	+	σcs.g2	=	3.11	(N/mm2)
下　縁	σcl	=	σcl.e	+	σcl.g2	=	2.92	(N/mm2)

許容値 (up)　　-2.00 ≦ σcu ≦ 18.00 (N/mm2)

(low)　　-2.00 ≦ σcl ≦ 19.00 (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

3）変動荷重時の計算

a）ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮力

ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮応力度　σpo　=　889.17　(N/mm2)

ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮力　Ｐo　=　2343.2　(kN)

b）引張鉄筋図心位置での拘束力

引張鉄筋図心位置での拘束応力度　σp1　=　68.39　(N/mm2)

引張鉄筋図心位置での拘束力　Ｐ1　=　195.94　(kN)

c）変動荷重作用時の中立軸の算出

ニュートン法により中立軸算出　∴x　=　203.3　(mm)

Ｎq　：変動荷重による軸力　-9.29　(kN)

Ｍq　：変動荷重によるモーメント　853.86　(kN･m)

d）コンクリート圧縮応力度

σc　= 13.43 ≦ 27.00 (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

e）ＰＣ鋼材引張応力度

最下段ＰＣ鋼材について照査する。　△σp　=　121.45　(N/mm2)

σp　= σpo ＋ △σp　=　1010.6 ≦ 1110.0 (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

f）引張鉄筋応力度

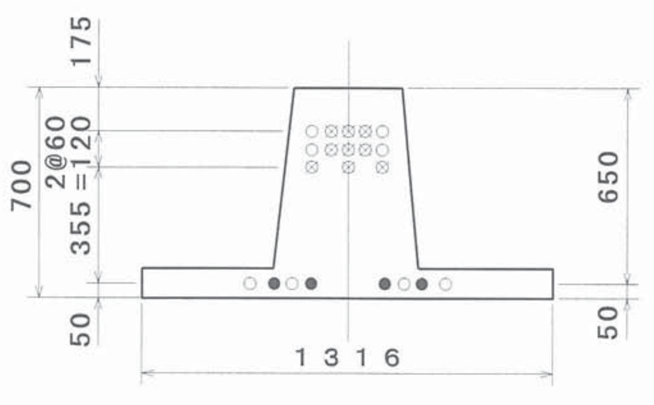
最下段引張鉄筋について照査する。　△σs　=　162.98　(N/mm2)

σs　= △σs － σp1　=　94.59 ≦ 180.00 (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

４－１－２　断面算定（ＰＲＣ設計：剛接部）

（１）断面諸常数



有効幅 {(1106＋0.2×11000) /8＋20} ×2＋450		=	1316	(mm)
断面積	Ac	=	376600.0	(mm2)
(上縁)	yu	=	433.6	(mm)
断面図心からの距離 (ＰＣ鋼材図心)	ep	=	6.1	(mm)
(引張鉄筋図心)	es	=	-216.4	(mm)
(下縁)	yl	=	-266.4	(mm)
断面二次モーメント	Ic	=	17.078E+09	(mm4)
(上縁)	Zcu	=	39382571	(mm3)
断面係数 (ＰＣ鋼材図心)	Zcp	=	2783970748	(mm3)
(引張鉄筋図心)	Zcs	=	-78929471	(mm3)
(下縁)	Zcl	=	-64113475	(mm3)
断面二次半径（２乗）	Rc2	=	45346.9	(mm2)
ＰＣ鋼材一本あたりの断面積 (T-15.2)	Ap1	=	138.7	(mm2)
ＰＣ鋼材本数	Np	=	8	(本)
ＰＣ鋼材断面積	Ap	=	1109.6	(mm2)
引張鉄筋一本当たりの断面積 (D16)	As1	=	198.6	(mm2)
引張鉄筋本数	Ns	=	4	(本)
引張鉄筋断面積	As	=	794.4	(mm2)
ＰＣ鋼材図心位置 (下縁からの距離)	yp	=	272.5	(mm)
引張鉄筋図心位置 (下縁からの距離)	ys	=	50.0	(mm)
最下段ＰＣ鋼材位置 (下縁からの距離)	ypl	=	50.0	(mm)
最上段ＰＣ鋼材位置 (上縁からの距離)	ypu	=	175.0	(mm)
最下段引張鉄筋位置 (下縁からの距離)	ysl	=	50.0	(mm)
最上段引張鉄筋位置 (上縁からの距離)	ysu	=	650.0	(mm)

（2） ＰＣ鋼材の配置

3 段目	525.0 (mm)	2 (本)
2 段目	465.0 (mm)	2 (本)
1 段目	50.0 (mm)	4 (本)

（3） 引張鉄筋の配置

1 段目	50.0 (mm)	4 (本)

（4） プレストレスの計算

1） 導入直後のプレストレス

a） ＰＣ鋼材初引張応力度 σpi = 1100.0 (N/mm2)

b） 導入前レラクセーション後のプレストレス力

σptr = σpi・(1－γ1) = 1072.5 (N/mm2)

Ptr = σptr・Ap = 1190.05 (kN)

γ1 : 導入前レラクセーション率 2.5 (%)

c） 弾性変形によるプレストレスの減少量

導入時の仮想鋼材圧縮応力度 ∴△σso'' = 19.18 (N/mm2)

導入時の仮想鋼材圧縮力 ∴△Po = 36.52 (kN)

As'' : 仮想鋼材断面積 1904.0 (mm2)

ρs'' : 仮想鋼材断面積比 0.0051

e'' : 仮想鋼材偏心量 -86.7 (mm)

d）導入直後のプレストレス力

$Pt = Ptr - \triangle Po = 1153.52$ (kN)

e）導入直後のＰＣ鋼材応力度

$\sigma pt = Pt / Ap = 1039.6 \leqq 1295.0$ (N/mm2)

d）導入直後のプレストレス

上　縁　$\sigma cu.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcu} = 3.24$ (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcp} = 3.07$ (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcs} = 2.97$ (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcl} = 2.95$ (N/mm2)

f）桁自重による応力度

上　縁　$\sigma cu.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcu} = 0.22$ (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcp} = 0.04$ (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcs} = -0.06$ (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcl} = -0.08$ (N/mm2)

Ng　：桁自重による軸力　13.31 (kN)

Mg　：桁自重によるモーメント　7.18 (kN·m)

g）導入直後合成応力度

上　縁　$\sigma cu' = \sigma cu.t + \sigma cu.g = 3.46$ (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp' = \sigma cp.t + \sigma cp.g = 3.10$ (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs' = \sigma cs.t + \sigma cs.g = 2.92$ (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl' = \sigma cl.t + \sigma cl.g = 2.88$ (N/mm2)

許容値 (up)　$-2.00 \leqq \sigma cu' \leqq 23.00$ (N/mm2)

(low)　$-2.00 \leqq \sigma cl' \leqq 22.00$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

2）有効プレストレス

a）コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少量

クリープ・乾燥収縮によるＰＣ鋼材の圧縮応力度

$\therefore \triangle \sigma p.\phi{+}s = 87.15$ (N/mm2)

クリープ・乾燥収縮による引張鉄筋の圧縮応力度

$\therefore \triangle \sigma s.\phi{+}s = 81.47$ (N/mm2)

$\leqq 180.00$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

ｂ）導入後レラクセーションによるプレストレスの減少量

$\Delta\sigma\gamma 2 = \gamma 2 \cdot \sigma pt$ ＝ 15.6 (N/mm2)

$\gamma 2$ ： 導入後レラクセーション率 1.5 （％）

ｃ）ＰＣ鋼材有効応力度

$\sigma pe = \sigma pt - \Delta\sigma p.\phi{+}s - \Delta\sigma\gamma 2$ ＝ 936.8 (N/mm2)

ｄ）有効プレストレス

$Pe = \sigma pe \cdot Ap$ ＝ 1039.5 (kN)

ｅ）引張鉄筋に作用する圧縮応力度

$Nsk = \Delta\sigma s.\phi{+}s \cdot As$ ＝ 64.7 (kN)

ｆ）有効プレストレス（鉄筋圧縮力考慮）

上　縁	$\sigma cu.e$	＝	3.11	(N/mm2)
ＰＣ鋼材図心	$\sigma cp.e$	＝	2.60	(N/mm2)
引張鋼材図心	$\sigma cs.e$	＝	2.33	(N/mm2)
下　縁	$\sigma cl.e$	＝	2.27	(N/mm2)

ｇ）永久荷重による応力度

上　縁 $$\sigma cu.g2 = \frac{Ng2}{Ac} + \frac{Mg2}{Zcu} = 0.22 \quad (N/mm2)$$

ＰＣ鋼材図心 $$\sigma cp.g2 = \frac{Ng2}{Ac} + \frac{Mg2}{Zcp} = 0.04 \quad (N/mm2)$$

引張鉄筋図心 $$\sigma cs.g2 = \frac{Ng2}{Ac} + \frac{Mg2}{Zcs} = -0.06 \quad (N/mm2)$$

下　縁 $$\sigma cl.g2 = \frac{Ng2}{Ac} + \frac{Mg2}{Zcl} = -0.08 \quad (N/mm2)$$

Ng2 ： 永久荷重による軸力 13.31 (kN)

Mg2 ： 永久荷重によるモーメント 7.18 (kN·m)

ｈ）永久荷重作用時の合成応力度

上　縁	$\sigma cu = \sigma cu.e + \sigma cu.g2$	＝	3.32	(N/mm2)
ＰＣ鋼材図心	$\sigma cp = \sigma cp.e + \sigma cp.g2$	＝	2.63	(N/mm2)
引張鉄筋図心	$\sigma cs = \sigma cs.e + \sigma cs.g2$	＝	2.27	(N/mm2)
下　縁	$\sigma cl = \sigma cl.e + \sigma cl.g2$	＝	2.19	(N/mm2)

許容値（up） $-2.00 \leqq \sigma cu \leqq 19.00$ (N/mm2)

（low） $-2.00 \leqq \sigma cl \leqq 18.00$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

３）変動荷重時の計算

ａ）ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮力

ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮応力度 σpo ＝ 951.67 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮力 Ｐｏ ＝ 1056.0 (kN)

ｂ）引張鉄筋図心位置での拘束力

引張鉄筋図心位置での拘束応力度 $\sigma p1$ ＝ 68.15 (N/mm2)

引張鉄筋図心位置での拘束力 Ｐ１ ＝ 54.14 (kN)

ｃ）変動荷重作用時の中立軸の算出

ニュートン法により中立軸算出 ∴ｘ ＝ 392.5 (mm)

Nq　：変動荷重による軸力　123.57 (kN)

Mq　：変動荷重によるモーメント　345.64 (kN·m)

d）コンクリート圧縮応力度

$\sigma c = 16.18 \leqq 28.50$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

e）ＰＣ鋼材引張応力度

最下段ＰＣ鋼材について照査する。　$\triangle \sigma p = 60.66$ (N/mm2)

$\sigma p = \sigma po + \triangle \sigma p = 1012.3 \leqq 1110.0$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

f）引張鉄筋応力度

最下段引張鉄筋について照査する。　$\triangle \sigma s = 60.66$ (N/mm2)

$\sigma s = \triangle \sigma s - \sigma pl = -7.50 \leqq 180.00$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である

４－１－３　終局荷重作用時に対する安全性の検討（スパン中央）

1）破壊計算用断面力

a）破壊計算用曲げモーメント

$Md = \gamma fg \cdot Mg + \gamma fq \cdot Mq = 1110.02$ (kN·m)

γfg　：永久荷重に関する安全係数　1.30

Mg　：永久荷重による曲げモーメント　208.28 (kN·m)

γfq　：変動荷重に関する安全係数　1.30

Mq　：変動荷重による曲げモーメント　645.58 (kN·m)

b）破壊計算用軸力

$Nd = \gamma fg \cdot Ng + \gamma fq \cdot Nq = -12.08$ (kN)

Ng　：永久荷重による軸力　0.00 (kN)

Nq　：変動荷重による軸力　-9.29 (kN)

2）破壊抵抗曲げモーメント

次のつりあい式から中立軸ｘを求める。

$Nd = C - T + T'$

$$\frac{x}{\varepsilon cu} = \frac{dp - x}{\varepsilon st} = \frac{x - dp'}{\varepsilon sc'}$$

C　：コンクリート圧縮合力

T　：鋼材引張合力

T'　：鋼材圧縮合力

x　：中立軸位置（圧縮縁からの距離）

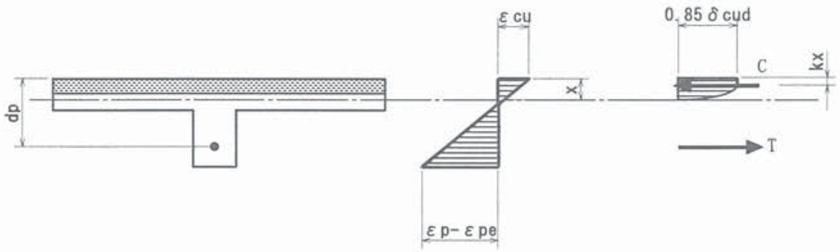
εcu　：コンクリートの終局ひずみ

dp　：引張鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）

εst　：引張鋼材ひずみ

dp'　：圧縮鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）

$\varepsilon sc'$　：圧縮鋼材ひずみ



＜部材断面＞　　＜ひずみ分布＞　　＜応力分布＞

a）中立軸位置（圧縮縁からの距離）　x　＝　42.09　(mm)

b）コンクリート圧縮合力　C　＝　3935.33　(kN)

σcud	：コンクリート破壊計算用圧縮強度	60.0000	(N/mm2)
σck	：コンクリート設計基準強度	60.0000	(N/mm2)
γmc	：コンクリート強度に関する安全係数	1.00	

c）鋼材引張ひずみ（鉄筋）

$$\varepsilon s = \frac{ds - x}{x} \cdot \varepsilon cu$$

ds　：引張側鉄筋図心位置　(mm)
　　（圧縮縁からの距離）

εcu　：コンクリートの終局ひずみ　0.002500

番号	ds(mm)	εs
2	585.00	0.032248
1	635.00	0.035218

d）鋼材引張合力（鉄筋）

$Ts = As \cdot \sigma s$　(kN)

As	：引張側鉄筋断面積		(mm2)
σs	：鉄筋の部材破壊時応力度		(N/mm2)
	$\sigma s \leqq \sigma syd$		
σsyd	：鉄筋の破壊計算用引張強度	295.0000	(N/mm2)
	$= \sigma sy / \gamma ms$		
σsy	：鉄筋の降伏点応力度	295.0000	(N/mm2)
γms	：鉄筋強度に関する安全係数	1.00	

番号	As(mm2)	σs(N/mm2)	Ts(kN)
2	1432.5	295.0000	422.59
1	1432.5	295.0000	422.59

e）鋼材引張ひずみ（ＰＣ鋼より線）

$$\varepsilon p = \frac{dp - x}{x} \cdot \varepsilon cu + \varepsilon pe$$

dp　：引張側ＰＣ鋼材図心位置　(mm)
　　（圧縮縁からの距離）

εcu　：コンクリートの終局ひずみ　0.002500

εpe　：有効プレストレスによるＰＣ鋼材
　　ひずみ ＝ σpe／Ep　0.004306

σpe　：ＰＣ鋼材有効応力度　861.1000　(N/mm2)

Ep　：ＰＣ鋼材ヤング係数　200000.00　(N/mm2)

番号	dp(mm)	εp
3	405.00	0.025862
2	465.00	0.029425
1	525.00	0.032989

f）鋼材引張合力（ＰＣ鋼より線）

Tp　＝ Ap ・ σp　(kN)

Ap　：引張側ＰＣ鋼材断面積　(mm2)

σp　：ＰＣ鋼材の部材破壊時応力度　(N/mm2)

σp ≦ 0.93 ・ σpud

σpud　：ＰＣ鋼材の破壊計算用引張強度　1850.0000　(N/mm2)

＝σpu／γmp

σpu　：ＰＣ鋼材の引張強度　1850.0000　(N/mm2)

γmp　：ＰＣ鋼材強度に関する安全係数　1.00

番号	Ap(mm2)	σp(N/mm2)	Tp(kN)
3	416.1	1720.5000	715.90
2	693.5	1720.5000	1193.17
1	693.5	1720.5000	1193.17

g）破壊抵抗曲げモーメント

Mu　＝｛C・(y－kx)＋ΣTi・(di－y)｝・ξ

＝　1919.39　(kN・m)

y　：コンクリート断面図心位置　214.61　(mm)

kx　：圧縮側コンクリート図心位置　16.45　(mm)

（圧縮縁からの距離）

ξ　：アンボンド鋼材に対する低減係数　1.00

（３）曲げ破壊安全度

$$F = \frac{Mu}{Md} = 1.729 \geqq 1.000$$

Md　：破壊計算用曲げモーメント　1110.02　(kN・m)

4－1－4　終局荷重作用時に対する安全性の検討（剛接部）

1）破壊計算用断面力

a）破壊計算用曲げモーメント

Md　＝ γfg ・ Mg ＋ γfq ・ Mq　＝　449.33　(kN・m)

γfg　：永久荷重に関する安全係数　1.30

Mg　：永久荷重による曲げモーメント　7.18　(kN・m)

γfq　：変動荷重に関する安全係数　1.30

Mq　：変動荷重による曲げモーメント　338.46　(kN・m)

b）破壊計算用軸力

Nd　＝ γfg ・ Ng ＋ γfq ・ Nq　＝　160.64　(kN)

Ng　：永久荷重による軸力　13.31　(kN)

Nq　：変動荷重による軸力　110.26　(kN)

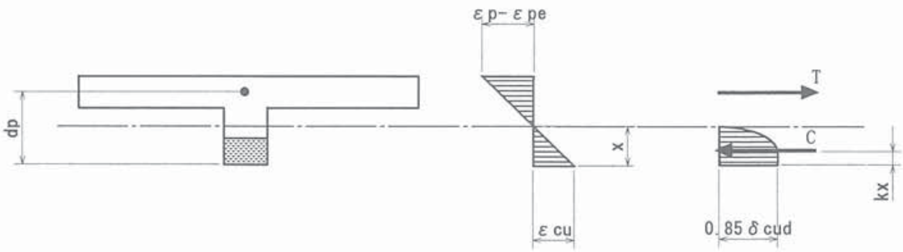
２）破壊抵抗曲げモーメント

次のつりあい式から中立軸ｘを求める。

$$Nd = C - T + T'$$

$$\frac{x}{\varepsilon cu} = \frac{dp - x}{\varepsilon st} = \frac{x - dp'}{\varepsilon sc'}$$

C	：コンクリート圧縮合力
T	：鋼材引張合力
T'	：鋼材圧縮合力
x	：中立軸位置（圧縮縁からの距離）
εcu	：コンクリートの終局ひずみ
dp	：引張鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）
εst	：引張鋼材ひずみ
dp'	：圧縮鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）
εsc'	：圧縮鋼材ひずみ



＜部材断面＞　　　＜ひずみ分布＞　　＜応力分布＞

ａ）中立軸位置（圧縮縁からの距離）　x　＝　145.71　(mm)

ｂ）コンクリート圧縮合力　C　＝　1960.87　(kN)

σcud	：コンクリート破壊計算用圧縮強度	60.0000	(N/mm2)
σck	：コンクリート設計基準強度	60.0000	(N/mm2)
γmc	：コンクリート強度に関する安全係数	1.00	

ｃ）鋼材引張ひずみ（鉄筋）

$$\varepsilon s = \frac{ds - x}{x} \cdot \varepsilon cu$$

ds	：引張側鉄筋図心位置 （圧縮縁からの距離）		(mm)
εcu	：コンクリートの終局ひずみ	0.002500	

番号	ds(mm)	εs
1	650.00	0.008652

ｄ）鋼材引張合力（鉄筋）

$$Ts = As \cdot \sigma s \quad (kN)$$

As	：引張側鉄筋断面積		(mm2)
σs	：鉄筋の部材破壊時応力度 σs ≦ σsyd		(N/mm2)
σsyd	：鉄筋の破壊計算用引張強度 ＝σsy／γms	295.0000	(N/mm2)

σsy　：鉄筋の降伏点応力度　295.0000 (N/mm2)

γms　：鉄筋強度に関する安全係数　1.00

番号	As(mm2)	σs(N/mm2)	Ts(kN)
1	794.4	295.0000	234.35

e）鋼材引張ひずみ（ＰＣ鋼より線）

$$\varepsilon p = \frac{dp - x}{x} \cdot \varepsilon cu + \varepsilon pe$$

dp　：引張側ＰＣ鋼材図心位置　(mm)
（圧縮縁からの距離）

εcu　：コンクリートの終局ひずみ　0.002500

εpe　：有効プレストレスによるＰＣ鋼材
ひずみ ＝ σpe／Ep　0.004684

σpe　：ＰＣ鋼材有効応力度　936.8000 (N/mm2)

Ep　：ＰＣ鋼材ヤング係数　200000.00 (N/mm2)

番号	dp(mm)	εp
3	175.00	0.005187
2	235.00	0.006216
1	650.00	0.013336

f）鋼材引張合力（ＰＣ鋼より線）

$Tp = Ap \cdot \sigma p$　(kN)

Ap　：引張側ＰＣ鋼材断面積　(mm2)

σp　：ＰＣ鋼材の部材破壊時応力度　(N/mm2)
$\sigma p \leqq 0.93 \cdot \sigma pud$

σpud　：ＰＣ鋼材の破壊計算用引張強度　1850.0000 (N/mm2)
＝σpu／γmp

σpu　：ＰＣ鋼材の引張強度　1850.0000 (N/mm2)

γmp　：ＰＣ鋼材強度に関する安全係数　1.00

番号	Ap(mm2)	σp(N/mm2)	Tp(kN)
3	277.4	1037.3040	287.75
2	277.4	1243.1911	344.86
1	554.8	1682.1847	933.28

g）破壊抵抗曲げモーメント

$$Mu = \{C \cdot (y - kx) + \Sigma Ti \cdot (di - y)\} \cdot \xi = 855.43 \text{ (kN·m)}$$

y　：コンクリート断面図心位置　433.63 (mm)

kx　：圧縮側コンクリート図心位置　57.57 (mm)
（圧縮縁からの距離）

ξ　：アンボンド鋼材に対する低減係数　1.00

（３）曲げ破壊安全度

$$F = \frac{Mu}{Md} = 1.885 \geqq 1.000$$

Md　：破壊計算用曲げモーメント　449.33 (kN·m)

４－２－１　せん断力に対する安全性の検討（谷側せん断検討位置）

（１）終局荷重作用時の平均せん断応力度の照査

１）破壊計算用断面力

ａ）破壊計算用せん断力

$Sd = \gamma fg \cdot Sg + \gamma fq \cdot Sq$　＝　455.07 (kN)

γfg	：永久荷重に関する安全係数	1.30	
Ｓｇ	：永久荷重によるせん断力	66.90	(kN)
γfq	：変動荷重に関する安全係数	1.30	
Ｓｑ	：変動荷重によるせん断力	283.15	(kN)

ｂ）破壊計算用曲げモーメント

$Md = \gamma fg \cdot Mg + \gamma fq \cdot Mq$　＝　107.63 (kN·m)

Mg	：永久荷重による曲げモーメント	0.00	(kN·m)
Mq	：変動荷重による曲げモーメント	82.79	(kN·m)

２）コンクリート平均せん断応力度

$$\tau m = \frac{Sh - Sp}{bw \cdot d} = 2.0003 \leqq 6.0000 \ (N/mm2)$$

Ｓｈ　：部材有効高変化の影響を考慮したせん断力

$$Sh = Sd - \frac{Md}{d} \cdot (\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 455.07 \ (kN)$$

d	：部材断面の有効高	650.00	(mm)
β	：部材圧縮縁の部材軸とのなす角度	0.000	(度)
γ	：引張鋼材の部材軸とのなす角度	0.000	(度)
Ｓｐ	：ＰＣ鋼材引張力のせん断力作用方向分力		
	$Sp = Ap \cdot \sigma pe \cdot \sin\alpha$ ＝	0.00	(kN)
Ａｐ	：ＰＣ鋼材と部材軸とのなす角度がαのＰＣ鋼材断面積		
		1387.0	(mm2)
σpe	：ＰＣ鋼材の有効引張応力度	921.0000	(N/mm2)
α	：ＰＣ鋼材と部材軸とのなす角度	0.000	(度)
ｂｗ	：部材断面のウェブ厚	350.00	(mm)

（２）斜引張鉄筋の算出

１）設計荷重作用時の平均せん断応力度

$$\tau m = \frac{Sh' - Sp}{bw \cdot d} = 1.5387 \ (N/mm2)$$

$$\geqq 0.7000 \times 1.00 = 0.7000 \ (N/mm2)$$

よって、終局荷重作用時において斜引張鉄筋の検討を行う。

Ｓｈ　：部材有効高変化の影響を考慮したせん断力

$$Sh' = (Sg + Sq) - \frac{Mg+Mq}{d} \cdot (\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 350.05 \ (kN)$$

Ｓｐ　：ＰＣ鋼材引張力のせん断力作用方向分力

$Sp = Ap \cdot \sigma pe \cdot \sin\alpha$　＝　0.00 (kN)

2）斜引張鉄筋間隔の算出

a）コンクリートが負担できるせん断力

$$Sc = k \cdot \tau c \cdot bw \cdot d = 318.50 \quad (kN)$$

$$k = 1 + \frac{Mo}{Md} = 1 + \frac{(\sigma ceo + N / Ac) \cdot Zc}{Md}$$

$$= 2.000 \leqq 2.000$$

Mo	：プレストレス力および軸力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で０となる曲げモーメント	224.88	(kN·m)
σceo	：有効プレストレス引張縁応力度	3.2200	(N/mm2)
N	：荷重による軸力	108.24	(kN)
Ac	：コンクリートの断面積	376600	(mm2)
Zc	：部材の引張断面係数	64116475	(mm3)
τc	：コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.7000	(N/mm2)

b）斜引張鉄筋間隔の算出

$$a = \frac{Aw \cdot \sigma sy \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot Sh'' \cdot \gamma ms} = 309.39 \, (mm)$$

Aw	：１組の斜引張鉄筋断面積（D13）　2 × 126.7 =	253.4	(mm2)
σsy	：斜引張鉄筋の降伏点応力度	295.0000	(N/mm2)
γms	：鉄筋の強度に関する安全係数	1.00	
θ	：斜引張鉄筋が部材軸となす角度	90.000	(度)
Sh''	：斜引張鉄筋が負担するせん断力　$Sh'' = Sd - Sp - Sc$ =	136.57	(kN)

c）最小斜引張鉄筋量から求まる鉄筋間隔

$$a = \frac{Aw}{0.002 \cdot bw \cdot \sin\theta} = 362.00 \quad (mm)$$

d）構造細目から決まる配置間隔

$a = 0.5 \cdot d = 325.00$ (mm) かつ　300.00 (mm) 以下

e）必要な斜引張鉄筋の最大配置間隔　＝　300.00 (mm)

４－２－２　せん断力に対する安全性の検討（山側せん断検討位置）

（１）終局荷重作用時の平均せん断応力度の照査

1）破壊計算用断面力

a）破壊計算用せん断力

$$Sd = \gamma fg \cdot Sg + \gamma fq \cdot Sq = 402.91 \quad (kN)$$

γfg	：永久荷重に関する安全係数	1.30	
Sg	：永久荷重によるせん断力	68.97	(kN)
γfq	：変動荷重に関する安全係数	1.30	
Sq	：変動荷重によるせん断力	240.96	(kN)

b）破壊計算用曲げモーメント

$Md = \gamma fg \cdot Mg + \gamma fq \cdot Mq = 146.12$ (kN·m)

Mg　：永久荷重による曲げモーメント　24.89 (kN·m)

Mq　：変動荷重による曲げモーメント　87.51 (kN·m)

2）コンクリート平均せん断応力度

$$\tau m = \frac{Sh - Sp}{bw \cdot d} = 1.8872 \leqq 6.0000 \quad (N/mm2)$$

Sh　：部材有効高変化の影響を考慮したせん断力

$$Sh = Sd - \frac{Md}{d} \cdot (\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 402.91 \quad (kN)$$

d　：部材断面の有効高　610.00 (mm)

β　：部材圧縮縁と部材軸とのなす角度　0.000 (度)

γ　：引張鋼材と部材軸とのなす角度　0.000 (度)

Sp　：ＰＣ鋼材引張力のせん断力作用方向分力

$$Sp = Ap \cdot \sigma pe \cdot \sin\alpha = 0.00 \quad (kN)$$

Ap　：ＰＣ鋼材と部材軸とのなす角度がαのＰＣ鋼材断面積

0.0 (mm2)

σpe　：ＰＣ鋼材の有効引張応力度　671.9956 (N/mm2)

α　：ＰＣ鋼材と部材軸とのなす角度　0.000 (度)

bw　：部材断面のウェブ厚　350.00 (mm)

（2）斜引張鉄筋の算出

1）設計荷重作用時の平均せん断応力度

$$\tau m = \frac{Sh' - Sp}{bw \cdot d} = 1.4517 \quad (N/mm2)$$

$$\geqq 0.7000 \times 1.00 = 0.7000 \quad (N/mm2)$$

よって、終局荷重作用時において斜引張鉄筋の検討を行う。

Sh　：部材有効高変化の影響を考慮したせん断力

$$Sh' = (Sg + Sq) - \frac{Mg+Mq}{d} \cdot (\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 309.93 \quad (kN)$$

Sp　：ＰＣ鋼材引張力のせん断力作用方向分力

$$Sp = Ap \cdot \sigma pe \cdot \sin\alpha = 0.00 \quad (kN)$$

2）斜引張鉄筋間隔の算出

a）コンクリートが負担できるせん断力

$$Sc = k \cdot \tau c \cdot bw \cdot d = 298.90 \quad (kN)$$

$$k = 1 + \frac{Mo}{Md} = 1 + \frac{(\sigma ceo + N/Ac) \cdot Zc}{Md}$$

$$= 2.000 \leqq 2.000$$

Mo　：プレストレス力および軸力によるコンクリートの
応力度が部材引張縁で０となる曲げモーメント

252.99 (kN·m)

σ ceo	：有効プレストレス引張縁応力度	5.9700	(N/mm2)
N	：荷重による軸力	-113.87	(kN)
Ac	：コンクリートの断面積	495000	(mm2)
Zc	：部材の引張断面係数	44074711	(mm3)
τ c	：コンクリートが負担できる平均せん断応力度	0.7000	(N/mm2)

b）斜引張鉄筋間隔の算出

$$a = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot S_h'' \cdot \gamma_{ms}} = 381.23\ \text{(mm)}$$

Aw	：１組の斜引張鉄筋断面積（D13）		
	2 × 126.7 =	253.4	(mm2)
σ sy	：斜引張鉄筋の降伏点応力度	295.0000	(N/mm2)
γ ms	：鉄筋の強度に関する安全係数	1.00	
θ	：斜引張鉄筋が部材軸となす角度	90.000	(度)
Sh″	：斜引張鉄筋が負担するせん断力		
	Sh″ ＝ Sd－Sp－Sc ＝	104.01	(kN)

c）最小斜引張鉄筋量から求まる鉄筋間隔

$$a = \frac{A_w}{0.002 \cdot b_w \cdot \sin\theta} = 362.00\ \text{(mm)}$$

d）構造細目から決まる配置間隔

a ＝ 0.5・d ＝ 305.00（mm）かつ 300.00（mm）以下

e）必要な斜引張鉄筋の最大配置間隔 ＝ 300.00 (mm)

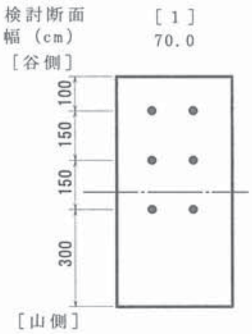
§５　柱の設計

５－１．曲げに関する検討

５－１－１　断面算定（Ⅱ種設計：柱頭断面）

（１）断面諸常数

断面積		Ac	245000.0	(mm2)
	（谷側縁）	yu	350.0	(mm)
断面図心からの距離	（鋼材図心）	ep	100.0	(mm)
	（山側縁）	yl	-350.0	(mm)
断面二次モーメント		Ic	1.0004E+10	(mm4)
	（谷側縁）	Zcu	28583333	(mm3)
断面係数	（鋼材図心）	Zcp	100041667	(mm3)
	（山側縁）	Zcl	-28583333	(mm3)
ＰＣ鋼材一本あたりの断面積	(T-19.3)	Ap1	243.7	(mm2)
ＰＣ鋼材本数		Np	6	(本)
ＰＣ鋼材断面積		Ap	1462.2	(mm2)
ＰＣ鋼材図心位置（谷側縁からの距離）		yp	250.0	(mm)



（2）ＰＣ鋼材の配置

3 段目	400.0（mm）	2（本）
2 段目	250.0（mm）	2（本）
1 段目	100.0（mm）	2（本）

（3）荷重による曲げ応力度

$$\sigma cg = \frac{N}{Ac} + \frac{M}{Zc}$$

N　：荷重による軸力　(kN)

M　：荷重による曲げモーメント　(kN・m)

σcgu：柱谷側縁におけるコンクリート応力度　(N/mm2)

σcgp：鋼材図心におけるコンクリート応力度　(N/mm2)

σcgl：柱山側縁におけるコンクリート応力度　(N/mm2)

	N	M	σcgu	σcgp	σcgl
自重時	90.10	0.00	0.37	0.37	0.37
常時	90.10	0.00	0.37	0.37	0.37
積雪時	347.53	-201.17	-5.62	-0.59	8.46
雪崩時	483.18	-307.92	-8.80	-1.11	12.74
地震時(谷向き)	208.11	-91.24	-2.34	-0.06	4.04
地震時(山向き)	229.52	-109.93	-2.91	-0.16	4.78

（4）プレストレスの計算

1）導入直後のプレストレス

a）緊張力　Ｐｉ　＝　300.00　(kN)

b）ＰＣ鋼材初引張応力度　σpi　＝　1231.0　(N/mm2)

c）弾性変形によるプレストレスの減少量

$$\Delta \sigma p = \frac{1}{2} \cdot n \cdot \sigma cpg \cdot \frac{N-1}{N} = 21.78 \quad (N/mm2)$$

ｎ　：ヤング係数比（＝ Ｅｐ／Ｅｃ）　5.714

Ｅｐ　：ＰＣ鋼材のヤング係数　2.00E+05　(N/mm2)

Ｅｃ　：コンクリートのヤング係数（使用状態）　35000.000　(N/mm2)

σcpg：導入時プレストレスによるコンクリート応力度（ＰＣ鋼材図心位置）　9.15　(N/mm2)

N　：ＰＣ鋼材の緊張回数　6（本）
（ＰＣ鋼材本数）

d）導入直後のＰＣ鋼材応力度

$\sigma pt = \sigma pi - \Delta\sigma p =$ 1209.25 ≦ 1295.00 (N/mm2)

e）導入直後のプレストレス力

$Pt = \sigma pt \cdot Ap$ = 1768.16 (kN)

f）導入直後のプレストレスモーメント

$Mpt = Pt \cdot ep$ = 176.82 (kN・m)

g）導入直後のプレストレス

谷側縁　$\sigma cut = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcu} =$ 13.40 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cpt = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep\hat{}2}{Ic} =$ 8.98 (N/mm2)

山側縁　$\sigma clt = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcl} =$ 1.03 (N/mm2)

h）導入直後の合成応力度

谷側縁　$\sigma cu' = \sigma cut + \sigma cgu$ = 13.77 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp' = \sigma cpt + \sigma cgp$ = 9.35 (N/mm2)

山側縁　$\sigma cl' = \sigma clt + \sigma cgl$ = 1.40 (N/mm2)

許容値 (up)　$-2.0 < \sigma cu' <$ 23.0 (N/mm2)

(low)　$-2.0 < \sigma cl' <$ 23.0 (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

2）有効プレストレス

a）コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少量

$$\Delta\sigma\phi = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma cp' + Ep \cdot \varepsilon cs}{1 + n \cdot (\sigma cpt/\sigma pt) \cdot (1 + \phi/2)} = 181.1 \text{ (N/mm2)}$$

n　：ヤング係数比（＝ Ep／Ec）　5.714
Ec　：コンクリートのヤング係数　35000.00 (N/mm2)
（使用状態）
ϕ　：コンクリートのクリープ係数　3.00
$\sigma cp'$　：導入直後の合成応力度　9.35 (N/mm2)
（ＰＣ鋼材図心位置）
εcs　：コンクリートの乾燥収縮度　20.00E-05
σcpt　：導入直後のプレストレス　8.98 (N/mm2)
（ＰＣ鋼材図心位置）
σpt　：導入直後のＰＣ鋼材応力度　1209.2 (N/mm2)

b）導入後レラクセーションによるプレストレスの減少量

$\Delta\sigma\gamma = \gamma 2 \cdot \sigma pt$ = 18.1 (N/mm2)

$\gamma 2$　：導入後レラクセーション率　1.50 (%)

c）ＰＣ鋼材有効応力度

$\sigma pe = \sigma pt - \Delta\sigma\phi - \Delta\sigma\gamma$ = 1010.01 (N/mm2) d）有効プレストレス力

$$Pe = \sigma pe \cdot Ap = 1476.83 \quad (kN)$$

e）有効プレストレスモーメント

$$Mpe = Pe \cdot ep = 147.68 \quad (kN \cdot m)$$

f）有効プレストレス

谷側縁 $$\sigma cue = \frac{Pe}{Ac} + \frac{Mpe}{Zcu} = 11.19 \quad (N/mm2)$$

ＰＣ鋼材図心 $$\sigma cpe = \frac{Pe}{Ac} + \frac{Mpe \cdot ep}{Ic} = 7.50 \quad (N/mm2)$$

山側縁 $$\sigma cle = \frac{Pe}{Ac} + \frac{Mpe}{Zcl} = 0.86 \quad (N/mm2)$$

（5）合成応力度

$\sigma c = \sigma ce + \sigma cg$

σce ： 有効プレストレス (N/mm2)

σcg ： 荷重によるコンクリート応力度 (N/mm2)

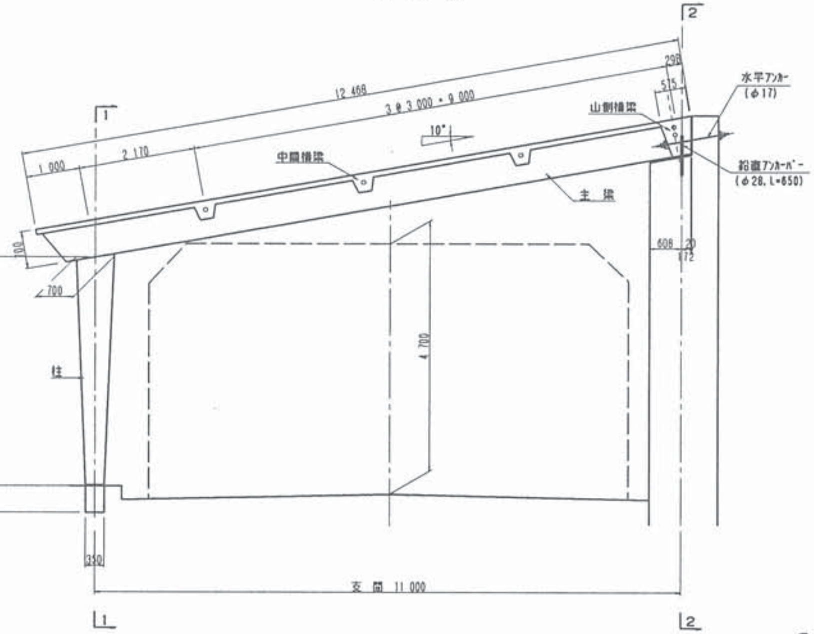
σc ： 合成応力度 (N/mm2)

		σc	許容値		
常　時	谷側縁	11.56	0.0 ～	19.0	(N/mm2)
	山側縁	1.23	0.0 ～	19.0	(N/mm2)
積雪時	谷側縁	5.58	-2.0 ～	19.0	(N/mm2)
	山側縁	9.32	-2.0 ～	19.0	(N/mm2)
雪崩時	谷側縁	2.39	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
	山側縁	13.61	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
地震時(谷向き)	谷側縁	8.85	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
	山側縁	4.90	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
地震時(山向き)	谷側縁	8.29	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
	山側縁	5.64	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)

上部工構造図

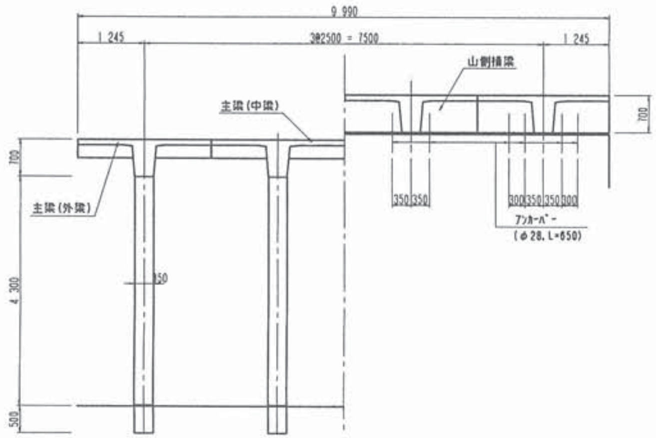
構造名：S411　部材名：B：70，C：70

断面図



縦断図

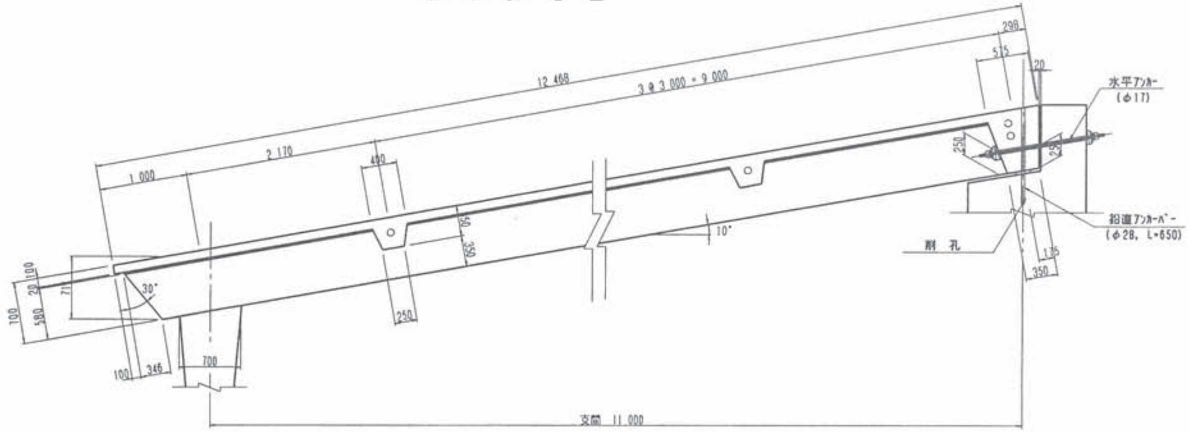
1－1　　2－2



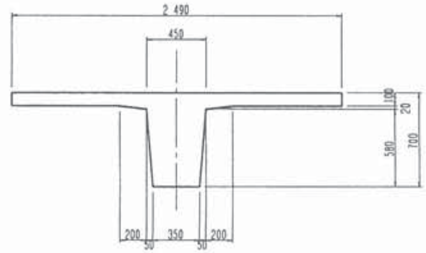
設計条件

種別		ＰＣスノーシェッド
支間		11.000 m
屋根勾配		10°
積雪荷重	積雪深	4.00 m
	単位体積重量	3.5 kN/m³
雪崩荷重	単位体積重量	4.5 kN/m³
	動摩擦係数	0.3
	斜面勾配	45°
設計水平震度		KH = 0.25
コンクリートの設計基準強度		σCK = 60 N/mm²
ＰＣ鋼材　主梁	種別	SWPR7BL 1S15.2
	緊張力	Pi = 153 kN/本
ＰＣ鋼材　柱	種別	SWPR19L 1S19.3
	緊張力	Pi = 300 kN/本
ＰＣ鋼材　横梁	種別	SWPR19L 1S19.3
	緊張力	Pi = 300 kN/本

横梁詳細図

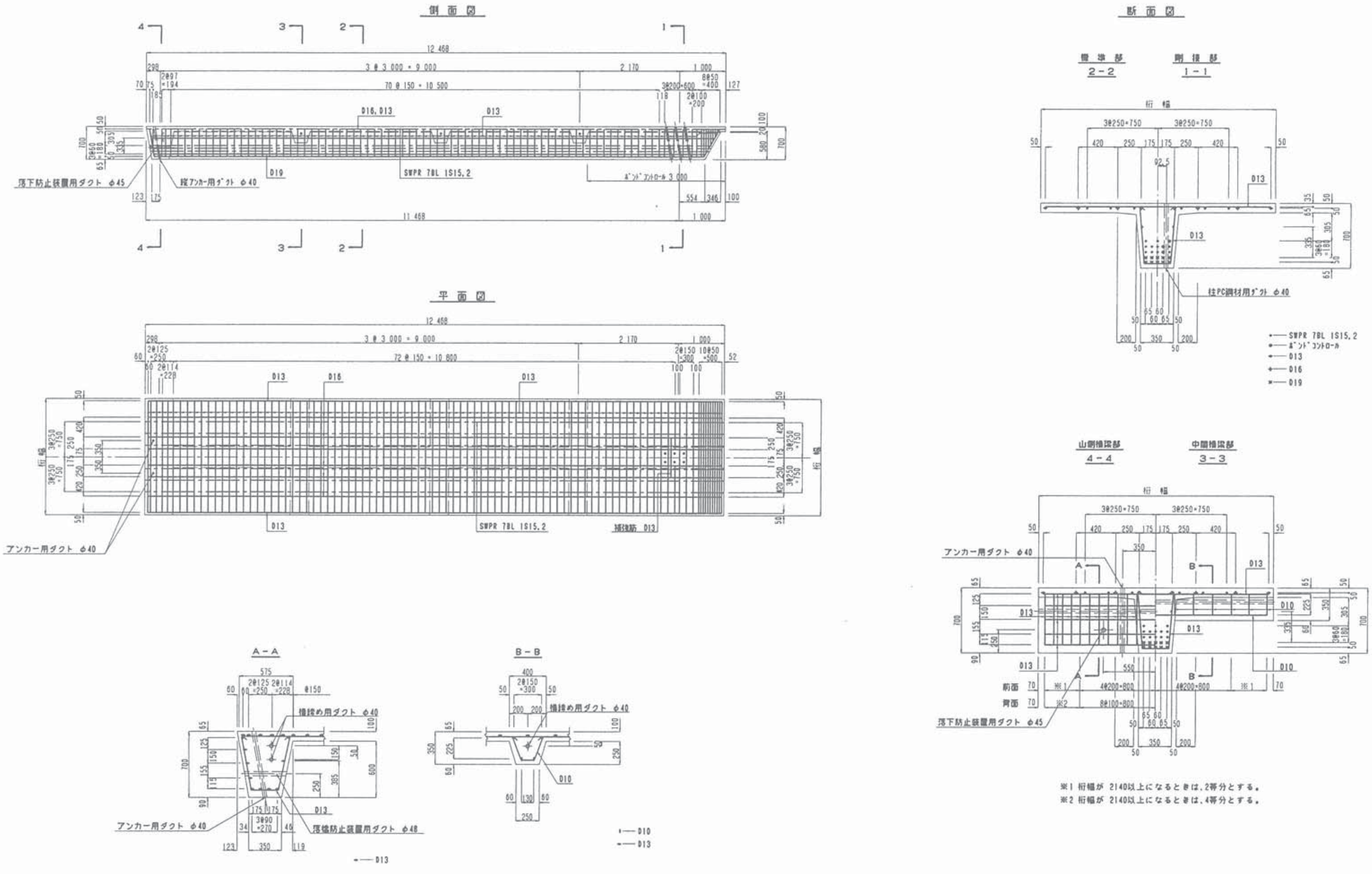


主梁標準断面図



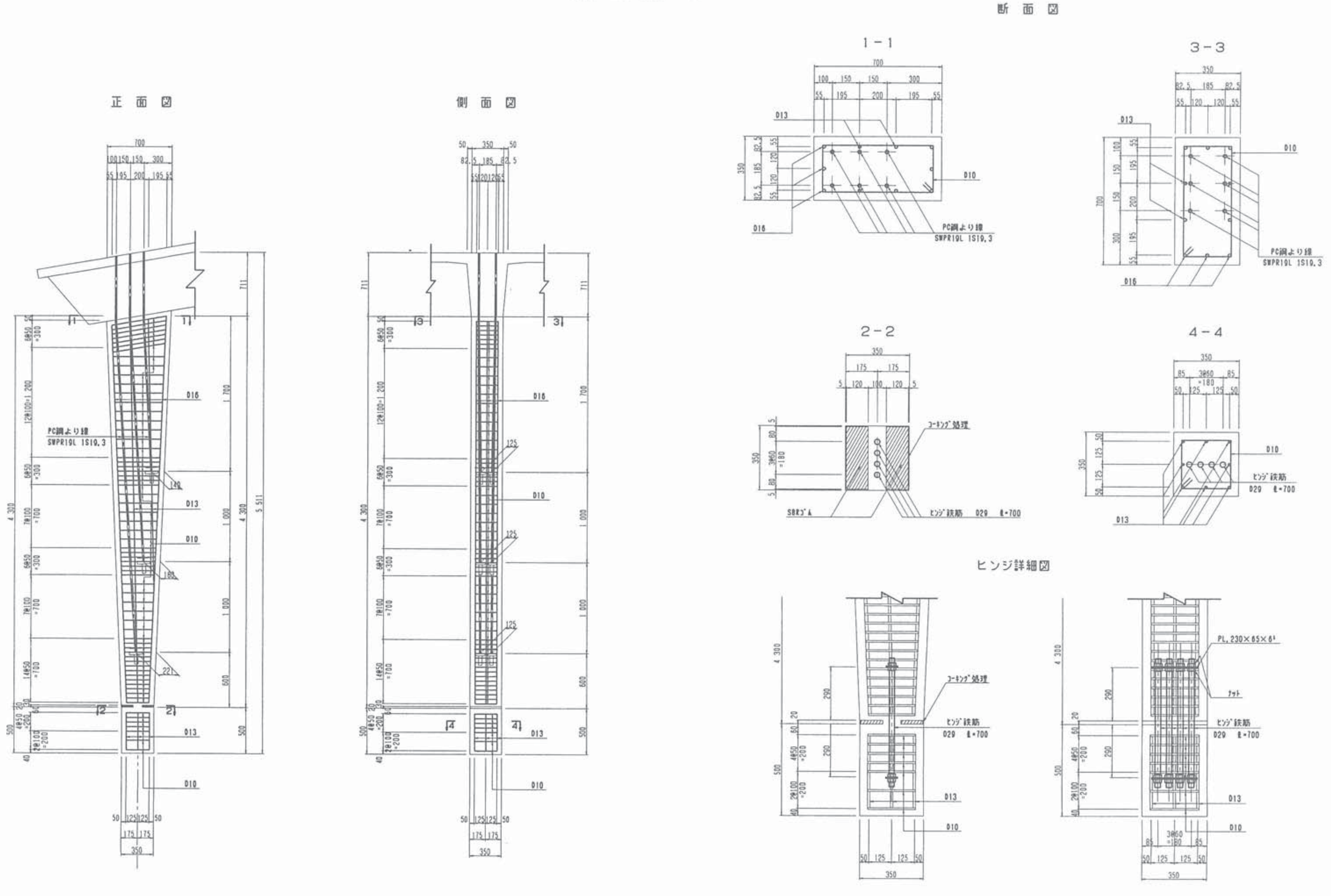
主　梁　配　筋　図

構造名：S411　部材名：B:70

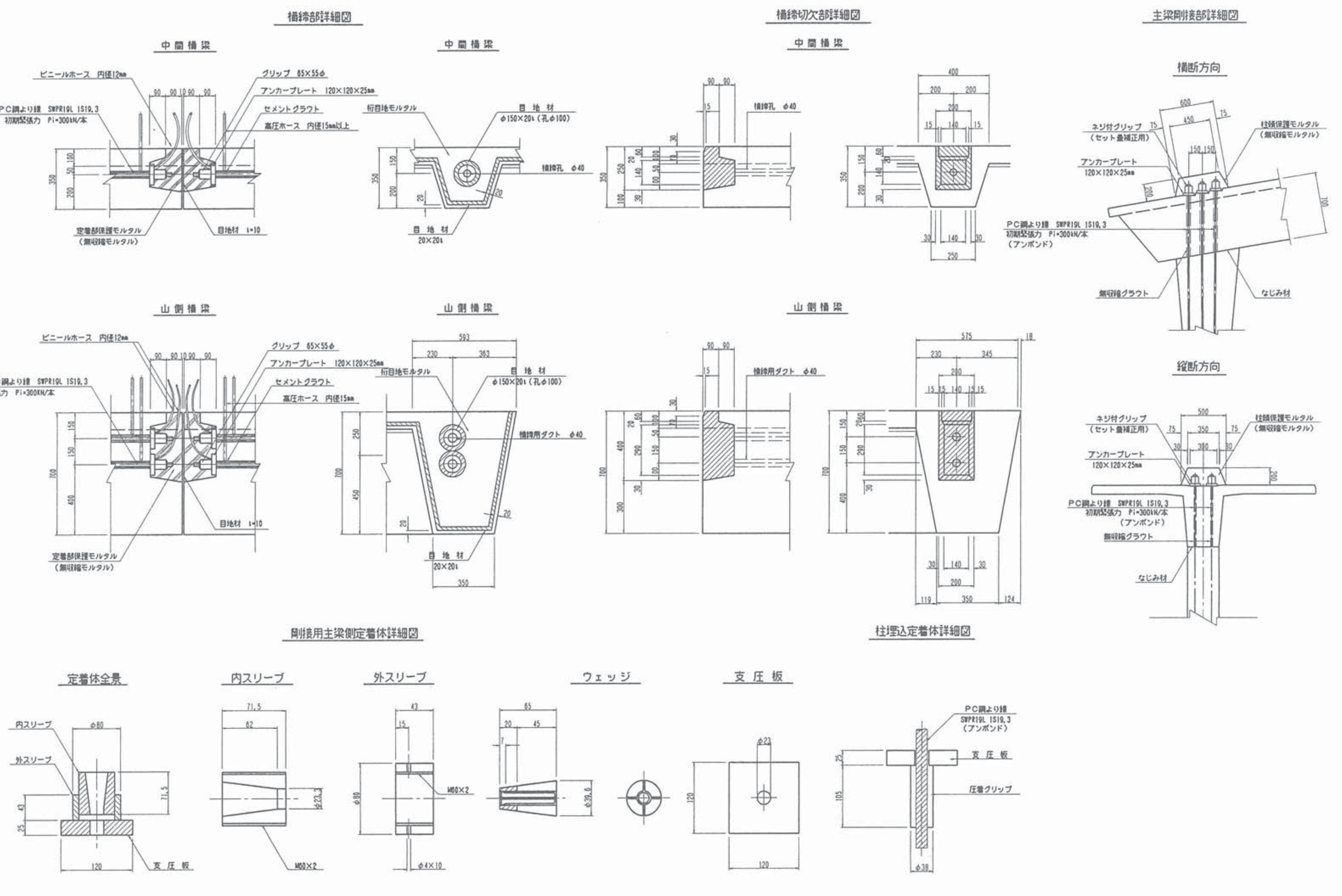


柱　配　筋　図

構造名：S411　部材名：C₁70

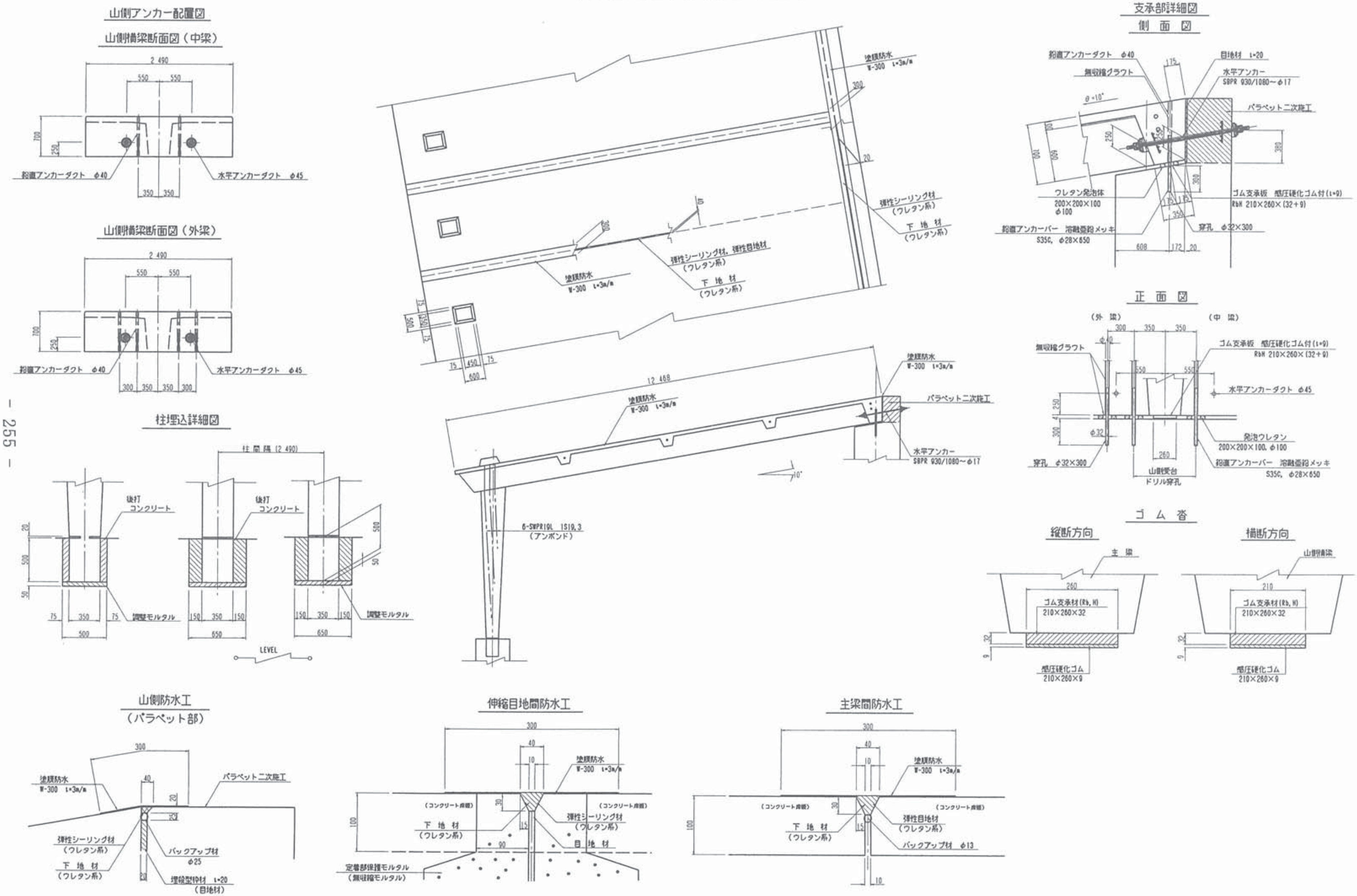


上部工詳細図（1）



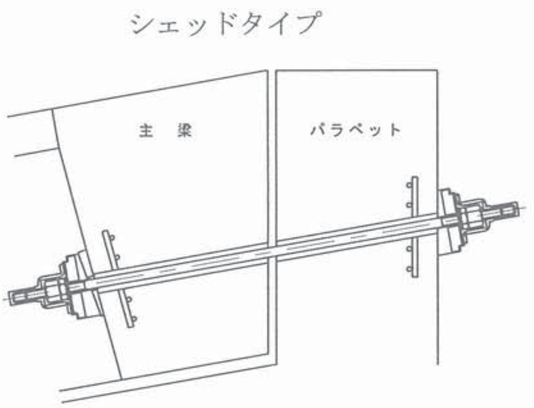
横締部詳細図
中間横梁
山側横梁
ビニールホース 内径12mm
PC鋼より線 SWPR19L 1S19.3
初期緊張力 Pi=300kN/本
緊張力 Pi=300kN/本
グリップ 65×55φ
アンカープレート 120×120×25mm
セメントグラウト
高圧ホース 内径15mm以上
高圧ホース 内径15mm
定着部保護モルタル
（無収縮モルタル）
目地材 t=10
桁目地モルタル
目地材
φ150×20t（孔φ100）
横締孔 φ40
横締用ダクト φ40
目地材
20×20t
横締切欠部詳細図
主梁剛接部詳細図
横断方向
縦断方向
ネジ付グリップ
（セット量補正用）
アンカープレート
120×120×25mm
柱頭保護モルタル
（無収縮モルタル）
PC鋼より線 SWPR19L 1S19.3
初期緊張力 Pi=300kN/本
（アンボンド）
無収縮グラウト
なじみ材
剛接用主梁側定着体詳細図
定着体全景
内スリーブ
外スリーブ
ウェッジ
支圧板
M60×2
φ4×10
柱埋込定着体詳細図
PC鋼より線
SWPR19L 1S19.3
（アンボンド）
圧着グリップ

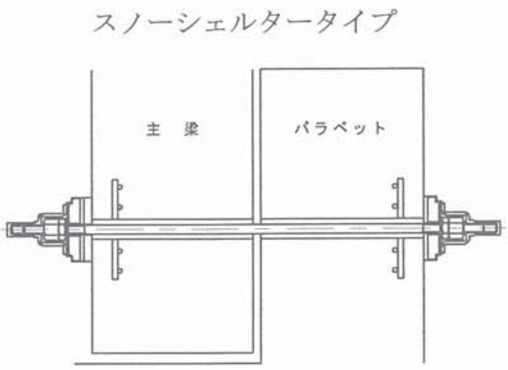
上部工詳細図（2）



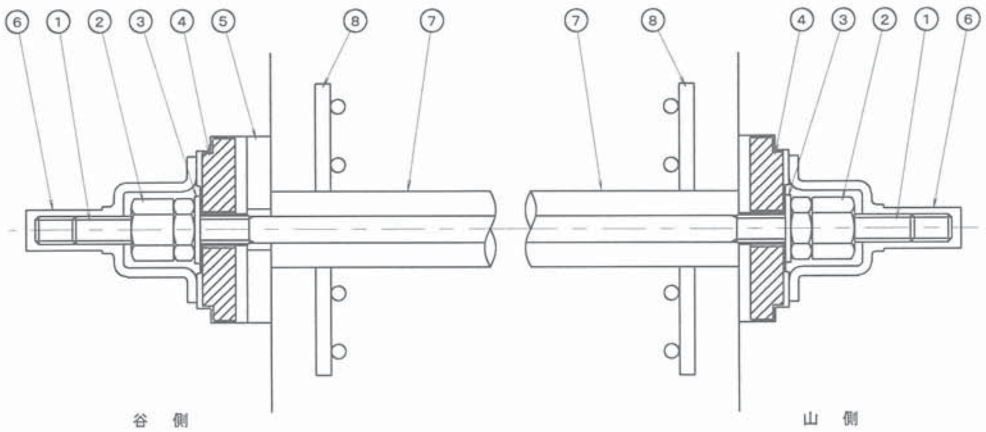
山側アンカー配置図
山側横梁断面図（中梁）
山側横梁断面図（外梁）
鉛直アンカーダクト φ40
水平アンカーダクト φ45
柱埋込詳細図
柱間隔（2 490）
後打コンクリート
調整モルタル
LEVEL
塗膜防水
W-300 t=3m/m
弾性シーリング材
（ウレタン系）
下地材
（ウレタン系）
弾性シーリング材，弾性目地材
パラペット二次施工
水平アンカー
SBPR 930/1080～φ17
6-SWPR19L 1S19.3
（アンボンド）
支承部詳細図
側面図
目地材 t=20
無収縮グラウト
ウレタン発泡体
200×200×100
φ100
鉛直アンカーバー 溶融亜鉛メッキ
S35C, φ28×650
ゴム支承板 感圧硬化ゴム付（t=9）
RbH 210×260×（32+9）
穿孔 φ32×300
正面図
（外梁）
（中梁）
発泡ウレタン
200×200×100, φ100
山側受台
ドリル穿孔
ゴム沓
縦断方向
横断方向
主梁
山側横梁
ゴム支承材（Rb, H）
210×260×32
感圧硬化ゴム
210×260×9
山側防水工
（パラペット部）
バックアップ材
φ25
埋設型枠材 t=20
（目地材）
伸縮目地間防水工
（コンクリート床版）
目地材
定着部保護モルタル
（無収縮モルタル）
主梁間防水工
弾性目地材
バックアップ材 φ13

水 平 ア ン カ ー 詳 細 図 (1)





取 付 詳 細 図



No.	名　　　称	材　　　質
①	アンボンドＰＣ鋼棒	ＳＢＰＲ　Ｂ種１号
②	ナ　ッ　ト	Ｓ４５Ｃ
③	ワ　ッ　シ　ャ　ー	ＳＳ４００
④	防　錆　緩　衝　支　圧　板	ＦＣＤ４５０＋合成ゴム
⑤	伸　縮　ス　ポ　ン　ジ	ネオプレンスポンジ
⑥	防　錆　キ　ャ　ッ　プ	ナイロン
⑦	シ　ー　ス	
⑧	用　心　鉄　筋	

水平アンカー詳細図（2）

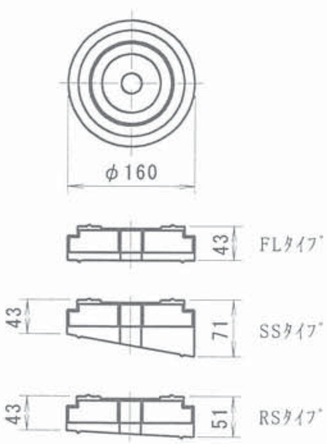
①②③ ＰＣ鋼棒・ナット・ワッシャー

ＴＦ－２３用のＰＣ鋼棒と防錆キャップ

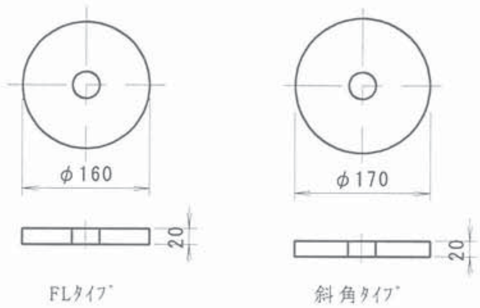
①②③ ＰＣ鋼棒・ナット・ワッシャー

ＴＦ－１７，２３用の防錆緩衝支圧板

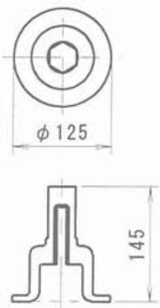
④ 防錆緩衝支圧板



⑤ 伸縮スポンジ



⑥ 防錆キャップ



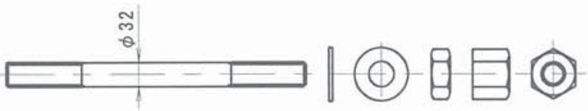
水平アンカー詳細図（3）

ＴＦ－２６用のＰＣ鋼棒と防錆キャップ

①②③　ＰＣ鋼棒・ナット・ワッシャー

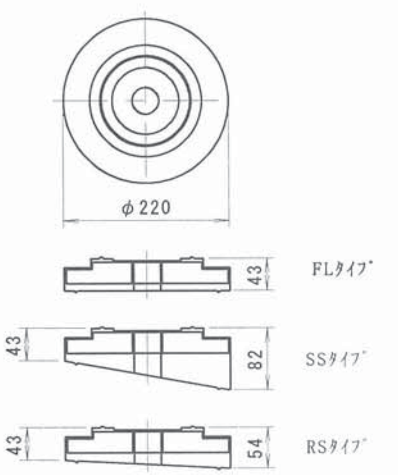
ＴＦ－３２用のＰＣ鋼棒と防錆キャップ

①②③　ＰＣ鋼棒・ナット・ワッシャー

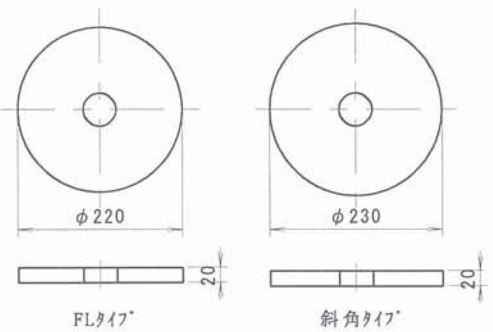


ＴＦ－２６，３２用のＰＣ鋼棒と防錆キャップ

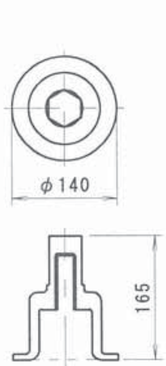
④ 防錆緩衝支圧板



⑤ 伸縮スポンジ



⑥ 防錆キャップ



1．2　スノーシェルター

1．2．1　設計条件

§1　道路条件

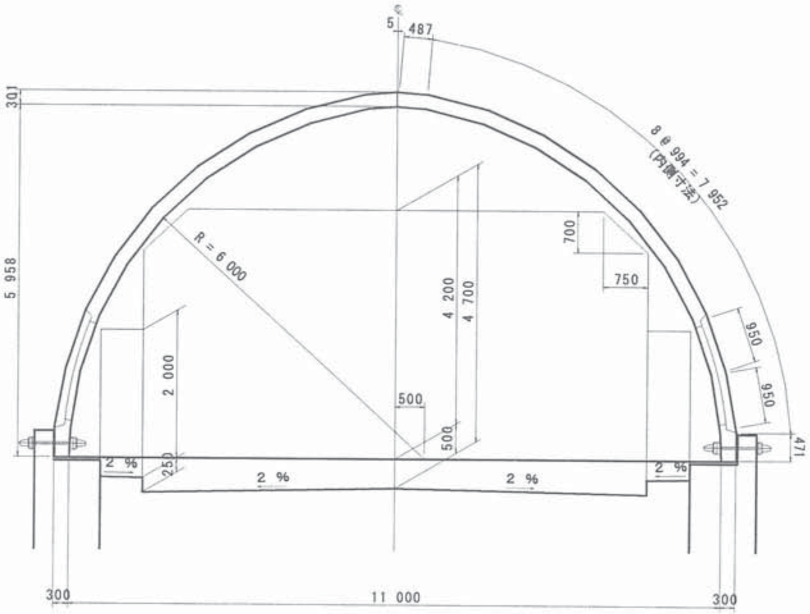
1－1　道路規格　　3 種　　3 級

§2　荷重条件

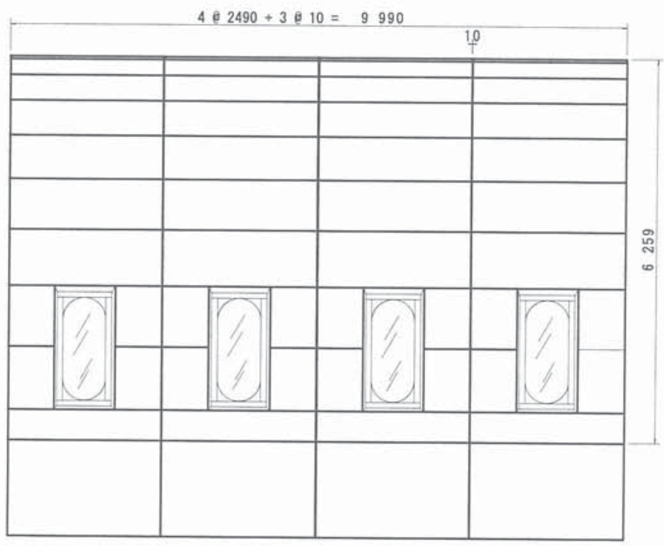
2－1	自　　重	コンクリートの単位重量	γc =	25.000　(kN/m3)
2－2	積雪荷重	設計積雪深	Hs =	5.000　(m)
		単位重量	γs =	3.900　(kN/m3)
2－3	平地雪圧	粘性ポアソン比	νc =	0.04　×　γs
2－4	地震荷重	設計水平震度	kH =	0.250

§3　構造一般図

3－1　横断図



3－2　縦断図



§４　使用材料及び許容応力度

４－１　コンクリート

（１）設計基準強度	σck		60.00	(N/mm2)
（２）プレストレス導入時強度	σci		40.00	(N/mm2)
（３）許容曲げ圧縮応力度				
1) プレストレッシング直後	σcta	長方形	23.00	(N/mm2)
2) 使用状態（長期）	σca	長方形	19.00	(N/mm2)
（短期－１）		長方形	23.75	(N/mm2)
（短期－２）		長方形	28.50	(N/mm2)
（４）許容せん断応力度				
使用状態（長期）	τa1		0.70	(N/mm2)
（短期）	τa2		0.70	(N/mm2)
注）スターラップを考慮する場合			6.00	(N/mm2)

４－２　ＰＣ鋼材

（１）種類		SWPR19L T-21.8	
（２）引張荷重	Pu	573	(N)
（３）降伏点荷重	Py	495	(N)
（４）許容引張荷重			
1) プレストレッシング中	Pai	45450	(N)
2) プレストレッシング直後	Pat	40880	(N)
3) 使用状態	Pa	35040	(N)

４－３　鉄　筋

（１）種類		ＳＤ２９５Ａ	
（２）降伏点応力度	σsy	300.00	(N/mm2)
（３）許容引張応力度（基準値）	σsa	180.00	(N/mm2)
（長期）		120.00	(N/mm2)
（短期－１）		225.00	(N/mm2)
（短期－２）		270.00	(N/mm2)

４－４　設計定数

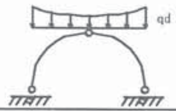
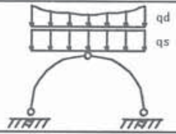
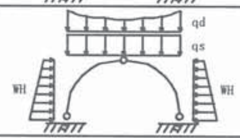
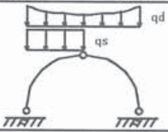
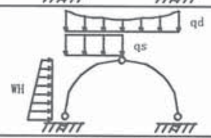
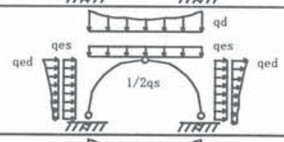
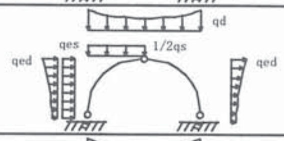
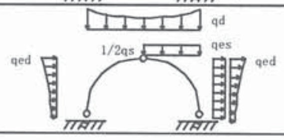
（１）コンクリート			
1) ヤング係数　プレストレス導入時	Ect	31000.00	(N/mm2)
使用状態	Ec	35000.00	(N/mm2)
2) クリープ係数	φ	3.00	
3) 乾燥収縮度	εcs	2.0E-04	
（２）ＰＣ鋼材			
1) ヤング係数	Ep	200000.00	(N/mm2)
2) レラクセーション率	γ	1.50	(%)
（３）鉄　筋			
1) ヤング係数	Es	200000.00	(N/mm2)

§５　適用基準

５－１　適用示方書

（１）コンクリート標準示方書	土木学会
（２）道路橋示方書	日本道路協会

§６　荷重の組合せと許容応力度の割増し

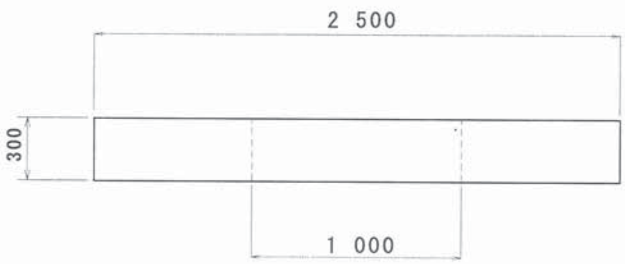
荷重		荷重の組合せ		割増率
常時		ｑｄ		1.0
積雪時	1			1.0
	2	ｑd+qs+WH		1.0
	3	ｑd+qs(左)		1.0
	4	ｑd+qs(左)+WH(左)		1.0
地震時	1	ｑd+1/2qs+qed+qes		1.5
	2	ｑd+1/2qs(左)+qed+qes(左)		1.5
	3	ｑd+1/2qs(右)+qed+qes(右)		1.5

１．３．２　道路横断方向の計算

§１　構造系

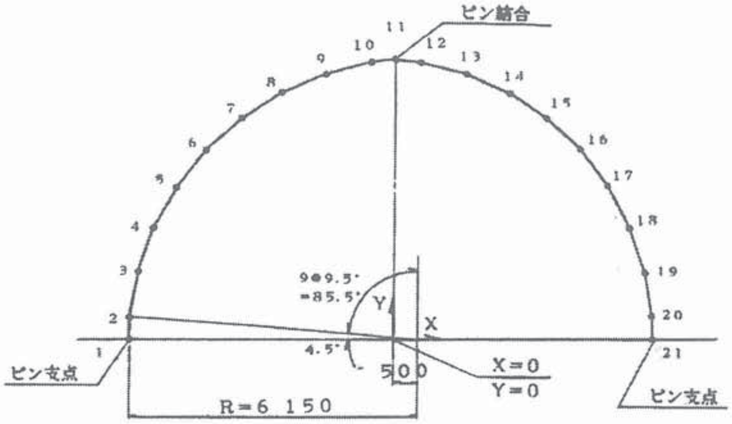
１－１　断面諸元

（１）主桁



断面積		Ac =	750000.0	(mm2)
断面二次モーメント		Ic =	5625000000	(mm4)
断面図心からの距離	(上縁)	yu =	150.00	(mm)
	(下縁)	yl =	-150.00	(mm)
断面係数	(上縁)	Zcu =	37500000.0	(mm3)
	(下縁)	Zcl =	-37500000.0	(mm3)

1－2　構造モデル



節点座標

1)	0.000, 0.000	2)	0.019, 0.483	3)	0.183, 1.488	4)	0.510, 2.452
5)	0.992, 3.350	6)	1.616, 4.155	7)	2.364, 4.846	8)	3.215, 5.405
9)	4.148, 5.815	10)	5.135, 6.066	11)	5.650, 6.108	12)	6.165, 6.066
13)	7.152, 5.815	14)	8.085, 5.405	15)	8.936, 4.846	16)	9.684, 4.155
17)	10.308, 3.350	18)	10.790, 2.452	19)	11.117, 1.488	20)	11.281, 0.483
21)	11.300, 0.000						

構造骨組支間　　L　= 11.300　(m)
構造骨組高さ　　Lf =　6.108　(m)

§2　設計荷重

2－1　荷重強度（設計荷重）の計算

設計荷重の計算は、部材幅 Bs = 2.500 (m)　あたりで計算する。

(1) 主桁自重

qd　= Ac・γc　　= 18.750　(kN/m)
　Ac　：主桁断面積　0.7500　(m2)
　γc　：主桁単位体積重量　25.000　(kN/m3)

(2) 積雪荷重

qs　= Hs・γs・Bs　　= 48.750　(kN/m)
　Hs　：設計積雪深　5.000　(m)
　γs　：積雪単位体積重量　3.900　(kN/m3)
　Bs　：部材幅　2.500　(m)

(3) 平地雪圧

qsH　= νc / (1−νc)・(Hs'・γs)・Bs　　(kN/m)
　νc　：積雪の粘性ポアソン比
　　νc = 0.04・γs　=　0.1560
　　γs:積雪単位体積重量　3.900　(kN/m3)
　Hs'　：換算積雪深
　　Hs:設計積雪深　5.000　(m)
　　yi:各節点から頂部までの高さ　(m)
　Bs　：部材幅　2.500　(m)

(4) 地震時水平力

1) 主桁自重慣性力

qed = qd・kH = 4.688 (kN/m)

qd ：主桁重量 18.750 (kN/m)

kH ：設計水平震度 0.250

2) 1／2積雪荷重慣性力

qes = 1／2・qs・kH・L/(2・Lf) = 5.637 (kN/m)

qs ：積雪荷重 48.750 (kN/m)

L ：構造骨組支間 11.300 (m)

Lf ：構造骨組高さ 6.108 (m)

§3　断面力

3－1　断面力

(1)常　　時

			I 端 側			J 端 側		
部材	I端	J端	曲げモーメント	せん断力	軸　力	曲げモーメント	せん断力	軸　力
番号	節点	節点	(kN・m)	(kN)	(kN)	(kN・m)	(kN)	(kN)
1	1	2	0.00	-50.60	173.60	-24.50	-50.90	164.60
2	2	3	-24.50	-30.40	169.60	-57.10	-33.50	150.70
3	3	4	-57.10	-8.30	154.20	-68.60	-14.40	136.10
4	4	5	-68.60	8.20	136.60	-64.80	-0.80	119.80
5	5	6	-64.80	19.10	118.30	-51.30	7.40	103.20
6	6	7	-51.30	24.30	100.50	-33.70	10.30	87.60
7	7	8	-33.70	24.50	84.70	-16.90	8.50	74.20
8	8	9	-16.90	20.80	71.80	-4.70	3.30	64.10
9	9	10	-4.70	13.80	62.70	-0.10	-4.70	58.00
10	10	11	-0.10	5.00	58.00	0.00	-4.70	57.20
11	11	12	0.00	4.70	57.20	-0.10	-5.00	58.00
12	12	13	-0.10	4.70	58.00	-4.70	-13.80	62.70
13	13	14	-4.70	-3.30	64.10	-16.90	-20.80	71.80
14	14	15	-16.90	-8.50	74.20	-33.70	-24.50	84.70
15	15	16	-33.70	-10.30	87.60	-51.30	-24.30	100.50
16	16	17	-51.30	-7.40	103.20	-64.80	-19.10	118.30
17	17	18	-64.80	0.80	119.80	-68.60	-8.20	136.60
18	18	19	-68.60	14.40	136.10	-57.10	8.30	154.20
19	19	20	-57.10	33.50	150.70	-24.50	30.40	169.60
20	20	21	-24.50	50.90	164.60	0.00	50.60	173.60

(2)積雪時1

			I 端 側			J 端 側		
部材	I端	J端	曲げモーメント	せん断力	軸　力	曲げモーメント	せん断力	軸　力
番号	節点	節点	(kN・m)	(kN)	(kN)	(kN・m)	(kN)	(kN)
1	1	2	0.00	-167.00	453.90	-80.80	-167.40	443.90
2	2	3	-80.80	-112.00	461.00	-197.10	-116.30	434.30
3	3	4	-197.10	-43.30	447.50	-246.90	-54.50	414.30
4	4	5	-246.90	14.50	417.70	-242.40	-5.70	380.10
5	5	6	-242.40	57.50	375.80	-199.20	27.20	336.60
6	6	7	-199.20	82.30	327.60	-136.20	41.50	289.90
7	7	8	-136.20	88.40	279.10	-71.90	37.80	245.90
8	8	9	-71.90	78.20	236.20	-22.30	19.10	210.20
9	9	10	-22.30	53.30	204.20	-1.20	-11.80	187.60
10	10	11	-1.20	19.70	187.00	0.00	-15.00	184.20
11	11	12	0.00	15.00	184.20	-1.20	-19.70	187.00
12	12	13	-1.20	11.80	187.60	-22.30	-53.30	204.20
13	13	14	-22.30	-19.10	210.20	-71.90	-78.20	236.20
14	14	15	-71.90	-37.80	245.90	-136.20	-88.40	279.10
15	15	16	-136.20	-41.50	289.90	-199.20	-82.30	327.60

16	16	17	-199.20	-27.20	336.60	-242.40	-57.50	375.80
17	17	18	-242.40	5.70	380.10	-246.90	-14.50	417.70
18	18	19	-246.90	54.50	414.30	-197.10	43.30	447.50
19	19	20	-197.10	116.30	434.30	-80.80	112.00	461.00
20	20	21	-80.80	167.40	443.90	0.00	167.00	453.90

(3) 積雪時２

			I 端 側			J 端 側		
部材番号	I端節点	J端節点	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	せん断力 (kN)	軸 力 (kN)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	せん断力 (kN)	軸 力 (kN)
1	1	2	0.00	-117.10	451.90	-59.00	-127.00	442.30
2	2	3	-59.00	-72.00	454.50	-143.90	-94.50	430.70
3	3	4	-143.90	-22.30	440.40	-180.20	-48.60	412.30
4	4	5	-180.20	20.00	414.70	-176.10	-11.80	383.40
5	5	6	-176.10	52.00	380.10	-143.00	13.20	347.50
6	6	7	-143.00	70.30	340.60	-95.10	23.90	308.90
7	7	8	-95.10	74.20	300.80	-47.00	20.30	272.60
8	8	9	-47.00	65.30	265.40	-11.40	4.60	243.10
9	9	10	-11.40	44.50	239.10	0.40	-21.30	224.80
10	10	11	0.40	16.50	225.20	0.00	-18.20	222.80
11	11	12	0.00	18.20	222.80	0.40	-16.50	225.20
12	12	13	0.40	21.30	224.80	-11.40	-44.50	239.10
13	13	14	-11.40	-4.60	243.10	-47.00	-65.30	265.40
14	14	15	-47.00	-20.30	272.60	-95.10	-74.20	300.80
15	15	16	-95.10	-23.90	308.90	-143.00	-70.30	340.60
16	16	17	-143.00	-13.20	347.50	-176.10	-52.00	380.10
17	17	18	-176.10	11.80	383.40	-180.20	-20.00	414.70
18	18	19	-180.20	48.60	412.30	-143.90	22.30	440.40
19	19	20	-143.90	94.50	430.70	-59.00	72.00	454.50
20	20	21	-59.00	127.00	442.30	0.00	117.10	451.90

(4) 積雪時３

			I 端 側			J 端 側		
部材番号	I端節点	J端節点	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	せん断力 (kN)	軸 力 (kN)	曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN･m)	せん断力 (kN)	軸 力 (kN)
1	1	2	0.00	-106.10	382.60	-51.40	-106.50	372.60
2	2	3	-51.40	-60.20	382.80	-114.90	-64.60	356.10
3	3	4	-114.90	-5.10	361.80	-125.80	-16.30	328.70
4	4	5	-125.80	38.10	326.90	-97.30	17.90	289.30
5	5	6	-97.30	65.70	282.30	-45.80	35.40	243.20
6	6	7	-45.80	75.00	234.10	9.70	34.10	196.40
7	7	8	9.70	65.90	188.10	51.00	15.20	154.80
8	8	9	51.00	40.80	150.10	62.40	-18.40	124.20
9	9	10	62.40	2.30	125.50	31.60	-62.80	108.90
10	10	11	31.60	-43.80	117.90	0.00	-78.50	115.10
11	11	12	0.00	-58.80	126.30	-32.90	-68.40	127.00
12	12	13	-32.90	-46.30	136.70	-89.40	-64.80	141.40
13	13	14	-89.40	-40.70	150.10	-139.80	-58.20	157.80
14	14	15	-139.80	-31.10	165.30	-179.60	-47.10	175.80
15	15	16	-179.60	-17.60	181.10	-204.70	-31.70	194.00
16	16	17	-204.70	0.80	196.60	-209.90	-10.90	211.70
17	17	18	-209.90	24.40	210.60	-189.70	15.30	227.40
18	18	19	-189.70	52.60	221.80	-139.30	46.50	239.90
19	19	20	-139.30	85.30	229.00	-54.00	82.20	247.80
20	20	21	-54.00	111.90	235.90	0.00	111.50	245.00

(5)積雪時4

部材番号	I端節点	J端節点	I端側 曲げモーメント (kN·m)	I端側 せん断力 (kN)	I端側 軸力 (kN)	J端側 曲げモーメント (kN·m)	J端側 せん断力 (kN)	J端側 軸力 (kN)
1	1	2	0.00	-37.70	358.90	-20.60	-47.50	349.30
2	2	3	-20.60	-4.50	352.50	-36.80	-27.00	328.70
3	3	4	-36.80	27.50	328.70	-22.30	1.20	300.60
4	4	5	-22.30	50.70	296.30	13.00	18.90	265.00
5	5	6	13.00	62.60	258.20	57.00	23.80	225.60
6	6	7	57.00	60.70	218.60	95.20	14.30	187.00
7	7	8	95.20	44.80	182.10	113.20	-9.20	153.90
8	8	9	113.20	16.60	153.20	99.10	-44.20	131.00
9	9	10	99.10	-22.10	136.50	43.20	-87.80	122.20
10	10	11	43.20	-66.20	135.10	0.00	-100.90	132.70
11	11	12	0.00	-78.10	147.30	-42.80	-87.70	148.00
12	12	13	-42.80	-61.80	160.60	-115.20	-80.30	165.30
13	13	14	-115.20	-52.10	176.30	-177.20	-69.60	183.90
14	14	15	-177.20	-38.00	193.00	-224.00	-53.90	203.40
15	15	16	-224.00	-19.90	209.50	-251.40	-33.90	222.50
16	16	17	-251.40	3.20	225.00	-254.00	-8.50	240.10
17	17	18	-254.00	31.50	238.20	-226.50	22.50	255.00
18	18	19	-226.50	64.20	247.80	-164.30	58.10	265.90
19	19	20	-164	101.00	252.70	-62.90	98.00	271.60
20	20	21	-62.90	130.40	257.60	0.00	130.00	266.60

(6)地震時1

部材番号	I端節点	J端節点	I端側 曲げモーメント (kN·m)	I端側 せん断力 (kN)	I端側 軸力 (kN)	J端側 曲げモーメント (kN·m)	J端側 せん断力 (kN)	J端側 軸力 (kN)
1	1	2	0.00	-33.40	263.40	-17.40	-38.70	254.10
2	2	3	-17.40	-7.40	256.90	-32.10	-21.40	235.80
3	3	4	-32.10	17.60	236.10	-23.50	-0.70	213.80
4	4	5	-23.50	34.50	211.00	-0.20	11.30	188.40
5	5	6	-0.20	42.40	183.90	28.60	14.00	162.50
6	6	7	28.60	40.60	158.00	52.90	7.30	139.10
7	7	8	52.90	30.00	136.00	64.30	-7.70	120.70
8	8	9	64.30	12.50	120.30	56.10	-28.60	110.00
9	9	10	56.10	-10.20	113.20	23.70	-53.50	108.60
10	10	11	23.70	-34.70	116.00	0.00	-57.00	116.80
11	11	12	0.00	-37.40	124.50	-25.00	-59.30	129.00
12	12	13	-25.00	-37.00	137.00	-83.10	-77.30	153.70
13	13	14	-83.10	-51.00	164.30	-153.10	-86.40	187.60
14	14	15	-153.10	-54.00	199.40	-222.90	-82.90	227.90
15	15	16	-222.90	-44.50	238.40	-279.10	-66.00	270.10
16	16	17	-279.10	-20.60	277.30	-307.00	-34.20	310.10
17	17	18	-307.00	17.70	311.50	-292.00	11.80	343.30
18	18	19	-292.00	68.20	336.70	-222.10	69.20	365.60
19	19	20	-222.10	128.40	349.20	-87.90	135.00	373.70
20	20	21	-87.90	179.60	354.40	0.00	184.20	364.10

(7) 地震時２

部材番号	I端節点	J端節点	I端側 曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN·m)	I端側 せん断力 (kN)	I端側 軸力 (kN)	J端側 曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN·m)	J端側 せん断力 (kN)	J端側 軸力 (kN)
1	1	2	0.00	-11.10	237.40	-6.70	-16.50	228.10
2	2	3	-6.70	11.50	228.40	-2.10	-2.60	207.30
3	3	4	-2.10	31.60	204.90	20.70	13.20	182.50
4	4	5	20.70	43.10	177.90	52.80	19.90	155.30
5	5	6	52.80	45.40	149.90	84.50	17.00	128.40
6	6	7	84.50	37.90	123.90	106.20	4.60	104.90
7	7	8	106.20	21.80	102.80	109.20	-15.90	87.50
8	8	9	109.20	-1.10	88.90	87.00	-42.30	78.60
9	9	10	87.00	-28.80	84.50	35.70	-72.10	79.80
10	10	11	35.70	-57.80	90.80	0.00	-80.20	91.60
11	11	12	0.00	-64.30	103.40	-35.70	-73.70	106.60
12	12	13	-35.70	-54.90	117.40	-100.40	-72.30	126.70
13	13	14	-100.40	-50.50	136.90	-159.80	-66.00	148.90
14	14	15	-159.80	-40.30	157.90	-207.60	-53.70	172.30
15	15	16	-207.60	-24.70	178.80	-238.30	-35.50	195.30
16	16	17	-238.30	-2.80	198.40	-245.10	-10.70	216.40
17	17	18	-245.10	25.40	215.20	-221.80	20.50	234.30
18	18	19	-221.80	58.90	227.70	-162.70	57.30	247.40
19	19	20	-162.70	97.20	234.60	-62.90	98.80	254.20
20	20	21	-62.90	129.10	240.20	0.00	131.00	249.30

(8) 地震時３

部材番号	I端節点	J端節点	I端側 曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN·m)	I端側 せん断力 (kN)	I端側 軸力 (kN)	J端側 曲げﾓｰﾒﾝﾄ (kN·m)	J端側 せん断力 (kN)	J端側 軸力 (kN)
1	1	2	0.00	-31.10	169.30	-15.60	-33.70	160.30
2	2	3	-15.60	-13.90	163.20	-33.70	-21.60	145.10
3	3	4	-33.70	2.50	146.70	-36.60	-8.10	130.20
4	4	5	-36.60	13.40	129.70	-29.60	0.20	115.20
5	5	6	-29.60	19.30	113.50	-17.80	3.80	101.40
6	6	7	-17.80	20.50	99.30	-5.80	3.20	89.90
7	7	8	-5.80	17.90	88.20	3.00	-0.70	81.70
8	8	9	3.00	12.90	80.60	6.30	-6.50	77.30
9	9	10	6.30	6.30	77.30	2.70	-13.40	77.30
10	10	11	2.70	-0.30	78.40	0.00	-10.20	80.00
11	11	12	0.00	2.90	80.60	-4.10	-19.00	85.10
12	12	13	-4.10	-4.50	87.10	-29.30	-44.80	103.70
13	13	14	-29.30	-27.20	109.70	-75.10	-62.70	133.00
14	14	15	-75.10	-39.70	141.60	-130.20	-68.60	170.10
15	15	16	-130.20	-39.80	179.00	-181.70	-61.30	210.70
16	16	17	-181.70	-25.80	217.90	-214.90	-39.40	250.70
17	17	18	-214.90	2.80	253.80	-215.10	-3.20	285.70
18	18	19	-215.10	44.00	282.30	-169.90	44.90	311.20
19	19	20	-169.90	95.50	299.50	-69.20	102.10	324.00
20	20	21	-69.20	140.90	309.10	0.00	145.50	318.80

３－２ 反　　力

注１）　反力の符号は矢印の方向を正とする。
　２）　反力は１セット　（ Bs =　2.500　m ）あたりの値とする。

（１）各状態での支点反力

		節点番号： 1		節点番号：21	
		V1 (kN)	H1 (kN)	V21(kN)	H21(kN)
	自　重	171.50	57.40	171.50	-57.40
1)	常　時	171.50	57.40	171.50	- 57.40
2)	積雪時１	447.00	184.80	447.00	-184.80
3)	積雪時２	447.00	134.80	447.00	-134.80
4)	積雪時３	378.10	121.10	240.40	-121.10
5)	積雪時４	357.20	51.80	261.30	-140.40
6)	地震時１	261.90	43.70	356.60	-198.40
7)	地震時２	236.80	20.50	244.00	-140.70
8)	地震時３	167.90	37.70	312.90	-157.90

（２）各状態での支点回転角

		節点番号： 1	節点番号：21
		θ 1 (mrad)	θ 21(mrad)
	自　重	0.793	-0.793
1)	常　時	0.793	0.793
2)	積雪時１	2.879	-2.879
3)	積雪時２	2.059	-2.059
4)	積雪時３	0.458	-3.214
5)	積雪時４	-1.580	-4.432
6)	地震時１	-1.396	-5.068
7)	地震時２	-2.077	-4.393
8)	地震時３	-0.386	-3.328

３－３ 断面力一覧表

（１）曲げモーメント　　(部材幅 Bs = 2.500 m あたりの値)

		正の曲げモーメント最大		負の曲げモーメント最大	
		Mmax (kN·m)	Mmaxの軸力 (kN)	Mmax (kN·m)	Mmaxの軸力 (kN)
1)	常　時	0.00	57.20	-68.60	136.10
2)	積雪時１	0.00	184.20	-246.90	414.30
3)	積雪時２	0.40	224.80	-180.20	412.30
4)	積雪時３	62.40	124.20	-209.90	210.60
5)	積雪時４	113.20	153.20	-254.00	238.20
6)	地震時１	64.30	120.30	-307.00	310.10
7)	地震時２	109.20	87.50	-245.10	215.20
8)	地震時３	6.30	77.30	-215.10	282.30

（2）せん断力　　（部材幅 Bs = 2.500 m あたりの値）

		最大せん断力 (kN)	頂部(11節点)せん断力 (kN)
1)	常　　時	50.90	4.70
2)	積雪時１	167.40	15.00
3)	積雪時２	127.00	18.20
4)	積雪時３	111.90	78.50
5)	積雪時４	130.40	100.90
6)	地震時１	184.20	57.00
7)	地震時２	131.00	80.20
8)	地震時３	5.50	10.20

§４　部材の設計

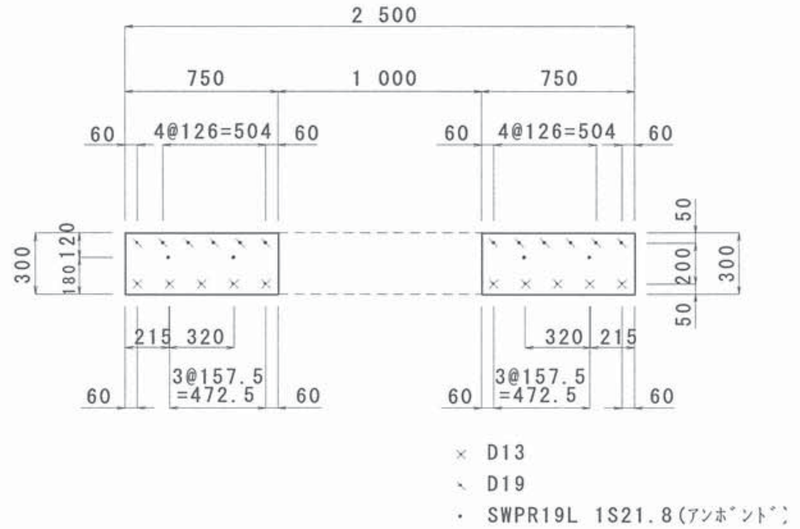
４－１　曲げに関する検討

曲げに関する検討は、軸力と曲げを受けるＲＣ部材として検討する。

軸力 = (荷重による軸力) + (ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽによる軸力)

曲げ = (荷重による曲げﾓｰﾒﾝﾄ) + (ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽによる偏心ﾓｰﾒﾝﾄ)

（1）断面諸定数



断面積	Ac =	450000.0	(mm2)
断面二次モーメント	Ic =	3375000000	(mm4)
断面図心からの距離（上縁）	yu =	150.00	(mm)
（下縁）	yl =	-150.00	(mm)
断面係数　（上縁）	Zcu =	22500000.0	(mm3)
（下縁）	Zcl =	-22500000.0	(mm3)
ＰＣ鋼材断面積　(1本あたり)	Ap1 =	312.900	(mm2)
ＰＣ鋼材本数	Np =	4	(本)
ＰＣ鋼材偏心量	ep =	30.00	(mm)
主鉄筋の種類		D-19	(SD295A)
主鉄筋の断面積　(1本あたり)	As1 =	286.5	(mm2)
主鉄筋の本数	Ns1 =	12	(本)
主鉄筋の有効高	ds1 =	250.00	(mm)
圧縮鉄筋の種類		D-13	(SD295A)
圧縮鉄筋の断面積　(1本あたり)	As2 =	126.7	(mm2)
圧縮鉄筋の本数	Ns2 =	10	(本)
圧縮鉄筋の有効高	ds2 =	250.00	(mm)

（2）プレストレスの計算

1）導入直後のプレストレス

a）ＰＣ鋼材の初引張応力度　　σpi =　　1350.0　(N/mm2)

b）摩擦による損失を考慮した引張応力度

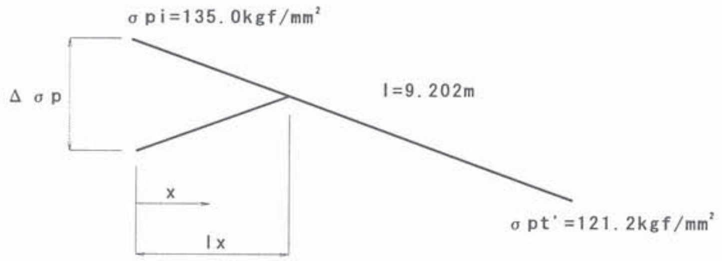
ＰＣ鋼材は片引き緊張とし、固定側では摩擦損失によりＰＣ鋼材引張応力度は次の $\sigma pt'$ に低下する。

$\sigma pt' = \sigma pi \cdot e^{-(\mu\alpha+\lambda l)}$ =　　1212.0　(N/mm2)

μ	：角度変化１ﾗｼﾞｱﾝあたりの摩擦係数	0.06	
α	：曲げ上げ角度	1.489	(rad)
λ	：ＰＣ鋼材１ｍあたりの摩擦係数	0.002	
l	：ＰＣ鋼材配置区間長	9.202	(m)

c）ｐｕｌｌ－ｉｎによるプレストレスの減少量

緊張したＰＣ鋼材を定着する時、鋼材端が引き込まれる(pull-in)ため鋼材応力度が低下する。



引き込み量(pull-in)を、Δ l =　4.0　(mm) =　0.0040　(m) とする。
緊張側より長さ ｌｘ の範囲にあるＰＣ鋼材が Δ l だけ縮んで pull-in を吸収すると考える。
ＰＣ鋼材は摩擦抵抗により、ｘ=ｌｘ の位置でつり合い状態となる。

$\sigma px = \sigma pi \cdot e^{-ax}$

$a = \mu \cdot 1/Rpc + \lambda$ =　　0.0117

$\Delta l = \sigma pi/Ep \cdot (1 - e^{-a \cdot lx}) \cdot lx$

$\therefore lx$ =　7.27　(m)

緊張端での pull-in による応力減少量 $\Delta\sigma p$ は次のようになる。

$\Delta\sigma p = 2 \cdot \sigma pi \cdot (1 - e^{-a \cdot lx})$　　= 220.0　(N/mm2)

d）弾性変形によるプレストレスの減少量

$\Delta\sigma pi = \frac{1}{2} \cdot n \cdot (\sigma cpg + \sigma dog) \cdot \frac{N-1}{N}$　　=　9.0　(N/mm2)

n	：ヤング係数比(=Ｅp/Ｅct)	6.45	
Ｅp	：ＰＣ鋼材のヤング係数	200000.00	(N/mm2)
Ｅct	：コンクリートのヤング係数 (プレストレス導入時)	31000.00	(N/mm2)
σcpg	：導入時プレストレスによる コンクリート応力度 （ＰＣ鋼材図心位置）	3.52	(N/mm2)
σdog	：自重によるコンクリート応力度 （ＰＣ鋼材図心位置）	0.39	(N/mm2)
N	：ケーブル本数	4	(本)

e）導入直後のＰＣ鋼材応力度

$\sigma pt = \sigma pi - \Delta\sigma p - \Delta\sigma pi$　　=　1121.0　≦　1330.0　(N/mm2)

f）導入直後のＰＣ鋼材引張力

$Pt = \sigma pt \cdot Ap \cdot N$　　=　1403.0　(kN)

g) 導入直後のプレストレス

$$\sigma cto = \frac{Pt}{Ac} + \frac{Pt \cdot ep2}{Ic} = 3.49 \quad (N/mm2)$$

2) 有効プレストレス

a) コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少量

$$\Delta \sigma p \phi = \frac{n \cdot \phi \cdot \sigma ct + Ep \cdot \varepsilon cs}{1 + n \cdot (\sigma cto / \sigma pt) \cdot (1 + \phi/2)} = 102.0 \quad (N/mm2)$$

n	：ヤング係数比(= Ep/Ec)	5.71	
Ep	：ＰＣ鋼材のヤング係数	200000.00	(N/mm2)
Ec	：コンクリートのヤング係数 (使用状態)	35000.00	(N/mm2)
ϕ	：コンクリートのクリープ係数	3.00	
σct	：導入直後の合成応力度 (ＰＣ鋼材図心位置)	3.88	(N/mm2)
εcs	：コンクリートの乾燥収縮度	2.00E-04	
σcto	：導入直後のプレストレス (ＰＣ鋼材図心位置)	3.49	(N/mm2)
σpt	：導入直後のＰＣ鋼材応力度	1121.0	(N/mm2)

b) レラクセーションによるプレストレスの減少量

$\Delta \sigma \gamma = \gamma \cdot \sigma pt$ = 17.0 (N/mm2)

γ ：レラクセーション率 1.50 (%)

c) ＰＣ鋼材有効応力度

$\sigma pe = \sigma pt - \Delta \sigma p \phi - \Delta \sigma \gamma$ = 1002.0 (N/mm2)

d) 有効プレストレス力

$Pe = \sigma pe \cdot Ap$ = 1254.10 (kN)

e) プレストレスモーメント

$Mpe = Pe \cdot ep$ = 37.62 (kN·m)

(3) 応力度の計算

1) 設計断面力の集計

a) 正の曲げモーメントについて

		荷　重 軸　力	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ 軸　力	合　計 (kN)	荷重曲げ ﾓｰﾒﾝﾄ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ 偏心ﾓｰﾒﾝﾄ	合　計 (kN·m)
1)	常　　時	57.20	1254.10	1311.30	0.00	37.62	37.62
2)	積雪時１	184.20	1254.10	1438.30	0.00	37.62	37.62
3)	積雪時２	224.80	1254.10	1478.90	0.40	37.62	38.02
4)	積雪時３	124.20	1254.10	1378.30	62.40	37.62	100.02
5)	積雪時４	153.20	1254.10	1407.30	113.20	37.62	150.82
6)	地震時１	120.30	1254.10	1374.40	64.30	37.62	101.92
7)	地震時２	87.50	1254.10	1341.60	109.20	37.62	146.82
8)	地震時３	77.30	1254.10	1331.40	6.30	37.62	43.92

b) 負の曲げモーメントについて

		荷　重 軸　力	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ 軸　力	合　計 (kN)	荷重曲げ ﾓｰﾒﾝﾄ	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ 偏心ﾓｰﾒﾝﾄ	合　計 (kN·m)
1)	常　　時	136.10	1254.10	1390.20	-68.60	37.62	-30.98
2)	積雪時１	414.30	1254.10	1668.40	-246.90	37.62	-209.28
3)	積雪時２	412.30	1254.10	1666.40	-180.20	37.62	-142.58
4)	積雪時３	210.60	1254.10	1464.70	-209.90	37.62	-172.28
5)	積雪時４	238.20	1254.10	1492.30	-254.00	37.62	-216.38
6)	地震時１	310.10	1254.10	1564.20	-307.00	37.62	-269.38
7)	地震時２	215.20	1254.10	1469.30	-245.10	37.62	-207.48
8)	地震時３	282.30	1254.10	1536.40	-215.10	37.62	-177.48

2）応力度の計算

a）正の曲げモーメントについて

		設計荷重 曲げモーメント M (kN･m)	軸力 N (kN)	応力度 コンクリート σc	鉄筋 σs	許容応力度 コンクリート σca	鉄筋 σsa
1)	常時	37.62	1311.30	4.66	圧縮	19.00	120.00
2)	積雪時１	37.62	1438.30	4.95	圧縮	19.00	120.00
3)	積雪時２	38.02	1478.90	5.06	圧縮	19.00	120.00
4)	積雪時３	100.02	1378.30	7.85	7.16	19.00	120.00
5)	積雪時４	150.82	1407.30	11.78	81.59	19.00	120.00
6)	地震時１	101.92	1374.40	7.97	9.29	28.50	270.00
7)	地震時２	146.82	1341.60	11.50	84.21	28.50	270.00
8)	地震時３	43.92	1331.40	4.97	圧縮	28.50	270.00

b）負の曲げモーメントについて

		設計荷重 曲げモーメント M (kN･m)	軸力 N (kN)	応力度 コンクリート σc	鉄筋 σs	許容応力度 コンクリート σca	鉄筋 σsa
1)	常時	30.98	1390.20	4.66	圧縮	19.00	120.00
2)	積雪時１	209.28	1668.40	14.75	88.87	19.00	120.00
3)	積雪時２	142.58	1666.40	10.65	23.00	19.00	120.00
4)	積雪時３	172.28	1464.70	12.23	65.55	19.00	120.00
5)	積雪時４	216.38	1492.30	15.04	112.84	19.00	120.00
6)	地震時１	269.38	1564.20	18.46	169.55	28.50	270.00
7)	地震時２	207.48	1469.30	14.46	104.60	28.50	270.00
8)	地震時３	177.48	1536.40	12.63	65.32	28.50	270.00

４－２　曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討

４－２－１　負の曲げモーメント（地震時１）に関する検討

（１）破壊計算用断面力

a)破壊計算用曲げモーメント

$Md = \gamma fg \cdot Mg + \gamma fq \cdot Mq =$ 399.100 (kN･m)

γfg ：永久荷重に関する安全係数 1.3

Mg ：永久荷重による曲げモーメント 64.800 (kN･m)

γfq ：変動荷重に関する安全係数 1.3

Mq ：変動荷重による曲げモーメント 242.200 (kN･m)

b)破壊計算用軸力

$Nd = \gamma fg \cdot Ng + \gamma fq \cdot Nq =$ 404.950 (kN)

Ng ：永久荷重による軸力 119.800 (kN)

Nq ：変動荷重による軸力 191.700 (kN)

（２）破壊抵抗曲げモーメント

次のつりあい式から中立軸ｘを求める。

$$Nd = C - T + T'$$

$$\frac{x}{\varepsilon cu} = \frac{dp - x}{\varepsilon st} = \frac{x - dp'}{\varepsilon sc'}$$

C ：コンクリート圧縮合力

T ：鋼材引張合力

T' ：鋼材圧縮合力

x ：中立軸位置（圧縮縁からの距離）

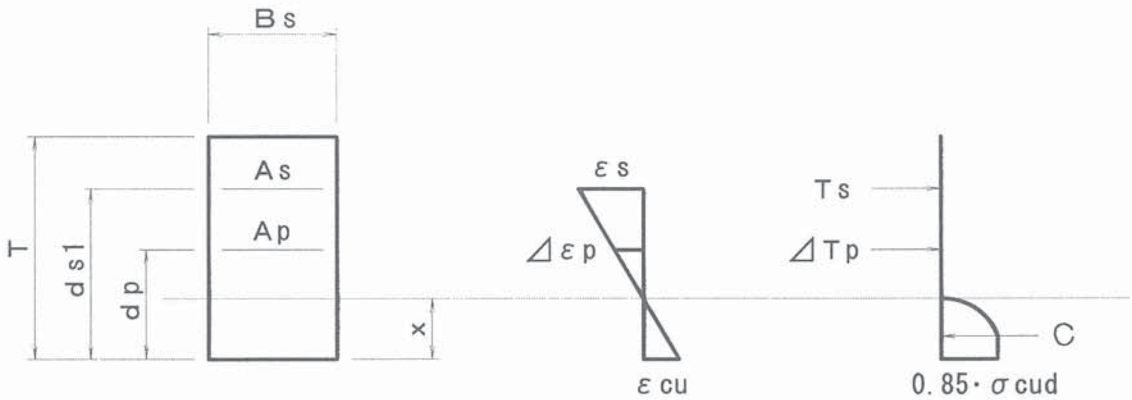
εcu ：コンクリートの終局ひずみ

dp ：引張鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）

εst ：引張鋼材ひずみ

dp' ：圧縮鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）

$\varepsilon sc'$ ：圧縮鋼材ひずみ



＜部材断面＞　　　　　　　　＜ひずみ分布＞　　　　＜応力分布＞

a）中立軸位置（圧縮縁からの距離）　x　=　51.161　(mm)

b）コンクリート圧縮合力　C　=　2870.159　(kN)

σ_{cud}	：コンクリート破壊計算用圧縮強度	60	(N/mm2)
σ_{ck}	：コンクリート設計基準強度	60	(N/mm2)
γ_{mc}	：コンクリート強度に関する安全係数	1.00	

c）鋼材引張ひずみ（鉄筋）

$$\varepsilon s = \frac{ds - x}{x} \cdot \varepsilon cu$$

ds　：引張側鉄筋図心位置　(mm)
　　（圧縮縁からの距離）

εcu　：コンクリートの終局ひずみ　0.0025

番号	ds(mm)	εs
1	250.0	0.009716

d）鋼材引張合力（鉄筋）

$$Ts = As \cdot \sigma s \quad \text{(kN)}$$

As　：引張側鉄筋断面積　(mm2)

σs　：鉄筋の部材破壊時応力度　(N/mm2)

$\sigma s \leqq \sigma syd$

σsyd　：鉄筋の破壊計算用引張強度　295.000　(N/mm2)

$= \sigma sy / \gamma ms$

σsy　：鉄筋の降伏点応力度　295　(N/mm2)

γms　：鉄筋強度に関する安全係数　1.00

番号	As(mm2)	σs(N/mm2)	Ts(kN)
1	3438.000	295.000	1014.210

e）鋼材引張ひずみ（ＰＣ鋼より線）

$$\varepsilon p = \frac{dp - x}{x} \cdot \varepsilon cu + \varepsilon pe$$

dp　：引張側ＰＣ鋼材図心位置　(mm)
　　（圧縮縁からの距離）

εcu　：コンクリートの終局ひずみ　0.0025

εpe　：有効プレストレスによるＰＣ鋼材
　　ひずみ　=　$\sigma pe / Ep$　=　0.00501

σpe　：ＰＣ鋼材有効応力度　1002.000　(N/mm2)

Ep　：ＰＣ鋼材ヤング係数　200000.00　(N/mm2)

番号	dp(mm)	εp
1	180.0	0.011306

f）鋼材引張合力（ＰＣ鋼より線）

$Tp = Ap \cdot \sigma p$ (kN)

Ap	：引張側ＰＣ鋼材断面積		(mm2)
σp	：ＰＣ鋼材の部材破壊時応力度		(N/mm2)
	$\sigma p \leqq 0.93 \cdot \sigma pud$		
σpud	：ＰＣ鋼材の破壊計算用引張強度	1295.000	(N/mm2)
	$= \beta \cdot \sigma pu / \gamma mp$		
σpu	：ＰＣ鋼材の引張強度	1850.000	(N/mm2)
γmp	：ＰＣ鋼材強度に関する安全係数	1.00	
β	：アンボンド鋼材による耐力低減率	0.7	

番号	Ap(mm2)	σp(N/mm2)	Tp(kN)
1	1251.600	1159.316	1450.999

g）破壊抵抗曲げモーメント

$Mu = \{C \cdot (y - kx) + \Sigma Ti \cdot (di - y)\} \cdot \xi =$ 518.073 (kN·m)

y	：コンクリート断面図心位置	150.000	(mm)
kx	：圧縮側コンクリート図心位置 （圧縮縁からの距離）	19.999	(mm)
ξ	：アンボンド鋼材に対する低減係数	1.00	

（３）曲げ破壊安全度

$$F = \frac{Mu}{Md} = 1.298 \geqq 1.000$$

－ O.K －

Md ：破壊計算用曲げモーメント 399.100 (kN·m)

４－２－２ 正の曲げモーメント（積雪時４）に関する検討

１）破壊計算用断面力

a)破壊計算用曲げモーメント

$Md = \gamma fg \cdot Mg + \gamma fq \cdot Mq =$ 147.160 (kN·m)

γfg	：永久荷重に関する安全係数	1.3	
Mg	：永久荷重による曲げモーメント	-16.900	(kN·m)
γfq	：変動荷重に関する安全係数	1.3	
Mq	：変動荷重による曲げモーメント	130.100	(kN·m)

ｂ）破壊計算用軸力

$Nd = \gamma fg \cdot Ng + \gamma fq \cdot Nq =$ 199.160 (kN)

Ng	：永久荷重による軸力	71.800	(kN)
Nq	：変動荷重による軸力	81.400	(kN)

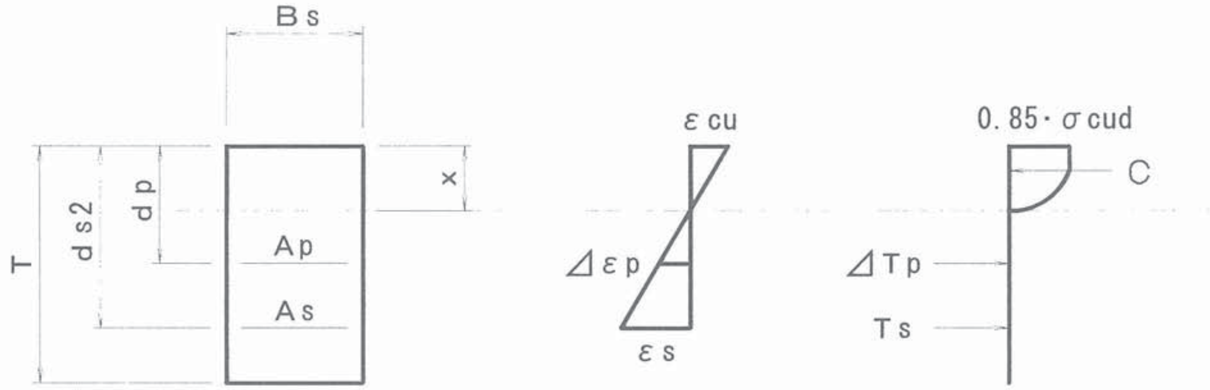
２）破壊抵抗曲げモーメント

次のつりあい式から中立軸ｘを求める。

$$Nd = C - T + T'$$

$$\frac{x}{\varepsilon cu} = \frac{dp - x}{\varepsilon st} = \frac{x - dp'}{\varepsilon sc'}$$

C	：コンクリート圧縮合力
T	：鋼材引張合力
T’	：鋼材圧縮合力
x	：中立軸位置（圧縮縁からの距離）
εcu	：コンクリートの終局ひずみ
dp	：引張鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）
εst	：引張鋼材ひずみ
dp’	：圧縮鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）
εsc’	：圧縮鋼材ひずみ



＜部材断面＞　　＜ひずみ分布＞　　＜応力分布＞

a）中立軸位置（圧縮縁からの距離）　x　=　35.954　（ mm ）

b）コンクリート圧縮合力　C　=　2017.032　（ kN ）

σcud ：コンクリート破壊計算用圧縮強度　60　(N/mm2)

σck ：コンクリート設計基準強度　60　(N/mm2)

γmc ：コンクリート強度に関する安全係数　1.00

c）鋼材引張ひずみ（鉄筋）

$$\varepsilon s = \frac{ds - x}{x} \cdot \varepsilon cu$$

ds ：引張側鉄筋図心位置　(mm)
（圧縮縁からの距離）

εcu ：コンクリートの終局ひずみ　0.0025

番号	ds(mm)	εs
1	250.0	0.014883

d）鋼材引張合力（鉄筋）

$Ts = As \cdot \sigma s$　(kN)

As ：引張側鉄筋断面積　(mm2)

σs ：鉄筋の部材破壊時応力度　(N/mm2)
$\sigma s \leqq \sigma syd$

σsyd ：鉄筋の破壊計算用引張強度　295.000　(N/mm2)
$= \sigma sy / \gamma ms$

σsy ：鉄筋の降伏点応力度　295　(N/mm2)

γms ：鉄筋強度に関する安全係数　1.00

番号	As(mm2)	σs(N/mm2)	Ts(kN)
1	1267.000	295.000	373.765

e）鋼材引張ひずみ（ＰＣ鋼より線）

$$\varepsilon p = \frac{dp - x}{x} \cdot \varepsilon cu + \varepsilon pe$$

dp ：引張側ＰＣ鋼材図心位置　（ mm ）
（圧縮縁からの距離）

εcu ：コンクリートの終局ひずみ　0.0025

εpe ：有効プレストレスによるＰＣ鋼材
ひずみ ＝ $\sigma pe / Ep$　＝　0.00501

σpe ：ＰＣ鋼材有効応力度　1002.000　(N/mm2)

Ep ：ＰＣ鋼材ヤング係数　200000.00　(N/mm2)

f）鋼材引張合力（ＰＣ鋼より線）

$Tp = Ap \cdot \sigma p$ (kN)

Ap ：引張側ＰＣ鋼材断面積 (mm2)

σp ：ＰＣ鋼材の部材破壊時応力度 (N/mm2)

$\sigma p \leqq 0.93 \cdot \sigma pud$

σpud ：ＰＣ鋼材の破壊計算用引張強度 1295.000 (N/mm2)

$= \beta \cdot \sigma pu / \gamma mp$

σpu ：ＰＣ鋼材の引張強度 1850.000 (N/mm2)

γmp ：ＰＣ鋼材強度に関する安全係数 1.00

β ：アンボンド鋼材による耐力低減率 0.7

番号	Ap(mm2)	σp(N/mm2)	Tp(kN)
1	1251.600	1153.809	1444.107

g）破壊抵抗曲げモーメント

$Mu = \{C \cdot (y - kx) + \Sigma Ti \cdot (di - y)\} \cdot \xi = 268.259$ (kN·m)

y ：コンクリート断面図心位置 150.000 (mm)

kx ：圧縮側コンクリート図心位置 14.055 (mm)

（圧縮縁からの距離）

ξ ：アンボンド鋼材に対する低減係数 1.00

（３）曲げ破壊安全度

$$F = \frac{Mu}{Md} = 1.823 \geqq 1.000$$

－ O.K －

Md ：破壊計算用曲げモーメント 147.160 (kN·m)

４－３　せん断力に対する安全性の検討

４－３－１　主桁標準部

１）破壊計算用断面力

ａ）破壊計算用せん断力

$Sd = \gamma fg \cdot Sg + \gamma fq \cdot Sq = 217.62$ (kN)

γfg ：永久荷重に関する安全係数 1.3

Sg ：永久荷重によるせん断力 50.90 (kN)

γfq ：変動荷重に関する安全係数 1.3

Sq ：変動荷重によるせん断力 116.50 (kN)

ｂ）破壊計算用曲げモーメント

$Md = \gamma fg \cdot Mg + \gamma fq \cdot Mq = 0.00$ (kN·m)

Mg ：永久荷重による曲げモーメント 0.00 (kN·m)

Mq ：変動荷重による曲げモーメント 0.00 (kN·m)

２）コンクリート平均せん断応力度

$$\tau m = \frac{Sh - Sp}{bw \cdot d} = 0.35 \leqq 6.00 \quad (N/mm2)$$

Sh ：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力

$$Sh = Sd - \frac{Md}{d} \cdot (\tan\beta + \tan\gamma) = 217.62 \quad (kN)$$

d ：部材断面の有効高 250 (mm)

β ：部材圧縮縁が部材軸となす角度 0.000 (度)

γ ：引張鋼材が部材軸となす角度 0.000 (度)

Sp ：ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

$Sp = Ap \cdot \sigma pe \cdot \sin\alpha = 0.00$ (kN)

Ap ：ＰＣ鋼材と部材軸とのなす角度がαのＰＣ鋼材断面積 0.000 (mm2)

σpe ：ＰＣ鋼材の有効引張応力度 1002 (N/mm2)

α ：ＰＣ鋼材が部材軸となす角度 0.000 (度)

bw ：部材断面の有効幅 2500 (mm)

（２）斜引張鉄筋の算出

１）設計荷重作用時の平均せん断応力度

$$\tau m = \frac{Sh' - Sp}{bw \cdot d} = 0.27 \ (N/mm2) \leqq 0.70 \times 1.00 = 0.70 \ (N/mm2)$$

よって、最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置するものとする。

Ｓｈ　：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力

$$Sh' = (Sg + Sq) - \frac{Mg + Mq}{d} \cdot (\tan \beta + \tan \gamma) = 167.40 \ (kN)$$

Ｓｐ　：ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

$$Sp = Ap \cdot \sigma pe \cdot \sin \alpha = 0.00 \ (kN)$$

２）斜引張鉄筋間隔の算出

ａ）最小斜引張鉄筋量から求まる鉄筋間隔

$$a = \frac{Aw}{0.002 \cdot bw \cdot \sin \theta} = 152 \ (mm)$$

Ａw　：１組の斜引張鉄筋断面積　D13

6 × 126.7 = 760 (mm2)

θ　：斜引張鉄筋が部材軸となす角度　90.000 (度)

ｂ）構造細目から決まる配置間隔

a = 0.75 ・ H = 225 (mm) かつ 400 (mm)以下

ｃ）必要な斜引張鉄筋の最大配置間隔 = 152 (mm)

４－３－２　主桁開口部

１）破壊計算用断面力

ａ）破壊計算用せん断力

$$Sd = \gamma fg \cdot Sg + \gamma fq \cdot Sq = 217.62 \ (kN)$$

γfg	：永久荷重に関する安全係数	1.3	
Ｓg	：永久荷重によるせん断力	50.90	(kN)
γfq	：変動荷重に関する安全係数	1.3	
Ｓq	：変動荷重によるせん断力	116.50	(kN)

ｂ）破壊計算用曲げモーメント

$$Md = \gamma fg \cdot Mg + \gamma fq \cdot Mq = 0.00 \ (kN \cdot m)$$

Mg	：永久荷重による曲げモーメント	0.00	(kN･m)
Mq	：変動荷重による曲げモーメント	0.00	(kN･m)

２）コンクリート平均せん断応力度

$$\tau m = \frac{Sh - Sp}{bw \cdot d} = 0.35 \leqq 6.00 \ (N/mm2)$$

Ｓｈ　：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力

$$Sh = Sd - \frac{Md}{d} \cdot (\tan \beta + \tan \gamma) = 217.62 \ (kN)$$

d	：部材断面の有効高	250	(mm)
β	：部材圧縮縁が部材軸となす角度	0.000	(度)
γ	：引張鋼材が部材軸となす角度	0.000	(度)
Ｓp	：ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力		
	Sp = Ap・σpe・sin α =	0.00	(kN)
Ap	：ＰＣ鋼材と部材軸とのなす角度がαのＰＣ鋼材断面積	0.000	(mm2)
σpe	：ＰＣ鋼材の有効引張応力度	1002	(N/mm2)
α	：ＰＣ鋼材が部材軸となす角度	0.000	(度)
bw	：部材断面の有効幅	1500	(mm)

（2）斜引張鉄筋の算出

1）設計荷重作用時の平均せん断応力度

$$\tau m = \frac{Sh' - Sp}{bw \cdot d} = 0.45 \ (N/mm2) \leqq 0.70 \times 1.00 = 0.70 \ (N/mm2)$$

よって、最小鉄筋量以上の斜引張鉄筋を配置するものとする。

Ｓｈ　：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力

$$Sh' = (Sg + Sq) - \frac{Mg + Mq}{d} \cdot (\tan\beta + \tan\gamma) = 167.40 \ (kN)$$

Ｓｐ　：ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

$$Sp = Ap \cdot \sigma pe \cdot \sin\alpha = 0.00 \ (kN)$$

2）斜引張鉄筋間隔の算出

ａ）最小斜引張鉄筋量から求まる鉄筋間隔

$$a = \frac{Aw}{0.002 \cdot bw \cdot \sin\theta} = 338 \ (mm)$$

Ａｗ　：１組の斜引張鉄筋断面積　D13

8 × 126.7 ＝ 1014 （ mm2 ）

θ　：斜引張鉄筋が部材軸となす角度　90.000 （ 度 ）

ｂ）構造細目から決まる配置間隔

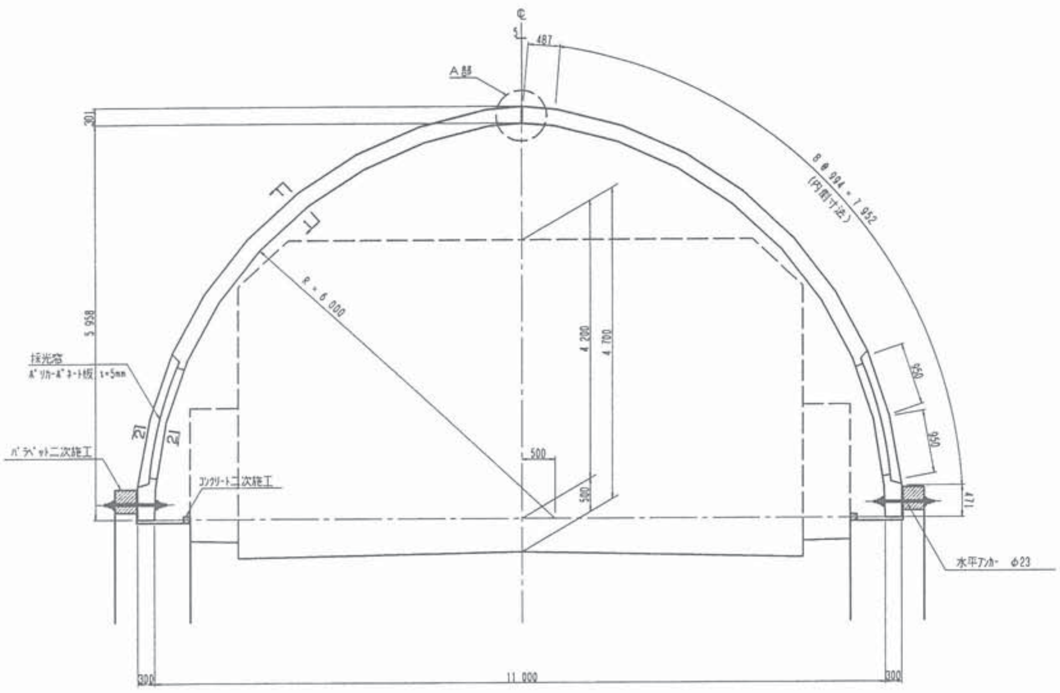
a ＝ 0.75 ・ H ＝ 225 （ mm ）かつ 400 （ mm ）以下

ｃ）必要な斜引張鉄筋の最大配置間隔 ＝ 225 （ mm ）

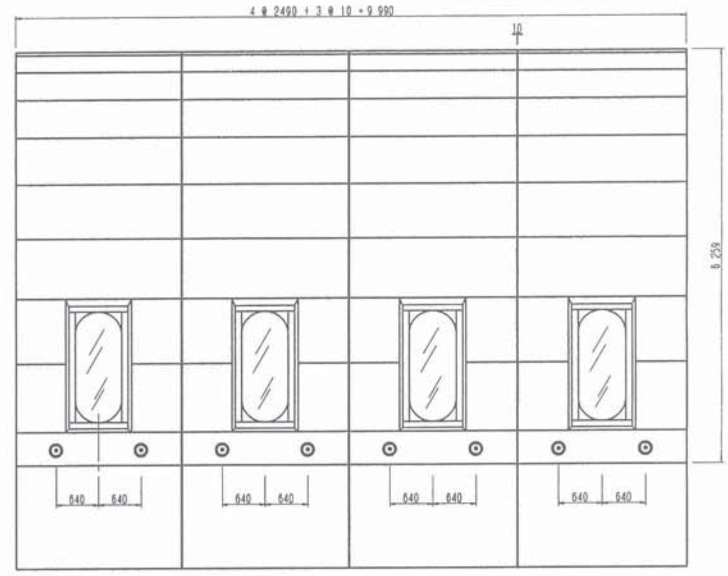
上部工構造図

構造名:S511　部材名:M30-4-12(1)

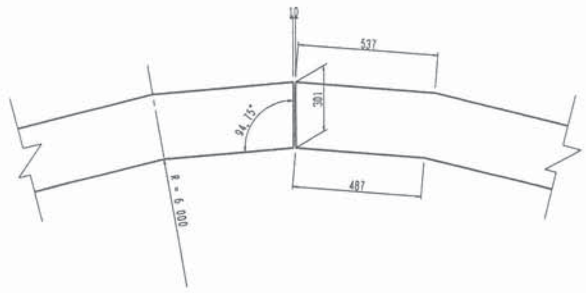
横断図



側面図

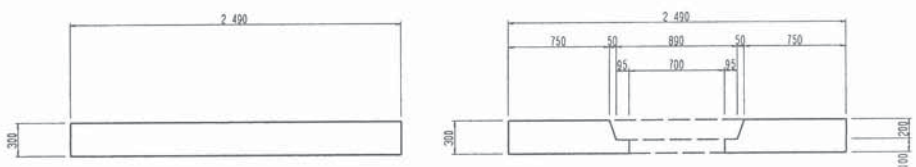


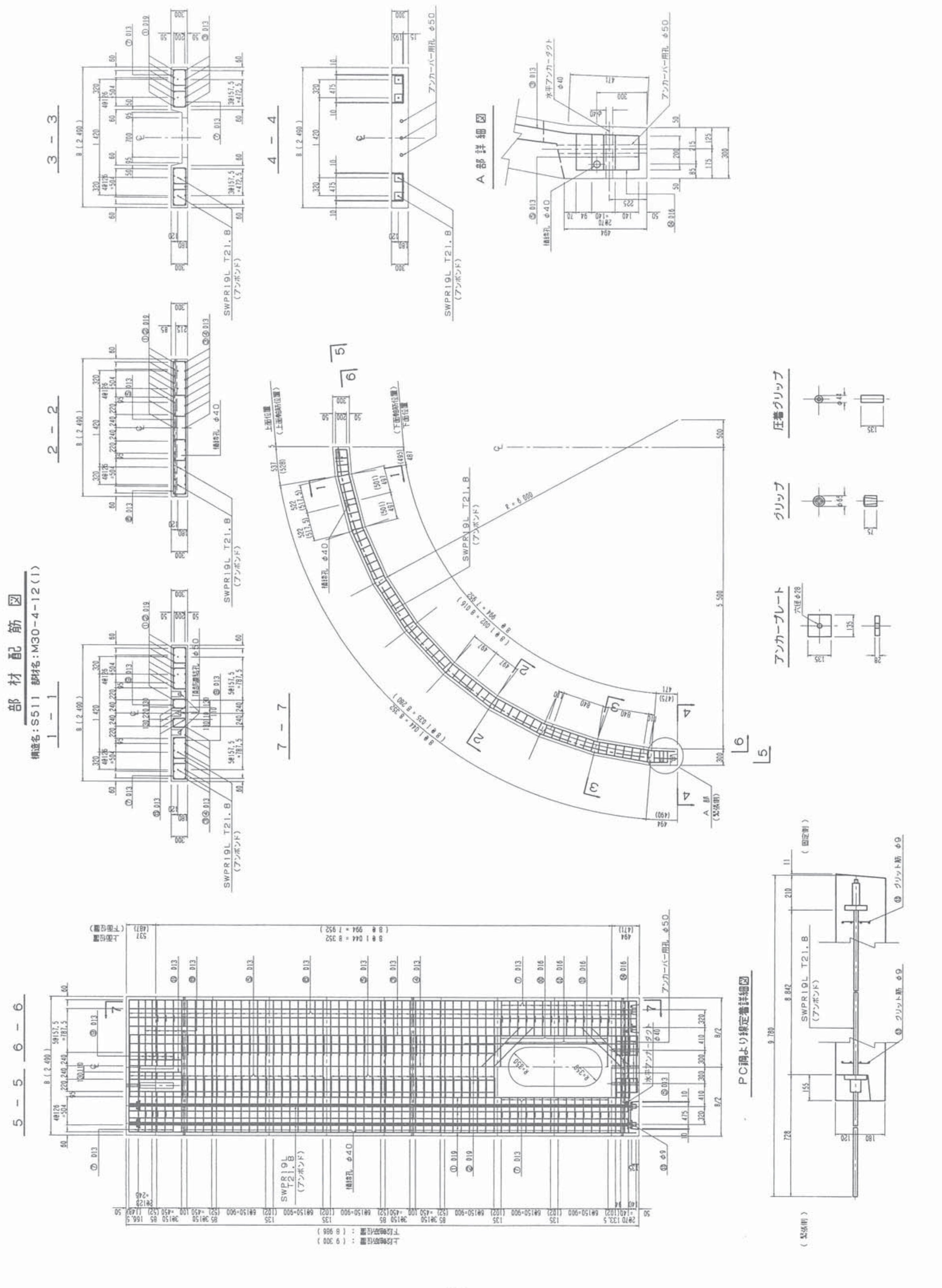
A部詳細図



部材断面図

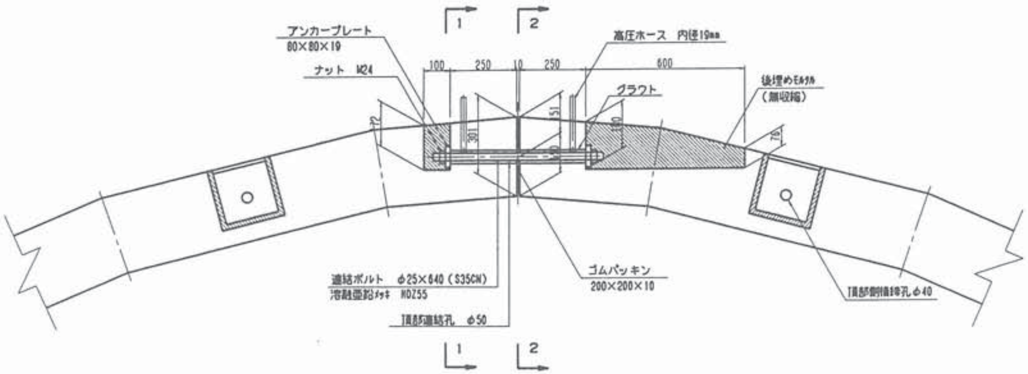
1-1　　2-2



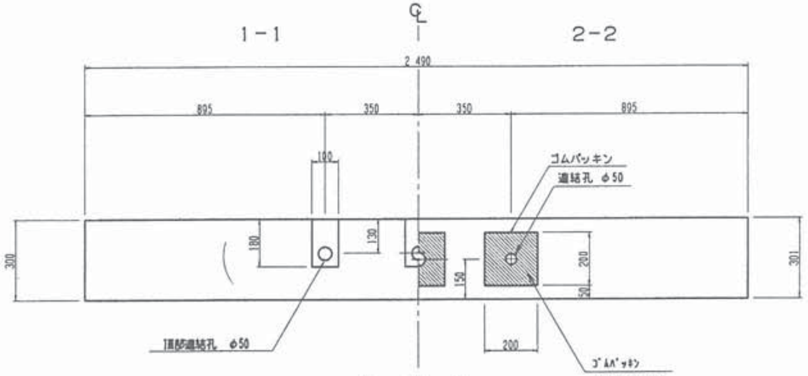

部 材 配 筋 図
構造名:S511 部材名:M30-4-12(1)
1 - 1
2 - 2
3 - 3
4 - 4
7 - 7
5 - 5 6 - 6
A 部 詳 細 図
PC鋼より線定着詳細図
アンカープレート
グリップ
圧着グリップ
SWPR19L T21.8
(アンボンド)

上部工詳細図（1）

頂部連結部

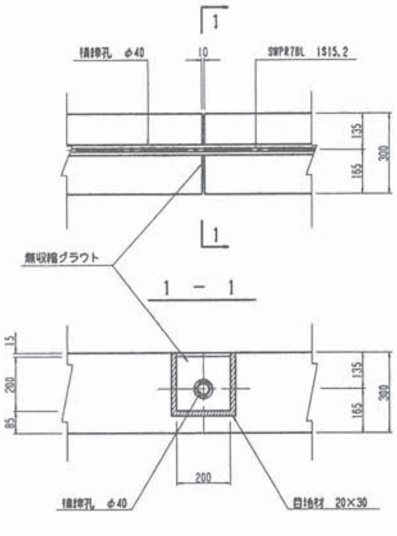


1-1　　2-2

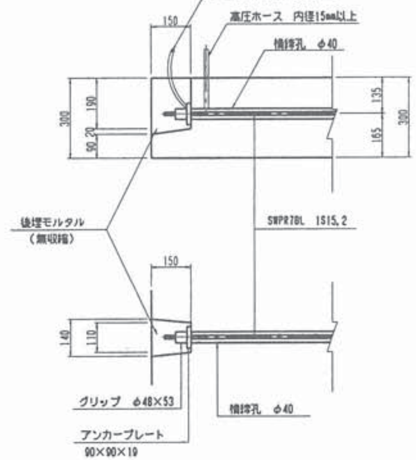


横締工

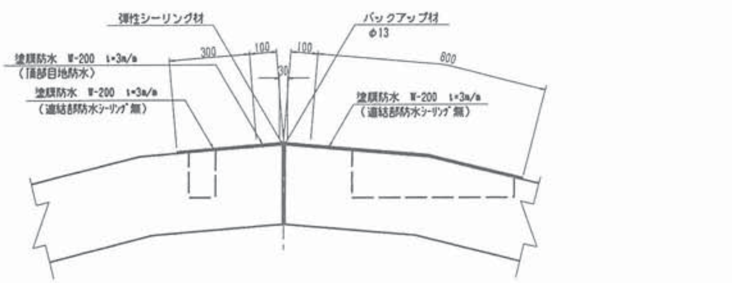
横締連結部

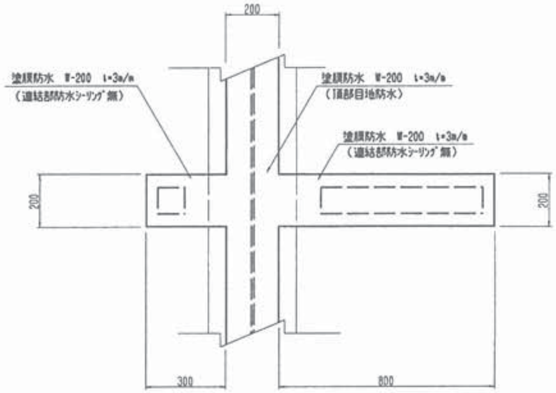


横締定着部



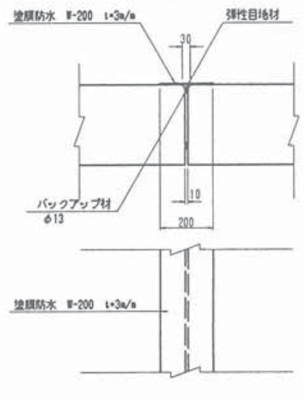
頂部目地・連結部防水工



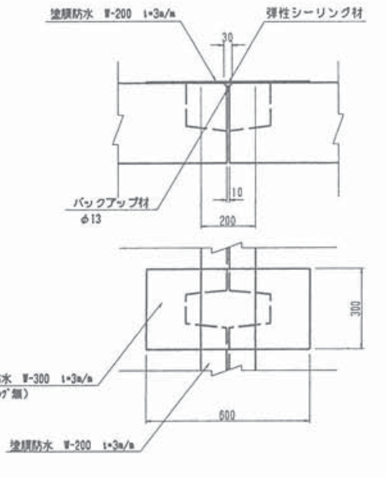


桁間防水工

標準部

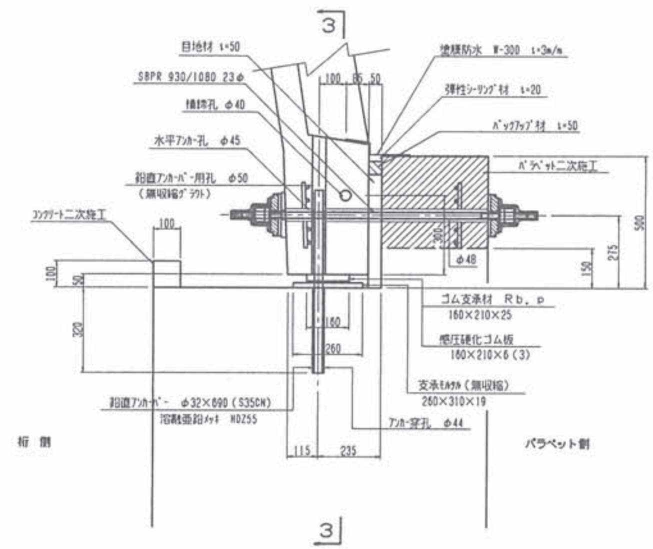


ブロック部

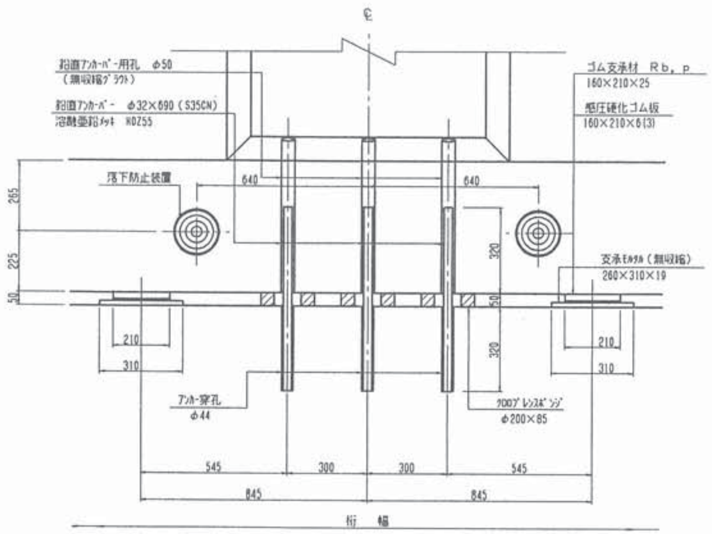


上部工詳細図（2）

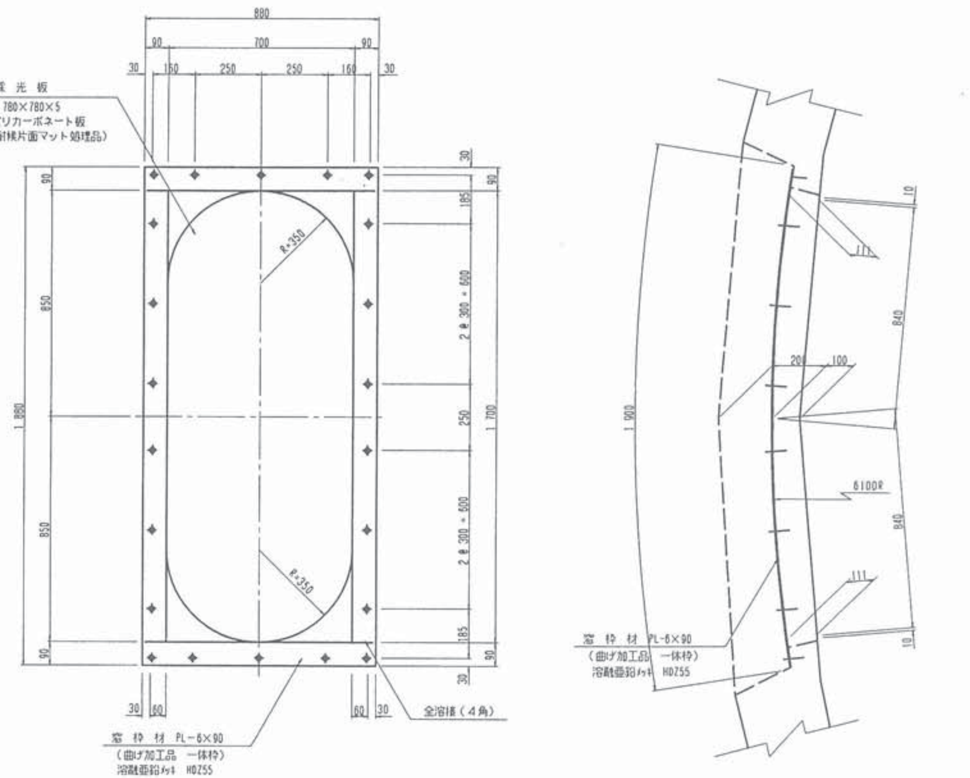
支承部



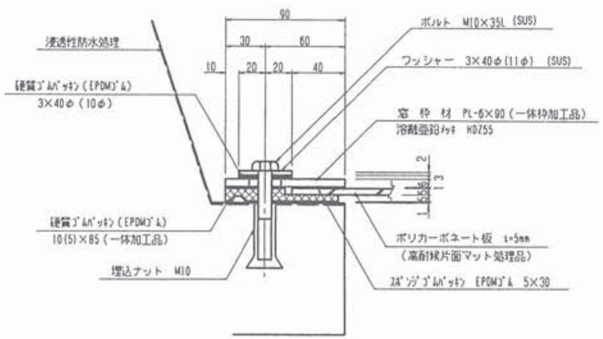
3 － 3



採光窓工詳細図



採光窓取付詳細図



1．3　ロックシェッド

1．3．1　設計条件

§1．道路条件

（1）道路規格　　3 種　2 級

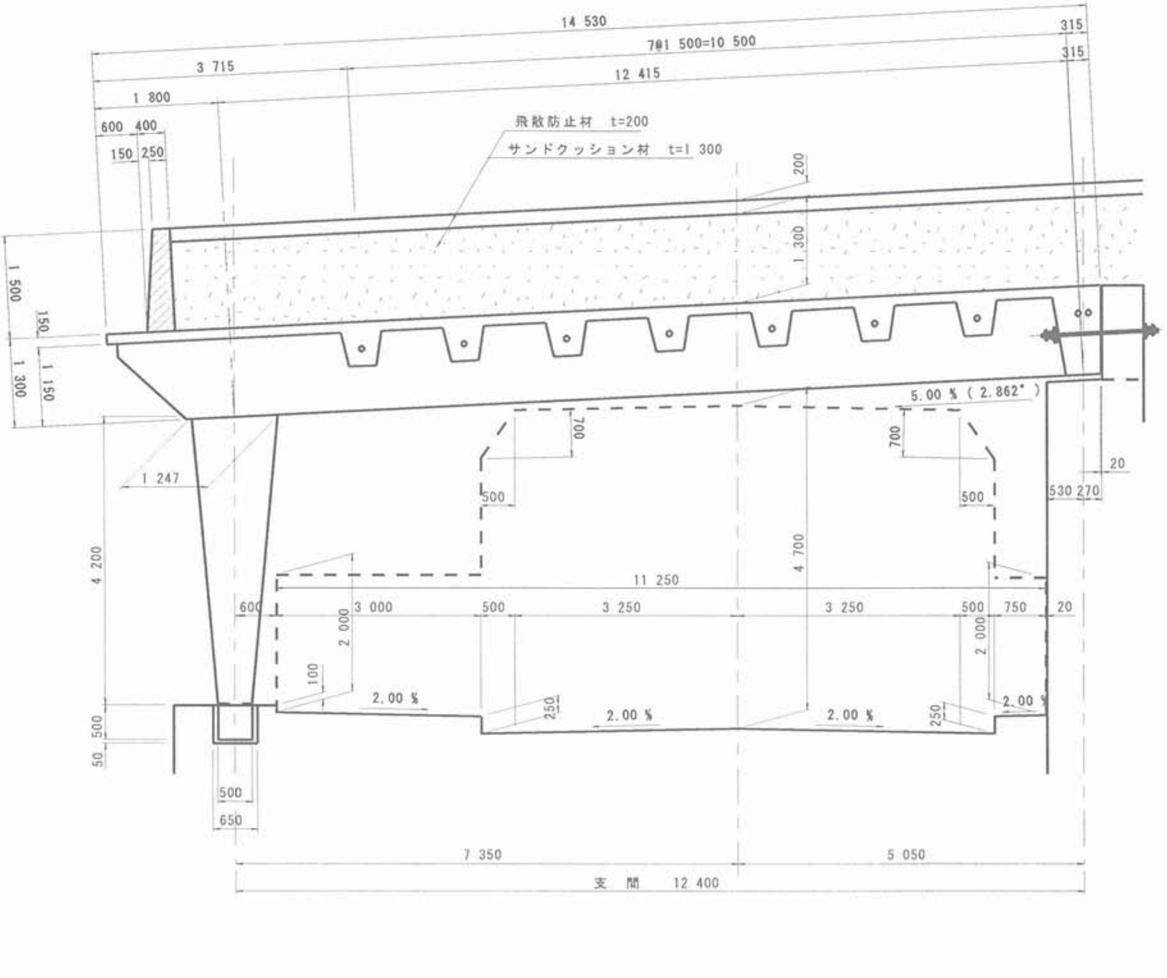
（2）山の斜面勾配　　αs = 60.000 （ 度 ）

§2．荷重条件

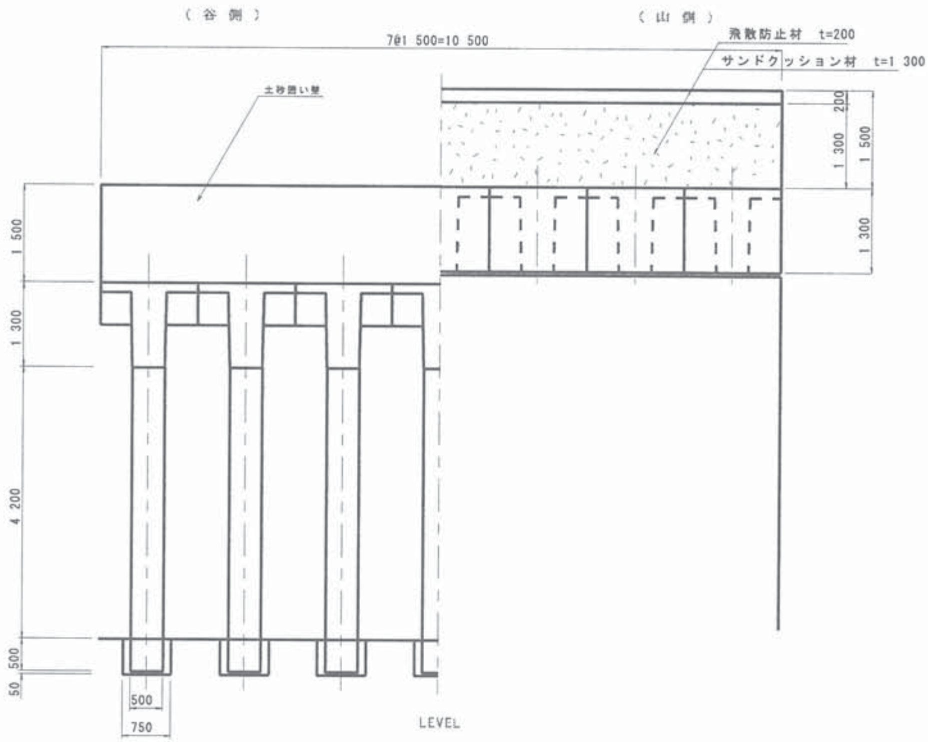
（1）自　重	コンクリートの単位重量	γc	=	25.00	(kN/m3)
（2）緩 衝 材	緩衝材の厚さ	hd	=	1.300	(m)
	単位重量	γd	=	18.00	(kN/m3)
（3）飛散防止材	飛散防止材の厚さ	hd1	=	0.200	(m)
	単位重量	$\gamma d1$	=	19.00	(kN/m3)
（4）落石荷重	落 石 径	ϕ	=	1.300	(m)
	落石重量	W	=	29.91	(kN)
	換算落下高さ	$H\gamma$	=	30.000	(m)
（5）地　震	設計水平震度	kH	=	0.25	

§3．構造一般図

（1）横断図



（2） 縦断図



§4．使用材料および許容応力度

（1）コンクリート

1）設計基準強度	σck		60.00	(N/mm2)
2）プレストレス導入時強度	σci		40.00	(N/mm2)
3）許容曲げ圧縮応力度				
プレストレッシング直後	σcta	長方形	23.00	(N/mm2)
		T　形	22.00	(N/mm2)
使用状態（長期）	σca	長方形	19.00	(N/mm2)
		T　形	18.00	(N/mm2)
（短期）		長方形	28.50	(N/mm2)
		T　形	27.00	(N/mm2)
4）許容曲げ引張応力度				
プレストレッシング直後	σcai		-2.00	(N/mm2)
使用状態（長期）	σcat	常　時	0.00	(N/mm2)
		常時以外	-2.00	(N/mm2)
		PRC設計時	-2.00	(N/mm2)
（短期）			-3.00	(N/mm2)
5）コンクリートが負担できる平均せん断応力度				
使用状態（長期）	τal1		0.70	(N/mm2)
（短期）	τal2		0.70	(N/mm2)
終局状態	τal2		0.70	(N/mm2)
6）コンクリートの平均せん断応力度の最大値				
	τmax		6.00	(N/mm2)

７）許容押抜きせん断応力度

使用状態（長期）	τ a2	1.10	(N/mm2)
（短期）		1.65	(N/mm2)

８）許容付着応力度

使用状態（長期）	τ a3	2.00	(N/mm2)
（短期）		3.00	(N/mm2)

（２）ＰＣ鋼材

		主　梁	柱	
１）種類		SWPR7B T-15.2	SWPR19 T-21.8	
２）引張強度	σ pu	1850.0	1850.0	(N/mm2)
３）降伏点応力度	σ py	1550.0	1550.0	(N/mm2)
４）許容引張応力度				
プレストレッシング中	σ pai	1440.0	1440.0	(N/mm2)
プレストレッシング直後	σ pat	1295.0	1260.0	(N/mm2)
使用状態	σ pa	1110.0	1080.0	(N/mm2)

（３）鉄　筋

１）種類		SD295A	
２）降伏点応力度	σ sy	295.00	(N/mm2)
３）許容引張応力度（長期）	σ sa	180.00	(N/mm2)
（短期）		270.00	(N/mm2)

（４）山側アンカーバー

１）種類		S35CN	
２）許容せん断応力度（長期）	τ sa	80.00	(N/mm2)
（短期）		120.00	(N/mm2)

（５）設計定数

１）コンクリート

ヤング係数　プレストレス導入時	Ect	31.0	(kN/mm2)
使用状態	Ec	35.0	(kN/mm2)
クリープ係数	φ	3.00	
乾燥収縮度	ε cs	20.00E-05	

２）ＰＣ鋼材

ヤング係数	Ep	200000.00	(N/mm2)
レラクセーション率			
プレストレス導入前	γ 1	2.50	(%)
プレストレス導入後(鋼線、より線)	γ 2	1.50	(%)
プレストレス導入後(鋼棒)	γ 3	3.00	(%)

３）鉄　筋

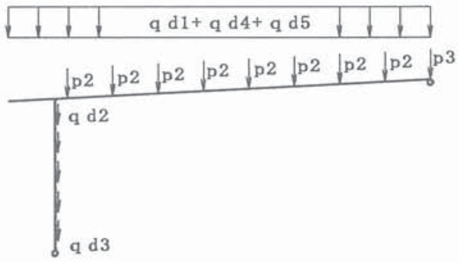
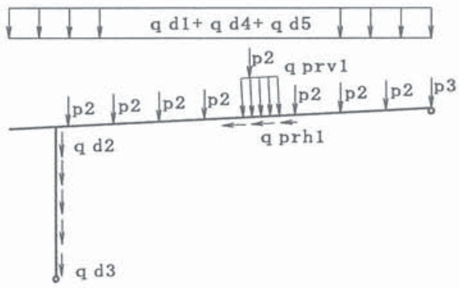
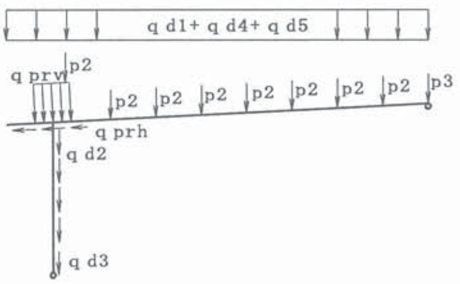
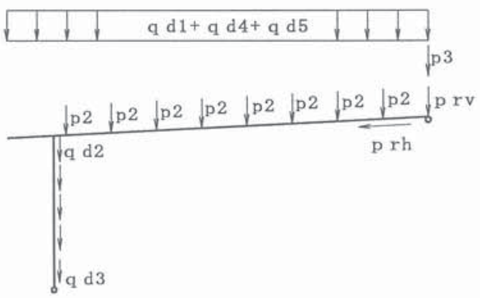
ヤング係数	Es	200000.00	(N/mm2)

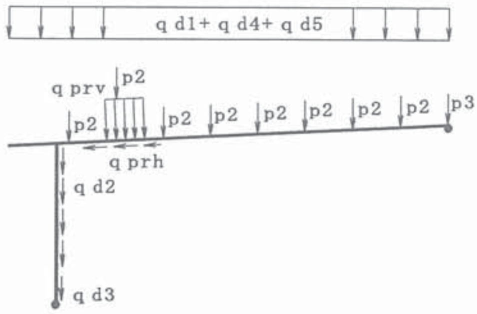
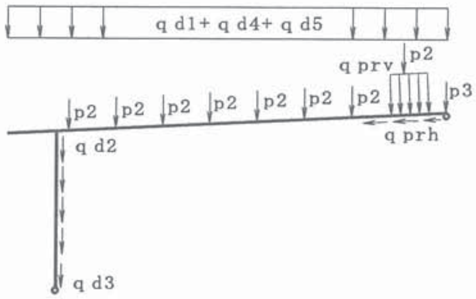
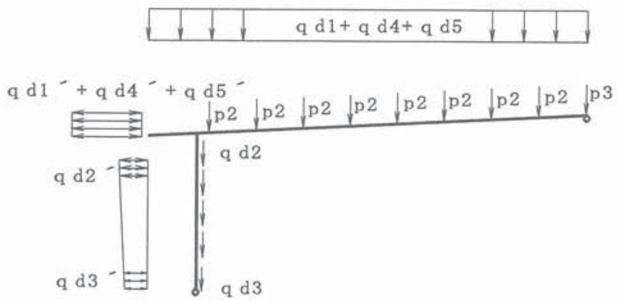
§５．適用基準

（１）適用示方書・指針

１）	道路橋示方書・同解説（Ⅰ　共通編）	日本道路協会
２）	道路橋示方書・同解説（Ⅲ　コンクリート橋編）	日本道路協会
３）	コンクリート標準示方書	土木学会
４）	落石対策便覧	日本道路協会

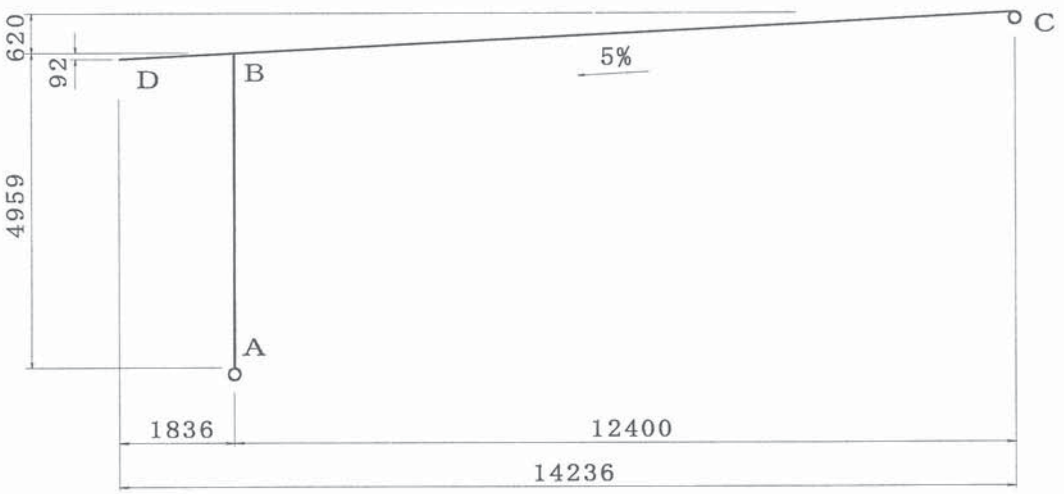
§６．荷重の組合せと許容応力度の割増し

〈荷重の組合せ〉	〈荷重図〉	〈割増率〉
常時　　ｑｄ		1.0
落石時(中) ｑｄ+ ｑｐｒ1		1.5
落石時(谷) ｑｄ+ ｑｐｒ		1.5
落石時(山) ｑｄ+ ｐｒ		1.5

〈荷重の組合せ〉	〈荷重図〉	〈割増率〉
落石時（谷ｾﾝ断） q d+ q pr		1.5
落石時（山ｾﾝ断） q d+ q pr		1.5
地震時　q d+ q d ´		1.5

1－3－2 道路横断方向の計算

§1．構造モデル



l 1 =	12.400	(m)	h 1 =	4.959	(m)
l 2 =	1.836	(m)	h 2 =	0.620	(m)
l 3 =	14.236	(m)	h 3 =	0.092	(m)

(注) 但し、自重についてはB点をヒンジとした構造系にて計算を行う。

§2．設計荷重の計算

設計荷重の計算は、主梁間隔 (Bs = 1.500 m) あたりで計算する。

(1) 主梁自重および柱自重

1) 主梁重量

$q_{d1} = Ac \cdot \gamma c / \cos\theta$ = 20.74 (kN/m)

Ac	: 主梁断面積	0.8288	(m2)
γc	: 主梁単位体積重量	25.00	(kN/m3)
θ	: 主梁勾配	2.862	(度)

2) 中間横梁重量

$p_2 = Ac2 \cdot l_2 \cdot \gamma c$ = 6.09 (kN)

Ac2	: 中間横梁断面積	0.2500	(m2)
l 2	: 横梁平均長さ	0.975	(m)

3) 山側横梁重量

$p_3 = Ac3 \cdot l_3 \cdot \gamma c$ = 16.82 (kN)

Ac3	: 山側横梁断面積	0.6900	(m2)
l 3	: 横梁平均長さ	0.975	(m)

4) 柱自重

$q_{d2} = Acu \cdot \gamma c$ = 15.59 (kN/m)

$q_{d3} = Acl \cdot \gamma c$ = 6.25 (kN/m)

Acu	: 柱頭部断面積	0.6235	(m2)
Acl	: 柱脚部断面積	0.2500	(m2)

(2) 緩衝材

$q_{d4} = h_d \cdot \gamma_d \cdot B_s$ = 35.10 (kN/m)

h_d ：緩衝材の厚さ 1.300 (m)

γ_d ：緩衝材の単位重量 18.00 (kN/m3)

(3) 飛散防止材荷重

$q_{d5} = h_{d1} \cdot \gamma_{d1} \cdot B_s / \cos\theta$ = 5.71 (kN/m)

h_{d1} ：飛散防止材の厚さ 0.200 (m)

γ_{d1} ：飛散防止材の単位重量 19.00 (kN/m3)

(4) 落石荷重（屋根面直撃）

1) 落石による衝撃力（分担率無し）

$P_\gamma = 2.108 \cdot W\hat{}(2/3) \cdot \lambda\hat{}(2/5) \cdot H_\gamma\hat{}(3/5) \cdot \alpha_r \cdot \xi$

= 2477.49 (kN)

W ：落石の重量 29.909 (kN)

λ ：ラーメ定数 1000.000 (kN/m2)

H_γ ：落石の換算落下高さ 30.000 (m)

α_r ：緩衝材厚による割増係数 1.000

ξ ：落石作用位置による係数 1.000

2) 落石による衝撃力（分担率あり）

$P_{\gamma 1} = P_\gamma \cdot \kappa$ = 1486.49 (kN)

κ ：横締による分担率 0.600

3) 落石衝撃荷重の屋根面垂直成分、平行成分（分担率無し）

$P_{\gamma v} = P_\gamma \cdot \sin(\alpha_{s1} - \theta)$ = 2081.04 (kN)

$P_{\gamma H} = P_{\gamma v} \cdot \mu_r'$ = 728.36 (kN)

α_{s1} ：落石の入射角 60.000 (度)

θ ：主梁勾配 2.862 (度)

μ_r' ：動摩擦係数 0.350

4) 落石衝撃荷重の屋根面垂直成分、平行成分（分担率あり）

$P_{\gamma v1} = P_{\gamma 1} \cdot \sin(\alpha_{s1} - \theta)$ = 1248.62 (kN)

$P_{\gamma H1} = P_{\gamma v1} \cdot \mu_r'$ = 437.02 (kN)

5) 落石衝撃分布荷重（分担率無し）

$$q_{p\gamma v} = \frac{P_{\gamma v}}{B_{\gamma 1} \cdot B_{\gamma 2}} \cdot B_{\gamma 2} = 1806.46 \ \text{(kN/m)}$$

$$q_{p\gamma H} = \frac{P_{\gamma H}}{B_{\gamma 1} \cdot B_{\gamma 2}} \cdot B_{\gamma 2} = 632.26 \ \text{(kN/m)}$$

$B_{\gamma 1}$ ：桁長方向分布幅 1.152 (m)

$B_{\gamma 2}$ ：桁直角方向分布幅 1.152 (m)

6) 落石衝撃分布荷重（分担率あり）

$$q_{p\gamma v1} = \frac{P_{\gamma v1}}{B_{\gamma 1} \cdot B_{\gamma 2}} \cdot B_{\gamma 2} = 1083.87 \ \text{(kN/m)}$$

$$q_{p\gamma H1} = \frac{P_{\gamma H1}}{B_{\gamma 1} \cdot B_{\gamma 2}} \cdot B_{\gamma 2} = 379.36 \ \text{(kN/m)}$$

(5) 地震時水平力

1) 主梁および柱自重慣性力

q_{d1}' = q_{d1} ・ k_H／tan θ		=	103.74	(kN/m)
q_{d2}' = q_{d2} ・ k_H		=	3.90	(kN/m)
q_{d3}' = q_{d3} ・ k_H		=	1.56	(kN/m)
p_2' = p_2 ・ k_H		=	1.52	(kN)
p_3' = p_3 ・ k_H		=	4.20	(kN)
k_H ：設計水平震度	0.25			
θ ：主梁勾配	2.862	(度)		

2) 緩衝材荷重慣性力

q_{d4}' = k_1 ・ q_{d4} ・ k_H／tan θ = 175.52 (kN/m)

k_1 ：緩衝材荷重にかかる倍率

1.000

3) 飛散防止材荷重慣性力

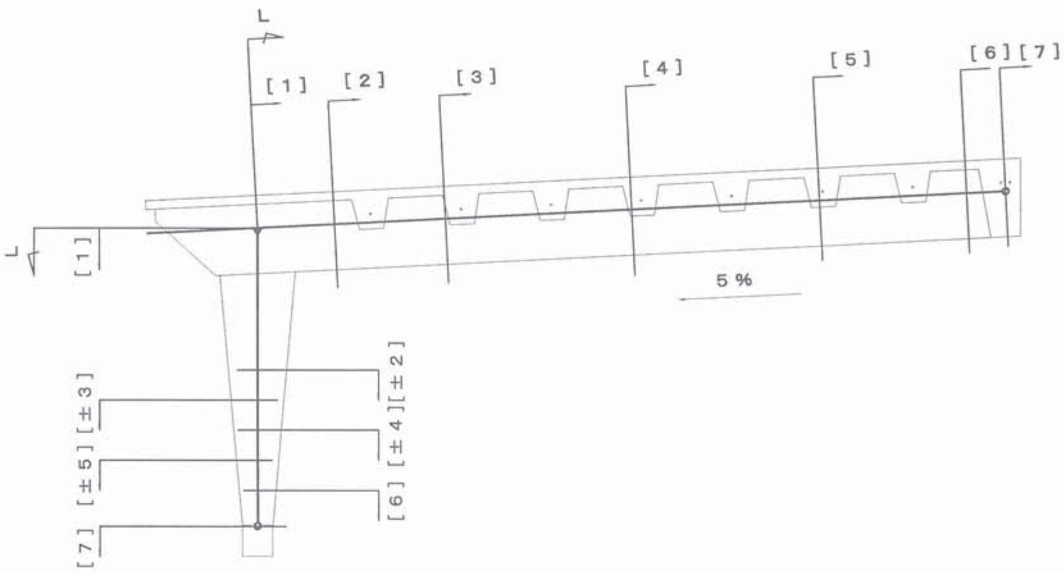
q_{d5}' = k_2 ・ q_{d5} ・ k_H／tan θ = 28.54 (kN/m)

k_2 ：飛散防止材荷重にかかる倍率

1.000

§3. 断面力

(1) 検討断面位置



部材	検討断面	[L(m)]	：断面の説明
主梁	[1]	0.000	：剛接部位置（ラーメン交点）
	[* 2]	1.274	：柱前面より主梁高の1／2の点
	[3]	3.104	：スパンの1／4の点
	[4]	**.**	：曲げモーメント最大位置（各荷重状態毎）
	[5]	9.312	：スパンの3／4の点
	[* 6]	11.765	：山側支点より主梁高の1／2の点
	[7]	12.415	：山側支点

柱	[1]	0.000	：柱頭
	[±2]	2.359	：アンボンドＰＣ鋼材第一定着点
	[±3]	2.859	：アンボンドＰＣ鋼材第二定着点
	[±4]	3.359	：アンボンドＰＣ鋼材第三定着点
	[±5]	3.859	：アンボンドＰＣ鋼材第四定着点
	[6]	4.359	：アンボンドＰＣ鋼材第五定着点
	[7]	4.959	：柱脚（ヒンジ）

（2）断面力

1）自重作用時

主　　梁

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメント(kN·m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[1]	0.000	-34.95	158.00	7.90
[* 2]	1.274	143.96	125.54	6.28
[3]	3.104	331.39	81.60	4.08
[4]	6.350	459.86	2.25	0.11
[5]	9.312	348.86	-71.20	-3.56
[* 6]	11.765	91.57	-134.15	-6.71
[7]	12.415	0.00	-147.60	-7.38

柱

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメント(kN·m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[1]	0.000	0.00	0.00	196.28
[±2]	2.359	0.00	0.00	218.37
[±3]	2.859	0.00	0.00	224.11
[±4]	3.359	0.00	0.00	229.29
[±5]	3.859	0.00	0.00	233.91
[6]	4.359	0.00	0.00	237.98
[7]	4.959	0.00	0.00	242.13

2）常　　時

主　　梁

検　討 断　面	距　離 (m)	曲げモーメント(kN·m)	せん断力 (kN)	軸　　力 (kN)
[1]	0.000	-412.94	441.13	84.49
[* 2]	1.274	93.72	356.81	80.27
[3]	3.104	636.14	238.39	74.35
[4]	6.689	1062.63	0.00	62.44
[5]	9.312	842.60	-167.10	54.08
[* 6]	11.765	227.43	-329.94	45.94
[7]	12.415	0.00	-369.85	43.95

柱

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント(kN·m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-309.24	-62.36	557.79
[±2]	2.359	-162.13	-62.36	579.88
[±3]	2.859	-130.95	-62.36	585.62
[±4]	3.359	-99.77	-62.36	590.80
[±5]	3.859	-68.59	-62.36	595.42
[6]	4.359	-37.41	-62.36	599.49
[7]	4.959	0.00	-62.36	603.64

3) 落石時(中)

主　梁

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント(kN·m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-1684.39	1167.85	377.53
[* 2]	1.274	-251.70	1083.53	373.32
[3]	3.104	1620.32	965.11	367.40
[4]	6.328	4123.00	0.01	92.65
[5]	9.312	2462.52	-689.00	-89.89
[* 6]	11.765	566.67	-851.84	-98.03
[7]	12.415	0.00	-891.75	-100.03

柱

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント(kN·m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-1580.70	-318.75	1298.23
[±2]	2.359	-828.75	-318.75	1320.33
[±3]	2.859	-669.37	-318.75	1326.06
[±4]	3.359	-510.00	-318.75	1331.24
[±5]	3.859	-350.62	-318.75	1335.87
[6]	4.359	-191.25	-318.75	1339.94
[7]	4.959	0.00	-318.75	1344.09

4) 落石時(谷)

主　梁

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント(kN·m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-703.06	1480.88	-177.62
[* 2]	1.274	102.28	356.04	-546.02
[3]	3.104	643.29	237.62	-551.94
[4]	6.677	1067.03	0.00	-563.82
[5]	9.312	844.99	-167.87	-572.21
[* 6]	11.765	227.93	-330.71	-580.35
[7]	12.415	0.00	-370.61	-582.35

柱

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-299.70	-60.43	2640.56
[±2]	2.359	-157.13	-60.43	2662.65
[±3]	2.859	-126.91	-60.43	2668.39
[±4]	3.359	-96.69	-60.43	2673.57
[±5]	3.859	-66.48	-60.43	2678.20
[6]	4.359	-36.26	-60.43	2682.27
[7]	4.959	0.00	-60.43	2686.42

5) 落石時(山)

主梁

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-412.94	441.13	84.49
[* 2]	1.274	93.72	356.81	80.27
[3]	3.104	636.14	238.39	74.35
[4]	6.689	1062.63	0.00	62.44
[5]	9.312	842.60	-167.10	54.08
[* 6]	11.765	227.43	-329.94	45.94
[7]	12.415	0.00	-369.85	43.95

柱

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-309.24	-62.36	557.79
[±2]	2.359	-162.13	-62.36	579.88
[±3]	2.859	-130.95	-62.36	585.62
[±4]	3.359	-99.77	-62.36	590.80
[±5]	3.859	-68.59	-62.36	595.42
[6]	4.359	-37.41	-62.36	599.49
[7]	4.959	0.00	-62.36	603.64

6) 落石時(谷ｾﾝ断)

主梁

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント (kN·m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-1731.18	2318.21	444.49
[* 2]	1.274	1167.39	2233.89	440.27
[3]	3.104	2535.33	34.43	-294.01
[4]	3.565	2543.37	0.00	-295.73
[5]	9.312	1475.67	-371.06	-314.28
[* 6]	11.765	360.00	-533.90	-322.42
[7]	12.415	0.00	-573.81	-324.42

柱

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-1627.48	-328.18	2450.50
[±2]	2.359	-853.28	-328.18	2472.59
[±3]	2.859	-689.18	-328.18	2478.33
[±4]	3.359	-525.09	-328.18	2483.51
[±5]	3.859	-361.00	-328.18	2488.14
[6]	4.359	-196.91	-328.18	2492.21
[7]	4.959	0.00	-328.18	2496.36

7) 落石時(山ｾﾝ断)

主 梁

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-966.00	691.18	208.65
[* 2]	1.274	-140.72	606.85	204.44
[3]	3.104	859.18	488.43	198.52
[4]	10.563	2666.19	0.00	174.10
[5]	9.312	2617.85	82.94	178.25
[* 6]	11.765	1417.58	-2160.93	-558.26
[7]	12.415	0.00	-2200.84	-560.25

柱

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-862.30	-173.88	813.72
[±2]	2.359	-452.10	-173.88	835.81
[±3]	2.859	-365.15	-173.88	841.55
[±4]	3.359	-278.21	-173.88	846.73
[±5]	3.859	-191.27	-173.88	851.36
[6]	4.359	-104.33	-173.88	855.43
[7]	4.959	0.00	-173.88	859.58

8) 地震時(谷)

主 梁

検討断面	距離 (m)	曲げモーメント(kN･m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
[1]	0.000	-406.78	435.54	49.39
[* 2]	1.274	93.43	352.27	24.10
[3]	3.104	628.93	235.33	-11.43
[4]	6.688	1049.80	0.00	-82.92
[5]	9.312	832.32	-165.09	-133.07
[* 6]	11.765	224.64	-325.89	-181.92
[7]	12.415	0.00	-365.30	-193.89

柱

検討断面	距離（m）	曲げモーメント(kN·m)	せん断力(kN)	軸力(kN)
[1]	0.000	-304.38	-55.83	550.45
[±2]	2.359	-168.06	-61.36	572.54
[±3]	2.859	-137.02	-62.79	578.28
[±4]	3.359	-105.29	-64.09	583.46
[±5]	3.859	-72.96	-65.24	588.09
[6]	4.359	-40.08	-66.26	592.16
[7]	4.959	0.00	-67.30	596.31

9) 地震時(山)

主　梁

検討断面	距離（m）	曲げモーメント(kN·m)	せん断力(kN)	軸力(kN)
[1]	0.000	-419.09	446.73	119.58
[* 2]	1.274	94.00	361.35	136.45
[3]	3.104	643.34	241.45	160.14
[4]	6.690	1075.45	0.00	207.83
[5]	9.312	852.89	-169.11	241.24
[* 6]	11.765	230.22	-333.98	273.80
[7]	12.415	0.00	-374.39	281.79

柱

検討断面	距離（m）	曲げモーメント(kN·m)	せん断力(kN)	軸力(kN)
[1]	0.000	-314.09	-68.88	565.12
[±2]	2.359	-156.20	-63.36	587.22
[±3]	2.859	-124.88	-61.93	592.96
[±4]	3.359	-94.25	-60.63	598.14
[±5]	3.859	-64.23	-59.47	602.76
[6]	4.359	-34.75	-58.46	606.83
[7]	4.959	0.00	-57.42	610.98

(3) 反　力

注1)　反力の符号は矢印の方向を正とする。
　2)　反力は1セット(Bs = 1.500 m) あたりの値とする。

1) 各設計荷重

	谷側支点		山側支点	
	VA (kN)	HA (kN)	VC (kN)	HC (kN)
1) 主梁及び柱自重	242.13	0.00	164.61	0.00
2) 緩衝材荷重	310.95	53.64	188.72	-53.64
3) 飛散防止材荷重	50.56	8.72	30.68	-8.72
4) 落石荷重(中)	740.45	256.39	528.44	117.74
5) 落石荷重(谷)	2082.77	-1.92	32.04	625.47
6) 落石荷重(山)	0.00	0.00	2114.81	623.55
7) 落石荷重(谷ｾﾝ断)	1892.71	265.83	222.10	357.72
8) 落石荷重(山ｾﾝ断)	255.93	111.53	1858.88	512.02
9) 地震時水平力 (谷向き)	-7.34	4.94	7.34	241.98
10) 地震時水平力 (山向き)	7.34	-4.94	-7.34	-241.98

2) 各組合せ荷重

	谷側支点		山側支点	
	VA (kN)	HA (kN)	VC (kN)	HC (kN)
1) 自重作用時	242.13	0.00	164.61	0.00
2) 常　時	603.64	62.36	384.01	-62.36
3) 落石時(中)	1344.09	318.75	912.45	55.38
4) 落石時(谷)	2686.42	60.43	416.05	563.11
5) 落石時(山)	603.64	62.36	2498.82	561.19
6) 落石時(谷ｾﾝ断)	2496.36	328.18	606.11	295.36
7) 落石時(山ｾﾝ断)	859.58	173.88	2242.89	449.66
8) 地震時(谷)	596.31	67.30	391.35	179.62
9) 地震時(山)	610.98	57.42	376.67	-304.33

（4）支点回転角

1）各設計荷重

	谷　側　支　点 θA (mrad)	山　側　支　点 θC(mrad)
1) 主梁及び柱自重	-0.001	0.410
2) 緩衝材荷重	0.141	0.459
3) 飛散防止材荷重	0.023	0.075
4) 落石荷重(中)	0.693	2.013
5) 落石荷重(谷)	0.041	0.057
6) 落石荷重(山)	0.000	0.000
7) 落石荷重(谷ｾﾝ断)	0.744	1.123
8) 落石荷重(山ｾﾝ断)	0.300	1.667
9) 地震時水平力 (谷向き)	0.018	-0.012
10) 地震時水平力 (山向き)	-0.018	0.012

2）各組合せ荷重

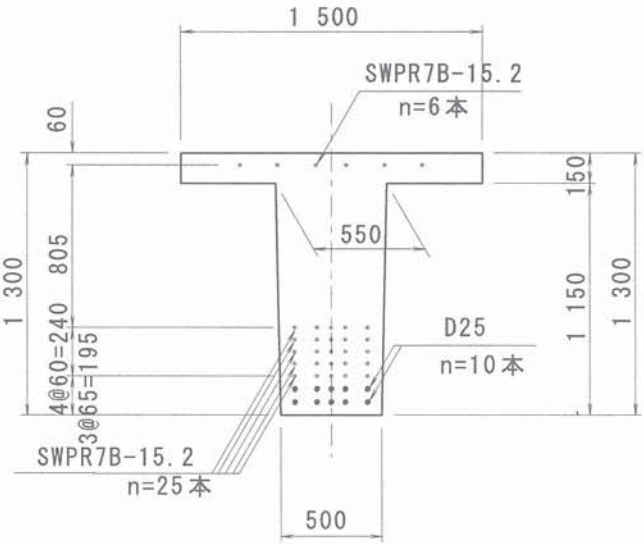
	谷　側　支　点 θA (mrad)	山　側　支　点 θC(mrad)
1) 自重作用時	-0.001	0.410
2) 常　　時	0.163	0.944
3) 落石時(中)	0.857	2.956
4) 落石時(谷)	0.205	1.001
5) 落石時(山)	0.163	0.944
6) 落石時(谷ｾﾝ断)	0.908	2.067
7) 落石時(山ｾﾝ断)	0.464	2.610
8) 地震時(谷)	0.182	0.932
9) 地震時(山)	0.145	0.955

§3．主梁の設計

I．曲げに関する検討

［1］断面算定1（ＰＲＣ設計：スパン中央）

（1）断面諸常数



有効幅		Bλ	=	1500.0 (mm)
	λ＝L／8＋Bs＝9920／8+0		=	1240.0 (mm)
	ここに　L＝12400×0.8		=	9920.0 (mm)
	Bλ＝2・λ＋bw=2×1240+550		=	3030.0 →→ 1500 (mm)
断面積		Ac	=	828750.0 (mm2)
	(上縁)	yu	=	541.9 (mm)
断面図心からの距離	(ＰＣ鋼材図心)	ep	=	-264.1 (mm)
	(引張鉄筋図心)	es	=	-660.6 (mm)
	(下縁)	yl	=	-758.1 (mm)
断面二次モーメント		Ic	=	13.423E+10 (mm4)
	(上縁)	Zcu	=	247715834 (mm3)
断面係数	(ＰＣ鋼材図心)	Zcp	=	-508287562 (mm3)
	(引張鉄筋図心)	Zcs	=	-203191563 (mm3)
	(下縁)	Zcl	=	-177059570 (mm3)
断面二次半径（2乗）		Rc2	=	161969.6 (mm2)
ＰＣ鋼材一本あたりの断面積（T-15.2）		Ap1	=	138.7 (mm2)
ＰＣ鋼材本数		Np	=	31 (本)
ＰＣ鋼材断面積		Ap	=	4299.7 (mm2)
引張鉄筋一本当たりの断面積（D25）		As1	=	506.7 (mm2)
引張鉄筋本数		Ns	=	10 (本)
引張鉄筋断面積		As	=	5067.0 (mm2)
ＰＣ鋼材図心位置（下縁からの距離）		yp	=	494.0 (mm)
引張鉄筋図心位置（下縁からの距離）		ys	=	97.5 (mm)

最下段ＰＣ鋼材位置（下縁からの距離）　y pl ＝ 195.0 (mm)
最上段ＰＣ鋼材位置（上縁からの距離）　y pu ＝ 60.0 (mm)
最下段引張鉄筋位置（下縁からの距離）　y sl ＝ 65.0 (mm)
最上段引張鉄筋位置（上縁からの距離）　y su ＝ 1170.0 (mm)

（2）ＰＣ鋼材の配置

6 段目	1240.0 (mm)	6（本）
5 段目	435.0 (mm)	5（本）
4 段目	375.0 (mm)	5（本）
3 段目	315.0 (mm)	5（本）
2 段目	255.0 (mm)	5（本）
1 段目	195.0 (mm)	5（本）

（3）引張鉄筋の配置

2 段目	130.0 (mm)	5（本）
1 段目	65.0 (mm)	5（本）

（4）プレストレスの計算

1）導入直後のプレストレス

a）ＰＣ鋼材初引張応力度　σpi　＝ 1100.0 (N/mm2)

b）導入前レラクセーション後のプレストレス力

σptr ＝ σpi・（1－γ1）　＝ 1072.5 (N/mm2)

Ptr ＝ σptr・Ap　＝ 4611.43 (kN)

γ1 ： 導入前レラクセーション率　2.5（％）

c）弾性変形によるプレストレスの減少量

導入時の仮想鋼材圧縮応力度　∴△σso''　＝ 45.35 (N/mm2)

導入時の仮想鋼材圧縮力　∴△Po　＝ 424.79 (kN)

As'' ： 仮想鋼材断面積　9366.7 (mm2)

ρs'' ： 仮想鋼材断面積比　0.0113

e'' ： 仮想鋼材偏心量　-478.6 (mm)

d）導入直後のプレストレス力

Pt ＝ Ptr － △Po　＝ 4186.64 (kN)

e）導入直後のＰＣ鋼材応力度

σpt ＝ Pt ／ Ap　＝ 973.7 ≦ 1295.0 (N/mm2)

d）導入直後のプレストレス

上　縁　$\sigma cu.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcu} =$ 0.59 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcp} =$ 7.23 (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcs} =$ 10.49 (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcl} =$ 11.30 (N/mm2)

f）桁自重による応力度

上　縁　$\sigma cu.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcu} =$ 1.86 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcp} =$ -0.90 (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcs} =$ -2.26 (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcl} =$ -2.60 (N/mm2)

Ng　：桁自重による軸力　0.11 (kN)

Mg　：桁自重によるモーメント　459.86 (kN·m)

g）導入直後合成応力度

上　縁　$\sigma cu' = \sigma cu.t + \sigma cu.g =$ 2.44 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp' = \sigma cp.t + \sigma cp.g =$ 6.32 (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs' = \sigma cs.t + \sigma cs.g =$ 8.23 (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl' = \sigma cl.t + \sigma cl.g =$ 8.70 (N/mm2)

許容値 (up)　$-2.00 \leqq \sigma cu' \leqq 22.00$ (N/mm2)

(low)　$-2.00 \leqq \sigma cl' \leqq 23.00$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

2）有効プレストレス

a）コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少量

クリープ・乾燥収縮によるＰＣ鋼材の圧縮応力度

$\therefore \Delta \sigma p.\phi{+}s =$ 102.59 (N/mm2)

クリープ・乾燥収縮による引張鉄筋の圧縮応力度

$\therefore \Delta \sigma s.\phi{+}s =$ 87.49 (N/mm2)

$\leqq$ 180.00 (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

b）導入後レラクセーションによるプレストレスの減少量

$\Delta \sigma \gamma 2 = \gamma 2 \cdot \sigma pt =$ 14.6 (N/mm2)

$\gamma 2$　：導入後レラクセーション率　1.5 (%)

c）ＰＣ鋼材有効応力度

$\sigma pe = \sigma pt - \Delta \sigma p.\phi{+}s - \Delta \sigma \gamma 2 =$ 856.5 (N/mm2)

d）有効プレストレス

$Pe = \sigma pe \cdot Ap =$ 3682.7 (kN)

e）引張鉄筋に作用する圧縮応力度

$Nsk = \Delta \sigma s.\phi{+}s \cdot As =$ 443.3 (kN)

f）有効プレストレス（鉄筋圧縮力考慮）

上　縁　$\sigma cu.e =$ 1.16 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.e =$ 5.25 (N/mm2)

引張鋼材図心　$\sigma cs.e =$ 7.25 (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.e =$ 7.75 (N/mm2)

g）永久荷重による応力度

上　縁　$\sigma cu.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcu} =$ 4.37 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcp} =$ -2.02 (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcs} =$　-5.15　(N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcl} =$　-5.93　(N/mm2)

Ng2　:　永久荷重による軸力　62.44　(kN)

Mg2　:　永久荷重によるモーメント　1062.63　(kN･m)

h）永久荷重作用時の合成応力度

上　縁	σcu	=	σcu.e	+	σcu.g2	=	5.53　(N/mm2)
ＰＣ鋼材図心	σcp	=	σcp.e	+	σcp.g2	=	3.23　(N/mm2)
引張鉄筋図心	σcs	=	σcs.e	+	σcs.g2	=	2.10　(N/mm2)
下　縁	σcl	=	σcl.e	+	σcl.g2	=	1.82　(N/mm2)

許容値 (up)　-2.00 ≦ σcu ≦ 18.00　(N/mm2)

(low)　-2.00 ≦ σcl ≦ 19.00　(N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

3）変動荷重時の計算

a）ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮力

ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮応力度　σpo　=　886.48　(N/mm2)

ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮力　Po　=　3811.6　(kN)

b）引張鉄筋図心位置での拘束力

引張鉄筋図心位置での拘束応力度　σp1　=　46.04　(N/mm2)

引張鉄筋図心位置での拘束力　P1　=　233.31　(kN)

c）変動荷重作用時の中立軸の算出

二分法により中立軸算出　∴x　=　427.2　(mm)

Nq　:　変動荷重による軸力　92.65　(kN)

Mq　:　変動荷重によるモーメント　4123.00　(kN･m)

d）コンクリート圧縮応力度

σc　= 22.91 ≦ 27.00　(N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

e）ＰＣ鋼材引張応力度

最下段ＰＣ鋼材について照査する。　△σp　=　207.68　(N/mm2)

σp　= σpo ＋ △σp　=　1094.2　≦　1110.0　(N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

f）引張鉄筋応力度

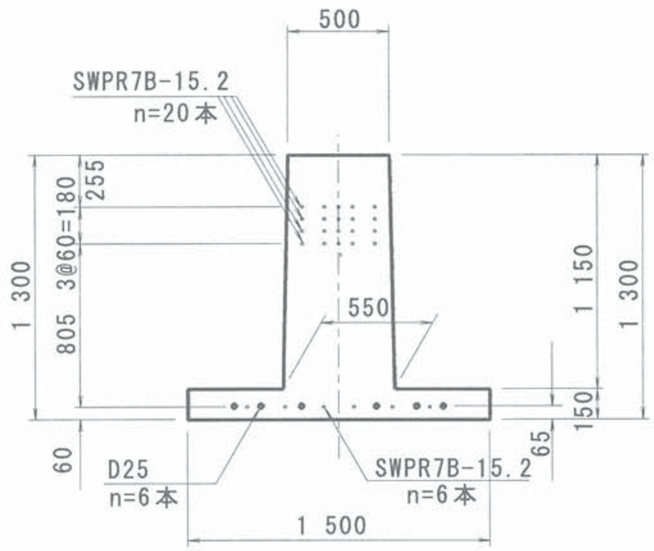
最下段引張鉄筋について照査する。　△σs　=　247.51　(N/mm2)

σs　= △σs － σp1　=　201.46　≦　270.00　(N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

［2］断面算定２（ＰＲＣ設計：剛接部）

（1）断面諸常数



有効幅		Ｂλ ＝	1500.0	(mm)
	λ＝Ｌ／８＋Ｂs＝4316／8+0 ＝		539.5	(mm)
	ここに Ｌ＝1836＋12400×0.2 ＝		4316.0	(mm)
	Ｂλ＝２・λ＋ｂw＝2×539.5＋550＝		1629.0 →→ 1500	(mm)
断面積		Ａc ＝	828750.0	(mm2)
	(上縁)	ｙu ＝	758.1	(mm)
断面図心からの距離	(ＰＣ鋼材図心)	ｅp ＝	206.6	(mm)
	(引張鉄筋図心)	ｅs ＝	-476.9	(mm)
	(下縁)	ｙl ＝	-541.9	(mm)
断面二次モーメント		Ｉc ＝	13.423E+10	(mm4)
	(上縁)	Ｚcu ＝	177059570	(mm3)
断面係数	(ＰＣ鋼材図心)	Ｚcp ＝	649780052	(mm3)
	(引張鉄筋図心)	Ｚcs ＝	-281480130	(mm3)
	(下縁)	Ｚcl ＝	-247715834	(mm3)
断面二次半径（２乗）		Ｒc2 ＝	161969.6	(mm2)
ＰＣ鋼材一本あたりの断面積（T-15.2）		Ａp1 ＝	138.7	(mm2)
ＰＣ鋼材本数		Ｎp ＝	26	(本)
ＰＣ鋼材断面積		Ａp ＝	3606.2	(mm2)
引張鉄筋一本当たりの断面積（D25）		Ａs1 ＝	506.7	(mm2)
引張鉄筋本数		Ｎs ＝	6	(本)
引張鉄筋断面積		Ａs ＝	3040.2	(mm2)
ＰＣ鋼材図心位置（下縁からの距離）		ｙp ＝	748.5	(mm)
引張鉄筋図心位置（下縁からの距離）		ｙs ＝	65.0	(mm)
最下段ＰＣ鋼材位置（下縁からの距離）		ｙpl ＝	60.0	(mm)
最上段ＰＣ鋼材位置（上縁からの距離）		ｙpu ＝	255.0	(mm)
最下段引張鉄筋位置（下縁からの距離）		ｙsl ＝	65.0	(mm)
最上段引張鉄筋位置（上縁からの距離）		ｙsu ＝	1235.0	(mm)

（2）ＰＣ鋼材の配置

5 段目	1045.0 (mm)	5 (本)
4 段目	985.0 (mm)	5 (本)
3 段目	925.0 (mm)	5 (本)
2 段目	865.0 (mm)	5 (本)
1 段目	60.0 (mm)	6 (本)

（3）引張鉄筋の配置

1 段目	65.0 (mm)	6 (本)

（4）プレストレスの計算

1）導入直後のプレストレス

a）ＰＣ鋼材初引張応力度　σpi ＝ 1100.0 (N/mm2)

b）導入前レラクセーション後のプレストレス力

$\sigma ptr = \sigma pi \cdot (1-\gamma 1)$ ＝ 1072.5 (N/mm2)

$Ptr = \sigma ptr \cdot Ap$ ＝ 3867.65 (kN)

$\gamma 1$ ： 導入前レラクセーション率　2.5 (%)

c）弾性変形によるプレストレスの減少量

導入時の仮想鋼材圧縮応力度　∴$\Delta\sigma so''$ ＝ 24.50 (N/mm2)

導入時の仮想鋼材圧縮力　∴ΔPo ＝ 162.85 (kN)

As'' ： 仮想鋼材断面積　6646.4 (mm2)

$\rho s''$ ： 仮想鋼材断面積比　0.0080

e'' ： 仮想鋼材偏心量　-106.0 (mm)

d）導入直後のプレストレス力

$Pt = Ptr - \Delta Po$ ＝ 3704.80 (kN)

e）導入直後のＰＣ鋼材応力度

$\sigma pt = Pt / Ap = 1027.3 \leqq 1295.0$ (N/mm2)

d）導入直後のプレストレス

上　縁　$\sigma cu.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcu} =$ 8.79 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcp} =$ 5.65 (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcs} =$ 1.75 (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.t = \dfrac{Pt}{Ac} + \dfrac{Pt \cdot ep}{Zcl} =$ 1.38 (N/mm2)

f）桁自重による応力度

上　縁　$\sigma cu.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcu} =$ 0.21 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcp} =$ 0.06 (N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcs} =$ -0.11 (N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.g = \dfrac{Ng}{Ac} + \dfrac{Mg}{Zcl} =$ -0.13 (N/mm2)

Ng　：桁自重による軸力　7.90　(kN)

Mg　：桁自重によるモーメント　34.95　(kN·m)

g）導入直後合成応力度

上　縁	$\sigma cu'$ =	$\sigma cu.t$	+	$\sigma cu.g$	=	9.00	(N/mm2)
ＰＣ鋼材図心	$\sigma cp'$ =	$\sigma cp.t$	+	$\sigma cp.g$	=	5.71	(N/mm2)
引張鉄筋図心	$\sigma cs'$ =	$\sigma cs.t$	+	$\sigma cs.g$	=	1.64	(N/mm2)
下　縁	$\sigma cl'$ =	$\sigma cl.t$	+	$\sigma cl.g$	=	1.25	(N/mm2)

許容値 (up)　$-2.00 \leqq \sigma cu' \leqq 23.00$　(N/mm2)

(low)　$-2.00 \leqq \sigma cl' \leqq 22.00$　(N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

2）有効プレストレス

a）コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少量

クリープ・乾燥収縮によるＰＣ鋼材の圧縮応力度

$\therefore \triangle \sigma p.\phi+s$ =　137.85　(N/mm2)

クリープ・乾燥収縮による引張鉄筋の圧縮応力度

$\therefore \triangle \sigma s.\phi+s$ =　38.42　(N/mm2)

$\leqq$　180.00　(N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

b）導入後レラクセーションによるプレストレスの減少量

$\Delta \sigma \gamma 2 = \gamma 2 \cdot \sigma pt$　=　15.4　(N/mm2)

$\gamma 2$　：導入後レラクセーション率　1.5　(％)

c）ＰＣ鋼材有効応力度

$\sigma pe = \sigma pt - \triangle \sigma p.\phi+s - \triangle \sigma \gamma 2$　=　874.1　(N/mm2)

d）有効プレストレス

$Pe = \sigma pe \cdot Ap$　=　3152.1　(kN)

e）引張鉄筋に作用する圧縮応力度

$Nsk = \triangle \sigma s.\phi+s \cdot As$　=　116.8　(kN)

f）有効プレストレス（鉄筋圧縮力考慮）

上　縁	$\sigma cu.e$	=	7.65	(N/mm2)
ＰＣ鋼材図心	$\sigma cp.e$	=	4.75	(N/mm2)
引張鋼材図心	$\sigma cs.e$	=	1.15	(N/mm2)
下　縁	$\sigma cl.e$	=	0.81	(N/mm2)

g）永久荷重による応力度

上　縁　$\sigma cu.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcu}$ =　2.43　(N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　$\sigma cp.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcp}$ =　0.74　(N/mm2)

引張鉄筋図心　$\sigma cs.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcs}$ =　-1.37　(N/mm2)

下　縁　$\sigma cl.g2 = \dfrac{Ng2}{Ac} + \dfrac{Mg2}{Zcl}$ =　-1.57　(N/mm2)

Ng2　：永久荷重による軸力　84.49　(kN)

Mg2　：永久荷重によるモーメント　412.94　(kN·m)

h）永久荷重作用時の合成応力度

上　縁	σcu	$= \sigma cu.e$	$+ \sigma cu.g2$	=	10.09	(N/mm2)
ＰＣ鋼材図心	σcp	$= \sigma cp.e$	$+ \sigma cp.g2$	=	5.49	(N/mm2)
引張鉄筋図心	σcs	$= \sigma cs.e$	$+ \sigma cs.g2$	=	-0.21	(N/mm2)
下　縁	σcl	$= \sigma cl.e$	$+ \sigma cl.g2$	=	-0.76	(N/mm2)

許容値（up）　$-2.00 \leqq \sigma cu \leqq 19.00$　(N/mm2)

（low）　$-2.00 \leqq \sigma cl \leqq 18.00$　(N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

3）変動荷重時の計算

a）ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮力

ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮応力度　σpo = 901.22 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心位置での軸圧縮力　Po = 3250.0 (kN)

b）引張鉄筋図心位置での拘束力

引張鉄筋図心位置での拘束応力度　$\sigma p1$ = 31.85 (N/mm2)

引張鉄筋図心位置での拘束力　$P1$ = 96.82 (kN)

c）変動荷重作用時の中立軸の算出

二分法により中立軸算出　$\therefore x$ = 609.2 (mm)

Nq　：変動荷重による軸力　444.49 (kN)

Mq　：変動荷重によるモーメント　1731.18 (kN・m)

d）コンクリート圧縮応力度

$\sigma c = 25.87 \leqq 28.50$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

e）ＰＣ鋼材引張応力度

最下段ＰＣ鋼材について照査する。　$\triangle \sigma p$ = 153.07 (N/mm2)

$\sigma p = \sigma po + \triangle \sigma p = 1054.3 \leqq 1110.0$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

f）引張鉄筋応力度

最下段引張鉄筋について照査する。　$\triangle \sigma s$ = 151.86 (N/mm2)

$\sigma s = \triangle \sigma s - \sigma p1 = 120.01 \leqq 270.00$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

［3］終局荷重作用時に対する安全性の検討１（スパン中央）

1）破壊計算用断面力

a）破壊計算用曲げモーメント

$Md = \gamma fg \cdot Mg + \gamma fq \cdot Mq$ = 5359.90 (kN・m)

γfg	：永久荷重に関する安全係数	1.30	
Mg	：永久荷重による曲げモーメント	1062.63	(kN・m)
γfq	：変動荷重に関する安全係数	1.30	
Mq	：変動荷重による曲げモーメント	3060.37	(kN・m)

b）破壊計算用軸力

$Nd = \gamma fg \cdot Ng + \gamma fq \cdot Nq$ = 120.45 (kN)

Ng	：永久荷重による軸力	62.44	(kN)
Nq	：変動荷重による軸力	30.21	(kN)

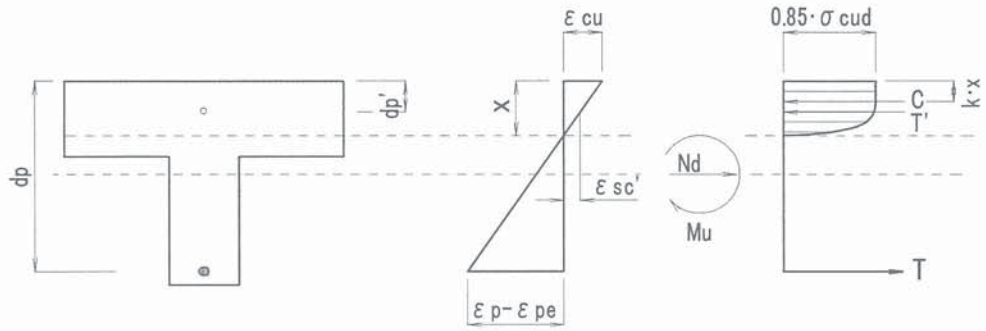
2）破壊抵抗曲げモーメント

次のつりあい式から中立軸xを求める。

$$Nd = C - T + T'$$

$$\frac{x}{\varepsilon cu} = \frac{dp - x}{\varepsilon st} = \frac{x - dp'}{\varepsilon sc'}$$

C　：コンクリート圧縮合力
T　：鋼材引張合力
T'　：鋼材圧縮合力
x　：中立軸位置（圧縮縁からの距離）
εcu　：コンクリートの終局ひずみ
dp　：引張鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）
εst　：引張鋼材ひずみ
dp'　：圧縮鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）
εsc'　：圧縮鋼材ひずみ



＜部材断面＞　＜ひずみ分布＞　＜応力分布＞

a）中立軸位置（圧縮縁からの距離）	x	＝	143.52	(mm)
b）コンクリート圧縮合力	C	＝	8051.67	(kN)

σcud　：コンクリート破壊計算用圧縮強度　60.0000　(N/mm2)
σck　：コンクリート設計基準強度　60.0000　(N/mm2)
γmc　：コンクリート強度に関する安全係数　1.00

c）鋼材引張ひずみ(鉄筋)

$$\varepsilon s = \frac{ds - x}{x} \cdot \varepsilon cu$$

ds　：引張側鉄筋図心位置　(mm)
　（圧縮縁からの距離）
εcu　：コンクリートの終局ひずみ　0.002500

番号	ds(mm)	εs
2	1170.00	0.017880
1	1235.00	0.019012

d）鋼材引張合力(鉄筋)

$$Ts = As \cdot \sigma s \quad (kN)$$

As　：引張側鉄筋断面積　(mm2)
σs　：鉄筋の部材破壊時応力度　(N/mm2)

$\sigma s \leqq \sigma syd$

σsyd	：鉄筋の破壊計算用引張強度 $=\sigma sy / \gamma ms$	295.0000	(N/mm2)
σsy	：鉄筋の降伏点応力度	295.0000	(N/mm2)
γms	：鉄筋強度に関する安全係数	1.00	

番号	As(mm2)	σs(N/mm2)	Ts(kN)
2	2533.5	295.0000	747.38
1	2533.5	295.0000	747.38

e）鋼材引張ひずみ（ＰＣ鋼より線）

$$\varepsilon p = \frac{dp - x}{x} \cdot \varepsilon cu + \varepsilon pe$$

dp	：引張側ＰＣ鋼材図心位置 （圧縮縁からの距離）		(mm)
εcu	：コンクリートの終局ひずみ	0.002500	
εpe	：有効プレストレスによるＰＣ鋼材 ひずみ ＝ $\sigma pe / Ep$	0.004283	
σpe	：ＰＣ鋼材有効応力度	856.5000	(N/mm2)
Ep	：ＰＣ鋼材ヤング係数	200000.00	(N/mm2)

番号	dp(mm)	εp
5	865.00	0.016850
4	925.00	0.017895
3	985.00	0.018940
2	1045.00	0.019985
1	1105.00	0.021030

f）鋼材引張合力（ＰＣ鋼より線）

$Tp = Ap \cdot \sigma p$ (kN)

Ap	：引張側ＰＣ鋼材断面積		(mm2)
σp	：ＰＣ鋼材の部材破壊時応力度 $\sigma p \leqq 0.93 \cdot \sigma pud$		(N/mm2)
σpud	：ＰＣ鋼材の破壊計算用引張強度 $=\sigma pu / \gamma mp$	1850.0000	(N/mm2)
σpu	：ＰＣ鋼材の引張強度	1850.0000	(N/mm2)
γmp	：ＰＣ鋼材強度に関する安全係数	1.00	

番号	Ap(mm2)	σp(N/mm2)	Tp(kN)
5	693.5	1720.5000	1193.17
4	693.5	1720.5000	1193.17
3	693.5	1720.5000	1193.17
2	693.5	1720.5000	1193.17
1	693.5	1720.5000	1193.17

g）圧縮側ＰＣ鋼材ひずみ（ＰＣ鋼より線）

$$\varepsilon p' = \frac{dp' - x}{x} \cdot \varepsilon cu + \varepsilon pe$$

dp'	：引張側ＰＣ鋼材図心位置 （圧縮縁からの距離）	(mm)

εcu　：コンクリートの終局ひずみ　0.002500

εpe　：有効プレストレスによるＰＣ鋼材
ひずみ ＝ $\sigma pe / Ep$　0.004283

σpe　：ＰＣ鋼材有効応力度　856.5000　(N/mm2)

Ep　：ＰＣ鋼材ヤング係数　200000.00　(N/mm2)

番号	dp' (mm)	$\varepsilon p'$
1	60.00	0.002828

h）圧縮側ＰＣ鋼材引張合力（ＰＣ鋼より線）

$Tp' = Ap' \cdot \sigma p'$　(kN)

Ap'　：引張側ＰＣ鋼材断面積　(mm2)

$\sigma p'$　：ＰＣ鋼材の部材破壊時応力度　(N/mm2)

$\sigma p' \leqq 0.93 \cdot \sigma pud$

σpud　：ＰＣ鋼材の破壊計算用引張強度　1850.0000　(N/mm2)

$= \sigma pu / \gamma mp$

σpu　：ＰＣ鋼材の引張強度　1850.0000　(N/mm2)

γmp　：ＰＣ鋼材強度に関する安全係数　1.00

番号	Ap' (mm2)	$\sigma p'$ (N/mm2)	Tp' (kN)
1	832.2	565.5248	470.63

i）破壊抵抗曲げモーメント

$Mu = \{C \cdot (y - kx) + \Sigma Ti \cdot (di - y)\} \cdot \xi$

$= 7315.57$　(kN･m)

y　：コンクリート断面図心位置　541.88　(mm)

kx　：圧縮側コンクリート図心位置　56.10　(mm)
（圧縮縁からの距離）

ξ　：アンボンド鋼材に対する低減係数　1.00

3）曲げ破壊安全度

$$F = \frac{Mu}{Md} = 1.365 \geqq 1.000$$

Md　：破壊計算用曲げモーメント　5359.90　(kN･m)

［4］終局荷重作用時に対する安全性の検討２（剛接部）

1）破壊計算用断面力

a）破壊計算用曲げモーメント

$Md = \gamma fg \cdot Mg + \gamma fq \cdot Mq = 2250.53$　(kN･m)

γfg　：永久荷重に関する安全係数　1.30

Mg　：永久荷重による曲げモーメント　412.94　(kN･m)

γfq　：変動荷重に関する安全係数　1.30

Mq　：変動荷重による曲げモーメント　1318.24　(kN･m)

b）破壊計算用軸力

$Nd = \gamma fg \cdot Ng + \gamma fq \cdot Nq = 5772.64$　(kN)

Ng　：永久荷重による軸力　84.49　(kN)

Nq　：変動荷重による軸力　4356.00　(kN)

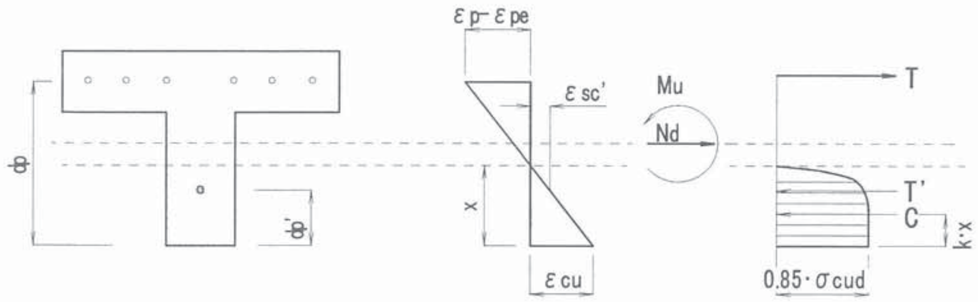
2）破壊抵抗曲げモーメント

次のつりあい式から中立軸ｘを求める。

$$Nd = C - T + T'$$

$$\frac{x}{\varepsilon cu} = \frac{dp - x}{\varepsilon st} = \frac{x - dp'}{\varepsilon sc'}$$

C　　：コンクリート圧縮合力
T　　：鋼材引張合力
T'　　：鋼材圧縮合力
x　　：中立軸位置（圧縮縁からの距離）
εcu　：コンクリートの終局ひずみ
dp　：引張鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）
εst　：引張鋼材ひずみ
dp'　：圧縮鋼材図心位置（圧縮縁からの距離）
εsc'　：圧縮鋼材ひずみ



＜部材断面＞　　　　＜ひずみ分布＞　　　　＜応力分布＞

a）中立軸位置（圧縮縁からの距離）　x　＝　724.21　(mm)
b）コンクリート圧縮合力　C　＝　13876.07　(kN)

σcud　：コンクリート破壊計算用圧縮強度　60.0000　(N/mm2)
σck　：コンクリート設計基準強度　60.0000　(N/mm2)
γmc　：コンクリート強度に関する安全係数　1.00

c）鋼材引張ひずみ(鉄筋)

$$\varepsilon s = \frac{ds - x}{x} \cdot \varepsilon cu$$

ds　：引張側鉄筋図心位置　(mm)
　　（圧縮縁からの距離）
εcu　：コンクリートの終局ひずみ　0.002500

番号	ds(mm)	εs
1	1235.00	0.001763

d）鋼材引張合力(鉄筋)

$$Ts = As \cdot \sigma s \quad \text{(kN)}$$

As　：引張側鉄筋断面積　(mm2)
σs　：鉄筋の部材破壊時応力度　(N/mm2)
　　$\sigma s \leqq \sigma syd$
σsyd　：鉄筋の破壊計算用引張強度　295.0000　(N/mm2)
　　$= \sigma sy / \gamma ms$
σsy　：鉄筋の降伏点応力度　295.0000　(N/mm2)
γms　：鉄筋強度に関する安全係数　1.00

番号	As(mm2)	σs(N/mm2)	Ts(kN)
1	18241.2	295.0000	5381.15

e）鋼材引張ひずみ（ＰＣ鋼より線）

$$\varepsilon p = \frac{dp - x}{x} \cdot \varepsilon cu + \varepsilon pe$$

dp	：引張側ＰＣ鋼材図心位置 （圧縮縁からの距離）		(mm)
εcu	：コンクリートの終局ひずみ	0.002500	
εpe	：有効プレストレスによるＰＣ鋼材 ひずみ ＝ σpe／Ep	0.004371	
σpe	：ＰＣ鋼材有効応力度	874.1000	(N/mm2)
Ep	：ＰＣ鋼材ヤング係数	200000.00	(N/mm2)

番号	dp(mm)	εp
1	1240.00	0.006151

f）鋼材引張合力（ＰＣ鋼より線）

$Tp = Ap \cdot \sigma p$ (kN)

Ap	：引張側ＰＣ鋼材断面積		(mm2)
σp	：ＰＣ鋼材の部材破壊時応力度 σp ≦ 0.93 ・ σpud		(N/mm2)
σpud	：ＰＣ鋼材の破壊計算用引張強度 ＝σpu／γmp	1850.0000	(N/mm2)
σpu	：ＰＣ鋼材の引張強度	1850.0000	(N/mm2)
γmp	：ＰＣ鋼材強度に関する安全係数	1.00	

番号	Ap(mm2)	σp(N/mm2)	Tp(kN)
1	832.2	1230.2081	1023.78

g）圧縮側ＰＣ鋼材ひずみ（ＰＣ鋼より線）

$$\varepsilon p' = \frac{dp' - x}{x} \cdot \varepsilon cu + \varepsilon pe$$

dp'	：引張側ＰＣ鋼材図心位置 （圧縮縁からの距離）		(mm)
εcu	：コンクリートの終局ひずみ	0.002500	
εpe	：有効プレストレスによるＰＣ鋼材 ひずみ ＝ σpe／Ep	0.004371	
σpe	：ＰＣ鋼材有効応力度	874.1000	(N/mm2)
Ep	：ＰＣ鋼材ヤング係数	200000.00	(N/mm2)

番号	dp'(mm)	εp'
4	255.00	0.002751
3	315.00	0.002958
2	375.00	0.003165
1	435.00	0.003372

h）圧縮側ＰＣ鋼材引張合力（ＰＣ鋼より線）

$Tp' = Ap' \cdot \sigma p'$ (kN)

Ap'	：引張側ＰＣ鋼材断面積	(mm2)

$\sigma p'$　：ＰＣ鋼材の部材破壊時応力度　(N/mm2)

$\sigma p' \leqq 0.93 \cdot \sigma pud$

σpud　：ＰＣ鋼材の破壊計算用引張強度　1850.0000　(N/mm2)

$= \sigma pu / \gamma mp$

σpu　：ＰＣ鋼材の引張強度　1850.0000　(N/mm2)

γmp　：ＰＣ鋼材強度に関する安全係数　1.00

番号	Ap'(mm2)	σp'(N/mm2)	Tp'(kN)
4	693.5	550.1545	381.53
3	693.5	591.5791	410.26
2	693.5	633.0037	438.99
1	693.5	674.4283	467.72

ｉ）破壊抵抗曲げモーメント

$$Mu = \{C \cdot (y - kx) + \Sigma Ti \cdot (di - y)\} \cdot \xi = 8920.62 \quad (kN \cdot m)$$

y　：コンクリート断面図心位置　758.12　(mm)

kx　：圧縮側コンクリート図心位置　285.78　(mm)

（圧縮縁からの距離）

ξ　：アンボンド鋼材に対する低減係数　1.00

（３）曲げ破壊安全度

$$F = \frac{Mu}{Md} = 3.964 \geqq 1.000$$

Md　：破壊計算用曲げモーメント　2250.53　(kN・m)

Ⅱ．せん断力に対する安全性の検討

［１］谷側せん断検討位置

（１）終局荷重作用時の平均せん断応力度の照査

１）破壊計算用断面力

ａ）破壊計算用せん断力

$$Sd = \gamma fg \cdot Sg + \gamma fq \cdot Sq = 2904.06 \quad (kN)$$

γfg　：永久荷重に関する安全係数　1.30

Sg　：永久荷重によるせん断力　356.81　(kN)

γfq　：変動荷重に関する安全係数　1.30

Sq　：変動荷重によるせん断力　1877.08　(kN)

ｂ）破壊計算用曲げモーメント

$$Md = \gamma fg \cdot Mg + \gamma fq \cdot Mq = 1517.61 \quad (kN \cdot m)$$

Mg　：永久荷重による曲げモーメント　93.72　(kN・m)

Mq　：変動荷重による曲げモーメント　1073.67　(kN・m)

２）コンクリート平均せん断応力度

$$\tau m = \frac{Sh - Sp}{bw \cdot d} = 4.7029 \leqq 6.0000 \quad (N/mm2)$$

Sh　　：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力

$$Sh = Sd - \frac{Md}{d} \cdot (\tan\beta + \tan\gamma)$$

$= \quad 2904.06 \quad (kN)$

d　　：部材断面の有効高　1235.00　(mm)

β　　：部材圧縮縁が部材軸となす角度　0.000　(度)

γ　　：引張鋼材が部材軸となす角度　0.000　(度)

Sp　　：ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

$Sp = Ap \cdot \sigma pe \cdot \sin\alpha \quad = \quad 0.00 \quad (kN)$

Ap　　：ＰＣ鋼材と部材軸とのなす角度がαのＰＣ鋼材断面積

0.0　(mm2)

σpe　：ＰＣ鋼材の有効引張応力度　874.1000　(N/mm2)

α　　：ＰＣ鋼材が部材軸となす角度　0.000　(度)

bw　　：部材断面のウェブ厚　500.00　(mm)

（２）斜引張鉄筋の算出

１）設計荷重作用時の平均せん断応力度

$$\tau m = \frac{Sh' - Sp}{bw \cdot d} = 3.6176 \quad (N/mm2)$$

$$\geqq 0.7000 \times 1.00 = 0.7000 \quad (N/mm2)$$

よって、終局荷重作用時において斜引張鉄筋の検討を行うこととする。

Sh　　：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力

$$Sh' = (Sg + Sq) - \frac{Mg+Mq}{d} \cdot (\tan\beta + \tan\gamma)$$

$= \quad 2233.89 \quad (kN)$

Sp　　：ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

$Sp = Ap \cdot \sigma pe \cdot \sin\alpha \quad = \quad 0.00 \quad (kN)$

２）斜引張鉄筋間隔の算出

ａ）コンクリートが負担できるせん断力

$$Sc = k \cdot \tau c \cdot bw \cdot d = 499.89 \quad (kN)$$

$$k = 1 + \frac{Mo}{Md} = 1 + \frac{(\sigma ceo + N/Ac) \cdot Zc}{Md}$$

$$= 1.156 \leqq 2.000$$

Mo　　：プレストレス力および軸力によるコンクリートの
応力度が部材引張縁で０となる曲げモーメント

237.48　(kN·m)

σceo　：有効プレストレス引張縁応力度　0.8100　(N/mm2)

N　　：荷重による軸力　440.27　(kN)

Ac　　：コンクリートの断面積　828750　(mm2)

Zc　　：部材の引張断面係数　177059570　(mm3)

τc　　：コンクリートが負担できる平均せん断応力度

0.7000　(N/mm2)

ｂ）斜引張鉄筋間隔の算出

$$a = \frac{Aw \cdot \sigma sy \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot Sh'' \cdot \gamma ms} = 75.51 \, (mm)$$

A_w ：１組の斜引張鉄筋断面積（D19）

$2 \times 286.5 = 573.0$ (mm2)

σ_{sy} ：斜引張鉄筋の降伏点応力度 295.0000 (N/mm2)

γ_{ms} ：鉄筋の強度に関する安全係数 1.00

θ ：斜引張鉄筋が部材軸となす角度 90.000 (度)

S_h'' ：斜引張鉄筋が負担するせん断力

$S_h'' = S_d - S_p - S_c = 2404.17$ (kN)

ｃ）最小斜引張鉄筋量から求まる鉄筋間隔

$$a = \frac{A_w}{0.002 \cdot b_w \cdot \sin\theta} = 573.00 \text{ (mm)}$$

ｄ）構造細目から決まる配置間隔

$a = 0.5 \cdot d = 617.50$ (mm) かつ 300.00 (mm) 以下

ｅ）必要な斜引張鉄筋の最大配置間隔 $= 75.51$ (mm)

［２］山側せん断検討位置

（１）終局荷重作用時の平均せん断応力度の照査

１）破壊計算用断面力

ａ）破壊計算用せん断力

$$S_d = \gamma_{fg} \cdot S_g + \gamma_{fq} \cdot S_q = 2809.21 \text{ (kN)}$$

γ_{fg} ：永久荷重に関する安全係数 1.30

S_g ：永久荷重によるせん断力 329.94 (kN)

γ_{fq} ：変動荷重に関する安全係数 1.30

S_q ：変動荷重によるせん断力 1830.99 (kN)

ｂ）破壊計算用曲げモーメント

$$M_d = \gamma_{fg} \cdot M_g + \gamma_{fq} \cdot M_q = 1842.85 \text{ (kN·m)}$$

M_g ：永久荷重による曲げモーメント 227.43 (kN·m)

M_q ：変動荷重による曲げモーメント 1190.15 (kN·m)

２）コンクリート平均せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S_h - S_p}{b_w \cdot d} = 4.6723 \leqq 6.0000 \text{ (N/mm2)}$$

S_h ：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力

$$S_h = S_d - \frac{M_d}{d} \cdot (\tan\beta + \tan\gamma)$$

$= 2809.21$ (kN)

d ：部材断面の有効高 1202.50 (mm)

β ：部材圧縮縁が部材軸となす角度 0.000 (度)

γ ：引張鋼材が部材軸となす角度 0.000 (度)

S_p ：ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

$S_p = A_p \cdot \sigma_{pe} \cdot \sin\alpha = 0.00$ (kN)

A_p ：ＰＣ鋼材と部材軸とのなす角度がαのＰＣ鋼材断面積

0.0 (mm2)

σ_{pe} ：ＰＣ鋼材の有効引張応力度 856.5000 (N/mm2)

α ：ＰＣ鋼材が部材軸となす角度 0.000 (度)

b_w ：部材断面のウェブ厚 500.00 (mm)

（２）斜引張鉄筋の算出

１）設計荷重作用時の平均せん断応力度

$$\tau m = \frac{Sh' - Sp}{bw \cdot d} = 3.5941 \quad (N/mm2)$$

$$\geqq 0.7000 \times 1.00 = 0.7000 \quad (N/mm2)$$

よって、終局荷重作用時において斜引張鉄筋の検討を行うこととする。

Ｓh　：部材の有効高の変化の影響を考慮したせん断力

$$Sh' = (Sg + Sq) - \frac{Mg+Mq}{d} \cdot (\tan\beta + \tan\gamma)$$

$$= 2160.93 \quad (kN)$$

Ｓp　：ＰＣ鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力

$$Sp = Ap \cdot \sigma pe \cdot \sin\alpha = 0.00 \quad (kN)$$

２）斜引張鉄筋間隔の算出

ａ）コンクリートが負担できるせん断力

$$Sc = k \cdot \tau c \cdot bw \cdot d = 707.02 \quad (kN)$$

$$k = 1 + \frac{Mo}{Md} = 1 + \frac{(\sigma ceo + N/Ac) \cdot Zc}{Md}$$

$$= 1.680 \leqq 2.000$$

Mo　：プレストレス力および軸力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で０となる曲げモーメント

1252.94　(kN·m)

σceo　：有効プレストレス引張縁応力度　7.7500　(N/mm2)

Ｎ　：荷重による軸力　-558.26　(kN)

Ａc　：コンクリートの断面積　828750　(mm2)

Ｚc　：部材の引張断面係数　177059570　(mm3)

τc　：コンクリートが負担できる平均せん断応力度

0.7000　(N/mm2)

ｂ）斜引張鉄筋間隔の算出

$$a = \frac{Aw \cdot \sigma sy \cdot d \cdot (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 \cdot Sh'' \cdot \gamma ms} = 84.08 \,(mm)$$

Ａw　：１組の斜引張鉄筋断面積 (D19)

$2 \times 286.5 = 573.0$　(mm2)

σsy　：斜引張鉄筋の降伏点応力度　295.0000　(N/mm2)

γms　：鉄筋の強度に関する安全係数　1.00

θ　：斜引張鉄筋が部材軸となす角度　90.000　(度)

Ｓh″　：斜引張鉄筋が負担するせん断力

$$Sh'' = Sd - Sp - Sc = 2102.18 \quad (kN)$$

ｃ）最小斜引張鉄筋量から求まる鉄筋間隔

$$a = \frac{Aw}{0.002 \cdot bw \cdot \sin\theta} = 573.00 \quad (mm)$$

ｄ）構造細目から決まる配置間隔

$a = 0.5 \cdot d = 601.25$ (mm) かつ　300.00 (mm) 以下

ｅ）必要な斜引張鉄筋の最大配置間隔　＝　84.08　(mm)

§４．柱の設計

Ⅰ．曲げに関する検討

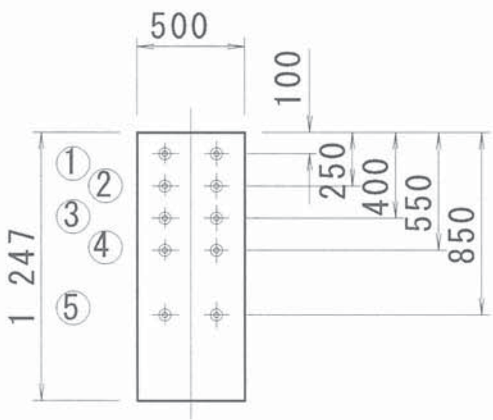
［１］断面算定（Ⅱ種設計：柱頭部断面）

（１）断面諸常数

断面積		Ac	＝	623500.0	(mm2)
	（谷側縁）	yu	＝	623.5	(mm)
断面図心からの距離	（鋼材図心）	ep	＝	193.5	(mm)
	（山側縁）	yl	＝	-623.5	(mm)
断面二次モーメント		Ic	＝	8.0796E+10	(mm4)
	（谷側縁）	Zcu	＝	129584083	(mm3)
断面係数	（鋼材図心）	Zcp	＝	417548713	(mm3)
	（山側縁）	Zcl	＝	-129584083	(mm3)
ＰＣ鋼材一本あたりの断面積	(T-21.8)	Ap1	＝	312.9	(mm2)
ＰＣ鋼材本数		Np	＝	10	(本)
ＰＣ鋼材断面積		Ap	＝	3129.0	(mm2)
ＰＣ鋼材図心位置（谷側縁からの距離）		yp	＝	430.0	(mm)

（２）ＰＣ鋼材の配置

5 段目	850.0 (mm)	2 (本)
4 段目	550.0 (mm)	2 (本)
3 段目	400.0 (mm)	2 (本)
2 段目	250.0 (mm)	2 (本)
1 段目	100.0 (mm)	2 (本)



（３）荷重による曲げ応力度

$$\sigma cg = \frac{N}{Ac} + \frac{M}{Zc}$$

N	：	荷重による軸力	(kN)
M	：	荷重による曲げモーメント	(kN・m)
σcgu	：	柱谷側縁におけるコンクリート応力度	(N/mm2)
σcgp	：	鋼材図心におけるコンクリート応力度	(N/mm2)
σcgl	：	柱山側縁におけるコンクリート応力度	(N/mm2)

	N	M	σ cgu	σ cgp	σ cgl
自　重　時	196.28	0.00	0.31	0.31	0.31
常　　　時	557.79	-309.24	-1.49	0.15	3.28
落石時(中央)	1298.23	-1580.70	-10.12	-1.70	14.28
落石時(谷側)	2640.56	-299.70	1.92	3.52	6.55
落石時(山側)	557.79	-309.24	-1.49	0.15	3.28
落石時(谷ｾﾝ断)	2450.50	-1627.48	-8.63	0.03	16.49
落石時(山ｾﾝ断)	813.72	-862.30	-5.35	-0.76	7.96
地震時(谷向き)	550.45	-304.38	-1.47	0.15	3.23
地震時(山向き)	565.12	-304.09	-1.44	0.18	3.25

（4）プレストレスの計算

1）導入直後のプレストレス

a）緊張力　Pi　＝　380.00　(kN)

b）ＰＣ鋼材初引張応力度　σpi　＝　1214.4　(N/mm2)

c）弾性変形によるプレストレスの減少量

$$\Delta\sigma p = \frac{1}{2}\cdot n\cdot \sigma cpg\cdot\frac{N-1}{N} = 20.20 \quad (N/mm2)$$

n　：ヤング係数比（＝ Ep／Ec)　5.714

Ep　：ＰＣ鋼材のヤング係数　2.00E+05　(N/mm2)

Ec　：コンクリートのヤング係数（使用状態）　35000.000　(N/mm2)

σcpg：導入時プレストレスによるコンクリート応力度（ＰＣ鋼材図心位置）　7.86　(N/mm2)

N　：ＰＣ鋼材の緊張回数（ＰＣ鋼材本数）　10　(本)

d）導入直後のＰＣ鋼材応力度

σpt　＝ σpi － Δσp ＝　1194.25　≦　1260.00　(N/mm2)

e）導入直後のプレストレス力

Pt　＝ σpt ・ Ap　＝　3736.79　(kN)

f）導入直後のプレストレスモーメント

Mpt　＝ Pt ・ ep　＝　723.07　(kN・m)

g）導入直後のプレストレス

谷側縁　$$\sigma cut = \frac{Pt}{Ac} + \frac{Pt\cdot ep}{Zcu} = 11.57 \quad (N/mm2)$$

ＰＣ鋼材図心　$$\sigma cpt = \frac{Pt}{Ac} + \frac{Pt\cdot ep\hat{}2}{Ic} = 7.72 \quad (N/mm2)$$

山側縁　$$\sigma clt = \frac{Pt}{Ac} + \frac{Pt\cdot ep}{Zcl} = 0.41 \quad (N/mm2)$$

h）導入直後の合成応力度

谷側縁　σcu' ＝ σcut ＋ σcgu ＝ 11.89 (N/mm2)

ＰＣ鋼材図心　σcp' ＝ σcpt ＋ σcgp ＝ 8.04 (N/mm2)

山側縁　σcl' ＝ σclt ＋ σcgl ＝ 0.73 (N/mm2)

許容値 (up)　-2.0 ＜ σcu' ＜ 23.0 (N/mm2)

(low)　　　　　　$-2.0 < \sigma cl' < 23.0$ (N/mm2)

許容値を満足するので安全である。

2）有効プレストレス

a）コンクリートのクリープ・乾燥収縮によるプレストレスの減少量

$$\Delta\sigma\phi = \frac{n\cdot\phi\cdot\sigma cp' + Ep\cdot\varepsilon cs}{1 + n\cdot(\sigma cpt/\sigma pt)\cdot(1+\phi/2)} = 162.8 \ (N/mm2)$$

n　：ヤング係数比（＝ Ep／Ec）　5.714

Ec　：コンクリートのヤング係数（使用状態）　35000.00 (N/mm2)

ϕ　：コンクリートのクリープ係数　3.00

$\sigma cp'$　：導入直後の合成応力度（ＰＣ鋼材図心位置）　8.04 (N/mm2)

εcs　：コンクリートの乾燥収縮度　20.00E-05

σcpt　：導入直後のプレストレス（ＰＣ鋼材図心位置）　7.72 (N/mm2)

σpt　：導入直後のＰＣ鋼材応力度　1194.2 (N/mm2)

b）導入後レラクセーションによるプレストレスの減少量

$\Delta\sigma\gamma = \gamma 2 \cdot \sigma pt = 17.9$ (N/mm2)

$\gamma 2$　：導入後レラクセーション率　1.50 (%)

c）ＰＣ鋼材有効応力度

$\sigma pe = \sigma pt - \Delta\sigma\phi - \Delta\sigma\gamma = 1013.55$ (N/mm2)

d）有効プレストレス力

$Pe = \sigma pe \cdot Ap = 3171.40$ (kN)

e）有効プレストレスモーメント

$Mpe = Pe \cdot ep = 613.67$ (kN・m)

f）有効プレストレス

谷側縁　$$\sigma cue = \frac{Pe}{Ac} + \frac{Mpe}{Zcu} = 9.82 \ (N/mm2)$$

ＰＣ鋼材図心　$$\sigma cpe = \frac{Pe}{Ac} + \frac{Mpe\cdot ep}{Ic} = 6.56 \ (N/mm2)$$

山側縁　$$\sigma cle = \frac{Pe}{Ac} + \frac{Mpe}{Zcl} = 0.35 \ (N/mm2)$$

（5）合成応力度

$\sigma c = \sigma ce + \sigma cg$

σce　：有効プレストレス　(N/mm2)

σcg　：荷重によるコンクリート応力度　(N/mm2)

σc　：合成応力度　(N/mm2)

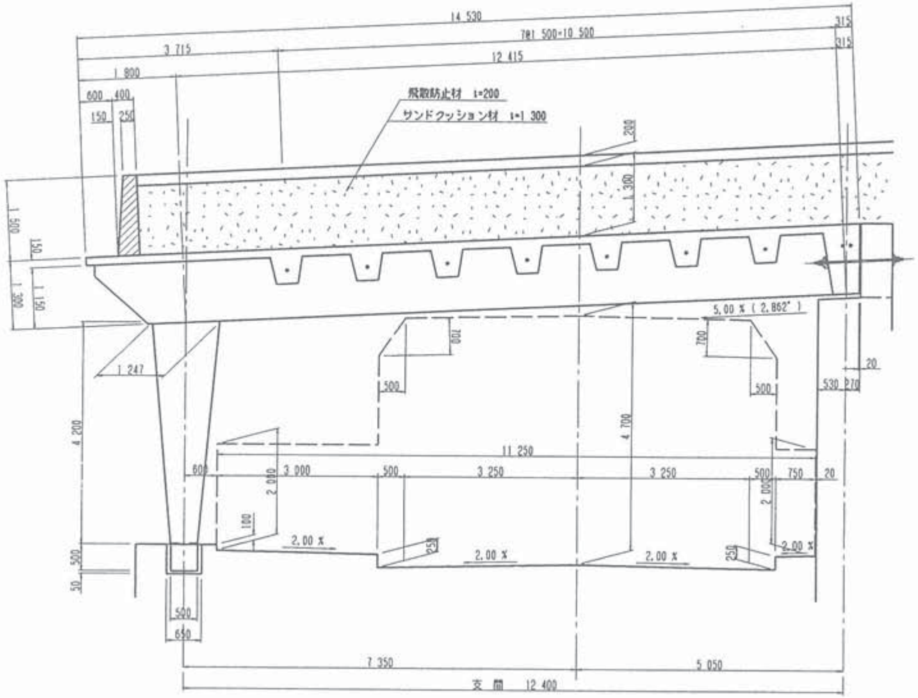
		σc	許容値		
常　　時	谷側縁	8.33	0.0 ～	19.0	(N/mm2)
	山側縁	3.63	0.0 ～	19.0	(N/mm2)
落石時（中央）	谷側縁	-0.29	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
	山側縁	14.63	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
落石時（谷側）	谷側縁	11.74	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
	山側縁	6.90	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)

落石時(山側)	谷側縁	8.33	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
	山側縁	3.63	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
落石時(谷ｾﾝ断)	谷側縁	1.19	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
	山側縁	16.84	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
落石時(山ｾﾝ断)	谷側縁	4.47	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
	山側縁	8.31	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
地震時(谷向き)	谷側縁	8.36	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
	山側縁	3.58	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
地震時(山向き)	谷側縁	8.38	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)
	山側縁	3.60	-3.0 ～	28.5	(N/mm2)

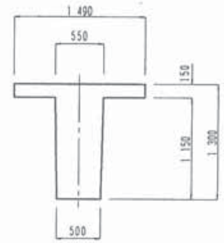
上部工構造図

部材名：B：130，C：130

断面図



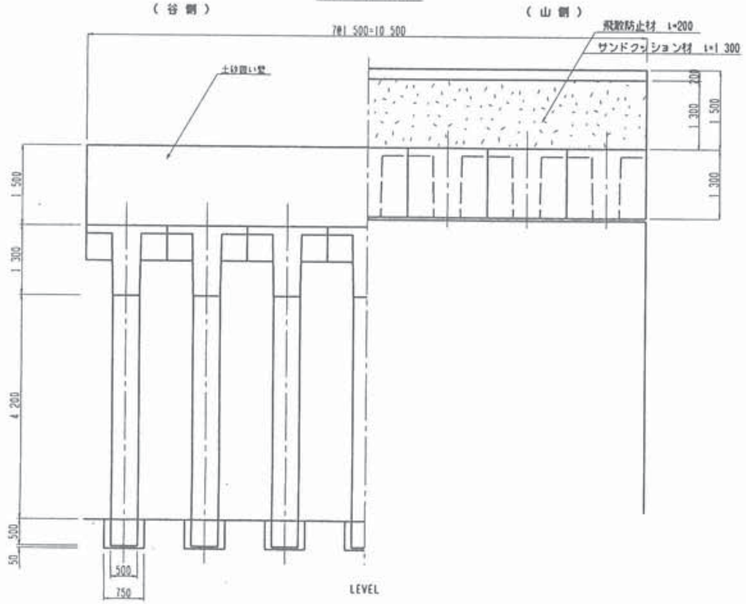
主梁標準断面図



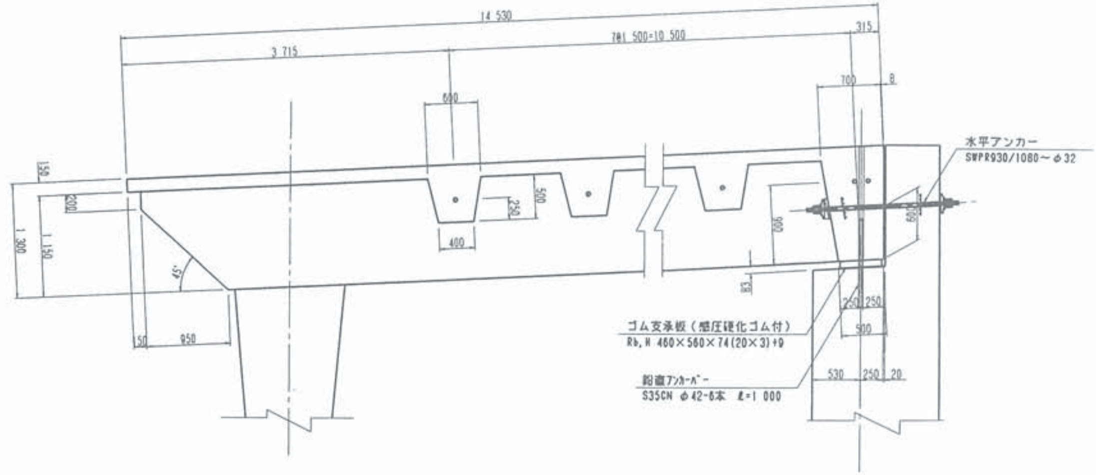
設計条件

種別		PCロックシェッド
支間		12.40 m
屋根勾配		5 % (2.862°)
緩衝材	敷き均し厚	h d=1.300 m
	単位重量	γ d=18.0 kN/m^3
飛散防止材	敷き均し厚	h d1=0.200 m
	単位重量	γ d1=19.0 kN/m^3
落石	落石重量	W=29.91 kN
	換算落下高さ	H γ=30.000 m
	入射角	α s1=60.000 度
	落石衝撃力	P γ=2477.49 kN
設計水平震度		k H=0.25
コンクリートの設計基準強度		σ ck=60.0 N/mm^2
PC鋼材 主梁	種別	SWPR7BL-1S15.2
	緊張力	153 kN
PC鋼材 柱	種別	SWPR19L-1S21.8
	緊張力	380 kN
PC鋼材 横梁	種別	SWPR19L-1S21.8
	緊張力	380 kN

縦断図

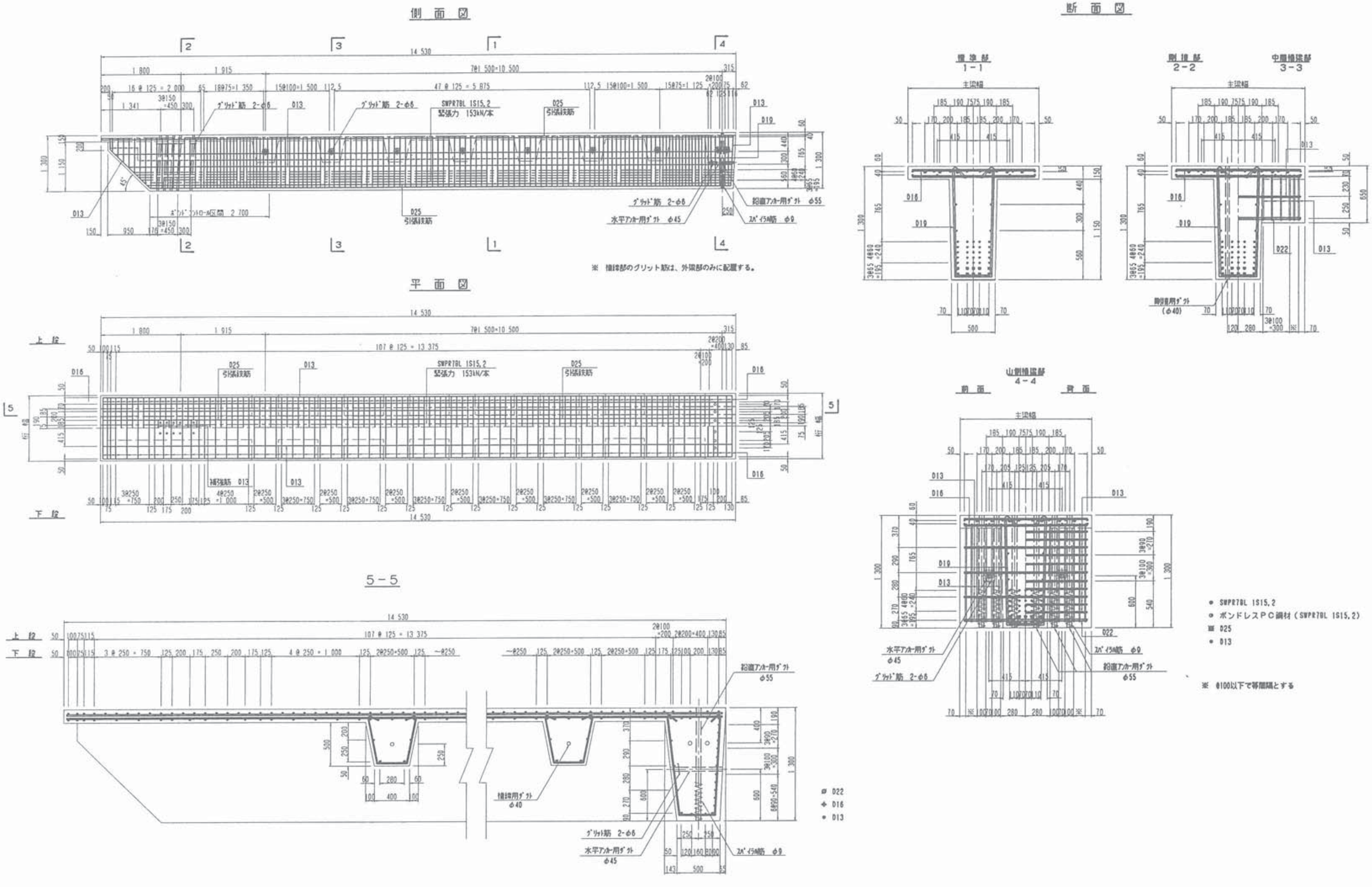


横梁詳細図



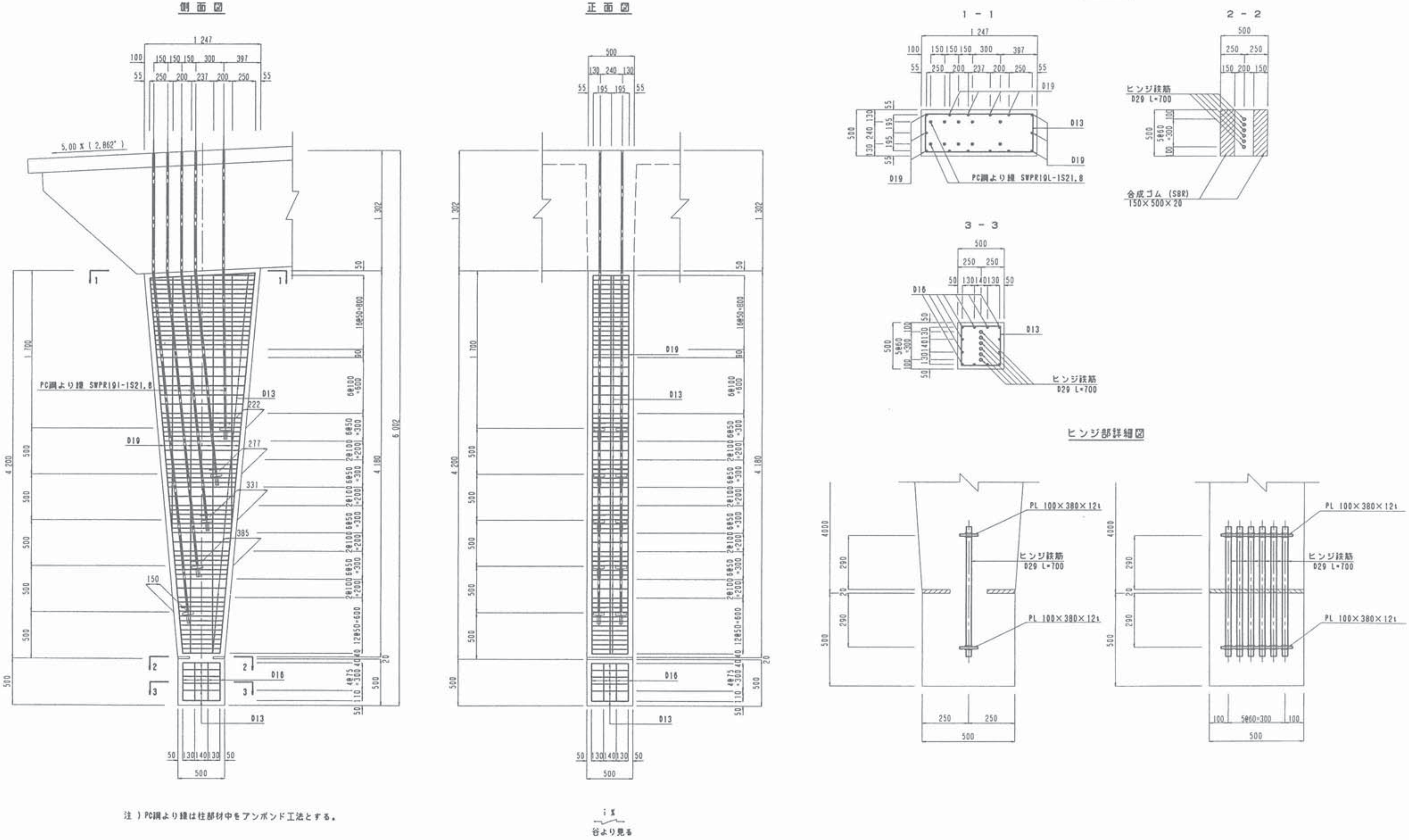
主　梁　配　筋　図

部材名：B₁ 130



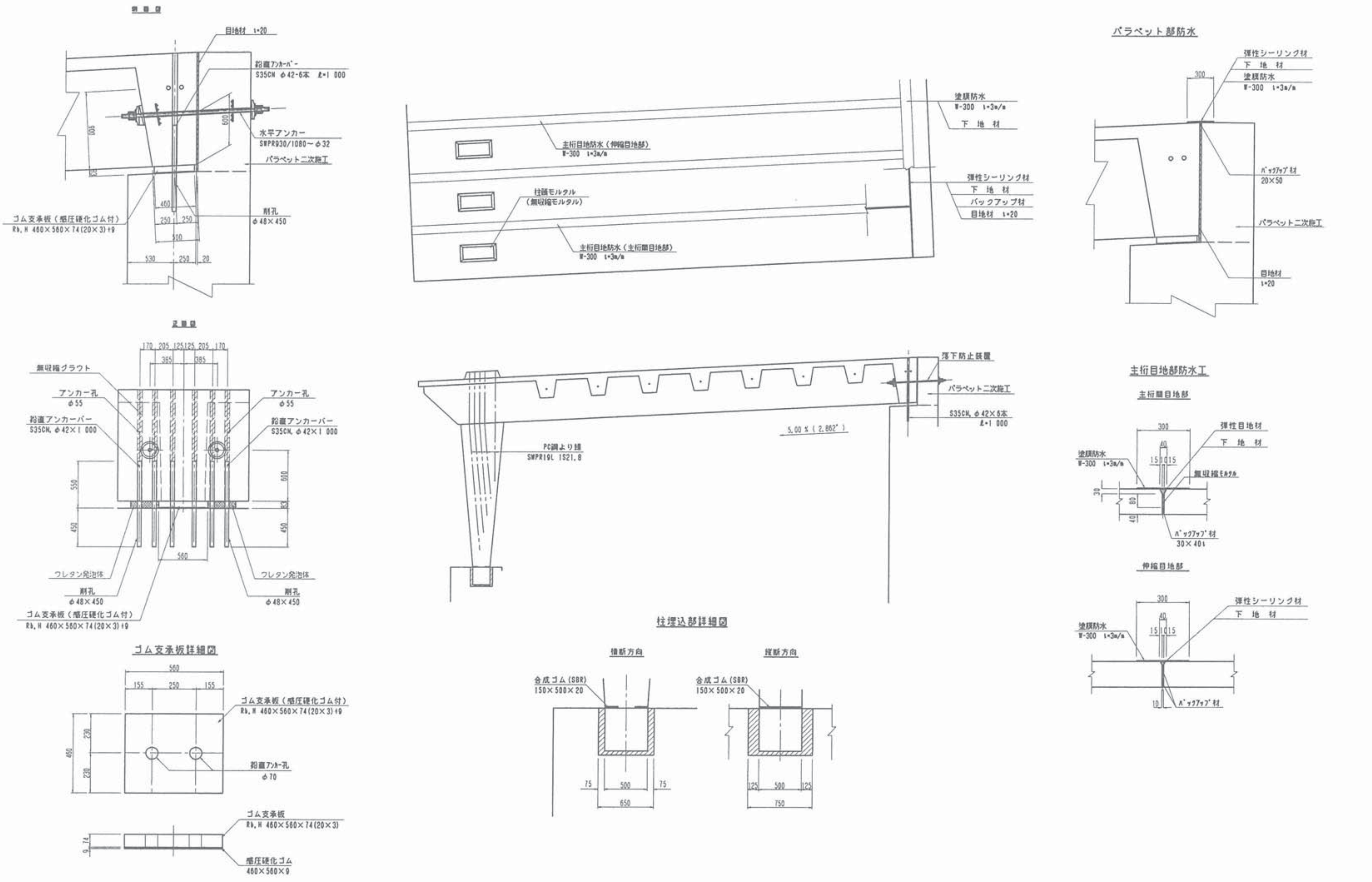
柱　配　筋　図

部材名：C，130



注）PC鋼より線は柱部材中をアンボンド工法とする。

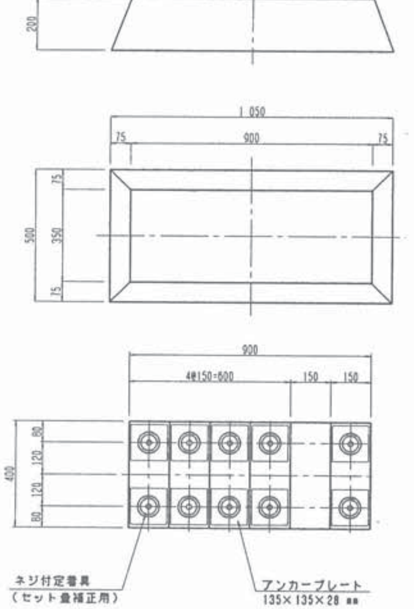
上部工詳細図（1）



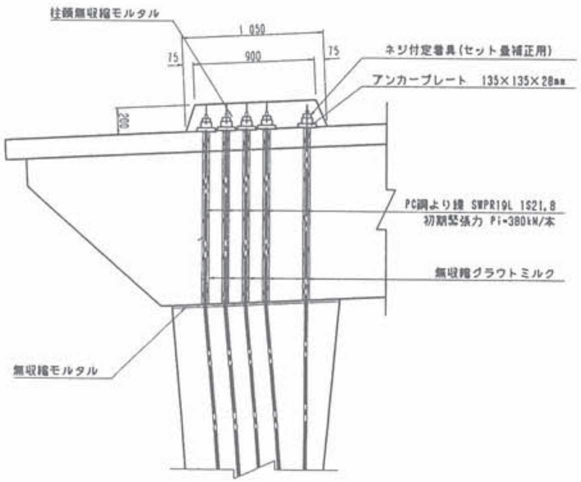
支承部
側面図
目地材 t=20
鉛直アンカーバー
S35CN φ42-6本 ℓ=1 000
水平アンカー
SWPR930/1080～φ32
パラペット二次施工
ゴム支承板（感圧硬化ゴム付）
Rb,H 460×560×74(20×3)+9
削孔
φ48×450
正面図
無収縮グラウト
アンカー孔
φ55
鉛直アンカーバー
S35CN, φ42×1 000
ウレタン発泡体
削孔
φ48×450
ゴム支承板（感圧硬化ゴム付）
Rb,H 460×560×74(20×3)+9
ゴム支承板詳細図
ゴム支承板（感圧硬化ゴム付）
Rb,H 460×560×74(20×3)+9
鉛直アンカー孔
φ70
ゴム支承板
Rb,H 460×560×74(20×3)
感圧硬化ゴム
460×560×9
主桁目地防水（伸縮目地部）
W-300 t=3m/m
柱頭モルタル
（無収縮モルタル）
主桁目地防水（主桁間目地部）
W-300 t=3m/m
塗膜防水
W-300 t=3m/m
下地材
弾性シーリング材
下地材
バックアップ材
目地材 t=20
落下防止装置
パラペット二次施工
S35CN, φ42×8本
ℓ=1 000
5.00％（2.862°）
PC鋼より線
SWPR19L 1S21.8
柱埋込部詳細図
横断方向
縦断方向
合成ゴム（SBR）
150×500×20
合成ゴム（SBR）
150×500×20
パラペット部防水
弾性シーリング材
下地材
塗膜防水
W-300 t=3m/m
バックアップ材
20×50
パラペット二次施工
目地材
t=20
主桁目地部防水工
主桁間目地部
弾性目地材
下地材
塗膜防水
W-300 t=3m/m
無収縮モルタル
バックアップ材
30×40t
伸縮目地部
弾性シーリング材
下地材
塗膜防水
W-300 t=3m/m
バックアップ材

上部工詳細図(2)

剛接部詳細図

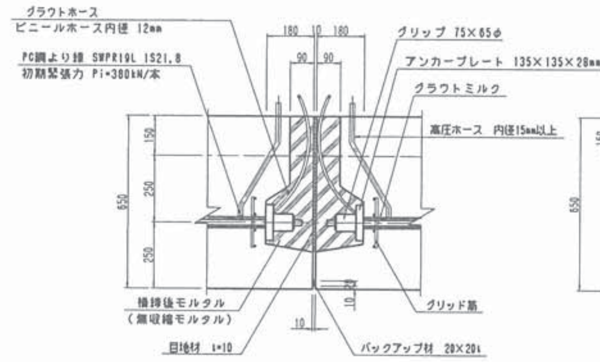


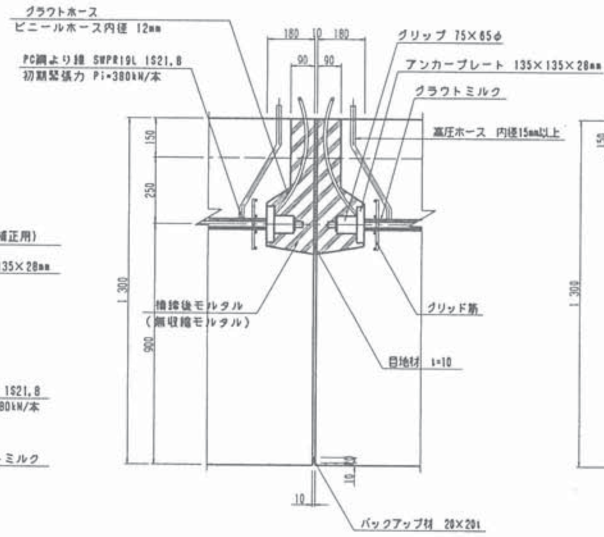
剛接部詳細図



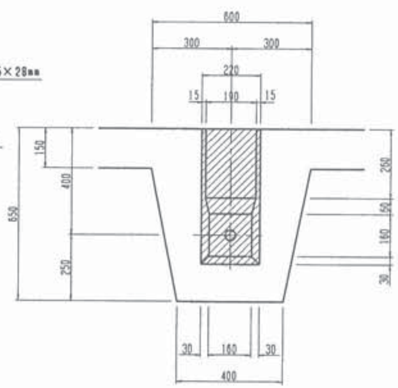
主梁接合部詳細図

伸縮目地部

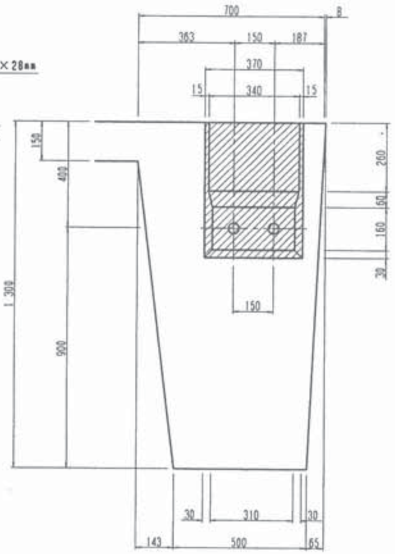




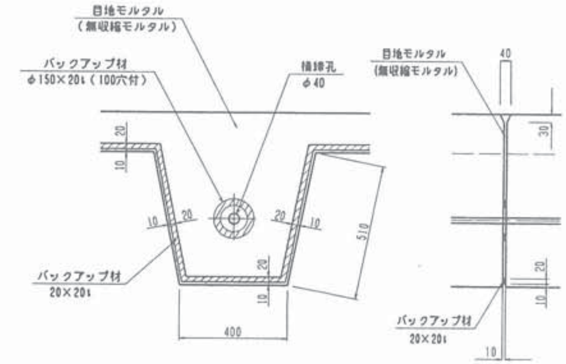
中間橋梁

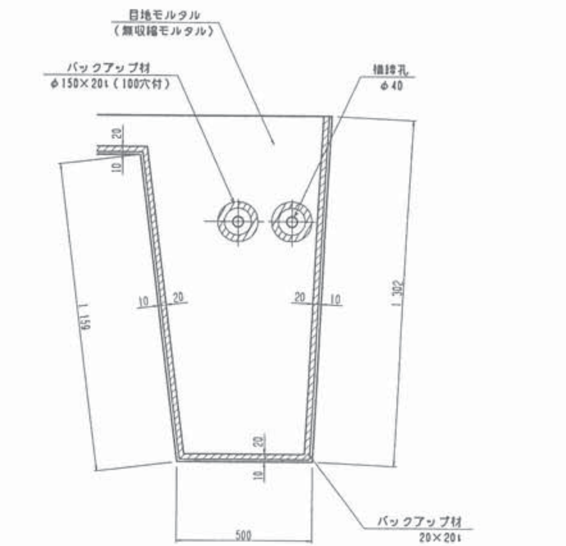


山側橋梁



主梁間目地部





資　料－２　沓座まわりの耐震補強

１．　概説

（１）作成の目的

阪神・淡路大震災後の復旧仕様の準用を受けて道路橋示方書が改訂され、平成８年１１月１日より適用する旨の通達が出された。

道路防災覆工は、支承部および落下防止システムについては道路橋を準用していることから、今回の道路橋示方書の改訂を受け「北海道におけるＰＣスノーシェッド，ＰＣスノーシェルター標準設計図面集」（以後、既設標準設計と呼ぶ）の見直しを行うものとした。

なお、耐震設計についても大幅に改定されているが、ここでは、支承部構造および落下防止システムに限定して検討を行うものとする。

（２）対象構造物

対象とする道路防災覆工は、ロックおよびスノーシェッド、スノーシェルターとし、既設標準設計の見直しを検討する。

また、既設構造物については、改訂示方書に適合させるための対処方法を検討し、既設標準設計以外の構造形式も含めるものとする。

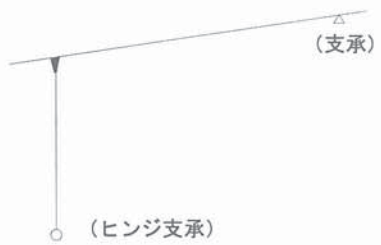
２．　支承部構造および落下防止システム

２．１　支承部構造

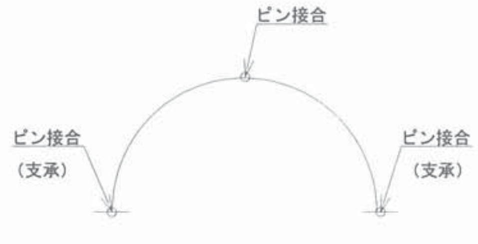
（１）概　説

シェッドおよびシェルターにおける支承は、資図２．２．１の位置に設置する。

シェッドおよびシェルターの支承構造は、対象とする部材長が５０ｍを超えないこと、および支承部に変位制限構造と落下防止構造を設置することから支承選定のフローチャートに示すとおり、支承はＡタイプの支承とし、パッド型のゴム支承を用いるものとする。

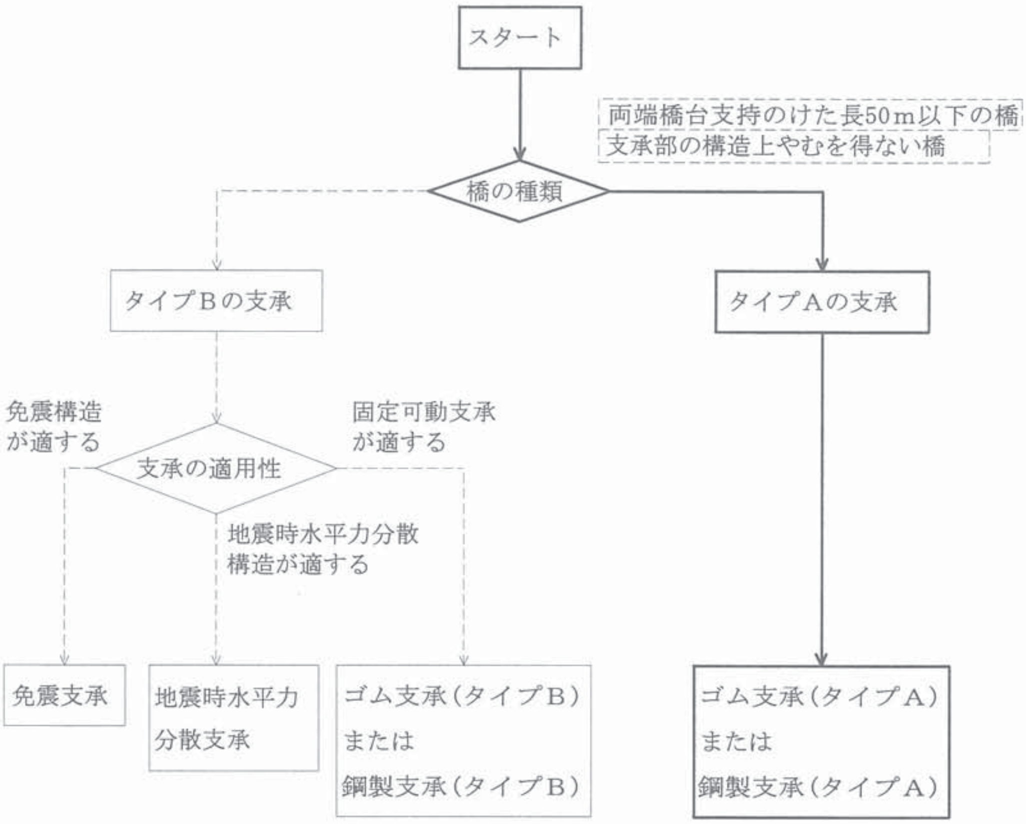


シェッド



シェルター

資図　２．２．１　支承構造



資図　２．２．２　支承タイプの選定

（２）設計地震力

シェッドおよびシェルターにおける耐震設計は、震度法により行い、設計水平震度は以下により算出する。

$$k_h = C_z \cdot k_{h0}$$

k_h：設計水平震度

C_z：地域別係数で、下表による

資表　２．２．１　地域別補正係数

地域区分	A	B	C
C_z	1.00	0.85	0.70

k_{h0}：設計水平震度の標準値であり、逆Ｌ型の固有周期は大きくてもＴ＝0.6 程度であるので、下表の値を用いる。

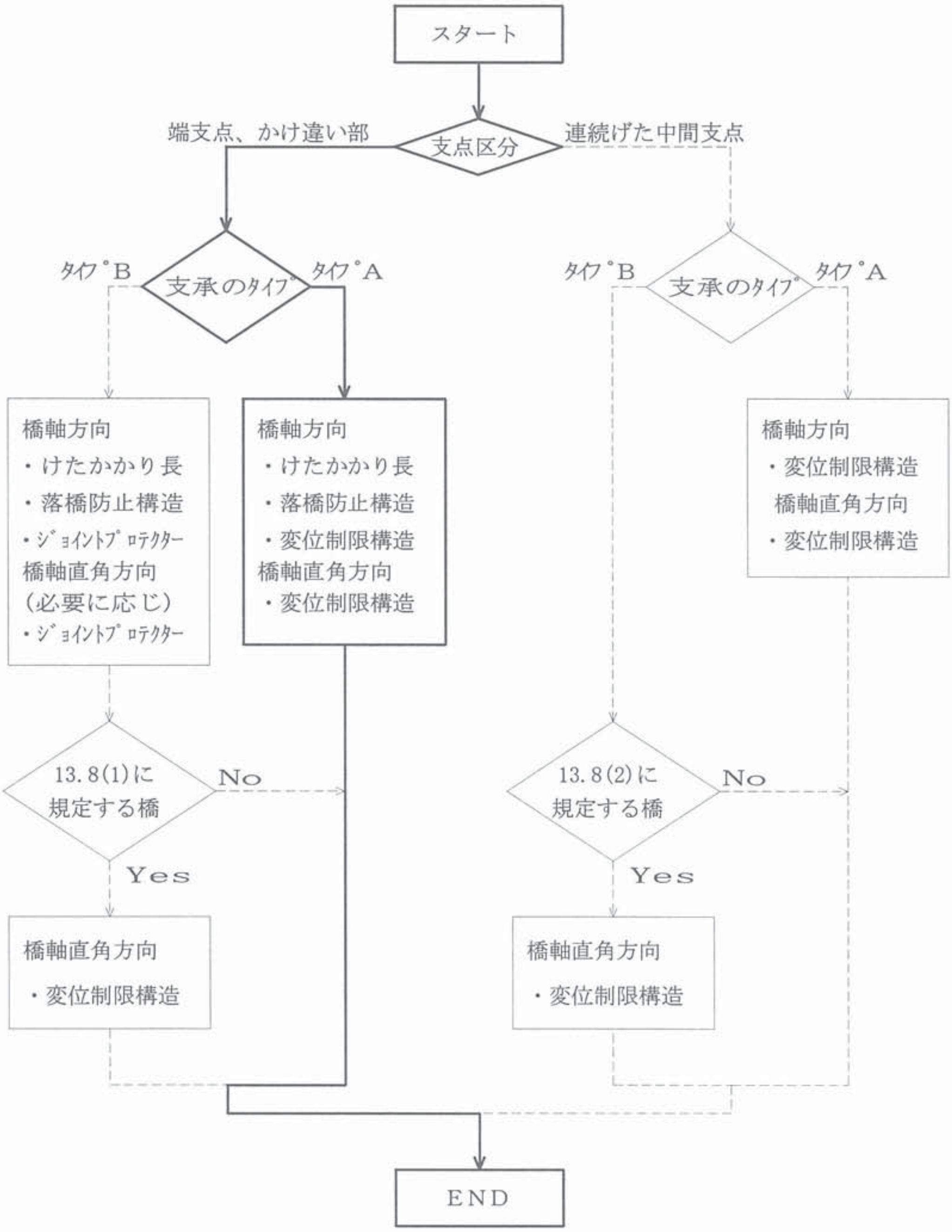
資表　２．２．２　設計水平震度の標準値

地盤種別	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
k_{h0}	0.20	0.25	0.30

2．2　落下防止システム

（1）概説

シェッドおよびシェルターにおける落下防止システムは、けたかかり長（ＳＥ）、落下防止構造（水平アンカー）、変位制限構造（鉛直アンカー）の３つのシステムで対応する。道路橋示方書における落橋防止システムの選定手順を、参考として以下に示す。



資図　２．２．３　落下防止システムの構成

（2）けたかかり長

スノーおよびロックシェッド、スノーシェルターについては、主梁端から下部構造頂部（山側受台）までの長さS_Eを確保するものとする。

これまでのシェッド・シェルターの標準設計においてはS_Eを確保することについては考えていなかったが、今後は落下防止システムのひとつとしてS_Eを確保し、同時に支承縁端から下部構造端までの距離Ｓについても満足させることとする。

なお、既設構造物については、「３．設計計算例」を参考に山側受台を拡幅することにより対処させることとする。

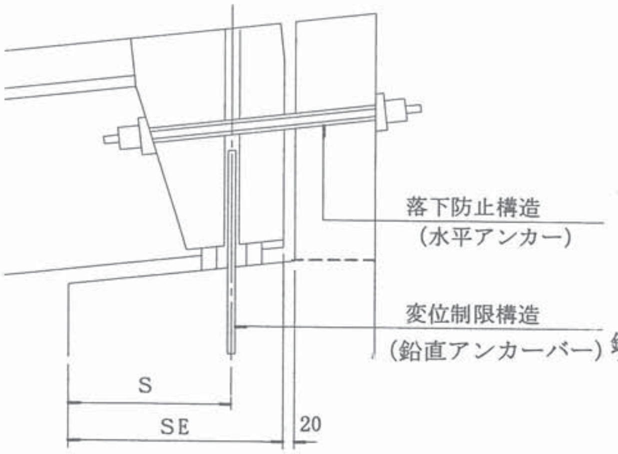
シェッドおよびシェルターのＳおよびS_Eは道路橋示方書式の内２つの要素を考慮し、以下の式で算出する。

a）支承縁端距離（道路橋示方書Ⅳ）　$S \geqq 20 + 0.5 \times L$　(cm)

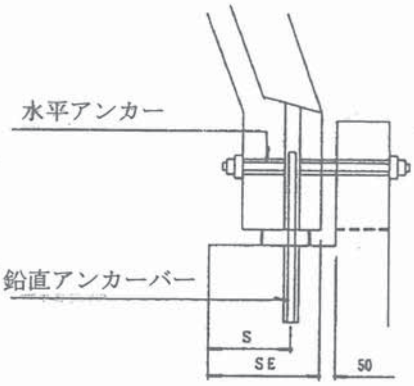
b）かけ違い長さ（道路橋示方書Ⅴ）　$S_E \geqq 70 + 0.5 \times L$　(cm)

ただし、L:スパン長(m)

目地寸法は、施工性等を考慮してシェッドは２０mm、シェルターは５０mmとする。



資図　２．２．４　シェッド山側支承部



資図　２．２．５　シェルター支承部

（３）落下防止構造

スノーおよびロックシェッド、スノーシェルターについては、落下防止構造として水平アンカーを設けるものとする。

1）シェッド・シェルターについては、落下防止構造として水平アンカーを設けることとする。なお、ロックシェッドについては、平成２年に建設省より出された事務連絡「ＰＣ製落石覆工の設計上の留意点について」より既に水平アンカーが設置されているので、この場合は、不足する耐力に対して水平アンカーを増設するものとする。

2）落下防止構造の設計地震力は、割増し係数 1.5を考慮し道路橋示方書により以下の式で算出するが、その他に、ＰＣ防災構造物特有の、落石荷重あるいは雪崩荷重などの反力も考慮するものとする。その場合の割増し係数ａは３） による。

なお、設計最大移動量は、シェッド・シェルターについては主梁の回転変位を拘束しない程度の移動量とする。

$H_F = H_{F1} / 1.5$ or H_{F2} のいずれか大きい方

$H_{F1} = 1.5 \times R_d$

$H_{F2} = H_B / a$

ここに、H_F：設計地震力

R_d：死荷重反力

H_B：積雪時、雪崩時、斜め落石時に対して構造計算された１主構当たり反力の主梁長方向分力

a　：各荷重時の割増し係数

注）死荷重反力には、積雪および堆積土による反力を考慮する。
ただし、積雪による反力は1／2とする。

3）ＰＣ防災構造物特有の反力に対する割増し係数は、下表による。

資表 ２．２．３　割増し係数

荷重組合せ	割増し係数
積　雪　時	1.0
雪　崩　時	1.5
落　石　時	1.5

（4）変位制限構造

スノーおよびロックシェッド、スノーシェルターについては、変位制限構造として鉛直アンカーバーを設けるものとする。

1）シェッド・シェルターについては、変位制限構造として鉛直アンカーバーを設けることとする。なお、既設構造物に設置されている鉛直アンカーバーは、現状のまま変位制限構造として使用する。

2）変位制限構造の設計地震力は、割増し係数 1.5を考慮し道路橋示方書により以下の式で算出するが、その他に、ＰＣ防災構造物特有の、落石荷重あるいは雪崩荷重などの反力も考慮するものとする。その場合の割増し係数ａは（3）落下防止構造の3） による。

$H_S = H_{S1} / 1.5$ or H_{S2} のいずれか大きい方

$H_{S1} = 3.0 \times k_h \times R_d$

$H_{S2} = H_B / a$

ここに、H_F：設計地震力

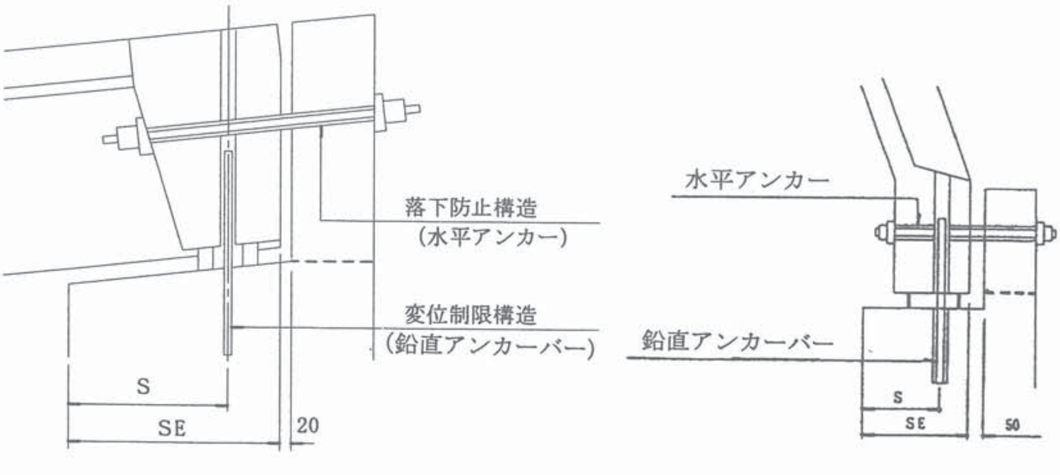
k_h：設計水平震度

R_d：死荷重反力

H_B：積雪時、雪崩時、斜め落石時に対して構造計算された１主構当たり反力の主梁長方向分力

a　：各荷重時の割増し係数

注）死荷重反力には、積雪および堆積土による反力を考慮する。
ただし、積雪による反力は1／2とする。



シェッドの場合　　　　シェルターの場合

資図 2.2.6　支承部の構造

２．３　既設標準設計に対する準用

（1）概　説

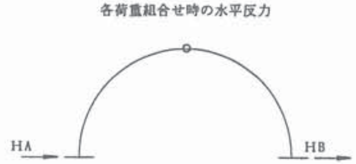
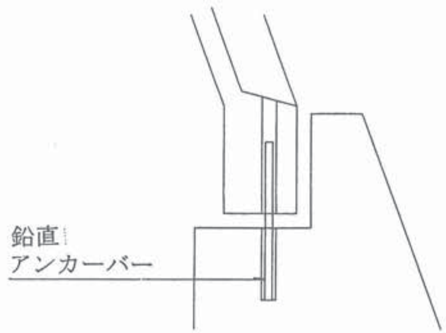
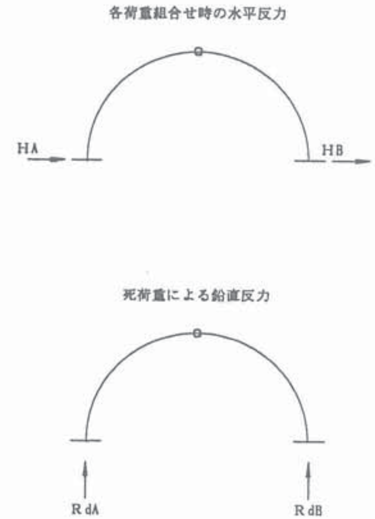
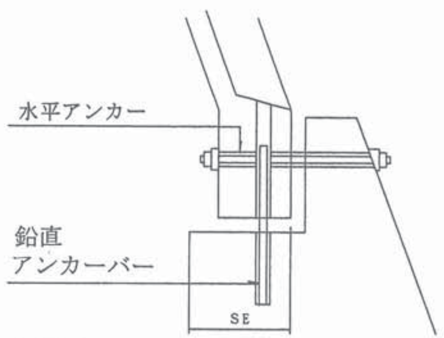
既設標準設計に対する準用については、１）従来の方法と今後の方法、２）既設構造物への対応の２項目についてそれぞれＰＣスノーシェルター、ＰＣスノーシェッド、ＰＣロックシェッドの３形式について記述する。

また、ここでいう既設構造物とは、既設標準設計により施工された構造物とし、その他の形式によるものは、『４．標準設計以外の構造に対する準用』に記載した。

なお、計算方法の詳細については、『３．設計計算例』を参照されたいが、本計算例に用いた水平力は、計算の簡略のため、ＰＣスノーシェルターは（北海道におけるＰＣスノーシェルター標準設計図面集～北海道土木技術会・コンクリート研究委員会～1991年2月）、ＰＣスノーシェッドは（北海道におけるＰＣスノーシェッド標準設計図面集～北海道土木技術会・コンクリート研究委員会～1989年2月）、ＰＣロックシェッドは（ＰＣロックシェッド標準設計（逆Ｌ型）～九州ロックシェッド協会～1988年12月）にそれぞれ記載されている反力値をＳＩ単位に変換したものである。従って、本マニュアルとは、水平力の考え方が異なっていることに注意する必要がある。

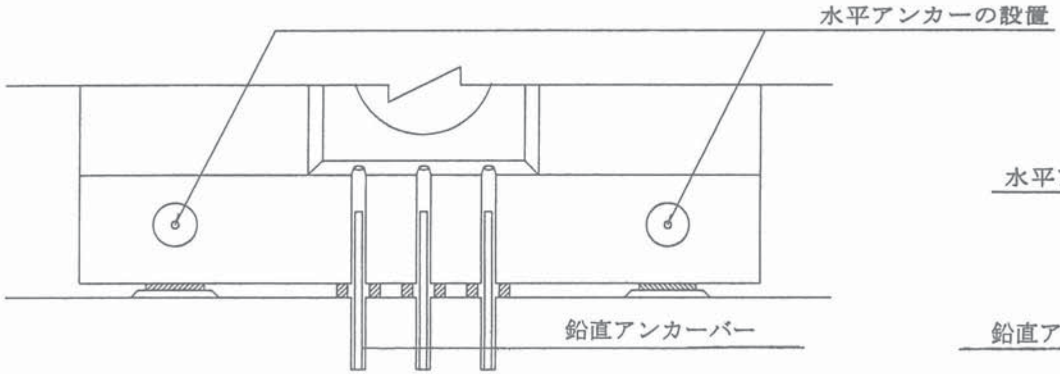
(2)　ＰＣスノーシェルター

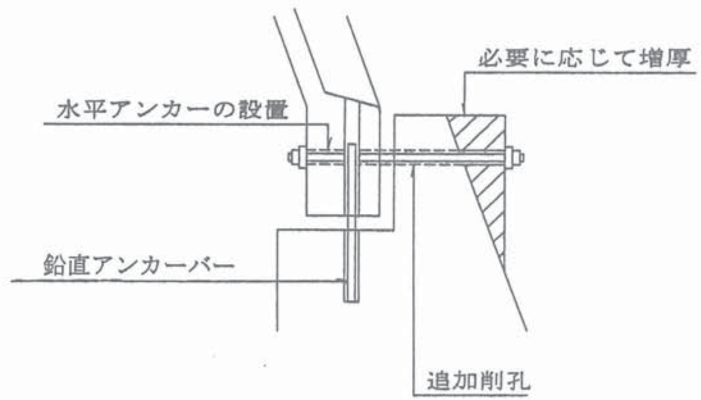
1）従来の方法と今後の方法

	従来の方法	今後の方法
支承部の構造	  	注）死荷重反力には、積雪及び堆積土による反力を考慮。ただし、積雪は1／2とする。  
計算方法	1．鉛直アンカーバー 必要断面積　$As = H / (n \cdot \tau a \cdot a)$ 設計断面力　H：HA、HBの内、最大値を使用。 ※割増し係数ａは、積雪時1.0、雪崩時1.5、地震時1.5	1．水平アンカー 必要断面積　$As = HF / (n \cdot \sigma pa \cdot a)$ 設計断面力　HF：1.5Rd、HA、HBの内、最大値を使用。 2．鉛直アンカーバー 必要断面積　$As = HS / (n \cdot \tau a \cdot a)$ 設計断面力　HS：3･kh･Rd、HA、HBの内、最大値を使用。 ※いずれのアンカーに対しても割増し係数ａを考慮する。 割増し係数ａは、Rdに対して1.5、HA・HBは、積雪時1.0、雪崩時1.5、地震時1.5

2）既設構造物への対応

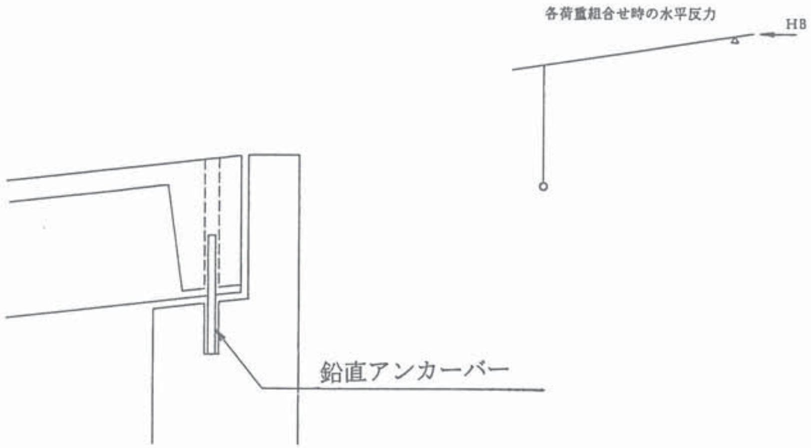
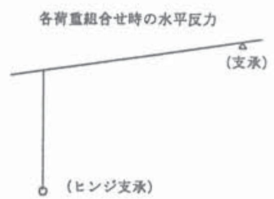
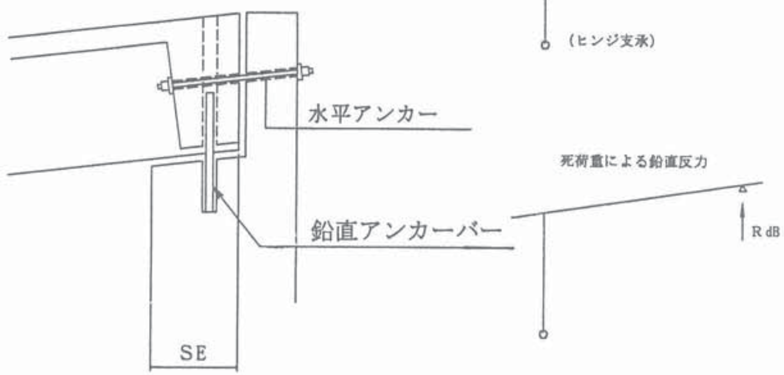
1．鉛直アンカーバー：現状のままとする。　（注）耐力が確保されていることを前提。 2．水平アンカー　　：『2．2　落下防止システム（3）落下防止構造』により検討し、水平アンカーを設置する。 パラペットについても検討し、必要であれば増厚する。





（3）　ＰＣスノーシェッド

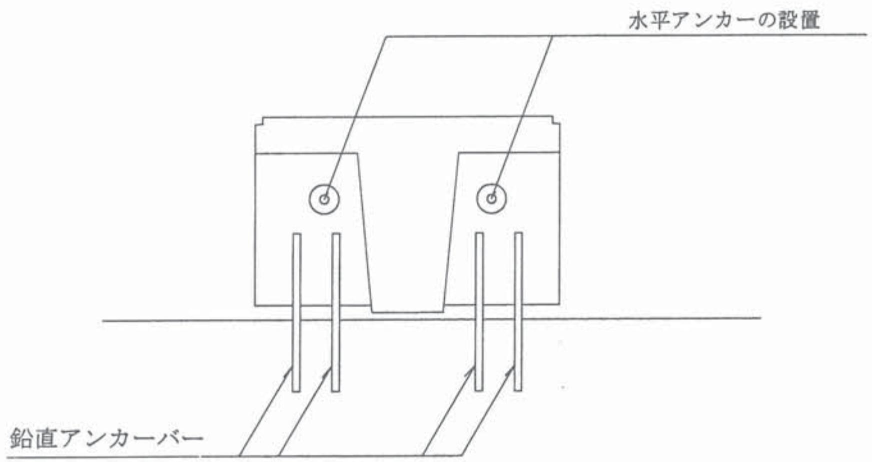
1）従来の方法と今後の方法

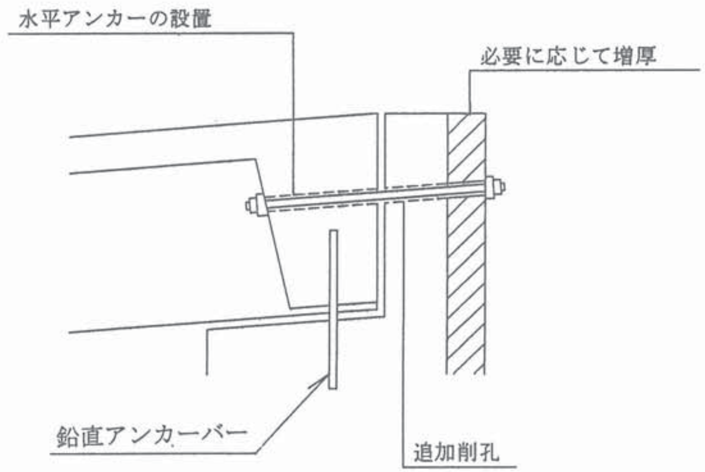
	従来の方法	今後の方法
支承部の構造		注）死荷重反力には、積雪及び堆積土による反力を考慮。ただし、積雪は1／2とする。 
計算方法	1．鉛直アンカーバー 必要断面積　Ａｓ＝Ｈ／（ｎ・τａ・ａ） 設計断面力　Ｈ：HA、HBの内、最大値を使用。 ※割増し係数ａは、積雪時1.0、雪崩時1.5、地震時1.5	1．水平アンカー 必要断面積　Ａｓ＝HF／（ｎ・σpa・ａ） 設計断面力　HF：1.5Ｒd、HBの内、最大値を使用。 2．鉛直アンカーバー 必要断面積　Ａｓ＝HS／（ｎ・τａ・ａ・cos θ） 設計断面力　HS：3･kh･Ｒd、HBの内、最大値を使用。 θ：主梁勾配 ※いずれのアンカーに対しても割増し係数ａを考慮する。 割増し係数ａは、Ｒdに対して1.5、HBは、積雪時1.0、雪崩時1.5、地震時1.5

2）既設構造物への対応

1．鉛直アンカーバー：現状のままとする。　（注）耐力が確保されていることを前提。

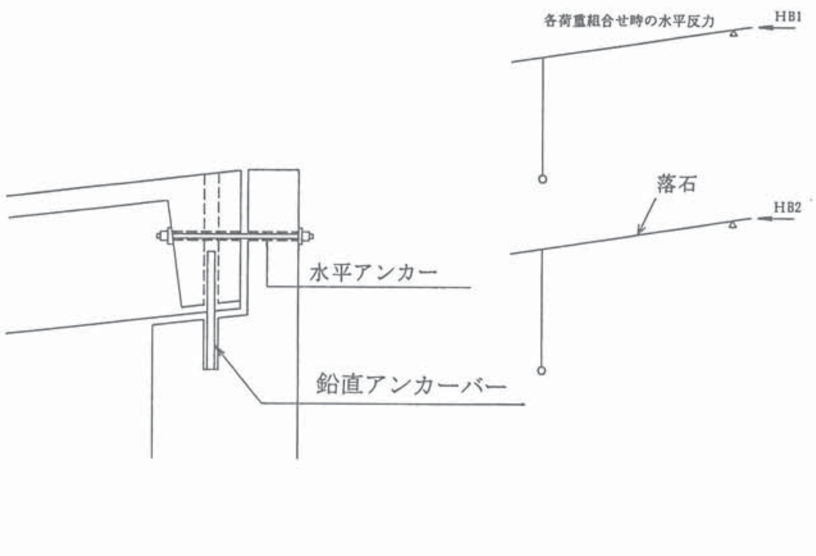
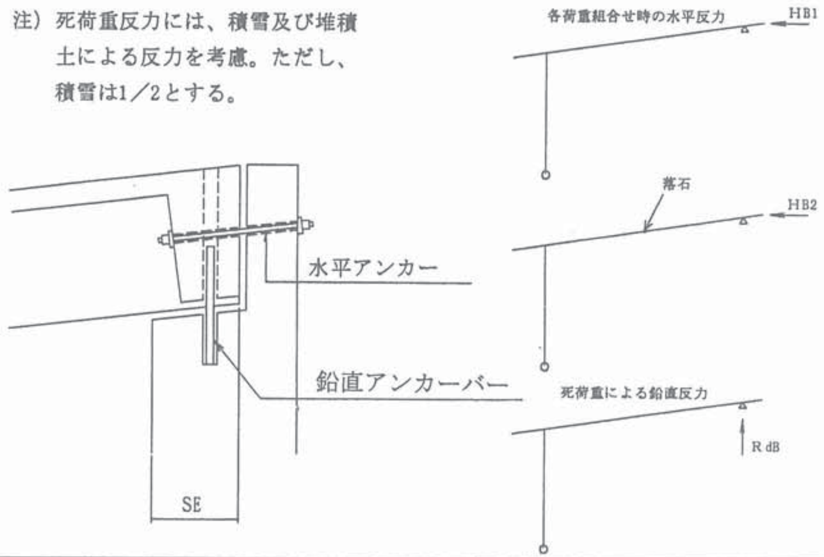
2．水平アンカー　　：『2．2　落下防止システム（3）落下防止構造』により検討し、水平アンカーを設置する。
パラペットについても検討し、必要であれば増厚する。





（4）　ＰＣロックシェッド

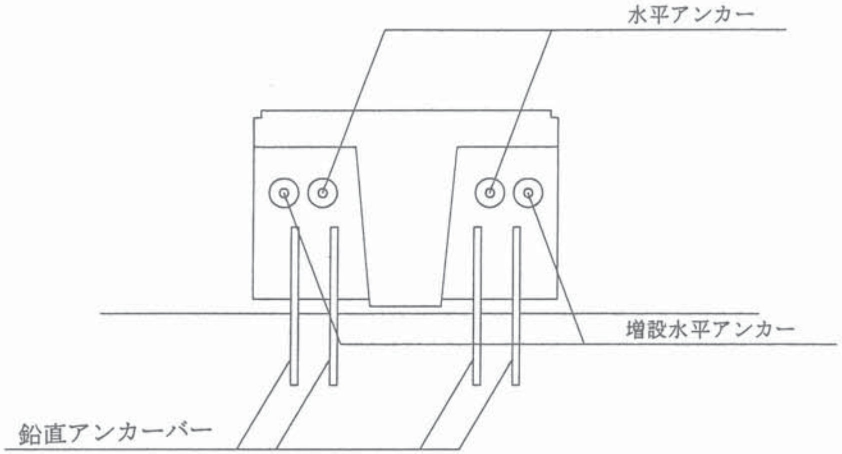
１）従来の方法と今後の方法

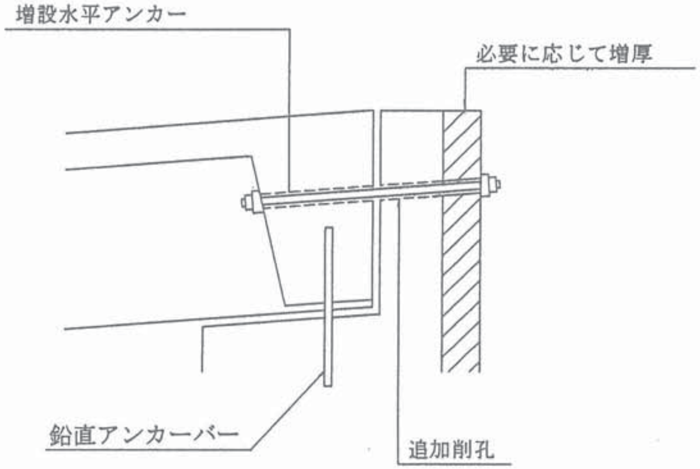
<table>
<tr><th></th><th>従来の方法</th><th>今後の方法</th></tr>
<tr><td>支承部の構造</td><td></td><td>注）死荷重反力には、積雪及び堆積土による反力を考慮。ただし、積雪は1／2とする。
</td></tr>
<tr><td>計算方法</td><td>１．水平アンカー
必要断面積　Ａｓ＝HF／（ｎ・σsa・ａ）
設計断面力　HF：HB１、HB2の内、最大値を使用。
２．鉛直アンカーバー
必要断面積　Ａｓ＝HS／（ｎ・τａ・ａ）
設計断面力　HS：HB1、HB2の内、最大値を使用。
※いずれのアンカーに対しても割増し係数ａを考慮する。
割増し係数ａは、地震時1.5、落石時1.5</td><td>１．水平アンカー
必要断面積　Ａｓ＝HF／（ｎ・σpa・ａ）
設計断面力　HF：1.5Ｒd、HB1、HB2の内、最大値を使用。
２．鉛直アンカーバー
必要断面積　Ａｓ＝HS／（ｎ・τａ・ａ・cos θ）
設計断面力　HS：3･kh･Ｒd、HB1、HB2の内、最大値を使用。
θ：主梁勾配
※いずれのアンカーに対しても割増し係数ａを考慮する。
割増し係数ａは、Ｒdに対して1.5、HB1・HB2は、地震時1.5、落石時1.5</td></tr>
</table>

2）既設構造物への対応

1．鉛直アンカーバー：現状のままとする。　（注）耐力が確保されていることを前提。

2．水平アンカー　　：『2．2　落下防止システム（3）落下防止構造』により検討し、水平アンカーを設置する。
パラペットについても検討し、必要であれば増厚する。





３．設計計算例

３．１　山側受台幅拡幅

（１）鉄筋コンクリートによる縁端拡幅

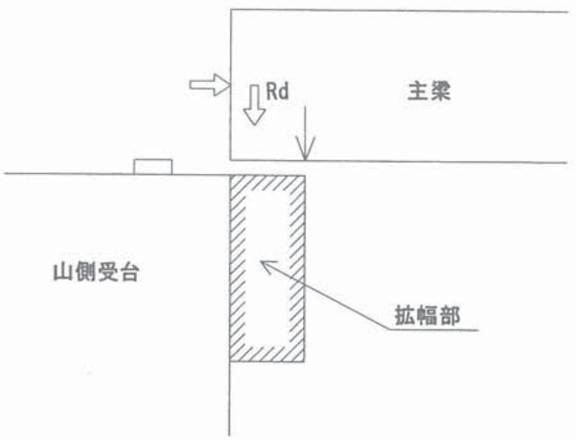
ＰＣスノーシェッド（北海道におけるＰＣスノーシェッド標準設計図面集～北海道土木技術会・コンクリート研究委員会の、構造タイプ～S413、部材の組み合わせ～B80－C80）で、必要な縁端拡幅量30cmの場合を例に計算する。

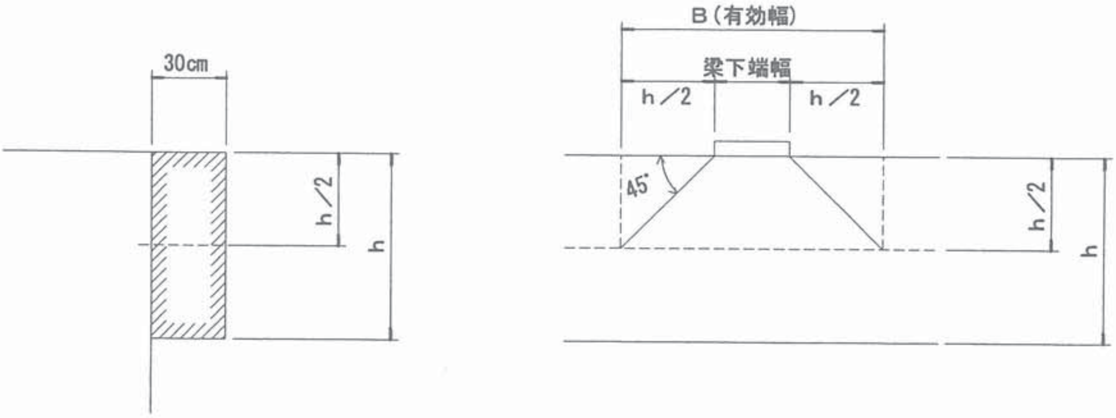
１）設計の基本方針

下図のように、拡幅部先端まで主梁が移動した状態を想定し、主梁の自重を支持できるよう設計する。

なお、Rdは死荷重反力とし積雪および堆積土による反力を考慮する。

ただし、積雪による反力は1／2とする。





資図　２．３．１　設計荷重と有効幅

２）使用材料及び許容応力度

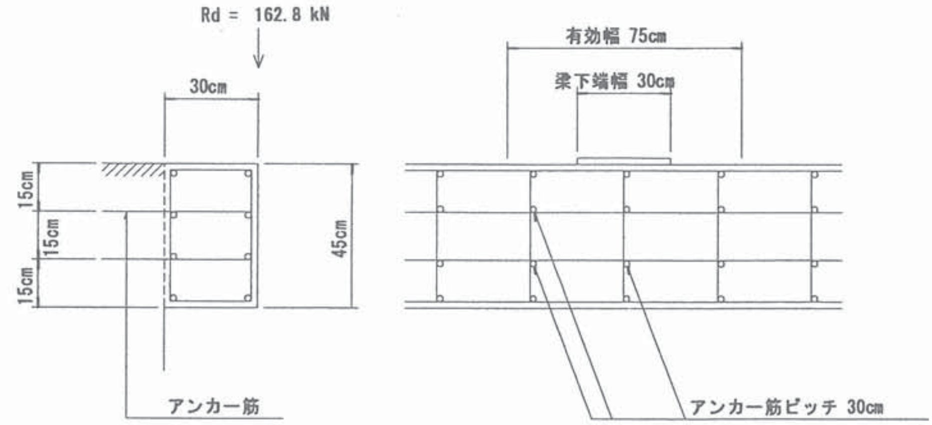
コンクリートの設計基準強度はσck＝ 21 N／mm²、鉄筋は SD345を使用するものとし、割り増し係数は考慮しない。

コンクリートの許容圧縮応力度	：σca ＝ 7.0 kN／mm²
コンクリートの負担できるせん断応力度	：τca_1＝0.33 kN／mm²
コンクリートの許容押抜きせん断応力度	：τca_3＝0.85 kN／mm²
鉄筋（SD345）の許容引張応力度	：σsa ＝ 200 kN／mm²
鉄筋（SD345）の許容せん断応力度	：τsa ＝　80 kN／mm²

τsaは、道示Ⅱ2.2.3(3)の解説1)に示されるアンカーボルトの許容せん断応力度を準用し、許容引張応力度×1／$\sqrt{3}$ × 0.7 の値を使用する。

３）断面の仮定及び照査

拡幅部を片持ばりとみなし、下図のような単鉄筋矩形断面として計算する。



資図　２．３．２　設計モデル

ａ）せん断力により決定される鉄筋量

アンカー筋ピッチ	0.30 m
有効幅	0.75 m
有効高	0.30 m
せん断力	165.3 kN

せん断力は標準設計図面集の反力表（１セット当たり）より、（自重+1／2積雪）反力を求め、それに拡幅部の自重を加算して求める。

$$S = (86.69 + 76.10) + 0.45 \times 0.30 \times 0.75 \times 24.5 = 165.3 \text{ kN}$$

ここで、コンクリートの負担できるせん断力を求めると、

$$Sc = 0.33 \times 750 \times 300 = 74250 \text{ N} = 74.25 \text{ kN}$$

であり、アンカー筋で負担させるせん断力は、

$$Ss = 165.3 - 74.25 = 91.05 \text{ kN}$$

となる。

アンカー筋を２段配置とすると、有効幅内に配置される鉄筋本数は５本（75／30×2）となり、この場合のアンカー筋１本当たりの必要面積は、

$$As_1 = Ss / (n \cdot \tau sa)$$

$$= 91.05 \times 10^3 / (5 \times 80) = 227.6 \text{ mm}^2$$

となる。

アンカー筋の径はＤ19（286.5 mm^2）で必要鉄筋量を満足するが、余裕を見てＤ22（387.1 mm^2）を配置する。

ｂ）曲げモーメントに対する照査

作用曲げモーメント

$$M = 162.8 \times 0.3 + 2.481 \times 0.15$$

$$= 49.21 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

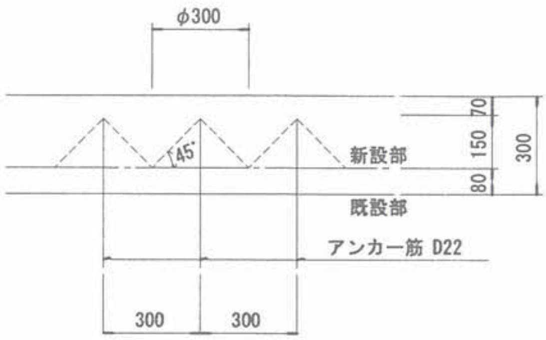
単鉄筋矩形断面としてＲＣ計算を行う。

$$\sigma c = 5.6 \text{ N/mm}^2 \leqq 7.0 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}$$

$$\sigma s = 171.3 \text{ N/mm}^2 \leqq 200 \text{ N/mm}^2 \text{ ok}$$

c）押抜きせん断に対する照査

アンカー部の押抜きせん断応力度の照査として、下図のようなコーン状のせん断破壊について行う。



資図 2.3.3 押抜きせん断破壊の照査

せん断面積 $A = 300 \times \pi \times 150/2 \times \sqrt{2} = 99965\ \mathrm{mm}^2$

許容引抜き力 $Ta = A \cdot \tau ca_3 = 99965 \times 0.85 = 84970\ \mathrm{N}$

従って、アンカー筋に作用する最大引抜き力は、

$T = As \cdot \sigma s = 387.1 \times 171.3$

$= 66310\ \mathrm{N} < Ta = 84970\ \mathrm{N}$ ok

なお、アンカー筋の既設コンクリートへの定着長は、アンカー径の15倍以上とする。

（2）鋼製ブラケットによる縁端拡幅

ＰＣスノーシェッド（北海道におけるＰＣスノーシェッド標準設計図面集～北海道土木技術会・コンクリート研究委員会の、構造タイプ～S413、部材の組み合わせ～B80－C80）で、必要な縁端拡幅量30cmの場合を例に計算する。

1）設計の基本方針

鉄筋コンクリートの場合と同様に、拡幅部先端まで主梁が移動した状態を想定し、死荷重を支持できるよう設計する。なお、死荷重には、積雪および堆積土を考慮する。

ただし、積雪による反力は1／2とする。

ここではブラケットの高さを45cm、主梁下端幅を30cmとし、有効幅は鉄筋コンクリートの場合と同様に考えブラケット幅を75cmとする。

2）使用材料及び許容応力度

鋼製ブラケットによる縁端拡幅では、十分な剛度を持たせることが重要であるため、各部材の最小板厚を $t = 19\mathrm{mm}$ とする。

ここでは、主要部材にSS400、アンカーボルトにS35CNを用いる。

鋼材（SS400）許容引張応力度 : $\sigma ta = 140\ \mathrm{N/mm^2}$

鋼材（SS400）許容せん断応力度 : $\tau a = 80\ \mathrm{N/mm^2}$

ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ（S35CN）許容引張応力度 : $\sigma ta = 190\ \mathrm{N/mm^2}$

ｱﾝｶｰﾎﾞﾙﾄ（S35CN）許容せん断応力度 : $\tau a = 80\ \mathrm{N/mm^2}$

3）断面の仮定及び照査

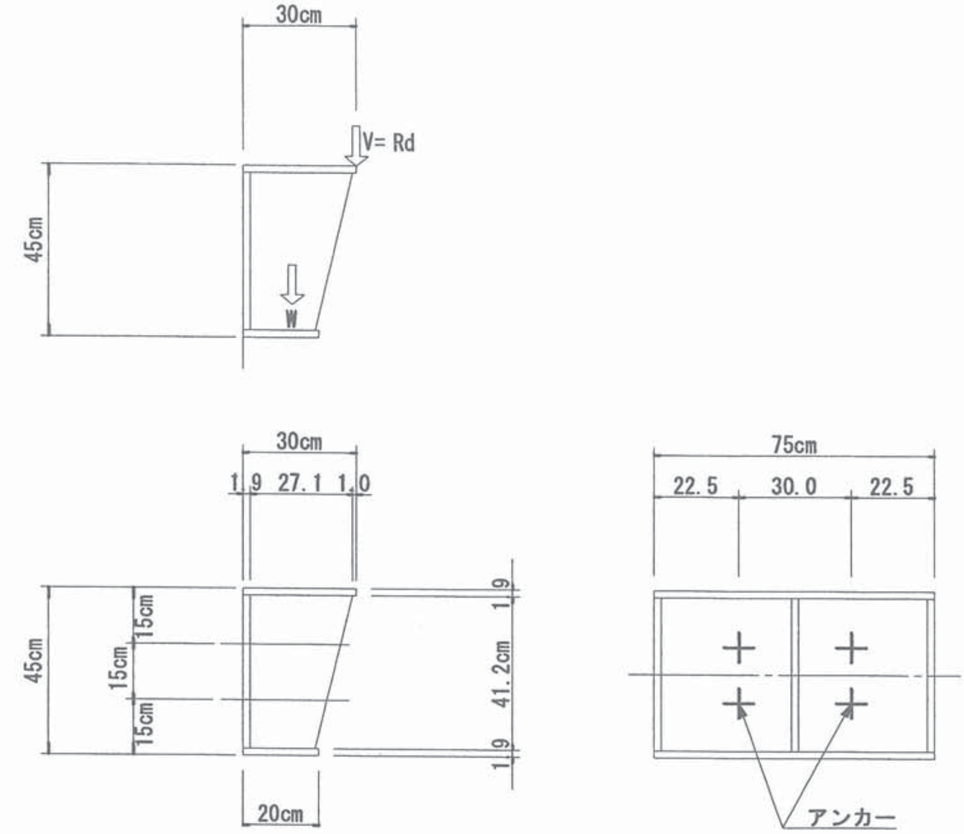
拡幅部を片持ばりとみなし、断面力および断面形状は下図の通りとする。

$V = 86.69 + 76.10 = 162.8\ \mathrm{kN}$

$W = 1.400\ \mathrm{kN}$

$M = 162.8 \times 0.3 + 1.400 \times 0.15 = 49.05\ \mathrm{kN \cdot m}$

$S = 162.8 + 1.400 = 164.2\ \mathrm{kN}$



資図 2．3．4 設計荷重とブラケット形状寸法

a）ブラケット本体の応力度照査

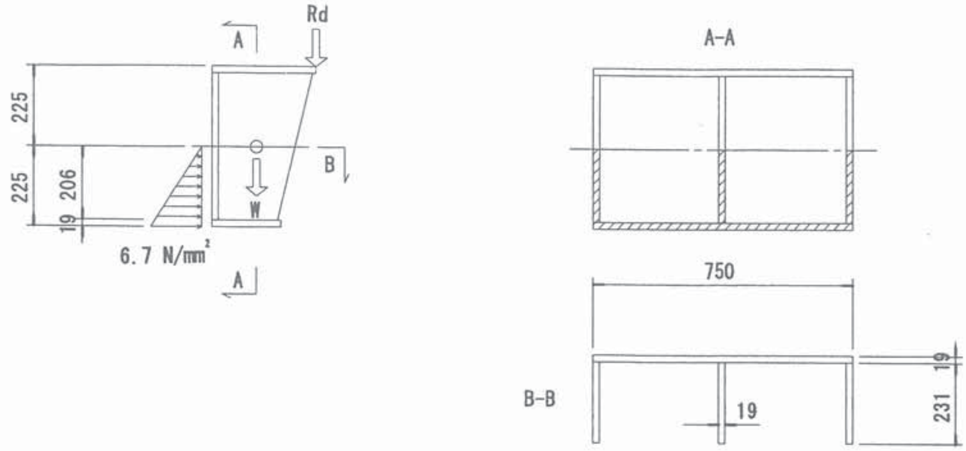
①A－A断面

断面係数		A (mm²)	y (mm)	Ay (mm³)	Ay² (mm⁴)	Io (mm⁴)
2-ﾌﾗﾝｼﾞ	PL 750×19	28500	215.5	—	1323547125	428688
3-ﾘﾌﾞ	PL 412×19	23484	—	—	—	332189008
Σ		51984	—	—	1323547125	332617696

$I = Ay^2 + Io = 1323547125 + 332617696 = 1656164821$ mm⁴

$yt = yc = 225$ mm

$\sigma t = \sigma c = M \times yt / I = 6.7$ N/mm² < 140 N/mm²



資図　２．３．５　ブラケットの断面

Ａ－Ａ断面においてコンクリートに作用する圧縮応力度を反力として考え、上図に示すＢ－Ｂ断面に作用する断面力を算出する。

$$S = 3 \times 19 \times 206 \times (6.7 \times 206/225)/2 + 19 \times 750 \times 6.7 \times (206/225 + 1)/2$$
$$= 36014 + 91444 = 127458\ \mathrm{N}$$

$$M = 36014 \times 206 \times 2/3 + 91444 \times 215.5$$
$$= 24652105\ \mathrm{N \cdot mm}$$

②Ｂ－Ｂ断面

断面係数	A (mm²)	y (mm)	Ay (mm³)	Ay² (mm⁴)	Io (mm⁴)
1-BasePL 750×19	14250	125	1781250	222656250	428688
3-Rib PL 231×19	13167	—	—	—	58550357
Σ	27417	—	1781250	222656250	58979045

$$e = 1781250 / 27417 = 64.97\ \mathrm{mm}$$
$$I = Ay^2 + Io - Ae^2$$
$$= 222656250 + 58979045 - 27417 \times 64.97^2 = 165905372\ \mathrm{mm^4}$$
$$yt = 69.5\ \mathrm{mm}$$
$$yc = 180.5\ \mathrm{mm}$$
$$\sigma t = M \times yt / I = 24652105 \times 69.5/165905372$$
$$= 10.3\ \mathrm{N/mm^2} < 140\ \mathrm{N/mm^2}\quad \mathrm{OK}$$
$$\sigma c = M \times yc / I = 24652105 \times 180.5/165905372$$
$$= 26.8\ \mathrm{N/mm^2} < 140\ \mathrm{N/mm^2}\quad \mathrm{OK}$$
$$\tau = S/A = 127458/13167$$
$$= 9.7\ \mathrm{N/mm^2} < 800\ \mathrm{N/mm^2}\quad \mathrm{OK}$$

ｂ）アンカーボルトの検討

①せん断力により決定されるアンカーボルト必要面積アンカーボルトのせん断耐力のみでせん断力を負担させるとすれば、アンカーボルト１本当たりの必要断面積は、

$$As_1 = S / (n \cdot \tau a)$$
$$= 164.2 \times 10^3 / (4 \times 800) = 513.1\ \mathrm{mm^2}$$

以上より、ϕ29 (642.4 mm²) を配置する。

②引張力に対するアンカーボルトの照査

作用曲げモーメント

$M = 49.05$ kN・m

ボルトの引張力

$T = M / L = 49.05 \times 10^6 / 300 = 163500$ N

引張応力度

$\sigma t = T / n \cdot As = 163500 / (2 \times 642.4)$

$= 127.3$ N／mm² $\leqq 190$ N／mm² OK

なお、アンカー筋の既設コンクリートへの定着長は、アンカー径の15倍以上とする。

３．２　落下防止システム

（１）ＰＣスノーシェルター

（北海道におけるＰＣスノーシェルター標準設計図面集～北海道土木技術会・コンクリート研究委員会の、構造タイプ～Ｓ５１２、部材タイプ～Ｍ３０－８－１０）の場合を例に検討する。

１）水平アンカーの検討

①水平アンカー材料

水平アンカーとして、ＰＣ鋼棒を使用する。

ＰＣ鋼棒の許容引張応力度

Ｋ（許容値割増率）×0.6　×σ_{pu}（引張強さ）

Ｋ（許容値割増率）×0.75 ×σ_{py}（降伏点）

の小さい方の値（ただし$0.9\sigma_{py}$以下）

ＰＣ鋼棒の許容引張応力度の計算

ＰＣ鋼棒材質　SBPR　930/1080

$\sigma_{pu} = 1080$ N／mm²

$\sigma_{py} = 930$ N／mm²

資表　２．３．１　許容引張応力度の計算　（N／mm²）

許容値割増率；Ｋ	１．０	１．２	１．５
Ｋ×0.60×σpu	0.60σpu 648	0.72σpu 778	0.90σpu 972
Ｋ×0.75×σpy	0.75σpy 698	0.90σpy 837	1.125σpy 1046
0.90×σpy	837	837	837

＊網掛け部を許容値として選定する。

②水平アンカー鋼材量の計算

$$As = \frac{H}{\sigma_{pa'} \times n}$$

Ｈ　：作用水平力

σpa'：割増を考慮した許容引張応力度

ｎ　：１主構当たりのアンカー本数

Ａｓ：アンカー１本当たりの必要面積

K　：許容値割増係数

資表 2.3.2 水平アンカー鋼材量の計算

		H (kN)	K	σ_{pa}' (N/mm²)	n	As (mm²)
設計時	常　　時	64.72	1.0	648	2	49.94
	積 雪 時	196.6	1.0	648	2	151.7
	地 震 時	192.6	1.5	837	2	115.1
	暴 風 時	139.3	1.5	837	2	83.2
耐震時落下防止構造		464.0	1.5	837	2	277.2

＊網掛け部は必要断面積として最大のものを示す。

＊耐震時落下防止構造は、H＝1.5・Rd（Rd：常時+1/2積雪時）

資表 2.3.3 PC鋼棒径の選定 (mm²)

鋼材径	φ17	φ23	φ26	φ32
谷径の断面積	210.6	374.5	484.4	746.8

＊φ23（374.5mm²）≧As(277.2mm²）よりφ23mmの鋼材を配置する。

2）鉛直アンカーの検討

①鉛直アンカー材料

鉛直アンカーとして、機械構造用炭素鋼鋼材（S35CN）を使用する。

鋼材の許容せん断応力度

τ_{sa} ＝80 N／mm²

②鉛直アンカー鋼材量の計算

$$As = \frac{H}{\tau_{sa} \times K \times n}$$

H　：作用水平力

τ_{sa}：許容せん断応力度

n　：1主構当たりのアンカー本数

As　：アンカー1本当たりの必要面積

K　：許容値割増係数

資表 2.3.4 鉛直アンカー鋼材量の計算

		H (kN)	K	n	As (mm²)
設計時	常　　時	64.72	1.0	3	270.0
	積 雪 時	196.6	1.0	3	819.2
	地 震 時	192.6	1.5	3	534.2
	暴 風 時	139.3	1.5	3	386.9
耐震時変位制限構造		185.6	1.5	3	515.6

＊網掛け部は必要断面積として最大のものを示す。

＊耐震時変位制限構造はH＝3・kh・Rd（Rd：常時+1/2積雪時、kh＝0.2）

資表　2．3．5　鋼材径の選定　(mm^2)

鋼材径	φ25	φ28	φ32	φ36
断面積	490.9	615.8	804.2	1018

＊φ36（1018mm^2）≧As(819.2mm^2) よりφ36mmの鋼材を配置する。

（2）ＰＣスノーシェッド

（北海道におけるＰＣスノーシェッド標準設計図面集～北海道土木技術会・コンクリート研究会の、構造タイプ～Ｓ４１３、部材の組み合わせ～Ｂ８０－Ｃ８０）の場合を例に検討する。

１）水平アンカーの検討

①水平アンカー材料

”１．ＰＣスノーシェルター”と同じ材質とする。

②水平アンカー鋼材量の計算

$$As = \frac{H}{\sigma pa' \times n}$$

Ｈ　：作用水平力

σpa'：割増を考慮した許容引張応力度

ｎ　：１主構当たりのアンカー本数

Ａｓ：アンカー１本当たりの必要面積

K　：許容値割増係数

資表　2．3．6　水平アンカー鋼材量の計算

		H (kN)	K	σpa' (N/mm^2)	n	As (mm^2)
設計時	常時	0.00	1.0	648	2	0.00
	積雪時	45.90	1.0	648	2	35.42
	地震時	102.5	1.5	837	2	61.23
	雪崩時	45.21	1.5	837	2	27.01
耐震時落下防止構造		162.8	1.5	837	2	97.25

＊網掛け部は必要断面積として最大のものを示す。

＊耐震時落下防止構造はＨ＝1.5・Ｒｄ（Ｒｄ：常時+1/2積雪時）

資表　2．3．7　ＰＣ鋼棒径の選定　(mm^2)

鋼材径	φ17	φ23	φ26	φ32
谷径の断面積	210.6	374.5	484.4	746.8

＊φ17（210.6mm^2）≧As(97.25mm^2) よりφ17mmの鋼材を配置する。

２）鉛直アンカーの検討

①鉛直アンカー材料

”１．ＰＣスノーシェルター”と同じ材質とする。

②鉛直アンカー鋼材量の計算

$$\mathrm{As} = \frac{H}{\tau_{sa} \times K \times n \times \cos\theta}$$

H　：作用水平力

τ sa：許容せん断応力度

n　：１主構当たりのアンカー本数

cos θ：主梁勾配（＝0.984808）

Ａｓ：アンカー１本当たりの必要面積

K　：許容値割増係数

資表　２．３．８　鉛直アンカー鋼材量の計算

		H (kN)	K	n	Ａｓ (mm^2)
設計時	常　　時	0.00	1.0	2	0.00
	積　雪　時	45.90	1.0	2	291.3
	地　震　時	102.5	1.5	2	433.7
	雪　崩　時	45.21	1.5	2	191.3
耐震時変位制限構造		97.67	1.5	2	413.2

＊網掛け部は必要断面積として最大のものを示す。

＊耐震時変位制限構造はＨ＝３・ｋｈ・Ｒｄ（Ｒｄ：常時+1/2積雪時、ｋｈ＝0.２）

資表　２．３．９　鋼材径の選定　　　(mm^2)

鋼 材 径	ϕ２５	ϕ２８	ϕ３２	ϕ３６
断 面 積	490.9	615.8	804.3	1018

＊ϕ25（490.9mm^2）≧As(433.7mm^2）よりϕ25mmの鋼材を配置する。

（３）ＰＣロックシェッド

（ＰＣロックシェッド標準設計（逆Ｌ型）～九州ロックシェッド協会の、主梁Ｂ１３０、支間Ｌ＝１１ｍ、落石荷重３tf×落下高１０ｍ）の場合を例に検討する。

ただし、崩落土、流動土砂の水平力は、考えない。

１）水平アンカーの検討

①水平アンカー材料

”１．ＰＣスノーシェルター”と同じ材質とする。

②水平アンカー鋼材量の計算

$$\mathrm{As} = \frac{H}{\sigma_{pa'} \times n}$$

H　：作用水平力

σ pa'：割増を考慮した許容引張応力度

n　：１主構当たりのアンカー本数

Ａｓ：アンカー１本当たりの必要面積

K　：許容値割増係数

資表 2.3.10 水平アンカー鋼材量の計算

		H (kN)	K	σpa' (N/mm²)	n	As (mm²)
設計時	常　　時	40.21	1.0	648	2	31.0
	落 石 時	151.0	1.5	837	2	90.2
	地 震 時	255.0	1.5	837	2	152.3
想定斜め落石時		440.3	1.5	837	2	263.0
耐震時落下防止構造		323.6	1.5	837	2	193.3

＊網掛け部は必要断面積として最大のものを示す。

＊耐震時落下防止構造はH＝1.5・Rd（Rd：常時）

資表 2.3.11 PC鋼棒径の選定 (mm²)

鋼材径	φ17	φ23	φ26	φ32
谷径の断面積	210.6	374.5	484.4	746.8

＊φ23 (374.5mm²) ≧As(262.6mm²) よりφ23mmの鋼材を配置する。

2）鉛直アンカーの検討

①鉛直アンカー材料

”1．PCスノーシェルター”と同じ材質とする。

②鉛直アンカー鋼材量の計算

$$As = \frac{H}{\tau_{sa} \times K \times n \times \cos\theta}$$

H ：作用水平力

τ_{sa} ：許容せん断応力度

n ：1主構当たりのアンカー本数

$\cos\theta$ ：主梁勾配(＝0.999550)

As ：アンカー1本当たりの必要面積

K ：許容値割増係数

資表 2.3.12 鉛直アンカー鋼材量の計算

		H (kN)	K	n	As (mm²)
設計時	常　　時	40.21	1.0	4	125.7
	落 石 時	151.0	1.5	4	314.6
	地 震 時	255.0	1.5	4	531.3
斜め落石時		440.3	1.5	4	917.3
耐震時落下防止構造		103.6	1.5	4	215.8

＊網掛け部は必要断面積として最大のものを示す。

＊耐震時変位制限構造はH＝3・kh・Rd（Rd：常時、kh＝0.16）

資表 2.3.13 鋼材径の選定 (mm²)

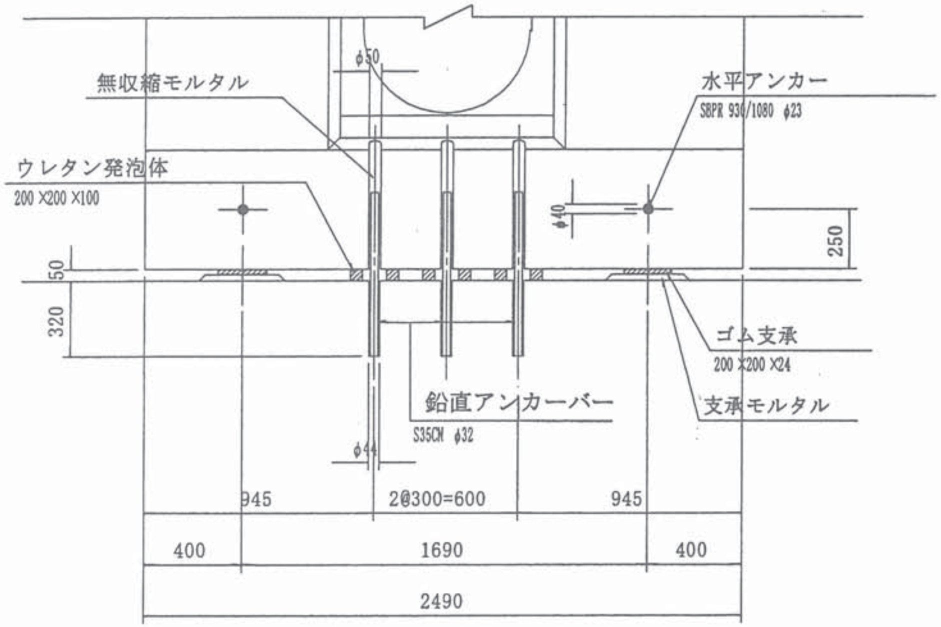
鋼材径	φ25	φ28	φ32	φ36
断面積	490.9	615.8	804.3	1018

＊φ36 (1018mm²) ≧As(917.3mm²) よりφ36mmの鋼材を配置する。

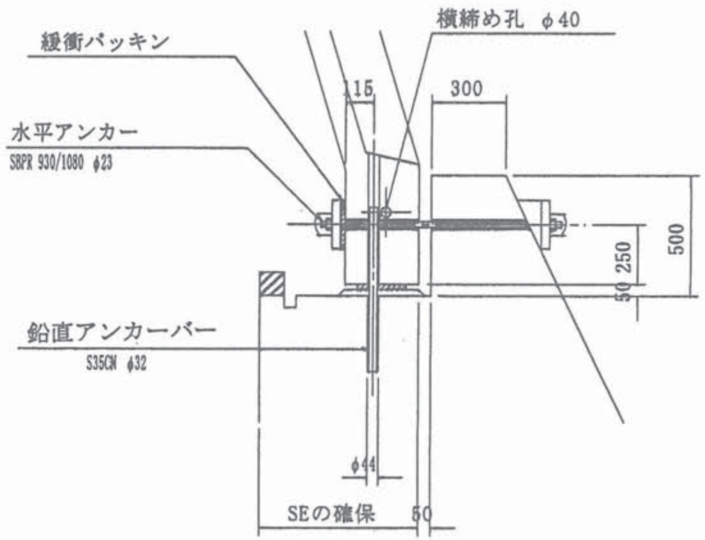
3．3　構造細目（参考図）

（1）ＰＣスノーシェルター

正 面 図



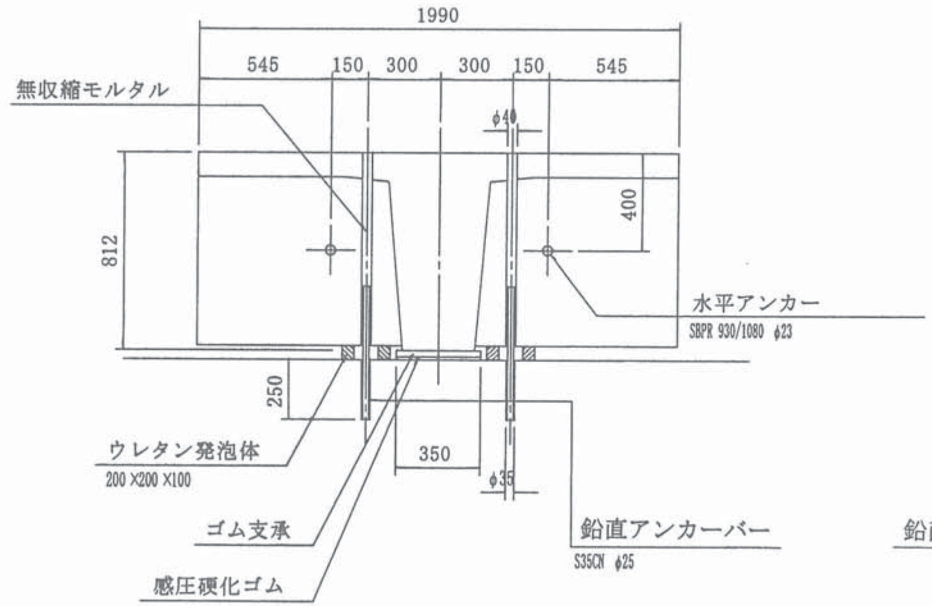
側 面 図



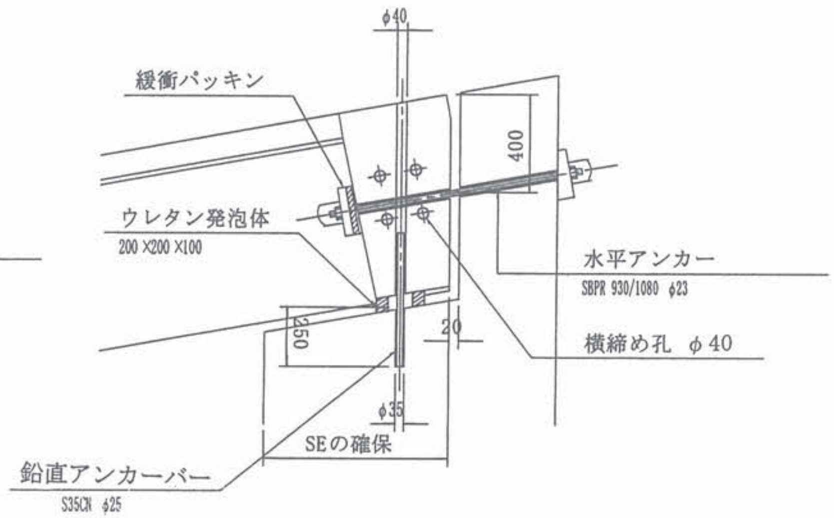
※緩衝パッキンは、部材の回転変位を拘束しない厚さとする。

(2) PCスノーシェッド

正 面 図



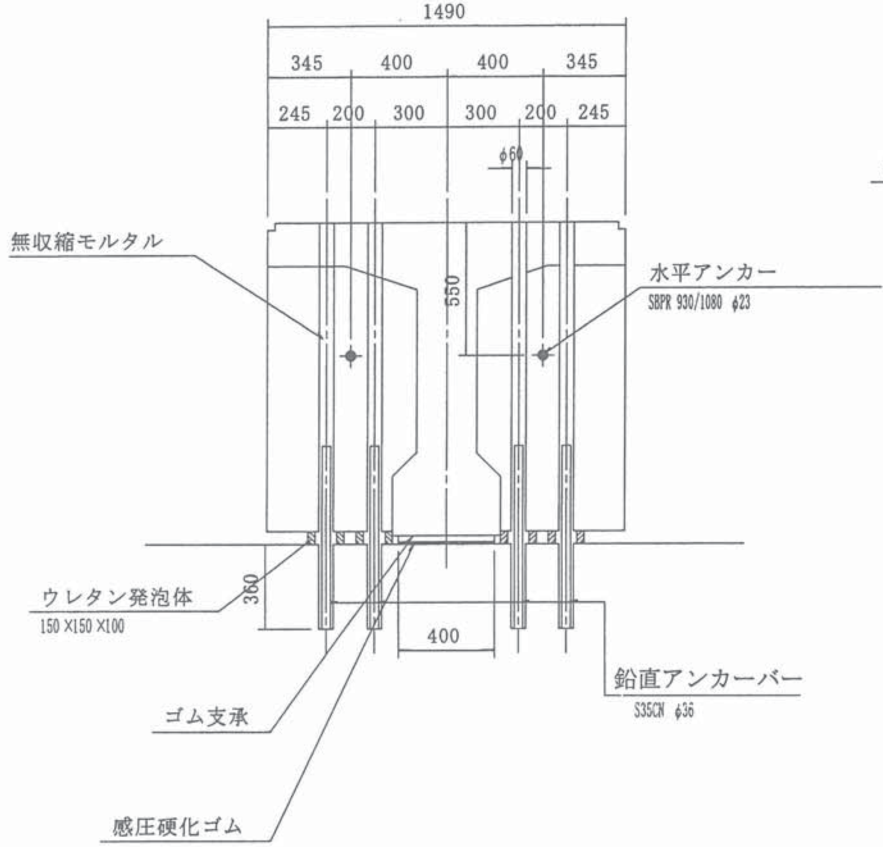
側 面 図



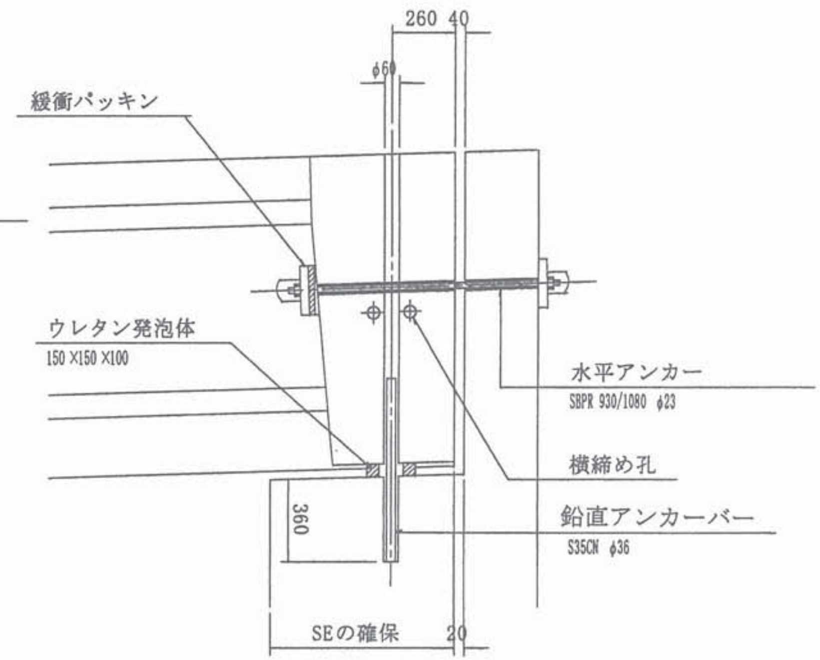
※緩衝パッキンは、部材の回転変位を拘束しない厚さとする。

（3）ＰＣロックシェッド

正 面 図



側 面 図

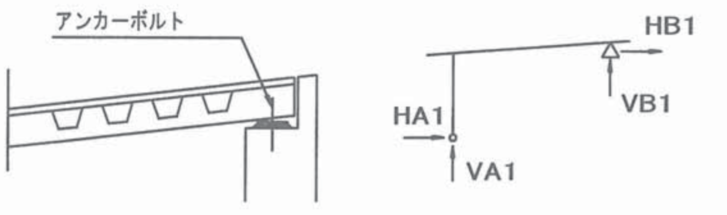
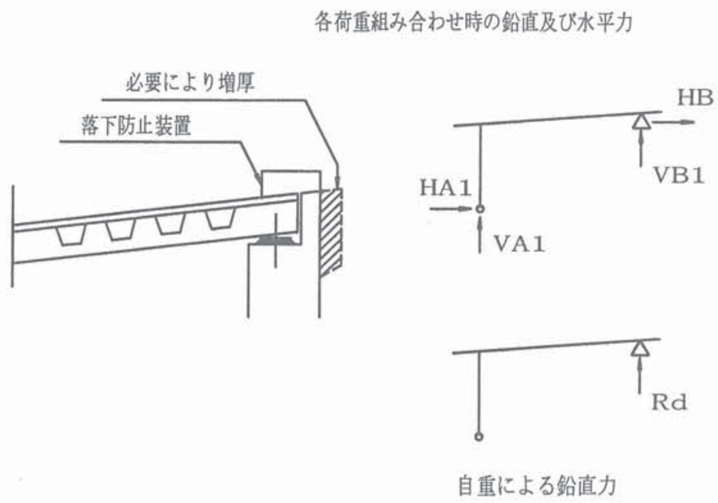


※緩衝パッキンは、部材の回転変位を拘束しない厚さとする。

4.　標準設計以外の構造に対する準用

端部横桁無しのタイプ及び中空ホロースラブタイプに適用できる。

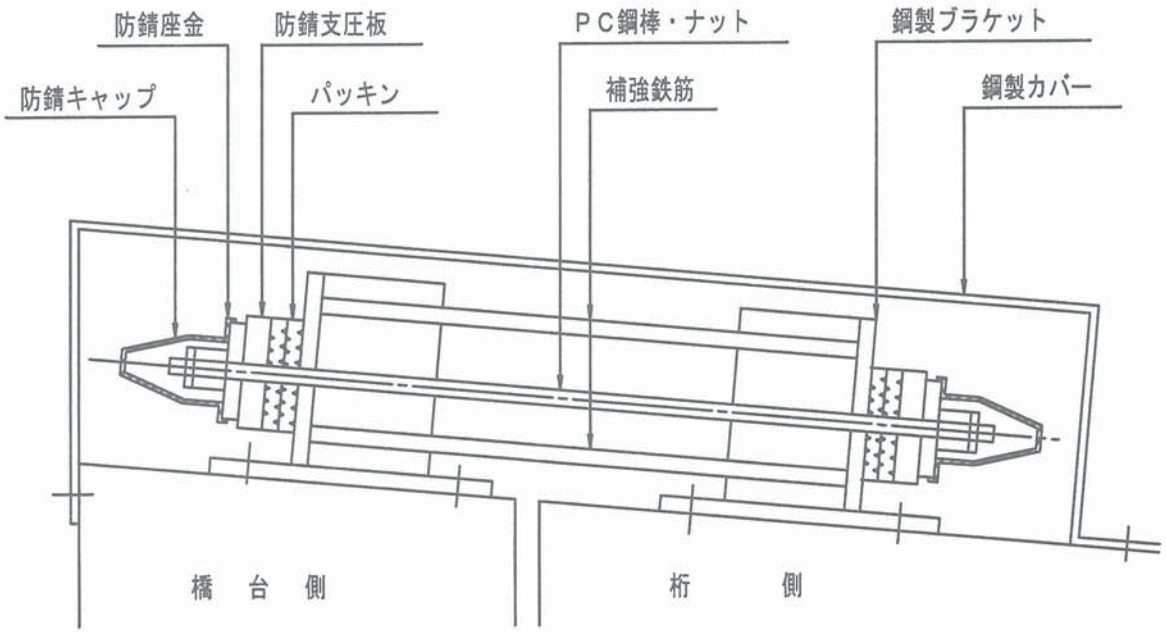
（1）従来の方法と今後の方法（ＰＣ鋼棒）

	従来の方法	今後の方法
支承部の構造		
計算方法	1．水平アンカー 落下防止装置は考慮していない。 2．鉛直アンカーバー 必要断面積　As＝H／（n・τa・1.5） 設計断面力　HS：HB1 ※割り増し係数aは、積雪時1.0、雪崩時1.5、地震時1.5	1．落下防止取付けアンカー 必要断面積　Ａｓ＝HF／（n・σpa・a） 設計断面力　HS：1.5・Ｒd、HB1の内、最大値を使用。 θ：主梁勾配 2．鉛直アンカーバー 必要断面積　Ａｓ＝HS／（n・τa・a・cosθ） 設計断面力　HS：3・kh・Ｒd、HB1、HB2の内、最大値を使用。 θ：主梁勾配 ※いずれのアンカーに対しても割り増し係数aを考慮する。 割り増し係数aは、Ｒdに対して1.5、HB1は、積雪時1.0、雪崩時1.5、地震時1.5 Ｒdは、梁自重＋積雪×1/2 を考慮する。

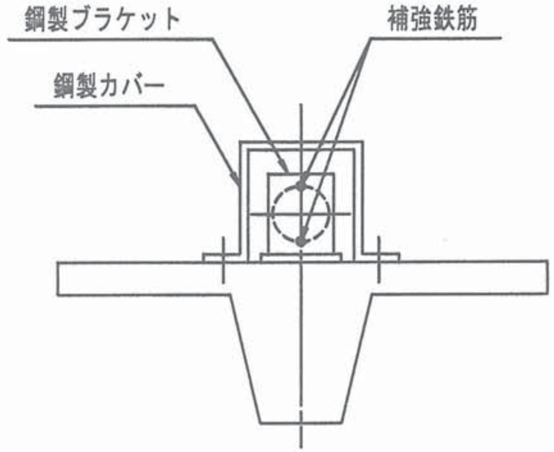
（2）既設構造物への対応

1．鉛 直 ア ン カ ーバー ：現状のままとする。（注）耐力が確保されていることを前提。
2．落下防止取付けアンカー：『2．2．落下防止システム（3）落下防止構造』により検討し、水平アンカーを設置する。算出時の荷重は雪崩時とする。なお、緩衝材を入れることにより構造系は変わらないものとする。

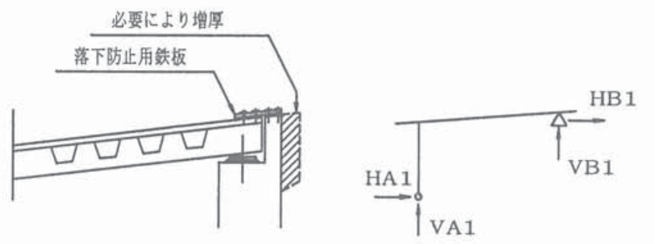
取 付 図



断 面 図

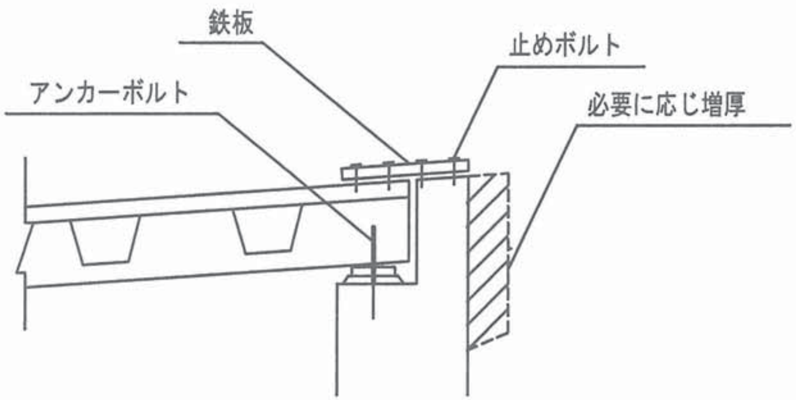


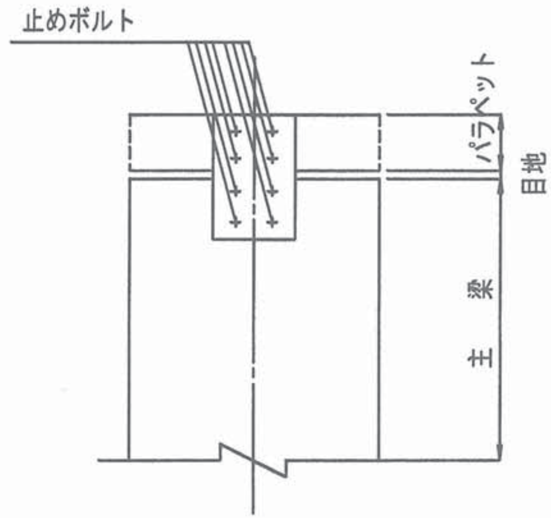
（3）従来の方法と今後の方法（鉄板）

	従来の方法	今後の方法
支承部の構造		
計算方法	1．水平アンカー 落下防止装置は考慮していない。 2．鉛直アンカーバー 必要断面積　As＝H／（n・τa・1.5） 設計断面力　HS：HB1 ※割り増し係数ａは、積雪時1.0、雪崩時1.5、地震時1.5	1．水平アンカー 必要断面積　Ａｓ＝HF／（n・σpa・a） 設計断面力　HF：1.5・Ｒd、HB1の内、最大値を使用。 2．鉛直アンカーバー 必要断面積　Ａｓ＝HS／（n・τa・a・cos θ） 設計断面力　HS：3・kh・Ｒd、HB1の内、最大値を使用。 θ：主梁勾配 3．鉄板止めボルト 必要断面積　Ａｓ＝HF／（n・τa・a・cos θ） 設計断面力　HS：1.5・Ｒd、HB1の内、最大値を使用。 ※いずれのアンカーに対しても割り増し係数ａを考慮する。 割り増し係数ａは、Ｒdに対して1.5、HB1は、積雪時1.0、雪崩時1.5、地震時1.5 Ｒdは、梁自重＋積雪×1/2 を考慮する。

（4）既設構造物への対応

1．鉛 直 ア ン カ ー	：現状のままとする。（注）耐力が確保されていることを前提。
2．落下防止用鉄板及びボルト	：落下防止用鉄板は、腐食しろ2.0mmを考慮し4.0mm以上（SS400等）を使用し『2．2．落下防止システム（3）落下防止構造』の方法で算出するものとする。（ボルトのせん断力、鉄板の引張力） パラペットについても検討し、必要であれば増厚する。





４．３　設計計算例

（1）端横桁無し既設スノーシェッド

1）設計断面力

資表　２．４．１　設計断面力

		H（kN）	Rd max	備　　　　　考
設計荷重による反力	常　時	０．００		
	積雪時	４５．９０		
	地震時	１０２．５	○	
	雪崩時	７０．２２		
落下防止構造としての設計地震力		２４４．２		Ｈ８道路橋示方書
変位制限装置としての設計地震力		９７．６７		Ｈ８道路橋示方書

2）鉛直アンカーバーによる変位制限構造の検討

ａ）鉛直アンカーバー材料

鉛直アンカーバーとして、機械構造用炭素鋼鋼材（Ｓ３５ＣＮ）を使用する。

鋼材の許容せん断応力度

$\tau sa = 80\ \mathrm{N/mm^2}$

ｂ）鉛直 アンカーバー鋼材量の計算

$$As = \frac{H}{n \times \tau sa \times a \times \cos\theta}$$

Ｈ　：作用水平力

τsa：許容せん断応力度

ｎ　：１主構当たりのアンカー本数

Ａｓ：アンカー１本当たりの必要断面積

ａ　：許容値割増係数

θ　：主梁勾配(＝0.999550)

資表　２．４．２　鉛直アンカー鋼材量の計算

		H（kN）	a	n	Ａｓ（$\mathrm{mm^2}$）
設計荷重による反力	常　時	０．００	１．０	３	０．０
	積雪時	４５．９０	１．０	３	１９１．３
	地震時	１０２．５	１．５	３	２８４．７
	雪崩時	７０．２２	１．５	３	１９５．１
変位制限装置としての設計地震力		９７．６７	１．５	３	２７１．３

＊網掛け部は、必要断面積として最大のものを示す。

資表　２．４．３　鋼材径の選定　(mm²)

鋼材径	φ２５	φ２８	φ３２	φ３６
断面積	490.9	615.8	804.2	1018

＊φ25 (490.9 mm²) ≧ As (284.7 mm²) より φ25 mm の鋼材を配置する。

３）ＰＣ鋼棒による落下防止構造の検討

ａ）許容応力度

ＰＣ鋼棒材質　ＳＢＰＲ　Ｂ種１号（９３０／１０８０）を使用し、

σ_{pu} ＝ １０８０ N／mm²

σ_{py} ＝ 　９３０ N／mm²

ａ（許容値割増率）×０．６　×σ_{pu}（引張強度）
ａ（許容値割増率）×０．７５×σ_{py}（降伏点）

の小さい方の値（ただし ０．９σ_{py} 以下）

資表　２．４．４　許容引張応力度の計算　(N/mm2)

許容値割増率；ａ	１．０	１．５
ａ×０．６０×σ_{pu}	1.0×0.60×1080 ＝ ６４８	1.5×0.60×1080 ＝ ９７２
ａ×０．７５×σ_{py}	1.0×0.75× 930 ＝ ６９８	1.5×0.75× 930 ＝１０４６
０．９×σ_{py}	８３７	８３７

＊網掛け部を許容値として選定する。

b）ＰＣ鋼棒の計算

$$As = \frac{H}{\sigma pa' \times n}$$

H　：作用水平力

σpa'：割増を考慮した許容引張応力度

n　：１主構当たりの落下防止装置（ＰＣ鋼棒）数

Ａｓ：ＰＣ鋼棒１本当たりの必要面積

資表 2．4．5　ＰＣ鋼棒の計算

		Ｈ（ｋＮ）	a	σpa'(N/mm²)	n	Ａｓ(mm²)
設計荷重による反力	常　時	０．００	１．０	６４８	1	０．０
	積雪時	４５．９０	１．０	６４８	1	７０．８
	地震時	１０２．５	１．５	８３７	1	１２２．５
	雪崩時	７０．２２	１．５	８３７	1	８３．９
落下防止構造としての設計地震力		２４４．２	１．５	８３７	1	２９１．８

＊網掛け部は必要断面積として最大のものを示す。　a：許容値割増係数

資表 2．4．6　ＰＣ鋼棒径の選定　(mm²)

鋼材径	φ１７	φ２３	φ２６	φ３２
谷径の断面積	210.6	374.5	484.4	746.8

＊φ23（374.5 mm²）≧ As（291.8 mm²）より φ23 mm の鋼材を配置する。

c）ブラケット本体の設計

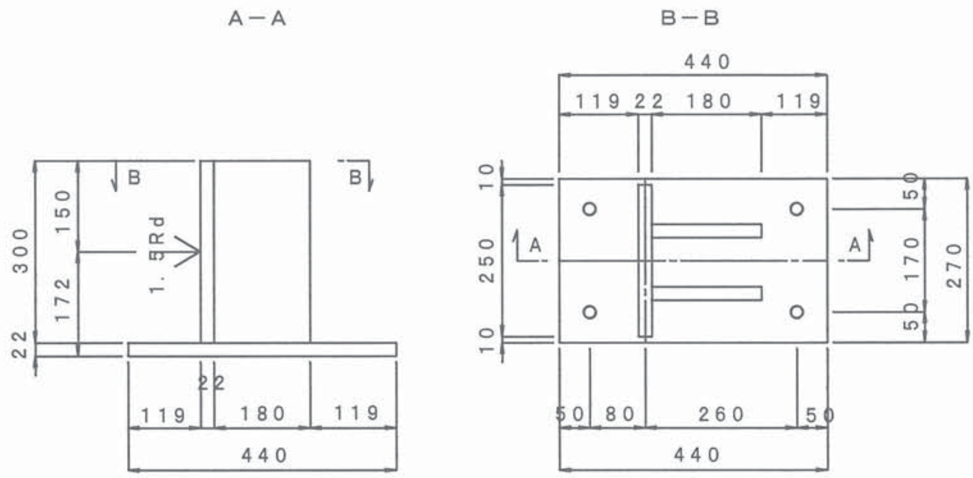
ＰＣケーブル定着部のブラケットは、２枚のリブと１枚のフランジで構成されており、以下のように有効幅を仮定して応力照査を行う。

鋼材材質　ＳＳ４００

鋼材の許容応力度

許容引張応力度　：σta ＝ １４０ N／mm²

許容せん断応力度 ：τsa ＝ 　８０ N／mm²



資図　２．４．１　ブラケットの断面

$$M = 1.5Rd \cdot h$$
$$= 244200 \times 172 = 42002400 \ \mathrm{N \cdot mm}$$
$$S = 1.5Rd$$
$$= 244200 \ \mathrm{N}$$

断面係数

	A (mm²)	y (mm)	Ay (mm³)	Ay² (mm⁴)	Io (mm⁴)
1-ﾌﾗﾝｼﾞ PL 250×22	5500	191	1050500	200645500	221833
2-ﾘﾌﾞ PL 180×22	7920	90	712800	64152000	21384000
Σ	13420	－	1763300	264797500	21605833

$$e = \frac{1763300}{13420} = 131 \ \mathrm{mm}$$

$$I = 264797500 + 21605833 - 13420 \times 131^2 = 56102713 \ \mathrm{mm^4}$$

$$\sigma t = \frac{42002400}{56102713} \times 131 = 98 \ \mathrm{N/mm^2} < 140 \times 1.5 = 210 \ \mathrm{N/mm^2}$$

$$\tau = \frac{S}{A} = \frac{244200}{7920} = 31 \ \mathrm{N/mm^2} < 80 \times 1.5 = 120 \ \mathrm{N/mm^2}$$

d）ボルトの検討

Ⅰ）必要面積の計算

鋼材材質　　　Ｓ３５ＣＮ　（ケミカルアンカー）

鋼材の許容応力度

許容せん断応力度　：τsa ＝ ８０ N／㎟

イ）必要面積（1セット当たり、”ｎ＝４本”設けた場合）

$$As = \frac{S}{n \times \tau sa \times a \times \cos\theta} = \frac{244200}{4 \times 80 \times 1.5 \times 0.999550} = 509\ \text{mm}^2$$

ロ）使用鋼材

Ｍ３０　（ねじ部有効断面積＝561.0mm^2 ）以上の鋼材を使用する。

Ⅱ）引張力の照査

鋼材の許容応力度

許容引張応力度　：σa ＝ １９０ N／㎟

$$\Sigma Y^2 = 2 \times (260^2 + 80^2) = 148000\ \text{mm}^2$$

$$\rho = \frac{M}{\Sigma Y^2} \times Y\max = \frac{42002400}{148000} \times 260 = 73788\ \text{N／本}$$

$$\sigma = \frac{\rho}{As} = \frac{73788}{561} = 132\ \text{N/mm}^2 < 190 \times 1.5 = 285\ \text{N/mm}^2$$

資　料－３　その他

３．１ スノーシェッド３次元解析結果とその近似手法

３．１．１　検討概要

スノーシェッドの地震慣性力は、道路直角方向と道路方向の２方向について考慮する必要がある。道路直角方向は屋根および柱から成る２次元フレームで地震時の断面力を計算している。一方、道路方向は、主梁と横梁から成る屋根面と柱から成る３次元フレームでの解析が必要となる。しかし、通常の主要荷重による断面力を計算する主構面を２次元フレームで解析しているのに対し、道路縦断方向地震による断面力を計算するためだけに３次元フレームを用いることは、計算精度および効果の面でバランスが悪い。

設計計算の目的は、構造物主要部材の安全性を照査し、結論的に構造物の安全性を保障することにある。したがって、道路縦断方向の検討は、構造物全体として道路横断方向の検討と同程度の計算精度をもつ計算方法を適用すべきであり、道路縦断方向地震慣性力による断面力を２次元フレームで計算する方法を提案した。以下に２次元フレームを用いた近似手法を示し、その計算結果と３次元フレーム解析結果と比較し、近似手法の適用性を検証する。

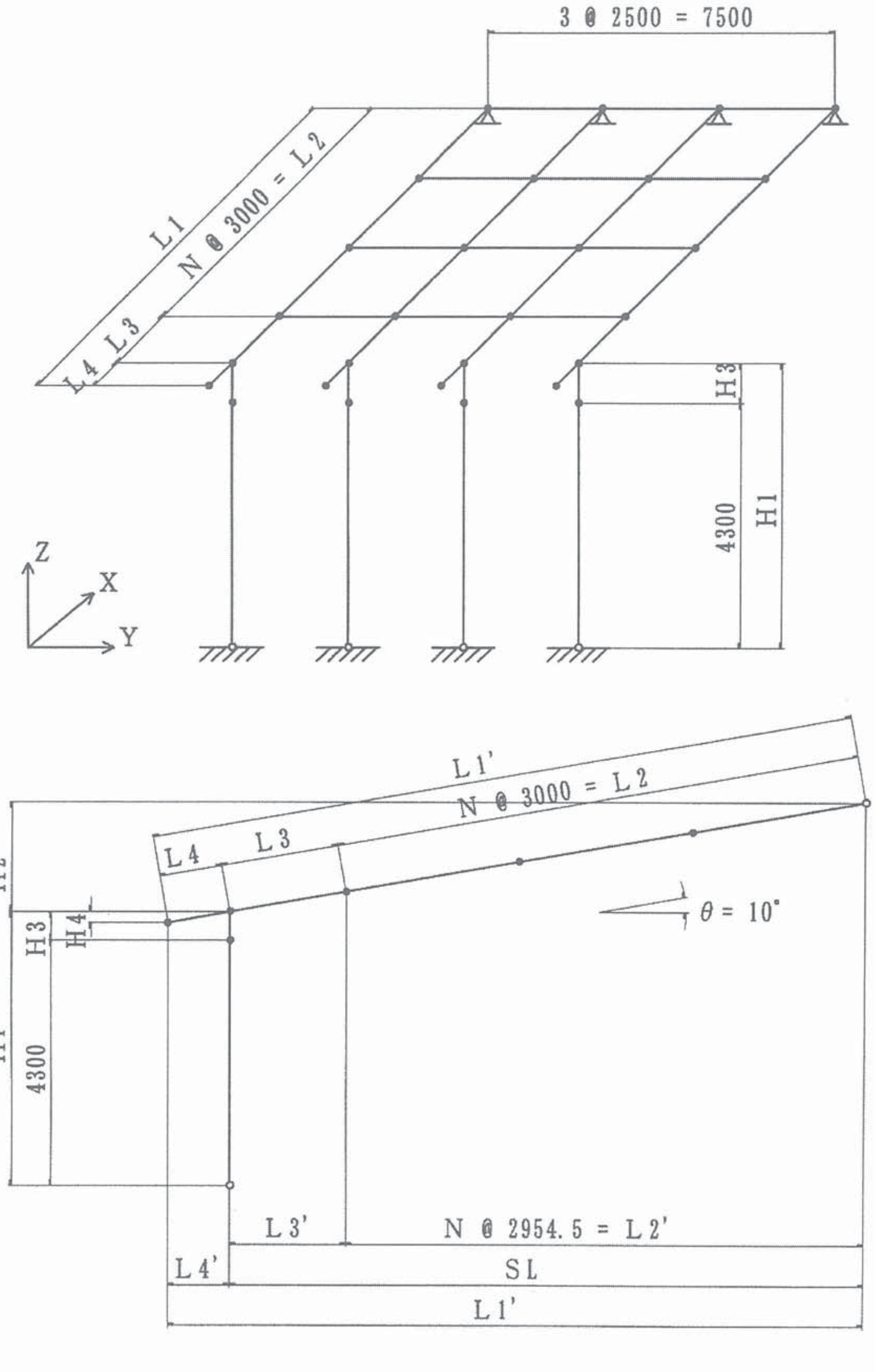
計算断面力の比較は、本マニュアルの適用範囲内の全３９ケース中代表的な５ケースについて行なった。

３．１．２　３次元フレーム解析

代表的なケースとして資図３．１．１に示す５ケースを選び、３次元フレーム解析を行なった。３次元モデルを資図３．１．２に示し、各ケースの部材寸法、部材断面諸定数及び荷重強度を資表３．１．１～資表３．１．３に示す。

S108	S109	S110	S111	S112	**S113**
S208	S209	S210	S211	S212	**S213**
S308	S309	S310	S311	S312	S313
S408	S409	S410	**S411**	S412	S413
S508	S509	S510	S511	S512	**S513**
S608	S609	S610	S611	S612	
S708	S709	S710	S711	適 用 外	

資図　３．１．１　３次元フレーム解析ケース



資図 3.1.2 3次元モデル

資表　3．1．1　構造系一覧表

（単位：m）

種　類	S 108	S 113	S 411	S 708	S 513
主梁高(Gh)	0.500	0.600	0.700	0.700	0.900
SL	8.000	13.000	11.000	8.000	13.000
N	2	4	3	2	4
L1	9.186	14.275	12.256	9.209	14.308
L2	6.000	12.000	9.000	6.000	12.000
L3	2.123	1.201	2.170	2.123	1.201
L4	1.063	1.074	1.086	1.086	1.107
L1’	9.047	14.058	12.069	9.069	14.091
L2’	5.909	11.818	8.863	5.909	11.818
L3’	2.091	1.182	2.137	2.091	1.183
L4’	1.047	1.058	1.069	1.069	1.090
H1	4.661	4.728	4.793	4.793	4.917
H2	1.411	2.292	1.940	1.411	2.292
H3	0.361	0.428	0.493	0.493	0.617
H4	0.185	0.186	0.188	0.188	0.192

資表　3．1．2　部材断面諸量一覧表

種　類		単位	S 108	S 113	S 411	S 708	S 513
主梁高(Gh)		m	0.500	0.600	0.700	0.700	0.900
主梁	Ac	m^2	0.4150	0.4550	0.4950	0.4950	0.5750
	Iy	m^4	0.008052	0.013714	0.021393	0.021393	0.043721
	Iz	m^4	0.132768	0.133310	0.133851	0.133851	0.134934
山側横梁	Ac	m^2	0.3235	0.3793	0.4386	0.4386	0.5686
	Iy	m^4	0.006953	0.012031	0.019107	0.019107	0.040772
	Iz	m^4	0.053747	0.060217	0.066625	0.066625	0.080049
中間横梁	Ac	m^2	0.3263	0.3263	0.3263	0.3263	0.3750
	Iy	m^4	0.002289	0.002289	0.002289	0.002289	0.003963
	Iz	m^4	0.123304	0.123304	0.123304	0.123304	0.139878
柱	Ac	m^2	0.1607	0.1845	0.2079	0.2079	0.2531
	Iy	m^4	0.002820	0.004269	0.006113	0.006113	0.011023
	Iz	m^4	0.001640	0.001883	0.002122	0.002122	0.002583

資表　3．1．3　荷重強度一覧表

種　類			単位	S 108	S 113	S 411	S 708	S 513
主梁高（Gh）			m	0.500	0.600	0.700	0.700	0.900
積雪深（Hs）			m	1.000	1.000	4.000	7.000	5.000
積雪単位重量（γs）			kN/m^3	3.50	3.50	3.50	4.50	3.83
慣性力	主梁自重		kN/m	2.594	2.844	3.094	3.094	3.594
	山側横梁自重		kN	2.231	2.914	3.642	3.642	5.250
	中間横梁自重		kN	1.066	1.066	1.066	1.066	1.575
	柱自重	上端	kN/m	1.094	1.313	1.531	1.531	1.969
		下端	kN/m	0.766	0.766	0.766	0.766	0.766
	積　雪		kN/m	1.077	1.077	4.309	9.694	5.893

３．１．３　２次元フレーム解析

前項で解析した３次元フレームの屋根面を構成する主梁部材と横梁部材で２次元フレームを形成し解析する。解析条件は、以下のとおりとする。

（１）　格点座標

３次元フレームの屋根面をそのまま２次元フレームとする。（資図　２．２．２　参照）

（２）部材剛性

構成部材の断面２次モーメントは、３次元フレームのＺ軸まわりの断面２次モーメント（Ｉｚ）に等しい。

（３）支点条件

山側橋台部の支点条件と同一であるので、回転のみ自由のピン支点とする。

（４）荷重条件

地震時慣性力（水平力）のみを考慮する。また、柱自重の慣性力は、柱長(4.3m)の1/2分の 荷重を柱剛接位置に集中荷重として載荷する。このときの荷重強度は、安全側の設計となるよう上端側の大なる荷重強度を用いる。

３．１．４　断面力比較

各ケースにおける３次元フレーム解析及び２次元フレーム解析による山側橋台の水平反力比較と山側横梁、中間横梁の水平面内最大曲げモーメント比較をそれぞれ資表３．１．４～資表３．１．５に示す。

２つの比較表より、前項の条件で計算した平面解析による断面力は、立体解析による断面力にほぼ等しく、２次元フレーム解析による近似手法が妥当であると評価できる。

資表　３．１．４　山側橋台の水平反力比較

(単位：ｋＮ)

種　類			S 108	S 113	S 411	S 708	S 513
立体解析 (A)	外梁	RX	92.85	230.76	304.95	294.85	529.57
		RY	31.62	49.93	77.68	99.60	116.35
	中梁	RX	7.47	32.79	33.50	16.40	65.44
		RY	48.81	80.76	122.37	152.54	183.20
平面解析 (B)	外梁	RX	95.34	238.60	314.74	302.89	549.97
		RY	31.77	50.37	78.27	100.13	117.60
	中梁	RX	7.73	34.17	34.93	17.07	68.84
		RY	49.10	81.57	123.45	153.53	185.44
換算率 (B)/(A)	外梁	RX	1.03	1.03	1.03	1.03	1.04
		RY	1.00	1.01	1.01	1.01	1.01
	中梁	RX	1.03	1.04	1.04	1.04	1.05
		RY	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01

資表　３．１．５　各横梁の水平面内最大曲げモーメント比較

(単位：ｋＮ･m)

種　類		S 108	S 113	S 411	S 708	S 513
立体解析 (A)	山側横梁	39.52	73.17	110.30	130.87	172.91
	中間横梁	57.44	104.80	151.86	176.79	235.95
平面解析 (B)	山側横梁	39.80	74.06	111.48	131.89	175.42
	中間横梁	57.99	106.16	153.74	178.60	239.71
換算率 (B)/(A)	山側横梁	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
	中間横梁	1.01	1.01	1.01	1.01	1.02

３．１．５　横梁の検討

標準化範囲について２次元フレーム解析を行った。

主梁タイプごとに最大曲げモーメントとなるケースを選定し検討した結果を資表３．１．６に示す。

検討方法は、次項の３．１．６横梁の設計計算例と同様に行った。

資表 3.1.6 各主梁タイプの横梁の検討

主梁タイプ				Bs50		Bs60		Bs70		Bs80		Bs90	
横梁種類				山側	中間	山側	中間	山側	中間	山側	中間	山側	中間
最大曲げモーメントとなるケース				S308	S308	S508	S508	S708	S708	S710	S710	S711	S711
最大曲げﾓｰﾒﾝﾄ		M	kN·m	60.01	86.84	89.90	125.54	131.89	178.60	174.58	236.21	199.65	269.05
横梁高		H	m	0.500	0.350	0.600	0.350	0.700	0.350	0.800	0.400	0.900	0.400
横梁幅		WB	m	1.543	2.450	1.581	2.450	1.618	2.450	1.656	2.550	1.693	2.550
断面積		Ac	m^2	0.3235	0.3263	0.3793	0.3263	0.4386	0.3263	0.5019	0.3750	0.5686	0.3750
図心位置	谷側縁	yT	m	-1.0354	-1.2250	-1.0852	-1.2250	-1.1284	-1.2250	-1.1675	-1.2750	-1.2028	-1.2750
	山側縁	yY	m	0.5076	1.2250	0.4958	1.2250	0.4896	1.2250	0.4885	1.2750	0.4902	1.2750
断面積2次ﾓｰﾒﾝﾄ		I	m^4	0.053747	0.123304	0.060217	0.123304	0.066625	0.123304	0.073247	0.139878	0.080049	0.139878
断面係数	谷側縁	ZT	m^3	-0.05191	-0.10066	-0.05549	-0.10066	-0.05904	-0.10066	-0.06274	-0.10971	-0.06655	-0.10971
	山側縁	ZY	m^3	0.10589	0.10066	0.12145	0.10066	0.13608	0.10066	0.14994	0.10971	0.16330	0.10971
設計曲げﾓｰﾒﾝﾄ		M'	kN·m	49.81	76.21	74.69	102.94	109.67	146.45	145.29	193.69	166.25	220.62
曲げ応力度	谷側縁	σT	N/mm^2	±0.96	±0.76	±1.35	±1.02	±1.86	±1.45	±2.32	±1.77	±2.50	±2.01
	山側縁	σY	N/mm^2	±0.47	±0.76	±0.62	±1.02	±0.81	±1.45	±0.97	±1.77	±1.02	±2.01
横締めPC鋼材本数			本	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1
有効ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ	谷側縁	σcpT	N/mm^2	0.01	0.74	0.06	0.74	0.07	0.74	0.06	0.64	0.03	0.64
	山側縁	σcpY	N/mm^2	2.21	0.74	1.82	0.74	1.54	0.74	1.33	0.64	1.17	0.64
合成応力度	谷側縁	σT	N/mm^2	-0.95	-0.02	-1.29	-0.28	-1.79	-0.71	-2.26	-1.13	-2.47	-1.37
				+0.97	+1.50	+1.41	+1.76	+1.93	+2.19	+2.38	+2.41	+2.53	+2.65
	山側縁	σY	N/mm^2	+2.68	+1.50	+2.44	+1.76	+2.35	+2.19	+2.30	+2.41	+2.19	+2.65
				+1.74	-0.02	+1.20	-0.28	+0.73	-0.71	+0.36	-1.13	+0.15	-1.37

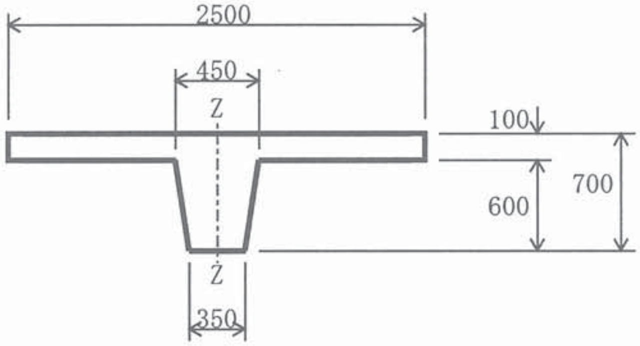
※ 横締めＰＣ鋼材種別；SWPR19L 1T19.3mm
初期緊張力；Ｐi＝ 300 kN/本
有効緊張力；Ｐe＝ 240 kN/本

3．1．6　スノーシェッドの縦断方向に関する設計計算例　（S411）

§1　構造系

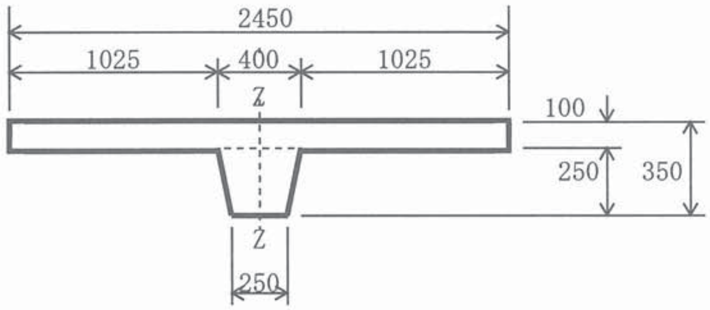
1-1　断面諸元

(1)主梁



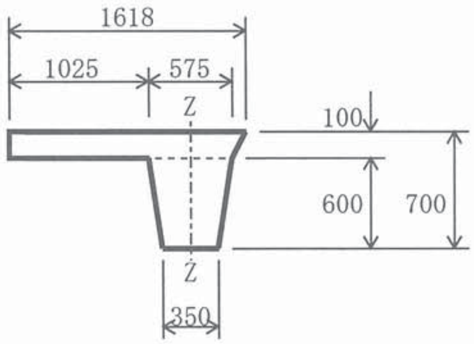
断面積	Ac	＝	0.4950	(m^2)
断面二次モーメント	Iz	＝	0.133851	(m^4)

(2)中間横梁



断面積	Ac	＝	0.3263	(m^2)
断面二次モーメント	Iz	＝	0.123304	(m^4)

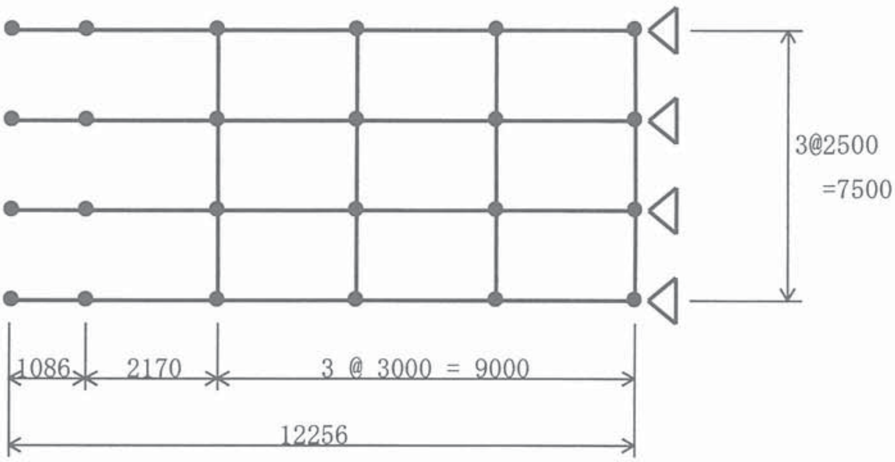
(3)山側横梁



断面積	Ac	＝	0.4386	(m^2)
断面二次モーメント	Iz	＝	0.066625	(m^4)

横梁断面はフランジ幅1025mmを有効断面として断面諸定数を算出する。

1-2　構造モデル



§2　設計荷重

2-1　荷重強度（設計荷重）の計算

設計荷重の計算は、屋根部材に作用する道路縦断方向の地震時慣性力についてのみ行なう。

(1)主梁自重および柱自重

1)主梁自重

$q\,d1 = KH \cdot Ac \cdot \gamma c$ ＝ 3.09 (kN/m)

Ac	： 主梁断面積	0.4950	(m^2)
γc	： 主梁単位体積重量	25.00	(kN/m^3)
KH	： 設計水平震度	0.25	

2)中間横梁自重

$q\,d2 = KH \cdot Ac2 \cdot \gamma c \cdot \ell 2$ ＝ 1.07 (kN)

$Ac2$	： 中間横梁断面積	0.0813	(m^2)
$\ell 2$	： 横梁平均長さ	2.1	(m)

3)山側横梁自重

$q\,d3 = KH \cdot Ac3 \cdot \gamma c \cdot \ell 3$ ＝ 3.64 (kN)

$Ac3$	： 山側横梁断面積	0.2775	(m^2)
$\ell 3$	： 横梁平均長さ	2.1	(m)

4)柱自重

$p\,1 = KH \cdot Ac4 \cdot \gamma c \cdot L/2$ ＝ 3.29 (kN)

$Ac4$	： 柱上端面積	0.2450	(m^2)
L	： 柱長さ	4.300	(m)

(2)積雪荷重

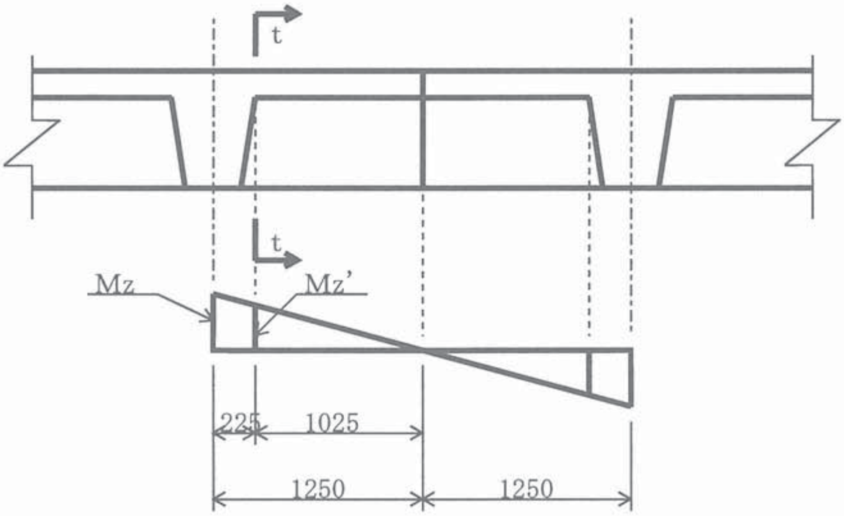
$q\,s = KH \cdot 1/2 \cdot Hs \cdot \gamma s \cdot Bs \cdot \cos\theta$ ＝ 4.31 (kN/m)

Hs	： 設計積雪深	4.000	(m)
γs	： 積雪の単位体積重量	3.50	(kN/m^3)
Bs	： 主梁間隔	2.500	(m)
θ	： 主梁勾配	10.000	(度)

§ 3　断面力

3-1　検討断面位置

検討断面位置は、中間横梁および山側横梁それぞれの主梁との付け根断面とする。
設計曲げモーメントは、各中間横梁および山側横梁の最大曲げモーメントとする。



3-2　断面力

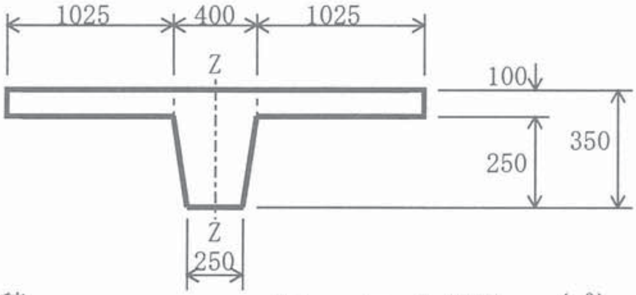
設計箇所	曲げモーメント *Mz* (kN･m)	*Mz'*(kN･m)
中間横梁	153.74	126.07
山側横梁	111.48	92.70

§4　断面算定

4-1　断面諸定数

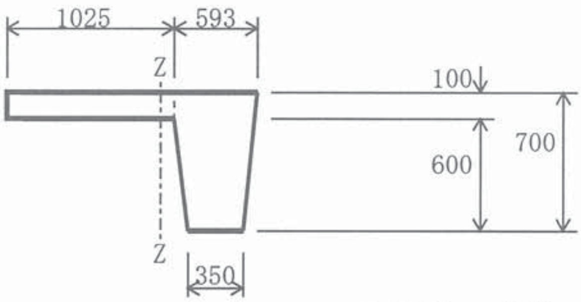
応力計算に用いる横梁断面は、プレストレス分布を横梁目地部より45°と考え、フランジ幅1025mmを有効断面として断面諸定数を算出する。

(1)中間横梁



断面積	Ac	=	0.3263	(m²)
断面係数	Z_T	=	-0.10066	(m³)
	Z_Y	=	0.10066	(m³)

(2)山側横梁



断面積	Ac	=	0.4386	(m²)
断面係数	Z_T	=	-0.05904	(m³)
	Z_Y	=	0.13608	(m³)

4-2　曲げ応力度

荷重による曲げ応力度の計算は、次式による。

$$\begin{matrix}\sigma_T \\ \sigma_Y\end{matrix} = \frac{Mz'}{\begin{matrix}Z_T \\ Z_Y\end{matrix}}$$

(1)中間横梁

$$\begin{matrix}\sigma_T \\ \sigma_Y\end{matrix} = \frac{\pm 126.07\times 10^6}{\begin{matrix}-0.10066\times 10^9 \\ 0.10066\times 10^9\end{matrix}} = \begin{matrix}\pm 1.25 & \mathrm{N/mm^2} \\ \pm 1.25 & \mathrm{N/mm^2}\end{matrix}$$

(2)山側横梁

$$\begin{matrix}\sigma_T \\ \sigma_Y\end{matrix} = \frac{\pm 92.70\times 10^6}{\begin{matrix}-0.05904\times 10^9 \\ 0.13608\times 10^9\end{matrix}} = \begin{matrix}\pm 1.57 & \mathrm{N/mm^2} \\ \pm 0.68 & \mathrm{N/mm^2}\end{matrix}$$

4-3　プレストレスの計算

(1)有効緊張力

横締め鋼材は、 SWPR19L 1T19.3 を使用する。

初期緊張力　　Pi ＝ 300 kN/本

有効緊張力　　Pe ＝ 300×0.8 ＝ 240 kN/本 とする。

(2)有効プレストレスの計算

1)中間横梁

ＰＣ鋼材を１本中央に配置する。

$$\begin{array}{l} \sigma cp_T \\ \sigma cp_Y \end{array} = \frac{N \cdot Pe}{Ac} = \frac{1 \times 240 \times 10^3}{0.3263 \times 10^6} = \begin{array}{l} 0.74\ \mathrm{N/mm^2} \\ 0.74\ \mathrm{N/mm^2} \end{array}$$

2)山側横梁

ＰＣ鋼材を２本配置する。

$$\begin{array}{l} \sigma cp_T \\ \sigma cp_Y \end{array} = \frac{N \cdot Pe}{Ac} + \frac{NP_e \cdot e}{\begin{array}{c} Z_T \\ Z_Y \end{array}}$$

$$= \frac{2 \times 240 \times 10^3}{0.4386 \times 10^6} = \frac{2 \times 240 \times 10^3 \times 126.6}{\begin{array}{c} -0.05904 \times 10^9 \\ 0.13608 \times 10^9 \end{array}} = \begin{array}{l} 0.07\ \mathrm{N/mm^2} \\ 1.54\ \mathrm{N/mm^2} \end{array}$$

4-4　合成応力度

1)中間横梁

$$\begin{array}{l} \sigma_T \\ \sigma_Y \end{array} = \begin{array}{l} \pm 1.25 + 0.74 \\ \pm 1.25 + 0.74 \end{array} = \begin{array}{l} -0.51\ \mathrm{N/mm^2} \\ +1.99\ \mathrm{N/mm^2} \\ +1.99\ \mathrm{N/mm^2} \\ -0.51\ \mathrm{N/mm^2} \end{array} \quad (-3.0 << 28.5)$$

2)山側横梁

$$\begin{array}{l} \sigma_T \\ \sigma_Y \end{array} = \begin{array}{l} \pm 1.57 + 0.07 \\ \pm 0.68 + 1.54 \end{array} = \begin{array}{l} -0.50\ \mathrm{N/mm^2} \\ +1.64\ \mathrm{N/mm^2} \\ +2.22\ \mathrm{N/mm^2} \\ +0.86\ \mathrm{N/mm^2} \end{array} \quad (-3.0 << 28.5)$$

３．２ スノーシェッド床版部の設計

床版の検討は、ウエブを付け根とする片持ち梁として検討する。ここでは、設計積雪深が４ｍの場　合を例にとり、計算方法を紹介する。

３．２．１　荷重条件

（１）死荷重	コンクリートの単位体積重量	$\gamma c =$	25 (kN/m³)
（２）積雪荷重	設計積雪深	$Hs =$	4.00 (m)
	単位体積重量	$\gamma s =$	3.5 (kN/m³)
（３）雪崩荷重	雪崩層厚	$Ha =$	2.00 (m)
	単位体積重量	$\gamma a =$	4.5 (kN/m³)
	動摩擦係数	$\mu a =$	0.30
（４）その他	主梁勾配	$\theta =$	10°
	斜面勾配	$\alpha s =$	45°

３．２．２　設計荷重の計算（1.0(m)当たり）

（１）床版自重

$wd = 0.10\ (\mathrm{m}) \times 25\ (\mathrm{KN/m^3}) \qquad = 2.50\ (\mathrm{kN/m})$

※ ハンチ重量は微少のため無視する。

（２）積雪荷重

$qs = Hs \cdot \gamma s \qquad = 14.00\ (\mathrm{kN/m})$

Hs：設計積雪深　4.000(m)

γs：積雪単位体積重量　3.50 (KN/m³)

（３）雪崩荷重の計算

1)主梁上を通過する時の雪崩の層厚

$ha = Ha \cdot (\sin\alpha s / \sin\theta)^{1/3} \qquad = 3.194\ (\mathrm{m})$

αs：山の斜面勾配　45°

θ　：主梁勾配　10°

2)雪崩荷重強度

$qa = ha \cdot \gamma a \qquad = 14.37\ (\mathrm{kN/m})$

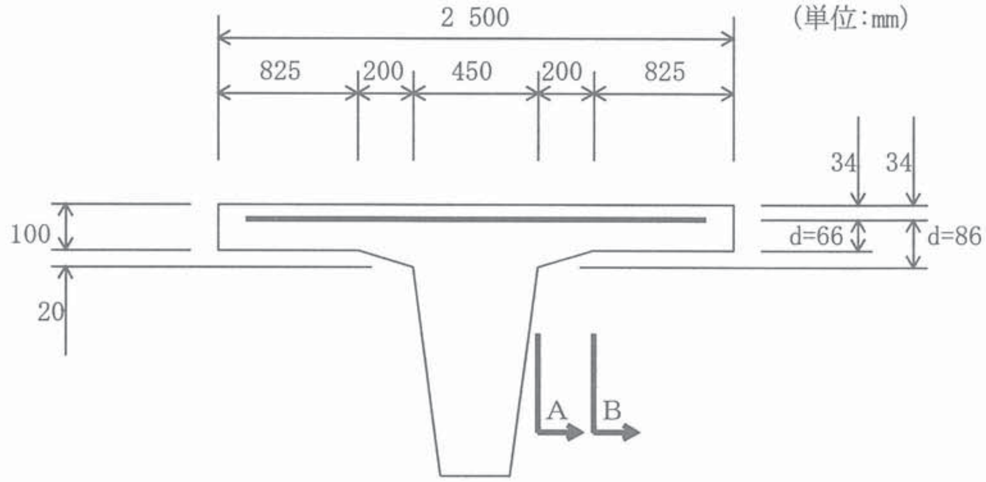
γa：雪崩単位体積重量　4.50 (KN/m³)

3)雪崩荷重強度の鉛直成分

$qaV = qa \cdot (1 + \mu a \cdot \cos\theta \cdot \sin\theta) \qquad = 15.11\ (\mathrm{kN/m})$

μa：動摩擦係数　0.30

３．２．３　断面力の計算



A断面)　$\ell a = 0.200 + 0.825 = 1.025$ (m)

$Ha = 0.120$ (m)

B断面)　$\ell b = 0.825$ (m)

$Hb = 0.100$ (m)

（１）積雪時

1)荷重

$w1 = wd + qs$ = 16.50 (kN･m)

wd: 床版の死荷重 (= 2.50 (KN/m))

qs: 積雪荷重 (= 14.00 (KN/m))

2)曲げモーメント

$MA = - w1 \cdot \ell a^2 /2$ = -8.67 (kN･m)

$MB = - w1 \cdot \ell b^2 /2$ = -5.62 (kN･m)

3)せん断力

$SA = w1 \cdot \ell a$ = 16.91 (kN)

$SB = w1 \cdot \ell b$ = 13.61 (kN)

（２）雪崩時

1)荷重

$w2 = wd + 1/2 \cdot qs + qaV$ = 24.61 (KN/m)

wd : 床版の死荷重 (= 2.50 (KN/m))

qs : 積雪荷重 (= 14.00 (KN/m))

qaV: 雪崩荷重 (= 15.11 (KN/m))

2)曲げモーメント

$MA = - w2 \cdot \ell a^2 /2$ = -12.93 (kN･m)

$MB = - w2 \cdot \ell b^2 /2$ = -8.38 (kN･m)

3)せん断力

$SA = w2 \cdot \ell a \qquad = 25.23$ (kN)

$SB = w2 \cdot \ell b \qquad = 20.30$ (kN)

（3）断面力集計表

(1.0(m)当たり)

断面	積雪時		雪崩時	
	曲げモーメント (kN･m)	せん断力 (kN)	曲げモーメント (kN･m)	せん断力 (kN)
A	-8.67	16.91	-12.93	25.23
B	-5.62	13.61	-8.38	20.30

3．2．4　配筋と応力度

(応力度の単位：N/mm²)

断面	配筋		積雪時			雪崩時		
	径 (mm)	間隔 (mm)	コンクリートの曲げ圧縮応力度	鉄筋の引張応力度	コンクリートのせん断応力度	コンクリートの曲げ圧縮応力度	鉄筋の引張応力度	コンクリートのせん断応力度
A	D13	150	6.6	138.5	0.20	9.8	206.5	0.29
B	D13	150	6.7	118.9	0.21	9.9	177.3	0.31
許容値			19.0	180.0	0.70	28.5	270.0	0.70

３．３　ロックシェッド横梁の検討

３．３．１　検討概要

ロックシェッドのスパンセンターに落石荷重を載荷する場合、隣接桁でも荷重を分担する。

この場合、力は、横梁を通して伝わるので発生する断面力に対し横梁が安全である必要がある。

この検討を行うためには、主梁と横梁からなる屋根面と柱からなる３次元フレームでの解析が必要となる。

しかし、個々の詳細設計において通常の主要荷重による断面力を計算する主構を２次元フレームで解析しているのに対し、横梁の検討で３次元フレームを用いることは、計算精度および効果の面でバランスが悪い。

ここでは、本文図５．１．１９に示した標準的な中間横梁配筋の耐力を計算し、その範囲内では個々の詳細設計で検討を行わなくてもよいものとした。

発生する断面力は、スパンが長い方が大きいことが確認されているので、検討はB_R－９０・B_R－１１０・B_R－１３０の各主梁タイプに対しスパン１３ｍの場合で行った。

３．３．２　３次元フレーム解析

解析は、１ブロック５セットで行うものとし端桁と中央桁のスパンセンターに載荷する。

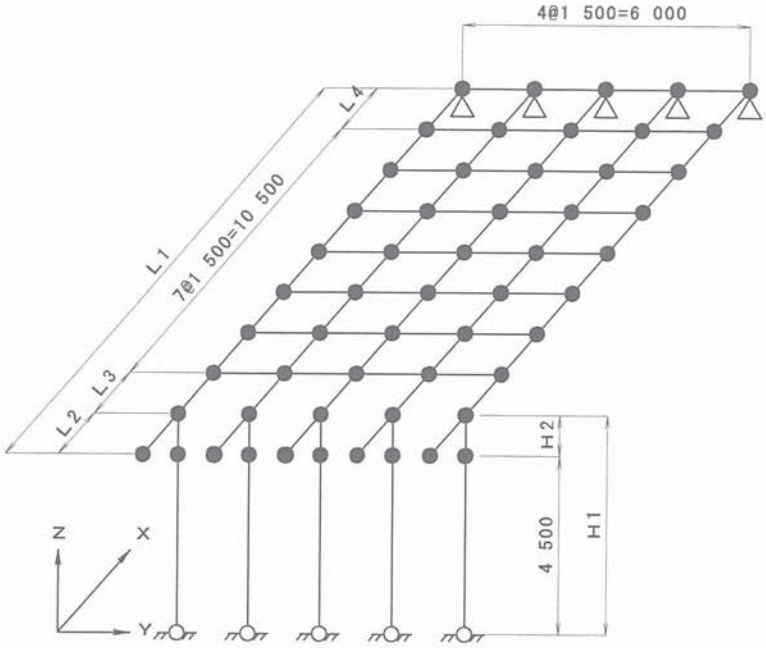
資表　３．３．１　部材断面諸量一覧

種類		単位	B_R９０	B_R１１０	B_R１３０
主梁高		m	0.90000	1.10000	1.30000
主梁	Ａｃ	m^2	0.6188	0.7238	0.8288
	Ｉｙ	m^4	0.04708	0.08353	0.13423
	Ｉｚ	m^4	0.05125	0.05367	0.05609
山側横梁	Ａｃ	m^2	0.6062	0.7277	0.8492
	Ｉｙ	m^4	0.04256	0.07664	0.12506
	Ｉｚ	m^4	0.03260	0.03700	0.04134
中間横梁	Ａｃ	m^2	0.3450	0.4050	0.4750
	Ｉｙ	m^4	0.00484	0.00955	0.01682
	Ｉｚ	m^4	0.04389	0.04538	0.04760
中間横梁谷側	Ａｃ	m^2	0.4200	0.4838	0.5575
	Ｉｙ	m^4	0.00531	0.01058	0.01882
	Ｉｚ	m^4	0.10706	0.11477	0.12353
柱	Ａｃ	m^2	0.3958	0.4571	0.5211
	Ｉｙ	m^4	0.01994	0.03183	0.04716
	Ｉｚ	m^4	0.00825	0.00973	0.01190

資表　3．3．2　構造系一覧表

(m)

種類	B_R90	B_R110	B_R130
主梁高	0.900	1.100	1.300
L1	14.843	14.848	14.854
L2	1.827	1.832	1.838
L3	0.988	0.983	0.977
L4	1.528	1.533	1.539
L1'	14.825	14.830	14.836
L2'	1.825	1.830	1.836
H1	5.043	5.152	5.259
H2	0.543	0.652	0.759
H3	0.091	0.092	0.092



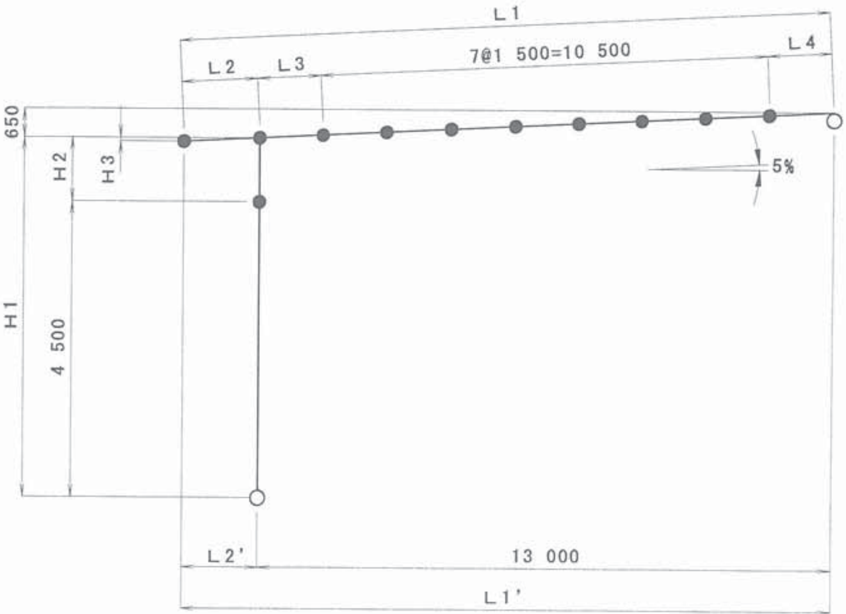


図3．3．1　3次元モデル

３．３．３　断面力算出結果

検討断面位置は、横梁のそれぞれの主梁との付け根断面とする。

設計曲げモーメントは、各中間横梁の最大曲げモーメントとする。

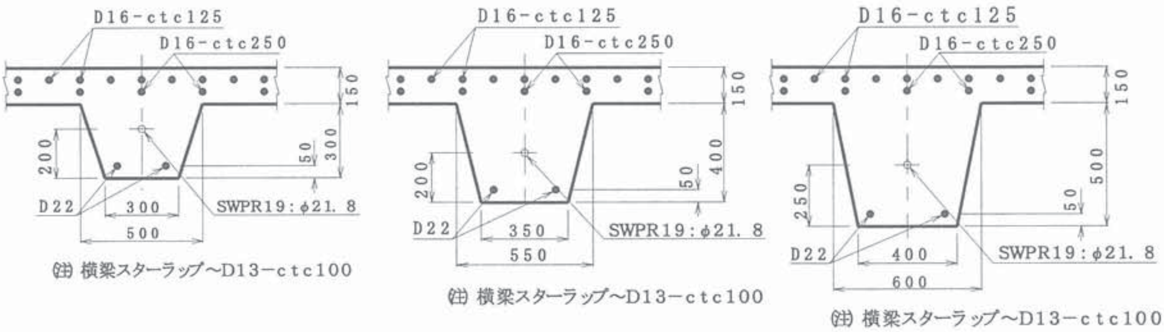
以下に、落石荷重(落石衝撃力)１０００kN当たりの設計断面力を示す。

資表　３．３．３　落石荷重１０００kN当たりの曲げモーメント

(kN･m)

	Bʀ９０	Bʀ１１０	Bʀ１３０
端桁載荷	±７６．１６３	±７１．２０６	±６５．９４９
中央桁載荷	±６３．３９３	±６１．９２０	±５９．８９２

３．３．４　横梁の耐力モーメント



Bʀ－９０　　　Bʀ－１１０　　　Bʀ－１３０

資図　３．３．２　各中間横梁配筋形状

資図３．３．２に中間横梁の配筋を、資表３．３．４に耐力モーメントを示す。

プレストレス力は、軸力として考慮し耐力モーメントは、軸力のあるＲＣ断面として計算した。

有効プレストレス力は、３００kNと仮定した。

資表　３．３．４　横梁の耐力モーメント

(kN･m)

	Bʀ９０	Bʀ１１０	Bʀ１３０
正の耐力モーメント	１４２	１９１	２２６
負の耐力モーメント	２８９	３７４	４７７

３．３．５　横梁が耐えられる落石荷重

資表３．３．３、資表３．３．４より横梁の耐えられる落石荷重を以下に示す。

Bʀ９０　）　１４２　／　７６．１６３×１０００　＝　１８６０　kN

Bʀ１１０　）　１９１　／　７１．２０６×１０００　＝　２６８０　kN

Bʀ１３０　）　２２６　／　６５．９４９×１０００　＝　３４２０　kN

3．4 スノーシェルター横締の検討

3．4．1 検討概要

スノーシェルターの地震慣性力は、道路直角方向と道路方向の２方向について考慮する必要がある。

道路直角方向については、２次元フレームで地震時の断面力を計算している。一方、道路方向については、安定計算上単体ブロックによる安定が見込めない為、１施工単位ブロックでの連結が必要となり、ＰＣ鋼線による横締緊張を行い一体化させている。

道路方向に地震慣性力が作用すると各部材の横締め接合面にずれによるせん断力が発生する。そのせん断力に対して、横締め緊張力により与えられる横締め接合面におけるせん断抵抗力で地震エネルギーを吸収するものとする。

横締めの緊張力及び使用鋼材を決定する為の試算は、本マニュアルの適用範囲内の全４３ケース中スパンの影響や積雪荷重条件の影響を考慮し、各部材タイプ毎に代表的な８ケースを抽出し試算する事とする。資図３．３．１に抽出した代表ケースを示す。

S108	S109	S110	S111	S112	S113	S114	S115
S208	S209	S210	S211	S212	S213	S214	S215
S308	S309	S310	S311	S312	S313		
S408	S409	S410	S411	S412	S413	適 用 外	
S508	S509	S510	S511	S512	S513		
S608	S609	S610	S611	S612			
S708	S709	S710	S711				

資図 ３．４．１ 横締め試算解析ケース

3．4．2 設計荷重（地震慣性力）の検討

設計荷重は、地震時の組み合わせ荷重の自重及び１／２積雪による等分布荷重を集中荷重に置き換えて算出する。資図３．３．２に荷重図を示し資表３．３．１に各ケース毎の数値諸元を資表３．３．２に各ケース毎の荷重の計算結果を一覧表にして示す。

（１）自重の慣性力

$Pd = qd \cdot l$

qd ：桁自重

l ：構造モデル上桁長（１セット）

$Pkd = Pd \cdot kh \cdot N$

kh ：水平震度 ＝ 0.25

N ：桁セット数 ＝ 4 （ｾｯﾄ）

（２）１／２積雪慣性力

$Ps = 1/2 \cdot qs \cdot L$

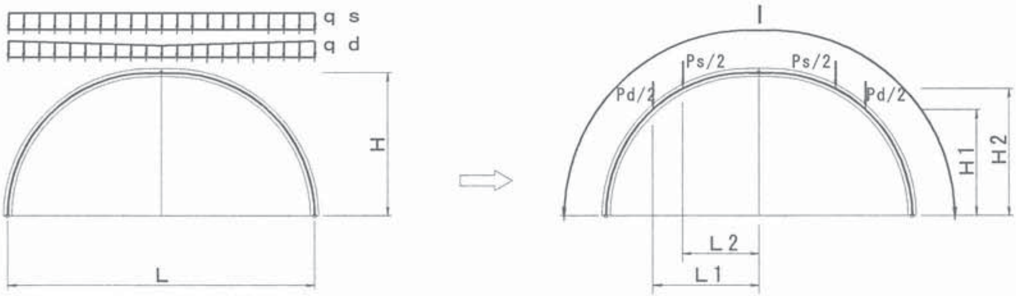
qs ：積雪荷重

L ：スパン

$Pks = Ps \cdot kh \cdot N$

kh ：水平震度 ＝ 0.25

N ：桁セット数 ＝ 4 （ｾｯﾄ）



資図３．４．２　荷重図

資表３．４．１　各ケースの数値諸元

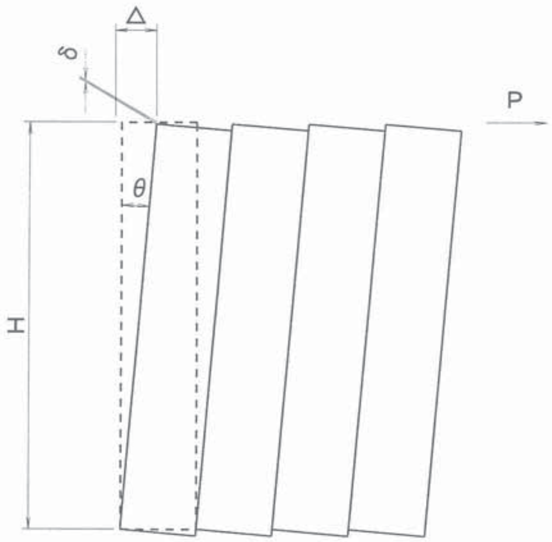
部材タイプ ＼ 各項目		H (m)	H_1 (m)	H_2 (m)	L (m)	L_1 (m)	L_2 (m)	l (m)
M25	S113	6.125	4.509	5.441	13.250	4.646	3.313	20.214
	S410	6.041	3.957	4.982	10.250	3.675	2.563	17.208
	S608	5.784	3.550	4.583	8.250	2.992	2.063	15.146
M30	S215	6.150	4.850	5.694	15.300	5.282	3.825	22.290
	S413	6.150	4.527	5.463	13.300	4.663	3.325	20.290
	S710	6.066	3.974	5.004	10.300	3.694	2.575	17.284
M35	S513	6.175	4.542	5.484	13.350	4.683	3.338	20.382
	S711	6.134	4.182	5.347	11.350	4.294	2.838	18.378

資表３．４．２　各ケースの荷重一覧

部材タイプ ＼ 各項目		qd (kN/m)	Pd (kN)	Pkd (kN)	qs (kN/m)	Ps (kN)	Pks (kN)
M25	S113	15.627	315.884	315.884	8.750	57.959	57.969
	S410	15.627	268.909	268.909	35.000	179.375	179.375
	S608	15.627	236.687	236.687	62.505	257.833	257.833
M30	S215	18.755	418.049	418.049	17.500	133.875	133.875
	S413	18.755	380.539	380.539	35.000	232.750	232.750
	S710	18.755	324.161	324.161	78.750	405.563	405.563
M35	S513	21.873	445.815	445.815	47.913	319.816	319.816
	S711	21.873	401.982	401.982	78.750	446.906	446.906

3．4．3　地震慣性力によって生じるせん断エネルギーの検討

ブロック当たりの全せん断力は，頂部に水平荷重Pが作用して部材が変位するときに生じる値とする。資図3．3．3にその概要図を示す。



資図3．5．3　概要図

・Pのなす仕事量

$W = 1/2 \cdot P \cdot \Delta$

$= 1/2 \cdot P \cdot H \cdot \theta$

$= 1/2 \cdot P \cdot H \cdot \delta / B$　　……　①

P　：集中荷重に置き換えた慣性力

$P = (Pkd \cdot H_1 + Pks \cdot H_2) / H$

H_1：自重慣性荷重作用高

H_2：積雪慣性荷重作用高

H　：構造高

Δ　：桁頂部の道路方向変位量

θ　：桁の回転角

H　：構造高

δ　：桁のずれ

B　：桁幅　＝　2.500(m)

・ずれによる横締め箇所のせん断エネルギー

$U = 1/2 \cdot Q \cdot \delta \cdot nn$　　……　②

Q　：接合面1カ所当たりのせん断力

nn：接合箇所数

①＝②式より（W＝U）

$Q = (P \cdot H) / (B \cdot nn)$

B	：桁幅	＝	2.500(m)
nn	：接合カ所数（＝ n・Bn）	＝	18（箇所）
n	：1セット当たり横締め箇所	＝	6（箇所）
Bn	：1ブロック当たり接合面数	＝	3（面）

３．４．４　横締め緊張力の検討

横締め鋼材の種類及びその緊張力は、ずれによる横締め接合面のせん断力より必要な緊張力を算出する。資表３．５．３に計算の結果を示す。

１）必要有効緊張力

横締め１ヶ所当たりのせん断力を横締め緊張力で抵抗する.

横締め緊張力（有効プレストレス）をＰeとすると次式が成り立つ.

$$Pe \cdot \mu \geqq Q$$

μ　：コンクリート接合面の摩擦係数　＝　0.6

$$Pe = Q / \mu$$

２）初期緊張力

$$Pi \geqq Pe / \eta$$

η　：有効係数 ＝　0.8

使用鋼材の初期緊張力：Ｐi’

SWPR 7BL 1S12.7を使用した場合　Ｐi’＝　130.0 kN とする。

SWPR 7BL 1S15.2を使用した場合　Ｐi’＝　190.0 kN とする。

資表３．４．３　横締め緊張力の計算結果

部材タイプ ＼ 各項目		P (kN)	Q (kN)	Pe (kN)	Pi (kN)	Pi’ (kN)	使用鋼材
M25	S113	284.038	38.661	64.435	80.544	130.000	SWPR 7BL 1S12.7
	S410	324.072	43.505	72.508	90.635	130.000	
	S608	349.566	44.931	74.885	93.606	130.000	
M30	S215	453.630	61.996	103.327	129.159	190.000	SWPR 7BL 1S15.2
	S413	486.864	66.538	110.897	138.621	190.000	
	S710	546.926	73.726	122.877	153.596	190.000	
M35	S513	611.945	83.972	139.953	174.941	190.000	SWPR 7BL 1S15.2
	S711	663.628	90.460	150.767	188.459	190.000	

横締めに関する試算の結果、使用鋼材は、ＳＷＰＲ　７ＢＬ　１Ｓ１２．７又は、１５．２の２種類の使い分けが必要となった。本検討の代表的なケースでは、部材のタイプに合わせて使用するＰＣ鋼線の種類と緊張力を統一した運用が可能となる。故に、Ｍ２５の部材は、ＳＷＰＲ　７ＢＬ　１Ｓ１２．７を使用し、Ｍ３０及びＭ３５の部材は、ＳＷＰＲ　７ＢＬ　１Ｓ１５．２を使用する事を前提とする。

資　料－４　ロックシェッドを対象とした斜面調査手法（案）

４．１　はじめに

自然斜面や人工斜面での落石や斜面崩壊の問題は、対策工として採用されてきたロックシェッドが福井県で倒壊したことで大きな社会問題となった。この事故や豊浜トンネルの斜面崩壊災害のあと、全国の道路斜面を対象とした斜面調査が立案され実施された。また、落石対策工の設計手法の見直しが進められ、有効かつ安全な対策工を確立するための作業が進行中である。

ロックシェッドの計画・立案あるいは設計のための落石条件設定は、落石現象の解明が完全になされていない状況下では統一された手法に従っていたとはいいがたい。また、これを支援する基礎的研究成果も、鋭意意研究されてきたとはいえ不足している状況であった。斜面調査・評価を専門とする調査技術者は少なく、かつ運用する資料も完成されたものとは言えず、現況では暗中模索の状態である。このため、地域的あるいは業務を担当する技術者等により落石条件の設定にバラツキが生じる懸念もあり、社会的なシステムとしての落石条件設定手法は、完熟していないと言えよう。

この結果、ロックシェッドの設計に際しては、斜面の調査・評価において個々の区間でのバラツキが生じ、また実際に落下が予想される岩塊等とは全く別途に落石条件が決められたり、あるいは隣接するロックシェッドで、落石条件や部材の安全度が正当な理由もなく異なるといった弊害が生じる場合も想定される。

本文は、これらの現況をふまえながらロックシェッドの有効かつ広汎な使用を充分な安全を確保しながら進める目的で、特にロックシェッドが計画されている斜面に絞り、その設計条件を正確に設定するための、斜面の調査手法および評価手法を提案するとともに、調査手法の事例を紹介するものである。

なお、斜面調査については、従来から各種要領等に多数整理されているが、本文は、例えば落石対策便覧の段階区分に従えば、「対策工のための調査」の段階に位置するものであり、対策工計画のために危険斜面を抽出・把握する概査や精査、あるいは斜面防災カルテを用いて斜面を監視する維持管理点検調査とは、その目的が異なっている。

また、ロックシェッドの対象は単体の落石であり、大規模岩盤斜面崩壊等は対象外とされていることを踏まえ、本文でもこのような形態の崩壊は、対象とはしていない。

４．２　ロックシェッドの落石条件設定のための調査および評価

４．２．１　目　的

斜面の調査は、通常、斜面の危険度判定（１次調査あるいは概査）と危険箇所のより細かな把握（２次調査あるいは精査）および斜面防災カルテ等を用いて斜面を監視する維持管理点検調査に分けて実施され、この結果により対策工を計画している。対策工には、落石予備物質の個別処理等も含まれることから、ロックシェッドが対策として選定される過程を十分理解する必要がある。参考資料として、落石対策便覧における落石調査の流れを、資図４．２．１に示す。ただし、落石対策便覧では、大規模岩盤崩壊等を直接の対象とはしておらず、これらの調査は、土木学会が提案している手法等に準拠して行うことになる。本文は、あくまでもロックシェッドの設計条件を定めるための調査手法の提案であるため、単体の落石を対象として以下を記述する。資図４．２．１においては、特定の対策工が決定する以前の段階では、ロックシェッド設計を視点におけば、調査項目の不足が見受けられる場合がある。

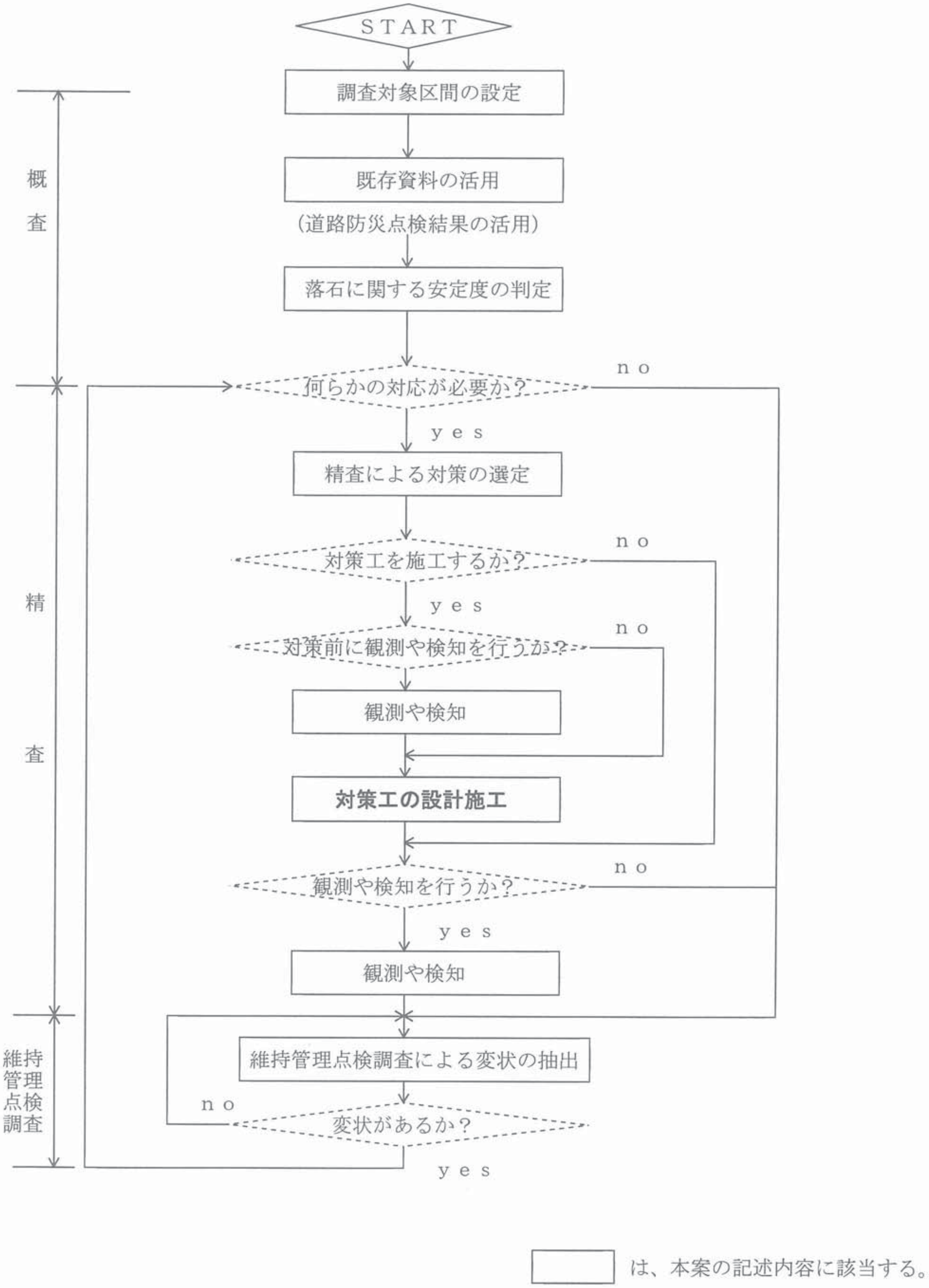
また、個々の落石予備物質に対する調査・評価手法や設計対象岩塊を設定する手法は、現在までに確立されたとは言い難い状況である。現在多用されている、落石を静荷重におきかえる許容応力度法による設計では、通常状態で発生すると予想される最大規模の落石条件を斜面調査により設定せねばならず、しかも設計条件は、１個の落石条件でなければならないとの設計上の制約があり、一般の斜面調査からロックシェッドの設計条件を設定することは、困難な場合が多い。

以上から、特に高い投資効果を求められるロックシェッドの計画においては、設計条件を確定する調査および評価（３次調査あるいは設計のための調査：資図４．２．１では精査を補完し対策工設計施工のために実施する新規調査に相当する：以下では「設計のための調査」と呼ぶこととする。）を実施することを基本とした。

なお、現段階で設計側から求められるデータは単体の落石諸元であるため、ここで取り扱う崩壊現象は、基本的に単体の落石に限定する。しかし、調査により選定した設計対象岩塊が、必ずしも落下するとは限らない。また、調査では想定していなかった、規模の大きな岩塊が落下することも十分考えられる。このため、現在の知識を持ってしても、調査精度には限界があることを十分認識し、設計対象岩塊を選定する際は、あらゆる角度から落石現象を検討して、調査時点において最も妥当であると考えられる対象岩塊を抽出すべきである。さらに斜面状況は、降雨や降雪、日照や気温差、凍結や融解、風や木根等の影響により、素因の劣化変質あるいは岩盤の形状変化や緩みの進行により、調査時の状態は経年的に劣化することが想定される。このため、前述したように、資図４．２．１における維持管理点検調査を参考に、ロックシェッド斜面の劣化状況を定期的あるいは豪雨・融雪時等に詳細に把握し、斜面における設計条件の変化を管理し、かつ変状の程度が大きい場合、適切な処置を施していかなければならない。

さらに、斜面の調査や評価においては、落石とともに岩盤崩壊等に対する考察も不可欠である。調査結果から想定される落石あるいは崩壊現象に対し、計画された対策工が妥当であるか、常に検討する必要がある。

なお本文では、構造物基礎調査は、目的外であるため除外した。



資図４．２．１　落石対策便覧による落石調査の概略フローチャート

４．２．２　調査項目の立案

調査項目は、ロックシェッドの設計条件を決定するうえで、概査や精査では不足する事項を対象に立案・実施する。

対象となる基本的事項は、ロックシェッドの設計のための落石重量・落下高さ、斜面勾配および斜面の等価摩擦係数であるが、これらを設定するためには、斜面上から最も妥当な設計対象岩塊を１落下経路当たり１個抽出しなければならず、また落下経路を特定しなければならない。

調査は、上記のようなロックシェッドの設計条件を設定するという目的に適合する項目を、後述する地表地質踏査、危険度評価あるいは設計対象岩塊の抽出に関する手法等を参考に、立案して実施しなければならない。

４．２．３では、調査項目の中でも特に重要な、落石を対象とする地表地質踏査について、調査手法を提案する。

また、一般的に実施される調査について、下記に項目のみを列記する。

（１）事前調査項目

① 地形図判読
② 空中写真判読
③ 既往地質図・同文献収集整理
④ 既往地質・土質調査・道路防災総点検・防災カルテ等報告書収集整理
⑤ 既往道路災害・日常点検記録・古文書資料・地元聞き取り調査結果等収集整理
⑥ 既設防災施設設計・施工資料収集整理
⑦ 気象資料収集整理
⑧ 各種規制資料（地すべり・急傾斜地・砂防・保安林・公園等の指定）収集整理
⑨ その他（環境資料・植林記録・他企業者防災資料・土地利用計画資料等）

（２）現地調査項目

① 地表地質踏査・空中写真撮影判読
② 物理探査等
③ 調査ボーリング
④ ボアホール観察（岩盤内の亀裂方向の把握と評価）
⑤ 原位置試験
⑥ 室内試験
⑦ その他調査（聞き取り調査・環境調査・既設防災施設健全度調査等）

４．２．３　地表地質踏査

設計対象岩塊を抽出するための地表地質踏査は、急崖岩盤斜面と比較的傾斜の緩い一般斜面では、実施手法が大きく異なる。このため、現地の地形条件を勘案して調査内容を決定しなければならない。基本的には、地表地質踏査に必要な斜面測量と、その成果を利用する地表地質踏査に分けて実施・計画する。

（１）測　量

１）一般斜面の測量

一般斜面の測量項目を下記に示す。

① 地形図等の作成
② 斜面内測量杭等の設置

一般斜面の測量について、下記に手法を提案する。

設計条件設定のための地表地質踏査においては、落下高さや斜面勾配等を確定するため、1:500 ～ 1:1000 程度の精度をもつ地形図が不可欠である。このため、当該斜面の全域または一部が未測量の場合には、測量を実施する必要がある。この場合、調査区域が落石予備物質の分布等で当初計画より拡大した場合でも、充分対応できるだけの範囲とする。基本的には、外周域、あるいは発生した落石等が当該区間に到達する可能性のある当該斜面の集水域全域および分水嶺外周までとするとよい。

測量においては、露岩分布域・斜面の凹凸・オーバーハング・段差・層理・節理方向・規模の大きな開口亀裂・微地形・小崩壊地形・崖状地形・渓流地形・滝状地形等の細かい地形についても地形図に記載するとよい。また、植性分布についても併せて記載する。

斜面に渓流が存在する場合、落下経路となりやすいため、渓流内外の微地形や小渓流についても詳細に記載しておく。また、主落下経路と想定される渓流または斜面においては、最頂部まで縦断測量を実施し、勾配を明らかにするとともに断面図を作成する。複数の落下経路が想定される場合には、それぞれに実施する。これらは、落石等の跳躍状況等を推定するために必要である。また、落下経路となる渓流等が深く下刻されている場合には、必要と想定される箇所において横断測量を実施する。これらは、落石等の跳躍量と壁高の関係から、落下経路を逸脱するかどうかの判定等に使用するものである。

測量の際、斜面をブロックに分割し測線交点に杭を設置してその杭番号や座標・標高等を記録しておけば、後述する地表地質踏査において斜面内での位置を誤認しないで作業を進められる。

2） 急崖岩盤斜面の測量

急崖岩盤斜面の測量項目を、下記に示す。

①岩盤斜面正面図等の作成

②岩盤斜面計測点等の設置

急崖岩盤斜面でも、測量の基本は一般斜面と同様であるが、測量自体が困難である場合も多く留意が必要となる。

岩盤斜面では、露岩分布域・斜面の凹凸・オーバハング・段差・層理・節理方向・規模の大きな開口亀裂・微地形・小崩壊地形・崖状地形・渓流地形・滝状地形等の細かい地形や植生のほか、詳細な勾配についても測量により明らかとしておくとよい。不安定な岩盤ブロック等も正面図に図示しておく。

急崖岩盤斜面では、特に勾配が鉛直に近い場合やオーバーハングの場合、斜面とほぼ平行に設置した基準線から離れをコンターで表示した、立面図が有効な場合もある。岩盤斜面では、急崖の場合に測量が困難となる場合も想定されるが、ノンプリズムミラーを利用するなどの測量手法を検討し、極力実測の測量成果を得るように努める。踏査段階では、落石防護工の高さや目地間隔、落石防護柵の支柱間隔、落石防止網のワイヤーロープ間隔等を目安に実施すれば、測量成果の不足を補えることもあり、有効である。

また、急崖岩盤斜面では、落下経路の特定が困難な場合も想定されるが、ロックシェッドの設計上必要となるため、現地条件を勘案して落下経路を推定し断面図を作成する。

測量杭等は、急崖岩盤斜面では設置できない場合が多いが、可能であれば露岩外周の樹林帯や比較的平坦な岩盤斜面上に設置しておけば、地表地質踏査時に標高の確認等に利用できる。

（2）地表地質踏査

1）一般斜面における地表地質踏査

一般斜面における地表地質踏査項目を、下記に示す。

① 斜面概要の把握・空中写真撮影判読

② 調査対象区域のブロック区画の設定

③ 既往落石実態調査

④ 落石予備物質の位置の記録

⑤ 落石予備物質の状況の記録（計測・スケッチ・写真撮影等）

⑥ 落下経路の位置の記録

⑦ 落下経路の状況の記録（断面形状計測・土質地質判定・スケッチ・写真撮影等）

⑧ 植生状況の記録（樹径計測・スケッチ・写真撮影等）

⑨ その他（微地形状況・転石分布状況・湧水状況・既設防災施設状況等の記録）

一般斜面の地表地質踏査について、下記に手法を提案する。

地表地質踏査に際しては、当該斜面の概要を把握するとともに、前段階で調査された調査結果とも照らし合わせて、有効な踏査を実施するために細部を検討することが肝要である。このため、以後の各調査に先立ち、斜面全域を対象に概略的な踏査を実施し、斜面の地形地質状況を平面図に記載する。この結果から、着手前に立案した調査計画が妥当かどうかを再度検討する。

ここで、前段階での調査よりさらに精度を高めた空中斜め写真は、斜面全体の巨視的な把握に非常に有効であるため、ヘリコプターやアドバルーン（模型のヘリコプターや飛行機を含む）による斜面写真撮影の導入を検討するとよい。空中写真や斜め写真は、立体視できるように撮影すると、斜面解析上有効なこともあるため、現地条件を勘案して検討するとよい。また、空中からのビデオ撮影も有効となることがある。

空中斜め写真の例を、資写真４．２．１に示す。

資写真４．２．１ 空中斜め写真の例

対象斜面では、比較的傾斜が緩い場合、調査範囲を適確に示し能率よく踏査・解析が実施できるように、斜面をブロックに分割すると有効な場合がある。ブロックの大きさは、現地条件を勘案して決定するものとする。各ブロックの交点に測量杭を設置しておくと、作業上有効である。

既往落石の実態を把握する調査においては、全斜面上および法尻・道路周辺において落下と想定される転石やその発生源、落石が衝突した痕跡等を調査し、落石の有無・規模・形態・重量・落下経路等を

把握すると、落石条件を把握する上で有効となる。さらに発生源において、今後落石が再発する可能性があるかどうかについても調査するとよい。

既設防護工の背面に落下している落石についても、調査対象とするとよい。

斜面内の落石予備物質（急斜面上の不安定岩盤ブロック・斜面上の転石・斜面内の比較的規模の小さな剥離性岩盤ブロックあるいは既往落石等）は、その位置を調査し地形図上に記載するとよい。この結果から、落下高を設定することとなる。斜面内に測量杭が設置してある場合には、近接する杭を利用して落石予備物質の位置・標高等を記録する。

斜面内の落石予備物質は、以下のように記録するとよい。この記録は、ロックシェッドを対象とする斜面調査では最も重要な項目となる。この結果から、落石重量が設定される。

埋没度や形状は、安定性を判定するデータとなる。ここでは、地表に露出している岩盤の一部（岩盤ブロック）が剥離落下し、あるいは斜面上の転石が落下する場合を想定し、その個々の大きさ(長径、中径、短径)・形状・埋没度・岩種・亀裂等分離面の疎密や方向性・風化度や緩み状況・地質構造・その他必要事項を観察し記録する。

また、各岩塊等のスケッチを行うとともに、スケールを明示して写真撮影を行う。各岩塊は、固有の番号をつけて処理する。

斜面内には数多くの大小の落石予備物質が存在する。このため、調査対象とする岩盤ブロックあるいは岩塊の大きさの下限値は、斜面状況を勘案して決定するものとする。

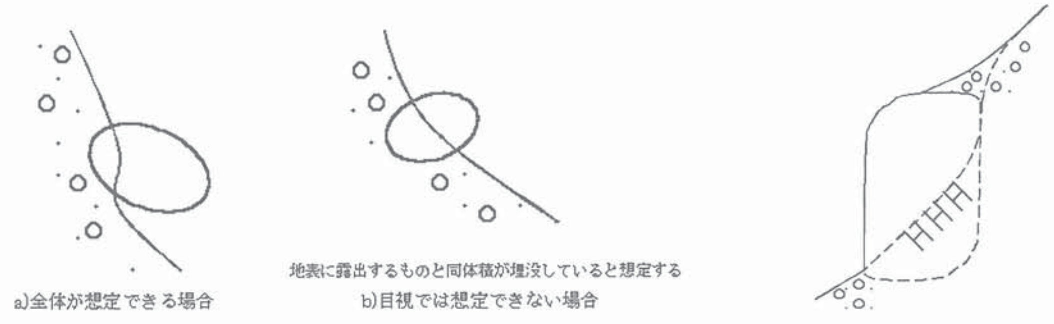
岩塊の比重は、採取したサンプルを室内試験にかけて設定することが望ましいが、現地条件を勘案の上で、場合によっては一般値の採用等を検討する。

参考に、資表４．２．１に落石予備物質記録の記載項目の事例を示す。

資表４．２．１ 地表地質踏査による落石予備物質記録表の事例

岩塊No	標高	埋没度	落石予備物質の規模			体積	岩種	比重	重量	形状	亀裂	落下経路			道路との比高	湧水	その他・備考
			長径	中径	短径							経路	地質	植生			

埋没している転石あるいは背面が測定できない急崖岩盤斜面の岩盤ブロックで、体積の測定ができない場合には、小規模な掘削や簡易貫入試験・各種探査等を検討するとよい。ただし、地形的あるいは高度の制約等で困難な場合も多いため、現地条件や経験的な知識から想定することも必要となる。場合によっては、便宜的に地表に露出している体積と同量が地中に埋没していると仮定するなど、その現場毎の対処法を整理しておく必要がある。対処法に関しては、どのように設定したかを記録として残しておくとよい。参考として、資図４．２．２に玉石等と埋没岩塊について埋没度を想定した事例を示す。



(1)　玉石等の場合　　　　　　　　　　　(2)　埋没岩塊の場合

資図４．２．２ 埋没岩塊の想定事例

落下経路の調査は、予想される落下形態が主に放物運動や自由落下などで、落下経路が特定しにくい急斜面や道路側部に比較的近接した切土斜面等を除き、選択的に落石等が集中落下する斜面において実施するとよい。発生源と道路の比高が大きい場合、通常は渓流が落下経路となりやすいため、小さなものまで含めて渓流地形の分布を記録する。ただし、尾根中央からの落石などでは尾根を落下経路とする場合もあり、また渓流側部と渓床との比高が小さい場合は跳躍した落石が渓流を逸脱して落下する場合もあるため、有効な対策延長等を設定するために、現地状況を勘案のうえ落下経路を設定しなければならない。既往落下した転石の分布や、立木や地盤の衝突痕跡等から総合的に判定することも有効となる場合がある。

落下経路に対する調査は、等価摩擦係数の設定に利用する。落下経路表層の状態や植生等を子細に観察するとよい。落石対策便覧に記載されている等価摩擦係数の資料を参考に、調査項目を定める。必要箇所については、スケッチおよび写真撮影を行うとともに、平面図に記録する。

植生に関する調査は、下記の手法に従って実施するとよい。立木の根が不安定岩塊を捕捉している場合などは、落石の発生源となることがある。また、立木等が落石等に対して緩衝効果をもつこともある。このため、これらの分布や岩塊や落石の捕捉状況、緩衝状況等を観察する。特に落下経路内の観察は、重要である。

また、樹径・樹種・植生密度・落石の衝突痕跡・落石による倒木の有無・根元の転石の有無・樹齢等も併せて記録すると、落下形態を解析する上で有効となる。樹齢については、可能であれば成長錐による調査を実施するとよい。これらは、必要箇所でスケッチ・写真撮影を行う。

以上から、斜面の等価摩擦係数を想定する。

地表地質踏査は、基本的に秋の落葉期(積雪期を除く晩秋～初冬)、または初春の植生繁茂以前に実施すると効果的である。しかし、湧水状況は、降雨後の調査が望ましく、また湧水の凍結状況は、冬期が望ましい等、調査項目によって適する時期や条件が異なる。このため、地表地質踏査の時期選定は、慎重に計画しなければならない。

なお、調査の各過程においては、斜面を構成する地質が将来どのように劣化し、調査結果がどのように変化するかも、あわせて検討する必要がある。連続した降雨・集中豪雨・積雪による浸透水や地表洗掘の岩塊安定性への影響、風による岩塊安定性への影響、日照・気温差や凍結融解、あるいは木根の進入による亀裂開口度への影響、これらの要因による岩盤や表土、崖錐の劣化変質や緩みの進行、あるいは岩盤ブロックの変形等を念頭においた調査が求められる。調査において把握した事項や将来の設計条件の変化予測等は、以後の維持管理点検調査に有効に利用できるように、整理・記録しておくべきである。さらには、既往の落石記録と比較検討し、当該斜面で発生する落石の最大規模を、総合的に解析判定する必要がある。

2）急崖岩盤斜面における地表地質踏査

急崖岩盤斜面における地表地質踏査項目を、下記に示す。

① 斜面概要の把握・空中写真撮影判読

② 調査対象区域のブロック区画の設定

③ 既往落石実態調査

④ 落石予備物質の位置の記録

⑤ 落石予備物質の状況の記録（計測・スケッチ・写真撮影等）

⑥ 落下経路の位置の記録

⑦ 落下経路の状況の記録（断面形状計測・土質地質判定・スケッチ・写真撮影等）

⑧ 植生状況の記録（樹径計測・スケッチ・写真撮影等）

⑨ その他（微地形状況・転石分布状況・湧水状況・既設防災施設状況等の記録）

急崖岩盤斜面の地表地質踏査について、下記に手法を提案する。

地表地質踏査に際しては、斜面の概要を把握するとともに、前段階で調査された調査結果とも照らし合わせて、有効な踏査を実施するために細部を検討することが肝要である。このため以後の各調査に先立ち、斜面全域を対象に概略的な踏査を実施し、斜面の地形地質状況を平面図に記載することが望ましい。調査においては、ケービングロープ（洞窟探査用）を用いて直接近づいて観察する方法がある。しかし、崖の高さが高くオーバーハングの規模が大きい場合など危険を伴うことが多いため、安全性や近接観察の必要性等を十分に勘案した上で採用する必要がある。急崖岩盤斜面では、一般的に植生のない急斜面やオーバーハングを呈する露岩部が分布することなどから、必ずしも斜面全体を網羅した地表地質踏査による近接観察ができない場合が多い。このため急崖岩盤斜面では、空中斜め写真等の利用が斜面全体の巨視的な把握に有効となる。撮影に際しては、ヘリコプターやアドバルーン（模型のヘリコプターや飛行機を含む）の導入のほか空中からのビデオ撮影も検討するとよい。一般的には空中斜め写真を用いて崖下からの遠隔観察を併用して危険ブロックの想定を行うことになる。

斜面の観察・記載に際しては、斜面をブロック区分することが有効だが、直立に近い急斜面では、斜面内の上下関係を平面図上に表現することが困難な場合もあることから、斜面形状を十分に考慮し、立面図上におけるブロック区分も検討するとよい。

既往落石の実態調査においては、全斜面上および法尻・道路周辺の落石の有無・規模・形態・重量・落下経路等を把握することが望ましいが、急斜面で斜面内の実態把握が困難な場合には、法尻・道路周辺の落石実態と遠望による斜面の岩塊抜け落ち跡や落石防止金網等の落石防止工の破損状況を対比し、規模や落下経路を推定するとよい。また、岩塊の抜け落ちを生じた場所では、岩盤の緩みが進行している可能性が高いことから、今後の落石の発生に対しても特に注意が必要である。

急崖岩盤斜面では、落石予備物質が点在する場合もあるが、亀裂質の岩盤から構成される場合などは岩盤の露出面全体が落石の発生源となることも想定される。また、急崖上部の遷急線付近に分布する崖錐堆積物や段丘堆積物が落石の発生源となる場合もあることから、急崖岩盤斜面における落石予備物質の位置や範囲の特定にあたっては、地質性状を十分に考慮した観察・記載が必要である。特に亀裂の間隔や背面の亀裂状況を把握する場合には、経験的な判断がなされることが多いが、崖上や崖下からのボーリング調査によって背面亀裂の状態を確認すれば、落下規模の比較的精度の良い判断が可能となる。

主に岩盤から構成される急崖斜面での落石の発生形態としては、凝灰角礫岩や火山角礫岩のような礫とマトリックスから構成される岩盤の「抜け落ち型落石」と亀裂質の岩盤の「剥離型落石」が想定される。いずれの場合でも、落下が想定される礫（岩塊）の大きさ（長径、中径、短径）・形状・岩種・風化度や緩み状況等を観察し、記録しておく。

落下経路の調査は、予想される落下形態が主に放物運動や自由落下などで、落下経路が特定しにくい急崖岩盤斜面や、道路側部に比較的近接した切土斜面等を除き選択的に落石等が集中落下する斜面において実施するとよい。発生源と道路の比高が大きい場合、通常は渓流が落下経路となりやすいため、小さなものまで含めて渓流地形の分布を記録する。ただし、尾根中央からの落石などでは尾根を落下経路とする場合もあり、また渓流側部と渓床との比高が小さい場合は跳躍した落石が渓流を逸脱して落下する場合もあるため、有効な対策延長等を設定するために、現地状況を勘案のうえ落下経路を設定しなければならない。既往落下した転石の分布や、立木や地盤の衝突痕跡等から総合的に判定することも有効となる場合がある。

植生に関する調査は、下記の手法に従って実施するとよい。立木の根が不安定岩塊を捕捉している場合などは、落石の発生源となることがある。また、立木等が落石等に対して緩衝効果をもつこともある。このため、これらの分布や岩塊や落石の捕捉状況、緩衝状況等を観察する。特に落下経路内の観察は、重要である。

また、樹径・樹種・植生密度・落石の衝突痕跡・落石による倒木の有無・根元の転石の有無・樹齢等も併せて記録すると、落下形態を解析する上で有効となる。樹齢については可能であれば、成長錐による調査を実施するとよい。これらは、必要箇所でスケッチ・写真撮影を行う。

いずれにせよ、対象とする岩塊の規模が大きくなるとロックシェッドでは対処できなくなるため、評価に至る調査結果には留意が必要である。

４．２．４　調査成果のまとめ

調査成果のうち、ここでは地表地質踏査について整理する。

なお、一般的には、下記に列記した調査結果もあわせて整理することになる。

（１）一般斜面における調査成果

一般斜面における調査成果項目を下記に示す。

① 地形図判読成果
② 空中写真判読成果
③ 既往地質図・同文献収集整理成果
④ 既往地質・土質調査・道路防災総点検・防災カルテ等収集整理成果
⑤ 既往道路災害等の記録・資料収集整理成果
⑥ 既往防災施設設計・施工記録収集整理成果
⑦ 気象資料収集整理成果
⑧ 各種規制資料収集整理成果
⑨ その他成果

また、地表地質踏査成果項目を下記に示す。

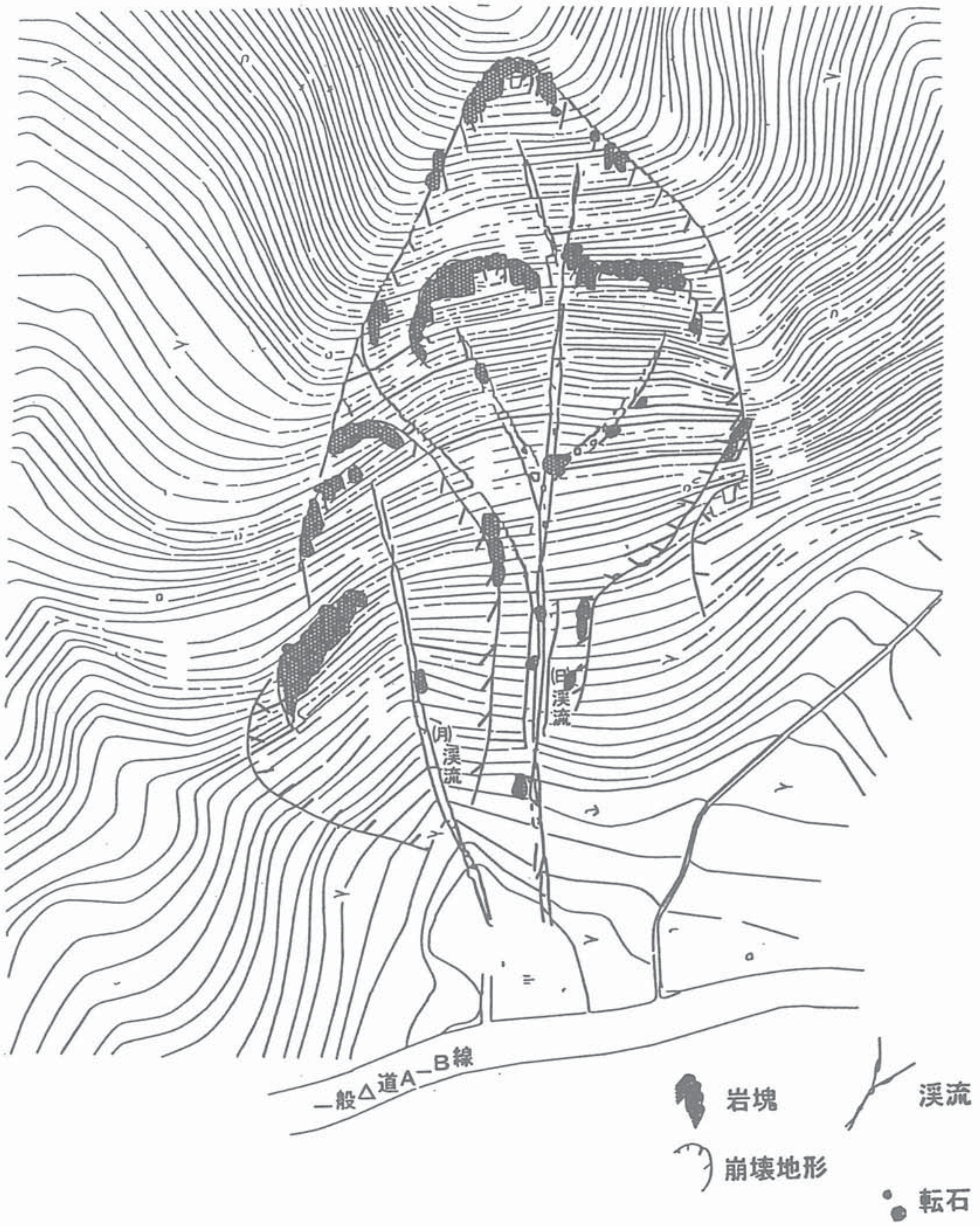
① 地表地質踏査・空中写真撮影判読成果
② 物理探査等成果
③ 調査ボーリング成果
④ 原位置試験成果
⑤ 室内試験成果
⑥ その他調査成果

地表地質踏査結果は、測量成果の地形図に記載するとよい。また、発生源から落下経路を経て道路付近に至る各過程で整理すると、ロックシェッド計画時に有効となる。

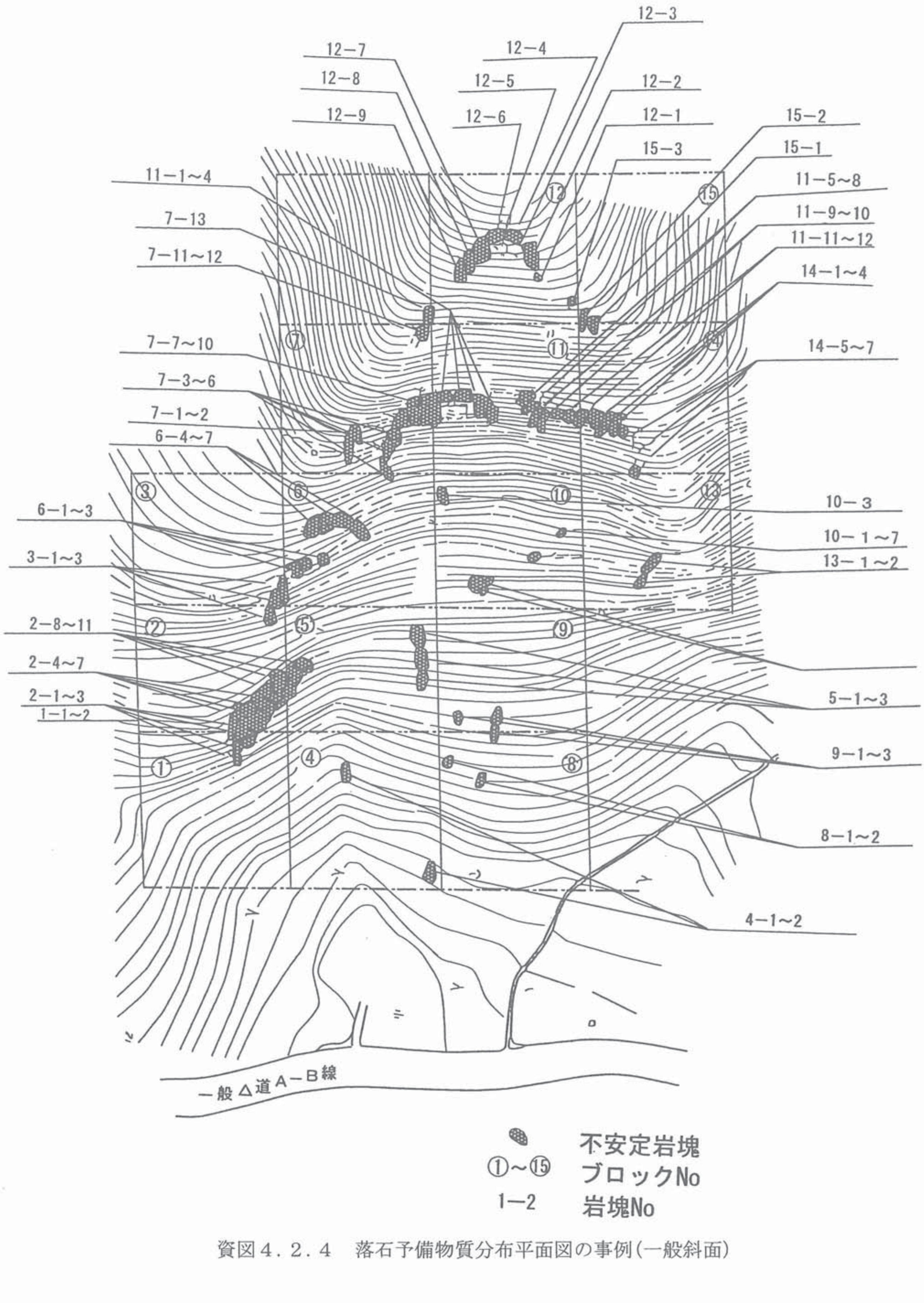
既往落石の実態については、既往落石の発生源・斜面上で停止した転石・道路周辺まで到達した転石

・その落下経路・立木等の衝突痕跡・その他必要事項についてまとめる。

地表地質踏査では、特記される岩盤状況や地形地質状況・落下経路・植生状況等を記載した地表地質踏査平面図（事例を資図４．２．３に示す。）、落石予備物質の分布を記載した落石予備物質分布平面図（事例を資図４．２．４に示す。）、調査した全落石予備物質を集計した落石予備物質一覧表（資表４．２．１の事例参照）、各落石予備物質のスケッチおよび写真集などが成果としてリストアップされる。一覧表と分布図の岩塊番号は、統一して対比できるようにしておくとよい。



資図４．２．３　地表地質踏査平面図の事例（一般斜面）



資図4．2．4　落石予備物質分布平面図の事例(一般斜面)

（2）急崖岩盤斜面における調査成果

急崖岩盤斜面における調査成果項目を下記に示す。

① 地形図判読成果

② 空中写真判読成果

③ 既往地質図・同文献収集整理成果

④ 既往地質・土質調査・道路防災総点検・防災カルテ等収集整理成果

⑤ 既往道路災害等の記録・資料収集整理成果

⑥ 既往防災施設設計・施工記録収集整理成果

⑦ 気象資料収集整理成果

⑧ 各種規制資料収集整理成果

⑨ その他成果

また、地表地質踏査成果項目を下記に示す。

① 地表地質踏査・空中写真撮影判読成果

② 物理探査等成果

③ 調査ボーリング成果（ボアホール観察結果を含む）

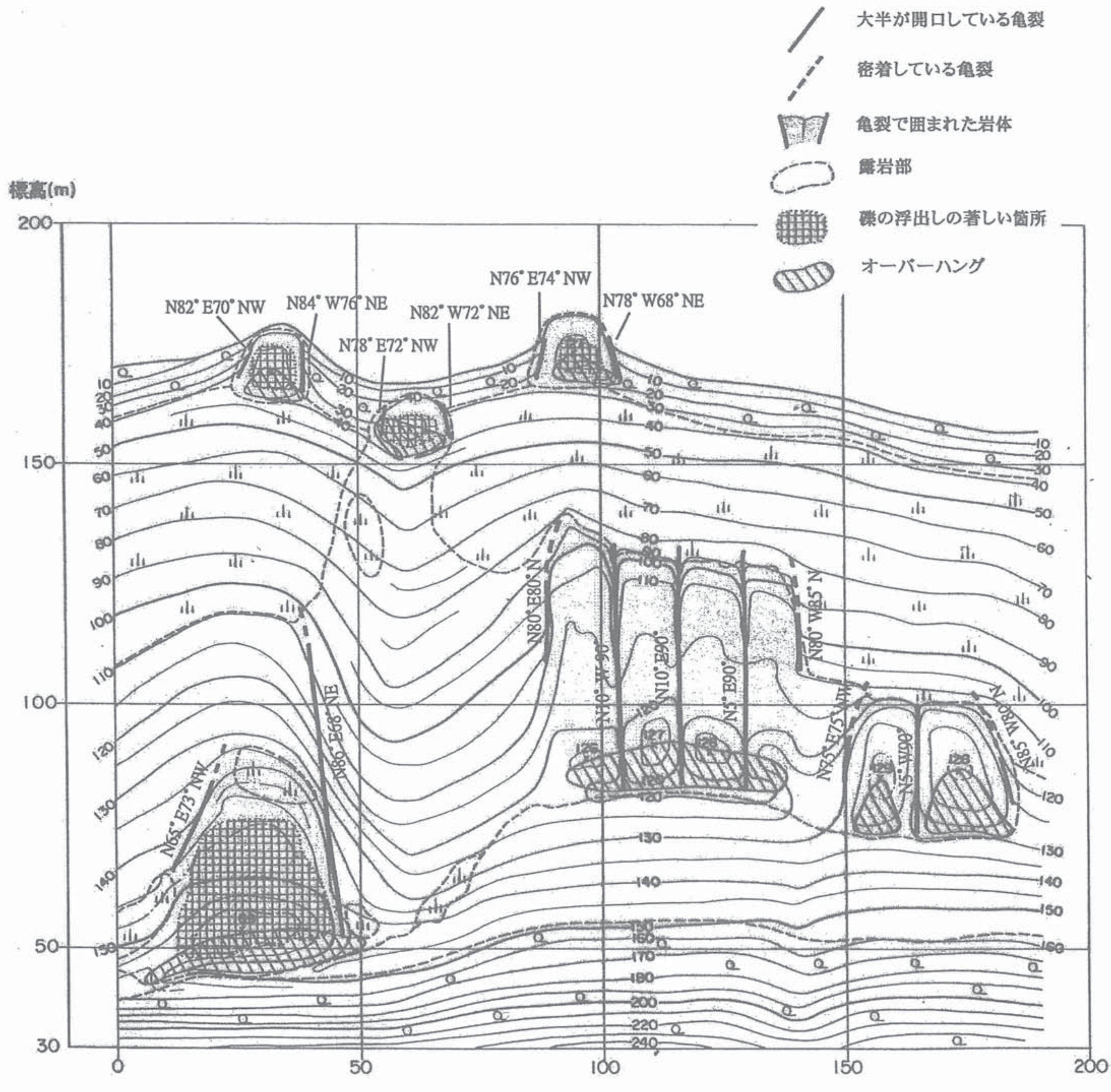
④ 原位置試験成果

⑤ 室内試験成果

⑥ その他調査成果

急崖岩盤斜面における地表地質踏査では、斜面の傾斜が急なため、危険個所の図示は平面図では表示が困難である場合がある。このような場合、スケッチや斜め写真に不安定箇所を図示するとよい。しかし、高さなどの絶対的な表示ができないため、様々な断面での落石経路が正しく把握できない。このため、立面図を作成してそこに表示するとよい。（立面図の事例を資図４．２．５に示す。）なお、急崖岩盤斜面では危険ブロックの安定度は亀裂の方向に規制されるため、分離面のステレオ解析等により不安定度を評価する方法が有効である。

また、岩盤ブロックの規模によっては、岩塊が直撃すると、砕けやすい岩質である場合を除いて、ロックシェッドでは対処できないこととなる。このため、斜面上でブロック区分された岩塊が直撃するのかどうかとともに、途中で砕けて細片化するのかどうかを、崖下の地形状況や現地に分布する過去の落石の状況などから十分判断しておく必要がある。



資図４．２．５　岩盤斜面の落石岩石崩壊調査立面図の事例(急崖岩盤斜面)

４．２．５　一般斜面での評価

（１）評価の概要

一般斜面での評価の主目的は、ロックシェッド設計に際しての落石条件を決定する作業であるため、基本的には対象となる落石予備物質を１落下経路あたり１個抽出して設計対象岩塊とし、その落石重量・落下高等の設計条件を設定するとともに、落石経路を評価し等価摩擦係数等を設定することである。

評価は、下記を基本として検討するとよい。③の危険度評価については、詳細を後述している。

① 落石等の評価項目

- 落石等の素因（どのような状況のものが落下するか、どこに分布するか）
- 落石等の性状（地質構成、岩種、風化変質度、亀裂等分離面の性状などはどうか）・落石等の現況（現在の埋没度や洗掘具合等の安定度はどうか）
- 落石等の誘因（どのような状況が発生することにより落下するか）
- 落石等の形態（不安定な転石の落下か、岩盤崩壊か、抜け落ち型かなど）
- 落石等の規模（単体か集合体か、体積および重量はどうか、形状はどうかなど）
- 落石等の危険度（どのようなものが危険か、落下する危険性はどうか）
- 落下等の兆候（現況で、落下の兆候はあるか）
- 既往落石等の整理（どの程度が、どこから、どの条件下で落下し、被害はどうか）・その他、落石等に関しての評価

② 落下経路の評価項目

- 落石等の発生源（どこから発生するか）
- 落石等の落下経路（どこを通って落下するか）
- 落石等の落下経路区分（どの落石予備物質は、どの落下経路に属するか）
- 落石等の到達範囲（どこまで到達するか）
- 落石等の運動形態（自由落下か、回転か、跳躍かなど）
- 落下経路の停止機能等（立木、既設構造物などの停止機能、緩衝機能はどうか）
- 落下経路の形態（縦横断形状はどうか、内部の地質土質、植生等はどうかなど）
- 落下経路の微地形（滝状地形、急崖地形，突起などはないかなど）
- 落下経路内の挙動（どのような挙動で落下するか、経路からの逸脱はないかなど）
- 既往落石等の落下経路の整理（どのような経路で落下したかなど）
- その他、落下経路に関しての評価

③危険度の評価項目

- 個々の岩塊の危険度についての評価（詳細は後述）

④その他の評価項目

- 落石等や落下経路に関する将来的な予測（将来の立木伐採や土地利用の影響など）
- 斜面自体の経年的な劣化と落石条件の変化に関する予測
- 落石の運動形態の予測（落石シミュレーション導入の検討）
- その他の追加調査や追加評価手法等の提案
- その他、各区間で必要と判断される評価

設計対象岩塊は、対象斜面に点在する落石予備物質に対し、個々にその危険度を検討して最も妥当と考えられる１個を抽出するものである。

現況では、個々の岩塊に対する危険度を評価するための確立した手法が存在しない。このため、ここでは、比較的傾斜の緩い斜面を対象とした場合の事例として、落石対策便覧において「資料編」に記載されている、高速道路調査会の危険度判定手法を準用する手法を紹介する。

落石調査における危険度判定では、現場条件で危険度の形態等が異なる場合もあるため、適宜に使用

する危険度判定手法を検討することが必要である。

なお、跳躍量等の落下形態に関する事項や、到達距離の検討にあたっては、斜面の勾配変化が大きい場合や、凹凸が発達する場合等では、落石シミュレーションの導入を検討することも必要である。

（２）高速道路調査会の評価手法

高速道路調査会の手法は、「石の安定状態」・「石の形状」および「落石エネルギー」の３項目にそれぞれ配点を加え合計点で落石予備物質を分類するものである。表資４．２．２にそれぞれの配点を示す。なお、落石エネルギーは、上限１００ｋＪまでの区分に固定せずに現場状況にあわせて落石エネルギーの数値区分を変更して、現場条件が適切に反映できるように検討することも必要である。

資表４．２．２　危険度の検討

区分	石 の 安 定 状 態	安定係数α	点数
①	石が地山からほぼ完全に浮きあがったり（地上露出部分 100～90%）、木の根にのっているもの、または岩目が発達した極めて不安定な状態の石	1.00	20
②	石の下部の埋没が浅い（地上露出部分 90～70%）もの、または岩目がはっきりした不安定な状態の石	0.75	15
③	石の下部の埋没が比較的浅い（地上露出部分 70～50%）もの、または岩目があってやや不安定な状態の石	0.50	10
④	石の下部がほぼ埋没している（地上露出部分 50～30%）もの、または岩目はあるが明確でない、ほぼ安定した状態の石	0.25	5
⑤	石が地山に埋没している（地上露出部分 30%以下）もの、または岩目が未発達で安定した状態の石	0	0

区分	石 の 形 状	点数
①	石の形が球形または円筒形に近いもの	4
②	①と③の中間形状のもの	2
③	石の形が扁平で安定した形状のもの	0

区分	落 石 エ ネ ル ギ ー	点数
①	落石エネルギーE_T≧100 kJ の場合	10
②	〃　100 kJ ＞E_T≧80 kJ の場合	8
③	〃　80 kJ ＞E_T≧60 kJ の場合	4
④	〃　60 kJ ＞E_T の場合	2

注）落石対策便覧ではｔ・ｍ表示であるが，ここではｋＪ表示としている。

４．２．６ 一般斜面における設計対象岩塊の抽出

（１）抽出手法の概要

ロックシェッドの設計においては、特に落石重量および落下高が重要となる。このため全斜面で調査した落石予備物質のなかから、最も設計に適する設計対象岩塊を抽出し、この岩塊の落石重量および落下高を設計条件とするとよい。

抽出手法は、前述したように確立された手法はないが、ここでは比較的傾斜の緩い斜面を対象にした高速道路調査会の評価手法による抽出手法について、以下に記述する。

比較的傾斜の緩い斜面では、設計対象岩塊は、前項で採点した各落石予備物質の合計点または３項目の個々の点数を参考にランク分類するとよい。

以下に、この手法を使用した事例を、参考に記載する。資図４．２．３，４．２．４および資表４．２．４は、紹介する事例の調査結果である。

（２）高速道路調査会の評価手法を利用した抽出事例

この事例では、各落石予備物質の合計点のみに着目した場合、落下高が高く落石重量も大きいものは、形状に関係なく設計対象岩塊として抽出される可能性が想定された。しかし、総合的に岩塊形状や斜面勾配等の現地条件を勘案すれば、比較的小さくても球形に近いものほど危険度が高いと考えられた。このため、単に合計点によるよりも、各項目の点数により項目ごとのランクをつけ、そのランクから最終ランクを設定することが合理的であると考えた。以上から、資表４．２．３に示すランク分類を作成して、Ａ～Ｃランクに分類した。ランクは、落石としての発生のしやすさ、斜面での落下のしやすさ、および落下した場合の影響の大きさを勘案して、下記の順で「落石の形状」、「斜面からの露出度」および「落石エネルギー」の３つの要素を設定した。

Ａランク・・形状が扁平ではなく、露出度が高く、エネルギーが大きい。
Ｂランク・・形状が扁平ではなく、露出度が中程度か、エネルギーが中程度。
Ｃランク・・形状が扁平ではなく、露出度が小さいか、エネルギーが小さい。
あるいは、形状が扁平なものはすべて。

資表４．２．３ ランク分類

石の形状が①または②の場合の分類例

分類項目＼分類項目		石の安定状態 ①	②	③	④	⑤
落石エネルギー	①	A	A	B	B	C
	②	A	A	B	B	C
	③	B	B	B	B	C
	④	C	C	C	C	C

石の形状が③の場合の分類例は、全てランクＣのため省略する。

注）表中の①～⑤は、前頁に示した表資４．２．２の各区分を示す。

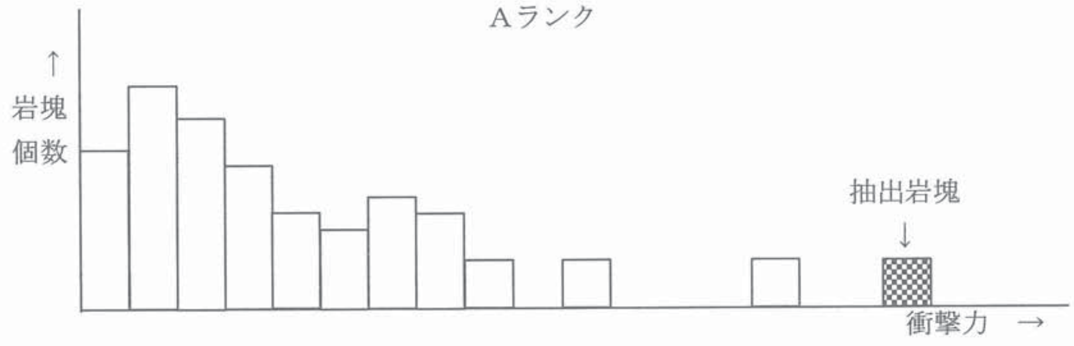
上表におけるランク分類の条件：
石の安定状態では、地表露出が50%以上で危険と判定した。
落石エネルギーは、現場毎に区分を見直すが、大きいものほど危険と判定した。
石の形状は、扁平形状岩塊の斜面上での落下形態はよく把握されていないが、ここでは文献の評価に従い、扁平形状は落下しにくいと設定した。

次に、ランクＡに選別された落石予備物質群を対象に、設計対象岩塊を抽出した。

抽出は、３項目の合計点が最も高い落石予備物質とした（資表４．２．４ 参照）。

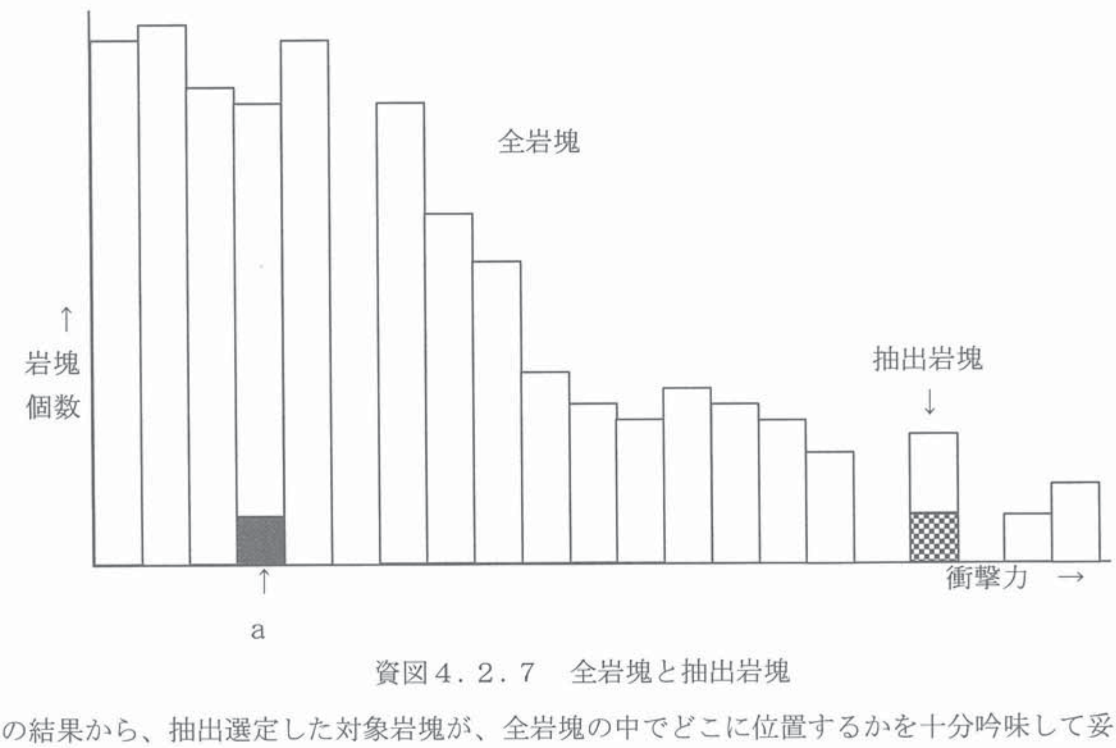
なお、上記の抽出作業は、落下経路毎に実施した。

評価後に、上記で記載した評価についての照査を行った。まず、Ａランクにおける抽出岩塊の位置を把握した。（資図４．２．６）



資図４．２．６　Ａランクと抽出岩塊

次に、Ａ～Ｃランク全岩塊中の位置を把握した。（資図４．２．７ ）



資図４．２．７　全岩塊と抽出岩塊

この結果から、抽出選定した対象岩塊が、全岩塊の中でどこに位置するかを十分吟味して妥当性を検証し、対策工計画上矛盾を生じる場合（例えば、資図４．２．７のａの位置にあり全体を考える場合にあまりに小さい岩塊と判定される場合など）には、前述したランク分類（資表４．２．３）の組み替え等を行うこととして作業を進めた。

上記の各図は、現況では最も危険な岩塊群中の最大衝撃力を想定するには有効であった。

また、将来的には、現在研究中の多段階設計手法が確立された場合は、対象となる衝撃力を設定する際にも利用できる可能性があると考えられる。

資表４．２．４　落石予備物質一覧表の事例

岩塊番号	危険度判定（点）				衝撃力
	安定状態	形　状	落石エネルギー	合　計	(kN)
ランクＡ：落下経路①ルート					
７－　７	２０	4	１０	３４	4355
５－　３	１５	2	8	２５	2163
６－　９	２０	2	8	３０	1592
ランクＡ：落下経路②ルート					
４－１２	２０	2	１０	３２	3346
３－　２	１５	2	8	２５	2477
ランクＢ：落下経路①ルート					
７－　５	１５	2	4	２１	6982
６－　８	１５	4	4	２３	3341
（以下省略）					
ランクＢ：落下経路②ルート					
３－　５	１０	2	4	１６	5978
１－　３	２０	4	4	２８	4110
（以下省略）					
（ランクＣ　省略）					

注１）衝撃力は、落石対策便覧による算出式（振動便覧の推定式）により算出した。
注２）上式のラーメの定数は、1000kN/㎡として算出した。
注３）落石重量は、岩塊の長径×中径×短径×26.0 kN/m^3として算出した。

４．２．７　急崖岩盤斜面での評価

急崖岩盤斜面の危険度評価における留意点を以下に述べる。

急崖岩盤斜面における危険度は、一般的な落石と比較して、岩盤ブロックの崩落であり、予測や想定が容易ではない特徴を有している。このため、ここでは特定の評価手法は具体的には記述せず、評価の場合の留意点のみを整理するものである。また、一般斜面の項では、危険度評価を受けての設計対象岩塊の抽出手法についても記載しているが、急崖岩盤斜面では、いかなる斜面にも有効な汎用的な抽出手法の設定は、現況では困難であると考える。このため、抽出手法については、ここでは記述していない。従って、急崖岩盤斜面において設計対象岩塊を抽出する場合には、既往文献等を参考に個々の斜面をよく調査し、斜面の特性に適合した抽出手法を採用されたい。

急崖岩盤斜面の場合、比較的勾配の緩い斜面と比較して、落石とともに、岩盤崩壊の危険度が高いという特徴を有している。岩盤崩壊では、その衝撃荷重の規模は非常に大きく、ロックシェッドでは対処できない場合が多い。このため、評価にあたっては留意が必要であり、岩盤崩壊の評価を十分行ったうえで、落石の評価を実施すべきである。この場合、岩質や地形状況から、途中で細片化するかどうかや、大規模崩壊の崩落物が設計箇所まで到達するかどうか等も、十分検討しておく必要がある。

急崖岩盤斜面の危険度評価の指標としては、節理が発達する岩盤等では、亀裂間隔が有効な着目点となる。また、比較的勾配の緩い斜面と比較して、落下物が落下途中で破壊あるいは分離する可能性が高いため、節理や片理等が発達する亀裂質の岩盤では、想定落石径についての十分な検討も必要である。

また、急崖岩盤斜面では、規模の大きな崩壊が発生する場合も多く、斜面直下に崩落物で構成される緩斜面やそれに伴う樹林帯等が形成されていることがある。この場合には、落石が道路等の保全対象に到達するかどうか、十分検討すべきである。

急崖岩盤斜面では、資図４．２．５に示すように、例えば岩質が亀裂質である場合、露岩斜面全体が発生源となる可能性が高い。この場合、個々の小ブロックでの判定は困難である。このような斜面においては、露岩斜面の比高で斜面を区分して、比較的広い斜面を判定対象ブロックとして、危険度判定を行うなどの対応が有効となる。

北海道においては、日高変成帯や日本海沿岸の火山角礫岩等が、このような条件に適合する。

北海道土木技術会コンクリート研究委員会資料
第１５３号

ＰＣ道路防災構造物マニュアル

発行者　北海道土木技術会コンクリート研究委員会
ＩＳＢＮ４－９３８６７６-５２－４
事務局　北海道開発コンサルタント（株）橋梁部内
〒004-8585
札幌市厚別区厚別中央１条５丁目４－１
TEL 011-801-1540
FAX 011-801-1541
発行日　２００１年　３月
印　刷　有限会社　マスダ印刷
〒065-0041
札幌市東区本町１条３丁目６－２８
TEL 011-781-6858

落石対策便覧改訂にともなうＰＣロックシェッドへの影響について

「落石対策便覧　平成 29 年 12 月」が公益社団法人日本道路協会から 2018 年 1 月に発刊となりました。

北海道土木技術会コンクリート研究委員会から発行されている「ＰＣ道路防災構造物マニュアル 2001 年 3 月」の“第 5 章ロックシェッド”は、「落石対策便覧　平成 12 年 6 月」を適用示方書としています。

ここでは、新落石対策便覧の改訂による設計手法の変更内容 2 項目とその対応について記述します。

“第 5 章落石防護施設の設計 5-9　ロックシェッド”より

１．弾塑性設計法への移行

まえがきには「ロックシェッドの設計法について、許容応力度設計法から塑性変形を考慮した設計法に移行した。」とあります。

しかし、本文の p.234　5-9-6　解析による性能検証の記載内容では、

（新便覧 p.234）

（ｉ）構造モデル

ロックシェッドの断面力の算定は，立体構造としての効果を適切に評価するために，また解析手法の汎用性を考慮し三次元動的骨組（フレーム）解析により実施してもよい。

ＰＣ構造のように構造の道路方向の連続性が不十分であるおそれのあるものは，１主構幅に相当する構造を一つの構造体として解析を行うこととする。ただし，実験または解析によって，隣接する主梁部材の荷重分担効果が確認された横締め構造の場合には，この効果を考慮してもよい。

鋼構造については，主梁間隔に相当する構造を一つの構造体として解析を行うものとする。

上記、内容からするとマニュアル記載内容でも対応可能と判断します。

２．耐震設計について

旧落石対策便覧にあった以下の記述が削除されています。

（旧便覧 p.193）

ロックシェッドの耐震設計法は未だ不明な点も多いが，箱型式，門型式，逆Ｌ式などのロックシェッドでは，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，これらの形式のロックシェッドでは，地震時保有水平耐力法による照査は行わなくてよいものと考えられる。ただし単純梁式ロック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構造部分については，地震時保有水平耐力法により設計するのがよい。

新落石対策便覧に従えば、レベル２地震動に対する照査を地震時保有水平耐力法で行わなければならないようにも考えられます。

また、新落石対策便覧ではロックシェッドの作用荷重のうち地震時については以下のようになっています。

（新便覧 p.232）

(7)　地震時の影響 地震動の作用に対する照査方法としては，静的照査法と動的照査法とがあるが、照査法の特性に応じて地震の影響を適切に考慮する。ロックシェッドの設計にあたっては，「道路橋示方書・同解説　Ｖ耐震設計編」に準拠するのがよい。

“資料編７．落石防護施設の設計例 p.371～　7-1　RC 製ロックシェッド”の設計例が掲載されています。箱型式の RC ロックシェッドの設計例において，設計水平震度 0.2 のみが地震の条件となっていてレベル２地震動に関する記載はありません。箱型式・門型形式・逆Ｌ形式はこれまで通りとも受け取れます。

上記、内容からすると実際の設計運用にあたっては不明瞭な部分が多く有り、現段階では対応方法について明示出来ない状況と考えられますので、設計に当たっては発注者との協議の上、設計者の判断にて運用していただくよう願いします。

今後検討されると思われる各発注機関の設計要領が改訂された後に、改訂内容を検証して検討していきたいと考えます。

2019 年３月

北海道ＰＣ防災技術協会