

土 木 研 究 所 資 料

RC 製門型ロックシェッド剛接部の せん断補強法に関する研究

平成5年1月

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室

Copyright © (1993) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

RC製門型ロックシェッド剛接部の せん断補強法に関する研究

(前) 構造橋梁部 構造研究室 室長 横山 功一*

構造橋梁部 構造研究室 室長 佐藤 弘史

構造橋梁部付(併任) 大塚 久哲**

構造橋梁部 構造研究室 長尾 彰洋

*現在：(財)先端建設技術センター 先端建設技術研究所 研究第一部長

**本務先：建設省建築研究所 国際地震工学部 第二耐震工学室長

要旨

本研究では、RC製門型ロックシェッドにおいて、曲げ破壊に先行してせん断破壊が発生することのない剛接部を設計するために、せん断補強対策法の検討を行った。

部材断面の破壊耐力は、コンクリート構造の終局強度の照査に用いられる曲げモーメントと軸力の相関曲線を用いて検討した。

数値計算の結果、曲げ破壊が先行する構造とするための最も効果的なせん断補強対策は、せん断補強鉄筋の適切な割り増しであることが明かとなった。

今後予定されている実験により、せん断補強の効果が確認されれば、本研究成果を実設計に適用することによって、鉄筋コンクリートの曲げ靱性によるエネルギー吸収が十分に期待できるRC製門型ロックシェッドの設計・施工が可能となると考えられる。

キーワード：RCロックシェッド、剛接部、破壊耐力、せん断補強法

－ 目 次 －

ま え が き	1
本 研 究 の 概 要	2
第1編 実大RCロックシェッド	
1. 概 要	4
2. 設計条件	5
2. 1 道路条件	5
2. 2 構造条件	5
3. 使用材料	5
3. 1 材料と強度	5
3. 1. 1 コンクリート	5
3. 1. 2 鉄 筋	6
3. 2 単位体積重量	6
4. 設計計算 ―ハンチ45―	7
4. 1 構造形式	7
4. 2 モデル化	8
4. 3 荷重条件	9
4. 4 計算結果	12
5. 破壊計算 ―ハンチ45―	28
5. 1 破壊荷重の解析方法	28
5. 2 曲げ破壊の検討	29
5. 3 せん断破壊の検討	38

6. 設計計算　ーハンチ30°ー	4 2
6. 1 構造形式	4 2
6. 2 モデル化	4 2
6. 3 荷重条件	4 4
6. 4 計算結果	4 7
7. 破壊計算　ーハンチ30°ー	6 2
7. 1 破壊荷重の解析方法	6 2
7. 2 曲げ破壊の検討	6 3
7. 3 せん断破壊の検討	7 0
8. せん断補強鉄筋比の増加	7 3
8. 1 せん断補強鉄筋の増加によるせん断補強	7 3
8. 2 せん断補強に対する効果	7 4
8. 2. 1 ハンチ仰角45°の場合	7 4
8. 2. 2 ハンチ仰角30°の場合	7 6
8. 2. 3 考 察	7 8

第2編 1/5縮尺RCロックシェッド

1. 概 要	7 9
2. 設計概念	8 0
2. 1 検討ケース	8 0
2. 2 設計規定と縮尺比	8 0
2. 3 設計の手順	8 1
3. 使用材料	8 1
4. 設計計算　ーAタイプー	8 1
4. 1 構造形式	8 1

4. 2	座標および部材データ	8 3
4. 3	荷重条件	8 4
4. 4	構造細目	8 7
4. 5	設計計算結果と鉄筋の配置	9 1
5.	破壊計算 - Aタイプ	1 0 9
5. 1	破壊荷重の解析方法	1 0 9
5. 2	曲げ破壊の検討	1 0 9
5. 3	せん断破壊の検討	1 1 7
5. 4	破壊のメカニズムとせん断補強の効果	1 2 0
5. 5	山側壁の断面構造と破壊形態	1 2 2
6.	設計計算 - Bタイプ	1 2 6
6. 1	構造形式	1 2 6
6. 2	座標および部材データ	1 2 7
6. 3	荷重条件	1 2 9
6. 4	設計計算結果と鉄筋の配置	1 3 1
7.	破壊計算 - Bタイプ	1 4 9
7. 1	破壊荷重の解析方法	1 4 9
7. 2	曲げ破壊の検討	1 5 0
7. 3	せん断破壊の検討	1 5 7
8.	CタイプおよびDタイプの選定	1 6 0
8. 1	せん断補強鉄筋比	1 6 0
8. 2	破壊のメカニズムとせん断補強の効果	1 6 0
8. 3	山側壁の断面構造と破壊形態	1 6 2
ま と め		1 6 6
付 表		1 6 7

まえがき

鉄筋コンクリート（ＲＣ）製門型ロックシェッドは、一般にエネルギー吸収能が高く、部材断面の破壊が生じても、構造物全体の倒壊は起こりにくいと言われている。しかし、設計落石荷重をはるかに上回る斜面崩壊が生じ、頂版と谷側柱の剛接部のせん断破壊が曲げ破壊に先行して発生すると、部材の破壊と同時に構造物が倒壊し、部材の曲げ靱性によるエネルギー吸収能が有効に活用できないおそれがある。

ＲＣ製門型ロックシェッドの曲げ靱性によるエネルギー吸収性能を十分に生かすためには、せん断破壊の先行を回避することが重要である。

本研究では、ＲＣ製門型ロックシェッドにおいて、曲げ破壊に先行してせん断破壊が発生することのない剛接部を設計することが可能となるような、せん断補強対策法の検討を行う。これによって、鉄筋コンクリートの曲げ靱性によるエネルギー吸収が十分に期待できる門型ロックシェッドの設計・施工が可能となると考えられる。

本 研 究 の 概 要

本研究は、RC製門型ロックシェッドにおいて、曲げ破壊に先行してせん断破壊が発生することのない剛接部を設計できるような、せん断補強対策法の検討を行うものである。

先ず、実大のRCロックシェッドを対象に現行の設計手順に則り、許容応力度設計法により断面を決定した。計算は平面骨組解析を用いる。このようにして設計した断面を用いて、曲げ破壊とせん断破壊に対する照査を行い、塑性ヒンジの発生前に柱と頂版剛接部のせん断破壊を生じないようなせん断補強対策法を検討した。

具体的な構造パラメータとして、頂版ハンチの傾斜角（仰角）と剛接部のせん断補強鉄筋比を採り上げた。前者については、 30° と 45° の2種類の仰角に対し試設計を行い、後者については、許容応力度設計法で必要とされる最小のせん断補強鉄筋比から出発して、せん断破壊が曲げ破壊に先行しないための必要せん断補強鉄筋比を求めた。

曲げモーメントと軸力を受ける部材の破壊の検討は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編〔平成2年度版〕の破壊抵抗曲げモーメントの算出式を用い、曲げモーメントと軸力の相関曲線を利用して行った。本研究で対象としているロックシェッドは不静定構造であるが、1つの部材断面が降伏開始点に達した状態の落石荷重を曲げ破壊荷重と判断した。せん断力に対する破壊の検討は、コンクリート標準示方書（平成3年度版）設計編の設計せん断耐力の算出法を用いることにした。すなわち、せん断補強鉄筋を用いない鉄筋コンクリート断面のせん断耐力と、せん断補強鉄筋により受け持たれるせん断耐力の和によって設計せん断耐力を算出できることとした。

数値計算の結果は、本文に詳しく述べているが、その主要な点は次のとおりである。

- （1）ハンチ仰角を緩くすれば、せん断補強鉄筋量は同じであっても、作用するせん断力が減少することに伴い、せん断破壊荷重が増加する利点がある。
- （2）ハンチ仰角の値の如何にかかわらず、せん断補強鉄筋量を1.5倍程度増加させることにより、曲げ破壊荷重をせん断破壊より先行させることができる。

数値計算によって、以上の結果を得ることができたが、現実の構造に対する効果の確認については、実際にRC製ロックシェッドを製作して、衝撃破壊試験を行う必要があるだろう。ただし、実寸法での実験は困難であると思われるので、縮尺モデルによる実験室レベルでの検証を計画している。そこで本研究では引き続き、実寸法の1/5縮尺のRC製ロックシェッドを設計の上、実寸法の構造と同等のせん断補強効果が得られるか否かについて、上記と同様の数値解析によって検討を行った。

数値解析による検討コースは表-Aのとおりである。ここでは新たに主鉄筋定着長を検討項目に加え

た。Aタイプは現在の標準的な構造を想定したものであり、ハンチの仰角は 45° で、せん断補強鉄筋比は現行設計法を満たす値とする。B、CおよびDタイプは全てハンチ仰角を 30° とし、Bタイプは、他の条件は全てAタイプと同じである。CタイプはBタイプよりせん断補強鉄筋比を増加させ、せん断破壊をする前に塑性ヒンジが生じる構造としたものである。さらに、DタイプはCタイプの鉄筋の定着長を1.5倍とし、破壊後の鉄筋の抜け出しに対する鉄筋定着長の影響が確認できると思われるモデルとした。

表-A

タイプ	ハンチ仰角	せん断鉄筋比	定着長
A	45°	必要最小量	一般値
B	30°	必要最小量	一般値
C	30°	割り増し	一般値
D	30°	割り増し	1.5倍

実大構造の設計・検討と同様に、A～Dタイプの1/5縮尺模型に対し、主要落石位置に対してせん断補強対策を検討したところ、次の結果を得た。

- (1) Aタイプは、許容応力度設計法による必要最小せん断鉄筋量 0.352%を配筋する。この場合、谷側あるいは山側剛接部への落石により、塑性ヒンジ発生に先行してせん断破壊の発生が予測される。
- (2) A、Bタイプのせん断補強鉄筋比 0.352%に対し、C、Dタイプは 0.586%とする。これによっていずれの荷重に対しても、塑性ヒンジ発生以前にせん断破壊が発生することを阻止できると予測される。

今後予定されている実験によりせん断補強の効果が確認されれば、この研究成果を実設計に反映することにより、鉄筋コンクリートの曲げ靱性によるエネルギー吸収が十分に期待できるRC製門型ロックシェッドの設計・施工が可能となると考えられる。

第 1 編 実大 R C ロックシェッド

1. 概 要

本編では、R C 製門型実大ロックシェッドの剛接部におけるせん断補強対策の検討を行う。ロックシェッドの設計は平面骨組解析を用い、許容応力度設計法により行う。目標とする構造は、塑性ヒンジの発生前に剛接部のせん断破壊を生じない構造である。検討項目は下記のとおりである。

ロックシェッドの頂版長さを10m、設計落石荷重を100tfとして、

①頂版ハンチの傾斜角（仰角）：30°、45°の2ケース

②頂版と柱の剛接部のせん断補強鉄筋比：0.3～1.0%の範囲で5ケース

の数値計算を行う。

以下、設計条件、使用材料を述べたあと、ハンチ仰角45°と30°の2タイプのロックシェッドに対し、許容応力度設計法による断面決定と、破壊耐力の照査によるせん断補強対策効果の検証を行う。

2. 設計条件

2. 1 道路条件

道路区分	第3種 第3級 (歩道なし)	
a) 車線	1車線当り	3.00m (2車線)
b) 路肩	谷側	0.75m
	山側	0.50m
c) 管理通路		1.00m

2. 2 構造条件

両支点固定のRC製門型ラーメン構造

(受台) 山側 — 壁 谷側 — 梯形ラーメン
(緩衝材) 単層(砂)

3. 使用材料

3. 1 材料と強度

3. 1. 1 コンクリート

(1) 材料強度

1) 設計基準強度	$f_{ck} =$	21.0 kgf/cm ²
2) 曲げ強度	$f_{bk} =$	3.1 kgf/cm ²
3) 引張強度	$f_{tk} =$	1.7 kgf/cm ²
4) 付着強度	$f_{bok} =$	2.1 kgf/cm ²

(2) 許容応力度

1) 許容曲げ圧縮強度	$\sigma_{ca} =$	7.0 kgf/cm ²
2) 許容せん断応力度	$\tau_a =$	3.6 kgf/cm ²
3) 押抜きせん断応力度	$\tau_{a1} =$	8.5 kgf/cm ²
4) 許容付着応力度	$\tau_o =$	1.4 kgf/cm ²

(3) ヤング係数

$$E_c = 2.35 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

(4) 応力-ひずみ曲線

3. 1. 2 鉄 筋

(1) 材 質

S D 295 A

(2) 材料強度と許容応力度

1) 降伏点耐力

$$f_{yk} = 3000 \text{ kgf/cm}^2$$

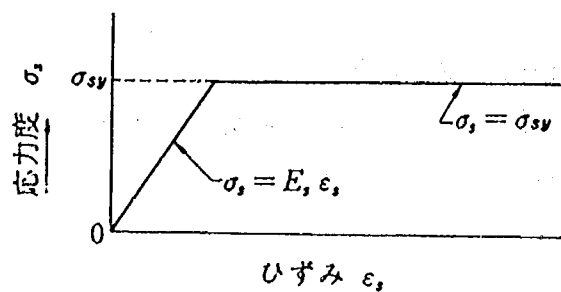
2) 許容曲げ引張応力度

$$\sigma_{sa} = 1800 \text{ kgf/cm}^2$$

(3) ヤング係数

$$E_s = 2.10 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

(4) 応力-ひずみ曲線



3. 2 単位体積重量

(1) 鉄筋コンクリート

$$\gamma_c = 2.5 \text{ tf/m}^3$$

(2) 緩衝材(砂)

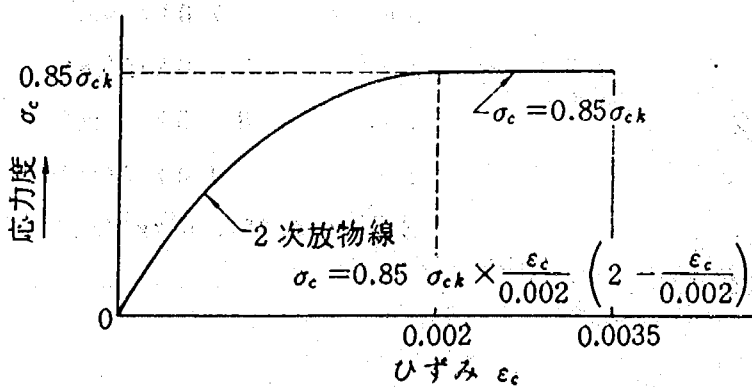
$$\gamma_s = 1.8 \text{ tf/m}^3$$

(3) 飛散防止材(碎石)

$$\gamma_r = 1.9 \text{ tf/m}^3$$

(4) 裏込土(砂)

$$\gamma_{s'} = 1.9 \text{ tf/m}^3$$



4. 設計計算—ハンチ仰角45°—

4.1 構造形式

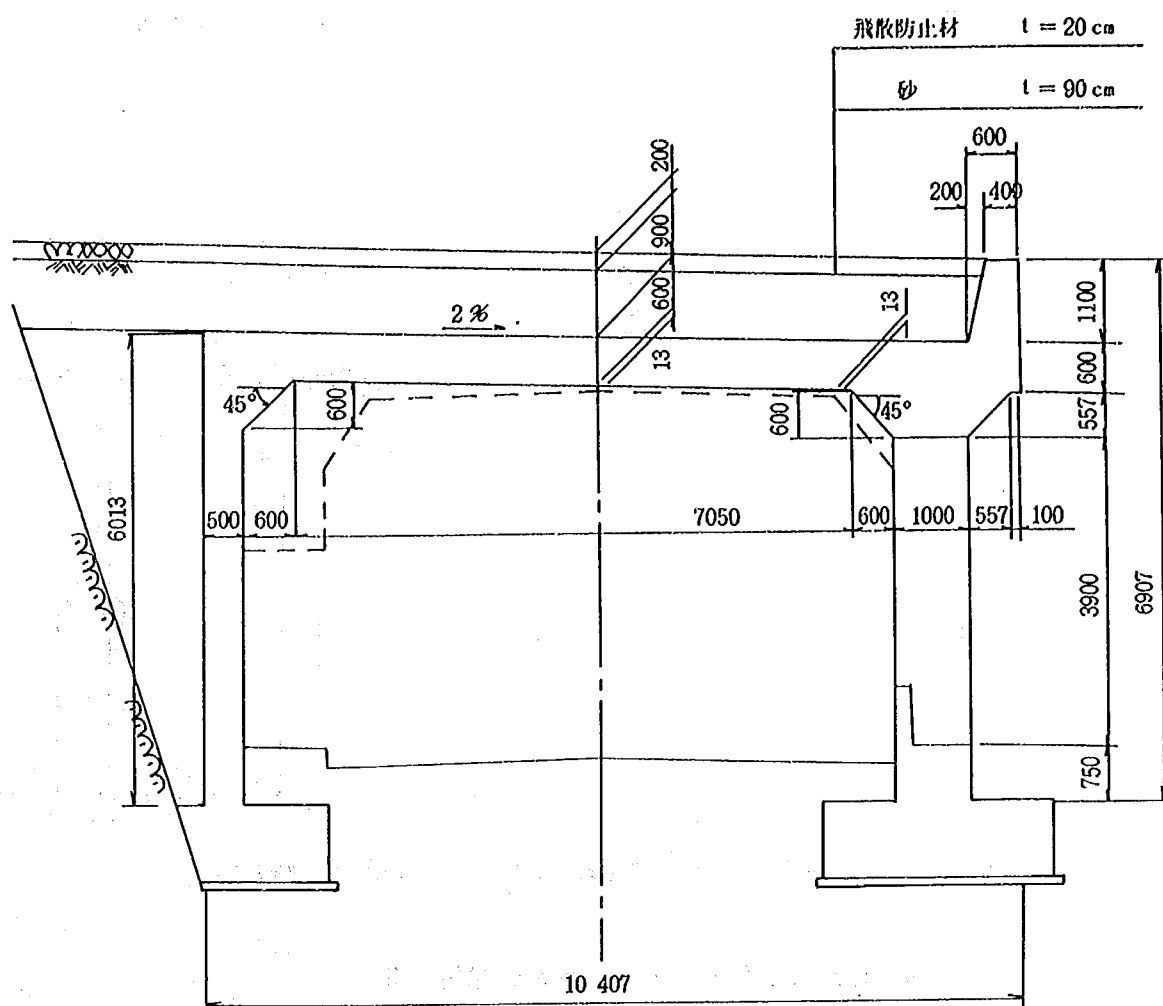
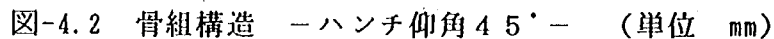


図-4.1 構造モデル (単位 mm)

表-4.1 座標値 —ハンチ仰角45°—

格点番号	x座標(m)	y座標(m)	格点番号	x座標(m)	y座標(m)
1	0.000	0.000	7	9.000	4.650
2	0.000	5.041	8	9.000	4.400
3	0.000	5.708	9	9.000	0.000
4	0.556	5.697	10	9.957	5.509
5	8.206	5.544	11	10.157	5.505
6	9.000	5.528	12	9.957	6.909

図-4.1の構造の図心軸に関し、図-4.2のような骨組構造にモデル化する。図-4.2のモデル内の・は格点を示し、○は部材番号を示す。表-4.1に格点の座標を、表-4.2に部材データを示す。



部材番号	格点番号		部材長 (m)	断面積 (m ²)	断面2次 モーメント (m ⁴)	自重 (tf/m)	部材名
	i 端	j 端					
①	1	2	5.041	2.000	0.041667	5.00	山側壁
②	2	3	0.667	2.000	0.041667	5.00	山側壁
③	3	4	0.556	2.400	0.072000	6.00	頂版
④	4	5	7.652	2.400	0.072000	6.00	頂版
⑤	5	6	0.794	2.400	0.072000	6.00	頂版
⑥	6	7	0.878	4.000	0.333333	10.00	谷側梁
⑦	7	8	0.250	4.000	0.333333	10.00	谷側梁
⑧	8	9	4.400	1.000	0.083333	2.50	柱
⑨	6	10	0.957	2.400	0.072000	6.00	頂版
⑩	10	11	0.200	2.400	0.072000	6.00	頂版
⑪	10	12	1.400	1.600	0.021333	5.00	土砂留

4. 3 荷重条件

(1) 構造体自重

落石衝撃力に対する道路軸方向の有効幅を4.0mと仮定し、構造体自重は4.0m当たりで計算する。

柱間隔は、道路軸方向の有効幅に合わせて4.0mとする。

a) 頂版 $W_t = 0.60\text{m} \times 4.00\text{m} \times 2.50\text{tf/m}^3 = 6.00\text{tf/m}$

b) 山側壁 $W_w = 0.50\text{m} \times 4.00\text{m} \times 2.50\text{tf/m}^3 = 5.00\text{tf/m}$

c) 柱 $W_c = 1.00\text{m} \times 1.00\text{m} \times 2.50\text{tf/m}^3 = 2.50\text{tf/m}$

各部材の単位長さあたりの自重は表-4.2を参照されたい。また、隅角部ハンチの自重については、図-4.3 (a) 山側ハンチと (b) 谷側ハンチに示す。

構造体全体の重量 123.960tf (支点反力 山側 55.587tf, 谷側 68.373tf)

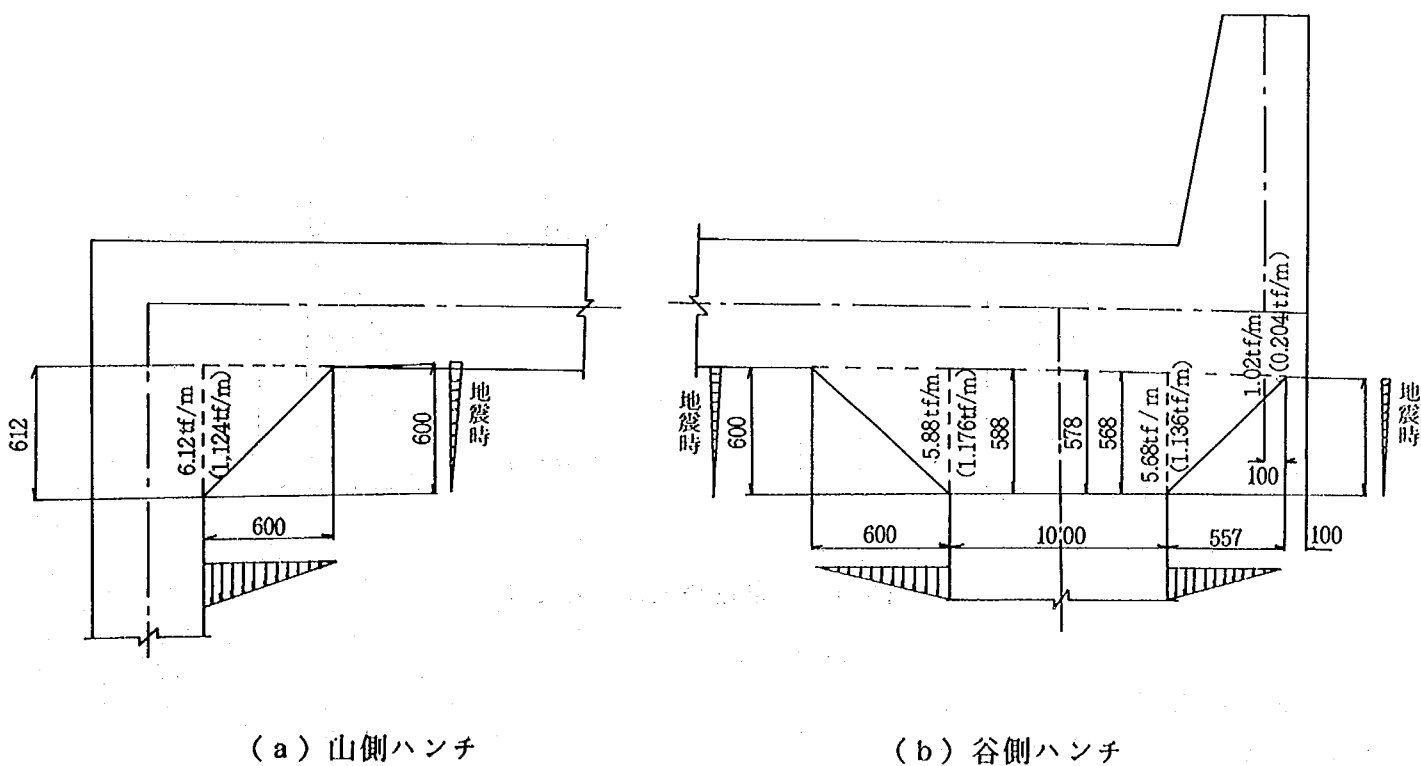


図-4.3 ハンチ自重 (ハンチ仰角45°)

(2) 緩衝材自重

緩衝材は砂の単層（厚さ90cm）とし、その上に飛散防止材として碎石を20cm敷く。

$$a) \text{ 緩 衝 材 } Ws1 = 0.90\text{m} \times 4.00\text{m} \times 1.80\text{tf/m}^3 = 6.48\text{tf/m}$$

$$b) \text{ 飛散防止材 } Ws2 = 0.20\text{m} \times 4.00\text{m} \times 1.90\text{tf/m}^3 = 1.52\text{tf/m}$$

$$\Sigma Ws = 8.00\text{tf/m}$$

c) 土砂留工に作用する土圧

緩衝材の内部摩擦角を $\phi = 30^\circ$ とする。

(3) 裏込め土による土圧

裏込め土の土質定数 ($c = 0\text{tf/m}^2$, $\phi = 30^\circ$)

壁面摩擦角 $2\phi/3$ (道路土工指針)

設計水平震度 $k_h' = 0.16$

a) 常時

b) 地震時

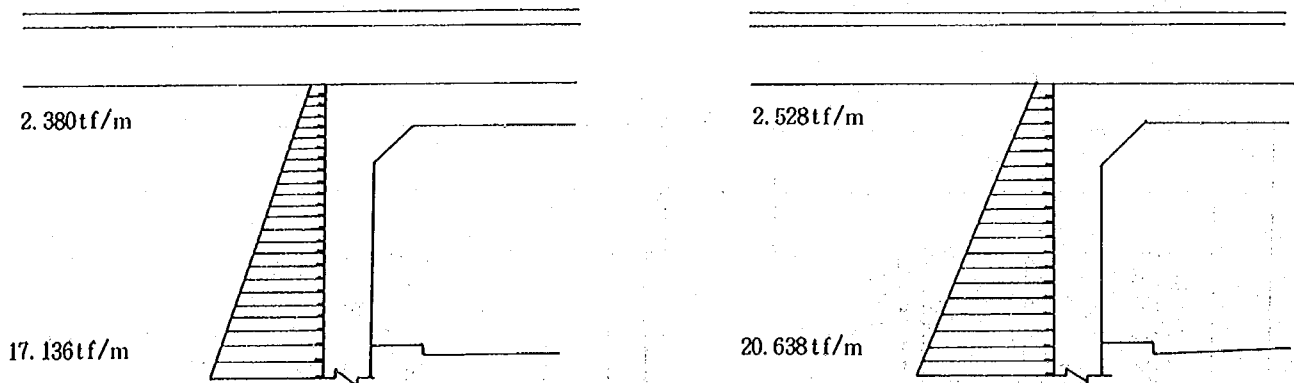


図-4.4 裏込め土による土圧

(4) 落石荷重

●落石衝撃力

設計落石衝撃力を $P = 100\text{tf}$ として検討する。

●落石衝撃力の分散

実寸法では緩衝材の厚さ90cmに対し、1:0.5で分布させる。したがって、分散面積は直径90cmの円形とする。すなわち、解析は道路軸直角方向に、載荷幅 $\lambda = 0.90\text{m}$ の線荷重を載荷する。このときの荷重強度 q は次のとおりである。

$$q = P / \lambda = 100 / 0.90 = 111 \text{ tf/m}$$

●落石荷重の低減

本解析では、落石をすべて第1落下（直接落下）とするため、落石の低減は行わない。

●落石の落下方向

落石は鉛直落下のみを考慮する.

●落石荷重作用位置

落石荷重の作用位置は図-4.5に示すように、次の5カ所とする。

- | | | |
|----------------------------------|--------|---|
| 1)山側 (0 / 4) : せん断照査位置 (山側支点から | 1.006m |) |
| 2)山側 (1 / 4) : ハンチ端部 (山側支点から | 1.300m |) |
| 3)中央 (2 / 4) : 頂版の支間中央 (山側支点から | 4.375m |) |
| 4)谷側 (3 / 4) : ハンチ端部 (山側支点から | 7.450m |) |
| 5)谷側 (4 / 4) : せん断照査位置 (山側支点から | 7.756m |) |

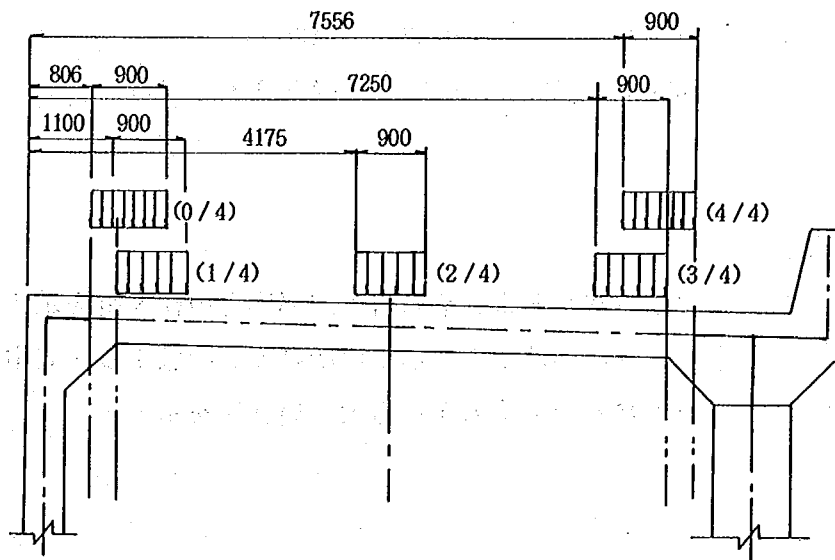


図-4.5 設計落石荷重の作用位置 (単位 mm)

(5) 組合せ荷重

1) 基本荷重 11 ケース

CASE 1	[死 荷 重]	構造体自重
CASE 2	[死 荷 重]	緩衝材自重
CASE 3	[落石荷重 1]	山側 (0 / 4)
CASE 4	[落石荷重 2]	山側 (1 / 4)
CASE 5	[落石荷重 3]	中央 (2 / 4)
CASE 6	[落石荷重 4]	谷側 (3 / 4)
CASE 7	[落石荷重 5]	谷側 (4 / 4)
CASE 8	[地 震]	構造体慣性力
CASE 9	[地 震]	緩衝材慣性力
CASE10	[土 圧]	常時
CASE11	[土 圧]	地震時

2) 組合せ荷重 7 ケース

CASE12	[常 時 荷 重]	CASE 1 + CASE 2 + CASE10
CASE13	[落石荷重 1]	CASE 1 + CASE 2 + CASE10 + CASE 3
CASE14	[落石荷重 2]	CASE 1 + CASE 2 + CASE10 + CASE 4
CASE15	[落石荷重 3]	CASE 1 + CASE 2 + CASE10 + CASE 5
CASE16	[落石荷重 4]	CASE 1 + CASE 2 + CASE10 + CASE 6
CASE17	[落石荷重 5]	CASE 1 + CASE 2 + CASE10 + CASE 7
CASE18	[地震時荷重]	CASE 1 + CASE 2 + CASE 8 + CASE 9 + CASE11

4. 4 計算結果

(1) フレーム計算結果

表-4.3に各断面照査位置における常時および落石時の内部応力の極大値を示す。ここに、落石時はそれぞれの落石位置のうち最も大きな内部応力を示す箇所のみを記載する。表中の網掛部はその断面照査位置（図-4.6参照）で対象となる内部応力が最も大きい状態を示す。

表-4.3 フレーム計算結果・内部応力の極大値（ハンチ仰角45°）

(a) 山側壁

擁壁厚 L (m) 0.5

有効幅 B (m) 4.0

a) 曲げモーメント（剛域を考慮しない場合）

照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸力 tf
M - L (格点1+0.000)	常時	26.452	31.293	86.474
	落石時（中央[2/4]）	21.775	9.360	135.837
	地震時	78.721	55.841	77.866
M - H (格点2+0.362)	常時	51.751	26.969	57.934
	落石時（中央[2/4]）	128.737	48.902	107.297
	地震時	20.101	18.737	49.326
MwB - H (格点1+4.791)	常時	35.827	24.491	61.019
	落石時（中央[2/4]）	99.280	46.424	110.382
	地震時	9.500	15.430	52.411

b) せん断力

i) 剛域を考慮しない場合

せん断照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸力 tf
SwA - L (格点1+0.250)	常時	19.158	27.085	85.224
	落石時（山側[0/4]）	6.348	18.355	174.397
	地震時	65.480	50.327	76.616
SwA - H (格点2+0.112)	常時	37.354	24.782	60.709
	落石時（中央[2/4]）	100.742	46.028	109.586
	地震時	10.470	15.815	52.101
SwB - H (格点1+4.791)	常時	28.706	22.948	62.519
	落石時（中央[2/4]）	84.403	44.194	111.396
	地震時	5.170	13.408	53.911

ii) 剛域を考慮した場合

せん断照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸力 tf
SwB - H (格点1+4.791)	常時	43.683	29.809	62.996
	落石時（中央[2/4]）	94.791	47.174	103.542
	地震時	42.314	16.090	60.413

表-4.3 フレーム計算結果・内部応力の極大値 (ハンチ仰角 45°)

(b) 頂版

桁高 $H(m)$ 0.6有効幅 $B(m)$ 4.0

a) 曲げモーメント

i) 剛域を考慮しない場合

照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント $tf \cdot m$	せん断力 tf	軸力 tf
M - Y (格点3+0.250)	常時	51.751	58.460	25.807
	落石時 (中央[2/4])	128.737	108.253	46.751
	地震時	20.101	49.690	17.748
MsB - Y (格点4+0.294)	常時	19.490	48.543	26.004
	落石時 (中央[2/4])	66.596	98.335	46.946
	地震時	6.906	39.808	19.737
Mmax - C (格点4+3.825)	常時	62.819	4.700	27.068
	落石時 (中央[2/4])	192.442	5.513	49.022
	地震時	56.547	13.246	30.240
MsB - T (格点4+7.345)	常時	54.394	57.775	28.130
	落石時 (中央[2/4])	102.477	107.807	51.069
	地震時	92.533	66.134	40.710
M - T (格点5+0.294)	常時	109.557	71.141	28.399
	落石時 (中央[2/4])	200.201	121.173	51.339
	地震時	154.783	79.451	43.381

ii) 剛域を考慮した場合

照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント $tf \cdot m$	せん断力 tf	軸力 tf
MsB - Y (格点4+0.294)	常時	28.592	45.340	32.931
	落石時 (中央[2/4])	60.866	86.225	49.481
	地震時	15.522	42.470	18.637
Mmax - C (格点4+3.825)	常時	44.649	2.299	33.792
	落石時 (中央[2/4])	144.794	13.806	51.482
	地震時	49.131	0.418	27.123
MsB - T (格点4+7.345)	常時	56.852	53.355	34.905
	落石時 (中央[2/4])	152.851	112.294	53.452
	地震時	62.781	55.875	38.094

b) せん断力

i) 剛域を考慮しない場合

せん断照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
S s A - Y (格点3+0.550)	常 時	21.943	49.384	25.989
	落石時 (山側[0/4])	7.653	138.713	32.938
	地 震 時	4.892	40.647	19.569
S s B - Y (格点4+0.294)	常 時	7.846	44.725	26.080
	落石時 (山側[1/4])	22.121	130.730	35.267
	地 震 時	16.369	36.003	20.467
S s A - T (格点4+7.646)	常 時	57.362	58.625	28.147
	落石時 (谷側[4/4])	39.553	146.270	39.440
	地 震 時	95.928	66.980	40.882
S s B - T (格点4+7.345)	常 時	40.439	53.970	28.054
	落石時 (谷側[3/4])	8.686	139.517	41.360
	地 震 時	76.487	62.342	39.953

ii) 剛域を考慮した場合

せん断照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
S s B - Y (格点4+0.294)	常 時	28.592	45.340	32.931
	落石時 (山側[1/4])	12.110	132.433	46.105
	地 震 時	15.522	42.470	18.637
S s A - T (格点4+7.646)	常 時	73.591	58.012	34.998
	落石時 (谷側[4/4])	101.687	154.502	38.715
	地 震 時	80.275	60.515	39.022
S s B - T (格点4+7.345)	常 時	56.852	53.355	34.905
	落石時 (谷側[3/4])	78.057	148.976	39.385
	地 震 時	62.781	55.875	38.094

表-4.3 フレーム計算結果・内部応力の極大値（ハンチ仰角45°）

（c） 柱

曲げモーメントおよびせん断力

柱 厚 L(m) 1.0

柱 幅 B(m) 1.0

照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
T-H (格点8+0.000)	常 時	63.236	28.527	102.958
	落石時（中央[2/4]）	131.997	48.902	153.439
	地 震 時	85.102	49.495	111.566
T-L (格点9+0.000)	常 時	62.280	28.527	113.958
	落石時（中央[2/4]）	83.170	48.902	164.439
	地 震 時	137.514	51.695	122.566

(2) 断面計算結果

1) 断面照査位置

断面照査位置は図-4.6 (a) に示す箇所とする。この位置はフレーム計算結果による構造特性と道路橋示方書の規定からつぎのように決定した。

[部材中央部]

曲げモーメントおよびせん断力が最大となる箇所で断面計算

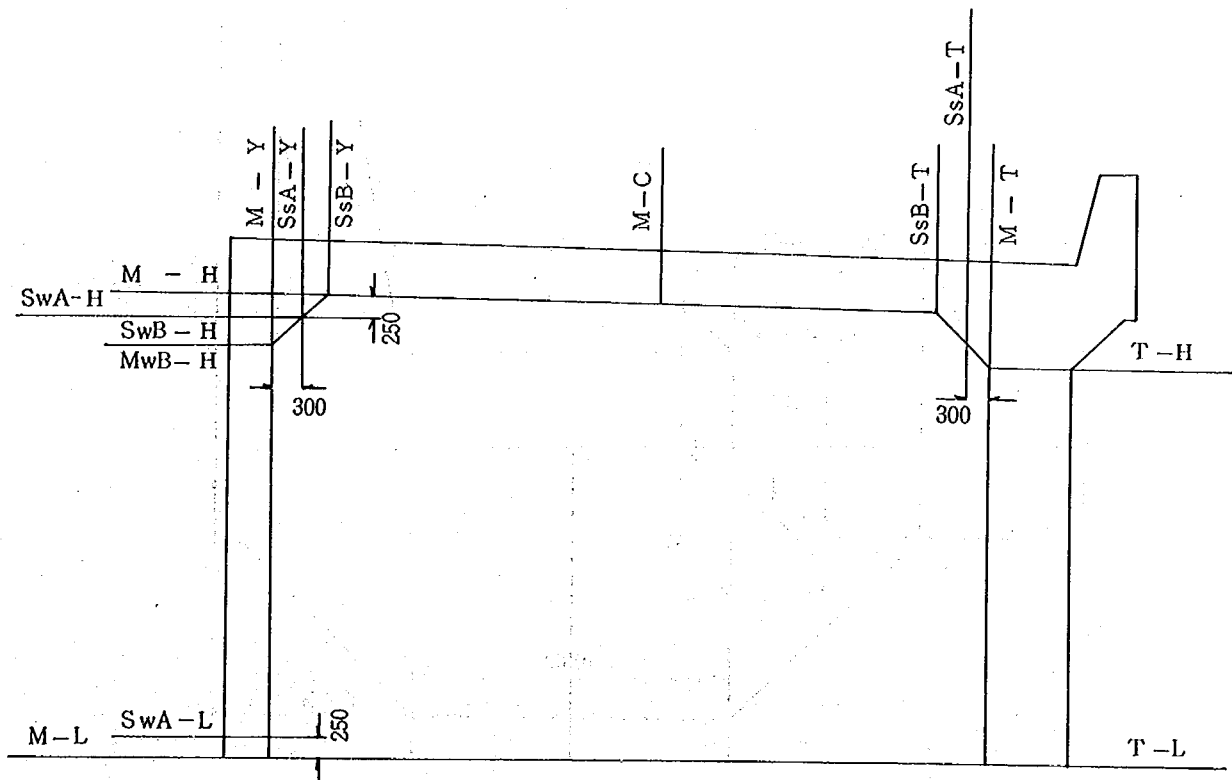
[隅角部]

道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編(以下、道示Ⅲと略称する)に準拠

(ただし、ハンチ端部の断面が最小となる位置でもせん断強度を照査)

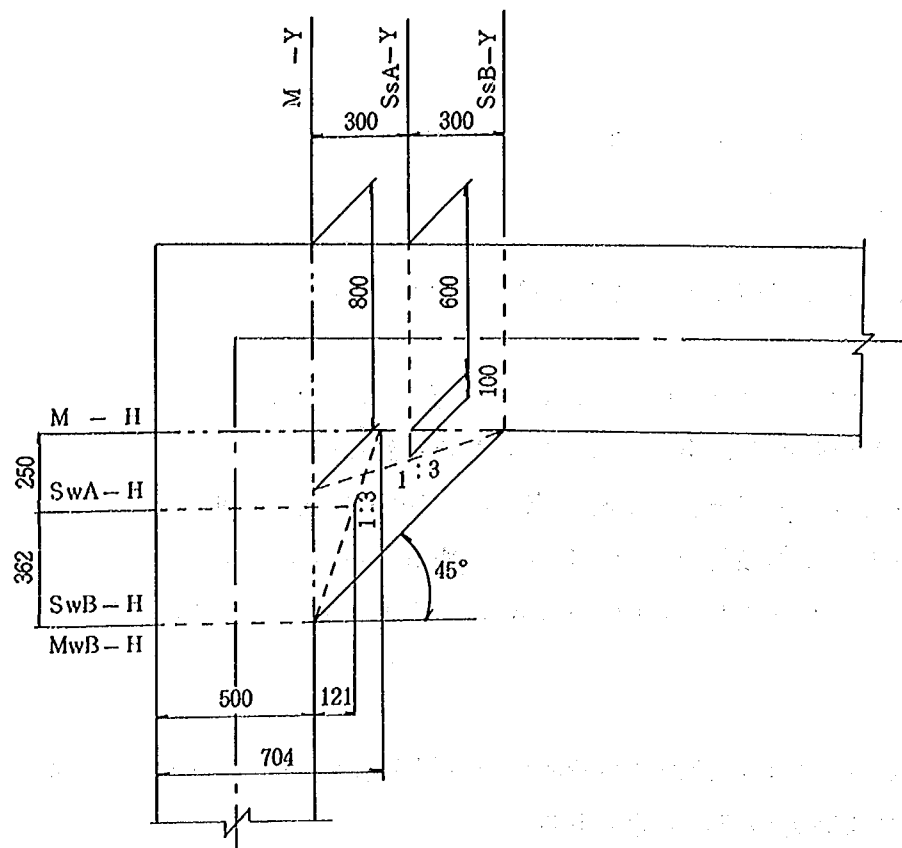
- せん断照査位置…支点から照査する部材の高さの1/2の位置(道示Ⅲ 2.3.4)
- ハンチの有効厚…1 : 3 の傾斜の内側を有効厚とする(道示Ⅲ 5.6.1, 12.3)
- 設計曲げモーメント…ハンチおよび断面変化の影響を無視して構造解析する(道示Ⅲ 12.3 図-1 2.3.2(b))

図-4.6 (b) および (c) は隅角部での断面照査位置を示す。図-4.6中のMは曲げモーメントの照査位置であり、Sはせん断力の照査位置である。

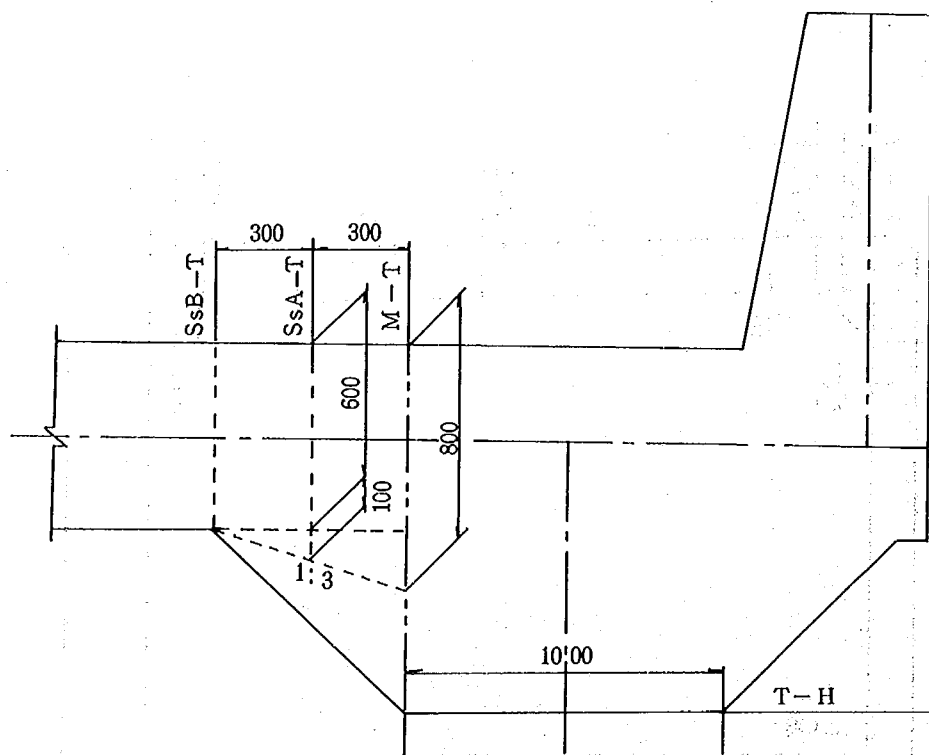


(a) 全体図

図-4.6 ハンチ仰角 45° の断面照査位置 (単位 mm)



(b) 山側ハンチ部



(c) 谷側ハンチ部

図-4.6 ハンチ仰角45°の断面照査位置 (単位 mm)

2) 断面計算結果

表-4.3の内部応力により断面計算した結果を表-4.4に示す。なお、許容応力度の割り増し率はつぎのとおりである。

常 時 (長期荷重時) 許容応力度の割増率 1.0

落石時 (短期荷重時) 許容応力度の割増率 1.5

表-4.4 断面計算結果 (ハンチ仰角 45°)

(a-1) 山側壁 - 常 時 -

■ 応力度の計算

矩形断面		M -L	M -H	M _{wB} -H	S _{wA} -L	S _{wA} -H	S _{wB} -H
断面寸法	B cm H cm	400.0 50.0	400.0 70.4	400.0 50.0	400.0 50.0	400.0 62.1	400.0 50.0
断面力	M tf・m N tf S tf	26.452 86.474 31.293	51.751 57.934 26.969	35.827 61.019 45.737	19.158 85.224 27.085	37.354 60.709 24.782	28.706 62.519 22.948
鉄筋量	d1 cm As1 cm ²	10.0 102.784 (16-D29)	30.4 102.784 (16-D29)	10.0 102.784 (16-D29)	10.0 102.784 (16-D29)	22.1 102.784 (16-D29)	10.0 102.784 (16-D29)
	d2 cm As2 cm ²	40.0 102.784 (16-D29)	60.4 102.784 (16-D29)	40.0 102.784 (16-D29)	40.0 102.784 (16-D29)	52.1 102.784 (16-D29)	40.0 102.784 (16-D29)
	合計 cm ²	205.568	205.568	205.568	205.568	205.568	205.568
応力度	σ _c kgf/cm ² σ _s kgf/cm ² σ _{s'} kgf/cm ² τ kgf/cm ²	24.4 336.5 -190.1 1.96	27.6 623.0 108.0 1.49	33.7 703.4 -202.8 2.86	17.3 158.6 -154.6 1.69	25.1 502.6 -3.6 1.19	26.9 500.8 -177.0 1.43
許容応力度	σ _{ca} kgf/cm ² σ _{sa} kgf/cm ² τ _a kgf/cm ²	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60
中立軸	x cm	20.828	24.112	16.713	24.805	22.312	17.833
ヤング係数比 n (=E _s /E _c)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

(a-2) 山側壁 - 落石時 -

■ 応力度の計算

矩形断面		M -L	M -H	M _{wB} -H	S _{wA} -L	S _{wA} -H	S _{wB} -H
断面寸法	B cm H cm	400.0 50.0	400.0 70.4	400.0 50.0	400.0 50.0	400.0 62.1	400.0 50.0
断面力	M tf・m N tf S tf	78.721 77.866 55.641	128.737 107.297 48.902	99.280 110.382 46.424	65.480 76.616 50.327	100.742 109.586 46.028	94.791 103.542 47.174
鉄筋量	d1 cm As1 cm ²	10.0 102.784 (16-D29)	30.4 102.784 (16-D29)	10.0 102.784 (16-D29)	10.0 102.784 (16-D29)	22.1 102.784 (16-D29)	10.0 102.784 (16-D29)
	d2 cm As2 cm ²	40.0 102.784 (16-D29)	60.4 102.784 (16-D29)	40.0 102.784 (16-D29)	40.0 102.784 (16-D29)	52.1 102.784 (16-D29)	40.0 102.784 (16-D29)
	合計 cm ²	205.568	205.568	205.568	205.568	205.568	205.568
応力度	σ _c kgf/cm ² σ _s kgf/cm ² σ _{s'} kgf/cm ² τ kgf/cm ²	74.1 1813.5 -380.2 3.48	68.7 1683.9 335.8 2.69	93.4 2228.9 -494.1 2.90	61.6 1451.6 -330.4 3.15	68.0 1569.0 78.6 3.10	89.2 2136.7 -469.6 2.95
許容応力度	σ _{ca} kgf/cm ² σ _{sa} kgf/cm ² τ _a kgf/cm ²	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40
中立軸	x cm	15.199	22.926	15.443	15.562	20.519	15.405
ヤング係数比 n (=E _s /E _c)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

表-4.4 断面計算結果 (ハンチ仰角 45°)

(b-1) 頂版 - 常時 -

■応力度の計算

矩形断面		M _{max} -C	M _{sB} -T	M _{-T}	S _{sA} -T	S _{sB} -T
断面寸法	B cm	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0
	H cm	60.0	60.0	80.0	70.0	60.0
断面力	M tf・m	62.819	54.394	109.557	57.362	40.439
	N tf	27.068	28.130	28.399	28.147	28.054
	S tf	4.700	57.775	71.141	53.625	53.970
鉄筋量	d1 cm	10.0	10.0	30.0	20.0	10.0
	As1 cm ²	127.072 (16-D32)	254.144 (32-D32)	254.144 (32-D32)	254.144 (32-D32)	254.144 (32-D32)
	d2 cm	50.0	50.0	70.0	60.0	50.0
	As2 cm ²	254.144 (32-D32)	127.072 (16-D32)	127.072 (16-D32)	127.072 (16-D32)	127.072 (16-D32)
合計 cm ²		381.216	381.216	381.216	381.216	381.216
応力度	σ _c kgf/cm ²	29.2	28.9	43.2	27.5	21.5
	σ _s kgf/cm ²	532.6	875.0	1184.4	748.7	623.0
	σ _{s'} kgf/cm ²	-243.4	-171.7	137.3	-25.0	-133.4
	τ kgf/cm ²	0.24	2.89	4.10	2.44	2.70
許容応力度	σ _{ca} kgf/cm ²	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0
	σ _{sa} kgf/cm ²	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0
	τ _a kgf/cm ²	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
中立軸	x cm	22.546	16.562	24.753	21.292	17.053
ヤング係数比 n (=E _s /E _c)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

(b-2) 頂版 - 落石時 -

■応力度の計算

矩形断面		M _{max} -C	M _{sB} -T	M _{-T}	S _{sA} -T	S _{sB} -T
断面寸法	B cm	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0
	H cm	60.0	60.0	80.0	70.0	60.0
断面力	M tf・m	192.442	152.851	200.201	101.687	78.057
	N tf	49.022	53.452	51.339	38.715	39.385
	S tf	5.513	112.294	121.173	154.502	148.976
鉄筋量	d1 cm	10.0	10.0	30.0	20.0	10.0
	As1 cm ²	127.072 (16-D32)	254.144 (32-D32)	254.144 (32-D32)	254.144 (32-D32)	254.144 (32-D32)
	d2 cm	50.0	50.0	70.0	60.0	50.0
	As2 cm ²	254.144 (32-D32)	127.072 (16-D32)	127.072 (16-D32)	127.072 (16-D32)	127.072 (16-D32)
合計 cm ²		381.216	381.216	381.216	381.216	381.216
応力度	σ _c kgf/cm ²	88.4	81.1	78.9	48.7	41.5
	σ _s kgf/cm ²	1694.1	2558.8	2166.3	1364.2	1259.7
	σ _{s'} kgf/cm ²	-721.6	-461.5	251.8	-32.3	-245.6
	τ kgf/cm ²	0.28	5.61	6.99	6.44	7.45
許容応力度	σ _{ca} kgf/cm ²	105.0	105.0	105.0	105.0	105.0
	σ _{sa} kgf/cm ²	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0
	τ _a kgf/cm ²	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40
中立軸	x cm	21.949	16.111	24.739	20.924	16.525
ヤング係数比 n (=E _s /E _c)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

表-4.4 断面計算結果 (ハンチ仰角 45°)

(c-1) 谷側柱 - 常時 -
■応力度の計算

矩形断面			T-II	T-L
断面寸法	B	cm	100.0	100.0
	H	cm	100.0	100.0
断面力	M	tf・m	63.236	62.280
	N	tf	102.958	113.958
	S	tf	28.527	28.527
鉄筋量	d1	cm	10.0	10.0
	As1	cm ²	55.594 (7-D32)	55.594 (7-D32)
	d2	cm	23.3	23.3
	As2	cm ²	15.884 (2-D32)	15.884 (2-D32)
	d3	cm	36.6	36.6
	As3	cm ²	15.884 (2-D32)	15.884 (2-D32)
	d4	cm	50.0	50.0
	As4	cm ²	15.884 (2-D32)	15.884 (2-D32)
鉄筋量	d5	cm	63.4	63.4
	As5	cm ²	15.884 (2-D32)	15.884 (2-D32)
	d6	cm	76.7	76.7
	As6	cm ²	15.884 (2-D32)	15.884 (2-D32)
	d7	cm	90.0	90.0
	As7	cm ²	55.594 (7-D32)	55.594 (7-D32)
	合計	cm ²	190.608	190.608
応力度	σ_c	kgf/cm ²	43.4	43.1
	σ_s	kgf/cm ²	549.1	485.2
	σ_s'	kgf/cm ²	-517.7	-520.1
	τ	kgf/cm ²	3.67	3.45
許容応力度	σ_{ca}	kgf/cm ²	70.0	70.0
	σ_{sa}	kgf/cm ²	1800.0	1800.0
	τ_a	kgf/cm ²	3.60	3.60
中立軸	x	cm	48.822	51.392
ヤング係数比 n (=Es/Ec)			15.0	15.0

(c-2) 谷側柱 - 落石時 -
■応力度の計算

矩形断面			T-II	T-L
断面寸法	B	cm	100.0	100.0
	H	cm	100.0	100.0
断面力	M	tf・m	131.997	137.514
	N	tf	153.439	122.566
	S	tf	48.902	51.695
鉄筋量	d1	cm	10.0	10.0
	As1	cm ²	55.594 (7-D32)	55.594 (7-D32)
	d2	cm	23.3	23.3
	As2	cm ²	15.884 (2-D32)	15.884 (2-D32)
	d3	cm	36.6	36.6
	As3	cm ²	15.884 (2-D32)	15.884 (2-D32)
	d4	cm	50.0	50.0
	As4	cm ²	15.884 (2-D32)	15.884 (2-D32)
鉄筋量	d5	cm	63.4	63.4
	As5	cm ²	15.884 (2-D32)	15.884 (2-D32)
	d6	cm	76.7	76.7
	As6	cm ²	15.884 (2-D32)	15.884 (2-D32)
	d7	cm	90.0	90.0
	As7	cm ²	55.594 (7-D32)	55.594 (7-D32)
	合計	cm ²	190.608	190.608
応力度	σ_c	kgf/cm ²	88.9	91.4
	σ_s	kgf/cm ²	1437.1	1684.3
	σ_s'	kgf/cm ²	-1026.0	-1032.1
	τ	kgf/cm ²	6.29	6.6
許容応力度	σ_{ca}	kgf/cm ²	105.0	105.0
	σ_{sa}	kgf/cm ²	2700.0	2700.0
	τ_a	kgf/cm ²	5.40	5.40
中立軸	x	cm	43.323	40.396
ヤング係数比 n (=Es/Ec)			15.0	15.0

3) 主鉄筋の配置

表-4.4により決定した主鉄筋に対し、図-4.7のように主鉄筋を配置する。

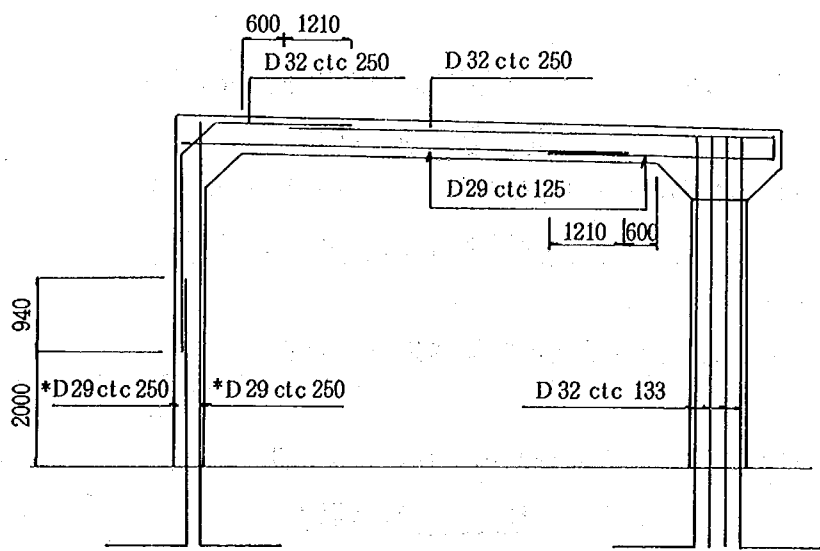


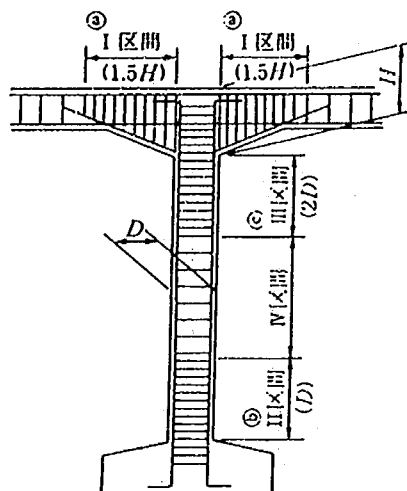
図-4.7 主鉄筋の配置 (ハンチ仰角 45°) (単位 mm)

(3) せん断補強鉄筋の計算

1) せん断補強鉄筋の断面積の算定法

表-4.4の断面計算の結果、頂版のハンチ部では許容せん断応力度を満足していないため、せん断補強鉄筋を配置する必要がある。せん断補強鉄筋の算定には、道示Ⅲ2.3.3(P137)の終局荷重状態を加味した方法と道示Ⅳ3.3(P131)のコンクリートが負担できるせん断力に主応力方向を考慮した方法が提示されているが、ロックシェッドの場合、落石荷重が非常に大きく不確定性が高いことからコンクリートが負担できるせん断力が小さい道示Ⅳ3.3(P131)の計算方法を採用する。

また、道示Ⅲ12.5(1)(P265)により、部材がラーメン構造においては、許容せん断応力度を満足していても節点部において断面力が確実に伝達されるように下記のようにスターラップもしくは帯鉄筋を配置する。



- I 区間：0.002 $b \cdot a$ 以上かつ地震時で必要とされる量の1.2倍以上のスターラップを配置するのがよい。
- II 区間：0.0025 $b \cdot a$ 以上の帯鉄筋を配置するのがよい。
- III 区間：0.002 $b \cdot a$ 以上の帯鉄筋を配置するのがよい。
- IV 区間：0.0015 $b \cdot a$ 以上の帯鉄筋を配置するのがよい。

ここに、 b ：はり幅または柱幅 (cm)

a ：スターラップまたは帯鉄筋の間隔 (cm)

図-解 12.5.1 ラーメン中間節点部および橋脚の鉄筋の配置

2) せん断補強鉄筋の配置

a) スターラップの配置 (道示Ⅲ4.4.10)

- スターラップの鉄筋径は現実性を考慮し、主鉄筋の鉄筋径以下とする。
- スターラップの間隔
 - ・ 計算上スターラップが必要な場合・・・部材の有効高の1/2以下、30cm以下

頂版 25cm以下

- ・ 規定上スターラップが必要な場合・・・部材の有効高の3/4以下、30cm以下

頂版 30cm以下，山側壁 30cm以下

b) 帯鉄筋の配置 (道示Ⅲ4.4.11)

- 帯鉄筋の鉄筋径は現実性を考慮し、主鉄筋の鉄筋径以下とする。
- 帯鉄筋の間隔

部材断面の最小寸法の1/2以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下

柱 38cm以下

c)断面計算結果

せん断補強鉄筋の計算 (道示Ⅳ 3.3 P131, 道示Ⅲ 12.5 P266)

● 部材名	山側擁壁		
● 部材断面諸量			
部材幅	b (cm)		400.0
有効高さ	d (cm)		40.0
部材断面積	A (cm ²)		16000
断面2次モーメント	I (cm ⁴)		2133333
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)		25.0
● 外力より部材断面に作用する内部応力			
曲げモーメント	M d (kgf・cm)		6548000
せん断力	S (kgf)		76616
軸方向力	N (kgf)		50327
● 許容応力度			
コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)		3.6
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)		1800
● コンクリートが負担できるせん断力	S c (kgf)		
$S c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d$	=		28800
● せん断鉄筋が負担するせん断力	S h (kgf)		
$S h = S - S c$	=		47816
● せん断補強鉄筋間隔(鉛直方向)	a (cm)		25.0
● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向)	a 0 (cm)		25.0
◎ せん断補強鉄筋の必要量	ΣA_w (cm ²)		
$\Sigma A_w = 1.15 \cdot S h \cdot a / (\sigma_s \cdot d)$	=		19.093
◎ 1本当たりの必要鉄筋量	$A_w = \Sigma A_w / (b / a_0)$		
	=		1.193
◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より			
$0.002 a b / (b / a_0)$	=		1.250
$0.0015 a b / (b / a_0)$	=		0.938
$0.0025 a b / (b / a_0)$	=		1.563
◎ 使用鉄筋	D 1 6	断面積 (cm ²)	1.986
例	D 1 3	1.267 cm ²	
	D 1 6	1.986 cm ²	
	D 1 9	2.865 cm ²	
	D 2 2	3.871 cm ²	
◎ せん断補強鉄筋比	ρ		0.00318

せん断補強鉄筋の計算 (道示Ⅳ 3.3 P131, 道示Ⅲ 12.5 P266)

● 部材名	頂 版 ($A_s' = D29ctc250, A_s = D29ctcl25$)		
● 部材断面諸量			
部材幅	b (cm)		400.0
有効高さ	d (cm)		50.0
部材断面積	A (cm ²)		20000
断面2次モーメント	I (cm ⁴)		4166667
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)		30.0
● 外力より部材断面に作用する内部応力			
曲げモーメント	Md (kgf·cm)		868600
せん断力	S (kgf)		139517
軸方向力	N (kgf)		41360
● 許容応力度			
コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)		3.6
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)		1800
● コンクリートが負担できるせん断力	S _c (kgf)		
	$S_c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d$	=	36000
● せん断鉄筋が負担するせん断力	S _h (kgf)		
	$S_h = S - S_c$	=	103517
● せん断補強鉄筋間隔(道路幅員方向)	a (cm)		25.0
● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向)	a ₀ (cm)		25.0
◎ せん断補強鉄筋の必要量	ΣA_w (cm ²)		
	$\Sigma A_w = 1.15 \cdot S_h \cdot a / (\sigma_s \cdot d)$	=	33.068
◎ 1本当たりの必要鉄筋量	A _w (cm ²)		
	$A_w = \Sigma A_w / (b / a_0)$	=	2.067
◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より			
	$0.002 a b / (b / a_0)$	=	1.250
◎ 使用鉄筋	D 1 6	断面積 (cm ²)	1.986
例	D 1 3	1.267 cm ²	
	D 1 6	1.986 cm ²	
	D 1 9	2.865 cm ²	
	D 2 2	3.871 cm ²	
◎ せん断補強鉄筋比	ρ		0.00318

せん断補強鉄筋の計算 (道示Ⅳ 3.3 P131, 道示Ⅲ 12.5 P266)

● 部材名 柱

● 部材断面諸量

部材幅	b (cm)	100.0
有効高さ	d (cm)	90.0
部材断面積	A (cm ²)	9000
断面2次モーメント	I (cm ⁴)	6075000
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)	50.0

● 外力より部材断面に作用する内部応力

曲げモーメント	M d (kgf·cm)	13751400
せん断力	S (kgf)	51695
軸方向力	N (kgf)	122566

● 許容応力度

コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)	3.6
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)	1800

● コンクリートが負担できるせん断力 S_c (kgf)
 $S_c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d = 16200$

● せん断鉄筋が負担するせん断力 S_h (kgf)
 $S_h = S - S_c = 35495$

● せん断補強鉄筋間隔(鉛直方向) a (cm) 12.5

● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向) a₀ (cm) 50.0

◎ せん断補強鉄筋の必要量 ΣA_w (cm²)
 $\Sigma A_w = 1.15 \cdot S_h \cdot a / (\sigma_s \cdot d) = 3.150$

◎ 1本当たりの必要鉄筋量 $A_w = \Sigma A_w / (b / a_0) = 1.575$

◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より

$0.002 a b / (b / a_0)$	=	1.250
$0.0015 a b / (b / a_0)$	=	0.938
$0.0025 a b / (b / a_0)$	=	1.563

◎ 使用鉄筋 D 16 断面積 (cm²) 1.986

例	D 13	1.267 cm ²
	D 16	1.986 cm ²
	D 19	2.865 cm ²
	D 22	3.871 cm ²

◎ せん断補強鉄筋比 ρ 0.00318

(4) 押抜きせん断力の照査

- 落石衝撃力 $100tf (100 \times 10^3 kgf)$
- 落石荷重の分散 直径90cmの円形に分散 (分散円)
- 分散円の周長 $u = 90cm \times \pi = 282.7cm$
- 部材有効高 $d = 50cm$
- 設計断面の周長 $u_p = (90cm + 50cm) \times \pi = 439.8cm$
- 許容押抜きせん断応力度 落石時 $8.5kgf/cm^2 \times 1.5 = 12.75kgf/cm^2$
- ◎押抜きせん断力 $1 \times 10^5 kgf / (439.8cm \times 50cm) = 4.548kgf/cm^2$
 $< 12.75kgf/cm^2$

したがって、許容応力状態での押抜きせん断は生じない。

●押抜きせん断耐力

$$\begin{aligned} V_{pck} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d \\ &= 1.189 \times 1.010 \times 1.414 \times 8.694 \times 439.8 \times 50 \\ &= 324637kgf = 325tf \end{aligned}$$

$$f_{pcd} = 0.6\sqrt{f_{ck}} = 8.694kgf/cm^2$$

$$\beta_d = 4\sqrt{100}/d = 1.778$$

$$\beta_p = 3\sqrt{100p} = 1.010$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d) = 1.414$$

(5) 隅角部の応力照査

1) 曲げモーメントに対する補強鉄筋の計算

隅角部の曲げモーメントに対する補強鉄筋の計算は道示Ⅲ12.5 解12.5.2により算定されるが、隅角部の引張応力域に配置された鉄筋は補強鉄筋の一部と見なせる。図-4.8に山側隅角部の構造を示す。

●引張応力度の最大値 σ_{tmax}

$$\sigma_{tmax} = \frac{5 M_o}{R^2 W} = \frac{5 \times 128.737 \times 10^5}{114.695^2 \times 80} = 61.16kgf/cm^2$$

M_o : 節点曲げモーメント (kgf·cm)

R : 節点部対角線長 (cm)

W : 節点部奥行 (cm)

●補強鉄筋量

$$\Lambda_s = \frac{2 M_o}{R \sigma_{sa}} = \frac{2 \times 128.737 \times 10^5}{114.695 \times 2700} = 83.143 \text{ cm}^2$$

$$< 381.216 \text{ cm}^2 \text{ (主鉄筋量)}$$

σ_{sa} : 補強鉄筋の許容応力度 (kgf/cm²)

したがって、主鉄筋以外に補強鉄筋を配置する必要はない。

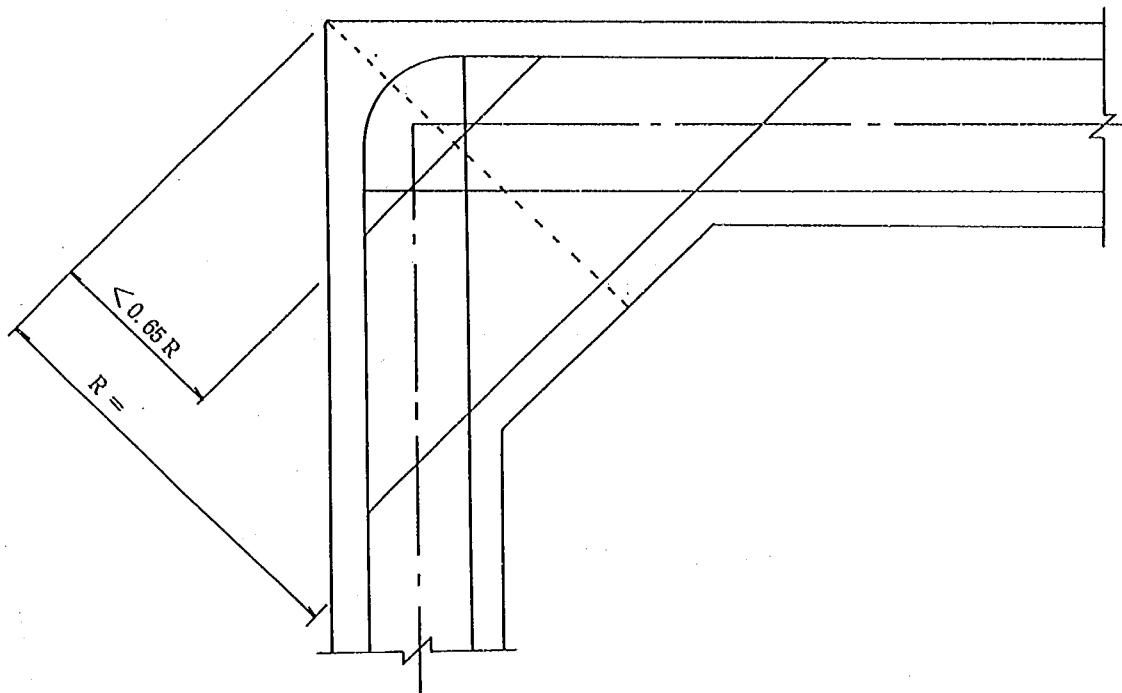


図-4.8 山側隅角部の構造図

5. 破壊計算 —ハンチ仰角45°—

5. 1 破壊荷重の解析方法

部材断面が破壊もしくは降伏状態に達するときの落石荷重（破壊荷重）を解析するが，解析上，ロックシェッド上に作用する落石位置を図-5.1のように，頂版の山側および谷側のハンチ端部と頂版中央の3カ所のいずれかに150tf, 200tf, 250tfおよび300tfの落石衝撃力を作用させて，そのときの内部応力と部材の破壊耐力を図および表で比較して破壊解析を行った．曲げおよびせん断に対する破壊解析の方法については後述する．

先述の落石衝撃力で破壊が確認できない場合は，部材の内部応力が落石衝撃力に比例するという仮定のもとで，比例配分して算定した．

なお，構造解析において，より現実的な構造とするため，隅角部に剛域を設定した．

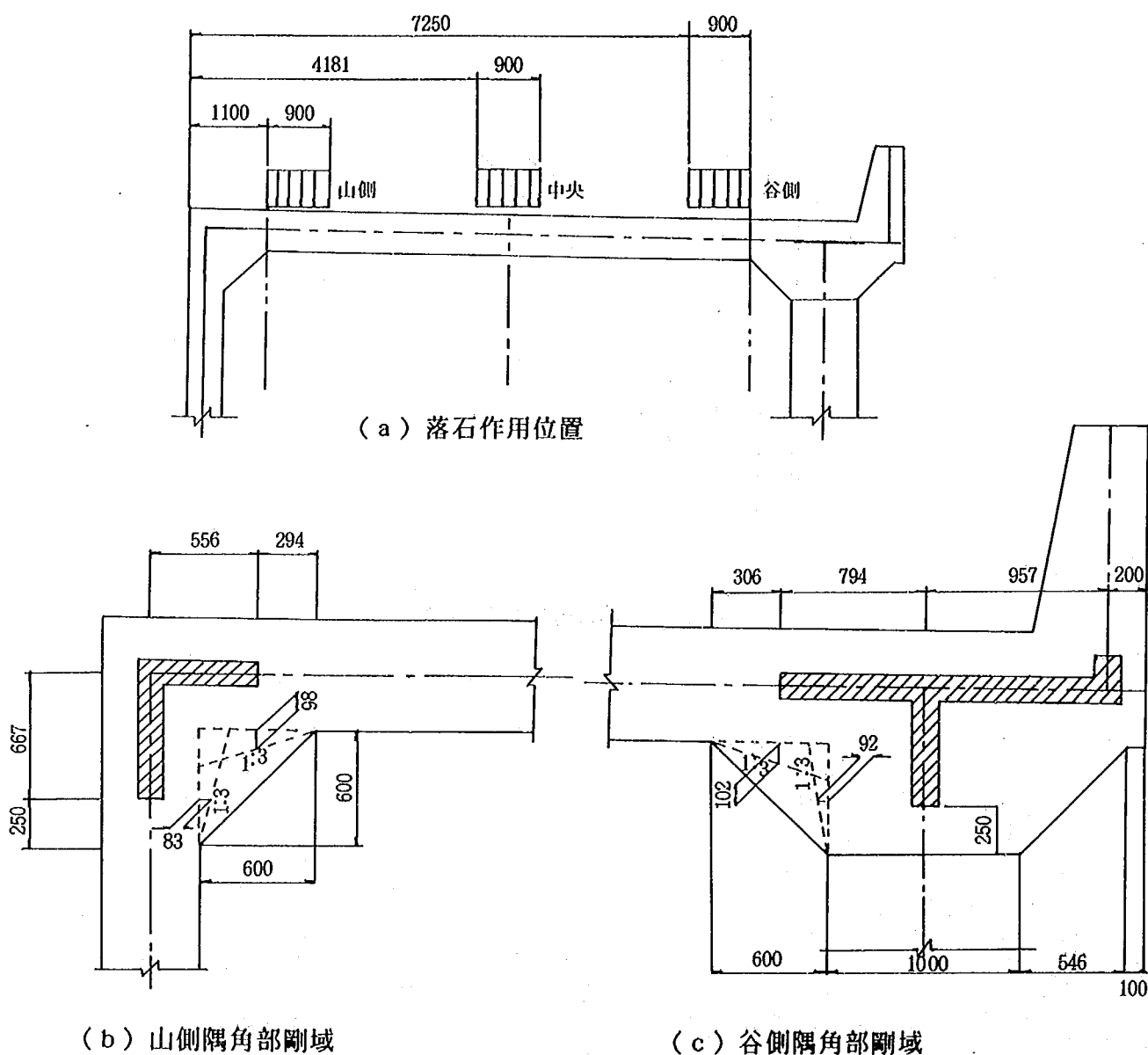


図-5.1 破壊解析の落石作用位置と隅角部剛域（単位 mm）

5. 2 曲げ破壊の検討

曲げモーメントと軸力を受ける部材の破壊の検討は、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編〔平成2年度版〕2. 2. 4 部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの項を参照して行う。

(1) 基本仮定

鉄筋コンクリート部材の曲げと軸力を受ける場合の部材耐力を算定するにあたり、つぎの仮定条件を規定する。

- 圧縮縁コンクリートの最大ひずみが終局ひずみ $\varepsilon_{cu}=0.0035$ に達したとき部材は破壊する。
- 破壊に至るまで断面は平面保持の仮定に従う。
- コンクリートの引張抵抗は無視する。
- 破壊時のコンクリートの曲げ圧縮応力の分布は係数 (0.85) を用いて、等価応力ブロックと仮定する。

(2) 曲げ破壊のメカニズム

- 弾性域・・・コンクリートおよび鉄筋ともに降伏点に達していない。
- 降伏開始点・・・コンクリート圧縮縁もしくは引張鉄筋が降伏状態になる。

＝塑性ヒンジの発生

- 強度破壊点・・・コンクリート圧縮縁が圧壊（終局ひずみ $\varepsilon_{cu}=0.0035$ ）

不静定構造の場合、部材の一部が降伏開始点に達した時に第1塑性ヒンジが生じ、構造物の安定が損なわれるまではその塑性ヒンジは強度破壊点には達しない。図-5.2に曲げモーメントと曲率の関係と破壊状態を示す。本解析では、部材断面が降伏開始点に達した状態の落石荷重を破壊荷重と判断するが、対象となるロックシェッドが3次不静定構造であるため、ロックシェッドが崩壊するまでには、さらに大きな荷重載荷が必要である。ただし、コンクリート圧縮縁が引張鉄筋の降伏より先に圧壊した場合（脆性破壊）およびせん断破壊した場合には、即時に断面が破壊する。

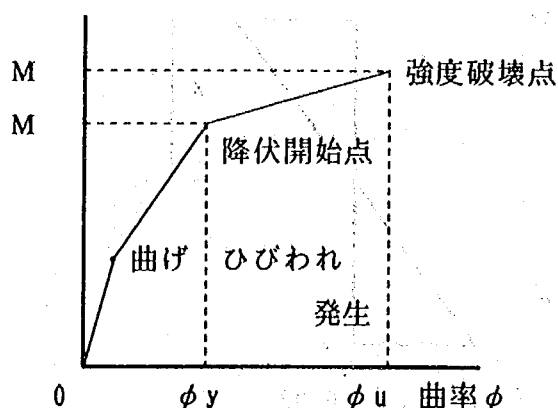


図-5.2 曲げモーメントと曲率の関係

(3) 降伏開始点

降伏開始点の断面内のひずみ状態を図-5.3に示すが、圧縮縁コンクリートもしくは引張鉄筋が降伏した状態で圧縮縁からひずみの中立軸までの距離を変化させて、曲げモーメントと軸方向力の相互作用曲線を描く。

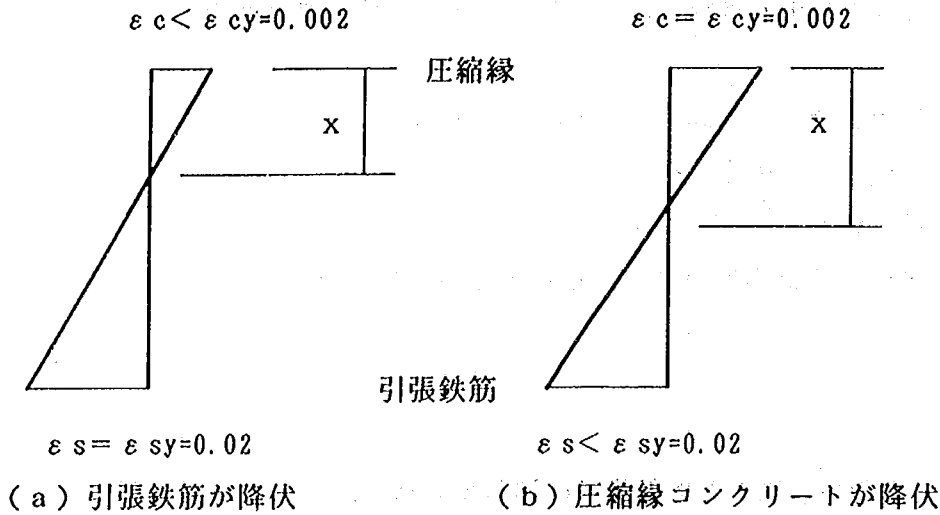


図-5.3 降伏開始点のひずみ

(4) 強度破壊点

強度破壊点の断面内のひずみ状態を図-5.4に示すが、圧縮縁コンクリートもしくは引張鉄筋が降伏した状態で圧縮縁からひずみの中立軸までの距離を変化させて、曲げモーメントと軸方向力の相互作用曲線を描く。

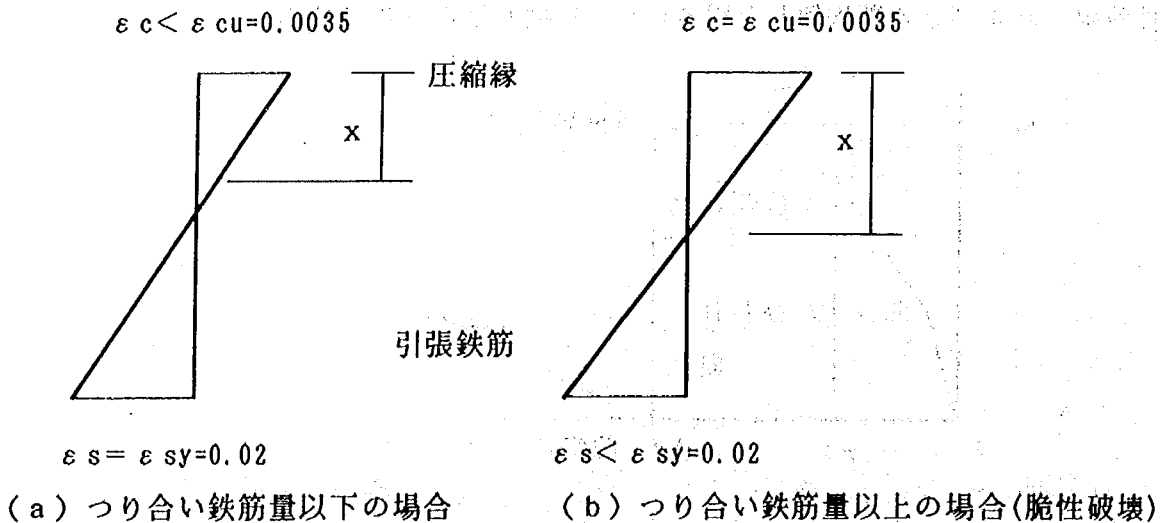


図-5.4 強度破壊点のひずみ

(5) ハンチ仰角 45° の解析結果

ハンチ仰角 45° のロックシェッドの各部材断面の破壊および降伏曲線と落石衝撃力150tf, 200tf, 250tfおよび300tfによる内部応力（曲げモーメント・軸力）関係を図-5.5～図-5.13に各部材ごとに示す。図中、実線は破壊曲線であり、一点鎖線は降伏曲線であり、点線は降伏開始曲線である。また、▲は頂版中央への落石、●は谷側ハンチ端部への落石、△は山側ハンチ端部への落石であり、左から落石衝撃力が150tf, 200tf, 250tfおよび300tfのときの値である。

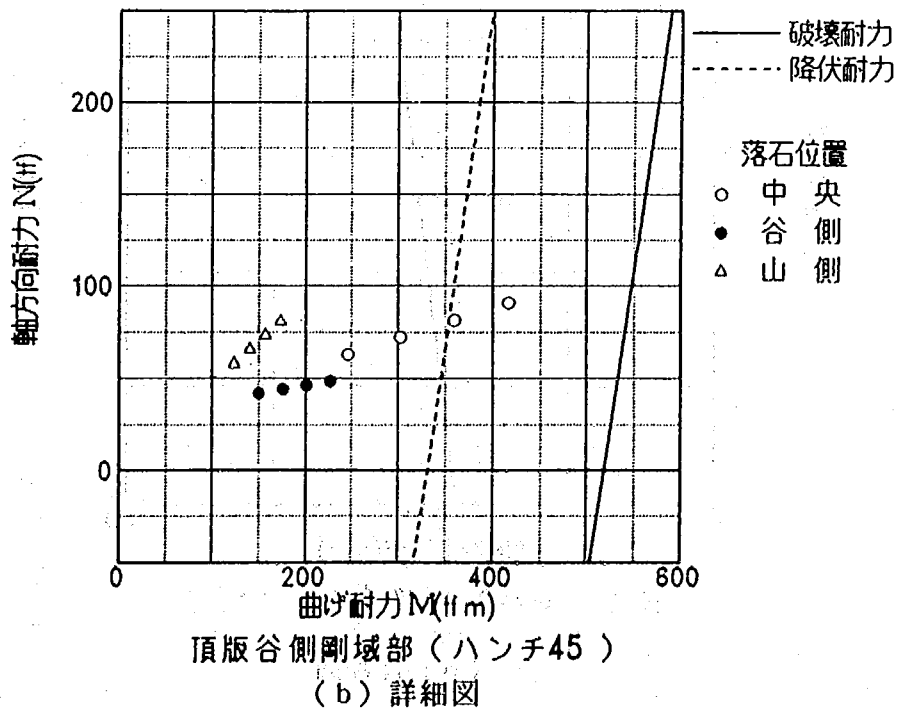
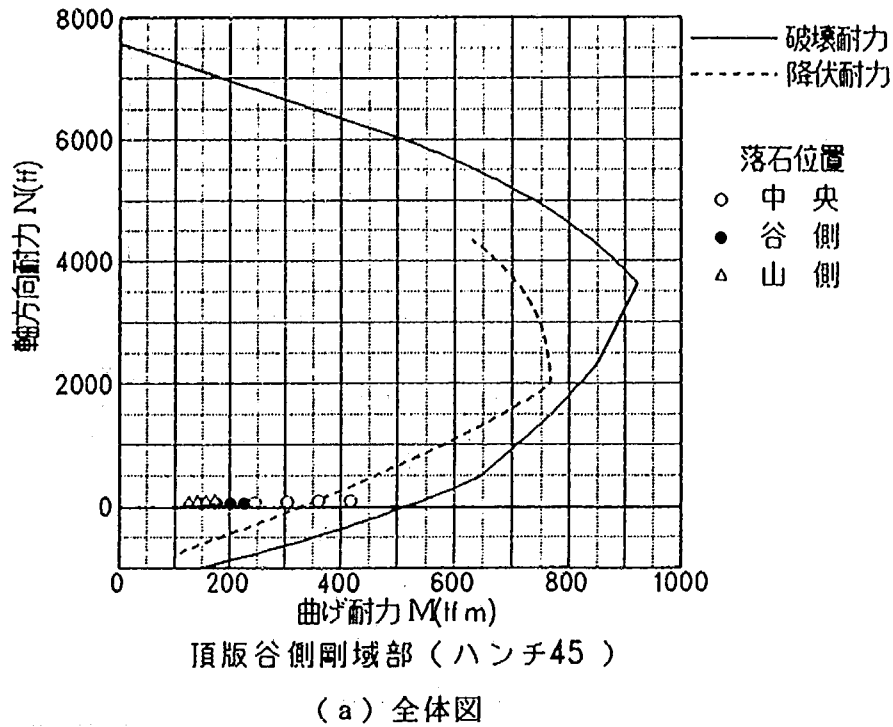
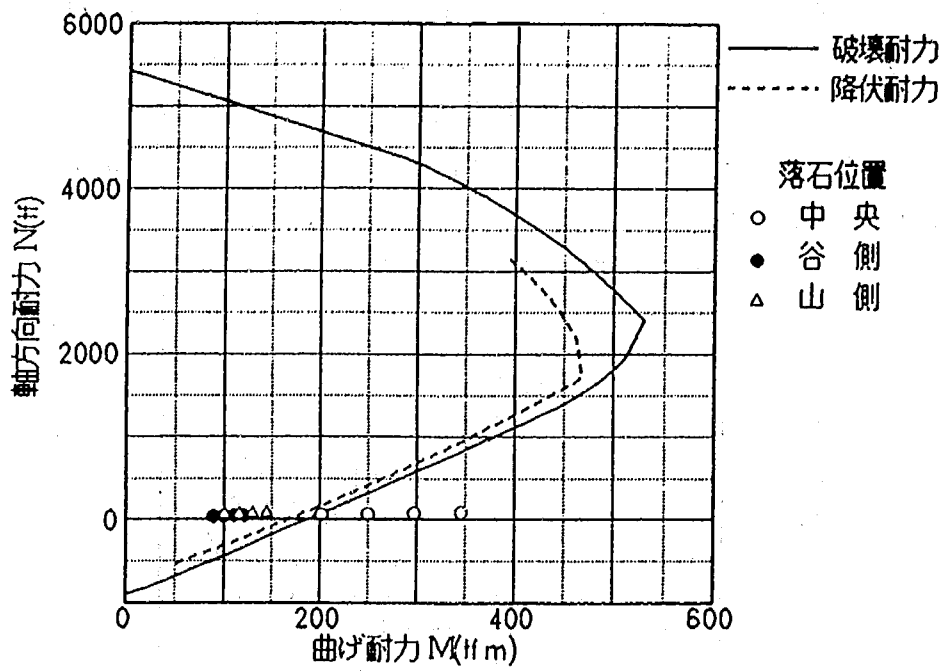
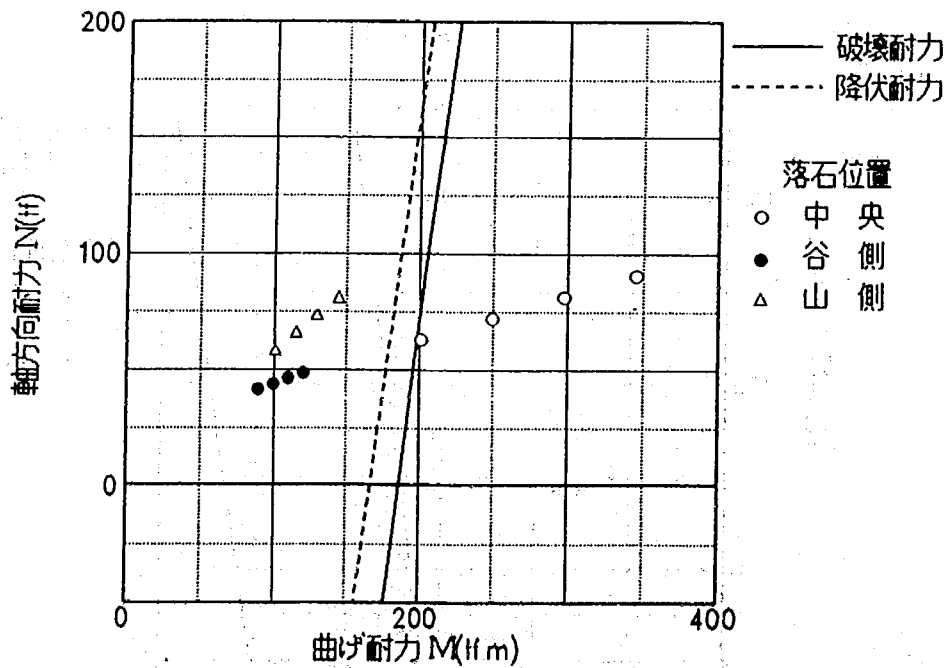


図-5.5 頂版谷側剛域部の曲げ破壊照査



頂版谷側ハンチ部（ハンチ45）

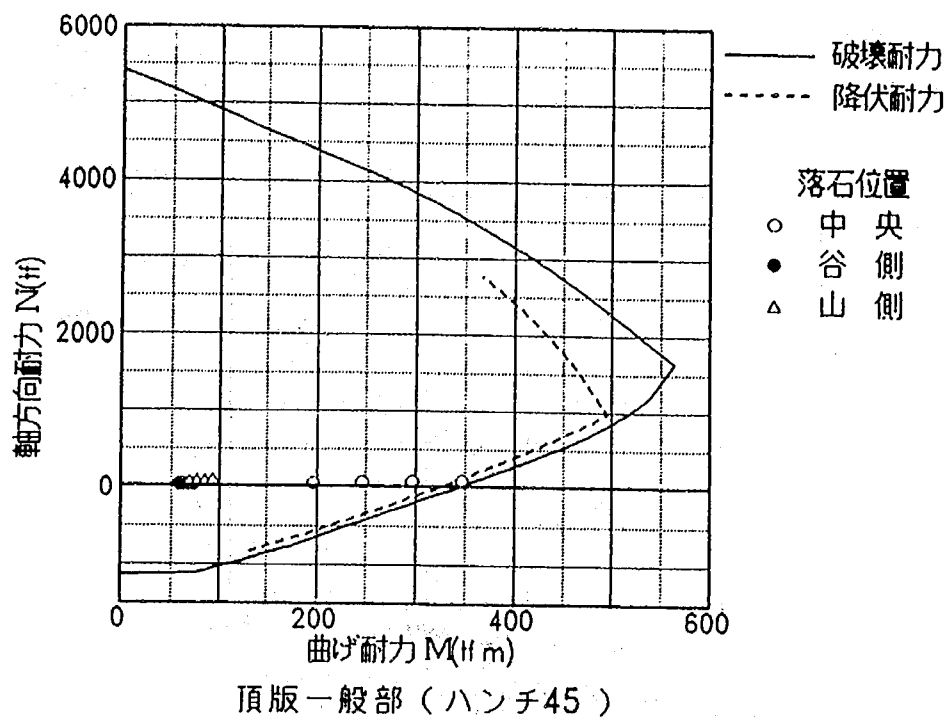
（a）全体図



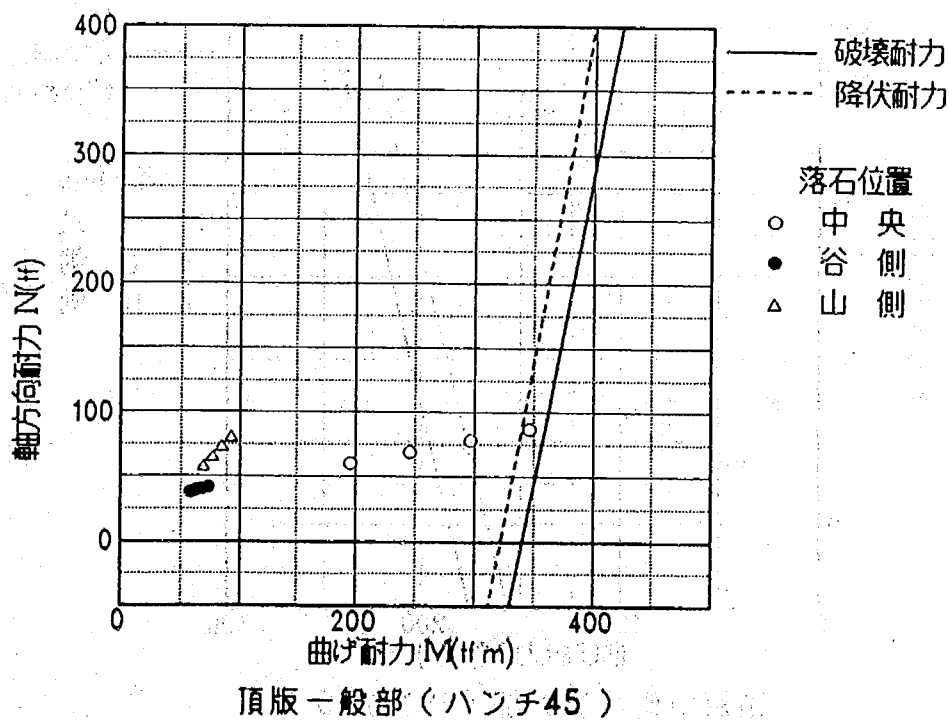
頂版谷側ハンチ部（ハンチ45）

（b）詳細図

図-5.6 頂版谷側ハンチ部の曲げ破壊照査

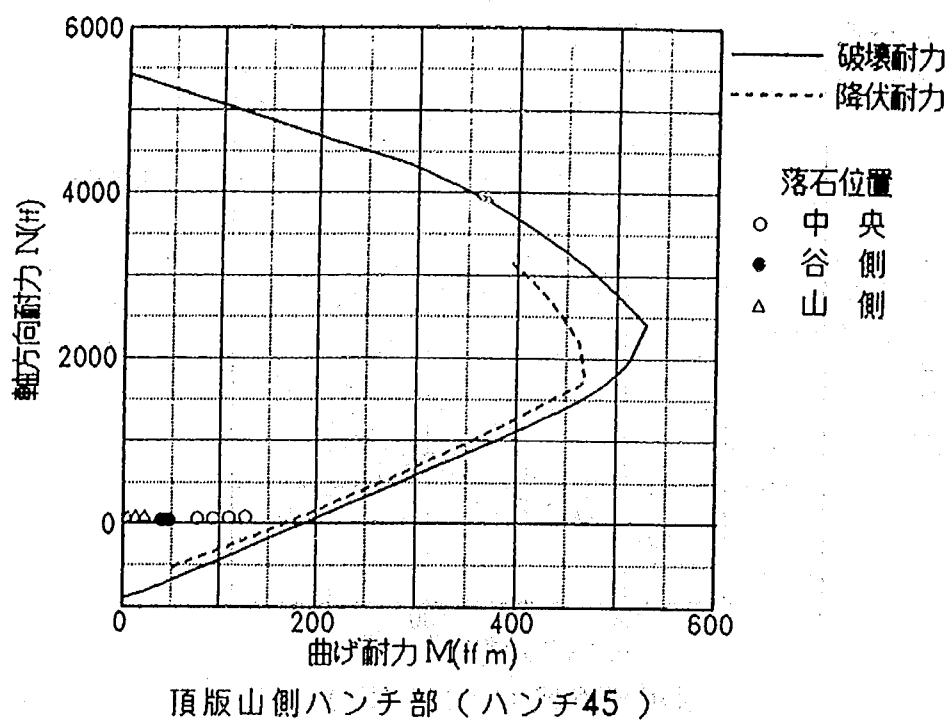


(a) 全体図

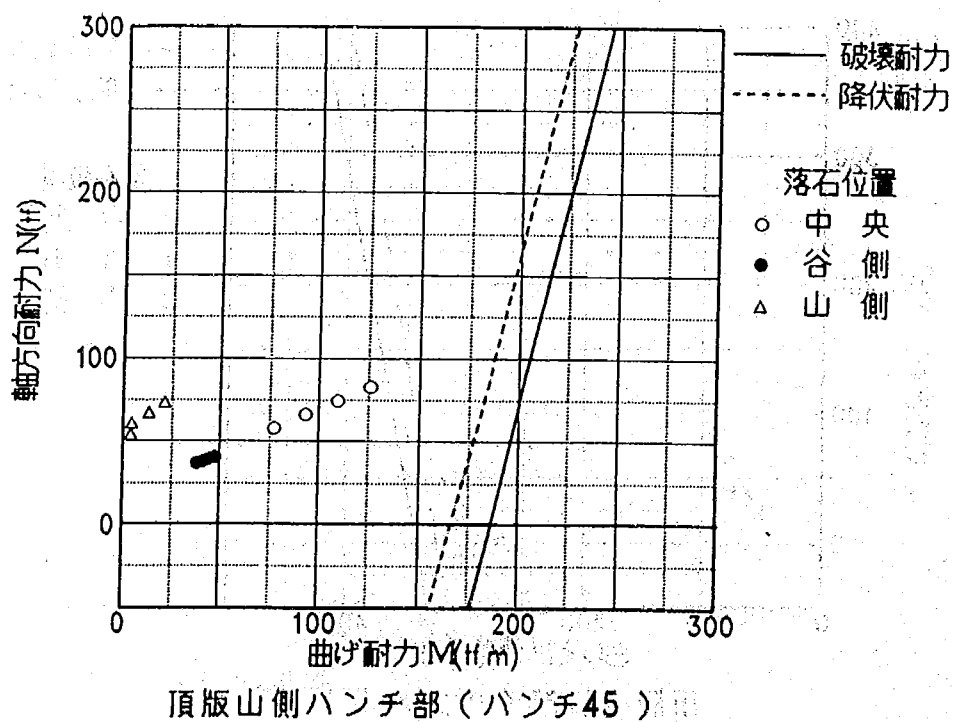


(b) 詳細図

図-5.7 頂版一般部の曲げ破壊照査

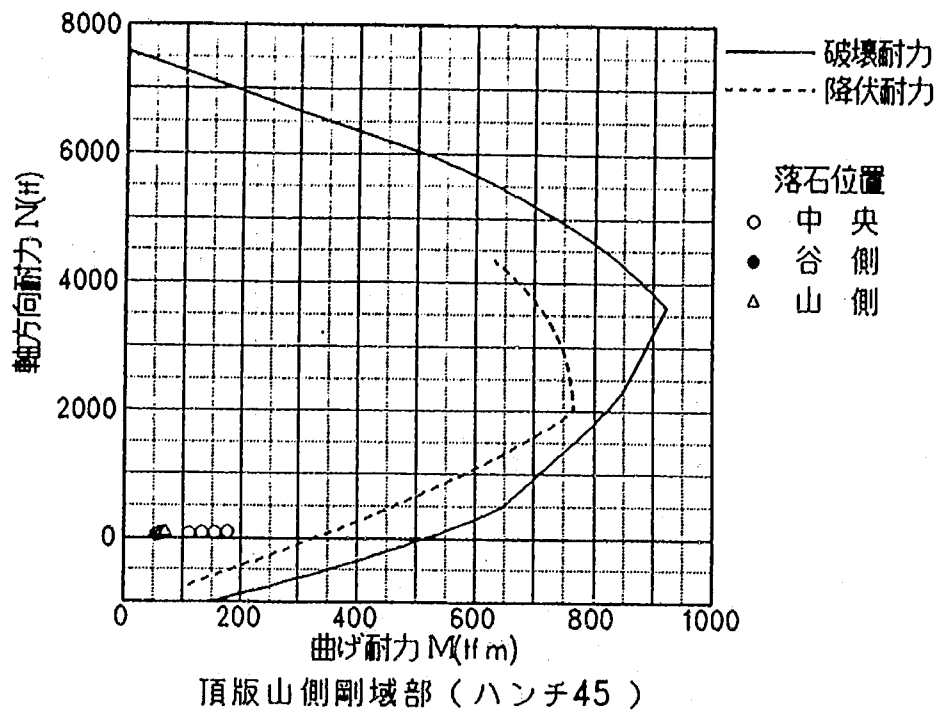


(a) 全体図

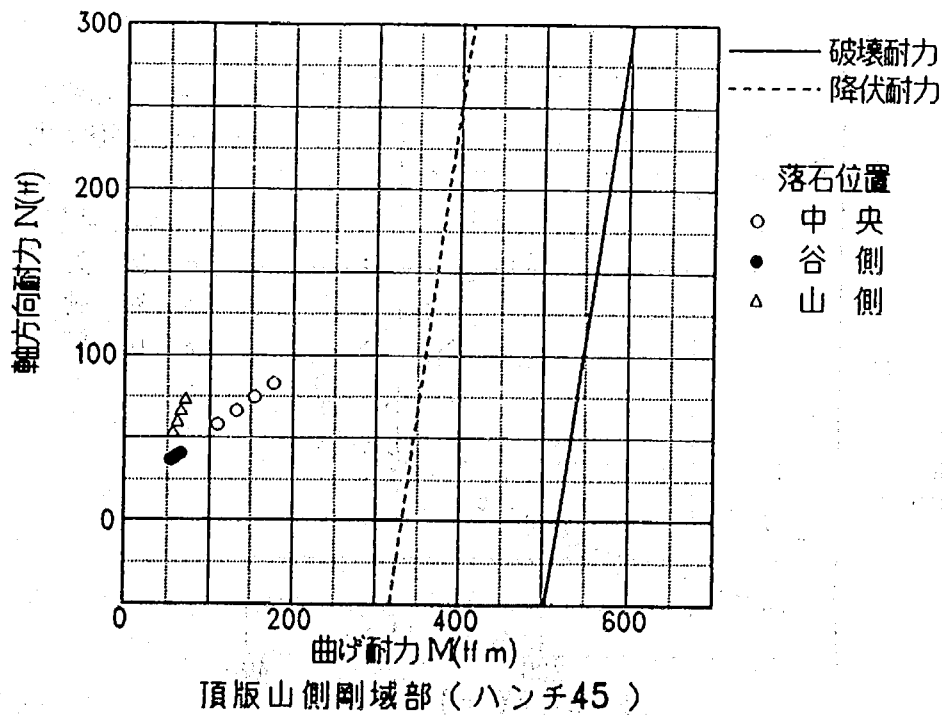


(b) 詳細図

図-5.8 頂版山側ハンチ部の曲げ破壊照査



(a) 全体図



(b) 詳細図

図-5.9 頂版山側剛域部の曲げ破壊照査

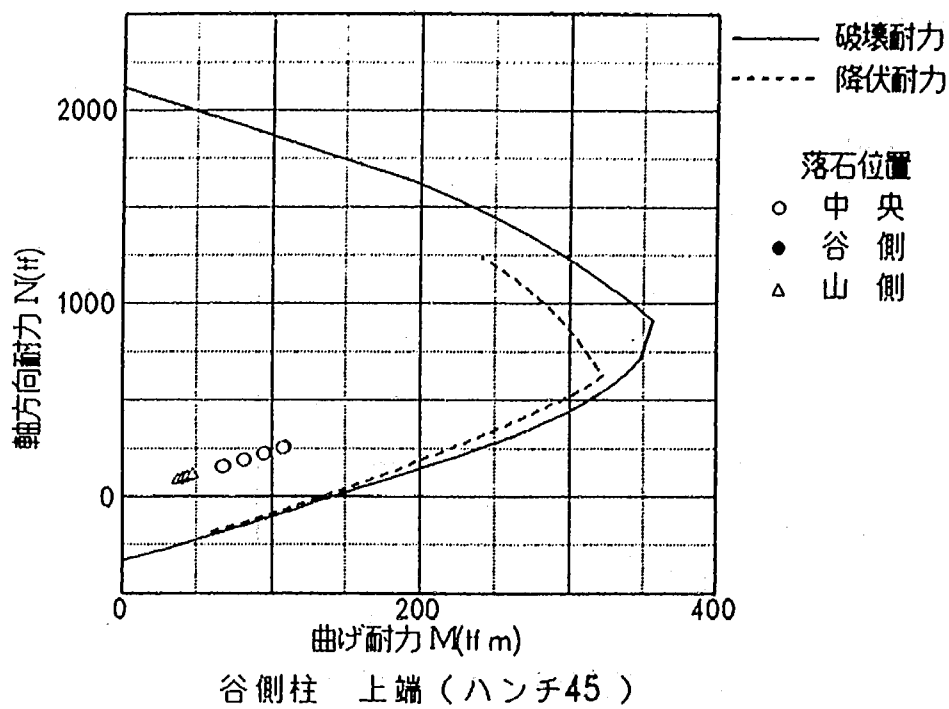


図-5.10 柱上端の曲げ破壊照査

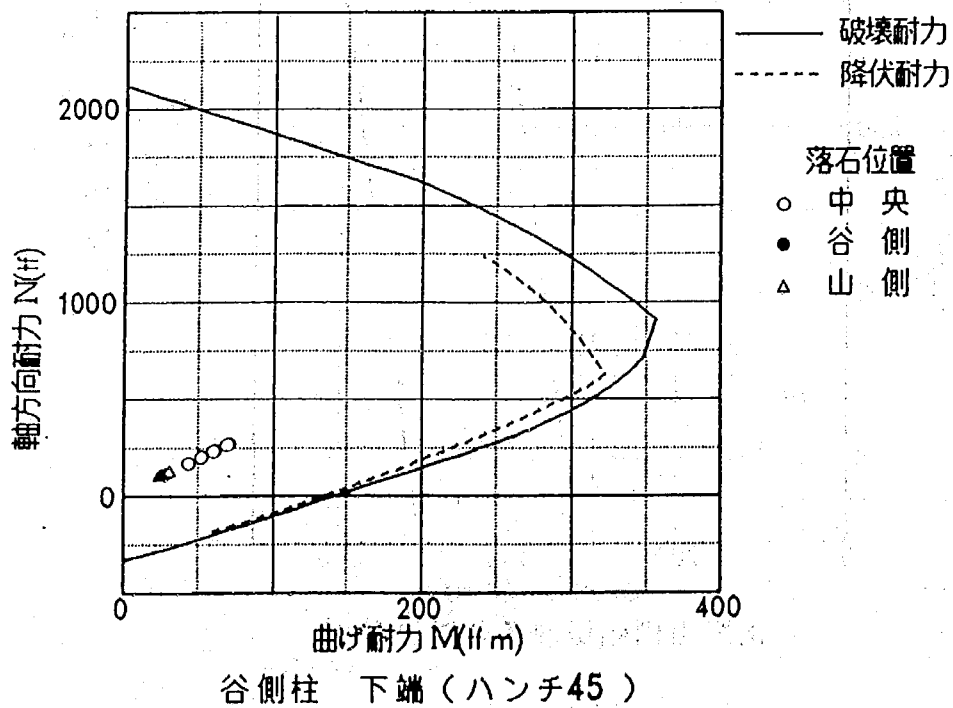


図-5.11 柱下端の曲げ破壊照査

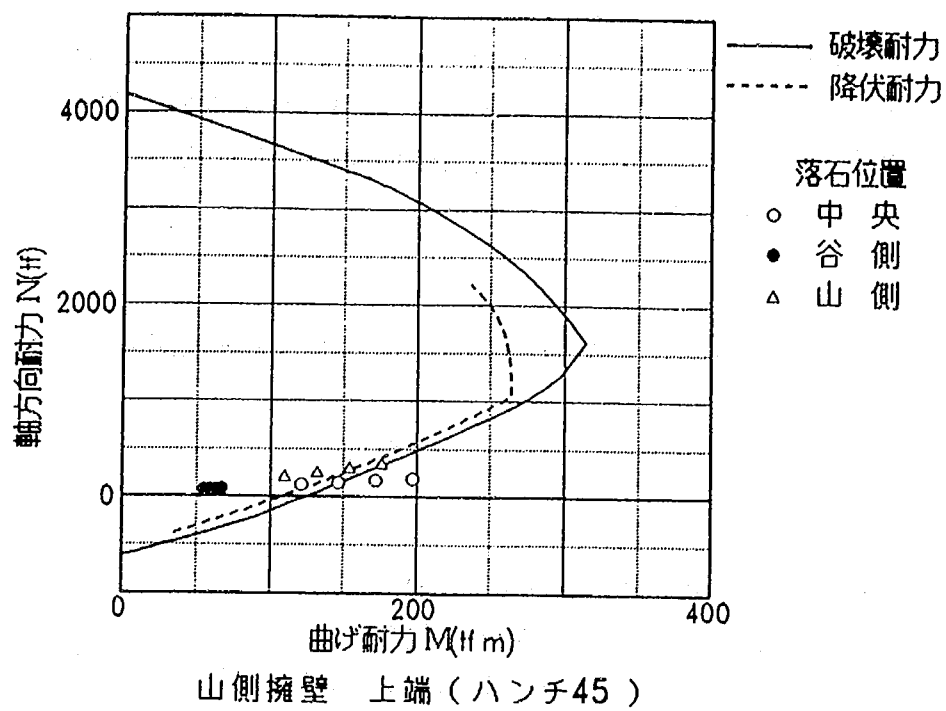


図-5.12 山側壁の曲げ破壊照査

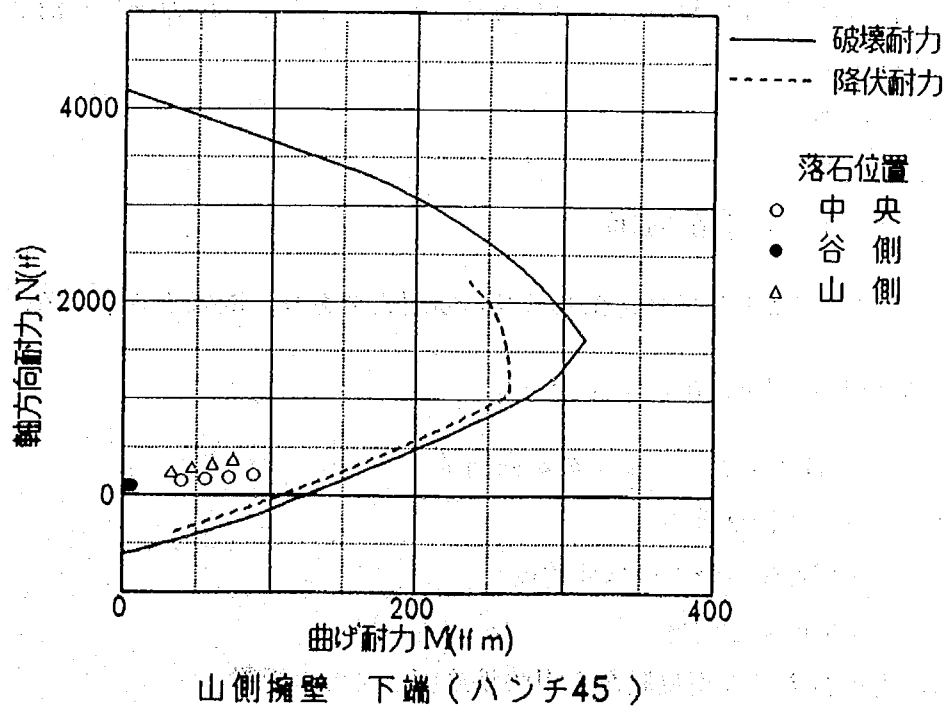


図-5.13 山側壁下端の曲げ破壊照査

5. 3 せん断破壊の検討

(1) せん断破壊の解析方法

せん断力に対する破壊の検討には、コンクリート標準示方書6.3.3の設計せん断耐力の算出法を用いるが、鉄筋の強度およびコンクリートの強度については、終局状態の値を採用する。すなわち、破壊時の部材のせん断耐力 V_{yk} は、コンクリートの強度、部材の高さ、鉄筋比、軸方向力と曲げモーメントの影響を考慮して、次式より求める。

$$V_{yk} = V_{ck} + V_{sk}$$

ここに、 V_{ck} はせん断補強鉄筋を用いない鉄筋コンクリート断面のせん断耐力であり、次式より求める。

$$V_{ck} = f_{vck} \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{vck} = 0.9 \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \sqrt{f_{ck}'}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d} \quad (\beta_d > 1.5 \text{ のとき } \beta_d = 1.5)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100/p_w} \quad (\beta_p > 1.5 \text{ のとき } \beta_p = 1.5)$$

$$\beta_n = 1 + M_0/M_d \quad (N_d' > 0 \text{ の場合 } \beta_n > 2 \text{ のとき } \beta_n = 2)$$

$$= 1 + 2 M_0/M_d \quad (N_d' < 0 \text{ の場合 } \beta_n < 0 \text{ のとき } \beta_n = 0)$$

$$= 1 \quad (N_d' = 0 \text{ の場合})$$

N_d' : 軸方向圧縮力

M_d : 曲げモーメント

M_0 : M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すために必要な曲げモーメント

b_w : 部材断面の幅

d : 有効高さ

f_{ck}' : コンクリートの設計基準強度

また、 V_{sk} はスターラップにより受け持たれるせん断耐力であり、次式より求める。

$$V_{sk} = (A_w \cdot f_{wyk} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / s_s) \cdot z$$

A_w : 区間 s_s におけるスターラップの総断面積

f_{wyk} : スターラップの降伏強度

α_s : スターラップと部材軸とのなす角度

s_s : スターラップの配置間隔

z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鉄筋図心までの距離

(一般に、 $d/1.15$)

(2) 解析結果

4. 5 (3) で決定したせん断補強鉄筋によるハンチ仰角45°のロックシェットの各部材断面のせん断破壊の検討結果を表-5.1に各部材ごとに示す。

表-5.1 せん断破壊照査 (せん断補強鉄筋比 $\rho = 0.318\%$)

(a) 落石載荷位置 谷側ハンチ

R C ロックシェットのせん断破壊照査

設計落石荷重 100 tf

ハンチ 45°

落石作用位置 NO.2

せん断鉄筋比 0.00318

せん断鉄筋間隔 延長方向

せん断鉄筋 D 16

250 幅員方向 250

谷側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	88.743	41.625	196.940	272.482
200	99.356	43.867	244.798	272.202
250	109.970	46.109	292.657	271.975
300	120.583	48.351	340.515	271.789

柱上端

荷重	M	N	S	Vyk
150	67.838	157.890	25.361	133.032
200	81.472	190.734	30.457	133.128
250	95.107	223.579	35.553	133.196
300	108.742	256.424	40.649	133.247

谷側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	149.842	41.722	201.773	374.499
200	175.133	43.964	249.658	374.146
250	200.425	46.207	297.545	373.882
300	225.717	48.450	345.430	373.677

柱下端

荷重	M	N	S	Vyk
150	43.748	168.890	25.361	143.789
200	52.535	201.734	30.457	143.645
250	61.323	234.579	35.553	143.542
300	70.110	267.424	40.649	143.465

桁中央部

荷重	M	N	S	Vyk
150	57.360	37.640	2.301	302.618
200	61.739	38.882	4.433	302.278
250	66.118	40.124	6.564	301.984
300	70.496	41.367	8.696	301.726

山側擁壁上端

荷重	M	N	S	Vyk
150	55.010	69.305	33.656	261.918
200	58.792	71.412	34.941	261.477
250	62.574	73.518	36.225	261.089
300	66.356	75.624	37.510	271.858

山側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	38.019	36.652	51.725	277.527
200	41.167	37.894	53.857	277.083
250	44.316	39.136	55.988	276.702
300	47.464	40.379	58.120	276.372

山側擁壁下端

荷重	M	N	S	Vyk
150	1.450	93.260	20.585	366.637
200	0.922	95.367	19.300	366.637
250	3.295	97.473	18.016	366.637
300	5.667	99.579	16.731	366.637

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	53.876	36.561	56.281	377.542
200	57.650	37.803	58.413	377.250
250	61.425	39.045	60.544	376.993
300	65.200	40.288	62.676	376.767

表-5.1 せん断破壊照査 (せん断補強鉄筋比 $\rho = 0.318\%$)

(b) 落石載荷位置 頂版中央

R C ロックシェットのせん断破壊照査

設計落石荷重 100 tf
ハンチ 45°

落石作用位置 NO.3

せん断鉄筋比 0.00318

せん断鉄筋間隔 延長方向

せん断鉄筋 D16

250 幅員方向 250

谷側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	201.046	62.747	141.863	270.883
200	249.094	72.030	171.362	270.649
250	297.142	81.313	200.861	270.491
300	345.189	90.595	230.360	270.377

柱上端

荷重	M	N	S	Vyk
150	67.101	155.911	25.089	133.005
200	80.490	188.096	30.094	133.099
250	93.879	220.281	35.100	133.166
300	107.267	252.466	40.105	133.216

谷側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	245.237	62.842	146.612	374.213
200	302.326	72.125	176.111	373.985
250	359.417	81.408	205.610	373.830
300	416.506	90.690	235.109	373.717

柱下端

荷重	M	N	S	Vyk
150	43.289	166.911	25.089	143.755
200	51.924	199.096	30.094	143.605
250	60.559	231.281	35.100	143.498
300	69.193	263.466	40.105	143.418

桁中央部

荷重	M	N	S	Vyk
150	195.205	60.283	18.690	298.157
200	245.531	69.073	23.555	297.804
250	295.858	77.863	28.420	297.571
300	346.185	86.653	33.285	297.406

山側擁壁上端

荷重	M	N	S	Vyk
150	120.401	123.866	55.875	233.456
200	145.981	144.159	64.566	233.137
250	171.560	164.453	73.257	232.913
300	197.139	184.746	81.948	239.999

山側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	77.035	57.775	106.719	275.345
200	93.138	66.059	127.182	274.930
250	109.342	74.342	147.645	274.631
300	125.495	82.626	168.108	274.412

山側擁壁下端

荷重	M	N	S	Vyk
150	39.609	147.821	1.634	254.376
200	55.668	168.114	10.325	248.865
250	71.728	188.408	19.016	245.822
300	87.787	208.701	27.707	262.290

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	109.060	57.684	111.275	375.628
200	131.229	65.968	131.738	375.293
250	153.399	74.251	152.201	375.055
300	175.568	82.535	172.664	374.877

表-5.1 せん断破壊照査 (せん断補強鉄筋比 $\rho = 0.318\%$)

(c) 落石載荷位置 山側ハンチ

R C ロックシェットのせん断破壊照査

設計落石荷重 100 tf
ハンチ 45°

落石作用位置 NO.4

せん断鉄筋比 0.00318

せん断鉄筋間隔 延長方向

せん断鉄筋 D 16

250 幅員方向 250

谷側ハンチ境界

荷重	M	N	S	V yk
150	100.561	57.680	72.648	273.548
200	115.113	65.274	79.076	273.481
250	129.666	72.868	85.504	273.429
300	144.218	80.461	91.932	273.388

柱上端

荷重	M	N	S	V yk
150	37.191	83.934	13.910	132.537
200	40.610	92.127	15.189	132.619
250	44.029	100.321	16.468	132.689
300	47.448	108.514	17.747	132.749

谷側剛域部境界

荷重	M	N	S	V yk
150	123.535	57.775	77.397	376.937
200	140.057	65.369	83.825	376.925
250	156.580	72.963	90.253	376.915
300	173.103	80.556	96.681	376.907

柱下端

荷重	M	N	S	V yk
150	24.012	94.934	13.910	144.442
200	26.221	103.127	15.189	144.297
250	28.430	111.321	16.168	144.175
300	30.639	119.514	17.747	144.071

桁中央部

荷重	M	N	S	V yk
150	68.444	56.694	23.377	304.828
200	76.517	64.288	29.805	304.980
250	84.590	71.882	36.233	305.103
300	92.663	79.475	42.661	305.205

山側擁壁上端

荷重	M	N	S	V yk
150	109.552	193.335	52.193	239.152
200	131.515	236.784	59.657	239.428
250	153.478	280.233	67.120	239.625
300	175.440	323.682	74.584	254.050

山側ハンチ境界

荷重	M	N	S	V yk
150	3.828	52.705	176.100	369.616
200	4.421	59.298	219.690	369.616
250	12.671	65.892	263.280	320.700
300	20.920	72.485	306.870	303.014

山側擁壁下端

荷重	M	N	S	V yk
150	32.819	217.290	2.048	276.732
200	46.614	260.739	5.416	268.782
250	60.410	304.188	12.879	264.462
300	74.205	347.637	20.343	298.004

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	V yk
150	56.250	52.614	180.656	380.822
200	60.816	59.207	224.246	381.309
250	65.383	65.801	267.836	381.729
300	69.949	72.394	311.426	382.094

6. 設計計算－ハンチ仰角 30°－

6. 1 構造形式

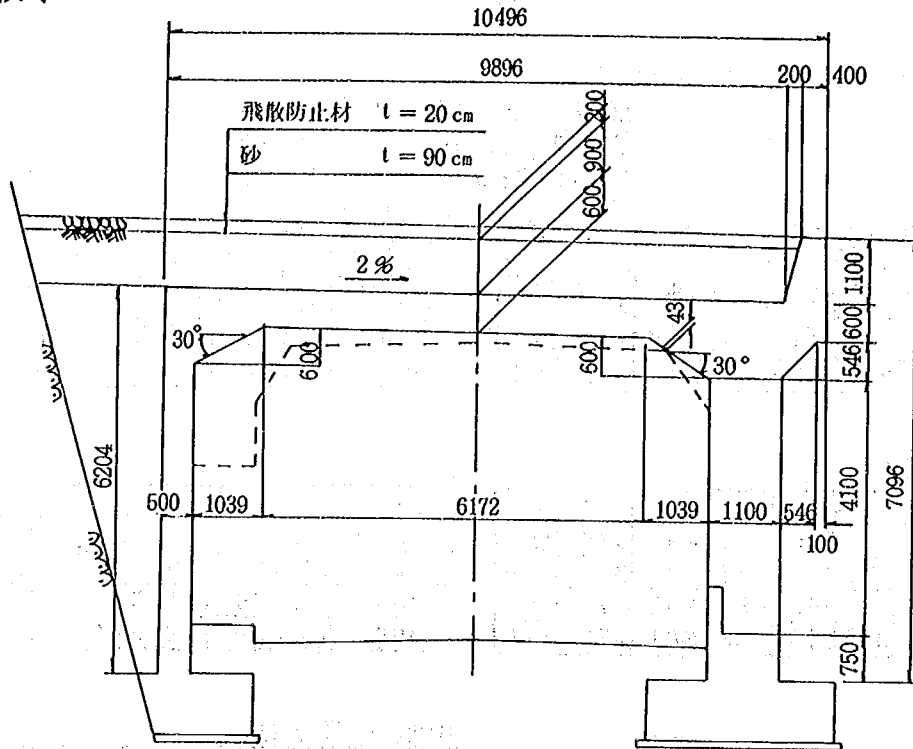


図-6.1 構造モデル (単位 mm)

6. 2 モデル化

図-6.2のような骨組み構造にモデル化する。図-6.2のモデルの・は格点を示し、○は部材番号を示す。表-6.1に格点の座標を、表-6.2に部材データを示す。

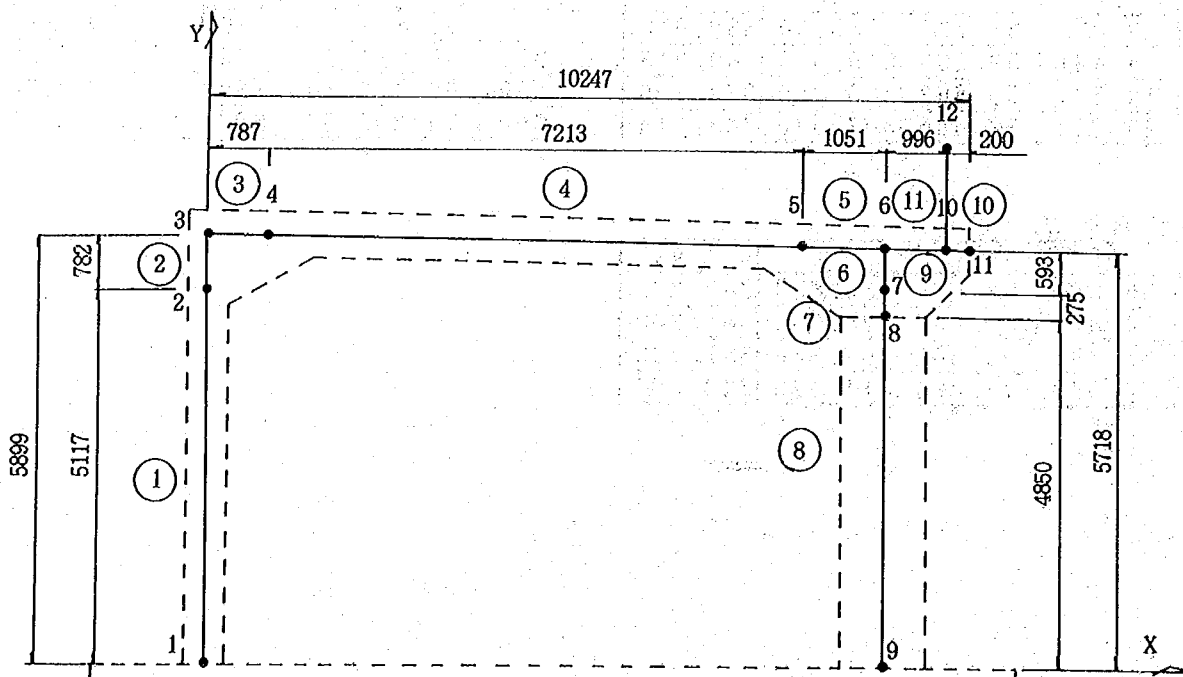


図-6.2 骨組構造－ハンチ仰角 30°－

表-6.1 座標値 -ハンチ仰角30°-

格点番号	x座標(m)	y座標(m)	格点番号	x座標(m)	y座標(m)
1	0.000	0.000	7	9.050	5.125
2	0.000	5.117	8	9.050	4.850
3	0.000	5.899	9	9.050	0.000
4	0.787	5.883	10	10.046	5.698
5	7.999	5.739	11	10.246	5.694
6	9.050	5.718	12	10.046	7.098

表-6.2 部材データ -ハンチ仰角30°-

部材番号	格点番号		部材長 (m)	断面積 (m ²)	断面2次 モーメント (m ⁴)	自重 (kgf/m)	部材名
	i 端	j 端					
①	1	2	5.117	2.000	0.041667	5.00	山側壁
②	2	3	0.782	2.000	0.041667	5.00	山側壁
③	3	4	0.787	2.400	0.072000	6.00	頂版
④	4	5	7.213	2.400	0.072000	6.00	頂版
⑤	5	6	1.051	2.400	0.072000	6.00	頂版
⑥	6	7	0.593	4.400	0.443667	11.00	谷側梁
⑦	7	8	0.275	4.400	0.443667	11.00	谷側梁
⑧	8	9	4.850	1.210	0.122008	3.03	柱
⑨	6	10	0.996	2.400	0.072000	6.00	頂版
⑩	10	11	0.200	2.400	0.072000	6.00	頂版
⑪	11	12	1.400	2.000	0.041667	5.00	土砂留

6. 3 荷重条件

(1) 構造体自重

- a) 頂版 $W_t = 0.60\text{m} \times 4.00\text{m} \times 2.50\text{tf/m}^3 = 6.00\text{tf/m}$
- b) 山側壁 $W_w = 0.50\text{m} \times 4.00\text{m} \times 2.50\text{tf/m}^3 = 5.00\text{tf/m}$
- c) 柱 $W_c = 1.10\text{m} \times 1.10\text{m} \times 2.50\text{tf/m}^3 = 3.03\text{tf/m}$

各部材の単位長さあたりの自重は表-6.2を参照されたい。また、隅角部ハンチの自重については、図-6.3 (a) 山側ハンチと (b) 谷側ハンチに示す。

構造体全体の重量 129.96tf (支点反力 山側 57.907tf , 谷側 72.054tf)

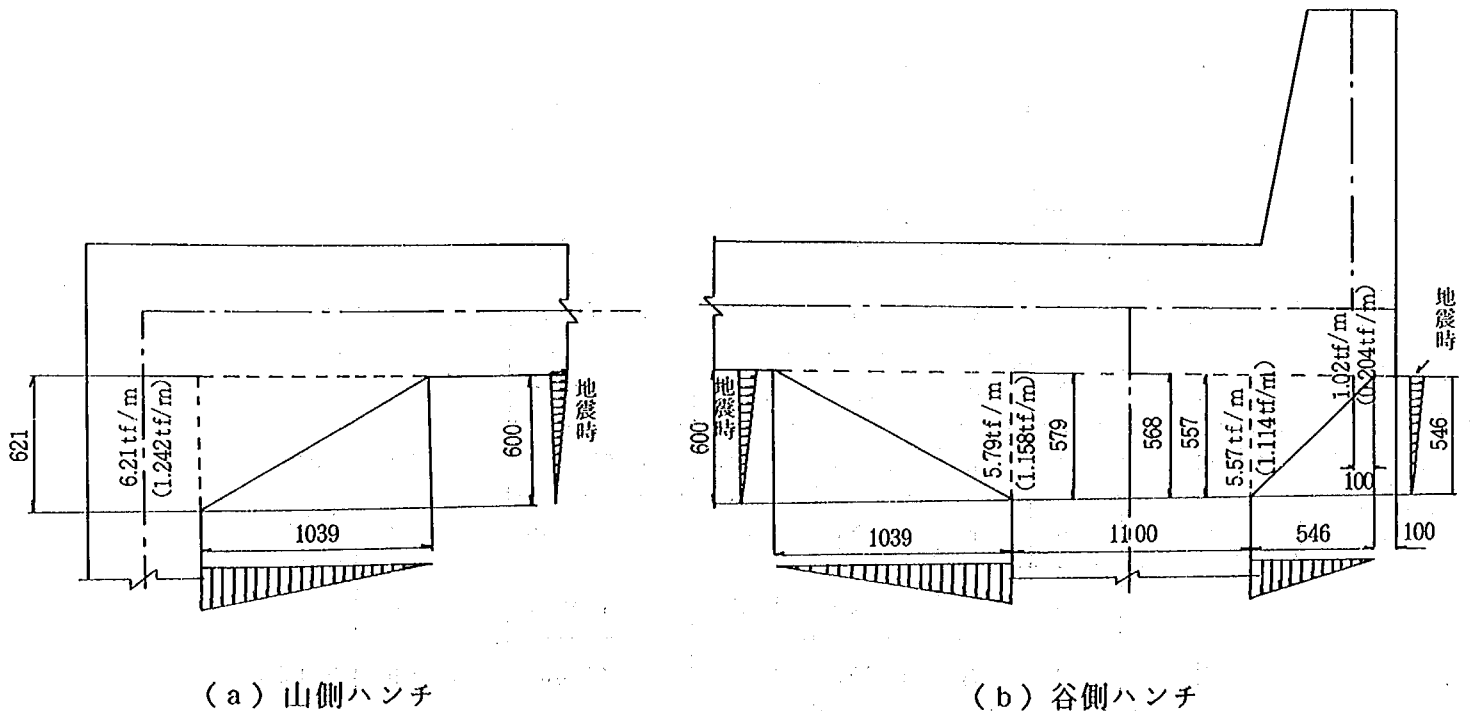


図-6.3 ハンチ自重 (ハンチ仰角 30°)

(2) 緩衝材自重

緩衝材は砂の単層 (厚さ 90 cm) とし、その上に飛散防止材として碎石を 20 cm 敷く

- a) 緩衝材 $W_{s1} = 0.90\text{m} \times 4.00\text{m} \times 1.80\text{tf/m}^3 = 6.48\text{tf/m}$
 - b) 飛散防止材 $W_{s2} = 0.20\text{m} \times 4.00\text{m} \times 1.90\text{tf/m}^3 = 1.52\text{tf/m}$
- $\Sigma W_s = 8.00\text{tf/m}$

c) 土砂留工に作用する土圧

緩衝材の内部摩擦角を $\phi = 30^\circ$ とする。

(3) 裏込め土による土圧

裏込め土の土質係数 ($c = 0 \text{ tf/m}^2$, $\phi = 30^\circ$)

壁面摩擦角 $2\phi = 13^\circ$ (道路土工指針)

設計水平震度 $k_h = 0.16$

a) 常時

b) 地震時

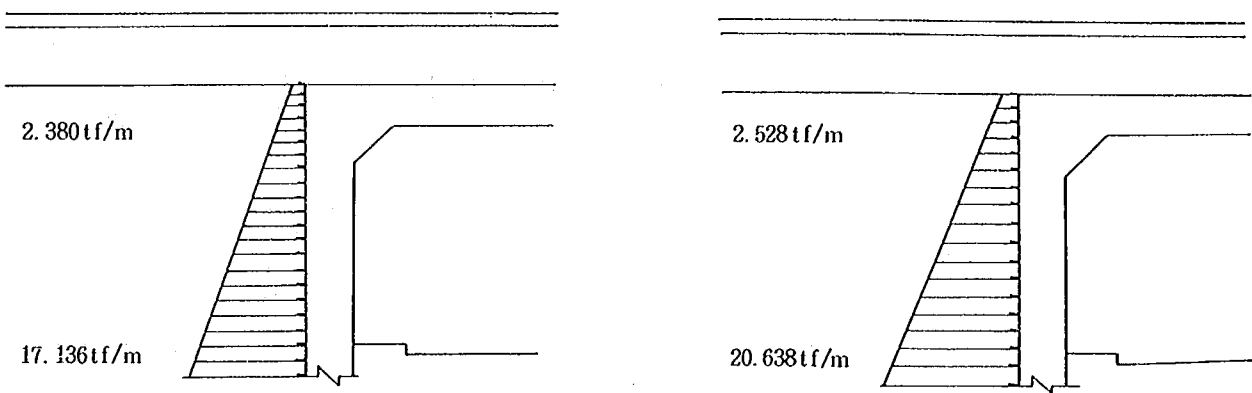


図-6.4 裏込め土による土圧

(4) 落石荷重

●落石衝撃力，落石衝撃の分散，落石荷重の低減，落石の落下方向，および荷重の組み合わせは前例と同じである。

●落石荷重作用位置

落石荷重の作用位置は図-6.5に示すように，次の5カ所とする。

- 1) 山側 (0/4) : せん断照査位置 (山側支点から 1.000m)
- 2) 山側 (1/4) : ハンチ端部 (山側支点から 1.739m)
- 3) 中央 (2/4) : 頂版の支間中央 (山側支点から 4.375m)
- 4) 谷側 (3/4) : ハンチ端部 (山側支点から 7.011m)
- 5) 谷側 (4/4) : せん断照査位置 (山側支点から 7.550m)

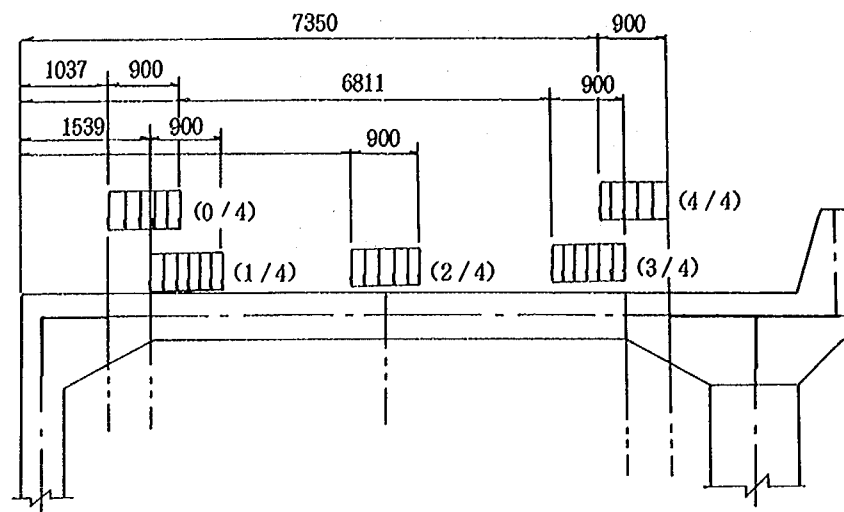


図-6.5 設計落石荷重の作用位置

6. 4 計算結果

(1) フレーム計算結果

表-6.3に各断面照査位置における常時および落石時の内部応力の極大値を示す。ここに、落石時はそれぞれの落石位置のうち最も大きな内部応力を示す箇所のみを記載する。表中の網掛部はその断面照査位置（図-6.6参照）で対象となる内部応力が最も大きい状態を示す。表-6.3の照査位置を示す記号は後記の図-6.7に示す。

表-6.3 フレーム計算結果・内部応力の極大値（ハンチ仰角 30°）

(a) 山側壁

擁壁厚 L(m) 0.5

a) 曲げモーメント（剛域を考慮しない場合）

有効幅 B(m) 4.0

照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸力 tf
M - L (格点1+0.000)	常時	27.204	32.381	88.951
	落石時（中央[2/4]）	18.308	12.115	137.591
	地震時	79.444	57.465	80.550
M - H (格点2+0.477)	常時	53.454	27.543	59.456
	落石時（中央[2/4]）	127.489	47.809	108.096
	地震時	23.580	21.062	51.055
MwB - H (格点1+4.973)	常時	36.923	25.110	62.586
	落石時（中央[2/4]）	98.272	45.376	111.226
	地震時	11.388	17.698	54.185

b) せん断力

i) 剛域を考慮しない場合

せん断照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸力 tf
SwA - L (格点1+0.250)	常時	19.638	28.171	87.701
	落石時（山側[0/4]）	6.047	19.567	177.030
	地震時	65.763	52.011	79.300
SwA - H (格点2+0.227)	常時	38.718	25.434	62.231
	落石時（中央[2/4]）	101.519	45.701	110.874
	地震時	12.660	18.139	53.830
SwB - H (格点1+4.973)	常時	29.611	23.604	64.086
	落石時（山側[1/4]）	84.893	43.871	112.729
	地震時	6.376	15.667	55.685

ii) 剛域を考慮した場合

せん断照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸力 tf
SwB - H (格点1+4.973)	常時	46.099	30.369	64.023
	落石時（中央[2/4]）	99.884	47.861	144.950
	地震時	42.931	15.745	60.904

表-6.3 フレーム計算結果・内部応力の極大値（ハンチ仰角 30°）

(b) 頂版

桁 高 H (m) 0.6

有効幅 B (m) 4.0

a) 曲げモーメント

i) 剛域を考慮しない場合

照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
M - Y (格点3+0.250)	常 時	53.454	59.994	26.352
	落石時 (中央[2/4])	127.489	109.028	45.644
	地 震 時	23.580	51.465	20.039
M s B - Y (格点4+0.502)	常 時	22.789	42.482	33.465
	落石時 (中央[2/4])	23.193	45.989	91.445
	地 震 時	8.095	39.075	19.079
Mmax - C (格点4+3.589)	常 時	62.868	4.486	27.638
	落石時 (中央[2/4])	192.181	5.390	47.926
	地 震 時	55.939	12.785	32.822
M s B - T (格点4+6.675)	常 時	29.998	51.355	28.576
	落石時 (中央[2/4])	58.875	102.133	49.862
	地 震 時	64.338	59.488	42.069
M - T (格点5+0.501)	常 時	113.805	72.940	29.007
	落石時 (中央[2/4])	210.709	123.719	50.290
	地 震 時	158.986	80.996	46.408

ii) 剛域を考慮した場合

照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
M s B - Y (格点4+0.502)	常 時	12.638	38.795	33.539
	落石時 (中央[2/4])	28.420	78.495	49.483
	地 震 時	1.222	35.396	19.810
Mmax - C (格点4+3.589)	常 時	40.999	1.884	34.278
	落石時 (中央[2/4])	135.964	14.654	51.347
	地 震 時	46.065	1.379	27.087
M s B - T (格点4+6.675)	常 時	39.864	47.616	35.268
	落石時 (中央[2/4])	118.659	107.729	53.209
	地 震 時	46.028	50.704	36.846

b) せん断力

i) 剛域を考慮しない場合

せん断照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
S s A - Y (格点3+0.550)	常 時	22.827	50.702	26.538
	落石時 (山側[0/4])	8.624	140.184	33.359
	地 震 時	2.364	42.206	21.908
S s B - Y (格点4+0.502)	常 時	10.021	38.724	26.774
	落石時 (山側[1/4])	61.090	119.863	38.568
	地 震 時	28.949	30.272	24.304
S s A - T (格点5+0.201)	常 時	57.097	59.557	28.739
	落石時 (谷側[4/4])	39.609	148.176	39.621
	地 震 時	95.412	67.661	43.731
S s B - T (格点4+6.675)	常 時	17.646	47.688	28.503
	落石時 (谷側[3/4])	32.323	129.092	43.364
	地 震 時	49.955	55.834	41.339

ii) 剛域を考慮した場合

せん断照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
S s B - Y (格点4+0.502)	常 時	28.592	45.340	32.931
	落石時 (山側[1/4])	12.110	132.433	46.105
	地 震 時	15.522	42.470	18.637
S s B - T (格点4+6.675)	常 時	39.864	47.616	35.268
	落石時 (谷側[3/4])	52.986	141.367	40.692
	地 震 時	46.028	50.704	36.846

表-6.3 フレーム計算結果・内部応力の極大値（ハンチ仰角 30°）

(c) 柱

曲げモーメントおよびせん断力

柱 厚 L (m) 1.1

柱 幅 B (m) 1.1

照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
T-H (格点8+0.000)	常 時	73.035	29.506	103.522
	落石時（中央[2/4]）	152.348	49.772	151.415
	地 震 時	97.664	52.827	111.923
T-L (格点9+0.000)	常 時	70.071	29.506	118.194
	落石時（山側[1/4]）	97.006	42.920	137.251
	地 震 時	165.668	55.762	126.595

(2) 断面計算結果

1) 断面照査位置

断面照査位置は図-6.6に示すとおりであるが、部材中央部の断面照査位置はハンチ仰角 45° と同様に決定した。隅角部の断面照査位置も、ハンチ仰角 45° と同様にフレーム計算の構造特性と道示Ⅲに準じて図-6.7に示す位置で照査する。図-6.6および図-6.7中のMは曲げモーメントの照査位置であり、Sはせん断力の照査位置である。

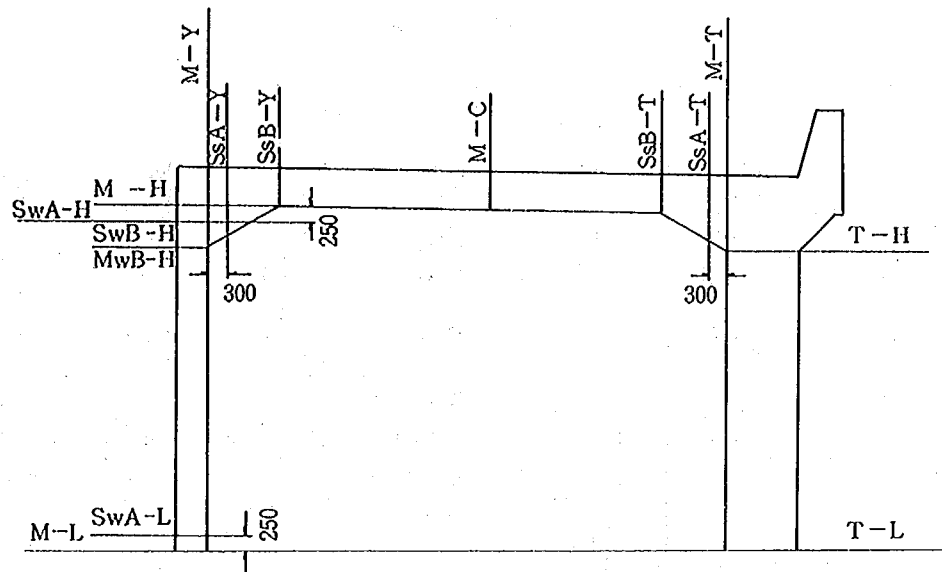
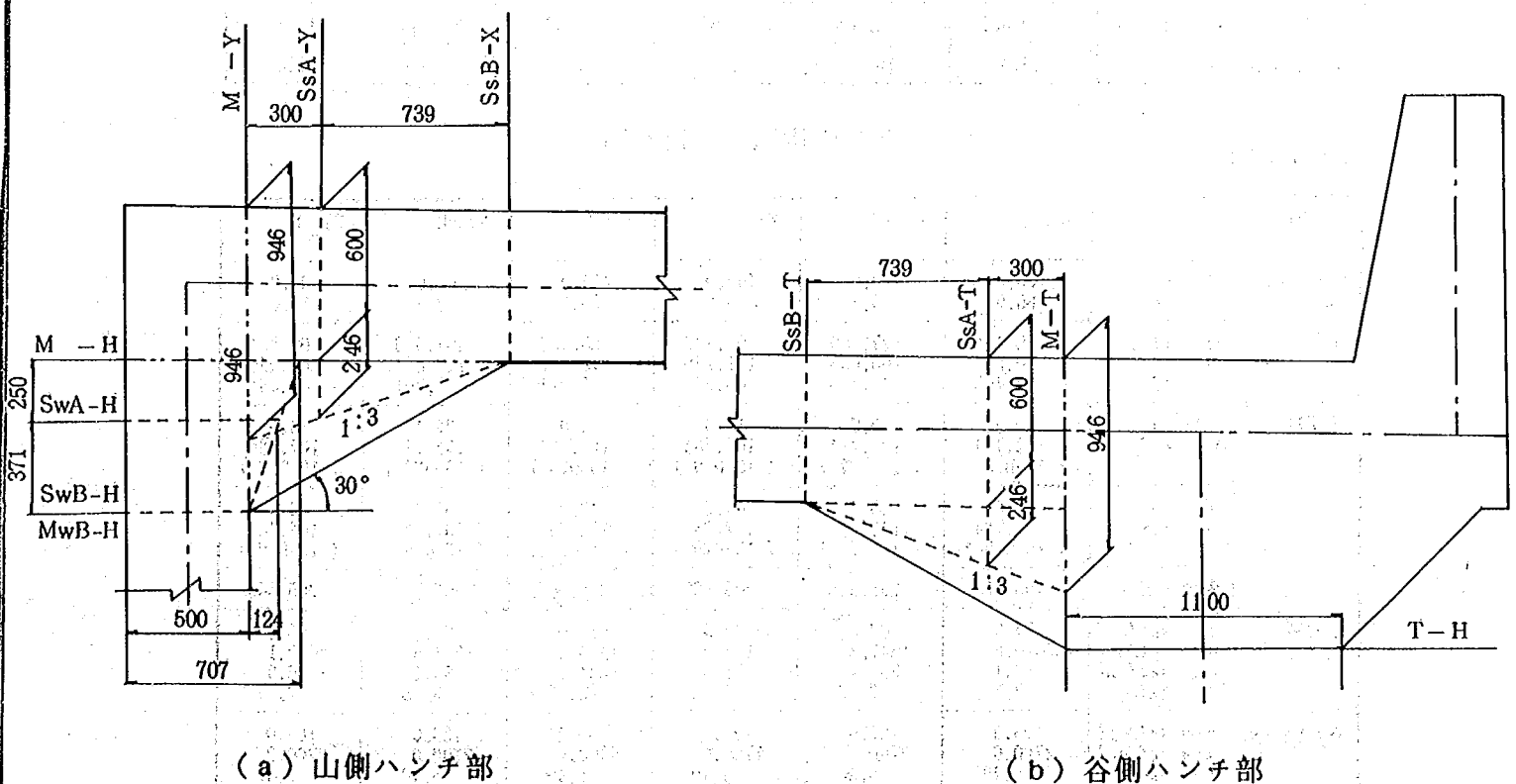


図-6.6 ハンチ仰角 30° の断面照査位置



(a) 山側ハンチ部

(b) 谷側ハンチ部

図-6.7 隅角部の断面照査位置

2) 断面計算結果

表-6.3の内部応力により断面計算した結果を表-6.4に示す。なお、許容応力度の割り増し率はつぎのとおりである。

常 時 (長期荷重時) 許容応力度の割増率 1.0

落石時 (短期荷重時) 許容応力度の割増率 1.5

表-6.4 断面計算結果 (ハンチ仰角 30°)

(a-1) 山側壁 - 常 時 -

■ 応力度の計算

矩形断面		M -L	M -H	M _{WB} -H	S _{WA} -L	S _{WA} -H	S _{WB} -H
断面寸法	B cm	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0
	H cm	50.0	70.7	50.0	50.0	62.4	50.0
断面力	M tf・m	27.204	53.454	36.923	19.638	38.718	29.611
	N tf	88.951	59.456	62.586	87.701	62.231	64.086
	S tf	32.381	27.543	25.110	28.171	25.434	23.604
鉄筋量	d1 cm	10.0	30.7	10.0	10.0	22.4	10.0
	As1 cm ²	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)
	d2 cm	40.0	60.7	40.0	40.0	52.4	40.0
	As2 cm ²	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)
合計 cm ²		205.568	205.568	205.568	205.568	205.568	205.568
応力度	σ _c kgf/cm ²	25.1	28.3	34.7	17.7	25.8	27.7
	σ _s kgf/cm ²	346.0	639.3	726.4	161.5	518.5	518.5
	σ _{s'} kgf/cm ²	-195.5	113.8	-208.6	-158.7	0.1	-182.1
	τ kgf/cm ²	2.02	1.51	1.57	1.76	1.70	1.48
許容応力度	σ _{ca} kgf/cm ²	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0
	σ _{sa} kgf/cm ²	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0
	τ _a kgf/cm ²	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
中立軸	x cm	20.830	24.206	16.693	24.869	22.393	17.799
ヤング係数比 n (=E _s /E _c)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

(a-2) 山側壁 - 落石時 -

■ 応力度の計算

矩形断面		M -L	M -H	M _{WB} -H	S _{WA} -L	S _{WA} -H	S _{WB} -H
断面寸法	B cm	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0
	H cm	50.0	70.7	50.0	50.0	62.4	50.0
断面力	M tf・m	79.444	127.489	98.272	65.763	101.519	99.884
	N tf	80.550	108.096	111.226	79.300	110.874	144.950
	S tf	57.465	47.809	45.376	52.011	45.701	47.861
鉄筋量	d1 cm	10.0	30.7	10.0	10.0	22.4	10.0
	As1 cm ²	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)
	d2 cm	40.0	60.7	40.0	40.0	52.4	40.0
	As2 cm ²	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)
合計 cm ²		205.568	205.568	205.568	205.568	205.568	205.568
応力度	σ _c kgf/cm ²	74.8	67.5	92.5	61.9	67.9	93.9
	σ _s kgf/cm ²	1820.8	1647.3	2196.3	1446.4	1564.5	2080.1
	σ _{s'} kgf/cm ²	-386.1	333.1	-491.5	-334.7	85.8	-536.9
	τ kgf/cm ²	3.59	2.62	2.84	3.25	3.05	2.99
許容応力度	σ _{ca} kgf/cm ²	105.0	105.0	105.0	105.0	105.0	105.0
	σ _{sa} kgf/cm ²	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0
	τ _a kgf/cm ²	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40
中立軸	x cm	15.248	23.097	15.486	15.637	20.660	16.154
ヤング係数比 n (=E _s /E _c)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

表6.4 断面計算結果 (ハンチ仰角 30°)

(b-1) 頂版 - 常時 -

■応力度の計算

矩形断面			M _{max-C}	M _{sB-T}	M _{-T}	S _{sA-T}	S _{sB-T}
断面寸法	B	cm	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0
	H	cm	60.0	60.0	94.6	84.6	60.0
断面力	M	tf・m	62.868	29.998	113.805	57.097	17.646
	N	tf	27.638	28.576	29.007	28.739	28.503
	S	tf	4.486	51.355	72.940	59.557	47.688
鉄筋量	d1	cm	10.0	10.0	44.6	34.6	10.0
	As1	cm ²	102.784 (16-D29)	205.568 (32-D29)	205.568 (32-D29)	205.568 (32-D29)	205.568 (32-D29)
	d2	cm	50.0	50.0	84.6	74.6	50.0
	As2	cm ²	205.568 (32-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)
合計		cm ²	308.352	308.352	308.352	308.352	308.352
応力度	σ _c	kgf/cm ²	31.9	17.9	35.1	21.9	10.4
	σ _s	kgf/cm ²	649.2	526.5	1047.4	614.6	255.3
	σ _{s'}	kgf/cm ²	-252.5	-109.1	303.0	108.5	-73.9
	τ	kgf/cm ²	0.22	2.57	3.15	3.11	2.38
許容応力度	σ _{ca}	kgf/cm ²	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0
	σ _{sa}	kgf/cm ²	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0
	τ _a	kgf/cm ²	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
中立軸	x	cm	21.202	16.866	28.318	26.022	18.983
ヤング係数比 n (=E _s /E _c)			15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

(b-2) 頂版 - 落石時 -

■応力度の計算

矩形断面			M _{max-C}	M _{sB-T}	M _{-T}	S _{sA-T}	S _{sB-T}
断面寸法	B	cm	400.0	400.0	400.0	400.0	400.0
	H	cm	60.0	60.0	94.6	84.6	60.0
断面力	M	tf・m	192.181	118.659	210.709	39.609	52.986
	N	tf	47.926	53.209	50.290	39.621	40.692
	S	tf	5.390	107.729	123.719	148.176	141.367
鉄筋量	d1	cm	10.0	10.0	44.6	34.6	10.0
	As1	cm ²	102.784 (16-D29)	205.568 (32-D29)	205.568 (32-D29)	205.568 (32-D29)	205.568 (32-D29)
	d2	cm	50.0	50.0	84.6	74.6	50.0
	As2	cm ²	205.568 (32-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)	102.784 (16-D29)
合計		cm ²	308.352	308.352	308.352	308.352	308.352
応力度	σ _c	kgf/cm ²	96.4	70.8	65.0	15.1	31.6
	σ _s	kgf/cm ²	2068.8	2369.3	1949.3	362.4	976.5
	σ _{s'}	kgf/cm ²	-743.5	-376.2	566.3	46.8	-183.9
	τ	kgf/cm ²	0.27	5.39	5.34	7.73	7.07
許容応力度	σ _{ca}	kgf/cm ²	105.0	105.0	105.0	105.0	105.0
	σ _{sa}	kgf/cm ²	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0
	τ _a	kgf/cm ²	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40
中立軸	x	cm	20.576	15.482	28.220	28.671	16.339
ヤング係数比 n (=E _s /E _c)			15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

表-6.4 断面計算結果 (ハンチ仰角 30°)

(c-1) 谷側柱 - 常 時 -

(c-2) 谷側柱 - 落石時 -

■応力度の計算

矩形断面			T-H	T-L
断面寸法	B	cm	110.0	110.0
	H	cm	110.0	110.0
断面力	M	tf・m	73.035	70.071
	N	tf	103.522	118.194
	S	tf	29.506	29.506
鉄筋量	d1	cm	10.0	10.0
	As1	cm ²	51.392 (8-D29)	51.392 (8-D29)
	d2	cm	22.8	22.8
	As2	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
	d3	cm	35.7	35.7
	As3	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
	d4	cm	48.6	48.6
	As4	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
	d5	cm	61.4	61.4
	As5	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
鉄筋量	d6	cm	74.3	74.3
	As6	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
	d7	cm	87.2	87.2
	As7	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
	d8	cm	100.0	100.0
	As8	cm ²	51.392 (8-D29)	51.392 (8-D29)
	合計	cm ²	179.872	179.872
応力度	σ_c	kgf/cm ²	40.8	39.4
	σ_s	kgf/cm ²	600.5	488.0
	σ_s'	kgf/cm ²	-491.1	-483.0
	τ	kgf/cm ²	3.01	3.01
許容応力度	σ_{ca}	kgf/cm ²	70.0	70.0
	σ_{sa}	kgf/cm ²	1800.0	1800.0
	τ_a	kgf/cm ²	3.60	3.60
中立軸	x	cm	50.488	54.765
ヤング係数比 n (=Es/Ec)			15.0	15.0

■応力度の計算

矩形断面			T-H	T-H	T-L
断面寸法	B	cm	110.0	110.0	110.0
	H	cm	110.0	110.0	110.0
断面力	M	tf・m	152.348	97.664	165.668
	N	tf	151.415	111.923	126.595
	S	tf	49.772	52.827	55.762
鉄筋量	d1	cm	10.0	10.0	10.0
	As1	cm ²	51.392 (8-D29)	51.392 (8-D29)	51.392 (8-D29)
	d2	cm	22.8	22.8	22.8
	As2	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
	d3	cm	35.7	35.7	35.7
	As3	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
	d4	cm	48.6	48.6	48.6
	As4	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
	d5	cm	61.4	61.4	61.4
	As5	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
鉄筋量	d6	cm	74.3	74.3	74.3
	As6	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
	d7	cm	87.2	87.2	87.2
	As7	cm ²	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)	12.848 (2-D29)
	d8	cm	100.0	100.0	100.0
	As8	cm ²	51.392 (8-D29)	51.392 (8-D29)	51.392 (8-D29)
	合計	cm ²	179.872	179.872	179.872
応力度	σ_c	kgf/cm ²	84.1	54.2	90.7
	σ_s	kgf/cm ²	1579.6	935.3	1922.2
	σ_s'	kgf/cm ²	-977.9	-638.2	-1031.9
	τ	kgf/cm ²	5.39	5.72	6.04
許容応力度	σ_{ca}	kgf/cm ²	105.0	105.0	105.0
	σ_{sa}	kgf/cm ²	2700.0	2700.0	2700.0
	τ_a	kgf/cm ²	5.40	5.40	5.40
中立軸	x	cm	44.412	46.504	41.438
ヤング係数比 n (=Es/Ec)			15.0	15.0	15.0

3) 主鉄筋の配置

表-6.4により決定した主鉄筋に対し、4.4(3)の継ぎ手位置を考慮して、図-6.8のように主鉄筋を配置する。

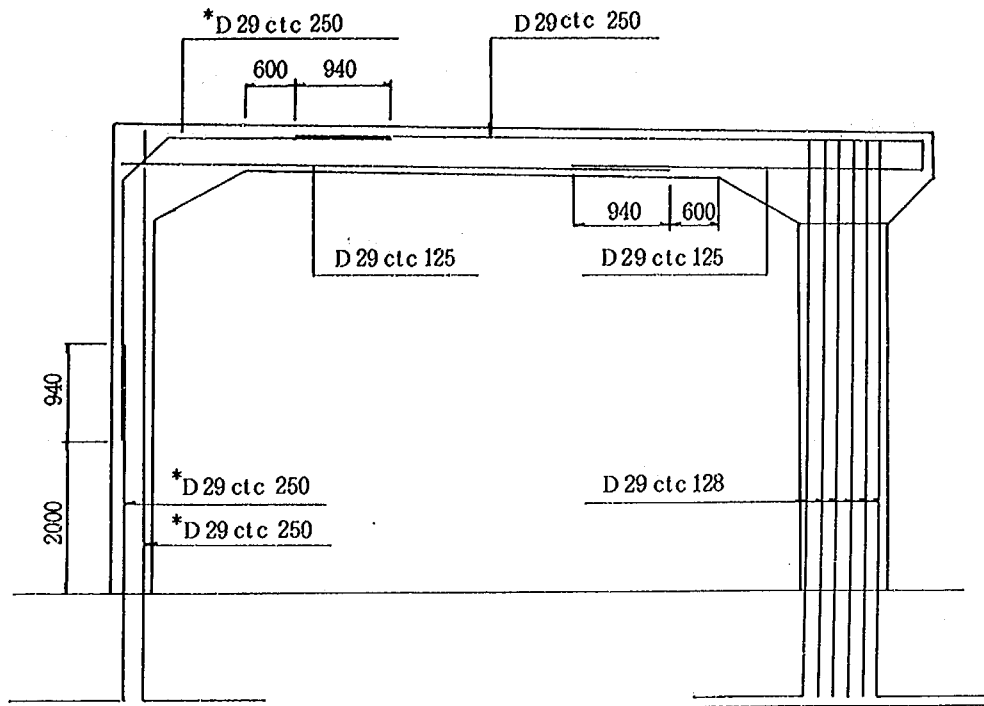


図-6.8 主鉄筋の配置（ハンチ仰角30°）

(3) セン断補強鉄筋の計算

1) セン断補強鉄筋の断面積の算定法

表-6.4の断面計算の結果、頂版のハンチ部では許容せん断応力度を満足していないため、せん断補強鉄筋を配置する必要がある。ハンチ仰角45°と同様な方法で必要なせん断補強鉄筋量を算定する。また、節点部において断面力が確実に伝達されるように規定のスターラップもしくは帯鉄筋を配置する。

2) セン断補強鉄筋の配置

a) スターラップの配置（道示Ⅲ4.4.10）

- スターラップの鉄筋径は現実性を考慮し、主鉄筋の鉄筋径以下とする。
- スターラップの間隔

・ 計算上スターラップが必要な場合…部材の有効高の1/2以下、30cm以下

頂版 25cm以下

・規定上スターラップが必要な場合…部材の有効高の3/4以下

頂版 30cm以下, 山側壁 30cm以下

b) 帯鉄筋の配置 (道示Ⅲ4.4.11)

●帯鉄筋の鉄筋径は現実性を考慮し、主鉄筋の鉄筋径以下とする。

●帯鉄筋の間隔

部材断面の最小寸法の1/2以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下

柱 7.2cm以下

ただし、使用可能な鉄筋径がD6と大きいことに対し、鉄筋間隔が密となるとせん断鉄筋比が実寸法より大きくなるため、この場合に限り帯鉄筋間隔を部材断面の最小寸法の1/2以下のみを満足するものとする。

柱 38.0cm以下

c)断面計算結果

せん断補強鉄筋の計算 (道示Ⅳ 3.3 P131, 道示Ⅲ 12.5 P266)

● 部材名	山側擁壁		
● 部材断面諸量			
部材幅	b (cm)	400	
有効高さ	d (cm)	40.0	
部材断面積	A (cm ²)	16000	
断面2次モーメント	I (cm ⁴)	2133333	
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)	25.0	
● 外力より部材断面に作用する内部応力			
曲げモーメント	Md(kgf・cm)	6576300	
せん断力	S (kgf)	52011	
軸方向力	N (kgf)	79300	
● 許容応力度			
コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)	3.6	
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)	1800	
● コンクリートが負担できるせん断力	S _c (kgf)		
	$S_c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d$	=	28800
● せん断鉄筋が負担するせん断力	S _h (kgf)		
	$S_h = S - S_c$	=	23211
● せん断補強鉄筋間隔(鉛直方向)	a (cm)	25.0	
● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向)	a ₀ (cm)	25.0	
◎ せん断補強鉄筋の必要量	ΣA_w (cm ²)		
	$\Sigma A_w = 1.15 \cdot S_h \cdot a / (\sigma_s \cdot d)$	=	9.268
◎ 1本当たりの必要鉄筋量	A _w		
	$A_w = \Sigma A_w / (b / a_0)$	=	0.579
◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より			
	$0.002 a b / (b / a_0)$	=	1.250
	$0.0015 a b / (b / a_0)$	=	0.938
	$0.0025 a b / (b / a_0)$	=	1.563
◎ 使用鉄筋	D 1 6	断面積 (cm ²)	1.986
例	D 1 3	1.267 cm ²	
	D 1 6	1.986 cm ²	
	D 1 9	2.865 cm ²	
	D 2 2	3.871 cm ²	
◎ せん断補強鉄筋比	ρ	0.00318	

せん断補強鉄筋の計算 (道示Ⅳ 3.3 P131, 道示Ⅲ 12.5 P266)

● 部材名	頂 版 ($A_s' = D29ctc250, A_s = D29ctc125$)		
● 部材断面諸量			
部材幅	b (cm)		400
有効高さ	d (cm)		74.6
部材断面積	A (cm ²)		29840
断面2次モーメント	I (cm ⁴)		13838698
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)		42.3
● 外力より部材断面に作用する内部応力			
曲げモーメント	M d (kgf・cm)		3960900
せん断力	S (kgf)		148176
軸方向力	N (kgf)		39621
● 許容応力度			
コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)		3.6
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)		1800
● コンクリートが負担できるせん断力	S c (kgf)		
	$S c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d$	=	53712
● せん断鉄筋が負担するせん断力	S h (kgf)		
	$S h = S - S c$	=	94464
● せん断補強鉄筋間隔(道路幅員方向)	a (cm)		25.0
● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向)	a 0 (cm)		25.0
◎ せん断補強鉄筋の必要量	ΣA_w (cm ²)		
	$\Sigma A_w = 1.15 \cdot S h \cdot a / (\sigma_s \cdot d)$	=	20.225
◎ 1本当たりの必要鉄筋量	A w (cm ²)		
	$A w = \Sigma A_w / (b / a 0)$	=	1.264
◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より	0.002 a b / (b / a 0)	=	1.250
◎ 使用鉄筋	D 1 6	断面積 (cm ²)	1.986
例	D 1 3	1.267 cm ²	
	D 1 6	1.986 cm ²	
	D 1 9	2.865 cm ²	
	D 2 2	3.871 cm ²	
◎ せん断補強鉄筋比	ρ		0.00318

せん断補強鉄筋の計算 (道示Ⅳ 3.3 P131, 道示Ⅲ 12.5 P266)

● 部材名	柱		
● 部材断面諸量			
部材幅	b (cm)	110	
有効高さ	d (cm)	100.0	
部材断面積	A (cm ²)	11000	
断面2次モーメント	I (cm ⁴)	9166667	
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)	55.0	
● 外力より部材断面に作用する内部応力			
曲げモーメント	Md (kgf・cm)	16566800	
せん断力	S (kgf)	55762	
軸方向力	N (kgf)	126595	
● 許容応力度			
コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)	3.6	
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)	1800	
● コンクリートが負担できるせん断力	S _c (kgf)		
$S_c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d$	=	19800	
● せん断鉄筋が負担するせん断力	S _h (kgf)		
$S_h = S - S_c$	=	35962	
● せん断補強鉄筋間隔(鉛直方向)	a (cm)	12.5	
● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向)	a ₀ (cm)	50.0	
◎ せん断補強鉄筋の必要量	ΣA_w (cm ²)		
$\Sigma A_w = 1.15 \cdot S_h \cdot a / (\sigma_s \cdot d)$	=	2.872	
◎ 1本当たりの必要鉄筋量	A _w = $\Sigma A_w / (b / a_0)$	=	1.305
◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より			
$0.002 a b / (b / a_0)$	=	1.250	
$0.0015 a b / (b / a_0)$	=	0.938	
$0.0025 a b / (b / a_0)$	=	1.563	
◎ 使用鉄筋	D 1 6	断面積 (cm ²)	1.986
例	D 1 3	1.267 cm ²	
	D 1 6	1.986 cm ²	
	D 1 9	2.865 cm ²	
	D 2 2	3.871 cm ²	
◎ せん断補強鉄筋比	ρ	0.00318	

(4) 押抜きせん断力の照査

●落石衝撃力 $100tf$ ($100 \times 10^3 kgf$)

●落石荷重の分散 直径90cmの円形に分散 (分散円)

●分散円の周長 $u = 90cm \times \pi = 282.7cm$

●部材有効高 $d = 50cm$

●部材断面の周長 $u_p = (90cm + 50cm) \times \pi = 439.8cm$

●許容押抜きせん断応力度 落石時 $8.5kgf/cm^2 \times 1.5 = 12.75kgf/cm^2$

◎押抜きせん断力 $1 \times 10^6 kgf / (439.8cm \times 50cm) = 4.548kgf/cm^2$
 $< 12.75kgf/cm^2$

したがって、許容応力状態での押抜きせん断は生じない。

●押抜きせん断耐力

$$V_{pck} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d$$

$$= 324636kgf = 325tf$$

$$f_{pcd} = 0.6\sqrt{f_{ck}} = 8.694kgf/cm^2$$

$$\beta_d = 1.189$$

$$\beta_p = 1.010$$

$$\beta_r = 1.414$$

2) 曲げモーメントに対する補強鉄筋の計算

隅角部の曲げモーメントに対する補強鉄筋の計算は道示Ⅲ12.5 解12.5.2により算定されるが、隅角部の引張応力域に配置された鉄筋は補強鉄筋の一部と見なせる。図-6.9に山側隅角部の構造を示す。

●引張応力度の最大値 σ_{tmax}

$$\sigma_{tmax} = \frac{5 M_o}{R^2 W} = \frac{5 \times 127.489 \times 10^5}{135.235^2 \times 80} = 43.569 \text{ kgf/cm}^2$$

M_o : 節点曲げモーメント (kgf·cm)

R : 節点部対角線長 (cm)

W : 節点部奥行 (cm)

●補強鉄筋量

$$A_s = \frac{2 M_o}{R \sigma_{sa}} = \frac{2 \times 127.489 \times 10^5}{135.235 \times 2700} = 69.831 \text{ cm}^2$$

$$< 308.352 \text{ cm}^2 \text{ (主鉄筋量)}$$

σ_{sa} : 補強鉄筋の許容応力度 (kgf/cm²)

したがって、主鉄筋以外に補強鉄筋を配置する必要はない。

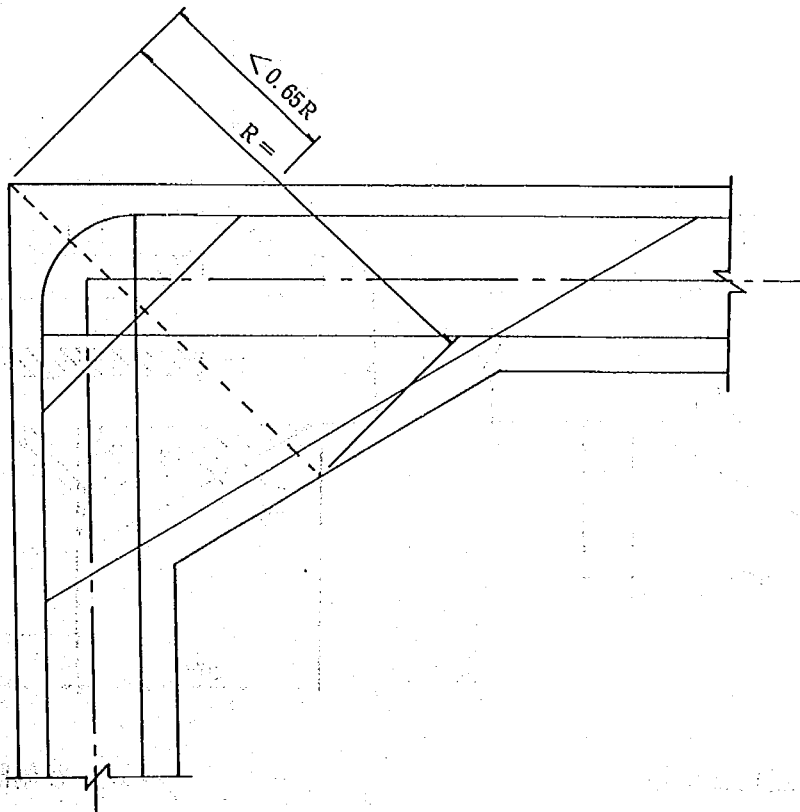
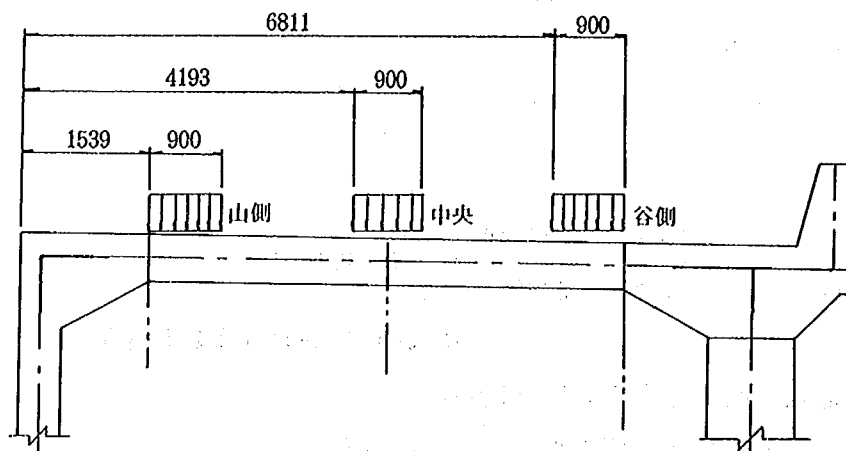


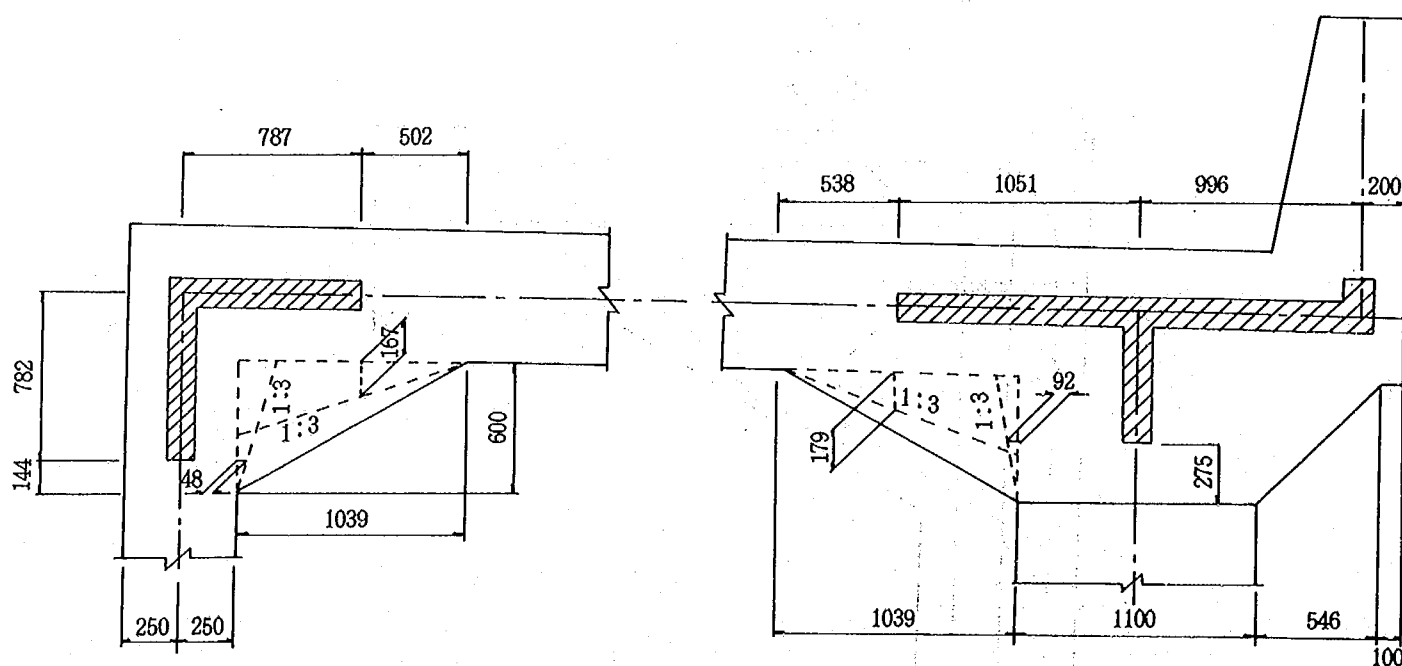
図-6.9 山側隅角部の構造図

7. 1 破壊荷重の解析方法

落石衝撃力は、ハンチ仰角 45° と同様にそれぞれの落石箇所では 150tf, 200tf, 250tf および 300tf の 4 ケースとした。



(a) 落石作用位置



(b) 山側隅角部剛域

(c) 谷側隅角部剛域

図-7.1 破壊解析の落石作用位置と隅角部剛域

7. 2 曲げ破壊の検討

ハンチ仰角 30° のロックシェッドの各部材断面の破壊および降伏曲線と落石衝撃力 150tf , 200tf , 250tf および 300tf による内部応力 (曲げモーメント・軸力) の関係を図-7.2~図-7.10に各部材ごとに示す。図中、実線は破壊曲線であり、一点鎖線は降伏曲線であり、点線は降伏開始曲線である。また、 $\blacktriangle$ は頂版中央への落石、 $\bullet$ は谷側ハンチ端部への落石、 $\triangle$ は山側ハンチ端部への落石であり、左から落石衝撃力が 150tf , 200tf , 250tf および 300tf のときの値である。

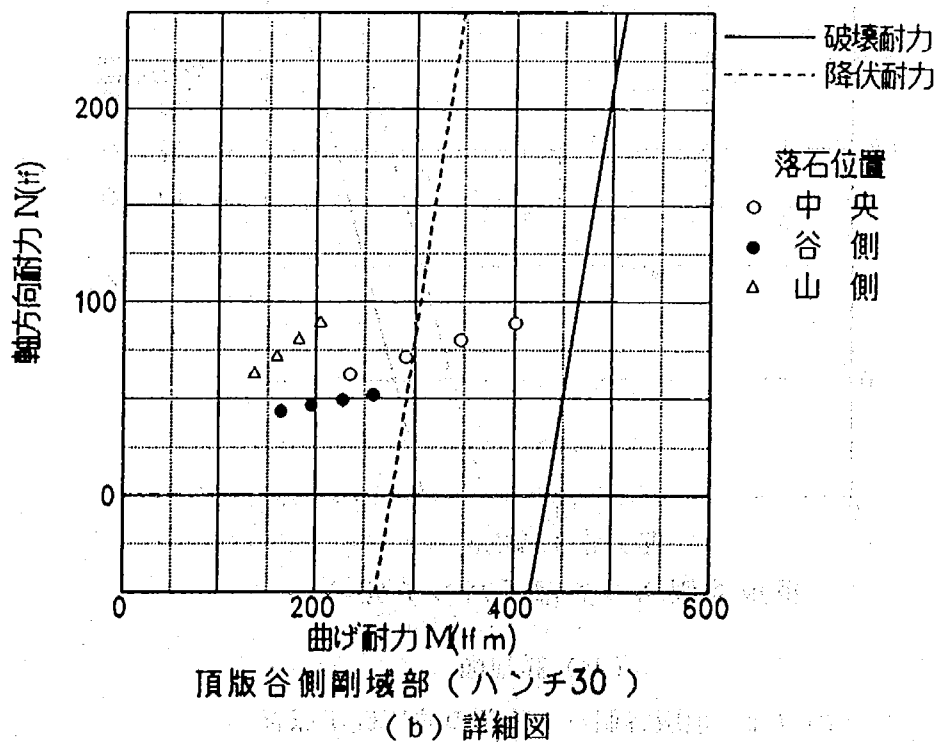
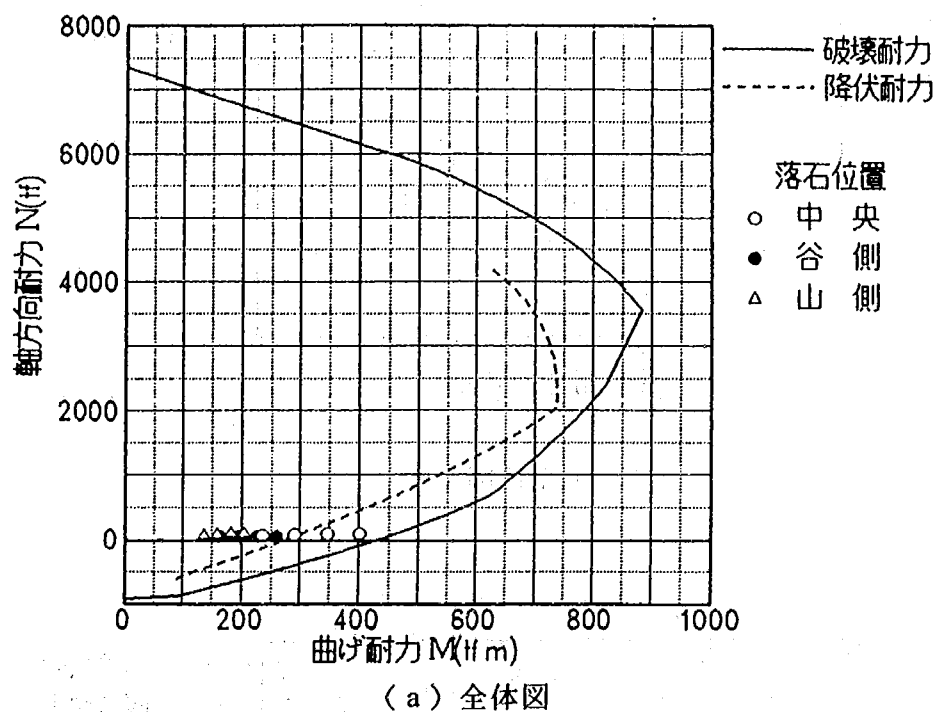
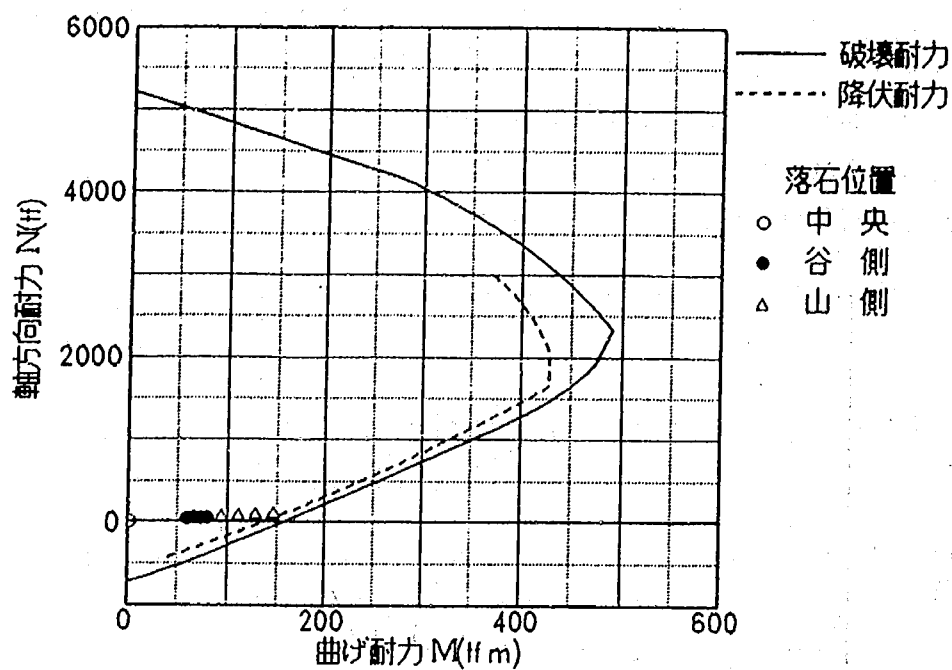
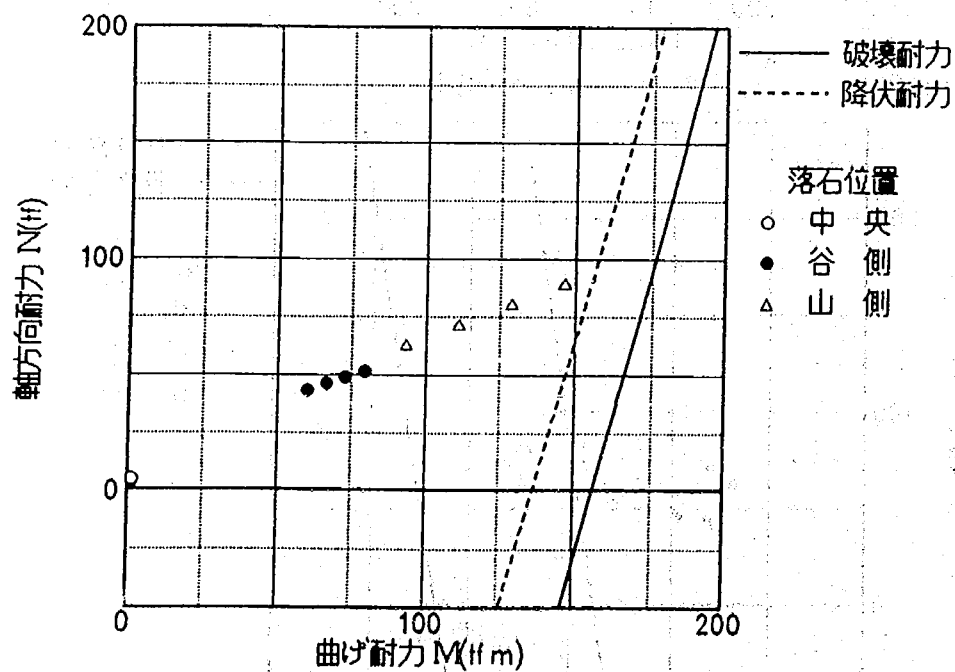


図-7.2 頂版谷側剛域部の曲げ破壊照査



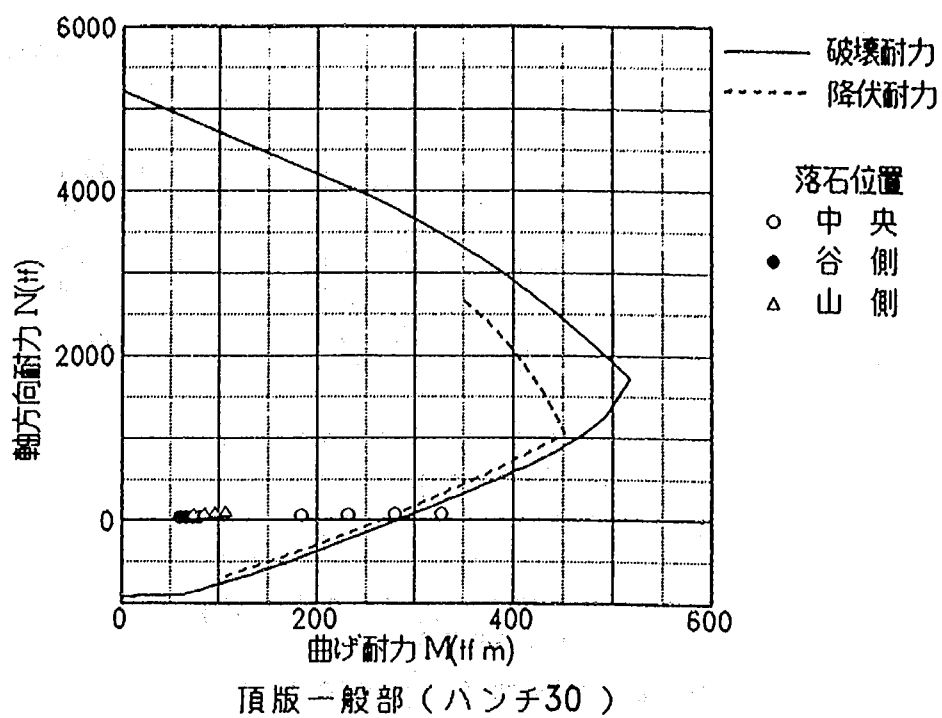
(a) 全体図



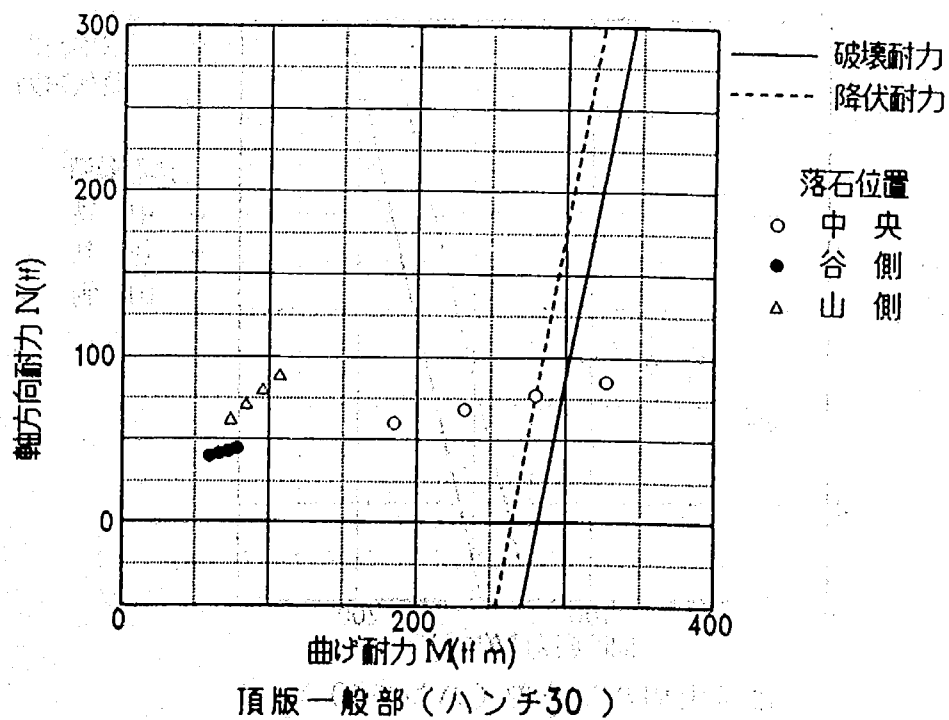
頂版谷側ハンチ部 (ハンチ30)

(b) 詳細図

図-7.3 頂版谷側ハンチ部の曲げ破壊照査

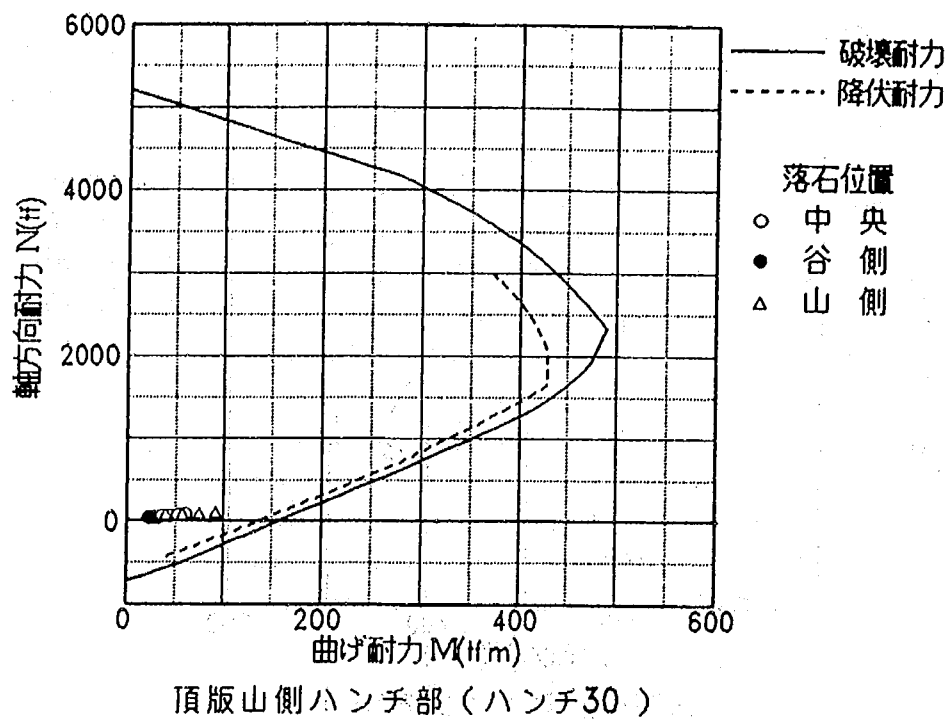


(a) 全体図

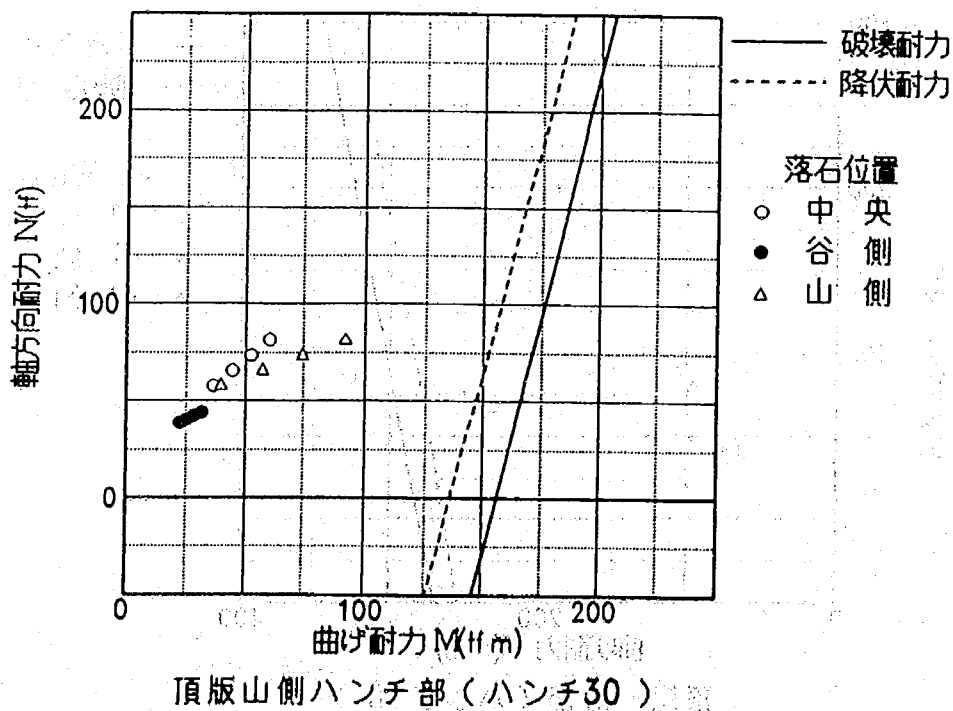


(b) 詳細図

図-7.4 頂版一般部の曲げ破壊照査

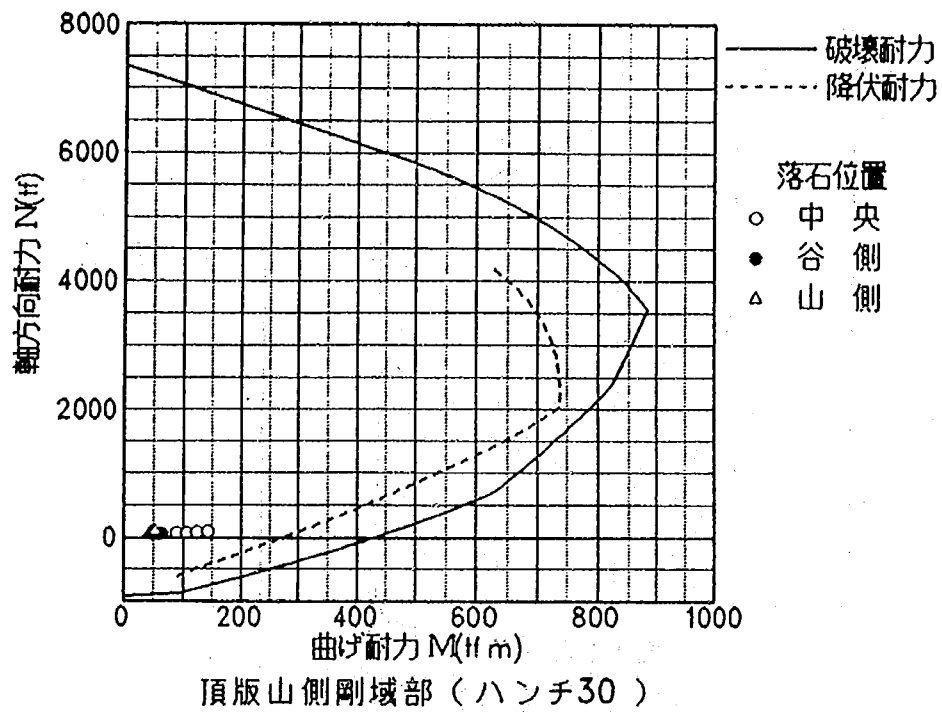


(a) 全体図

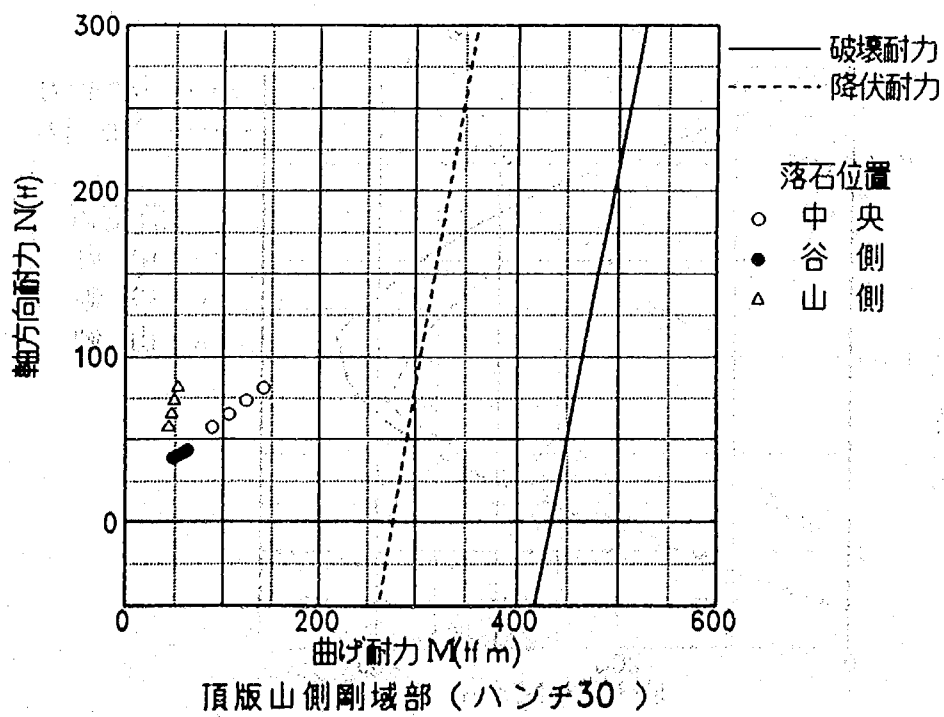


(b) 詳細図

図-7.5 頂版山側ハンチ部の曲げ破壊照査

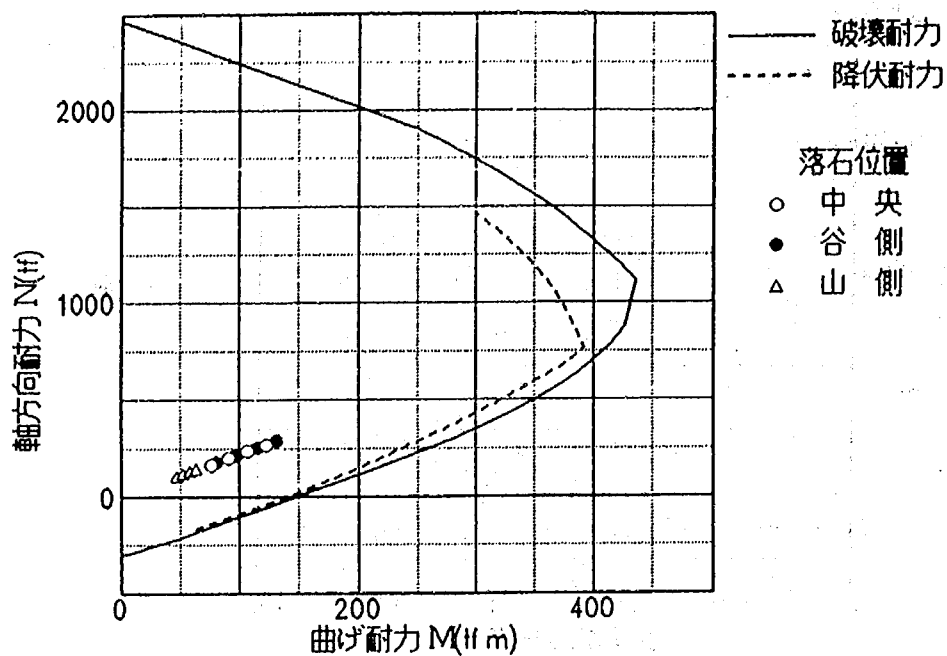


(a) 全体図



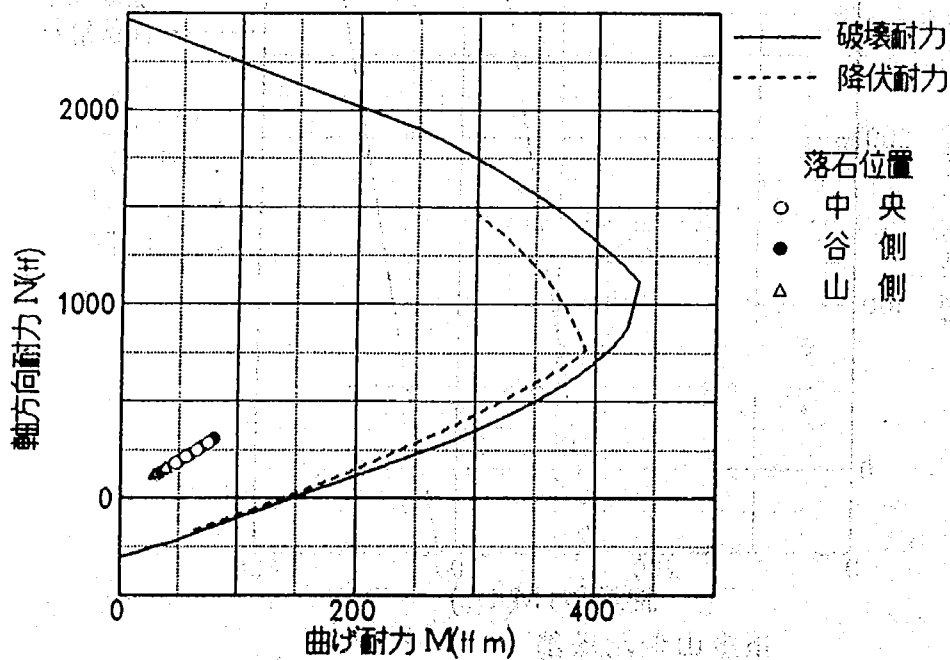
(b) 詳細図

図-7.6 頂版山側剛域部の曲げ破壊照査



谷側柱 上端 (ハンチ30)

図-7.7 柱上端の曲げ破壊照査



谷側柱 下端 (ハンチ30)

図-7.8 柱下端の曲げ破壊照査

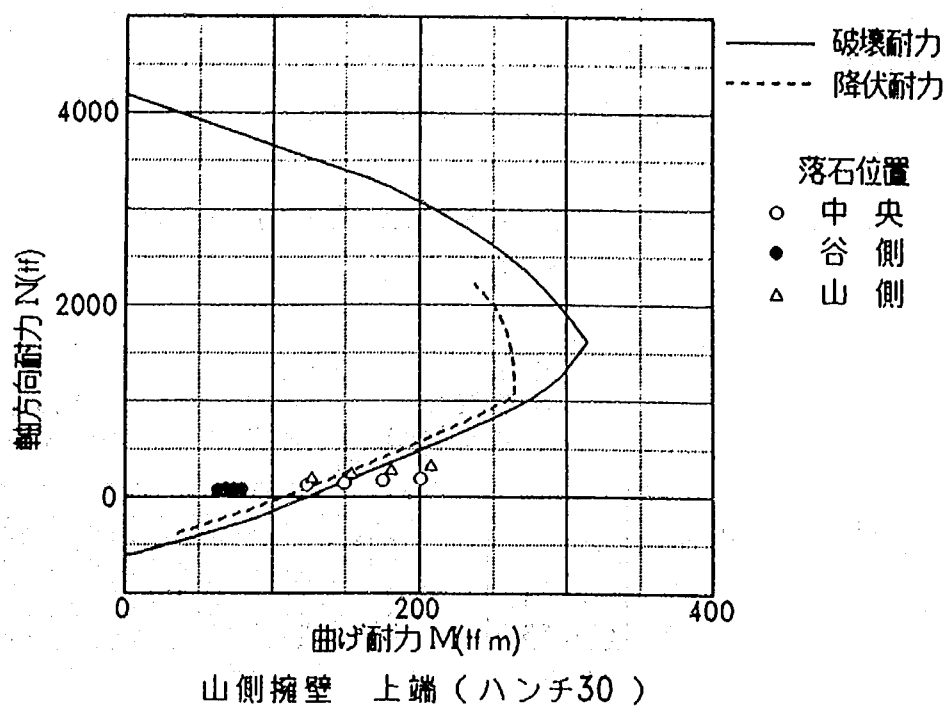


図-7.9 山側壁の曲げ破壊照査

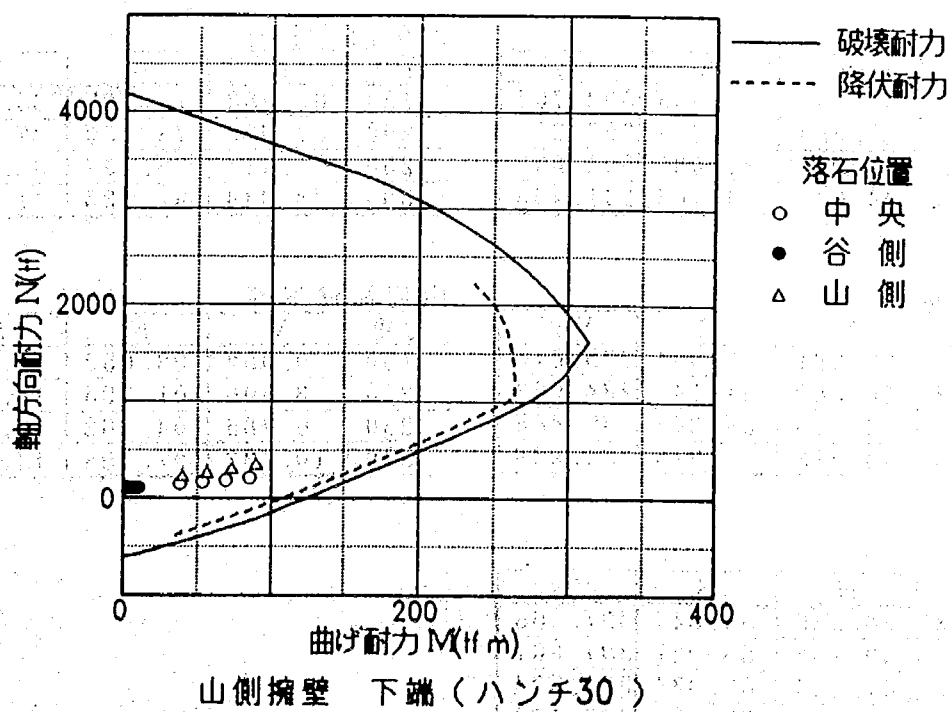


図-7.10 山側壁下端の曲げ破壊照査

7. 3 せん断破壊の検討

せん断補強鉄筋によるハンチ仰角 30° のロックシェットの各部材断面のせん断破壊の検討結果を表-7.1に各部材ごとに示す。ここでも、曲げ破壊照査と同様に、隅角部剛域端部への落石はいずれもハンチ端部への落石より発生するせん断力が小さいため削除した。

表-7.1 せん断破壊照査（せん断補強鉄筋比 $\rho=0.318\%$ ）

(a) 落石載荷位置 谷側ハンチ

RCロックシェットのせん断破壊照査

設計落石荷重 100 tf

ハンチ 30°

落石作用位置 NO.2

せん断鉄筋比 0.00318

せん断鉄筋間隔 延長方向

せん断鉄筋 D16

250 幅員方向 250

谷側ハンチ境界

柱上端

荷重	M	N	S	Vyk
150	59.567	43.412	188.384	275.130
200	66.108	46.116	235.118	274.811
250	72.702	48.842	282.229	274.549
300	79.231	51.540	328.870	274.332

荷重	M	N	S	Vyk
150	80.606	174.796	26.769	146.708
200	97.334	212.590	32.322	146.838
250	114.197	250.689	37.921	146.931
300	130.892	288.408	43.464	147.000

谷側剛域部境界

柱下端

荷重	M	N	S	Vyk
150	163.087	43.579	196.720	394.075
200	194.772	46.283	243.454	393.632
250	226.711	49.009	290.565	393.312
300	258.332	51.707	337.206	393.072

荷重	M	N	S	Vyk
150	49.219	189.467	26.769	160.779
200	59.427	227.261	32.322	160.568
250	69.716	265.360	37.921	160.418
300	79.904	303.079	43.464	160.307

桁中央部

山側擁壁上端

荷重	M	N	S	Vyk
150	59.670	39.546	4.855	302.702
200	66.059	41.254	7.932	302.211
250	72.498	42.975	11.035	301.803
300	78.873	44.678	14.106	301.465

荷重	M	N	S	Vyk
150	62.488	73.187	35.696	234.559
200	67.929	76.230	37.464	234.179
250	73.414	79.297	39.247	233.854
300	78.844	82.333	41.012	243.273

山側ハンチ境界

山側擁壁下端

荷重	M	N	S	Vyk
150	22.010	38.681	48.064	285.613
200	25.122	40.389	51.141	284.087
250	28.259	42.110	54.244	282.889
300	31.364	43.813	57.315	281.939

荷重	M	N	S	Vyk
150	0.052	98.052	20.288	318.359
200	3.406	101.095	18.520	318.359
250	6.786	104.162	16.737	318.359
300	10.133	107.198	14.972	318.359

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	48.028	38.525	55.844	397.566
200	52.685	40.233	58.921	397.001
250	57.379	41.954	62.024	396.524
300	62.026	43.657	65.095	396.122

表-7.1 せん断破壊照査 (せん断補強鉄筋比 $\rho = 0.318\%$)

(b) 落石載荷位置 頂版中央

R C ロックシェットのせん断破壊照査

設計落石荷重 100 tf

落石作用位置 NO.3

ハンチ 30

せん断鉄筋比 0.00318

せん断鉄筋 D 16

せん断鉄筋間隔 延長方向

250 幅員方向 250

谷側ハンチ境界

荷重	M	N	S	V yk
150	158.113	62.206	137.870	271.710
200	197.379	71.149	167.836	271.374
250	236.960	80.165	198.043	271.149
300	276.147	89.090	227.949	270.989

柱上端

荷重	M	N	S	V yk
150	75.996	164.199	25.242	146.641
200	91.194	198.476	30.289	146.774
250	106.514	233.028	35.377	146.869
300	121.682	267.236	40.414	146.939

谷側剛域部境界

荷重	M	N	S	V yk
150	234.522	62.374	146.213	395.510
200	289.923	71.317	176.179	395.210
250	345.769	80.333	206.386	395.005
300	401.059	89.258	236.292	394.858

柱下端

荷重	M	N	S	V yk
150	46.426	178.870	25.242	160.807
200	55.706	213.147	30.289	160.585
250	65.061	247.699	35.377	160.425
300	74.323	281.907	40.414	160.306

桁中央部

荷重	M	N	S	V yk
150	183.875	59.844	19.789	298.371
200	231.499	68.291	24.894	297.980
250	279.506	76.805	30.040	297.720
300	327.034	85.234	35.134	297.538

山側擁壁上端

荷重	M	N	S	V yk
150	123.373	123.142	55.497	259.366
200	149.028	142.769	63.839	258.975
250	174.889	162.554	72.248	258.696
300	200.493	182.142	80.574	269.121

山側ハンチ境界

荷重	M	N	S	V yk
150	36.335	57.479	98.405	283.823
200	44.203	65.427	118.195	282.785
250	52.134	73.439	138.145	282.057
300	59.985	81.371	157.895	281.525

山側擁壁下端

荷重	M	N	S	V yk
150	37.637	148.007	0.487	287.977
200	53.468	167.634	7.855	280.203
250	69.427	187.419	16.264	275.955
300	85.227	207.007	24.590	301.735

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	V yk
150	87.625	57.323	106.185	395.393
200	105.427	65.271	125.975	394.877
250	123.372	73.283	145.925	394.508
300	141.139	81.215	165.675	394.236

表-7.1 せん断破壊照査 (せん断補強鉄筋比 $\rho=0.318\%$)

(c) 落石載荷位置 山側ハンチ

R C ロックシェットのせん断破壊照査

設計落石荷重 100 tf
ハンチ 30 "

落石作用位置 NO.4

せん断鉄筋比 0.00318

せん断鉄筋 D 16

せん断鉄筋間隔 延長方向

250 幅員方向

250

谷側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	93.068	62.098	75.632	274.502
200	110.739	71.006	84.936	274.237
250	128.552	79.985	94.314	274.043
300	146.188	88.875	103.599	273.898

柱上端

荷重	M	N	S	Vyk
150	46.583	97.769	15.478	146.124
200	52.016	109.991	17.284	146.256
250	57.493	122.311	19.104	146.363
300	62.915	134.509	20.906	146.452

谷側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	135.966	62.266	83.975	398.396
200	158.646	71.174	93.279	398.256
250	181.509	80.153	102.657	398.150
300	204.144	89.043	111.942	398.069

柱下端

荷重	M	N	S	Vyk
150	28.483	112.440	15.478	161.601
200	31.807	124.662	17.284	161.364
250	35.157	136.982	19.104	161.171
300	38.474	149.180	20.906	161.013

桁中央部

荷重	M	N	S	Vyk
150	73.682	61.235	32.437	304.863
200	84.722	70.143	41.741	304.823
250	95.851	79.122	51.119	304.791
300	106.868	88.012	60.404	304.767

山側擁壁上端

荷重	M	N	S	Vyk
150	126.858	185.536	56.634	236.814
200	153.670	225.878	65.354	236.871
250	180.697	266.544	74.144	236.911
300	207.455	306.805	82.846	250.675

山側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	39.576	57.368	160.809	282.475
200	56.910	65.279	201.317	279.392
250	74.385	73.254	242.151	277.739
300	91.685	81.149	282.578	276.722

山側擁壁下端

荷重	M	N	S	Vyk
150	39.808	210.401	0.650	266.399
200	56.361	250.743	9.370	259.925
250	73.046	291.409	18.160	256.369
300	89.566	331.670	26.862	288.542

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
150	43.040	57.212	168.589	405.310
200	46.041	65.123	209.097	406.561
250	49.065	73.098	249.931	407.668
300	52.060	80.993	290.358	408.637

8. せん断補強鉄筋比の増加

8. 1 せん断補強鉄筋の増加によるせん断補強

せん断補強鉄筋の道路軸方向および道路軸直角方向のスターラップの間隔を規定値内でせん断補強鉄筋比を増大し、せん断耐力の向上について検討する。スターラップの鉄筋径は主鉄筋を越えない値とする。

頂版のせん断補強鉄筋比の増大は、表-8.1のとおりとする。計算はハンチ角45° および30° の両者に対して行う。

●せん断補強鉄筋比 ρ

$$\rho = A_w / (a_o \times a)$$

A_w : せん断補強鉄筋1本あたりの断面積

表-8.1 頂版のせん断補強鉄筋比とスターラップの間隔

鉄筋径	せん断補強鉄筋比 ρ (%)	スターラップの間隔(mm)	
		道路軸方向 a_o	道路軸直角方向 a
D13	0.405	250	125
D16	0.636	250	125
D13	0.811	125	125
D19	0.917	250	125

8. 2 せん断補強に対する効果

8. 2. 1 ハンチ仰角45° の場合

表-8.2 破壊荷重とせん断補強鉄筋の効果 (ハンチ仰角45°)

(a) 落石荷重作用位置 谷側ハンチ部

照査箇所	破壊荷重 (tf)						
	曲げ破壊荷重 (tf)		せん断破壊荷重 (tf)				
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比 (%)				
			0.318	0.405	0.636	0.811	0.917
谷側剛域	550	939	329	404	601	750	841
谷側ハンチ	583	667	229	276	401	496	554
曲げ最大	2333	2533	6430	5177	6430	7390	7969
山側ハンチ	2400	2738	4732	5662	8099	9957	11080
山側剛域	3750	6100	6960	8476	12448	15479	17309
柱上端	—	—	1218	1218	1218	1218	1218
柱下端	—	—	1294	1294	1294	1294	1294
山側壁上端	1150	1350	936	936	936	936	936
山側壁下端	2867	3167	—	—	—	—	—

(b) 落石荷重作用位置 頂版中央

照査箇所	破壊荷重 (tf)						
	曲げ破壊荷重 (tf)		せん断破壊荷重 (tf)				
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比 (%)				
			0.318	0.405	0.636	0.811	0.917
谷側剛域	246	418	534	656	974	1218	1364
谷側ハンチ	127	148	368	445	648	802	895
曲げ最大	293	311	2926	2329	2926	3380	3655
山側ハンチ	493	554	557	668	958	1179	1313
山側剛域	736	1191	790	963	1418	1764	1973
柱上端	—	—	1240	1240	1240	1240	1240
柱下端	—	—	1316	1316	1316	1316	1316
山側壁上端	171	204	5224	5224	5224	5224	5224
山側壁下端	516	563	1208	1208	1208	1208	1208

表-8.2 破壊荷重とせん断補強鉄筋の効果（ハンチ仰角45°）

（c）落石荷重作用位置 山側ハンチ部

照査箇所	破壊荷重 (tf)						
	曲げ破壊荷重 (tf)		せん断破壊荷重 (tf)				
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比 (%)				
			0.318	0.405	0.636	0.811	0.917
谷側剛域	900	1533	2477	3036	4503	5621	6297
谷側ハンチ	450	520	1703	2056	2984	3691	4118
曲げ最大	1767	1933	2375	1901	2375	2737	2955
山側ハンチ	1475	1613	297	334	432	507	552
山側剛域	—	—	382	464	681	847	947
柱上端	—	—	5017	5017	5017	5017	5017
柱下端	—	—	4867	4867	4867	4867	4867
山側壁上端	257	300	989	989	989	989	989
山側壁下端	838	925	232	232	232	232	232

8. 2. 2 ハンチ仰角30°の場合

表-8.3 破壊荷重とせん断補強鉄筋の効果（ハンチ仰角30°）

（a）落石荷重作用位置 谷側ハンチ部

照査箇所	破壊荷重 (tf)						
	曲げ破壊荷重 (tf)		せん断破壊荷重 (tf)				
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比 (%)				
			0.318	0.405	0.636	0.811	0.917
谷側剛域	350	607	360	440	652	814	912
谷側ハンチ	825	975	242	291	419	516	575
曲げ最大	1538	1913	4515	3634	4515	5186	5591
山側ハンチ	2200	2500	3093	3662	5155	6292	6980
山側剛域	2738	4500	5066	6143	8968	11121	12417
柱上端	—	—	1246	1246	1246	1246	1246
柱下端	—	—	1333	1333	1333	1333	1333
山側壁上端	750	900	1021	1021	1021	1021	1021
山側壁下端	2350	2575	—	—	—	—	—

（b）落石荷重作用位置 頂版中央

照査箇所	破壊荷重 (tf)						
	曲げ破壊荷重 (tf)		せん断破壊荷重 (tf)				
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比 (%)				
			0.318	0.405	0.636	0.811	0.917
谷側剛域	208	358	564	690	1023	1276	1429
谷側ハンチ	—	—	372	448	647	799	891
曲げ最大	250	269	2787	2218	2787	3220	3482
山側ハンチ	1055	1191	605	718	1014	1239	1375
山側剛域	820	1350	871	1057	1547	1920	2146
柱上端	—	—	1372	1372	1372	1372	1372
柱下端	—	—	1463	1463	1463	1463	1463
山側壁上端	163	196	4191	4191	4191	4191	4191
山側壁下端	539	594	494	494	494	494	494

表-8.3 破壊荷重とせん断補強鉄筋の効果（ハンチ仰角30°）

（c）落石荷重作用位置 山側ハンチ部

照査箇所	破壊荷重 (tf)						
	曲げ破壊荷重 (tf)		せん断破壊荷重 (tf)				
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比 (%)				
			0.318	0.405	0.636	0.811	0.917
谷側剛域	558	975	1828	2234	3300	4112	4603
谷側ハンチ	330	390	1203	1446	2082	2567	2860
曲げ最大	1275	1400	1613	1290	1613	1858	2007
山側ハンチ	495	556	293	348	493	603	670
山側剛域	—	—	450	545	793	983	1097
柱上端	—	—	3965	3965	3965	3965	3965
柱下端	—	—	3874	3874	3874	3874	3874
山側壁上端	182	218	1358	1358	1358	1358	1358
山側壁下端	678	744	258	258	258	258	258

8. 2. 3 考 察

ハンチ仰角が 30° の場合は 45° の場合に比べて、同じ建築限界を満足させることとしたため、頂版支間が大きくなった。しかし、ハンチ部の増大に伴い落石によるせん断力は減少した。したがって両者のせん断補強鉄筋量が同じならば、ハンチ仰角 30° の方がせん断破壊荷重が大きくなる利点を有する。

しかし、同時に、ハンチ仰角 30° の方は曲げモーメントも 45° と比べて小さくなる。許容応力度設計法では曲げモーメントの減少に伴い、引張鉄筋量を小さくすることになるため、曲げ破壊荷重を逆に小さくすることにもなる。この点に注意して、曲げ破壊耐力の減少をまねかないようにすれば、ハンチ仰角を緩くすることは、せん断破壊荷重の増大をもたらす利点があるといえる。

第2編 1／5縮尺RCロックシェッド

1. 概要

第1編において、実寸法を想定したRC製門型ロックシェッドに対し、設計落石荷重100tfで試設計を行い、設計落石荷重を越える落石荷重に対しては、せん断破壊が生じる前に塑性ヒンジが発生する構造となるように以下のケースについて検討した。

- 1) ハンチの仰角：45°と30°の2ケース
- 2) スラブ剛接部のせん断補強鉄筋比：0.3～1.0%の範囲で変化

検討の結果、ハンチの仰角を30°と緩くすると、部材のせん断破壊荷重を大きくすることができるものの、せん断破壊の生じる前に塑性ヒンジが発生する構造とすることはできなかった。しかし、許容応力度設計で決定したせん断補強鉄筋比($\rho=0.318$)の約1.5倍のせん断補強鉄筋比($\rho=0.5$)を配すれば、塑性ヒンジが発生するまでせん断破壊を生じない構造とすることができた。

ところで、これらは線形計算によるシミュレーション結果であり、現実の構造に対する効果の確認については、実際にRC製ロックシェッドを製作して、破壊実験を行う必要がある。ただし、実寸法での実験は現実的には非常に困難であるので、縮尺モデルによる実験室レベルでの検証が实际的であろう。そこで本編では、実寸法の1/5縮尺のRC製ロックシェッドを設計の上、実寸法の構造と同等のせん断補強効果が確認されるか否かについて数値解析によって検討を行う。また、1/5縮尺模型の施工性と構造機能についても十分な検討を行う。

2. 設計概念

2. 1 検討ケース

数値解析による検討ケースは表-2.1のとおりである。Aタイプは現在の標準的な構造を想定したものであり、ハンチの仰角は45°で、せん断鉄筋比は現行設計法を満たす値である。実寸法の試算では、ハンチの仰角を緩くしても直接的なせん断補強効果は得られなかったが、最近の構造形態としてハンチの仰角を緩くする傾向にあることと、破壊耐力の向上を期待できることから、ハンチの仰角を30°とした場合も検討する。Bタイプ以降は全てハンチ仰角が30°で、Bタイプは、他の条件が全てAタイプと同等である。CタイプはBタイプと同様な形状でせん断補強鉄筋比を増し、せん断破壊をする前に塑性ヒンジが生じる構造としたものである。さらに、DタイプはCタイプの鉄筋の定着長を1.5倍し、破壊後の鉄筋の抜け出しを防止する構造とした。

表-2.1 検討ケース

type	ハンチ仰角	せん断鉄筋比	定着長	落石箇所
A	45°	許容設計値	一般値	中央・谷側
B	30°	許容設計値	一般値	谷側
C	30°	割り増し	一般値	中央・谷側
D	30°	割り増し	1.5倍	谷側

2. 2 設計規定と縮尺比

実寸法のロックシェッドを縮尺するにあたり、構造特性と施工性を考慮し、次の規定を制定する。

1)長さのパラメータを1/5に縮小するが、単位重量は実寸法と同一とする。すなわち、断面積は1/25となるが、コンクリートおよび鉄筋の許容応力と降伏 応力は実寸法と変わらないため、作用する落石荷重が1/25となる。

2)粗骨材の最大寸法は2 cmとする。

3)必要鉄筋量、鉄筋間のあきおよび鉄筋の定着長等の構造特性に依存する細目については、縮尺にかかわらず道路橋示方書およびコンクリート標準示方書に準ずる。

4)鉄筋量については、鉄筋のあきを考慮し、実寸法と鉄筋比が同等となるようにする。鉄筋はD 6以上の異形棒鋼を採用する。

2. 3 設計の手順

1/5縮尺のロックシェッドは許容応力度設計での構造特性と破壊時の構造特性が実寸法と同等であることを確認するため、次の順序で設計する。

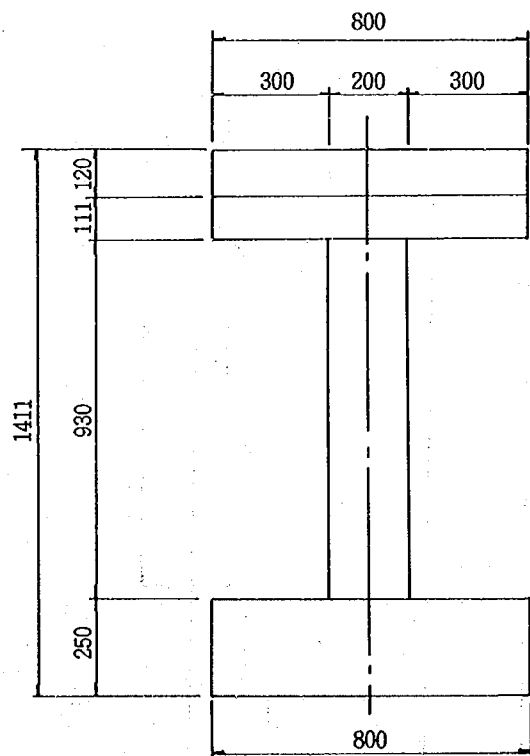
- 1) 1/5縮尺を想定した許容応力度設計…ハンチ仰角 45° および 30° の2通り
- 2) 破壊解析による破壊荷重の算定…曲げ破壊およびせん断破壊の両面で解析
- 3) せん断補強鉄筋の増加によるせん断破壊の先行防止を検討
- 4) 構造細目について検討し、1/5縮尺のロックシェッドの構造図および配筋図を作成

3. 使用材料

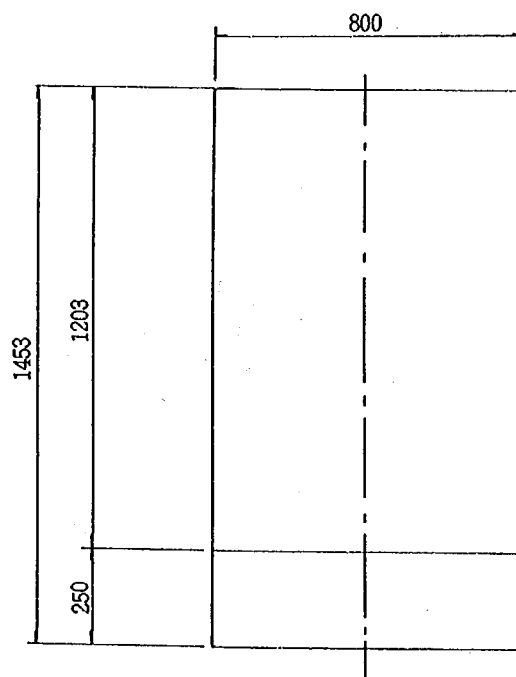
コンクリートおよび鉄筋の強度その他の定数は1編と同じとする。ただし、粗骨材の最大寸法は2.0cmとする。

4. 設計計算—Aタイプ—

4. 1 構造形式

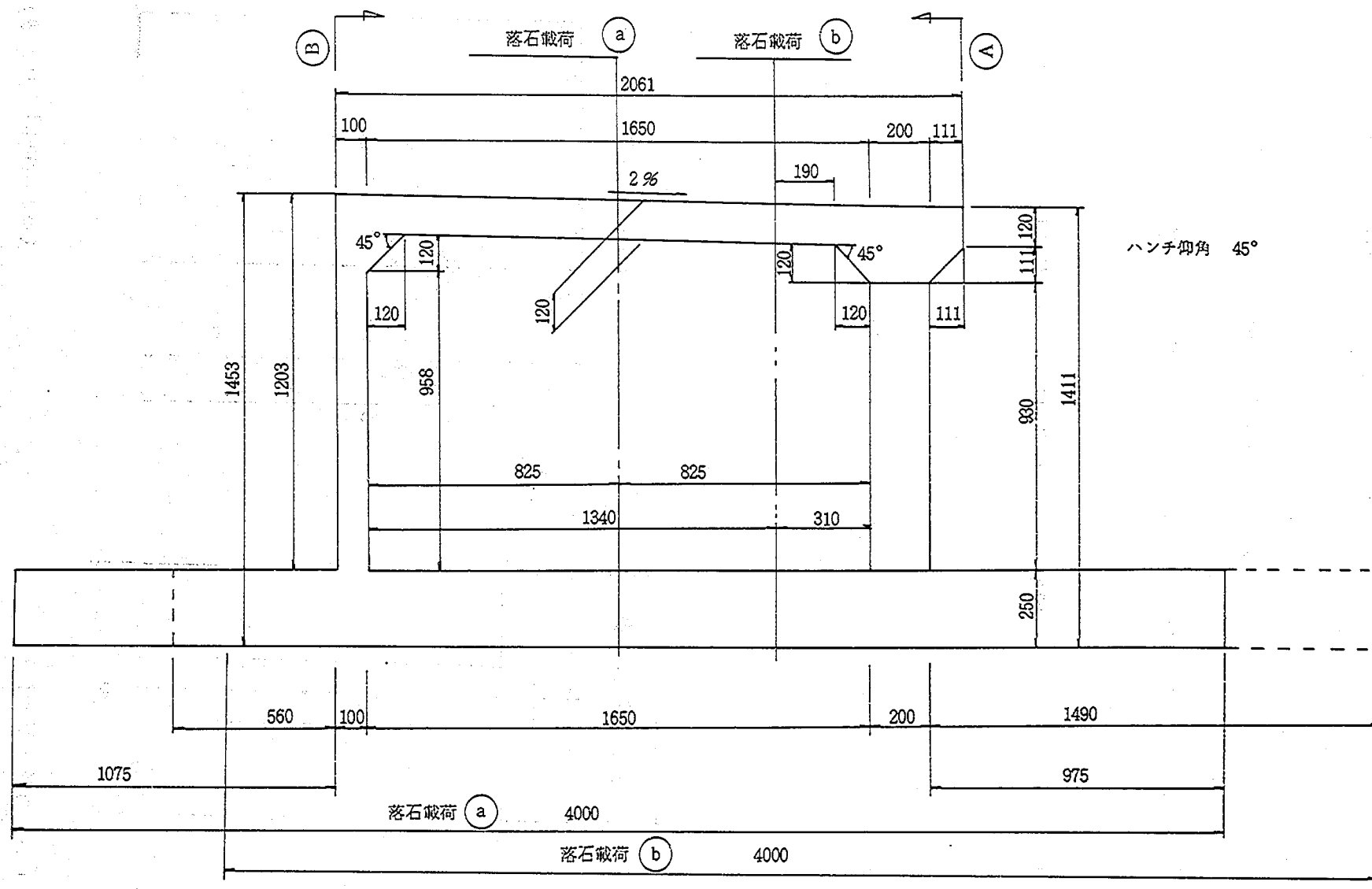


(a) 正面図 (谷側柱)



(b) 背面図 (山側壁)

図-4.1 構造図 (Aタイプ)



(C) 側面図

図-4.1 構造図 (Aタイプ)

4. 2 座標および部材データ

図-4.1の構造の図心軸に関し、図-4.2のような骨組構造にモデル化する。図-4.2のモデル内の・は格点を示し、○は部材番号を示す。表-4.1に格点の座標を、表-4.2に部材データを示す。②、③、⑤、⑥および⑨は破壊検討時に剛域を考慮するために設定した部材であり、設計計算では表-4.2の値を採用する。

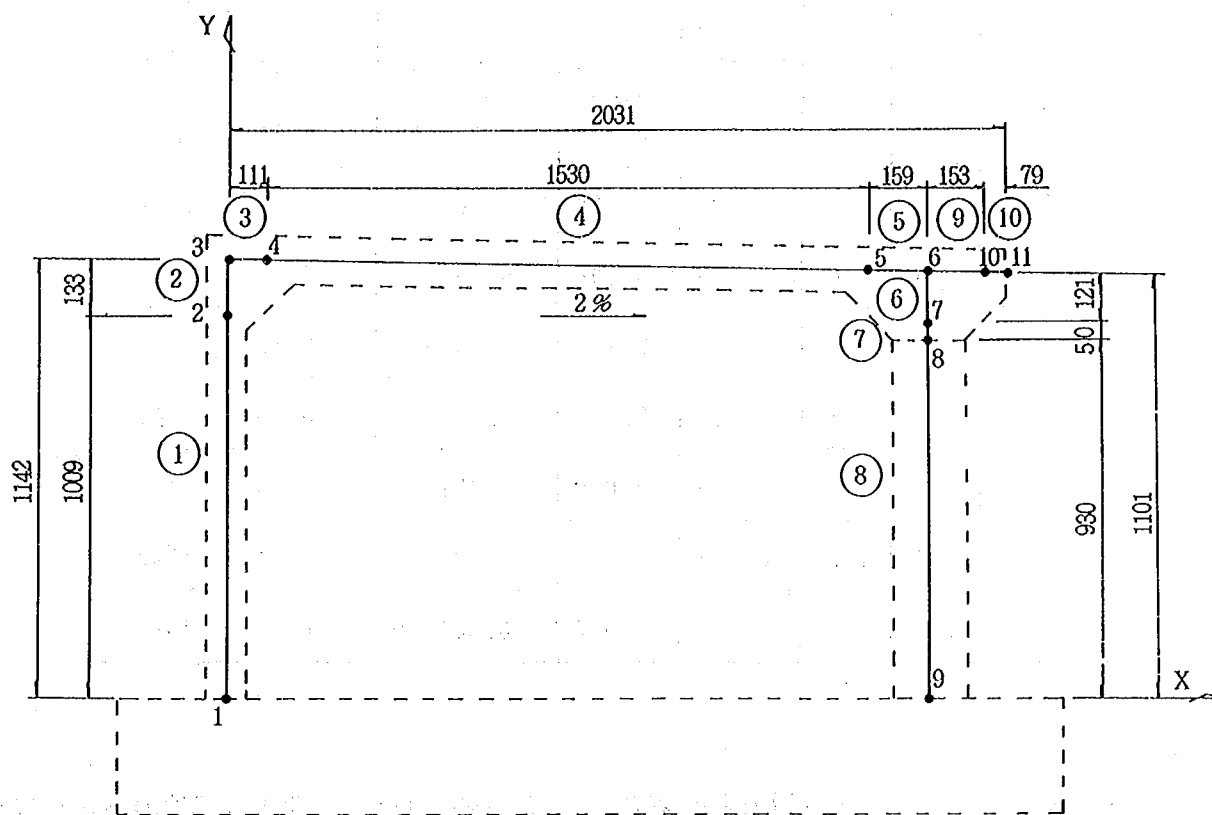


図-4.2 骨組構造 - Aタイプ -

表-4.1 座標値 - Aタイプ -

格点番号	x 座標(m)	y 座標(m)	格点番号	x 座標(m)	y 座標(m)
1	0.000	0.000	7	1.800	0.980
2	0.000	1.009	8	1.800	0.930
3	0.000	1.142	9	1.800	0.000
4	0.111	1.139	10	1.953	1.103
5	1.641	1.109	11	2.031	1.101
6	1.800	1.106			

表-4.2 部材データ - Aタイプ -

部材番号	格点番号		部材長 (m)	断面積 (m^2)	断面2次 モーメント (m^4)	自重 (tf/m)	部材名
	1 端	J 端					
①	1	2	1.009	0.080	0.000667	0.20	山側壁
②	2	3	0.132	0.080	0.000667	0.20	山側壁
③	3	4	0.111	0.096	0.001150	0.24	頂版
④	4	5	1.530	0.096	0.001150	0.24	頂版
⑤	5	6	0.159	0.096	0.001150	0.24	頂版
⑥	6	7	0.126	0.160	0.005330	0.40	谷側梁
⑦	7	8	0.050	0.160	0.005330	0.40	谷側梁
⑧	8	9	0.930	0.040	0.001333	0.10	柱
⑨	9	10	0.153	0.096	0.001150	0.24	頂版
⑩	10	11	0.079	0.096	0.001150	0.24	頂版

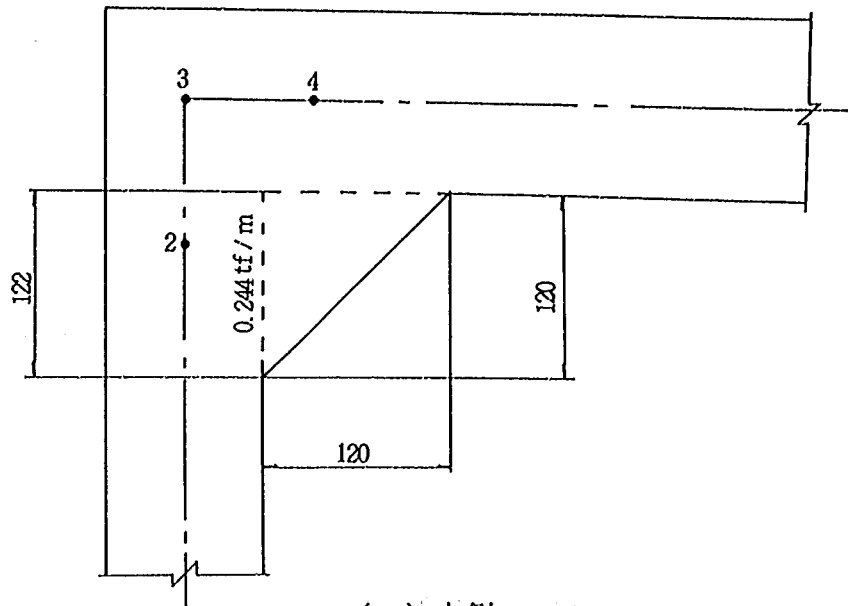
4.3 荷重条件

実験用の1/5縮尺ロックシェッドを対象とすることから、緩衝材自重、地震時慣性力および裏込め土の土圧は考慮しない。したがって、構造体自重と落石荷重のみを考慮する。

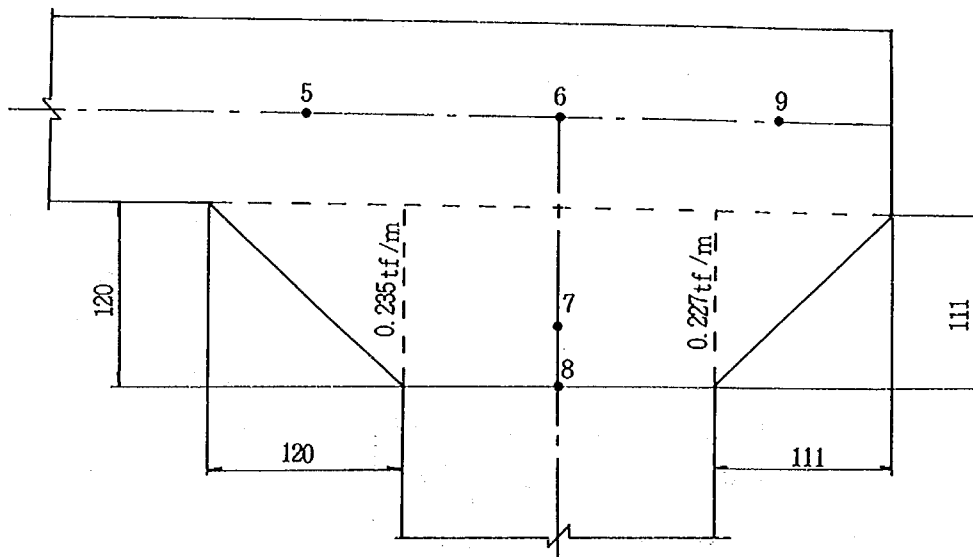
(1) 構造体自重

各部材の単位長さあたりの自重を表-4.2に示す。また、隅角部ハンチの自重については、図-4.3 (a) 山側ハンチと (b) 谷側ハンチに示す。

構造体全体の重量 0.920tf (支点反力 山側 0.449tf, 谷側 0.471tf)



(a) 山側ハンチ



(b) 谷側ハンチ

図-4.3 ハンチ自重 (Aタイプ)

(2) 落石荷重

●落石衝撃力

実寸法の設計落石衝撃力が100tfであることから、1/5縮尺のロックシェッドの設計荷重は実寸法の設計落石衝撃力の1/25倍の4tfとなるが、1/5縮尺では緩衝材自重を考慮しないことから、緩衝材自重を落石衝撃力として考慮する。このとき、設計落石衝撃力を $P = 6$ tfとすれば、応力レベルがほぼ一致するので、ここでは $P = 6$ tfとして検討する。

●落石衝撃力の分散

実寸法では緩衝材の厚さ90cmに対し、1:0.5で分布させるので、1/5縮尺では、緩衝材厚を実寸法の1/5と仮定し、分散面積は直径18cmの円形とする。すなわち、解析は道路軸直角方向に、載荷幅 $\lambda = 0.18\text{m}$ の線荷重を載荷する。このときの荷重強度 q は次のとおりである。

$$q = P / \lambda = 6 / 0.18 = 33.333\text{tf/m}$$

●落石荷重の低減

本解析では、落石をすべて第1落下（直接落下）とするため、落石の低減は行わない。

●落石の落下方向

落石は鉛直落下のみを考慮する。

●落石荷重作用位置

落石荷重の作用位置は図-4.4に示すように、次の5カ所とする。

- 1) 山側（0 / 4）：せん断照査位置（山側支点から 0.200m ）
- 2) 山側（1 / 4）：ハンチ端部 （山側支点から 0.260m ）
- 3) 中央（2 / 4）：頂版の支間中央（山側支点から 0.875m ）
- 4) 谷側（3 / 4）：ハンチ端部 （山側支点から 1.490m ）
- 5) 谷側（4 / 4）：せん断照査位置（山側支点から 1.550m ）

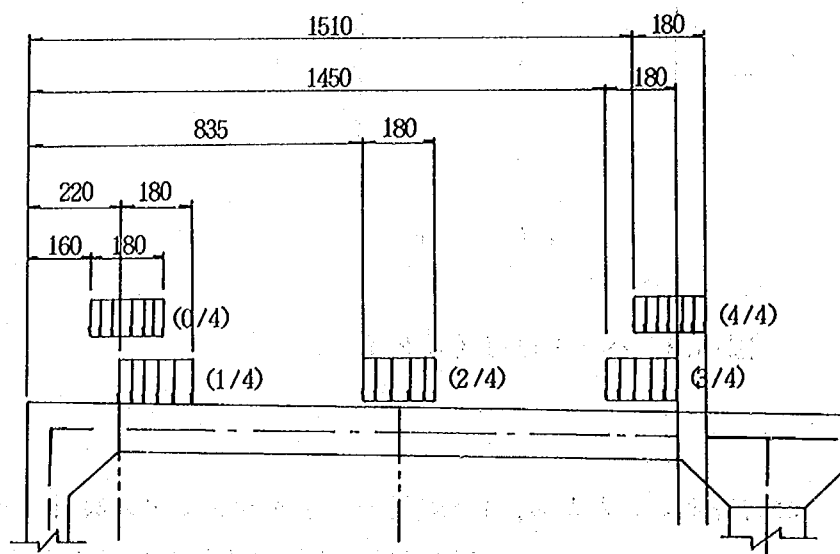


図-4.4 設計落石荷重の作用位置

(3) 組合せ荷重

1) 基本荷重 6 ケース

CASE 1	[死 荷 重]	構造体自重
CASE 2	[落石荷重 1]	山側・(0 / 4)
CASE 3	[落石荷重 2]	山側・(1 / 4)
CASE 4	[落石荷重 3]	中央・(2 / 4)
CASE 5	[落石荷重 4]	谷側・(3 / 4)
CASE 6	[落石荷重 5]	谷側・(4 / 4)

2) 組合せ荷重 5 ケース

CASE 7	[常 時 荷 重]	CASE 1
CASE 8	[落石荷重 1]	CASE 1 + CASE 2
CASE 9	[落石荷重 2]	CASE 1 + CASE 3
CASE 10	[落石荷重 3]	CASE 1 + CASE 4
CASE 11	[落石荷重 4]	CASE 1 + CASE 5
CASE 12	[落石荷重 5]	CASE 1 + CASE 6

4. 4 構造細目

(1) 鉄筋のかぶりとあき

1) 鉄筋のかぶり

鉄筋のかぶりの規定は鉄筋を防護することを目的とするため、実寸法（かぶり10cm）の1/5の値である2cmを採用する。

2) 鉄筋のあき

鉄筋のあきは密実なコンクリートを得るために規定されていることから、道示Ⅲ 4.4.2に準拠する。実験に用いられるロックシェッドは工場生産となることから、プレキャスト部材の規定を採用する。

- 2 cm以上かつ粗骨材の最大寸法（2 cm）の4/3倍（=2.67cm）以上

鉄筋のあき 2.67cm以上→3 cm以上

(2) 鉄筋の継手位置と定着長

1) 鉄筋の継手

必要鉄筋長が鉄筋の定尺長を越える場合、鉄筋の継手が必要とされるが、ロックシェッドの鉄筋の継手に関しては道示Ⅲ 4.4.5(P176)に準拠する。

● 継手位置

- a) 一断面に継手を集中しない。

b)応力が大きい位置では、鉄筋の継手は設けない。

c)ハンチ端部での継手は避ける（ハンチより部材高だけ離れた位置とする）。

図-4.5に頂版の主鉄筋の継手位置を示す。

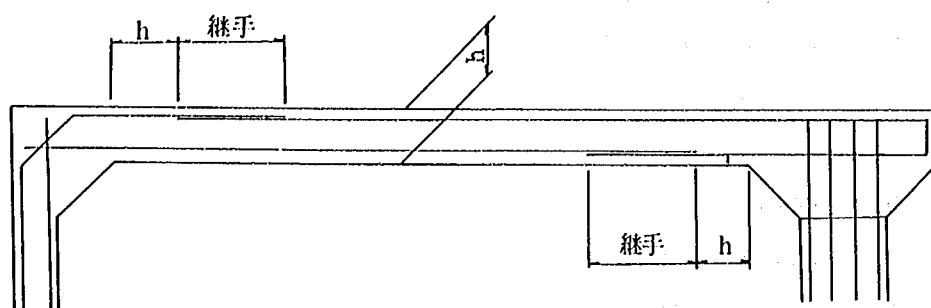


図-4.5 頂版の主鉄筋の継手位置

●継手長

a)引張鉄筋に重ね継手を用いる場合

重ね継手長 l_a

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \tau_o} D \quad \text{または } 20D \text{ 以上}$$

σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度

τ_o : コンクリートの付着応力度

D : 鉄筋の直径

重ね継手長は施工性を考慮して1cm以下を切り上げる（表-4.3参照）。

b)圧縮鉄筋に重ね継手を用いる場合

l_a の80%以上

ロックシェッドの場合、落石位置により鉄筋は圧縮側にも、引張側にもなるため、継手長はa)の値以上とする。

表-4.3 鉄筋径と継手長

鉄 筋	鉄筋の継手長		
	l_a	$20D$	採用値
D 6	19.3cm	12.0cm	20cm
D 10	32.1cm	20.0cm	33cm
D 13	41.8cm	26.0cm	42cm
D 16	51.4cm	32.0cm	52cm
D 19	61.1cm	38.0cm	62cm
D 22	70.7cm	44.0cm	71cm
D 25	80.4cm	50.0cm	81cm
D 29	93.2cm	58.0cm	94cm
D 32	120.9cm	64.0cm	121cm

2)鉄筋の定着

鉄筋のフックおよび鉄筋の曲げ形状と鉄筋の定着については、道示Ⅲ 4.4.3(P169) および 4.4.4 (P171)に準拠する。

- 鉄筋のフックは異径棒鋼による施工性を考慮して、原則として直角フックを採用する。
- 直角フックの曲げ長さは曲げ半径を含めて $15D$ とする（ D ：鉄筋の直径）。
- 構造上、規定の曲げ形状（道示Ⅲ4.4.3）が確保できないときは、鋭角フックとし、曲げ長さは曲げ半径を含めて $8D$ とする（ D ：鉄筋の直径）。

図-4.6にフックの形状を示す。

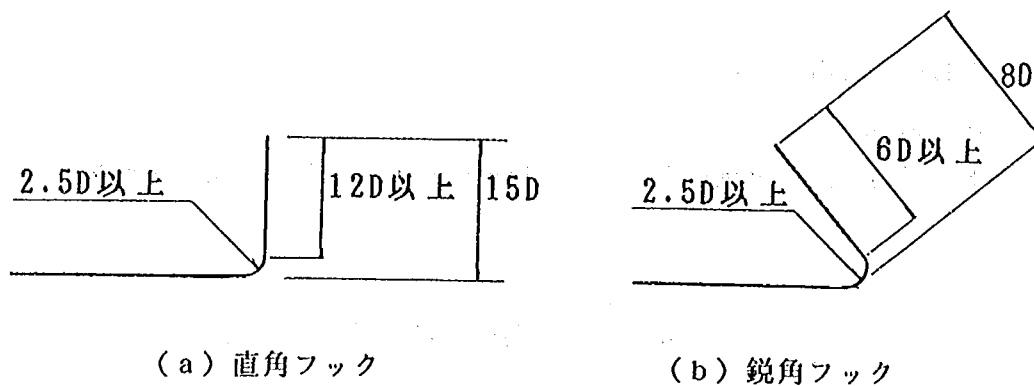


図-4.6 鉄筋のフックの曲げ形状

4. 5 設計計算結果と鉄筋の配置

(1) フレーム計算結果

表-4.4に各断面照査位置における常時および落石時の内部応力の極大値を示す。ここに、落石時は最も大きな内部応力を示した場合のみを記載する。表中の網掛部はその断面照査位置（図-4.7参照）で対象となる内部応力が最も大きい状態を示す。

表-4.4 フレーム計算結果・内部応力の極大値（Aタイプ）

（a）山側壁

曲げモーメント

照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメントtf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
M - L	常 時	0.025	0.059	0.449
(格点1+0.000)	落石時（中央[2/4]）	0.575	1.335	3.403
M - H	常 時	0.042	0.059	0.221
(格点2+0.072)	落石時（中央[2/4]）	0.948	1.335	3.175
MwB-H	常 時	0.032	0.059	0.258
(格点1+0.959)	落石時（中央[2/4]）	0.705	1.335	3.212

せん断力

せん断照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメントtf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
SwA-L	常 時	0.022	0.059	0.439
(格点1+0.050)	落石時（中央[2/4]）	0.508	1.335	3.393
SwA-H	常 時	0.036	0.059	0.243
(格点2+0.022)	落石時（中央[2/4]）	0.801	1.335	3.197
SwB-H	常 時	0.032	0.059	0.258
(格点1+0.959)	落石時（中央[2/4]）	0.705	1.335	3.212

(b) 頂 版

曲げモーメント

照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
M - Y (格点3+0.050)	常 時	0.042	0.222	0.055
	落石時 (中央[2/4])	0.948	3.200	1.272
Mmax - C (格点4+0.764)	常 時	0.049	0.003	0.059
	落石時 (中央[2/4])	1.815	0.024	1.335
M - T (格点5+0.059)	常 時	0.058	0.239	0.064
	落石時 (中央[2/4])	1.160	3.269	1.401

せん断力

せん断照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
S s A - Y (格点3+0.110)	常 時	0.020	0.185	0.056
	落石時 (山側[0/4])	0.152	5.542	0.472
S s B - Y (格点4+0.059)	常 時	0.009	0.167	0.056
	落石時 (山側[1/4])	0.351	5.320	0.604
S s A - T (格点4+1.529)	常 時	0.024	0.190	0.063
	落石時 (谷側[4/4])	0.201	5.514	0.750
S s B - T (格点4+1.469)	常 時	0.013	0.172	0.063
	落石時 (谷側[3/4])	0.381	5.316	0.862

(c) 柱

曲げモーメントおよびせん断力

照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf・m	せん断力 tf	軸 力 tf
T - H (格点8+0.000)	常 時	0.040	0.059	0.378
	落石時 (中央[2/4])	0.918	1.335	3.434
T - L (格点9+0.000)	常 時	0.015	0.059	0.471
	落石時 (中央[2/4])	0.324	1.335	3.527

(2) 断面計算結果

1) 断面照査位置

断面照査位置は図-4.7 (a) に示す箇所とする。この位置はフレーム計算結果による構造特性と道路橋示方書の規定からつぎのように決定した。

[部材中央部]

曲げモーメントおよびせん断力が最大となる箇所で断面計算。

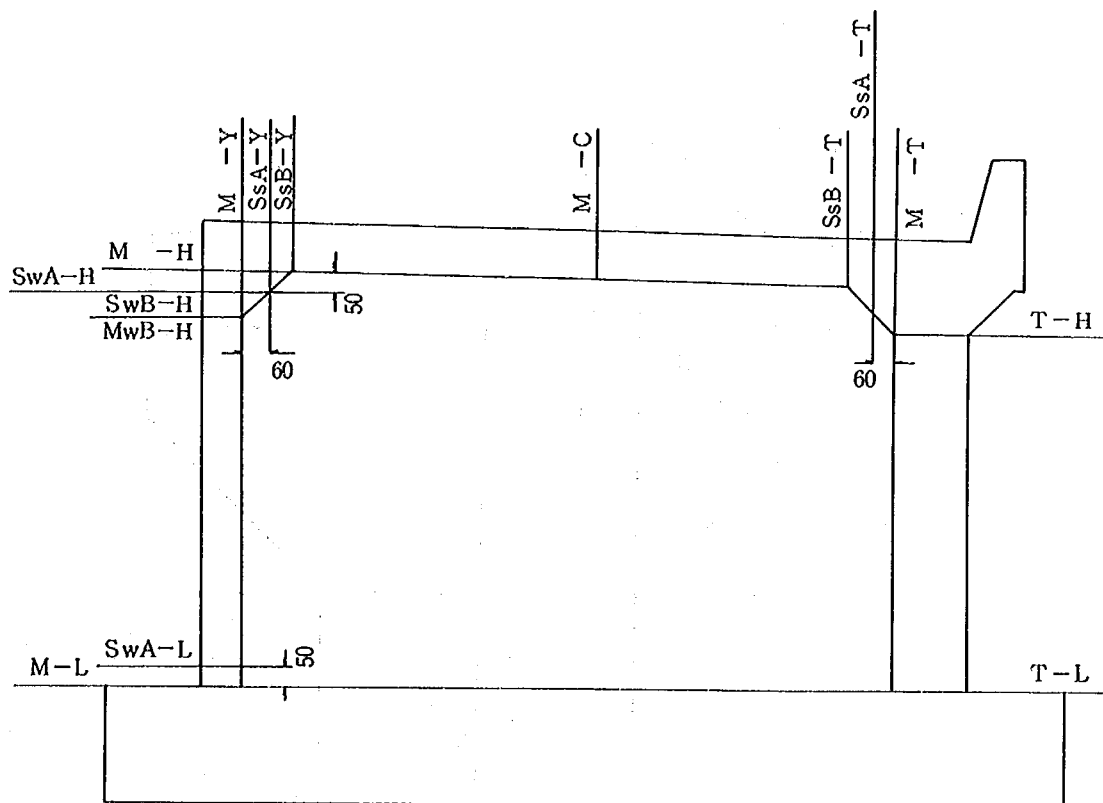
[隅角部]

道示Ⅲに準拠。

(ただし、ハンチ端部の断面が最小となる位置でもせん断強度を照査)

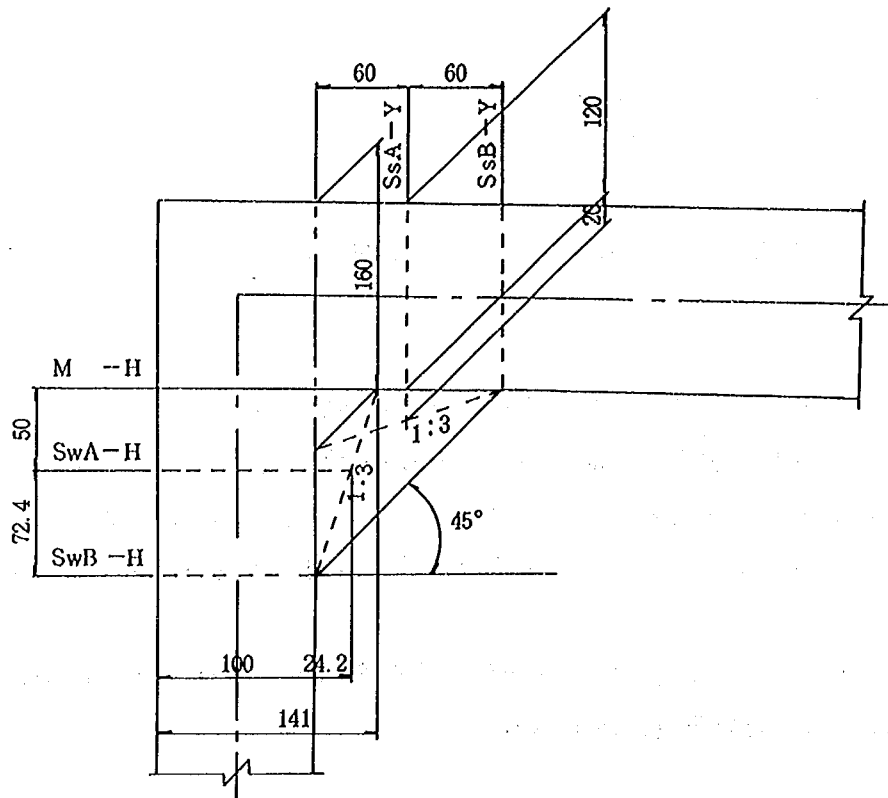
- せん断照査位置…支点から照査する部材の高さの1/2の位置 (道示Ⅲ 2.3.4)。
- ハンチの有効厚…1 : 3 の傾斜の内側を有効厚とする (道示Ⅲ 5.6.1, 12.3)。
- 設計曲げモーメント…ハンチおよび断面変化の影響を無視して構造解析する (道示Ⅲ 12.3 図-1 2.3.2(b))。

図-4.7 (b) および (c) は隅角部での断面照査位置を示す。図-4.7中のMは曲げモーメントの照査位置であり、Sはせん断力の照査位置である。

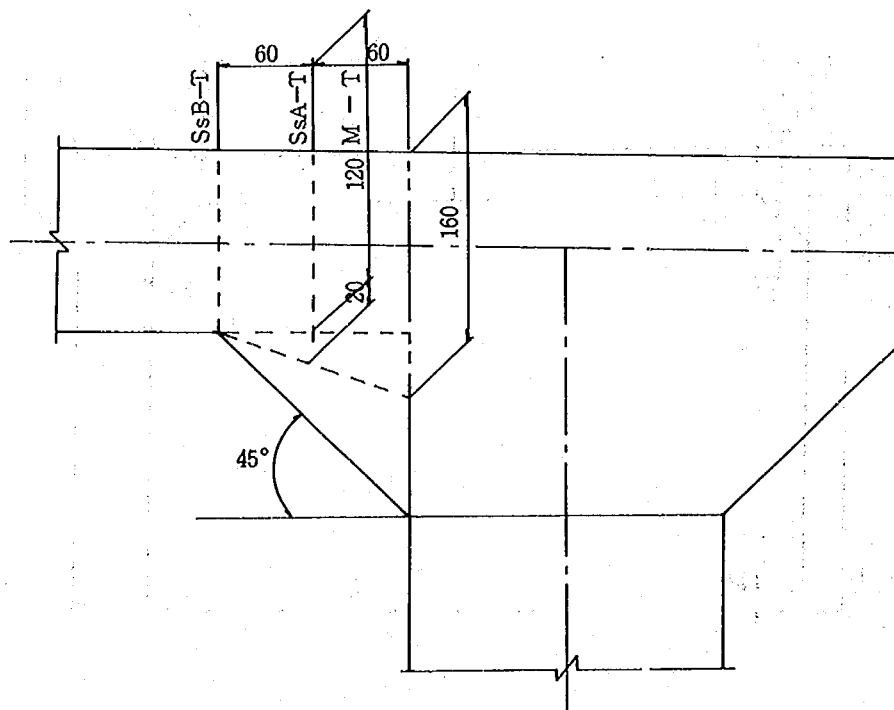


(a) 全体図

図-4.7 Aタイプの断面照査位置



(b) 山側ハンチ部



(c) 谷側ハンチ部

図-4.7 Aタイプの断面照査位置

3)断面計算結果

表-4.4の内部応力により断面計算した結果を表-4.5に示す。なお、許容応力度の割り増し率はつぎのとおりである。

常 時（長期荷重時） 許容応力度の割増率 1.0

落石時（短期荷重時） 許容応力度の割増率 1.5

表-4.5 断面計算結果（Aタイプ）

（a-1）山側壁 ー常 時ー

矩形断面		M -L	M -H	SwA-L	SwA-H	SwB-H
断面寸法	B H cm cm	80.0 10.0	80.0 14.1	80.0 10.0	80.0 12.4	80.0 10.0
断面力	M N S tf・m tf tf	0.025 0.449 0.059	0.042 0.221 0.059	0.022 0.439 0.059	0.036 0.243 0.059	0.032 0.253 0.059
鉄筋量	d1 As1 cm cm ²	2.0 4.117 (13-D 6)	6.1 4.117 (13-D 6)	2.0 4.117 (13-D 6)	4.4 4.117 (13-D 6)	2.0 4.117 (13-D 6)
	d2 As2 cm cm ²	8.0 4.117 (13-D 6)	12.1 4.117 (13-D 6)	8.0 4.117 (13-D 6)	10.4 4.117 (13-D 6)	8.0 4.117 (13-D 6)
	合計 cm ²	8.234	8.234	8.234	8.234	8.234
応力度	σ_c σ_s σ_s' τ kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ²	2.9 35.7 -23.3 0.09	2.8 64.2 11.8 0.08	2.5 27.2 -21.3 0.09	3.0 65.5 1.4 0.10	3.8 80.1 -22.2 0.09
許容応力度	σ_{ca} σ_{sa} τ_a kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ²	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60
中立軸	x cm	4.369	4.776	4.635	4.267	3.303
ヤング係数比 n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

（a-2）山側壁 ー落石時ー

矩形断面		M -L	M -H	SwA-L	SwA-H	SwB-H
断面寸法	B H cm cm	80.0 10.0	80.0 14.1	80.0 10.0	80.0 12.4	80.0 10.0
断面力	M N S tf・m tf tf	0.575 3.403 1.335	0.948 3.175 1.335	0.508 3.393 1.335	0.801 3.197 1.335	0.705 3.212 1.335
鉄筋量	d1 As1 cm cm ²	2.0 4.117 (13-D 6)	6.1 4.117 (13-D 6)	2.0 4.117 (13-D 6)	4.4 4.117 (13-D 6)	2.0 4.117 (13-D 6)
	d2 As2 cm cm ²	8.0 4.117 (13-D 6)	12.1 4.117 (13-D 6)	8.0 4.117 (13-D 6)	10.4 4.117 (13-D 6)	8.0 4.117 (13-D 6)
	合計 cm ²	8.234	8.234	8.234	8.234	8.234
応力度	σ_c σ_s σ_s' τ kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ²	87.6 1588.3 -384.0 2.09	83.0 1815.4 345.9 1.83	59.7 1355.3 -332.9 2.09	67.7 1679.4 124.3 2.28	82.9 2081.3 -417.2 2.09
許容応力度	σ_{ca} σ_{sa} τ_a kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ²	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40
中立軸	x cm	3.120	4.485	3.183	3.920	3.010
ヤング係数比 n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

表-4.5 断面計算結果 (Aタイプ)

(b-1) 頂版 - 常時 -

矩形断面			M _{max} -C	M-T	SsA-Y	SsB-Y	SsA-T	SsB-T
断面寸法	B	cm	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0
	H	cm	12.0	16.0	14.0	12.0	14.0	12.0
断面力	M	tf·m	0.049	0.058	0.020	0.009	0.024	0.013
	N	tf	0.059	0.064	0.056	0.056	0.063	0.063
	S	tf	0.003	0.239	0.185	0.167	0.190	0.172
鉄筋量	d1	cm	2.0	6.0	4.0	2.0	4.0	2.0
	As1	cm ²	4.117 (13-D 6)	8.234 (26-D 6)	8.234 (26-D 6)	8.234 (26-D 6)	8.234 (26-D 6)	8.234 (26-D 6)
	d2	cm	10.0	14.0	12.0	10.0	12.0	10.0
	As2	cm ²	8.234 (26-D 6)	4.117 (13-D 6)	4.117 (13-D 6)	4.117 (13-D 6)	4.117 (13-D 6)	4.117 (13-D 6)
合計		cm ²	12.351	12.351	12.351	12.351	12.351	12.351
応力度	σ _c	kgf/cm ²	3.1	3.1	1.3	0.7	1.6	1.0
	σ _s	kgf/cm ²	66.0	94.8	38.5	18.2	46.7	28.4
	σ _{s'}	kgf/cm ²	-23.6	14.1	-0.3	-4.4	-0.2	-5.9
	τ	kgf/cm ²	0.00	0.34	0.19	0.21	0.20	0.21
許容応力度	σ _{ca}	kgf/cm ²	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0
	σ _{sa}	kgf/cm ²	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0
	τ _a	kgf/cm ²	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
中立軸	x	cm	4.111	4.604	4.054	3.552	4.030	3.384
ヤング係数比 n (=E _s /E _c)			15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

(b-2) 頂版 - 落石時 -

矩形断面			M _{max} -C	M-T	SsA-Y	SsB-Y	SsA-T	SsB-T
断面寸法	B	cm	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0
	H	cm	12.0	16.0	14.0	12.0	14.0	12.0
断面力	M	tf·m	1.615	1.160	0.152	0.351	0.201	0.381
	N	tf	1.335	1.401	0.472	0.604	0.750	0.862
	S	tf	0.024	3.269	5.542	5.320	5.514	5.316
鉄筋量	d1	cm	2.0	6.0	4.0	2.0	4.0	2.0
	As1	cm ²	4.117 (13-D 6)	8.234 (26-D 6)	8.234 (26-D 6)	8.234 (26-D 6)	8.234 (26-D 6)	8.234 (26-D 6)
	d2	cm	10.0	14.0	12.0	10.0	12.0	10.0
	As2	cm ²	8.234 (26-D 6)	4.117 (13-D 6)	4.117 (13-D 6)	4.117 (13-D 6)	4.117 (13-D 6)	4.117 (13-D 6)
合計		cm ²	12.351	12.351	12.351	12.351	12.351	12.351
応力度	σ _c	kgf/cm ²	100.8	82.0	9.9	26.2	13.1	28.4
	σ _s	kgf/cm ²	2210.1	1886.4	288.1	897.1	368.2	948.6
	σ _{s'}	kgf/cm ²	-767.3	277.4	-3.5	-134.7	-8.5	-151.2
	τ	kgf/cm ²	0.03	4.71	5.77	6.65	5.74	6.64
許容応力度	σ _{ca}	kgf/cm ²	105.0	105.0	105.0	105.0	105.0	105.0
	σ _{sa}	kgf/cm ²	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0
	τ _a	kgf/cm ²	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40
中立軸	x	cm	4.082	4.621	4.095	3.044	4.181	3.100
ヤング係数比 n (=E _s /E _c)			15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

表-4.5 断面計算結果 (Aタイプ)

(c-1) 谷側柱 - 常時 -

(c-2) 谷側柱 - 落石時 -

矩形断面			T-II	T-L
断面寸法	B H	cm cm	20.0 20.0	20.0 20.0
断面力	M N S	tf·m tf tf	0.040 0.378 0.059	0.015 0.471 0.059
鉄筋量	d1 As1	cm cm ²	2.0 1.900 (6-D 6)	2.0 1.900 (6-D 6)
	d2 As2	cm cm ²	5.2 0.633 (2-D 6)	5.2 0.633 (2-D 6)
	d3 As3	cm cm ²	8.4 0.633 (2-D 6)	8.4 0.633 (2-D 6)
	d4 As4	cm cm ²	11.6 0.633 (2-D 6)	11.6 0.633 (2-D 6)
	d5 As5	cm cm ²	14.8 0.633 (2-D 6)	14.8 0.633 (2-D 6)
	d6 As6	cm cm ²	18.0 1.900 (6-D 6)	18.0 1.900 (6-D 6)
	合計	cm ²	6.334	6.334
応力度	σ_c σ_s σ_s' τ	kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ²	3.7 43.5 -44.6 0.18	1.8 -4.0 -24.6 0.15
許容応力度	σ_{ca} σ_{sa} τ_a	kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ²	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60
中立軸	x	cm	10.103	21.080
ヤング係数比 n (=Es/Ec)			15.0	15.0

矩形断面			T-II	T-L
断面寸法	B H	cm cm	20.0 20.0	20.0 20.0
断面力	M N S	tf·m tf tf	0.918 3.434 1.335	0.324 3.527 1.335
鉄筋量	d1 As1	cm cm ²	2.0 1.900 (6-D 6)	2.0 1.900 (6-D 6)
	d2 As2	cm cm ²	5.2 0.633 (2-D 6)	5.2 0.633 (2-D 6)
	d3 As3	cm cm ²	8.4 0.633 (2-D 6)	8.4 0.633 (2-D 6)
	d4 As4	cm cm ²	11.6 0.633 (2-D 6)	11.6 0.633 (2-D 6)
	d5 As5	cm cm ²	14.8 0.633 (2-D 6)	14.8 0.633 (2-D 6)
	d6 As6	cm cm ²	18.0 1.900 (6-D 6)	18.0 1.900 (6-D 6)
	合計	cm ²	6.334	6.334
応力度	σ_c σ_s σ_s' τ	kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ²	82.3 1752.2 -902.8 4.51	30.2 295.0 -369.7 4.15
許容応力度	σ_{ca} σ_{sa} τ_a	kgf/cm ² kgf/cm ² kgf/cm ²	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40
中立軸	x	cm	7.441	10.900
ヤング係数比 n (=Es/Ec)			15.0	15.0

4) 主鉄筋の配置

表-4.5により決定した主鉄筋に対し、4.4(3)の継ぎ手位置を考慮して、図-4.8のように主鉄筋を配置する。

注) 5章の破壊の検討結果で現実と異なった破壊が生じたため、山側壁の主鉄筋を強化する(本編5.5参照)。

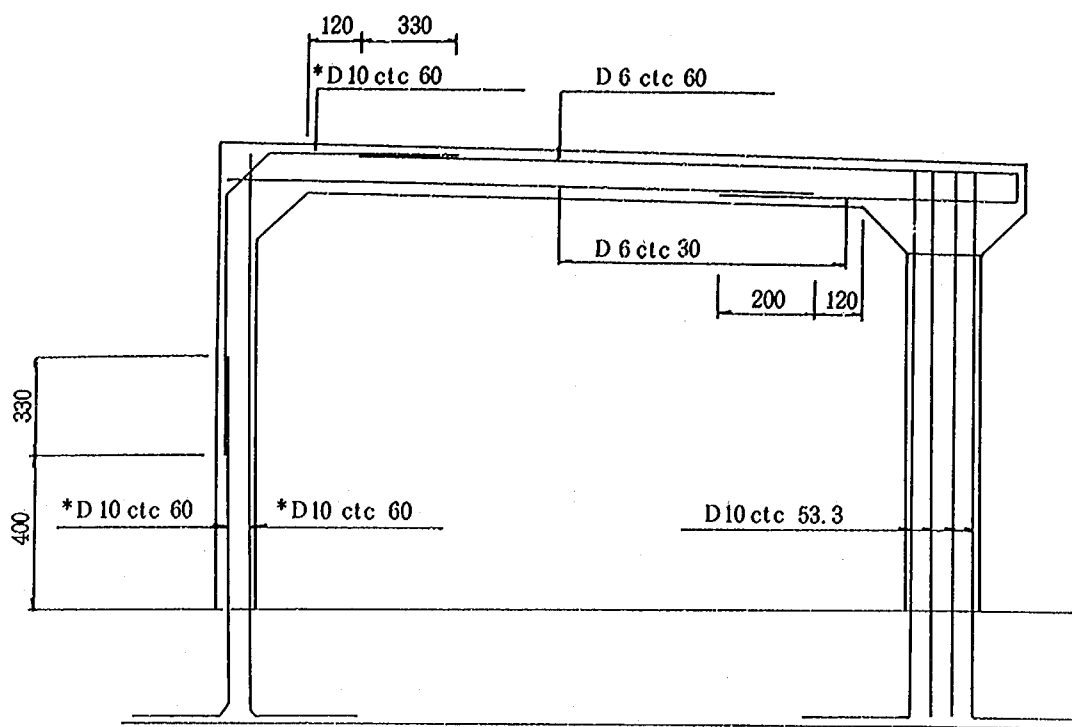
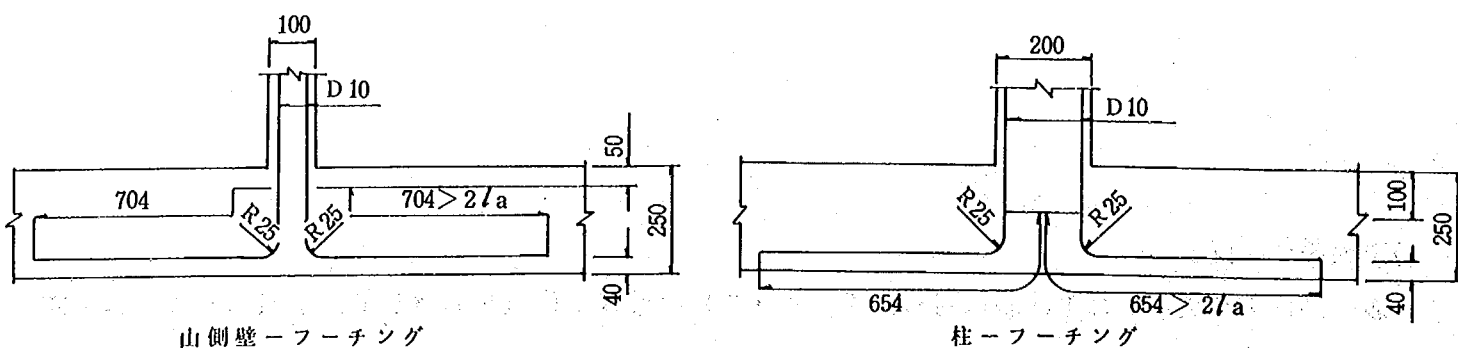


図-4.8 主鉄筋の配置 (Aタイプ) (単位 mm)

5) 主鉄筋のフーチングへの定着

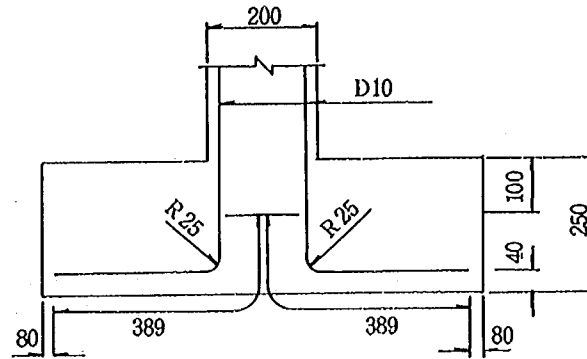
山側壁および谷側柱のフーチングとの剛接部では力の伝達を確実にするため、原則として道示Ⅲ12.5 図-解12.5.6(P269)に準ずる。ただし、柱の側方鉄筋については、構造上、規定の定着長が満足されないが、実験では落石位置が確定するため道路軸方向への曲げ（ねじれ）が生じにくい。したがって、柱の側方鉄筋については、フーチング内の定着長を可能な限りの長さとする。フーチングへの主鉄筋の定着を図-4.9に示す。

必要定着長（主鉄筋 D10） $2l/a = 64.2\text{cm} \approx 65\text{cm}$



(a) 山側壁または柱道路幅員方向

図-4.9 山側壁および柱の主鉄筋のフーチングへの定着



(b) 柱の道路軸方向

図-4.9 山側壁および柱の主鉄筋のフーチングへの定着

(3) セン断補強鉄筋の計算

1) セン断補強鉄筋の断面積の算定法は第1編と同じである。

2) セン断補強鉄筋の配置

a) スターラップの配置 (道示Ⅲ4.4.10)

● スターラップの鉄筋径は現実性を考慮し、主鉄筋の鉄筋径以下とする。

● スターラップの間隔

・ 計算上スターラップが必要な場合・・・部材の有効高の1/2以下

頂版 5cm以下

・ 規定上スターラップが必要な場合・・・部材の有効高の3/4以下

頂版 7.5cm以下, 山側壁 6cm以下

b) 帯鉄筋の配置 (道示Ⅲ4.4.11)

● 帯鉄筋の鉄筋径は現実性を考慮し、主鉄筋の鉄筋径以下とする。

● 帯鉄筋の間隔

部材断面の最小寸法の1/2以下, 軸方向鉄筋の直径の12倍以下

柱 12cm以下

c)断面計算結果

● 部材名	山側擁壁		
● 部材断面諸量			
部材幅	b (cm)		80.0
有効高さ	d (cm)		10.0
部材断面積	A (cm ²)		800
断面2次モーメント	I (cm ⁴)		6667
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)		5.0
● 外力より部材断面に作用する内部応力			
曲げモーメント	Md (kgf・cm)		70500
せん断力	S (kgf)		1335
軸方向力	N (kgf)		3212
● 許容応力度			
コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)		3.6
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)		1800
● コンクリートが負担できるせん断力	S _c (kgf)		
$S_c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d$	=		1440
● せん断鉄筋が負担するせん断力	S _h (kgf)		
$S_h = S - S_c$	=		-105
● せん断補強鉄筋間隔(鉛直方向)	a (cm)		6.0
● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向)	a ₀ (cm)		18.0
◎ せん断補強鉄筋の必要量	ΣA_w (cm ²)		
$\Sigma A_w = 1.15 \cdot S_h \cdot a / (\sigma_s \cdot d)$	=		-0.040
◎ 1本当たりの必要鉄筋量	A _w = $\Sigma A_w / (b / a_0)$		
	=		-0.009
◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より			
$0.002 a b / (b / a_0)$	=		0.216
$0.0015 a b / (b / a_0)$	=		0.162
$0.0025 a b / (b / a_0)$	=		0.270
◎ 使用鉄筋	D 6	断面積 (cm ²)	0.317
例	D 1 3	1.267 cm ²	
	D 1 6	1.986 cm ²	
	D 1 9	2.865 cm ²	
	D 2 2	3.871 cm ²	
◎ せん断補強鉄筋比	ρ		0.00293

● 部材名	頂 版 ($A_s' = D6ctc60, A_s = D6ctc30$)		
● 部材断面諸量			
部材幅	b (cm)		80.0
有効高さ	d (cm)		10.0
部材断面積	A (cm ²)		800
断面2次モーメント	I (cm ⁴)		6667
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)		6.0
● 外力より部材断面に作用する内部応力			
曲げモーメント	Md (kgf·cm)		35100
せん断力	S (kgf)		5320
軸方向力	N (kgf)		604
● 許容応力度			
コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)		3.6
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)		1800
● コンクリートが負担できるせん断力	S_c (kgf)		
	$S_c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d$	=	1440
● せん断鉄筋が負担するせん断力	S_h (kgf)		
	$S_h = S - S_c$	=	3880
● せん断補強鉄筋間隔(道路幅員方向)	a (cm)		5.0
● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向)	a ₀ (cm)		18.0
◎ せん断補強鉄筋の必要量	ΣA_w (cm ²)		
	$\Sigma A_w = 1.15 \cdot S_h \cdot a / (\sigma_s \cdot d)$	=	1.239
◎ 1本当たりの必要鉄筋量	$A_w = \Sigma A_w / (b / a_0)$	=	0.279
◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より	$0.002 a b / (b / a_0)$	=	0.180
◎ 使用鉄筋	D 6	断面積 (cm ²)	0.317
例	D 1 3	1.267 cm ²	
	D 1 6	1.986 cm ²	
	D 1 9	2.865 cm ²	
	D 2 2	3.871 cm ²	
◎ せん断補強鉄筋比	ρ		0.00352

● 部材名	柱		
● 部材断面諸量			
部材幅	b (cm)	20.0	
有効高さ	d (cm)	18.0	
部材断面積	A (cm ²)	360	
断面2次モーメント	I (cm ⁴)	9720	
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)	10.0	
● 外力より部材断面に作用する内部応力			
曲げモーメント	Md (kgf·cm)	91800	
せん断力	S (kgf)	1335	
軸方向力	N (kgf)	3434	
● 許容応力度			
コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)	3.6	
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)	1800	
● コンクリートが負担できるせん断力	S _c (kgf)		
$S_c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d$	=	648	
● せん断鉄筋が負担するせん断力	S _h (kgf)		
$S_h = S - S_c$	=	687	
● せん断補強鉄筋間隔(鉛直方向)	a (cm)	9.0	
● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向)	a ₀ (cm)	10.0	
◎ せん断補強鉄筋の必要量	ΣA_w (cm ²)		
$\Sigma A_w = 1.15 \cdot S_h \cdot a / (\sigma_s \cdot d)$	=	0.219	
◎ 1本当たりの必要鉄筋量	$A_w = \Sigma A_w / (b / a_0)$	=	0.110
◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より			
$0.002 a b / (b / a_0)$	=	0.180	
$0.0015 a b / (b / a_0)$	=	0.135	
$0.0025 a b / (b / a_0)$	=	0.225	
◎ 使用鉄筋	D 6	断面積 (cm ²)	0.317
例	D 1 3	1.267 cm ²	
	D 1 6	1.986 cm ²	
	D 1 9	2.865 cm ²	
	D 2 2	3.871 cm ²	
◎ せん断補強鉄筋比	ρ	0.00352	

●頂版のスターラップの配置

頂版のスターラップは図-4.12のような形状をしており、図-4.13に示すように部材軸方向に5 cmピッチで配置されるが、ハンチ部では上側が引張縁となるため、ハンチの付け根から36 cmまではスターラップの開口部を下側とし、それ以外ではスターラップの開口部が上側を向くように配置する。

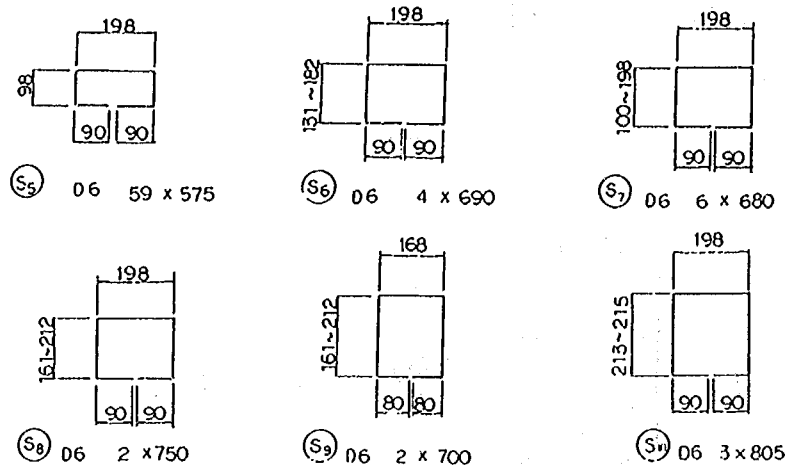


図-4.12 頂版のスターラップの形状

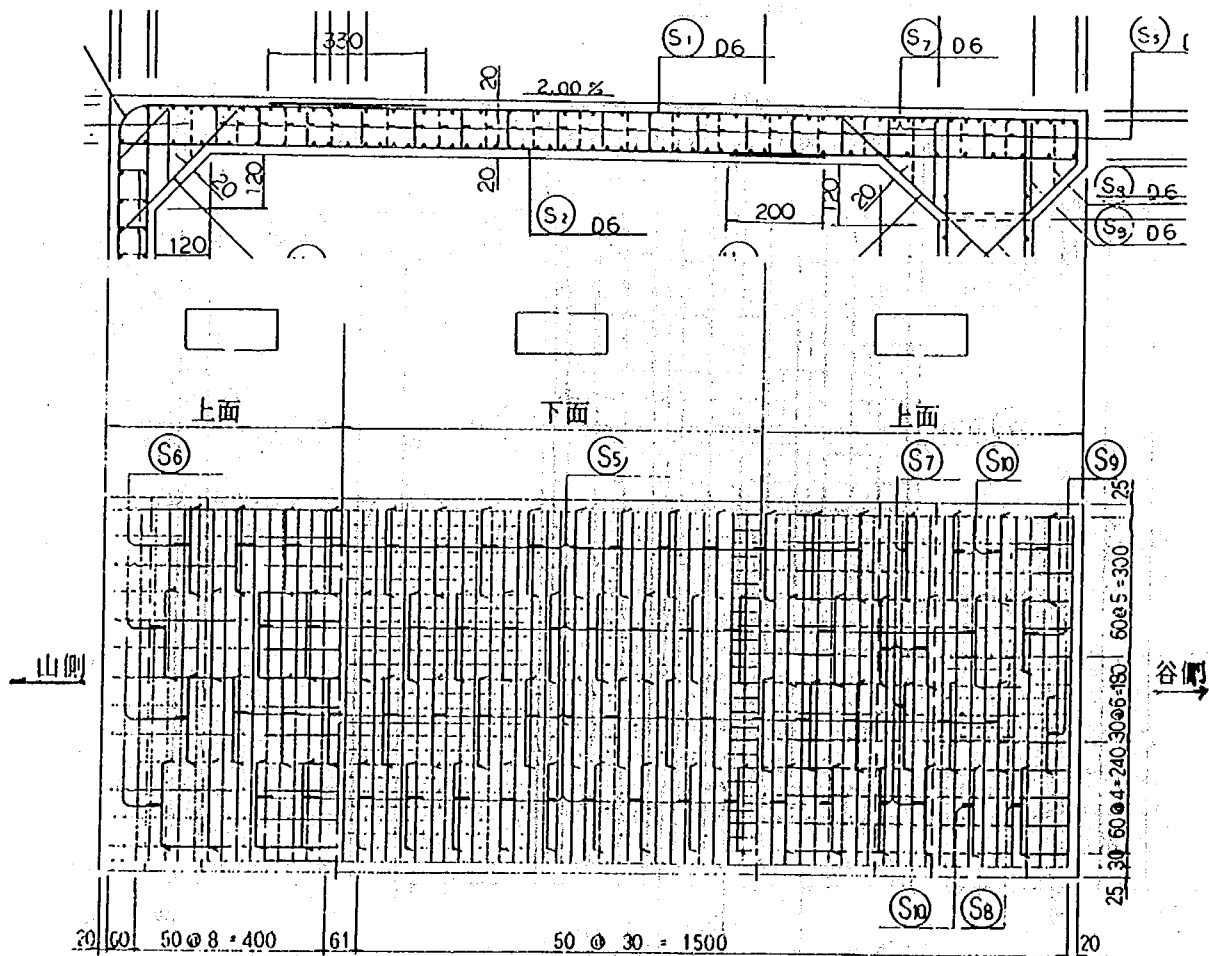


図-4.13 頂版のスターラップの配筋

●谷側柱の帯鉄筋の配置

柱の帯鉄筋は図14のような形状をしており、図-4.15に示すように鉛直方向に9 cmピッチで配置する。

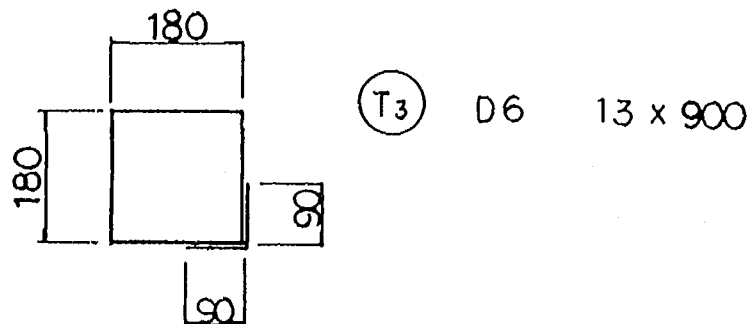


図-4.14 柱の帯鉄筋の形状

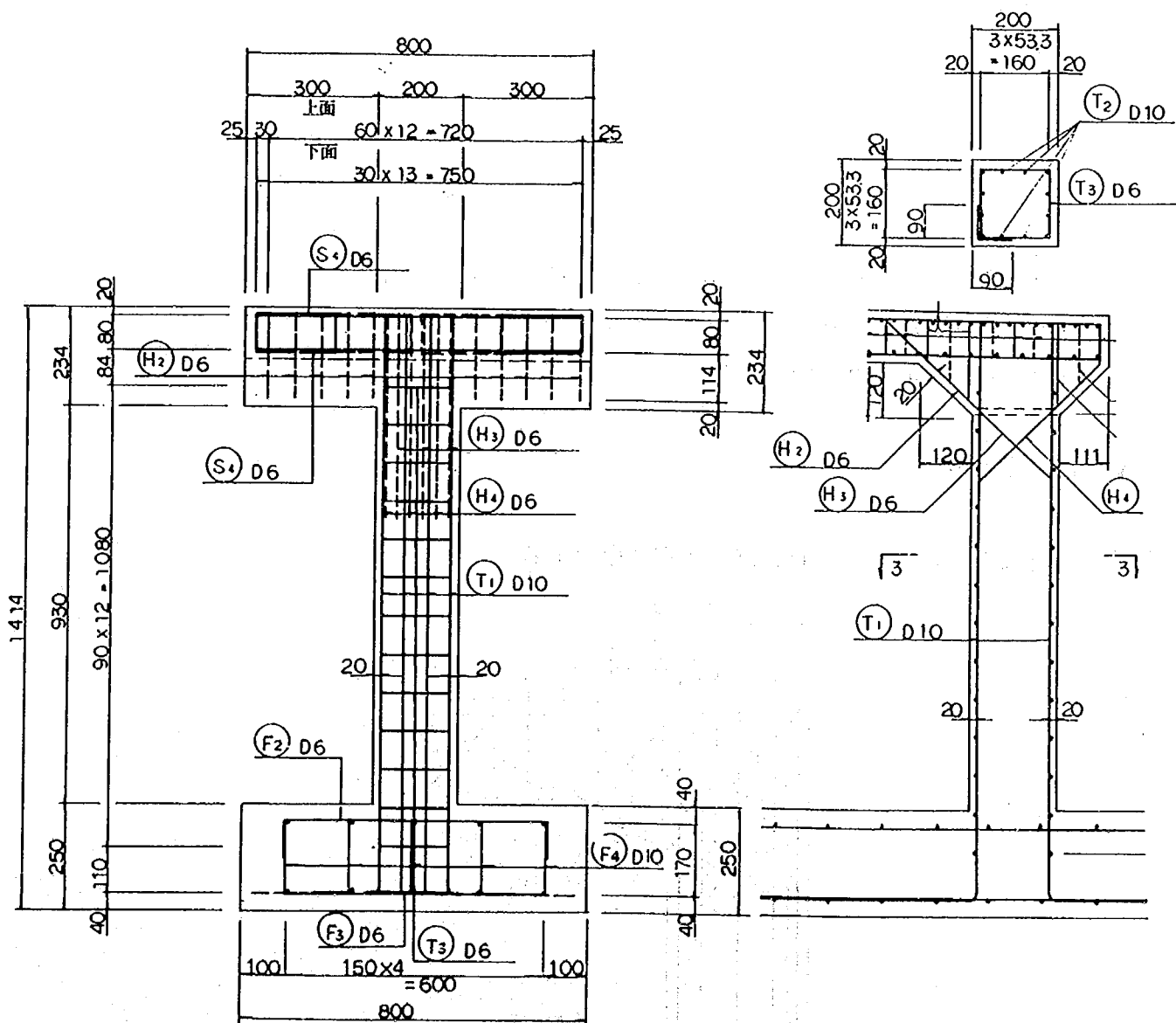


図-4.15 谷側柱の帯鉄筋の配置

(4) 押抜きせん断力の照査

- 落石衝撃力 6000kgf
- 落石荷重の分散 直径18cmの円形に分散 (分散円)
- 分散円の周長 $u = 18\text{cm} \times \pi = 56.549\text{cm}$
- 部材有効高 $d = 10\text{cm}$
- 設計断面の周長 $u_p = (18\text{cm} + 10\text{cm}) \times \pi = 87.964\text{cm}$
- 許容押抜きせん断応力度 落石時 $8.5\text{kgf/cm}^2 \times 1.5 = 12.75\text{kgf/cm}^2$
- ◎ 押抜きせん断力 $6000\text{kgf} / (87.964\text{cm} \times 10\text{cm}) = 6.821\text{kgf/cm}^2$
 $< 12.75\text{kgf/cm}^2$

したがって、許容応力状態での押抜きせん断は生じない。

● 押抜きせん断耐力

$$\begin{aligned}
 V_{pck} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p d \\
 &= 1.5 \times 1.010 \times 1.414 \times 8.694 \times 87.694 \times 10 \\
 &= 16335.893\text{kgf} = 16\text{tf}
 \end{aligned}$$

$$f_{pcd} = 0.6\sqrt{f_{ck}} = 8.694\text{kgf/cm}^2$$

$$\beta_d = 4\sqrt{100/d} = 1.778 \quad \beta_d > 1.5 \text{ となるため } \beta_d = 1.5$$

$$\beta_p = 3\sqrt{100/p} = 1.010$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25 u/d) = 1.414$$

(5) 隅角部の応力照査

1) 鉄筋の配置

隅角部の設計は下記に示す道示Ⅲ12.5の規定に準拠する。

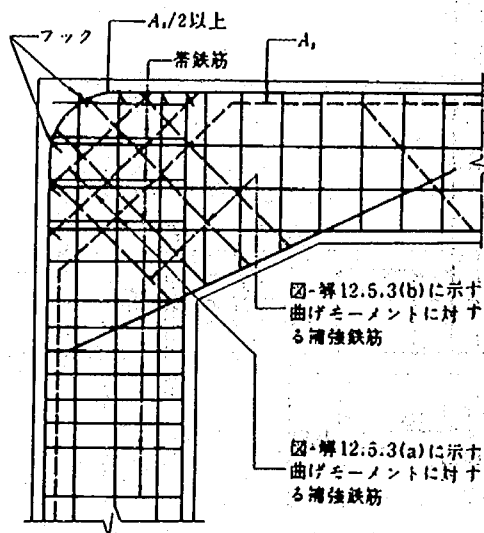


図-解 12.5.2 ラーメン端節点部の鉄筋の配置

また，道示Ⅲ4.4.13によりハンチに沿う鉄筋（D6）を配置する．ハンチに沿う鉄筋の定着長は道示Ⅲ4.4.4の図-解4.4.4(e)に準じて，鉄筋径D6の15倍（9cm）とする．

図-4.16に山側隅角部の配筋を示す．主鉄筋の折曲げ部は引張応力 σ_t が最大となる付近となるように配置する．ただし，スターラップは記載していない．

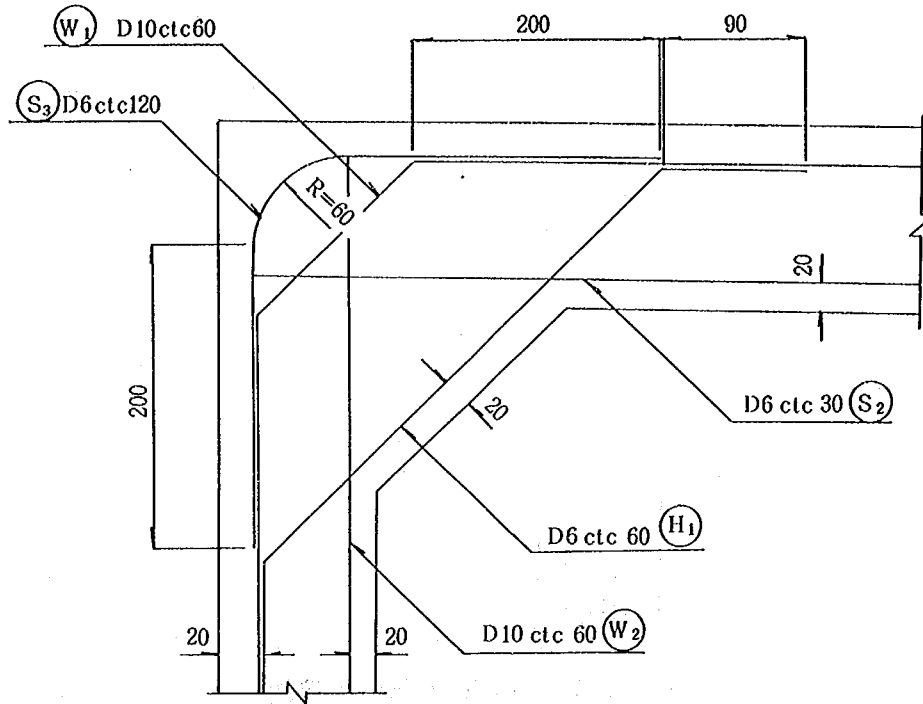


図-4.16 山側隅角部の鉄筋の配置

2) 曲げモーメントに対する補強鉄筋の計算

隅角部の曲げモーメントに対する補強鉄筋の計算は道示Ⅲ12.5 解12.5.2により算定されるが，隅角部の引張応力域に配置された鉄筋は補強鉄筋の一部と見なせる．図-4.17に山側隅角部の構造を示す．

●引張応力度の最大値 σ_{tmax}

$$\sigma_{tmax} = \frac{5 M_o}{R^2 W} = \frac{5 \times 0.948 \times 10^5}{22.939^2 \times 80} = 11.26 \text{ kgf/cm}^2$$

M_o : 節点曲げモーメント (kgf・cm)

R : 節点部対角線長 (cm)

W : 節点部奥行 (cm)

●補強鉄筋量

$$\Lambda_s = \frac{2 M_o}{R \sigma_{sa}} = \frac{2 \times 0.948 \times 10^5}{22.939 \times 2700} = 3.061 \text{ cm}^2$$

< 9.273 cm² (主鉄筋量)

σ_{sa} : 補強鉄筋の許容応力度 (kgf/cm²)

したがって、主鉄筋以外に補強鉄筋を配置する必要はない。

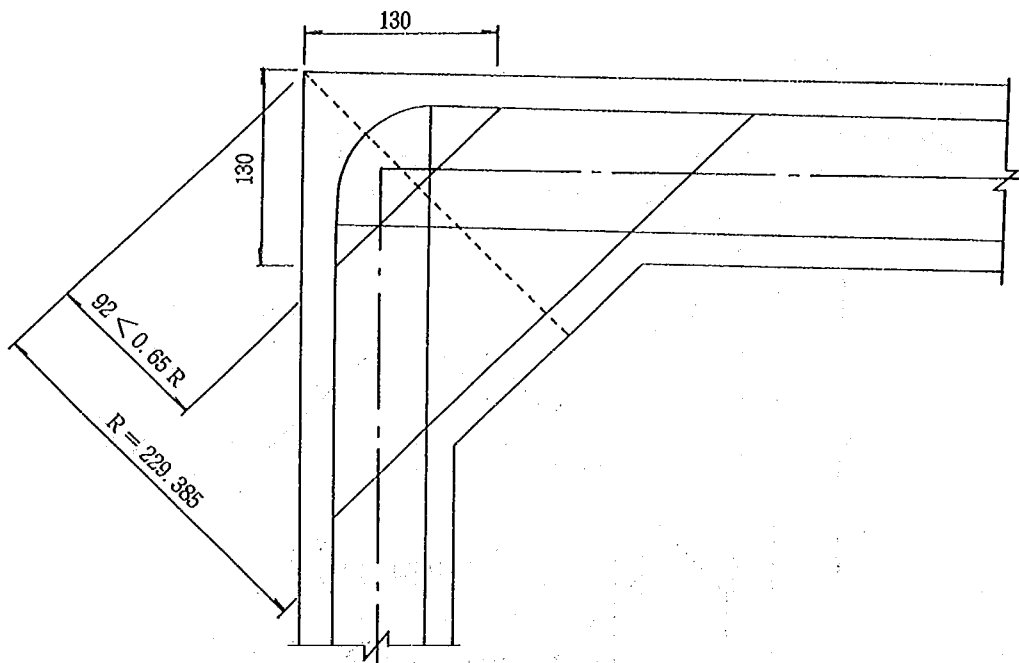


図-4.17 山側隅角部の構造図

5. 破壊計算 - Aタイプ -

5. 1 破壊荷重の解析方法

部材断面が破壊もしくは降伏状態に達するときの落石荷重（破壊荷重）を解析するが、解析上、ロックシェッド上に作用する落石位置を図-5.1のように、頂版の山側および谷側のハンチ端部と頂版中央の3カ所のいずれかに 9tf, 12tf, 15tf および 18tf の落石衝撃力を作用させて、そのときの内部応力と部材の破壊耐力を図および表で比較して破壊解析を行った。曲げおよびせん断に対する破壊解析の方法については後述する。

先述の落石衝撃力で破壊が確認できない場合は、部材の内部応力が落石衝撃力に比例するという仮定のもとで、比例配分して算定した。

なお、構造解析において、より現実的な構造とするため、隅角部に剛域を設定した。

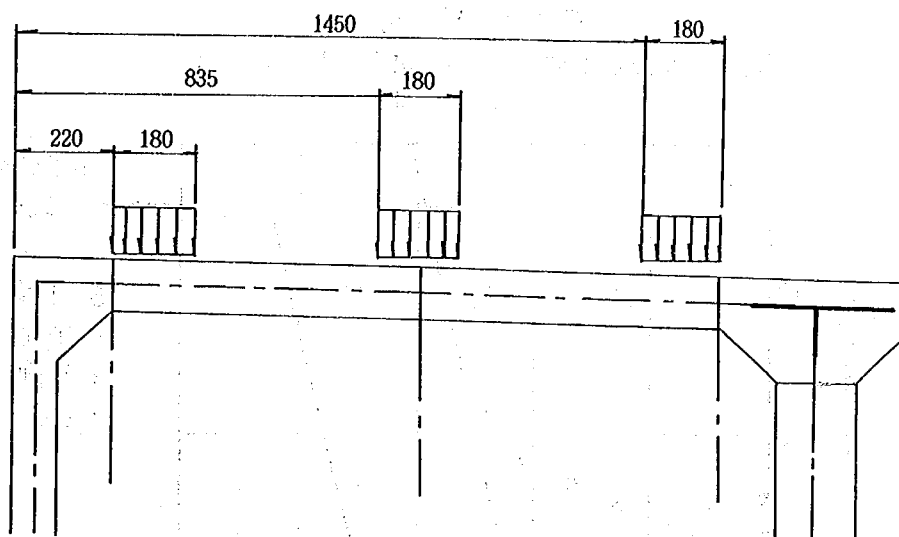


図-5.1 破壊解析の落石作用位置

5. 2 曲げ破壊の検討

曲げモーメントと軸力を受ける部材の破壊の検討はコンクリート標準示方書〔平成3年度版〕設計編6.2の断面耐力の手法により解析する。

基本仮定、曲げ破壊のメカニズム、降伏開始点、強度破壊点の考え方は、第1編と同様である。

(1) Aタイプの解析結果

Aタイプのロックシェッドの各部材断面の破壊および降伏曲線と落石衝撃力9tf, 12tf, 15tfおよび18tfによる内部応力(曲げモーメント・軸力)の関係を図-5.2~図-5.10に各部材ごとに示す。図中、実線は破壊曲線であり、一点鎖線は降伏曲線であり、点線は降伏開始曲線である。また、○は頂版中央への落石、●は谷側ハンチ端部への落石、△は山側ハンチ端部への落石であり、左から落石衝撃力が9tf, 12tf, 15tfおよび18tfのときの値である。

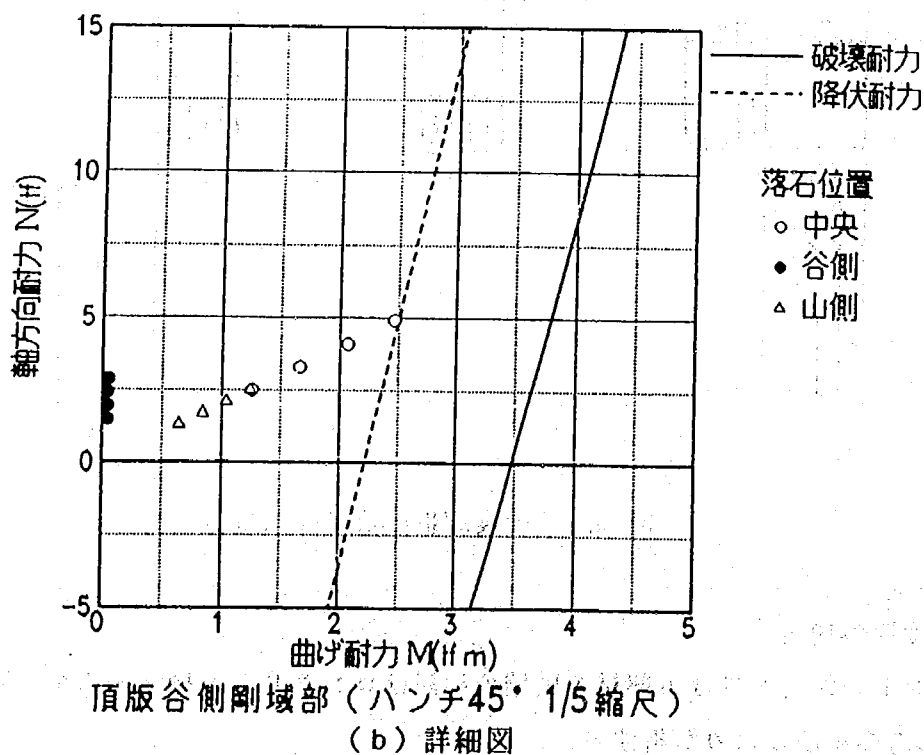
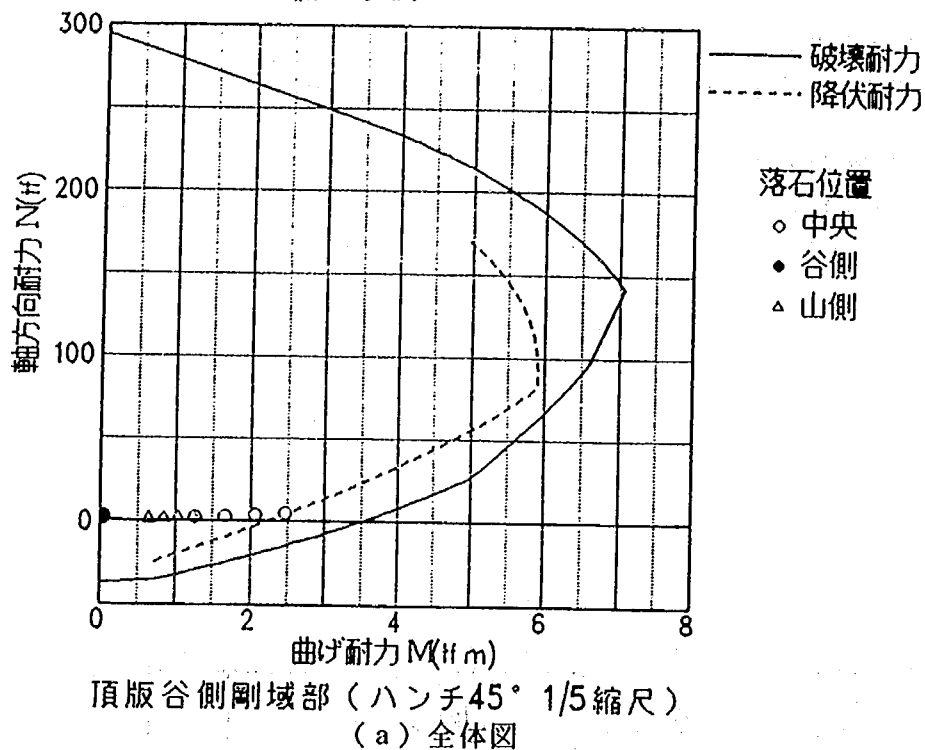
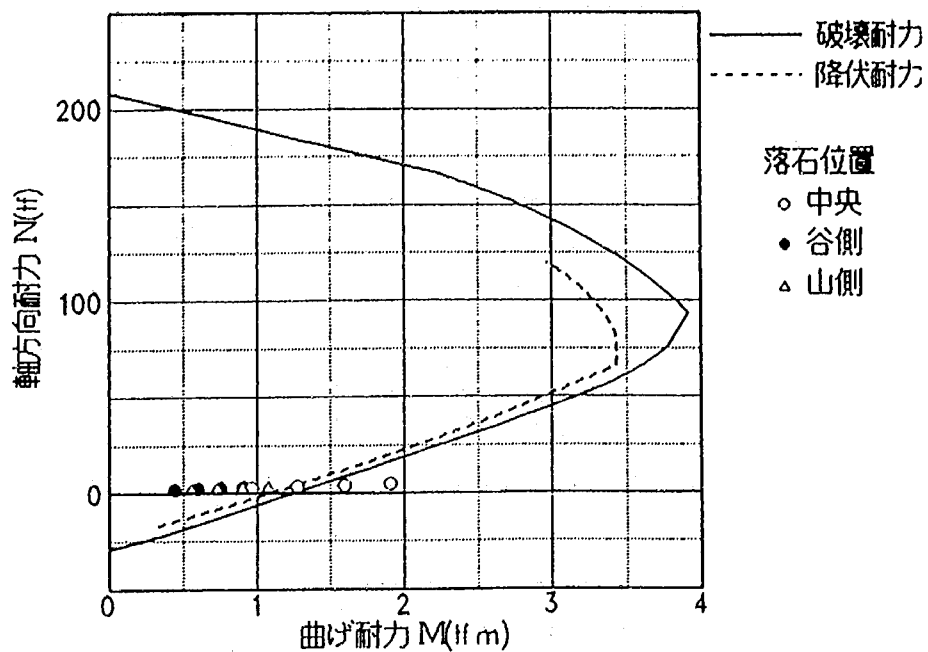
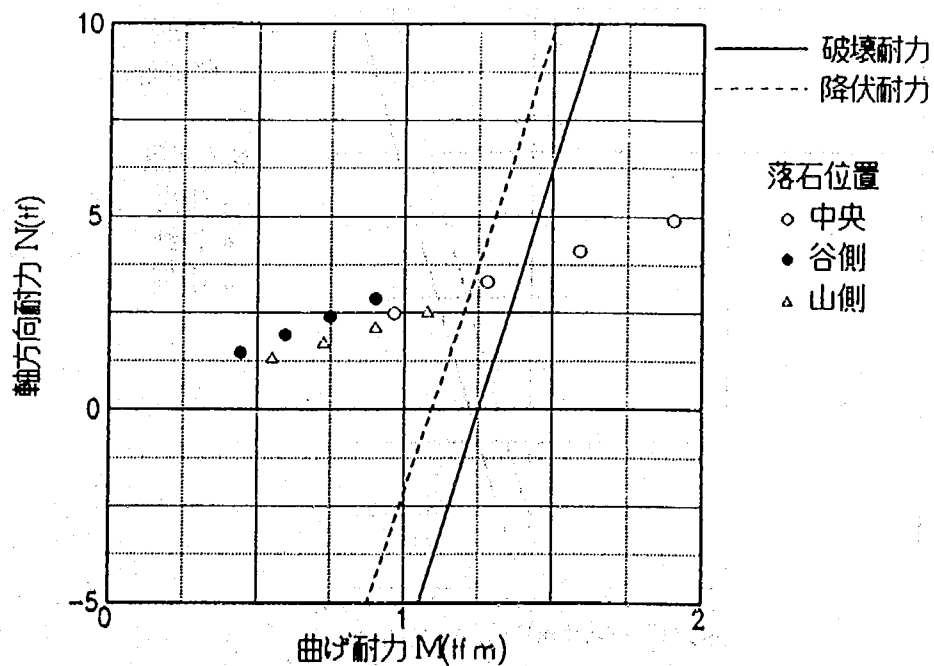


図-5.2 頂版谷側剛域部の曲げ破壊照査



頂版谷側ハンチ部（ハンチ45° 縮尺1/5）

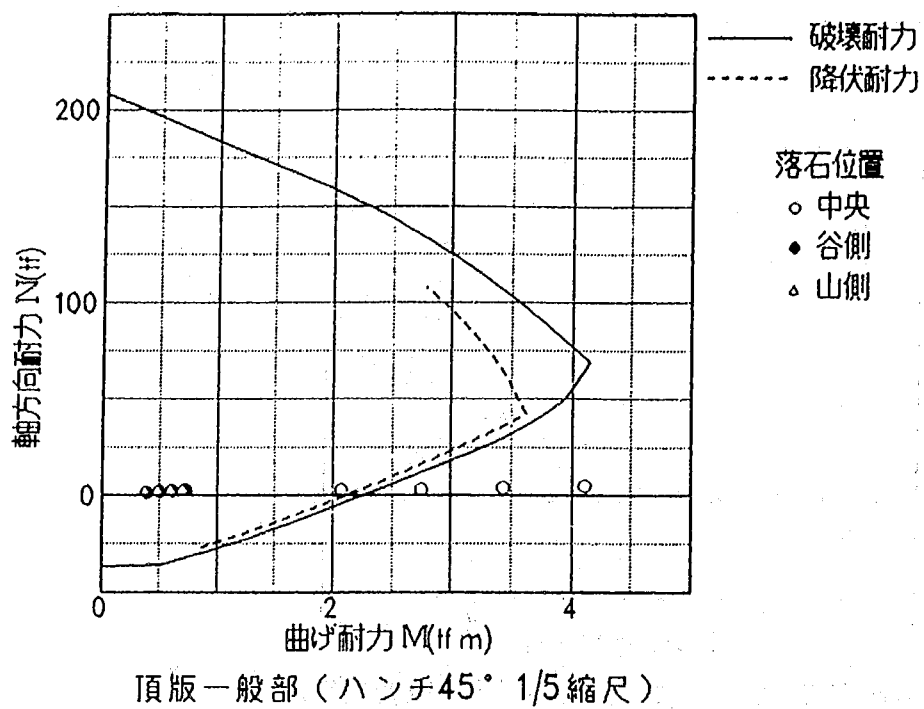
（a）全体図



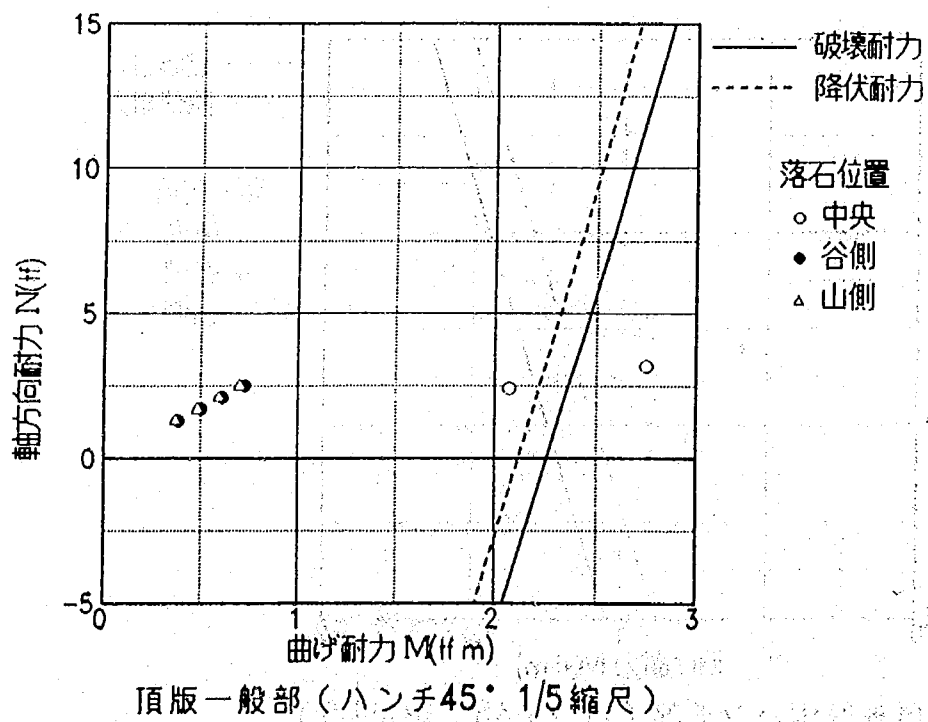
頂版谷側ハンチ部（ハンチ45° 縮尺1/5）

（b）詳細図

図-5.3 頂版谷側ハンチ部の曲げ破壊照査

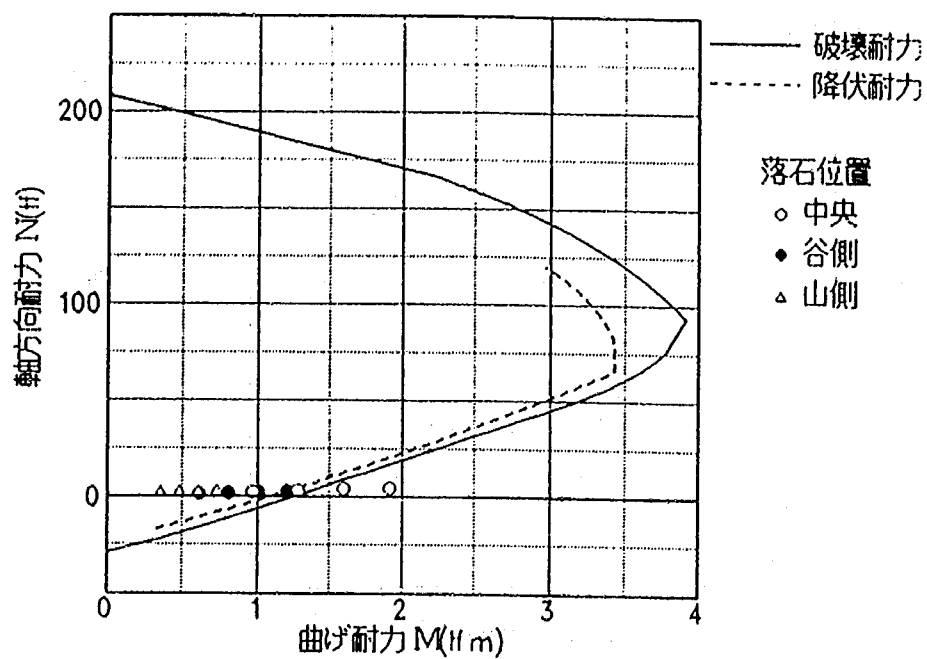


(a) 全体図



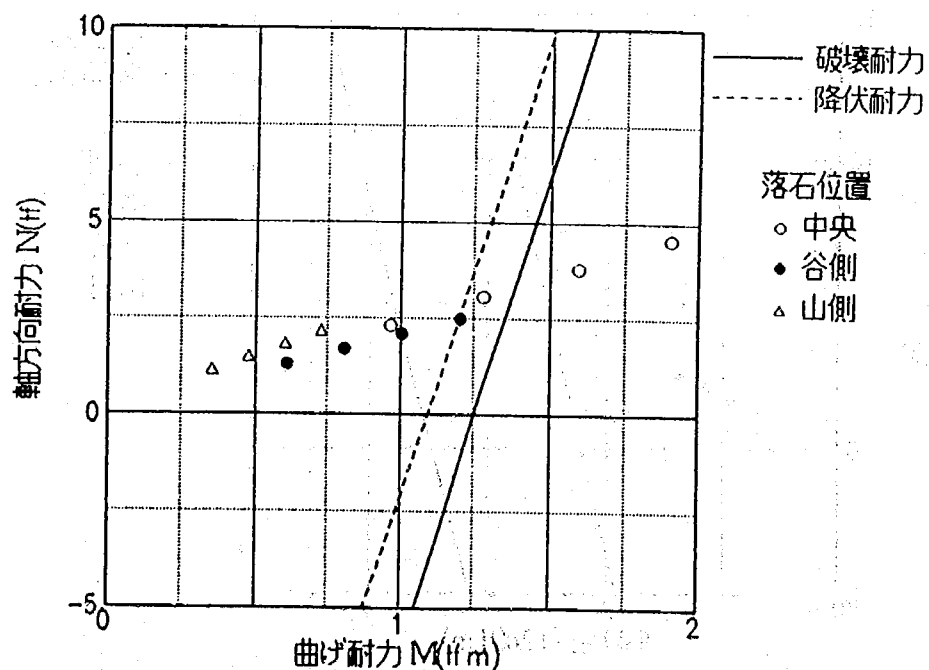
(b) 詳細図

図-5.4 頂版一般部の曲げ破壊照査



頂版山側ハンチ部 (ハンチ45° 縮尺1/5)

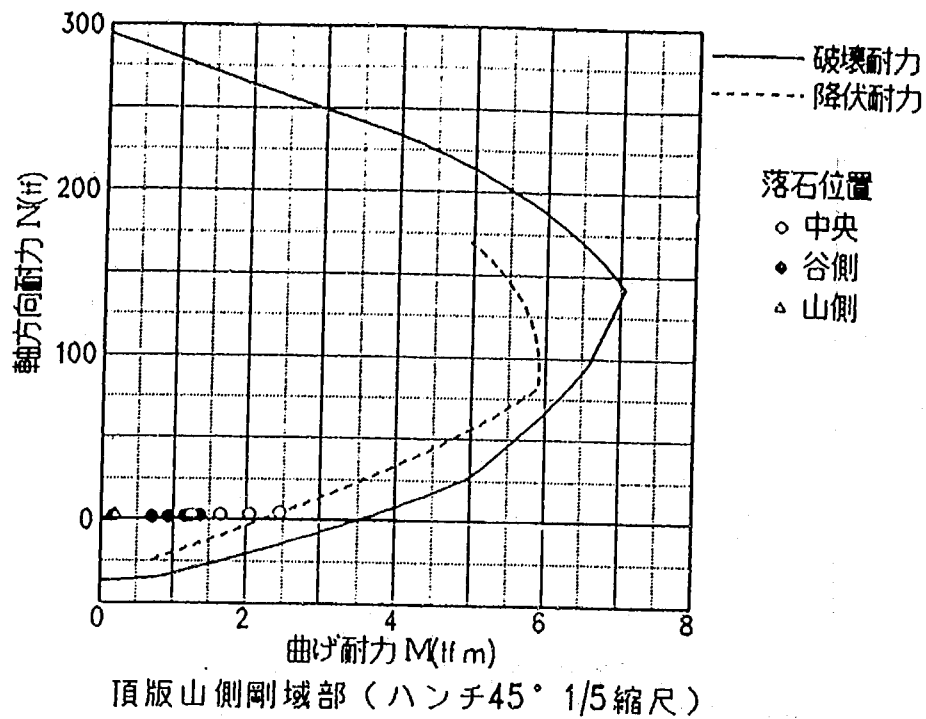
(a) 全体図



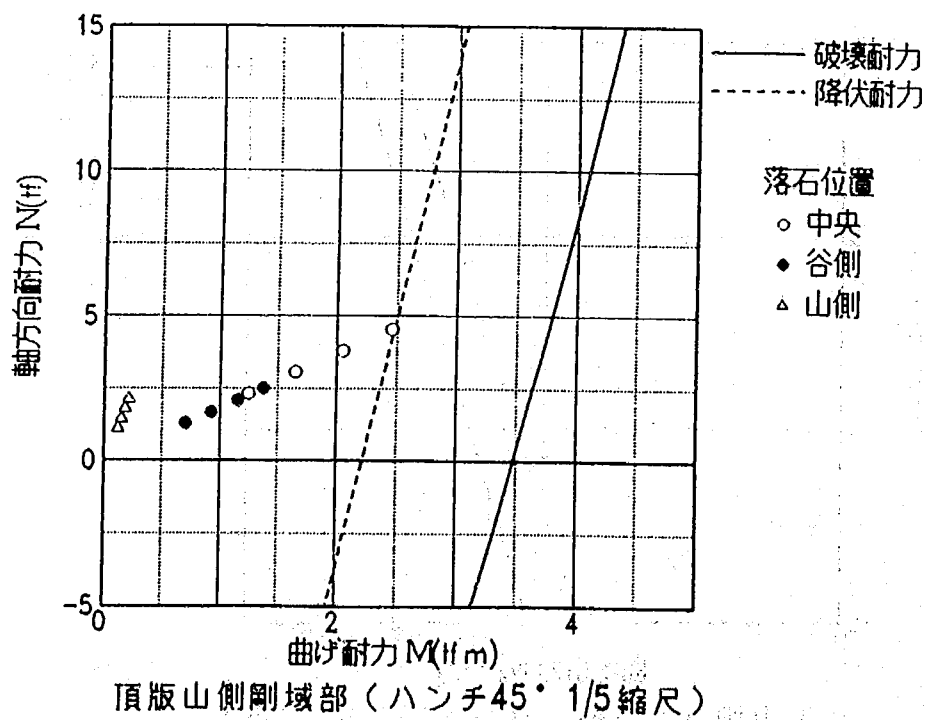
頂版山側ハンチ部 (ハンチ45° 縮尺1/5)

(b) 詳細図

図-5.5 頂版山側ハンチ部の曲げ破壊照査



(a) 全体図



(b) 詳細図

図-5.6 頂版山側剛域部の曲げ破壊照査

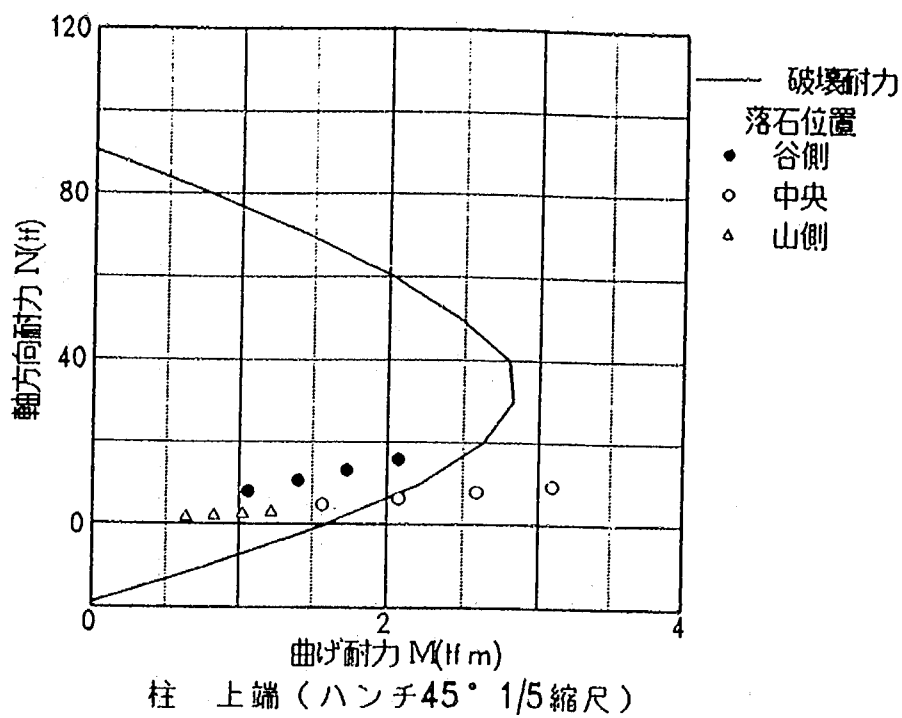


図-5.7 柱上端の曲げ破壊照査

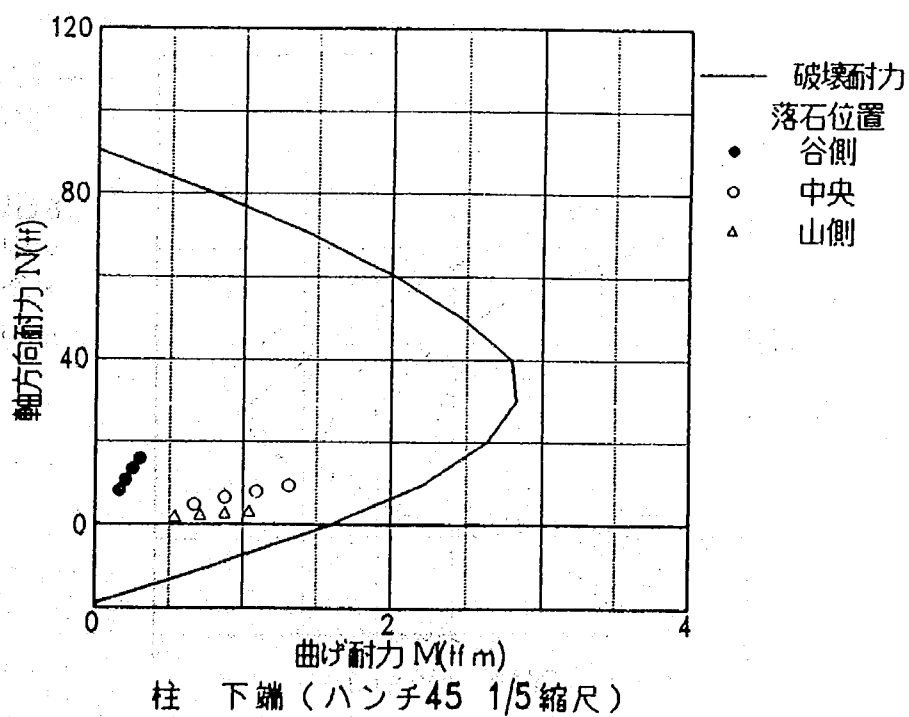


図-5.8 柱下端の曲げ破壊照査

山側壁では，許容応力度設計により決定した断面では，破壊耐力が小さいため，部材高を60cm（鉄筋D 6 etc60）の場合と使用鉄筋をD 10etc60（部材高50cm）の場合についても検討した。

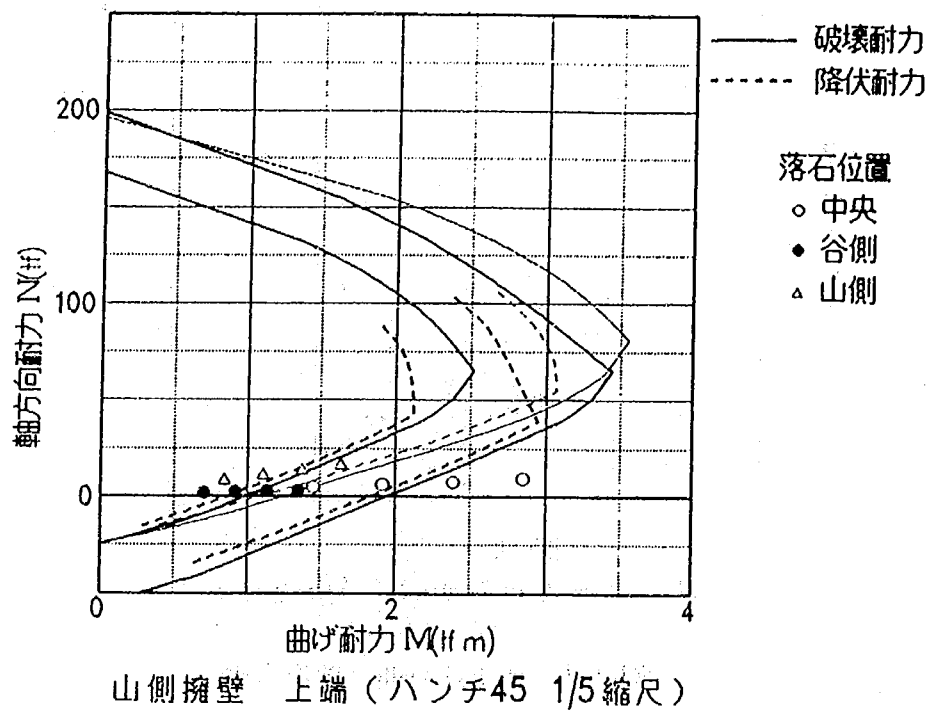


図-5.9 山側壁の曲げ破壊照査

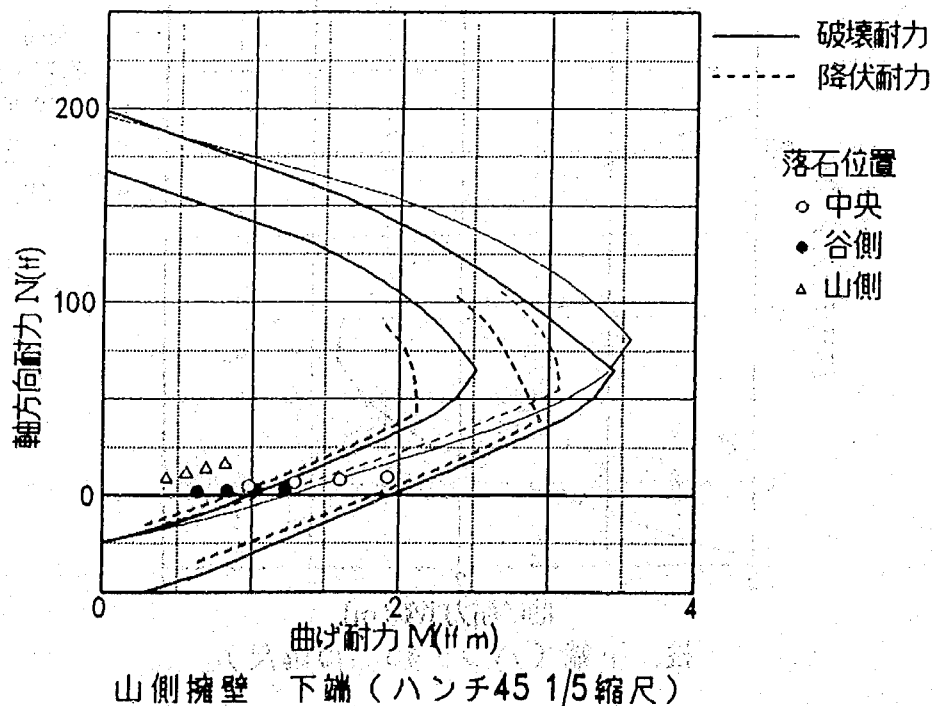


図-5.10 山側壁下端の曲げ破壊照査

5. 3 せん断破壊の検討

(1) せん断破壊の解析方法

せん断力に対する破壊の検討方法は、第1編と同様である。

(2) Aタイプの解析結果

4. 5 (3) で決定したせん断補強鉄筋によるAタイプのロックシェッドの各部材断面のせん断破壊の検討結果を表7に各部材ごとに示す。

表-5.1 せん断破壊照査 (せん断補強鉄筋比 $\rho = 0.352\%$)

(a) 落石載荷位置 谷側ハンチ

RCロックシェッドのせん断破壊照査

設計落石荷重
ハンチ

6 tf
45°

落石作用位置

谷側

せん断鉄筋比

0.00352

せん断鉄筋間隔

延長方向

せん断鉄筋

D 6

18 幅員方向

5

谷側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.439	1.465	7.863	12.097
12	0.593	1.929	10.427	12.088
15	0.746	2.392	12.991	12.084
18	0.900	2.855	15.555	12.080

柱上端

荷重	M	N	S	Vyk
9	1.059	8.095	1.308	6.814
12	1.396	10.668	1.720	6.814
15	1.734	13.241	2.132	6.813
18	2.072	15.814	2.544	6.813

谷側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.041	1.466	7.881	27.892
12	0.044	1.930	10.445	27.892
15	0.047	2.393	13.009	27.892
18	0.049	2.856	15.573	27.892

柱下端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.157	8.188	1.308	9.095
12	0.202	10.761	1.720	9.095
15	0.248	13.334	2.132	9.095
18	0.294	15.907	2.544	9.095

桁中央部

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.381	1.282	1.320	10.222
12	0.495	1.685	1.760	10.227
15	0.609	2.088	2.201	10.231
18	0.723	2.492	2.641	10.233

山側擁壁上端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.695	1.545	1.308	10.433
12	0.912	1.977	1.720	10.427
15	1.129	2.409	2.132	10.424
18	1.345	2.841	2.544	10.422

山側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.610	1.278	1.489	11.969
12	0.806	1.681	1.929	11.968
15	1.003	2.084	2.370	11.967
18	1.199	2.488	2.810	11.967

山側擁壁下端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.626	1.747	1.308	10.488
12	0.825	2.179	1.720	10.473
15	1.024	2.611	2.132	10.464
18	1.222	3.043	2.544	10.459

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.697	1.278	1.506	23.549
12	0.920	1.681	1.946	23.547
15	1.143	2.084	2.387	23.546
18	1.365	2.488	2.827	23.546

表-5.1 せん断破壊照査 (せん断補強鉄筋比 $\rho = 0.352\%$)

(b) 落石載荷位置 頂版中央

RCロックシェットのせん断破壊照査

設計落石荷重

6 tf

落石作用位置

中央

ハンチ

45°

せん断鉄筋比

0.00352

せん断鉄筋

D 6

せん断鉄筋間隔

延長方向

18 幅員方向

5

谷側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.963	2.493	4.675	12.020
12	1.276	3.299	6.176	12.020
15	1.590	4.105	7.678	12.019
18	1.903	4.911	9.179	12.019

柱上端

荷重	M	N	S	Vyk
9	1.568	4.929	2.399	6.355
12	2.075	6.446	3.175	6.351
15	2.583	7.963	3.951	6.349
18	3.090	9.480	4.726	6.347

谷側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	1.248	2.494	4.693	21.276
12	1.654	3.300	6.194	21.275
15	2.059	4.106	7.696	21.275
18	2.464	4.912	9.197	21.275

柱下端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.662	5.022	2.399	6.808
12	0.876	6.539	3.175	6.796
15	1.090	8.056	3.951	6.788
18	1.304	9.573	4.726	6.783

桁中央部

荷重	M	N	S	Vyk
9	2.071	2.400	0.009	9.936
12	2.749	3.175	0.012	9.936
15	3.426	3.951	0.016	9.936
18	4.104	4.727	0.019	9.935

山側擁壁上端

荷重	M	N	S	Vyk
9	1.448	4.711	2.399	10.533
12	1.915	6.199	3.175	10.531
15	2.383	7.687	3.951	10.530
18	2.851	9.175	4.726	10.529

山側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.964	2.306	4.677	12.000
12	1.279	3.051	6.180	11.999
15	1.594	3.797	7.683	11.999
18	1.908	4.543	9.186	11.999

山側擁壁下端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.974	4.913	2.399	10.706
12	1.289	6.401	3.175	10.698
15	1.604	7.889	3.951	10.694
18	1.919	9.377	4.726	10.691

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	1.240	2.306	4.694	23.556
12	1.644	3.051	6.197	23.555
15	2.047	3.797	7.700	23.555
18	2.450	4.543	9.203	23.555

表-5.1 せん断破壊照査 (せん断補強鉄筋比 $\rho = 0.352\%$)

(c) 落石載荷位置 山側ハンチ

RCロックシェットのせん断破壊照査

設計落石荷重 6 tf
ハンチ 45°

落石作用位置 山側
せん断鉄筋比 0.00352
せん断鉄筋間隔 延長方向

せん断鉄筋 D 6
18 幅員方向 5

谷側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.549	1.280	1.385	11.994
12	0.724	1.682	1.790	11.993
15	0.900	2.084	2.195	11.992
18	1.076	2.485	2.599	11.991

柱上端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.632	1.615	1.253	6.295
12	0.828	2.028	1.646	6.284
15	1.023	2.440	2.040	6.278
18	1.219	2.853	2.433	6.273

谷側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.634	1.281	1.403	21.281
12	0.834	1.683	1.808	21.280
15	1.034	2.085	2.213	21.280
18	1.235	2.486	2.617	21.279

柱下端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.532	1.708	1.253	6.362
12	0.702	2.121	1.646	6.343
15	0.873	2.533	2.040	6.330
18	1.043	2.946	2.433	6.323

桁中央部

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.369	1.277	1.215	10.235
12	0.478	1.679	1.620	10.241
15	0.588	2.081	2.025	10.245
18	0.698	2.482	2.429	10.247

山側擁壁上端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.842	8.025	1.253	11.141
12	1.108	10.617	1.646	11.146
15	1.374	13.210	2.040	11.149
18	1.640	15.802	2.433	11.151

山側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.353	1.093	7.967	12.072
12	0.477	1.434	10.357	12.063
15	0.602	1.776	13.166	12.057
18	0.726	2.118	15.766	12.054

山側擁壁下端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.422	8.227	1.253	12.106
12	0.553	10.819	1.646	12.112
15	0.685	13.412	2.040	12.114
18	0.816	16.004	2.433	12.117

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.117	1.093	7.984	25.627
12	0.146	1.434	10.584	25.760
15	0.175	1.776	13.183	25.850
18	0.204	2.118	15.783	25.915

5. 4 破壊のメカニズムとせん断補強の効果

4. 5 (3) で決定したせん断補強鉄筋の道路軸方向および道路軸直角方向のスターラップの間隔を規定値内でせん断補強鉄筋比を増大し，せん断耐力の向上について検討する．スターラップの鉄筋径はD 6 より変更しない．

頂版のせん断補強鉄筋比の増大は，表-5.2のとおりとする．

●せん断補強鉄筋比 ρ

$$\rho = A_w / (a_o \times a)$$

A_w : せん断補強鉄筋 1 本あたりの断面積

表-5.2 頂版のせん断補強鉄筋比とスターラップの間隔

せん断補強鉄筋比 ρ (%)	スターラップの間隔 (mm)	
	道路軸方向 a_o	道路軸直角方向 a
0. 5 8 6	1 8 0	3 0
0. 6 6 0	1 2 0	4 0
0. 8 8 0	1 2 0	3 0

図-5.5～図-5.13の曲げ破壊照査により得られた破壊荷重とせん断破壊照査により得られた破壊荷重を表-5.3にまとめる．

谷側に落石が作用した場合，山側壁の下端が落石衝撃力13.6tfで曲げ降伏し，塑性ヒンジが生じる．しかし，実寸法の構造ではこのような破壊が先行的に生じることは考え難いため，山側壁の断面構造には再検討の余地がある．

中央に落石が生じた場合も谷側への落石と同様に山側壁の下端が先行的に曲げ降伏し，せん断破壊の先行は見られない．

山側に落石が作用した場合，山側ハンチ部のせん断破壊が先行するが，せん断補強鉄筋比を $\rho = 0.586$ とすることにより，山側壁上端の曲げ降伏が先行するようになる．

表-5.3 破壊荷重とせん断補強の効果

(a) 落石荷重作用位置 谷側

照査箇所	破壊荷重(tf)					
	曲げ破壊荷重		せん断破壊荷重			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比(%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	—	—	32.4	43.2	46.6	56.7
谷側ハンチ	26.7	30.0	13.9	19.1	20.7	25.5
曲げ最大	60.6	71.4	70.0	70.0	81.8	81.8
山側ハンチ	18.0	20.5	80.4	110.3	119.6	147.7
山側剛域	30.6	54.0	143.5	206.3	226.0	284.2
柱上端	—	22.9	49.1	49.1	49.1	49.1
柱下端	—	—	65.7	65.7	65.7	65.7
山側壁上端	13.7	15.9	64.9	64.9	64.9	64.9
山側壁下端	13.6	15.8	64.6	64.6	64.6	64.6

(b) 落石荷重作用位置 中央

照査箇所	破壊荷重(tf)					
	曲げ破壊荷重		せん断破壊荷重			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比(%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	19.2	30.0	42.2	60.5	66.3	83.6
谷側ハンチ	12.3	13.8	23.7	32.5	35.2	43.5
曲げ最大	9.6	10.3	7455	7455	11587	11587
山側ハンチ	11.3	12.9	23.6	32.4	35.2	43.4
山側剛域	18.0	28.2	42.0	60.4	66.2	83.4
柱上端	—	11.0	24.3	24.3	24.3	24.3
柱下端	—	16.8	25.9	25.9	25.9	25.9
山側壁上端	7.5	8.1	34.8	34.8	34.8	34.8
山側壁下端	9.5	11.0	35.3	35.3	35.3	35.3

(c) 落石荷重作用位置 山側

照査箇所	破壊荷重(tf)					
	曲げ破壊荷重		せん断破壊荷重			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比(%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	38.4	59.4	156.2	225.0	245.8	310.5
谷側ハンチ	21.6	24.3	87.6	120.5	130.7	161.0
曲げ最大	66.7	72.0	76.3	76.3	88.7	88.7
山側ハンチ	30.7	35.0	13.8	13.8	20.4	25.1
山側剛域	—	—	26.5	37.4	40.8	50.9
柱上端	—	26.7	46.9	46.9	46.9	46.9
柱下端	—	33.0	47.2	47.2	47.2	47.2
山側壁上端	15.8	17.8	72.5	72.5	72.5	72.5
山側壁下端	46.3	51.4	78.4	78.4	78.4	78.4

5. 5 山側壁の断面構造と破壊形態

実寸法の場合、山側壁背面の土圧または岩盤、および埋戻しコンクリートの抵抗により、鉛直下向きの落石では山側壁および柱の破壊が先行するような曲げモーメントは生じない。しかし、1/5縮尺の実験では山側壁背面の土圧や岩盤および埋戻しコンクリートがないため、山側壁に過大な曲げモーメントが生じる。したがって、鉄筋比および断面の縮尺を無視して補強した構造を表-5.4に検討する。検討ケースは使用主鉄筋(D6)・部材高(60cm)の場合と使用主鉄筋(D10)・部材高(50cm)の場合の2通りで、曲げ破壊の検討はすでに、図-5.12および図-5.13でなされている。いずれの場合も、鉄筋間隔の変更は行わない。

表-5.4より使用主鉄筋(D10)・部材高(50cm)の場合に山側壁の先行的な破壊が発生せず、現実の破壊形態に近似することから山側壁の主鉄筋については1/5縮尺を無視し、部材高を50cmとし、使用主鉄筋をD10とする。

表-5.5に山側壁の主鉄筋を変更した後の破壊荷重とせん断補強鉄筋の効果を示す。(a)および(c)の谷側および山側のハンチ付近への落石に対して、せん断破壊の先行が確認され、(c)の山側のハンチ付近への落石についてはせん断補強鉄筋比を $\rho = 0.66\%$ 以上とすることにより、せん断破壊の先行が防止できるが、(a)の谷側のハンチ付近への落石についてはせん断補強鉄筋比を $\rho = 0.88\%$ としても、せん断破壊の先行が防止できず、せん断破壊の先行を防止するには、せん断補強鉄筋比を $\rho = 1\%$ 以上にしなければならない。

表-5.4 断面構造変化にともなう山側壁の破壊荷重の変化

(a) 山側壁上端

落石位置	部材高 (cm)	使用鉄筋	破壊荷重(tf)			他の部位の最小破壊荷重	
			曲げ破壊		せん断破壊 $\rho = 0.352$	曲げ降伏 (破壊箇所)	せん断破壊 (破壊箇所)
			降伏	破壊			
谷側	50	D6	13.7	15.9	64.9	18.0 (山側ハッチ)	13.9 (谷側ハッチ)
	60	D6	18.0	20.6			
	50	D10	30.0	31.7			
中央	50	D6	7.5	8.1	34.8	9.6 (頂版中央)	23.7 (谷側ハッチ)
	60	D6	8.9	9.6			
	50	D10	14.1	15.0			
山側	50	D6	15.8	17.8	72.5	20.1 (谷側ハッチ)	13.8 (山側ハッチ)
	60	D6	23.0	26.3			
	50	D10	31.8	34.0			

(b) 山側壁下端

落石位置	部材高 (cm)	使用鉄筋	破壊荷重			他の部位の最小破壊荷重	
			曲げ破壊		せん断破壊 $\rho = 0.352$	曲げ破壊 (破壊箇所)	せん断破壊 (破壊箇所)
			降伏	破壊			
谷側	50	D6	13.6	15.8	64.6	18.0 (山側ハッチ)	13.9 (谷側ハッチ)
	60	D6	18.0	20.1			
	50	D10	29.6	31.7			
中央	50	D6	9.5	11.0	35.3	9.6 (頂版中央)	23.7 (谷側ハッチ)
	60	D6	13.0	14.5			
	50	D10	20.5	21.5			
山側	50	D6	46.3	51.4	78.4	20.1 (谷側ハッチ)	13.8 (山側ハッチ)
	60	D6	66.0	78.9			
	50	D10	71.1	78.9			

表-5.5 山側壁の主鉄筋変更後の破壊荷重とせん断補強鉄筋の効果

(a) 落石荷重作用位置 谷側

照査箇所	破壊荷重 (tf)					
	曲げ破壊荷重		せん断破壊荷重			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比 (%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	—	—	32.4	43.2	46.6	56.7
谷側ハンチ	26.7	30.0	13.9	19.1	20.7	25.5
曲げ最大	60.6	71.4	70.0	70.0	81.8	81.8
山側ハンチ	39.2	42.0	91.8	121.8	131.2	159.4
山側剛域	40.5	46.1	159.3	222.1	241.7	299.9
柱上端	—	22.9	49.1	49.1	49.1	49.1
柱下端	—	—	65.7	65.7	65.7	65.7
山側壁上端	30.0	31.7	75.1	75.1	75.1	75.1
山側壁下端	29.6	31.7	74.9	74.9	74.9	74.9

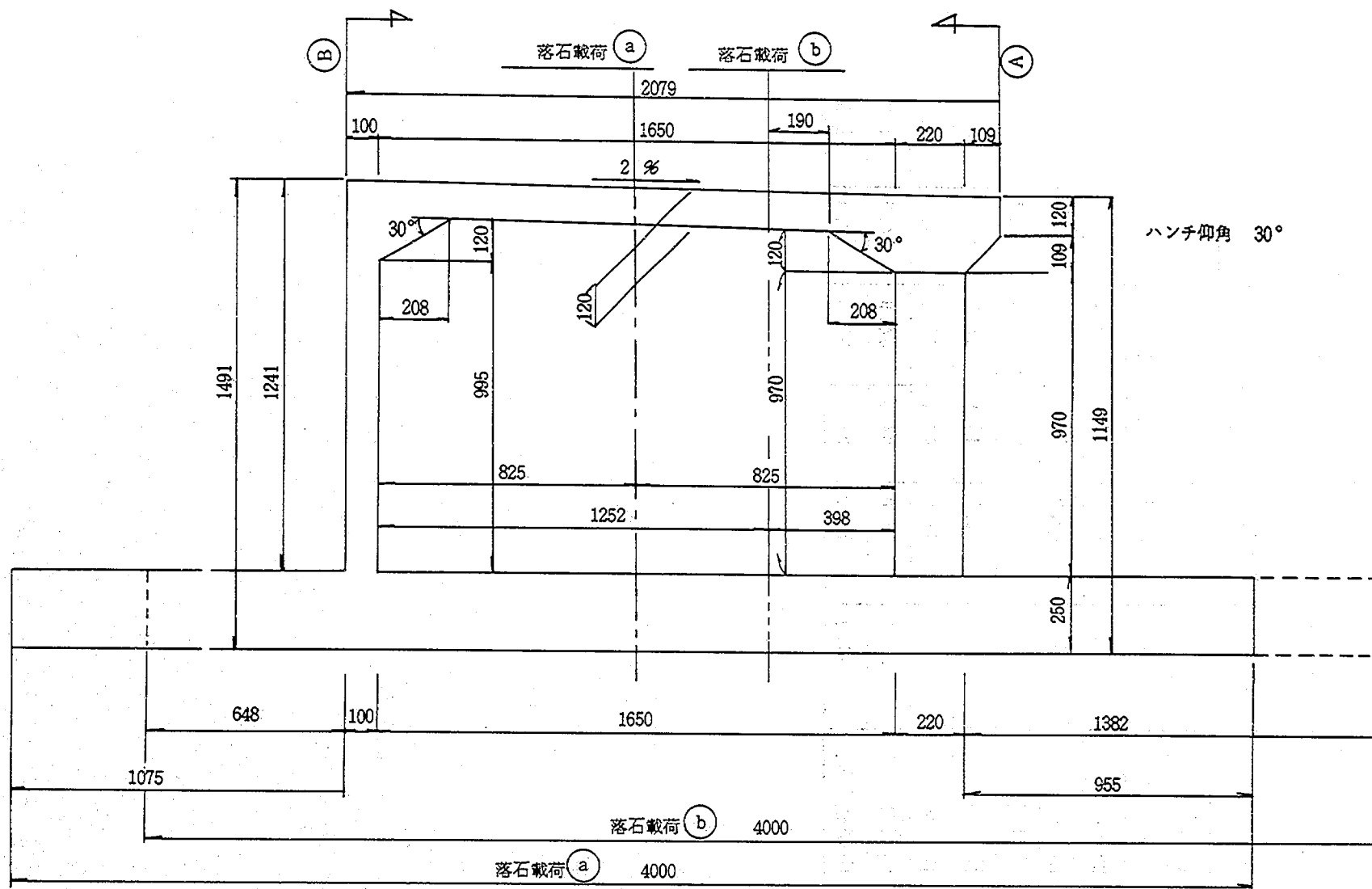
(b) 落石荷重作用位置 中央

照査箇所	破壊荷重 (tf)					
	曲げ破壊荷重		せん断破壊荷重			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比 (%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	19.2	30.0	42.2	60.5	66.3	83.6
谷側ハンチ	12.3	13.8	23.7	32.5	35.2	43.5
曲げ最大	9.6	10.3	7455	7455	11587	11587
山側ハンチ	24.2	26.2	27.0	35.8	38.5	46.7
山側剛域	22.4	25.6	46.6	65.0	70.8	88.0
柱上端	—	11.0	24.3	24.3	24.3	24.3
柱下端	—	16.8	25.9	25.9	25.9	25.9
山側壁上端	14.1	15.0	40.4	40.4	40.4	40.4
山側壁下端	20.5	21.5	41.0	41.0	41.0	41.0

表-5.5 山側壁の主鉄筋変更後の破壊荷重とせん断補強鉄筋の効果

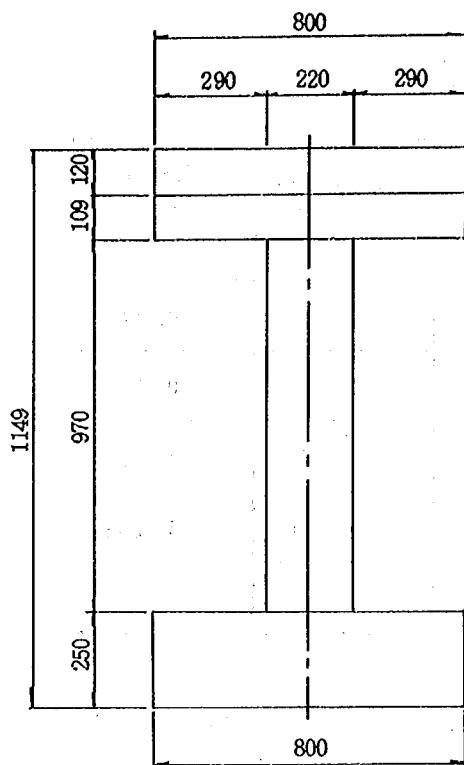
(c) 落石荷重作用位置 山側

照査箇所	破壊荷重(tf)					
	曲げ破壊荷重		せん断破壊荷重			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比(%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	38.4	59.4	156.2	225.0	245.8	310.5
谷側ハンチ	21.6	24.3	87.6	120.5	130.7	161.0
曲げ最大	66.7	72.0	76.3	76.3	88.7	88.7
山側ハンチ	46.8	69.0	15.7	20.7	22.2	27.1
山側剛域	—	—	30.0	40.9	44.3	54.5
柱上端	—	26.7	46.9	46.9	46.9	46.9
柱下端	—	33.0	47.2	47.2	47.2	47.2
山側壁上端	31.8	34.0	84.9	84.9	84.9	84.9
山側壁下端	71.1	78.9	92.5	92.5	92.5	92.5

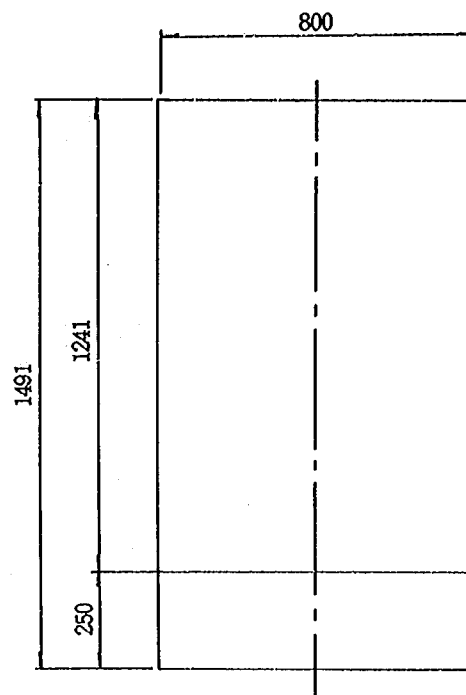


(a) 側面図

図-6.1 構造図 (Bタイプ)



(b) 正面図 (谷側柱)



(c) 背面図 (山側壁)

図-6.1 構造図 (Bタイプ)

6. 2 座標および部材データ

図-6.1の構造の図心軸に関し、図-6.2のような骨組構造にモデル化する。図-6.2のモデル内の・は格点を示し、○は部材番号を示す。表-6.1に格点の座標を、表-6.2に部材データを示す。

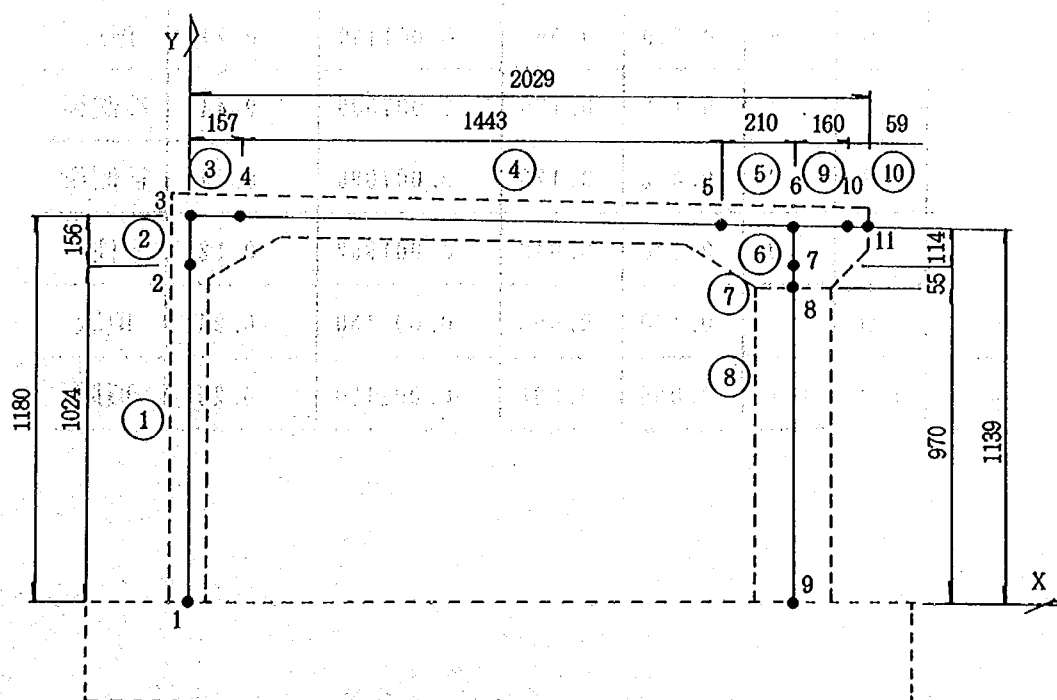


図-6.2 骨組構造 - Bタイプ -

表-6.1 座標値 - Bタイプ -

格点番号	x 座標(m)	y 座標(m)	格点番号	x 座標(m)	y 座標(m)
1	0.000	0.000	7	1.810	1.025
2	0.000	1.024	8	1.810	0.970
3	0.000	1.180	9	1.810	0.000
4	0.157	1.177	10	1.978	1.141
5	1.600	1.148	11	2.030	1.139
6	1.810	1.144			

表-6.2 部材データ - Bタイプ -

部材番号	格点番号		部材長 (m)	断面積 (m ²)	断面 2 次 モーメント (m ⁴)	自 重 (kgf/m)	部材名
	i 端	j 端					
①	1	2	1.024	0.080	0.000667	0.20	山側壁
②	2	3	0.156	0.080	0.000667	0.20	山側壁
③	3	4	0.157	0.096	0.001150	0.24	頂版
④	4	5	1.443	0.096	0.001150	0.24	頂版
⑤	5	6	0.210	0.096	0.001150	0.24	頂版
⑥	6	7	0.119	0.176	0.007099	0.44	谷側梁
⑦	7	8	0.055	0.176	0.007099	0.44	谷側梁
⑧	8	9	0.970	0.048	0.001952	0.12	柱
⑨	9	10	0.160	0.096	0.001150	0.24	頂版
⑩	10	11	0.059	0.096	0.001150	0.24	頂版

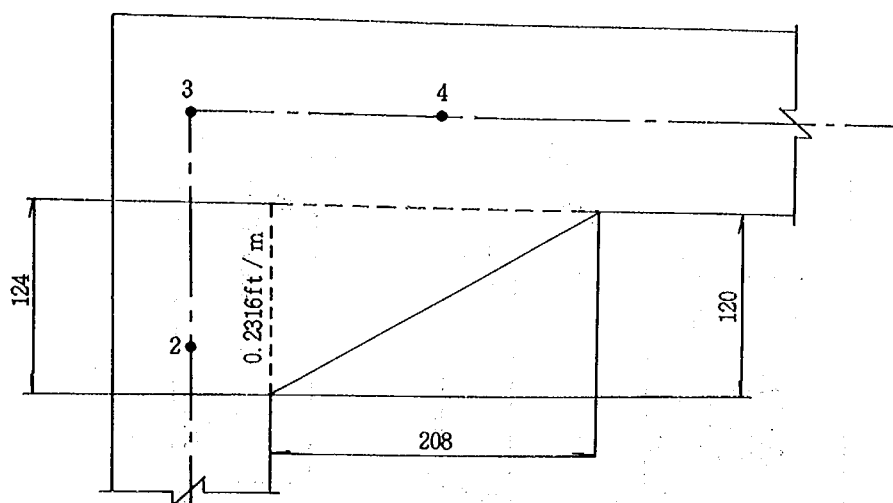
6. 3 荷重条件

Aタイプと同様に緩衝材自重，地震時慣性力および裏込め土の土圧は考慮しないで，構造体自重と落石荷重のみを考慮する。

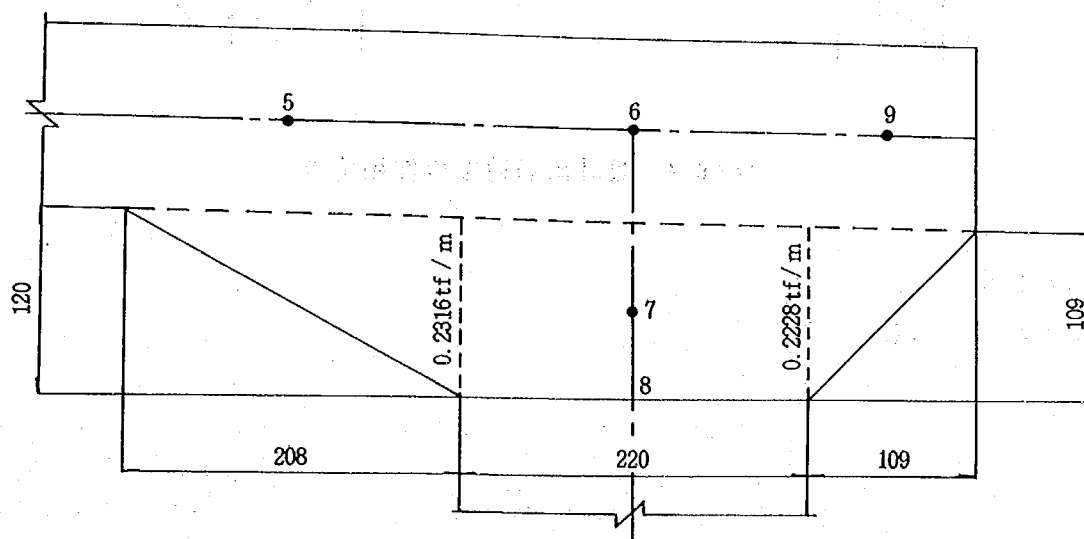
(1) 構造体自重

各部材の単位長さあたりの自重は表-6.2を参照されたい。また，隅角部ハンチの自重については，図-6.3 (a) 山側ハンチと (b) 谷側ハンチに示す。

構造体全体の重量 0.979tf (支点反力 山側 0.467tf，谷側 0.517tf)



(a) 山側ハンチ



(b) 谷側ハンチ

図-6.3 ハンチ自重 (Bタイプ)

(2) 落石荷重

●落石衝撃力・衝撃力の分散・落下荷重の低減・落石の落下方向は、Aタイプと同様である。

●落石荷重作用位置

落石荷重の作用位置は図-6.4に示すように、次の5カ所とする。

- 1) 山側 (0/4) : せん断照査位置 (山側支点から 0.200m)
- 2) 山側 (1/4) : ハンチ端部 (山側支点から 0.348m)
- 3) 中央 (2/4) : 頂版の支間中央 (山側支点から 0.875m)
- 4) 谷側 (3/4) : ハンチ端部 (山側支点から 1.402m)
- 5) 谷側 (4/4) : せん断照査位置 (山側支点から 1.550m)

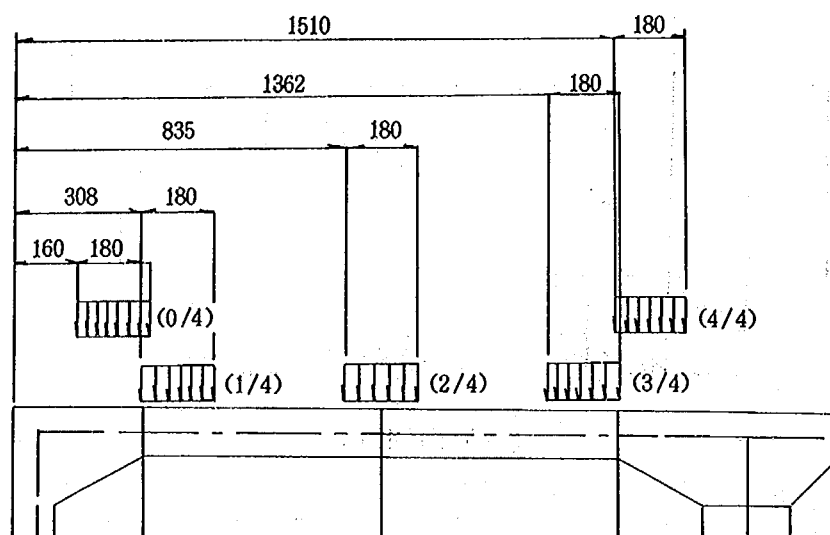


図-6.4 設計落石荷重の作用位置

(3) 組合せ荷重

Aタイプと同様である。

6. 4 設計計算結果と鉄筋の配置

(1) フレーム計算結果

表-6.3に各断面照査位置における常時および落石時の内部応力の極大値を示す。ここに、落石時は最も大きな内部応力を示した場合のみを記載する。表中の網掛部はその断面照査位置（図-6.5参照）で対象となる内部応力が最も大きい状態を示す。表-6.3の照査位置を示す記号は後記の図-6.6に示す。

表-6.3 フレーム計算結果・内部応力の極大値（Bタイプ）

(a) 山側壁

曲げモーメント

照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメント $\text{tf}\cdot\text{m}$	せん断力 tf	軸 力 tf
M - L (格点1+0.000)	常 時	0.026	0.058	0.467
	落石時（中央[2/4]）	0.579	1.270	3.207
M - H (格点2+0.095)	常 時	0.039	0.058	0.244
	落石時（中央[2/4]）	0.920	1.270	2.971
MwB - H (格点1+0.995)	常 時	0.032	0.058	0.268
	落石時（中央[2/4]）	0.685	1.270	3.008

せん断力

せん断照査位置	荷重ケース（落石位置）	曲げモーメント $\text{tf}\cdot\text{m}$	せん断力 tf	軸 力 tf
SwA - L (格点1+0.050)	常 時	0.023	0.058	0.457
	落石時（中央[2/4]）	0.515	1.270	3.197
SwA - H (格点2+0.045)	常 時	0.037	0.058	0.254
	落石時（中央[2/4]）	0.779	1.270	2.994
SwB - H (格点1+0.995)	常 時	0.032	0.058	0.268
	落石時（中央[2/4]）	0.685	1.270	3.008

(b) 頂 版

曲げモーメント

照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf·m	せん断力 tf	軸 力 tf
M - Y (格点3+0.050)	常 時	0.032	0.220	0.054
	落石時 (中央[2/4])	0.920	2.996	1.212
Mmax - C (格点4+0.768)	常 時	0.048	0.015	0.059
	落石時 (中央[2/4])	1.594	0.250	1.276
M - T (格点5+0.100)	常 時	0.037	0.226	0.063
	落石時 (中央[2/4])	1.250	3.490	1.341

せん断力

せん断照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf·m	せん断力 tf	軸 力 tf
S s A - Y (格点3+0.110)	常 時	0.019	0.193	0.055
	落石時 (山側[0/4])	0.151	5.578	0.487
S s B - Y (格点4+0.100)	常 時	0.005	0.145	0.056
	落石時 (山側[1/4])	0.617	5.020	0.764
S s A - T (格点5+0.040)	常 時	0.025	0.199	0.062
	落石時 (谷側[3/4])	0.185	5.538	0.718
S s B - T (格点4+1.335)	常 時	0.001	0.152	0.062
	落石時 (谷側[4/4])	0.603	5.037	0.955

(c) 柱

曲げモーメントおよびせん断力

照査位置	荷重ケース (落石位置)	曲げモーメント tf·m	せん断力 tf	軸 力 tf
T - H (格点8+0.000)	常 時	0.045	0.058	0.399
	落石時 (中央[2/4])	1.020	1.270	3.662
T - L (格点9+0.000)	常 時	0.012	0.058	0.517
	落石時 (山側[1/4])	0.335	0.863	1.660

(2) 断面計算結果

1) 断面照査位置

断面照査位置は図-6.5に示すとおりであるが、部材中央部の断面照査位置はAタイプと同様に決定した。隅角部の断面照査位置も、Aと同様にフレーム計算の構造特性と道示Ⅲに準じて図-6.6に示す位置で照査する。図-6.5および図-6.6中のMは曲げモーメントの照査位置であり、Sはせん断力の照査位置である。

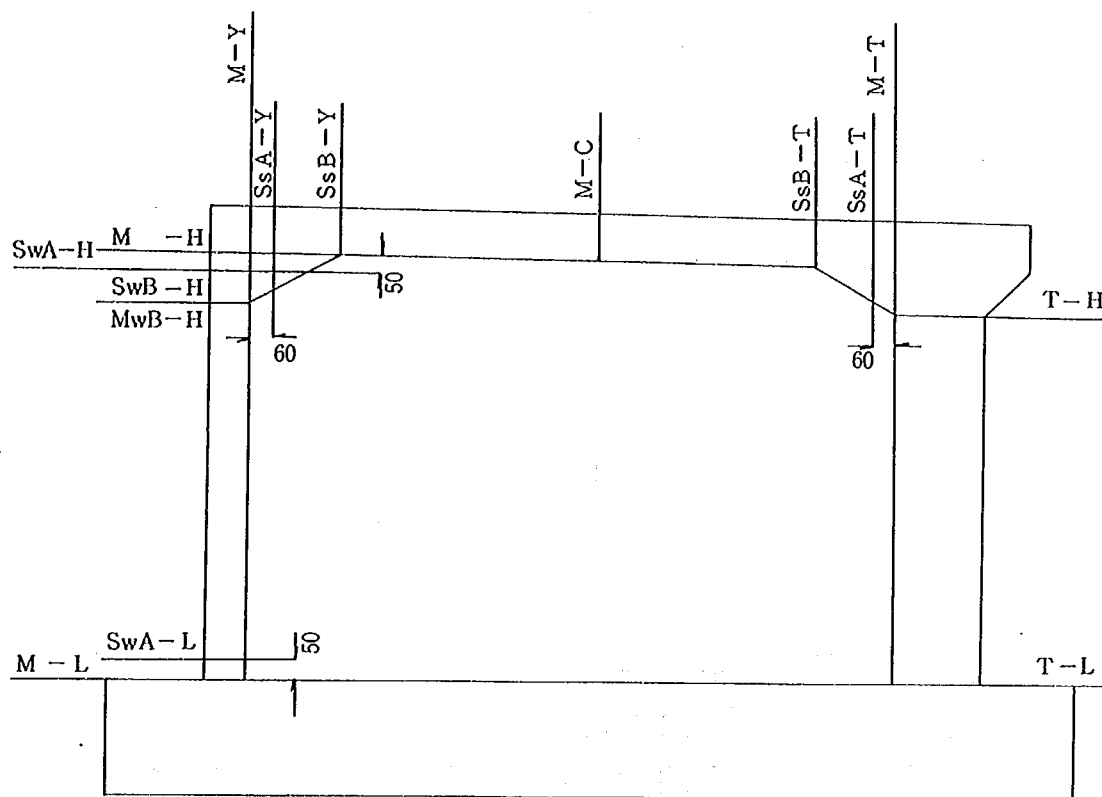
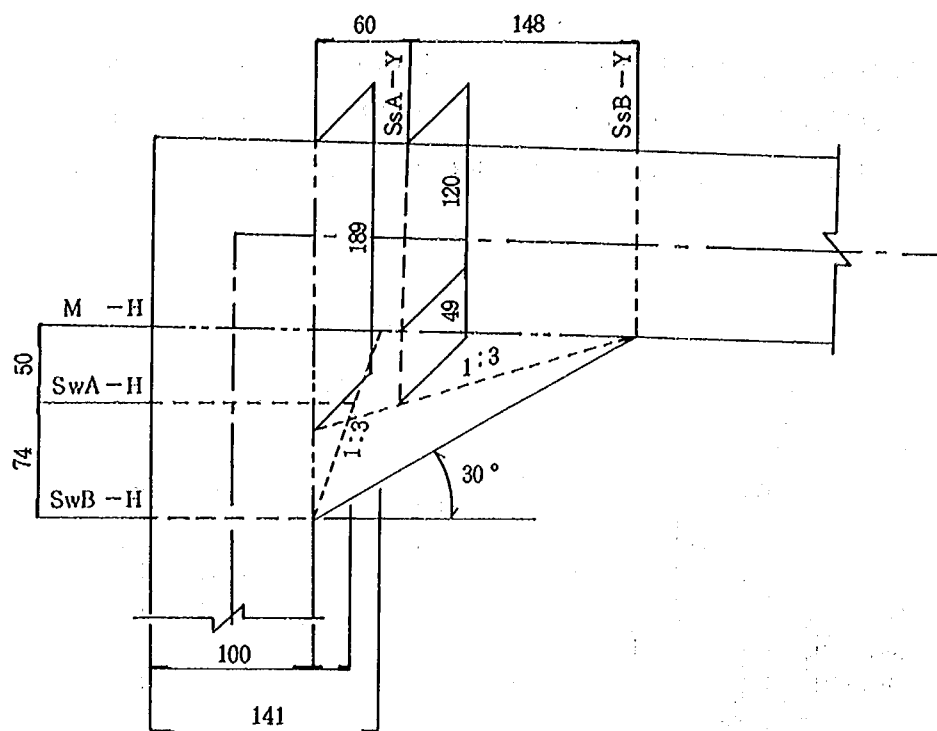
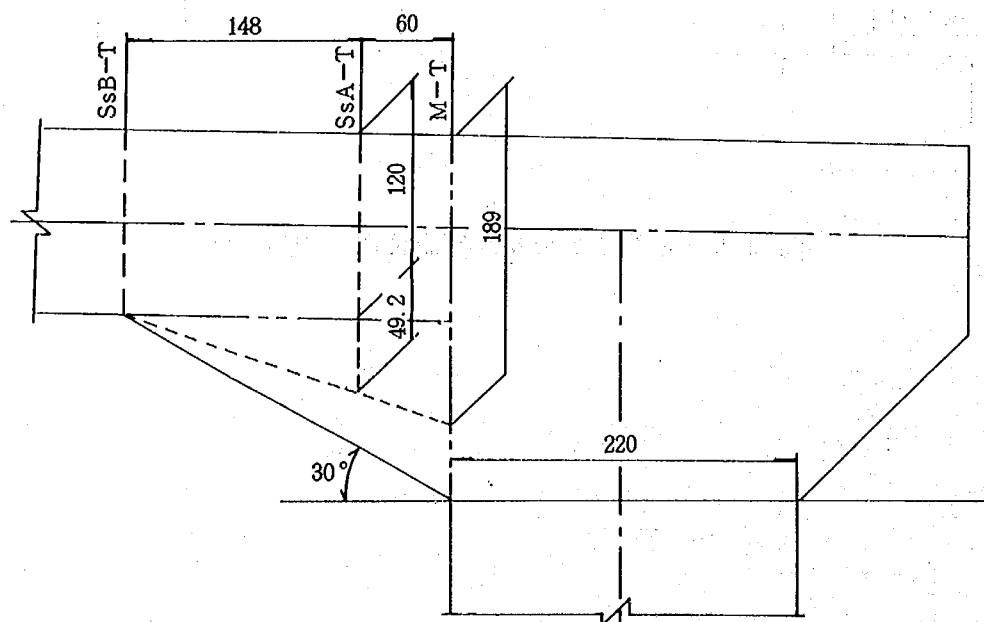


図-6.5 Bタイプの断面照査位置（全体図）



(a) 山側ハンチ部



(b) 谷側ハンチ部

図-6.6 Bタイプ隅角部の断面照査位置

3) 断面計算結果

表-6.3の内部応力により断面計算した結果を表-6.4に示す。なお、許容応力度の割増し率はつぎのとおりである。

常 時 (長期荷重時)	許容応力度の割増率 1.0
落石時 (短期荷重時)	許容応力度の割増率 1.5

表-6.4 断面計算結果 (Bタイプ)

(a-1) 山側壁 - 常 時 -

矩形断面		M -L	M -H	SwA-L	SwA-H	SwB-H
断面寸法	B cm H cm	80.0 10.0	80.0 14.1	80.0 10.0	80.0 12.4	80.0 10.0
断面力	M tf·m N tf S tf	0.026 0.467 0.058	0.039 0.244 0.058	0.023 0.457 0.058	0.037 0.254 0.058	0.032 0.268 0.058
鉄筋量	d1 cm As1 cm ²	2.0 4.117 (13-D 6)	8.1 4.117 (13-D 6)	2.0 4.117 (13-D 6)	4.4 4.117 (13-D 6)	2.0 4.117 (13-D 6)
	d2 cm As2 cm ²	8.0 4.117 (13-D 6)	12.1 4.117 (13-D 6)	8.0 4.117 (13-D 6)	10.4 4.117 (13-D 6)	8.0 4.117 (13-D 6)
	合計 cm ²	8.234	8.234	8.234	8.234	8.234
応力度	σ_c kgf/cm ² σ_s kgf/cm ² σ_s' kgf/cm ² τ kgf/cm ²	3.0 37.1 -24.2 0.09	2.6 56.2 9.1 0.08	2.6 28.6 -22.2 0.09	3.1 66.9 1.3 0.10	3.3 79.0 -22.5 0.09
許容応力度	σ_{ca} kgf/cm ² σ_{sa} kgf/cm ² τ_a kgf/cm ²	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60	70.0 1800.0 3.60
中立軸	x cm	4.369	4.947	4.623	4.282	3.331
ヤング係数比 n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

(a-2) 山側壁 - 落石時 -

矩形断面		M -L	M -H	SwA-L	SwA-H	SwB-H
断面寸法	B cm H cm	80.0 10.0	80.0 14.1	80.0 10.0	80.0 12.4	80.0 10.0
断面力	M tf·m N tf S tf	0.579 3.207 1.270	0.920 2.971 1.270	0.515 3.197 1.270	0.779 2.994 1.270	0.685 3.008 1.270
鉄筋量	d1 cm As1 cm ²	2.0 4.117 (13-D 6)	8.1 4.117 (13-D 6)	2.0 4.117 (13-D 6)	4.4 4.117 (13-D 6)	2.0 4.117 (13-D 6)
	d2 cm As2 cm ²	8.0 4.117 (13-D 6)	12.1 4.117 (13-D 6)	8.0 4.117 (13-D 6)	10.4 4.117 (13-D 6)	8.0 4.117 (13-D 6)
	合計 cm ²	8.234	8.234	8.234	8.234	8.234
応力度	σ_c kgf/cm ² σ_s kgf/cm ² σ_s' kgf/cm ² τ kgf/cm ²	88.1 1623.9 -360.0 1.98	61.1 1578.1 341.0 1.74	60.5 1403.0 -330.4 1.98	65.9 1645.2 125.9 2.15	80.5 2016.5 -401.9 1.98
許容応力度	σ_{ca} kgf/cm ² σ_{sa} kgf/cm ² τ_a kgf/cm ²	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40	105.0 2700.0 5.40
中立軸	x cm	3.089	4.446	3.144	3.903	2.997
ヤング係数比 n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

表-6.4 断面計算結果 (Bタイプ)

(b-1) 頂版 - 常時 -

矩形断面		M _{max} -C	M-T	SsA-Y	SsB-Y	SsA-T	SsB-T
断面寸法	B	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0
	H	12.0	18.9	16.9	12.0	16.9	12.0
断面力	M	0.048	0.037	0.019	0.005	0.001	0.025
	N	0.059	0.063	0.055	0.056	0.062	0.082
	S	0.015	0.226	0.193	0.145	0.152	0.199
鉄筋量	d1	2.0	8.9	8.9	2.0	8.9	2.0
	As1	4.117 (13-D6)	8.234 (26-D6)	8.234 (26-D6)	8.224 (26-D6)	8.234 (26-D6)	8.234 (26-D6)
	d2	10.0	16.9	16.9	10.0	16.9	10.0
	As2	8.234 (26-D6)	4.117 (13-D6)	4.117 (13-D6)	4.117 (13-D6)	4.117 (13-D6)	4.117 (13-D6)
合計		12.351	12.351	12.351	12.351	12.351	12.351
応力度	σ_c	3.0	1.4	0.8	0.4	0.1	1.9
	σ_s	64.6	41.4	23.1	7.3	-0.2	61.6
	σ_s'	-23.2	11.7	2.6	-2.9	-0.7	-10.1
	τ	0.02	0.24	0.24	0.18	0.11	0.25
許容応力度	σ_{ca}	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0
	σ_{sa}	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0	1800.0
	τ_a	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60	3.60
中立軸	x	4.114	5.764	5.612	4.276	21.767	3.123
ヤング係数比 n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

(b-2) 頂版 - 落石時 -

矩形断面		M _{max} -C	M-T	SsA-Y	SsB-Y	SsA-T	SsB-T
断面寸法	B	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0	80.0
	H	12.0	18.9	16.9	12.0	16.9	12.0
断面力	M	1.594	1.250	0.151	0.617	0.603	0.185
	N	1.276	1.341	0.467	0.764	0.955	0.718
	S	0.250	3.490	5.578	5.020	5.037	5.538
鉄筋量	d1	2.0	8.9	8.9	2.0	8.9	2.0
	As1	4.117 (13-D6)	8.234 (26-D6)	8.234 (26-D6)	8.234 (26-D6)	8.234 (26-D6)	8.234 (26-D6)
	d2	10.0	16.9	16.9	10.0	16.9	10.0
	As2	8.234 (26-D6)	4.117 (13-D6)	4.117 (13-D6)	4.117 (13-D6)	4.117 (13-D6)	4.117 (13-D6)
合計		12.351	12.351	12.351	12.351	12.351	12.351
応力度	σ_c	99.4	48.3	6.1	46.0	24.1	13.8
	σ_s	2183.5	1458.4	181.3	1612.8	791.4	424.7
	σ_s'	-758.6	425.0	20.0	-229.5	109.1	-80.4
	τ	0.31	3.77	8.81	6.27	6.15	6.92
許容応力度	σ_{ca}	105.0	105.0	105.0	105.0	105.0	105.0
	σ_{sa}	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0	2700.0
	τ_a	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40	5.40
中立軸	x	4.059	5.610	5.660	2.997	5.300	3.274
ヤング係数比 n (=Es/Ec)		15.0	15.0	15.0	15.0	15.0	15.0

表-6.4 断面計算結果 (Bタイプ)

(c-1) 谷側柱 - 常 時 -

(c-2) 谷側柱 - 落石時 -

矩形断面			T-II	T-I
断面寸法	B	cm	22.0	22.0
	H	cm	22.0	22.0
断面力	M	tf・m	0.045	0.012
	N	tf	0.399	0.517
	S	tf	0.053	0.053
鉄筋量	d1	cm	2.0	2.0
	As1	cm ²	1.900 (6-D 6)	1.900 (6-D 6)
	d2	cm	5.6	5.6
	As2	cm ²	0.633 (2-D 6)	0.633 (2-D 6)
	d3	cm	9.2	9.2
	As3	cm ²	0.633 (2-D 6)	0.633 (2-D 6)
	d4	cm	12.8	12.8
鉄筋量	As4	cm ²	0.633 (2-D 6)	0.633 (2-D 6)
	d5	cm	16.4	16.4
	As5	cm ²	0.633 (2-D 6)	0.633 (2-D 6)
	d6	cm	20.0	20.0
	As6	cm ²	1.900 (6-D 6)	1.900 (6-D 6)
	合計	cm ²	6.334	6.334
応力度	σ_c	kgf/cm ²	3.3	1.4
	σ_s	kgf/cm ²	40.6	-6.8
	σ_s'	kgf/cm ²	-40.5	-19.9
	τ	kgf/cm ²	0.15	0.12
許容応力度	σ_{ca}	kgf/cm ²	70.0	70.0
	σ_{sa}	kgf/cm ²	1800.0	1800.0
	τ_a	kgf/cm ²	3.60	3.60
中立軸	x	cm	10.993	29.418
ヤング係数比 n (=Es/Ec)			15.0	15.0

矩形断面			T-II	T-I
断面寸法	B	cm	22.0	22.0
	H	cm	22.0	22.0
断面力	M	tf・m	1.020	0.335
	N	tf	3.662	1.660
	S	tf	1.270	0.363
鉄筋量	d1	cm	2.0	2.0
	As1	cm ²	1.900 (6-D 6)	1.900 (6-D 6)
	d2	cm	5.6	5.6
	As2	cm ²	0.633 (2-D 6)	0.633 (2-D 6)
	d3	cm	9.2	9.2
	As3	cm ²	0.633 (2-D 6)	0.633 (2-D 6)
	d4	cm	12.8	12.8
鉄筋量	As4	cm ²	0.633 (2-D 6)	0.633 (2-D 6)
	d5	cm	16.4	16.4
	As5	cm ²	0.633 (2-D 6)	0.633 (2-D 6)
	d6	cm	20.0	20.0
	As6	cm ²	1.900 (6-D 6)	1.900 (6-D 6)
	合計	cm ²	6.334	6.334
応力度	σ_c	kgf/cm ²	73.4	24.3
	σ_s	kgf/cm ²	1683.4	482.7
	σ_s'	kgf/cm ²	-822.8	-280.0
	τ	kgf/cm ²	3.52	2.39
許容応力度	σ_{ca}	kgf/cm ²	105.0	105.0
	σ_{sa}	kgf/cm ²	2700.0	2700.0
	τ_a	kgf/cm ²	5.40	5.40
中立軸	x	cm	7.910	8.608
ヤング係数比 n (=Es/Ec)			15.0	15.0

4)主鉄筋の配置

表-6.4により決定した主鉄筋に対し，4.4(3)の継ぎ手位置を考慮して，図-6.7のように主鉄筋を配置する。

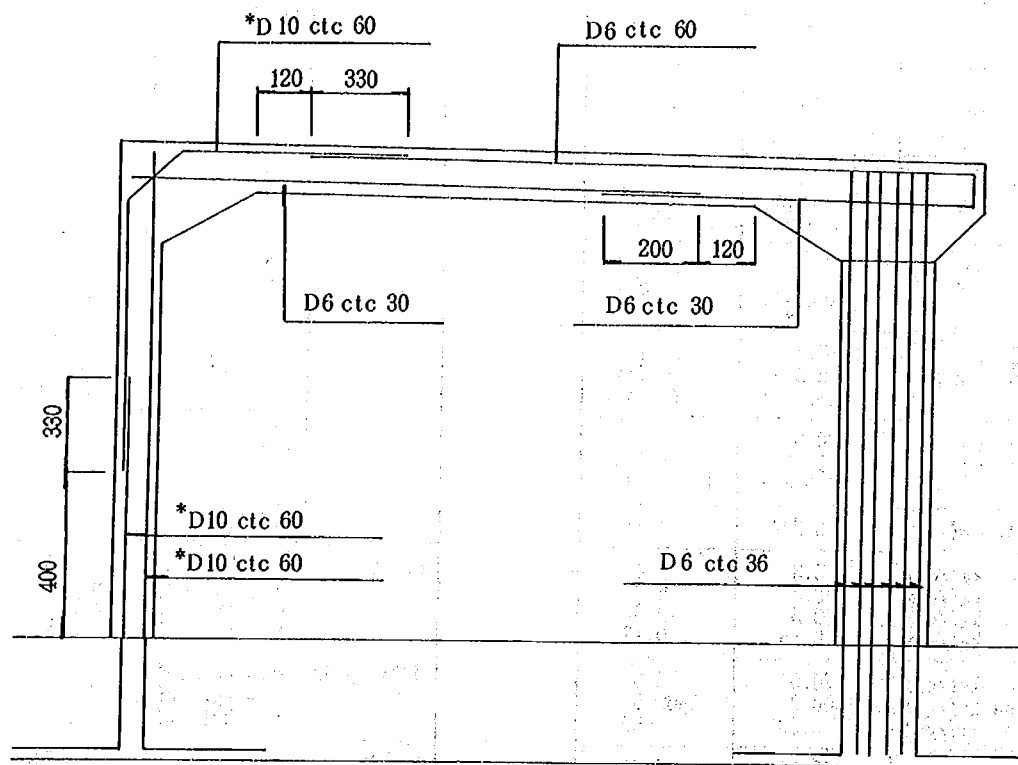


図-6.7 主鉄筋の配置 (Bタイプ)

* 本編7章の破壊の検討結果で現実とは異なった破壊が生じたため，山側壁の主鉄筋をD6からD10へ強化する(本編8.3参照)。

5)主鉄筋のフーチングへの定着

山側壁および谷側柱のフーチングとの剛接部では力の伝達を確実にするため、道示Ⅲ12.5 図-解1 2.5.6(P269)に準ずる。すなわち、山側壁および柱ともにフーチングへの主鉄筋の定着は図-6.8のとおりとする。

必要定着長（主鉄筋 D 6） $2 l_a = 38.6\text{cm} \approx 39\text{cm}$

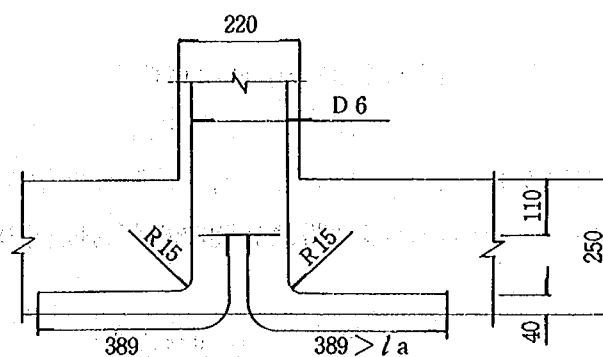
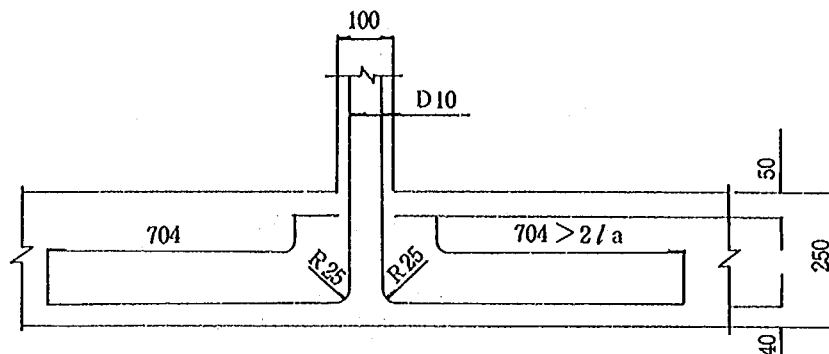


図-6.8 山側壁および柱の主鉄筋のフーチングへの定着

(3) せん断補強鉄筋の計算

1) せん断補強鉄筋の断面積の算定法

表-6.4の断面計算の結果、頂版のハンチ部では許容せん断応力度を満足していないため、せん断補強鉄筋を配置する必要がある。Aタイプと同様な方法で必要なせん断補強鉄筋量を算定する。また、節点部において断面力が確実に伝達されるように規定のスターラップもしくは帯鉄筋を配置する。

2) せん断補強鉄筋の配置

a) スターラップの配置 (道示Ⅲ4.4.10)

●スターラップの鉄筋径は現実性を考慮し、主鉄筋の鉄筋径以下とする。

●スターラップの間隔

・計算上スターラップが必要な場合…部材の有効高の1/2以下

頂版 5 cm以下

・規定上スターラップが必要な場合…部材の有効高の3/4以下

頂版 7.5cm以下 , 山側壁 6 cm以下

b) 帯鉄筋の配置 (道示Ⅲ4.4.11)

●帯鉄筋の鉄筋径は現実性を考慮し、主鉄筋の鉄筋径以下とする。

●帯鉄筋の間隔

部材断面の最小寸法の1/2以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下

柱 7.2cm以下

ただし、使用可能な鉄筋径がD6と大きいことに対し、鉄筋間隔が密となるとせん断鉄筋比が実寸法より大きくなるため、この場合に限り帯鉄筋間隔を部材断面の最小寸法の1/2以下のみを満足するものとする。

柱 10.0cm以下

c)断面計算結果

● 部材名 山側擁壁

● 部材断面諸量

部材幅	b (cm)	80.0
有効高さ	d (cm)	10.0
部材断面積	A (cm ²)	800
断面2次モーメント	I (cm ⁴)	6667
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)	5.0

● 外力より部材断面に作用する内部応力

曲げモーメント	Md (kgf・cm)	68500
せん断力	S (kgf)	1270
軸方向力	N (kgf)	3008

● 許容応力度

コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)	3.6
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)	1800

● コンクリートが負担できるせん断力

$$S_c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d = 1440$$

● せん断鉄筋が負担するせん断力

$$S_h = S - S_c = -170$$

● せん断補強鉄筋間隔(鉛直方向)

$$a \text{ (cm)} = 6.0$$

● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向)

$$a_0 \text{ (cm)} = 18.0$$

◎ せん断補強鉄筋の必要量

$$\Sigma A_w = 1.15 \cdot S_h \cdot a / (\sigma_s \cdot d) = -0.065$$

◎ 1本当たりの必要鉄筋量

$$A_w = \Sigma A_w / (b / a_0) = -0.015$$

◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より

$$\begin{aligned} 0.002 a b / (b / a_0) &= 0.216 \\ 0.0015 a b / (b / a_0) &= 0.162 \\ 0.0025 a b / (b / a_0) &= 0.270 \end{aligned}$$

◎ 使用鉄筋

$$D 6 \quad \text{断面積 (cm}^2\text{)} = 0.317$$

例

D 1.3	1.267 cm ²
D 1.6	1.986 cm ²
D 1.9	2.865 cm ²
D 2.2	3.871 cm ²

◎ せん断補強鉄筋比

$$\rho = 0.00293$$

● 部材名	頂 版 ($A_s' = D6 \text{ etc } 60, A_s = D6 \text{ etc } 30$)		
● 部材断面諸量			
部材幅	b (cm)		80.0
有効高さ	d (cm)		10.0
部材断面積	A (cm ²)		800
断面2次モーメント	I (cm ⁴)		6667
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)		6.0
● 外力より部材断面に作用する内部応力			
曲げモーメント	Md (kgf·cm)		18500
せん断力	S (kgf)		5538
軸方向力	N (kgf)		718
● 許容応力度			
コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)		3.6
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)		1800
● コンクリートが負担できるせん断力	S _c (kgf)		
	$S_c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d$	=	1440
● せん断鉄筋が負担するせん断力	S _h (kgf)		
	$S_h = S - S_c$	=	4098
● せん断補強鉄筋間隔(道路幅員方向)	a (cm)		5.0
● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向)	a ₀ (cm)		18.0
◎ せん断補強鉄筋の必要量	ΣA_w (cm ²)		
	$\Sigma A_w = 1.15 \cdot S_h \cdot a / (\sigma_s \cdot d)$	=	1.309
◎ 1本当たりの必要鉄筋量	A _w		
	$A_w = \Sigma A_w / (b / a_0)$	=	0.295
◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より			
	$0.002 a \cdot b / (b / a_0)$	=	0.180
◎ 使用鉄筋	D 6	断面積 (cm ²)	0.317
例	D 1 3	1.267 cm ²	
	D 1 6	1.986 cm ²	
	D 1 9	2.865 cm ²	
	D 2 2	3.871 cm ²	
◎ せん断補強鉄筋比	ρ		0.00352

● 部材名	柱		
● 部材断面諸量			
部材幅	b (cm)	22.0	
有効高さ	d (cm)	20.0	
部材断面積	A (cm ²)	440	
断面2次モーメント	I (cm ⁴)	14667	
部材引張縁から図心までの距離	y (cm)	10.0	
● 外力より部材断面に作用する内部応力			
曲げモーメント	Md (kgf·cm)	102000	
せん断力	S (kgf)	1270	
軸方向力	N (kgf)	3662	
● 許容応力度			
コンクリートの許容せん断応力度	τ_c (kgf/cm ²)	3.6	
せん断補強鉄筋の許容応力度	σ_s (kgf/cm ²)	1800	
● コンクリートが負担できるせん断力	S _c (kgf)		
	$S_c = (1/2) \tau_c \cdot b \cdot d$	=	792
● せん断鉄筋が負担するせん断力	S _h (kgf)		
	$S_h = S - S_c$	=	478
● せん断補強鉄筋間隔(鉛直方向)	a (cm)	10.0	
● せん断補強鉄筋間隔(道路軸方向)	a ₀ (cm)	10.0	
◎ せん断補強鉄筋の必要量	ΣA_w (cm ²)		
	$\Sigma A_w = 1.15 \cdot S_h \cdot a / (\sigma_s \cdot d)$	=	0.153
◎ 1本当たりの必要鉄筋量	A _w = $\Sigma A_w / (b / a_0)$	=	0.069
◎ 道示Ⅲ 12.5 P266より			
	$0.002 a b / (b / a_0)$	=	0.200
	$0.0015 a b / (b / a_0)$	=	0.150
	$0.0025 a b / (b / a_0)$	=	0.250
◎ 使用鉄筋	D 6	断面積 (cm ²)	0.317
例	D 1 3	1.267 cm ²	
	D 1 6	1.986 cm ²	
	D 1 9	2.865 cm ²	
	D 2 2	3.871 cm ²	
◎ せん断補強鉄筋比	ρ		0.00317

d)せん断補強鉄筋の配置

●山側壁のスターラップの配置

山側壁のスターラップは図-6.9のような形状をしており、図6.9に示すように鉛直方向に6cmピッチで配置されるが、山側壁の上部と下部で主鉄筋の引張側が異なるので、フーチング上面より40cmまではスターラップの開口部が外側（山側）を向き、それ以上ではスターラップの開口部が内側（谷側）を向くように配置する。

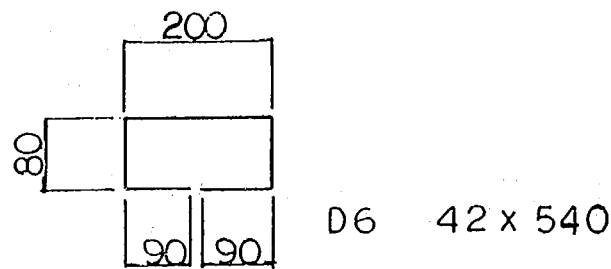


図-6.9 山側壁のスターラップの形状

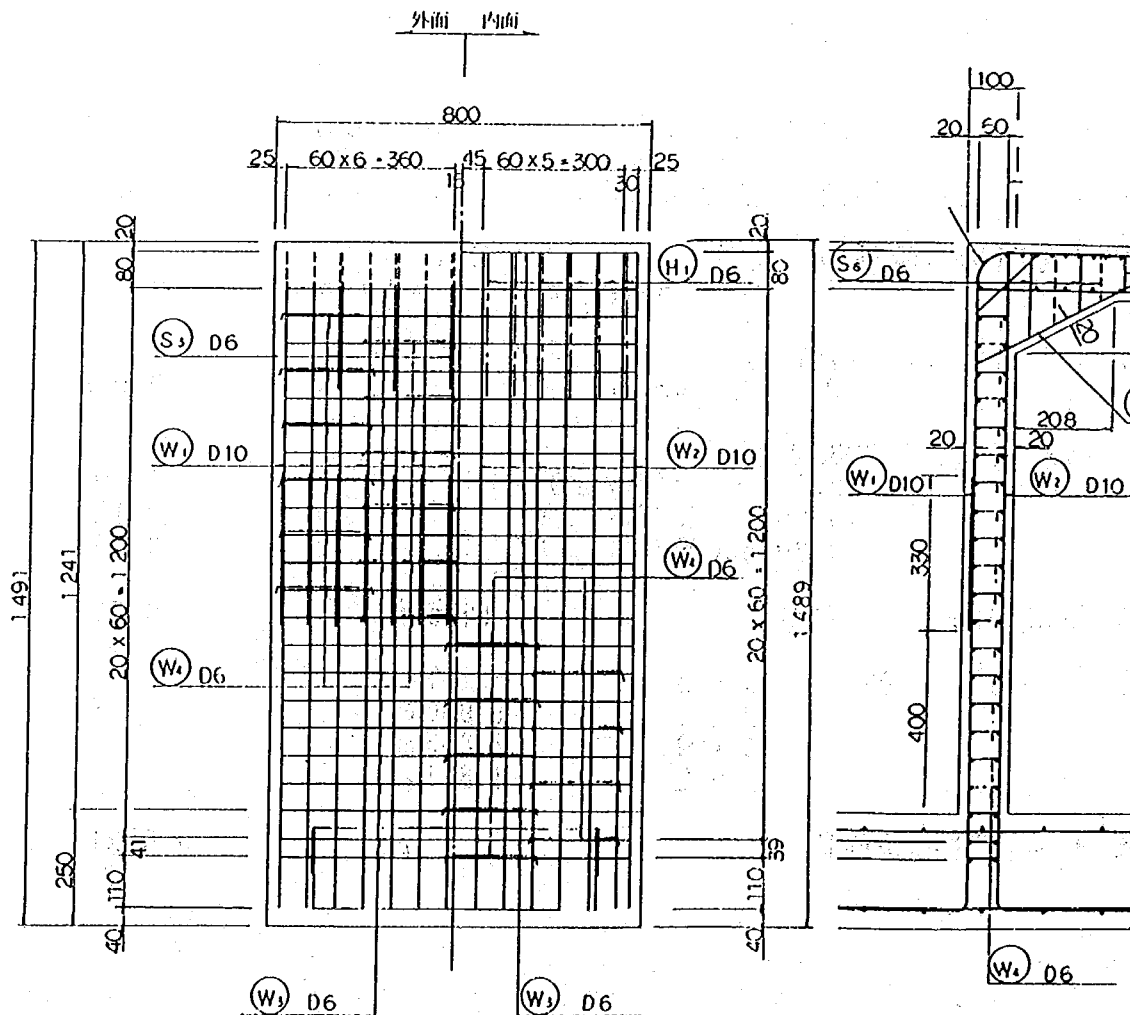


図-6.10 山側壁のスターラップの配筋

●頂版のスターラップの配置

頂版のスターラップは図-6.11のような形状をしており、図-6.12に示すように部材軸方向に5cmピッチで配置されるが、ハンチ部では上側が引張縁となるため、ハンチの付け根から36cmまではスターラップの開口部を下側とし、それ以外ではスターラップの開口部が上側を向くように配置する。

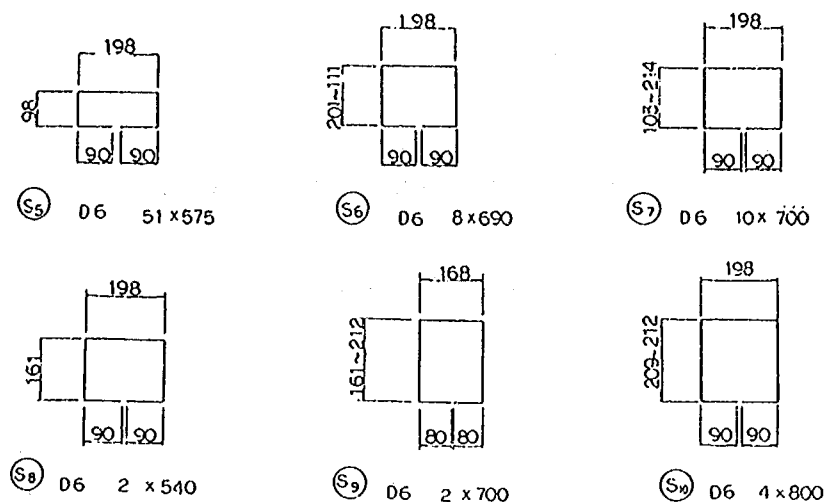


図-6.11 頂版のスターラップの形状

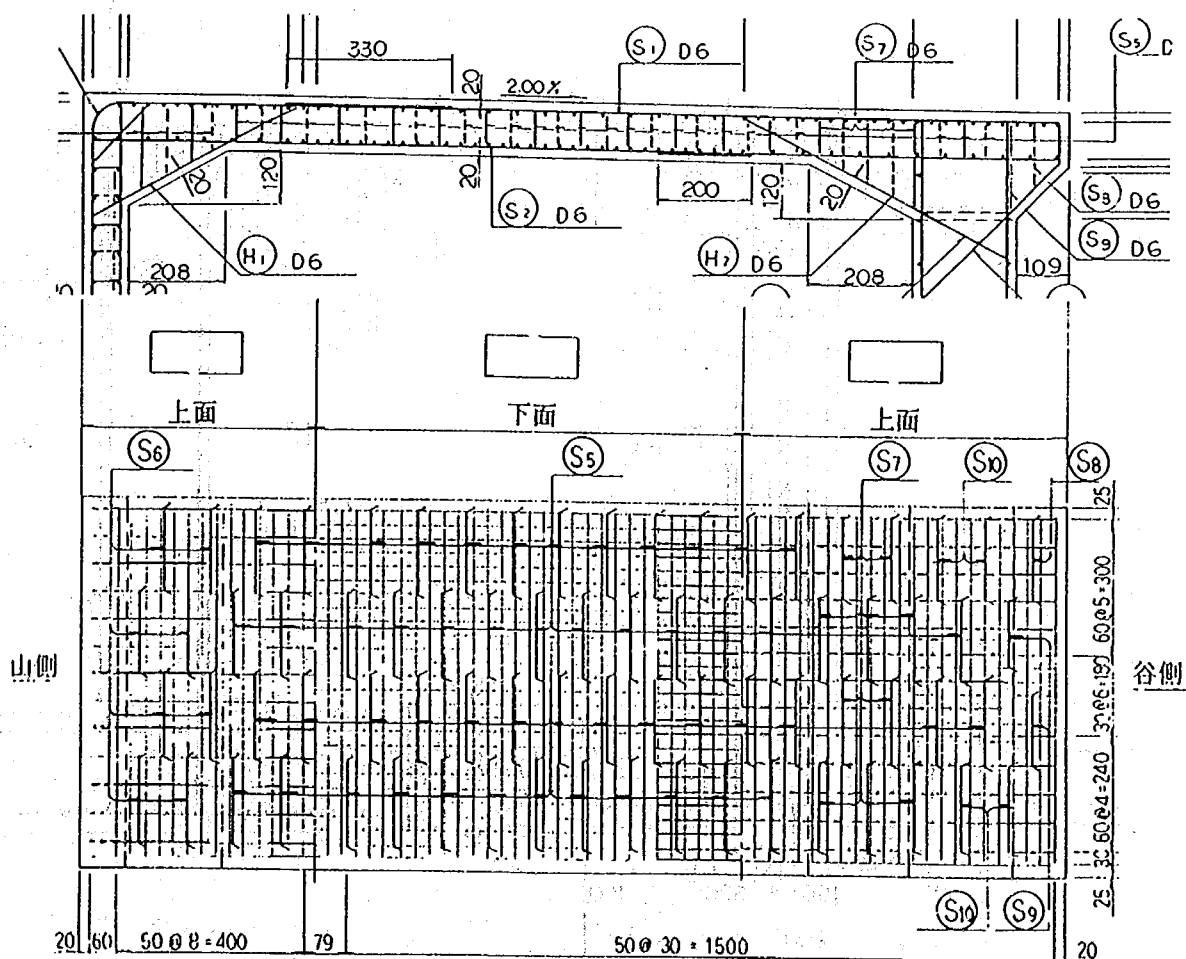


図-6.12 頂版のスターラップの配筋

●谷側柱の帯鉄筋の配置

柱の帯鉄筋は図-6.13のような形状をしており、図-6.14に示すように鉛直方向に 10cmピッチで配置する。

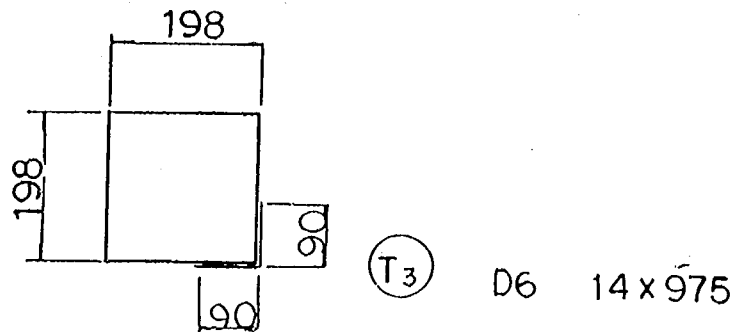


図-6.13 柱の帯鉄筋の形状

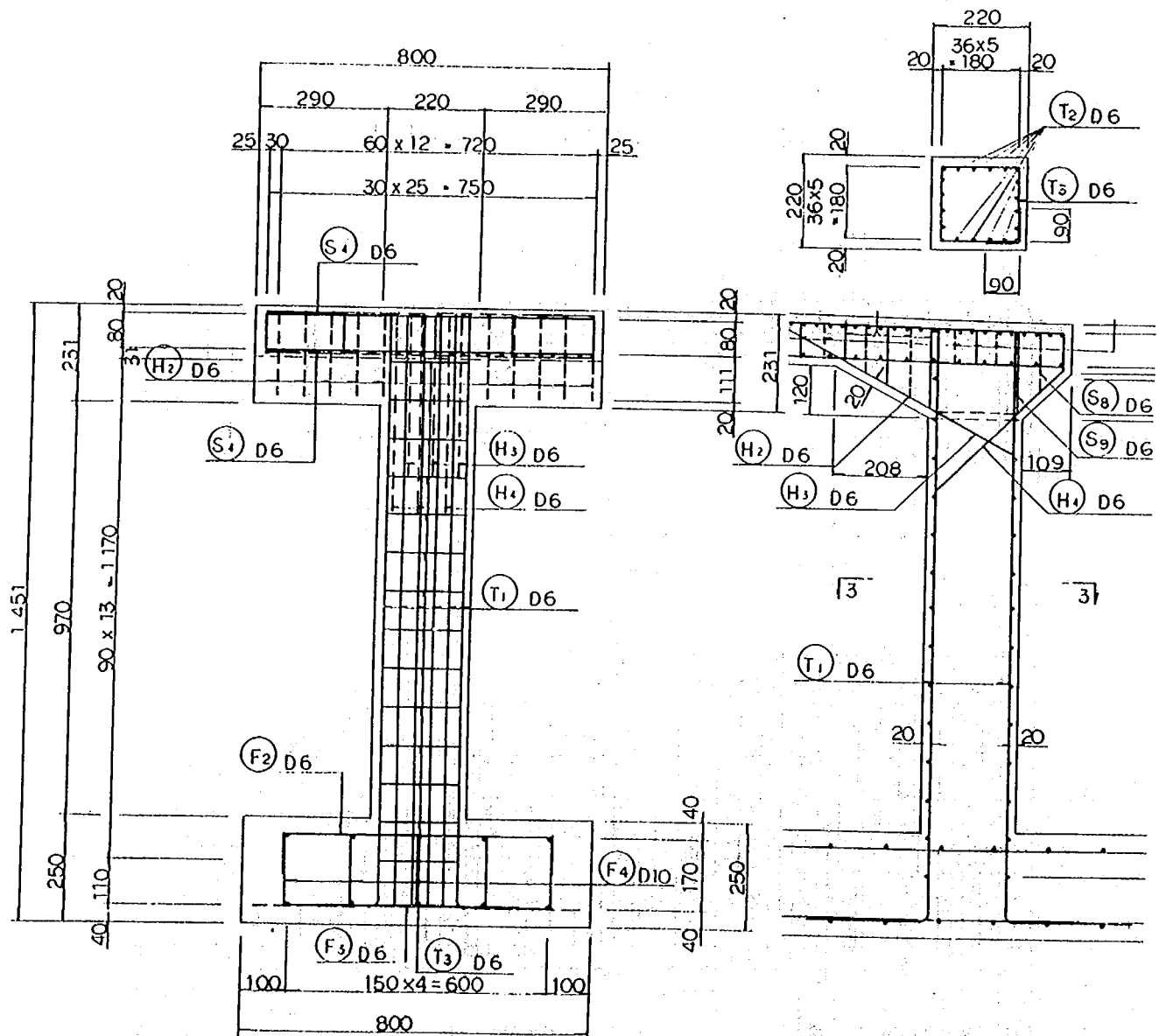


図-6.14 谷側柱の帯鉄筋の配置

(4) 押抜きせん断力の照査

●落石衝撃力 6000kgf

●落石荷重の分散 直径18cmの円形に分散(分散円)

●分散円の周長 $u = 18\text{cm} \times \pi = 56.549\text{cm}$

●部材有効高 $d = 12\text{cm}$

●部材断面の周長 $u_p = (18\text{cm} + 10\text{cm}) \times \pi = 87.964\text{cm}$

●許容押抜きせん断応力度 落石時 $8.5\text{kgf/cm}^2 \times 1.5 = 12.75\text{kgf/cm}^2$

◎押抜きせん断力 $6000\text{kgf} / (87.964\text{cm} \times 12\text{cm}) = 6.821\text{kgf/cm}^2$
 $< 12.75\text{kgf/cm}^2$

したがって、許容応力状態での押抜きせん断は生じない。

●押抜きせん断耐力

$$V_{pck} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{pcd} \cdot u_p \cdot d \\ = 16335.893\text{kgf} = 16\text{tf}$$

$$f_{pcd} = 0.6\sqrt{f_{ck}} = 8.694\text{kgf/cm}^2$$

$$\beta_d = 1.5 \quad (1.778 > 1.5)$$

$$\beta_p = 1.010$$

$$\beta_r = 1.414$$

(5) 隅角部の応力照査

1) 鉄筋の配置

ハンチに沿う鉄筋(D6)を配置する。ハンチに沿う鉄筋の定着長は道示Ⅲ4.4.4の図-解4.4.4(e)に準じて、鉄筋径D6の15倍(9cm)とする。

図44に山側隅角部の配筋を示す。主鉄筋の折曲げ部は引張応力 σ_t が最大となる付近となるように配置する。ただし、スターラップは記載していない。

2) 曲げモーメントに対する補強鉄筋の計算

隅角部の曲げモーメントに対する補強鉄筋の計算は道示Ⅲ12.5 解12.5.2により算定されるが、隅角部の引張応力域に配置された鉄筋は補強鉄筋の一部と見なせる。図45に山側隅角部の構造を示す。

●引張応力度の最大値 σ_{tmax}

$$\sigma_{tmax} = \frac{5 M_o}{R^2 W} = \frac{5 \times 0.920 \times 10^6}{27.247^2 \times 80} = 7.745\text{kgf/cm}^2$$

M_o : 節点曲げモーメント(kgf·cm)

R : 節点部対角線長 (cm)

W : 節点部奥行 (cm)

●補強鉄筋量

$$A_s = \frac{2 M_o}{R \sigma_{sa}} = \frac{2 \times 0.920 \times 10^5}{27.247 \times 2700} = 2.501 \text{ cm}^2$$

< 9.273 cm² (主鉄筋量)

σ_{sa} : 補強鉄筋の許容応力度 (kgf/cm²)

したがって、主鉄筋以外に補強鉄筋を配置する必要はない。

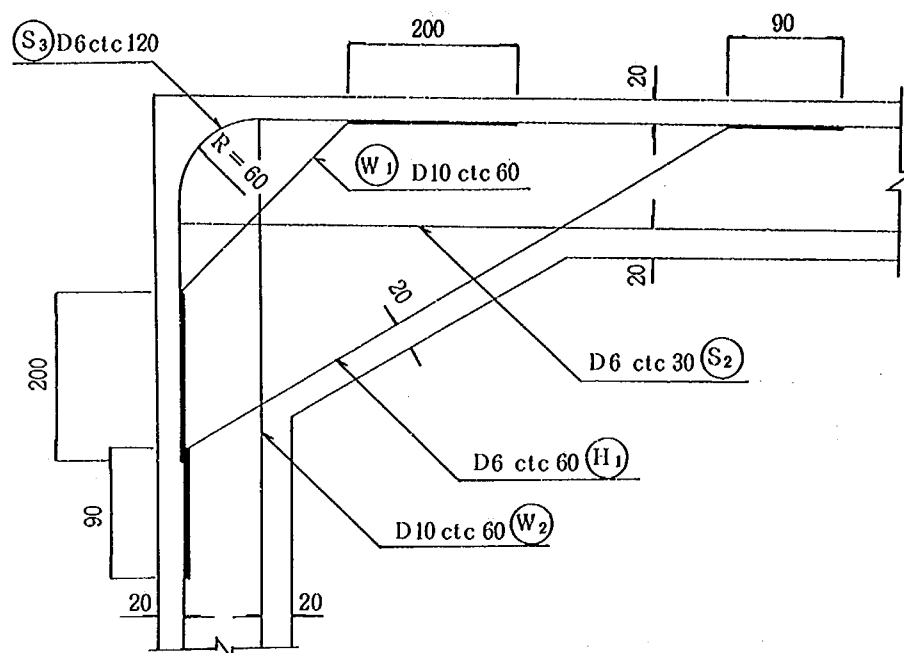


図-6.15 山側隅角部の鉄筋の配置

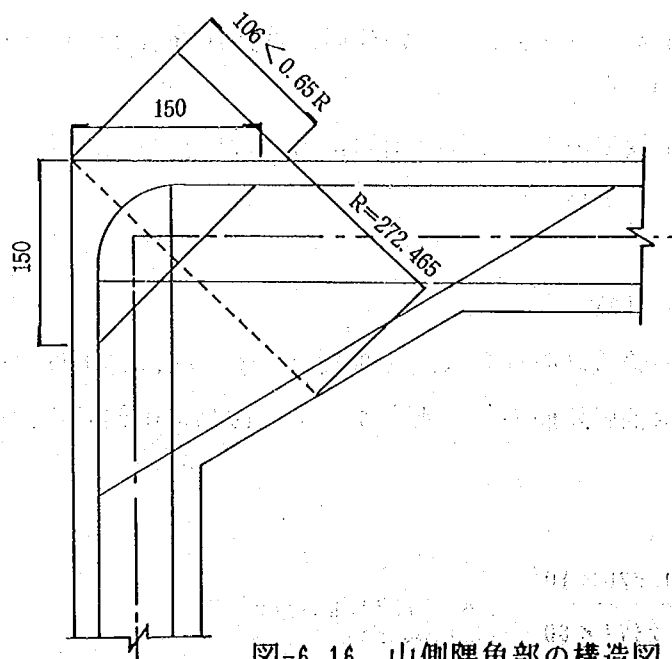


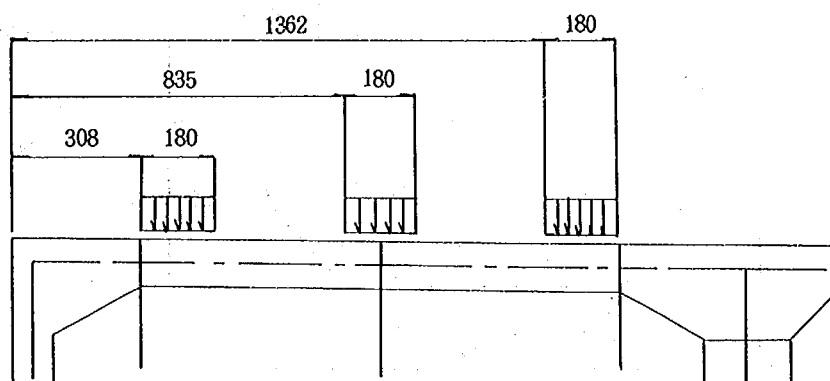
図-6.16 山側隅角部の構造図

7. 破壊計算 - Bタイプ

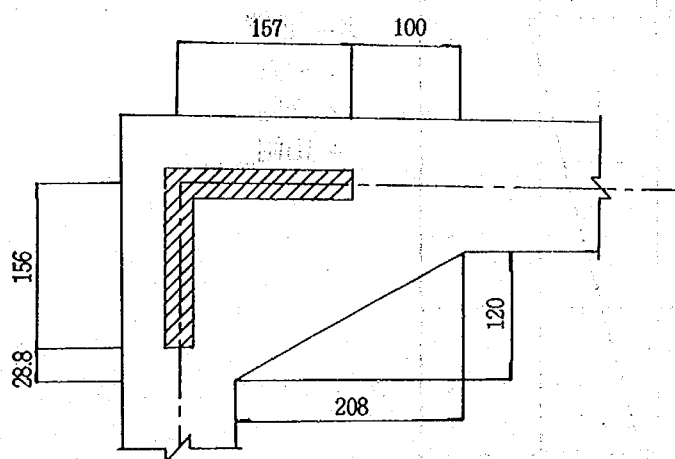
7. 1 破壊荷重の解析方法

Bタイプの場合も，Aタイプと同様に破壊解析を行うが，Bタイプのロックシェッド上に作用する落石位置と隅角部の剛域を図-7.1 (a) と (b)， (c) に示す。

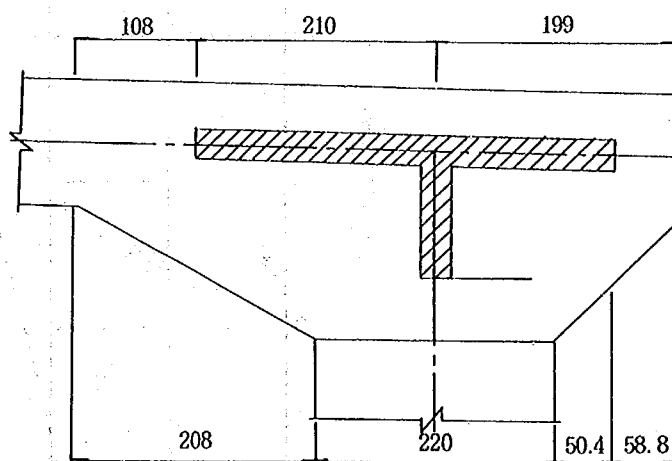
落石衝撃力は，Aタイプと同様にそれぞれの落石箇所で9tf，12tf，15tfおよび18tfの4ケースとした。



(a) 落石作用位置



(b) 山側隅角部剛域

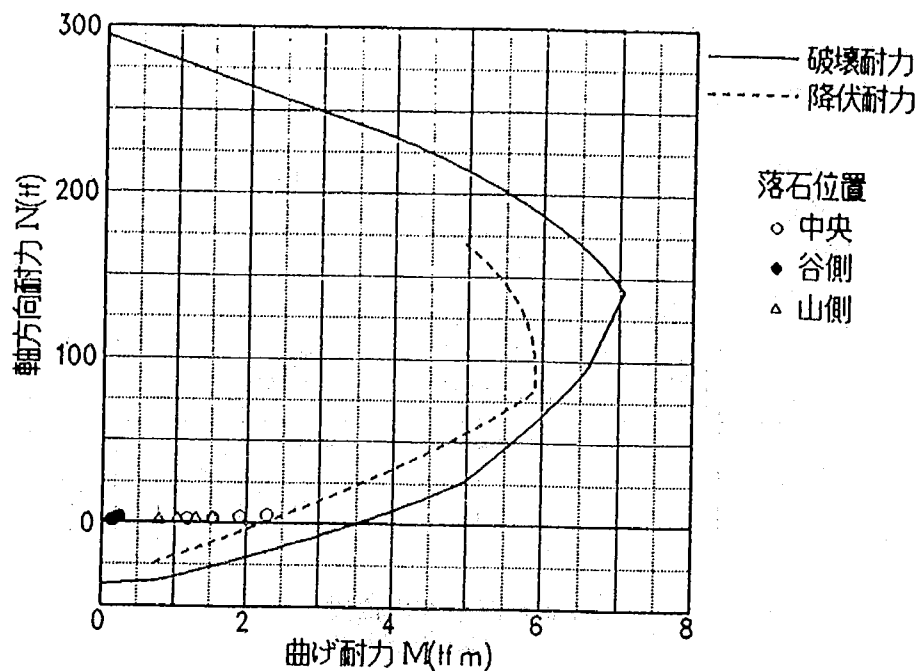


(c) 谷側隅角部剛域

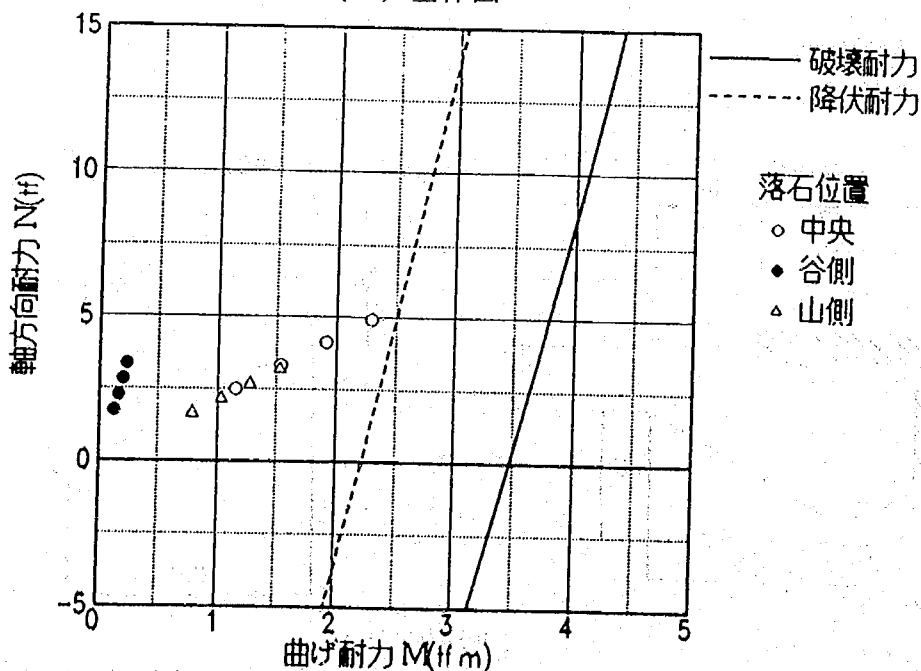
図-7.1 破壊解析の落石作用位置と隅角部剛域

7. 2 曲げ破壊の検討

Bタイプのロックシェッドの各部材断面の破壊および降伏曲線と落石衝撃力9tf, 12tf, 15tfおよび18tfによる内部応力（曲げモーメント・軸力）の関係を図-7.2～図-7.10に各部材ごとに示す。図中、実線は破壊曲線であり、一点鎖線は降伏曲線であり、点線は降伏開始曲線である。また、○は頂版中央への落石、●は谷側ハンチ端部への落石、△は山側ハンチ端部への落石であり、左から落石衝撃力が9tf, 12tf, 15tfおよび18tfのときの値である。



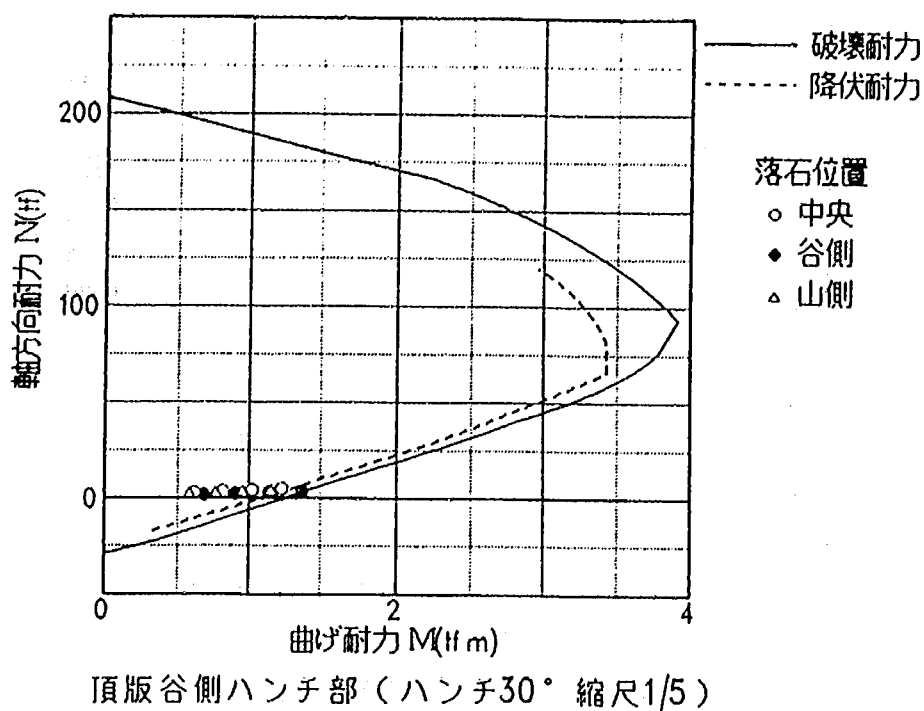
(a) 全体図



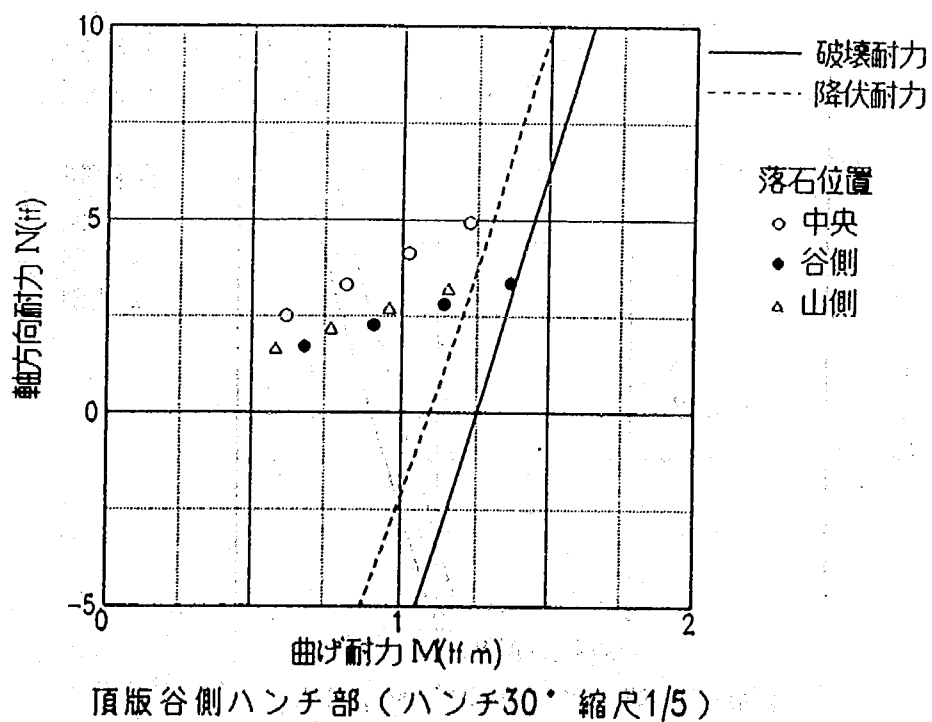
頂版谷側剛域部（ハンチ30° 縮尺1/5）

(b) 詳細図

図-7.2 頂版谷側剛域部の曲げ破壊照査

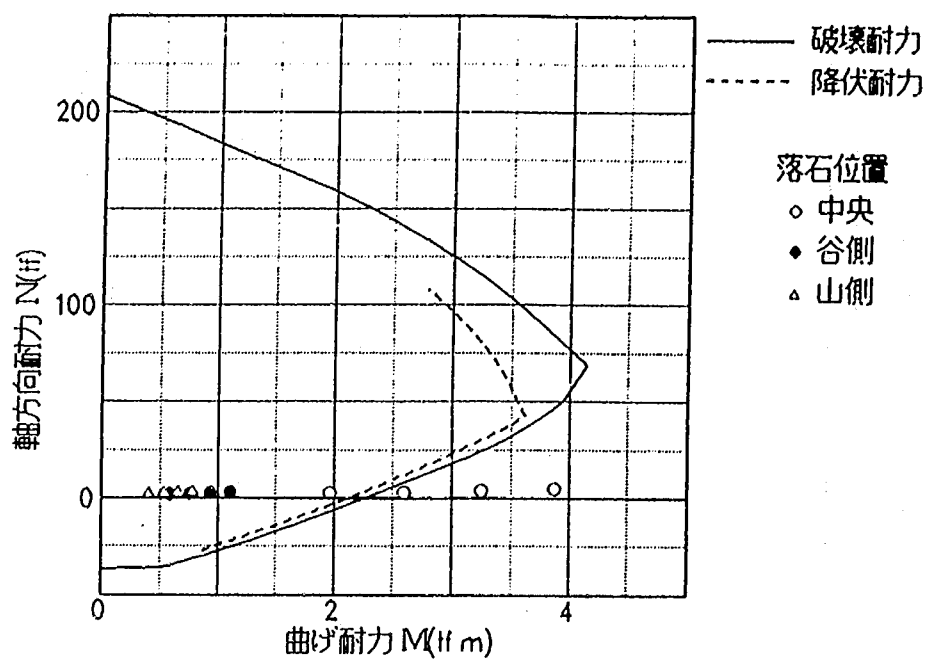


(a) 全体図



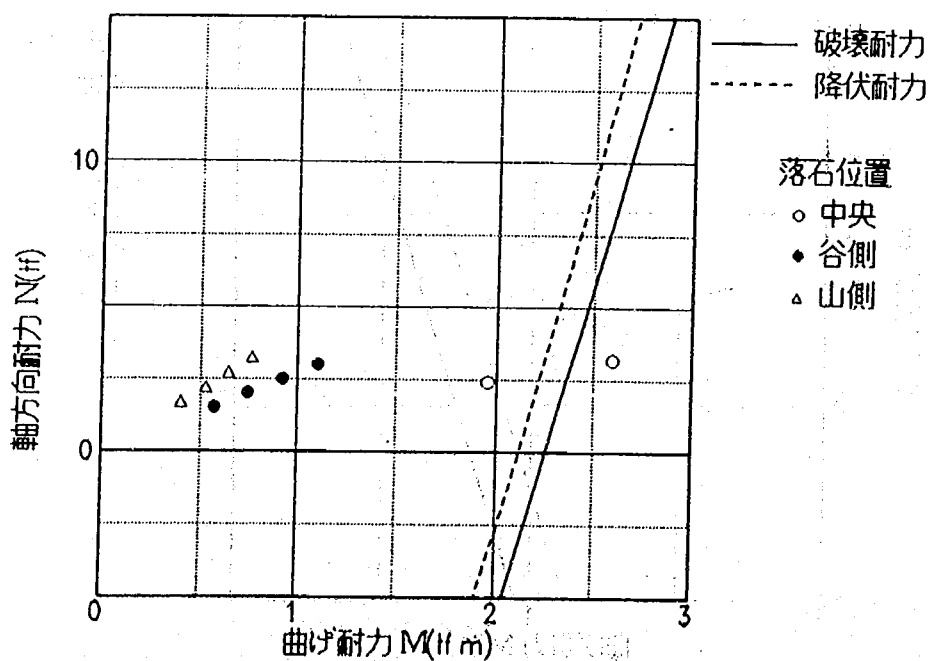
(b) 詳細図

図-7.3 頂版谷側ハンチ部の曲げ破壊照査



頂版一般部 (ハンチ30° 縮尺1/5)

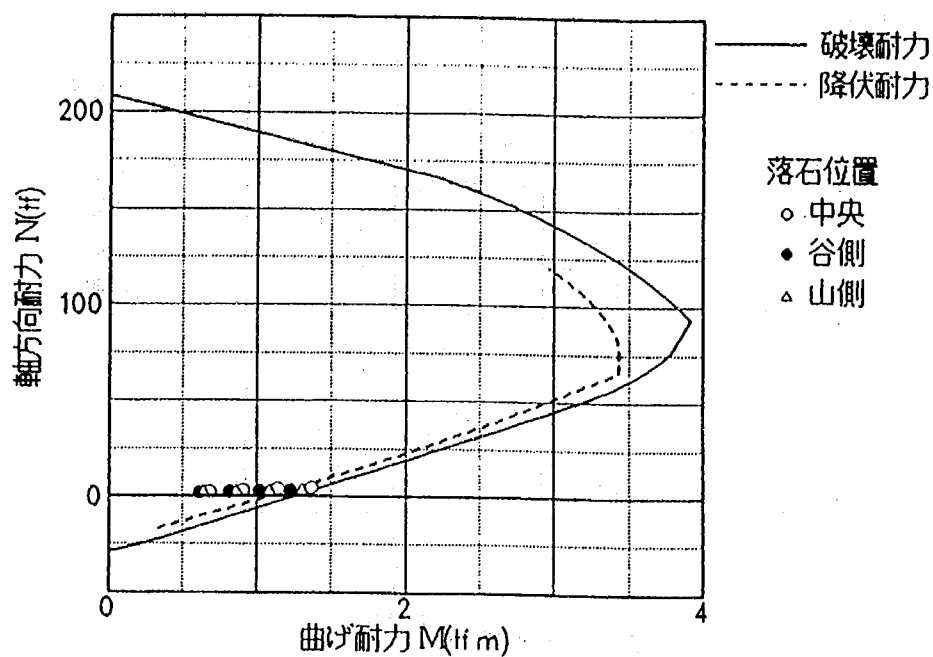
(a) 全体図



頂版一般部 (ハンチ30° 縮尺1/5)

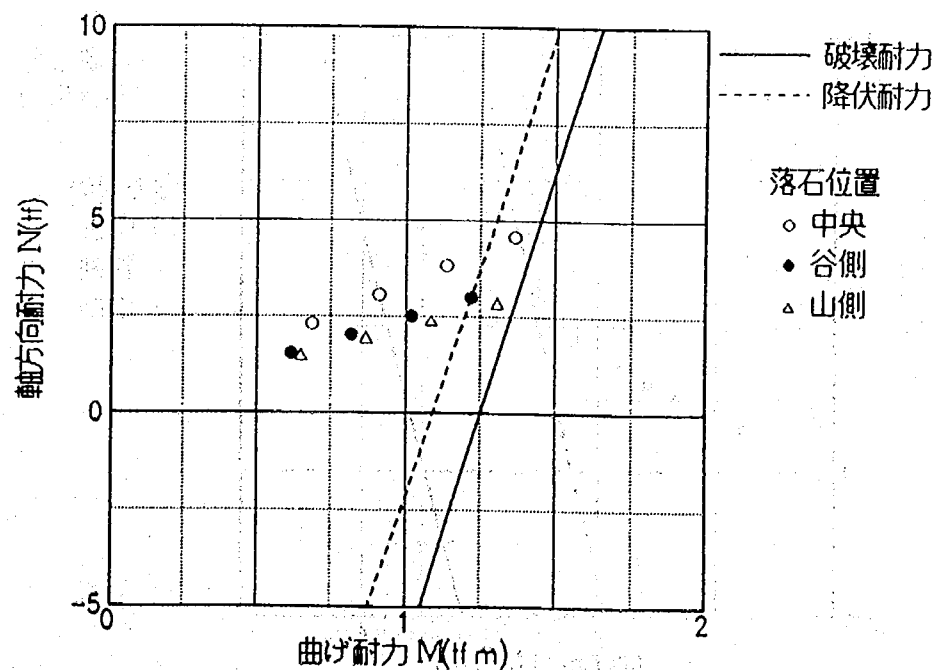
(b) 詳細図

図-7.4 頂版一般部の曲げ破壊照査



頂版山側ハンチ部（ハンチ 30° 縮尺 $1/5$ ）

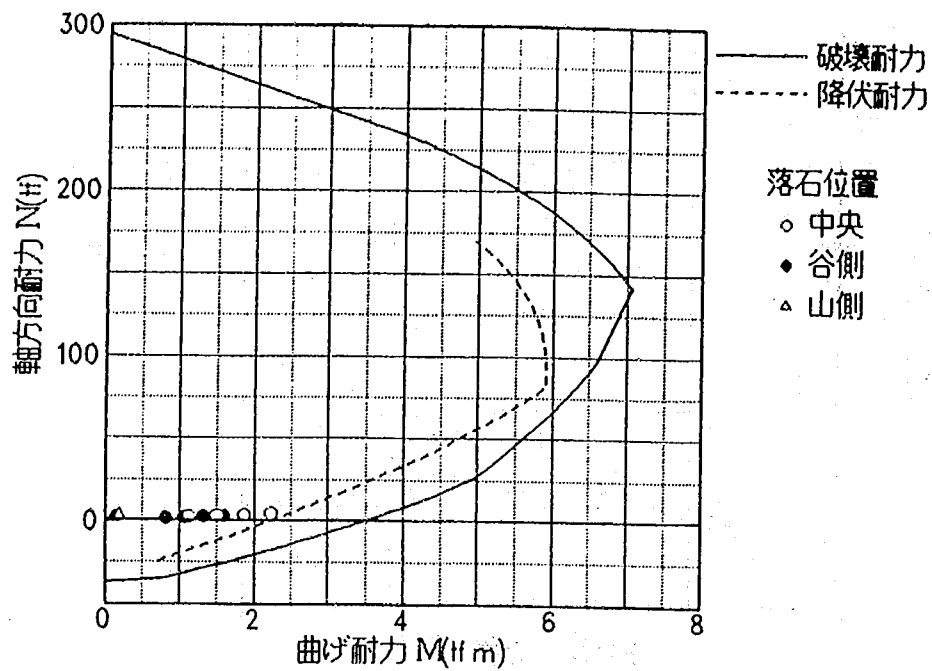
（a）全体図



頂版山側ハンチ部（ハンチ 30° 縮尺 $1/5$ ）

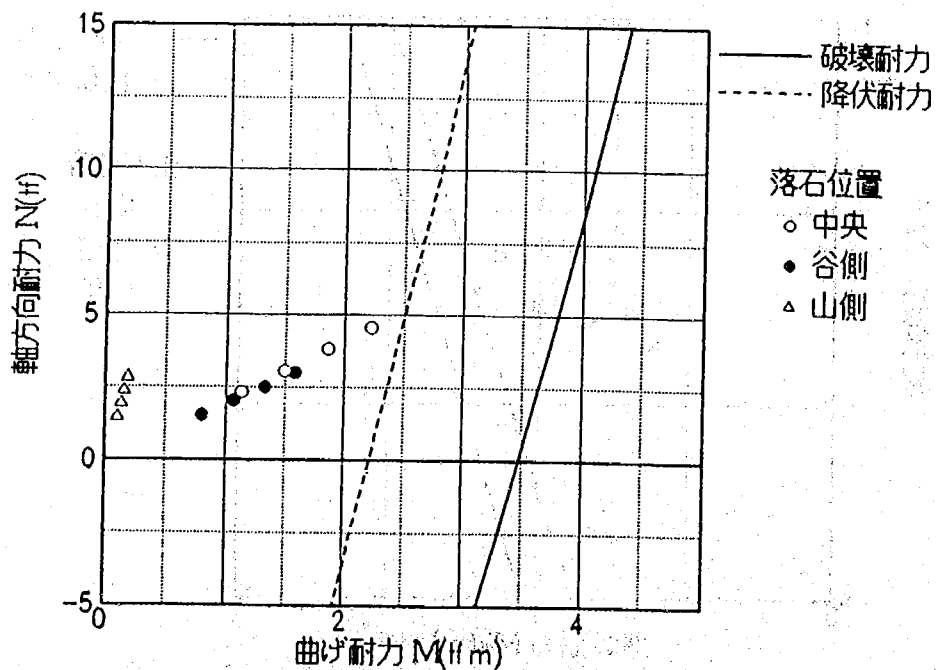
（b）詳細図

図-7.5 頂版山側ハンチ部の曲げ破壊照査



頂版山側剛域部 (ハンチ30 1/5 縮尺)

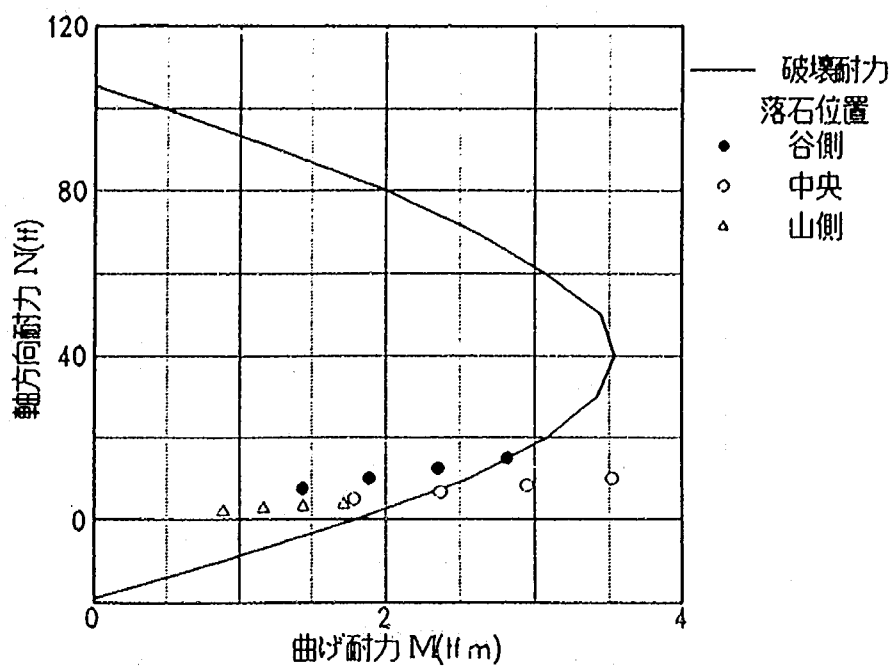
(a) 全体図



頂版山側剛域部 (ハンチ30 1/5 縮尺)

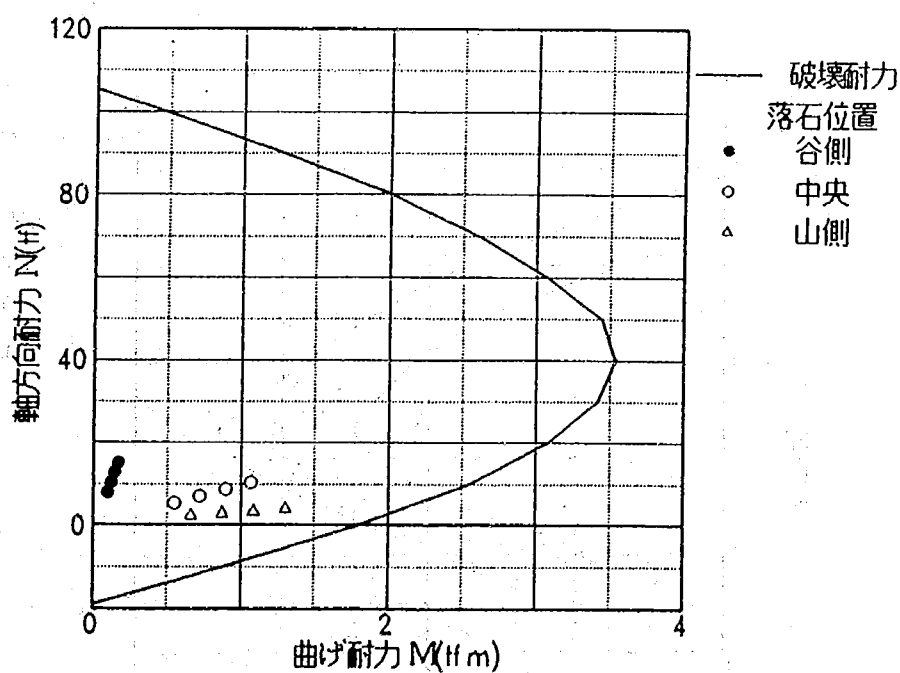
(b) 詳細図

図-7.6 頂版山側剛域部の曲げ破壊照査



柱 上端 (ハンチ30° 1/5縮尺)

図-7.7 柱上端の曲げ破壊照査



柱 下端 (ハンチ30° 1/5縮尺)

図-7.8 柱下端の曲げ破壊照査

山側壁では，許容応力度設計により決定した断面では，破壊耐力が小さいため，部材高を60cm（鉄筋D 6 ctc60）の場合と使用鉄筋をD 10ctc60（部材高50cm）の場合についても検討した。

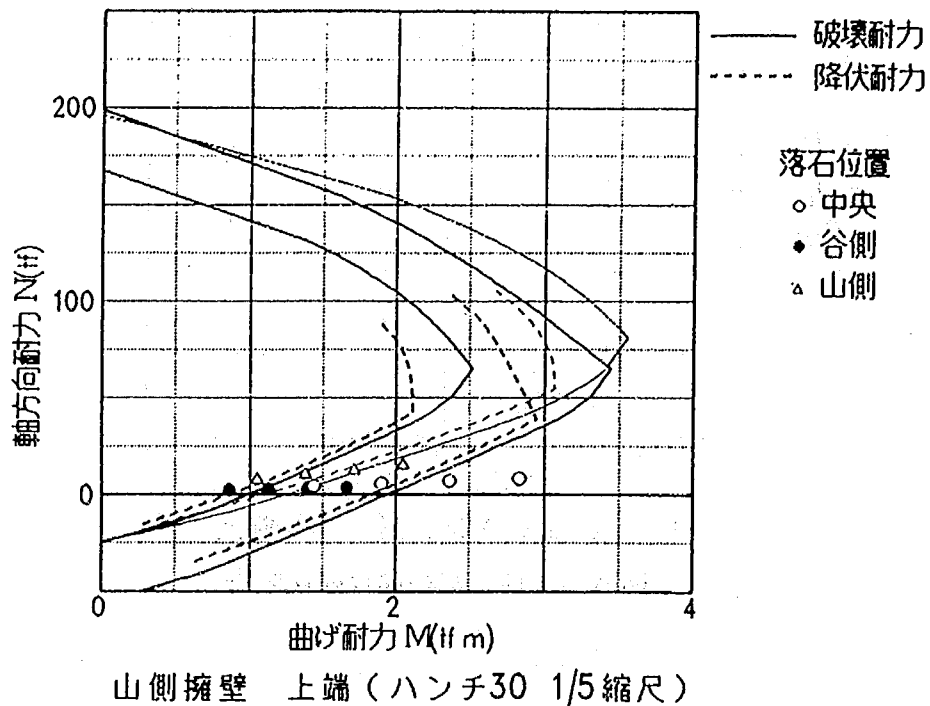


図-7.9 山側壁の曲げ破壊照査

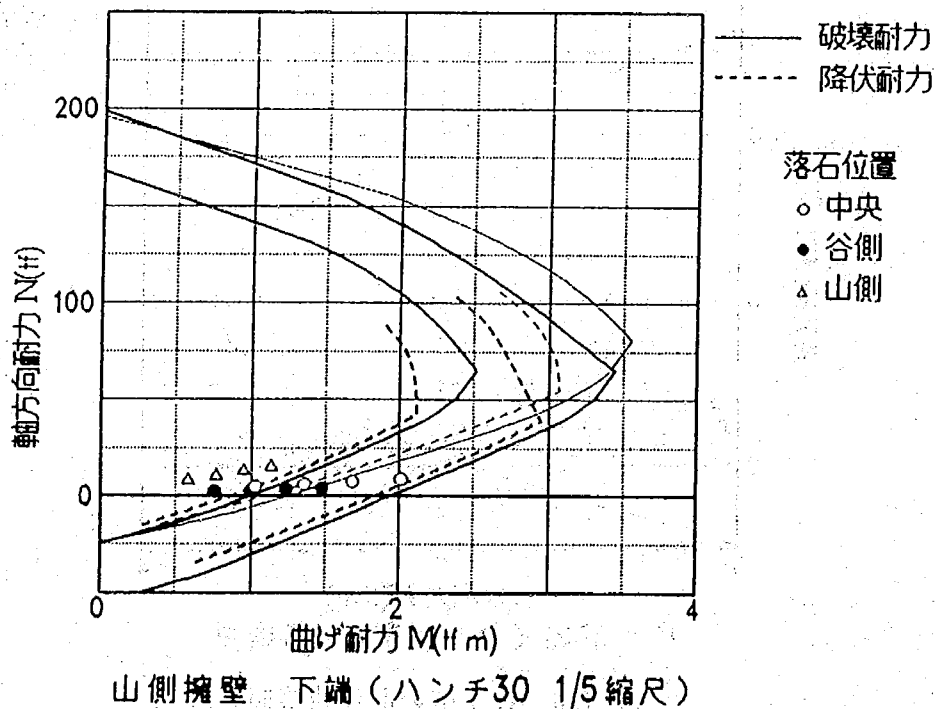


図-7.10 山側壁下端の曲げ破壊照査

7. 3 せん断破壊の検討

6. 5 (3) で決定したせん断補強鉄筋によるBタイプのロックシェットの各部材断面のせん断破壊の検討結果を表-7.1に各部材ごとに示す。ここでも、曲げ破壊照査と同様に、隅角部剛域端部への落石結果は隅角部剛域端部への落石はいずれもハンチ端部への落石より発生するせん断力が小さいため削除した。

表-7.1 せん断破壊照査 (せん断補強鉄筋比 $\rho = 0.352\%$)

(a) 落石載荷位置 谷側ハンチ

RCロックシェットのせん断破壊照査

設計落石荷重

6 tf

落石作用位置

谷側

ハンチ

30°

せん断鉄筋比

0.00352

せん断鉄筋

D 6

せん断鉄筋間隔

延長方向

18 幅員方向

5

谷側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.678	1.718	7.445	12.014
12	0.907	2.265	9.877	12.011
15	1.136	2.812	12.309	12.008
18	1.366	3.359	14.741	12.007

柱上端

荷重	M	N	S	Vyk
9	1.429	7.730	1.568	7.484
12	1.888	10.174	2.066	7.481
15	2.347	12.618	2.565	7.480
18	2.806	15.062	3.063	7.479

谷側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.129	1.719	7.483	22.802
12	0.163	2.266	9.917	22.924
15	0.197	2.813	12.350	23.004
18	0.231	3.360	14.784	23.060

柱下端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.092	7.848	1.563	10.280
12	0.116	10.292	2.066	10.280
15	0.141	12.736	2.565	10.280
18	0.165	15.180	3.063	10.280

桁中央部

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.568	1.535	1.689	10.136
12	0.746	2.021	2.256	10.137
15	0.923	2.508	2.824	10.138
18	1.100	2.995	3.391	10.139

山側擁壁上端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.855	1.937	1.568	10.437
12	1.125	2.495	2.066	10.432
15	1.395	3.053	2.565	10.429
18	1.664	3.610	3.063	10.428

山側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.613	1.532	1.849	12.011
12	0.815	2.018	2.416	12.008
15	1.017	2.505	2.984	12.007
18	1.218	2.992	3.551	12.006

山側擁壁下端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.751	2.141	1.568	10.494
12	0.991	2.699	2.066	10.481
15	1.231	3.257	2.565	10.474
18	1.471	3.814	3.063	10.469

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.799	1.532	1.879	22.707
12	1.058	2.018	2.446	22.704
15	1.316	2.505	3.014	22.703
18	1.575	2.992	3.581	22.702

表-7.1 せん断破壊照査 (せん断補強鉄筋比 $\rho = 0.352\%$)

(b) 落石載荷位置 頂版中央

RCロックシェットのせん断破壊照査

設計落石荷重 6 tf
ハンチ 30°

落石作用位置 中央
せん断鉄筋比 0.00352
せん断鉄筋間隔 延長方向

せん断鉄筋 18 幅員方向

D 6
5

谷側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.616	2.501	4.962	12.171
12	0.818	3.309	6.566	12.170
15	1.020	4.117	8.171	12.169
18	1.222	4.926	9.775	12.168

柱上端

荷重	M	N	S
9	1.787	5.258	2.401
12	2.364	6.878	3.177
15	2.942	8.498	3.953
18	3.520	10.118	4.729

谷側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	1.154	2.502	4.995	20.447
12	1.530	3.310	6.599	20.446
15	1.905	4.118	8.204	20.445
18	2.281	4.927	9.808	20.445

柱下端

荷重	M	N	S
9	0.543	5.376	2.401
12	0.718	6.996	3.177
15	0.892	8.616	3.953
18	1.067	10.236	4.729

桁中央部

荷重	M	N	S	Vyk
9	1.956	2.408	0.322	9.946
12	2.595	3.186	0.425	9.945
15	3.235	3.964	0.528	9.945
18	3.875	4.742	0.631	9.945

山側擁壁上端

荷重	M	N	S
9	1.437	4.409	2.401
12	1.901	5.791	3.177
15	2.365	7.172	3.953
18	2.829	8.554	4.729

山側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.685	2.315	4.337	12.101
12	0.911	3.063	5.734	12.100
15	1.137	3.811	7.131	12.099
18	1.363	4.559	8.528	12.098

山側擁壁下端

荷重	M	N	S
9	1.021	4.613	2.401
12	1.351	5.995	3.177
15	1.681	7.376	3.953
18	2.011	8.758	4.729

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	1.121	2.315	4.367	22.748
12	1.486	3.063	5.764	22.747
15	1.852	3.811	7.161	22.746
18	2.217	4.559	8.558	22.745

表-7.1 せん断破壊照査 (せん断補強鉄筋比 $\rho = 0.352\%$)

(c) 落石載荷位置 山側ハンチ

RCロックシェットのせん断破壊照査

設計落石荷重 6 tf
ハンチ 30°

落石作用位置 山側
せん断鉄筋比 0.00352
せん断鉄筋間隔 延長方向

せん断鉄筋 D 6
18 幅員方向 5

谷側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.580	1.625	1.798	12.042
12	0.769	2.141	2.348	12.040
15	0.959	2.657	2.897	12.039
18	1.149	3.173	3.447	12.038

柱上端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.884	2.077	1.589	7.093
12	1.161	2.637	2.094	7.083
15	1.438	3.196	2.599	7.076
18	1.715	3.756	3.104	7.072

谷側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.776	1.626	1.831	20.431
12	1.025	2.142	2.381	20.430
15	1.274	2.658	2.930	20.429
18	1.523	3.174	3.480	20.429

柱下端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.657	2.195	1.589	7.219
12	0.870	2.755	2.094	7.197
15	1.083	3.314	2.599	7.183
18	1.296	3.874	3.104	7.174

桁中央部

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.401	1.622	1.662	10.310
12	0.523	2.138	2.212	10.316
15	0.644	2.654	2.761	10.320
18	0.766	3.170	3.311	10.323

山側擁壁上端

荷重	M	N	S	Vyk
9	1.046	7.590	1.589	10.920
12	1.380	10.032	2.094	10.922
15	1.714	12.474	2.599	10.922
18	2.047	14.916	3.104	10.923

山側ハンチ境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.647	1.439	7.501	11.983
12	0.866	1.895	9.952	11.979
15	1.084	2.351	12.404	11.977
18	1.303	2.807	14.856	11.975

山側擁壁下端

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.580	7.794	1.589	11.519
12	0.764	10.236	2.094	11.515
15	0.947	12.678	2.599	11.514
18	1.130	15.120	3.104	11.513

山側剛域部境界

荷重	M	N	S	Vyk
9	0.104	1.439	7.531	26.006
12	0.131	1.895	9.982	26.180
15	0.158	2.351	12.434	26.294
18	0.184	2.807	14.886	26.398

8. CタイプおよびDタイプの選定

8. 1 セン断補強鉄筋比

6. 5 (3) で決定したせん断補強鉄筋の道路軸方向および道路軸直角方向のスターラップの間隔を規定値内でせん断補強鉄筋比を増大し、せん断耐力の向上について検討する。スターラップの鉄筋径はD 6 より変更しない。

頂版のせん断補強鉄筋比の増大は、表-8.1のとおりとする。

●せん断補強鉄筋比 ρ

$$\rho = A_w / (a_o \times a)$$

A_w : せん断補強鉄筋 1 本あたりの断面積

表-8.1 頂版のせん断補強鉄筋比とスターラップの間隔

せん断補強鉄筋比 ρ (%)	スターラップの間隔(mm)	
	道路軸方向 a_o	道路軸直角方向 a
0. 5 8 6	1 8 0	3 0
0. 6 6 0	1 2 0	4 0
0. 8 8 0	1 2 0	3 0

8. 2 破壊のメカニズムとせん断補強の効果

図-7.2～図-7.10の曲げ破壊照査により得られた破壊荷重とせん断破壊照査により得られた破壊荷重を表-8.2にまとめる。谷側に落石が作用した場合、山側壁の上端が落石衝撃力10.7tfで曲げ降伏する。中央に落石が生じた場合も谷側への落石と同様に山側壁の上端が落石衝撃力6.2tfで曲げ降伏し、せん断破壊の先行は見られない。山側に落石が作用した場合も、山側壁の上端が落石衝撃力10.5tfで曲げ降伏し、せん断破壊の先行は見られない。

実寸法では、設計条件に堆積土砂荷重、山側壁背面土砂の土圧、山側壁背面の抵抗があるため山側壁の部材厚は本解析の部材より厚くなるのが一般的である。したがって、山側壁の断面構造をさらに検討する余地がある。

表-8.2 破壊荷重とせん断補強の効果

(a) 落石荷重作用位置 谷側

照査箇所	破壊荷重(tf)					
	曲げ耐力		せん断耐力			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比(%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	—	—	28.4	39.3	42.7	52.9
谷側ハンチ	17.3	19.2	14.6	20.1	21.8	26.9
曲げ最大	40.0	48.0	53.8	53.8	62.4	62.4
山側ハンチ	18.0	20.5	62.7	86.1	93.3	115.2
山側剛域	27.5	42.5	106.8	152.6	166.6	209.7
柱上端	—	18.0	44.5	44.5	44.5	44.5
柱下端	—	—	61.5	61.5	61.5	61.5
山側壁上端	10.7	12.0	53.7	53.7	53.7	53.7
山側壁下端	11.7	13.0	53.7	53.7	53.7	53.7

(b) 落石荷重作用位置 中央

照査箇所	破壊荷重(tf)					
	曲げ耐力		せん断耐力			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比(%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	21.0	33.0	37.9	54.0	59.1	74.2
谷側ハンチ	20.8	23.5	22.5	30.7	33.3	41.0
曲げ最大	10.1	10.9	289.3	289.3	337.4	337.4
山側ハンチ	16.8	19.0	25.7	35.1	38.1	46.9
山側剛域	20.3	32.3	43.5	62.0	67.8	85.2
柱上端	—	11.3	27.4	27.4	27.4	27.4
柱下端	—	60.0	30.6	30.6	30.6	30.6
山側壁上端	6.2	8.1	34.7	34.7	34.7	34.7
山側壁下端	9.0	10.2	35.1	35.1	35.1	35.1

(c) 落石荷重作用位置 山側

照査箇所	破壊荷重 (tf)					
	曲げ耐力		せん断耐力			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比 (%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	31.5	49.5	110.4	157.3	172.3	216.4
谷側ハンチ	20.7	23.2	64.8	88.8	96.3	118.8
曲げ最大	63.3	68.0	56.5	56.5	65.4	65.4
山側ハンチ	16.5	18.9	14.5	19.9	21.6	26.6
山側剛域	—	—	28.5	39.4	42.9	53.1
柱上端	—	22.5	41.4	41.4	41.4	41.4
柱下端	—	30.6	41.8	41.8	41.8	41.8
山側壁上端	10.5	12.0	55.3	55.3	55.3	55.3
山側壁下端	24.3	27.3	57.9	57.9	57.9	57.9

8. 3 山側壁の断面構造と破壊形態

実寸法の場合、山側壁背面の土圧または、岩盤および埋戻しコンクリートの抵抗により、鉛直下向きの落石では山側壁および柱の曲げ破壊が先行することはないと思われる。しかし、1/5縮尺の実験では山側壁背面の土圧や岩盤および埋戻しコンクリートがないため、山側壁に過大な曲げモーメントが生じた。したがって、鉄筋比および断面の縮尺を無視して補強を行った構造を表-8.3に検討する。

曲げ破壊に対する検討はすでに、図-7.9および図-7.10でなされており、検討ケースは使用鉄筋をD6とし、部材高を60cmとした場合と部材高を50cmとし、使用鉄筋をD10とした場合で検討した。

表-8.3の結果から部材高を50cmとし、主鉄筋をD10とした場合には山側壁の先行的な破壊は発生せず、実構造の破壊形態に類似することから、山側壁の主鉄筋については1/5縮尺を無視し、部材高を50cmとし、主鉄筋をD10とする。

山側壁の主鉄筋を変更した後の破壊荷重とせん断補強鉄筋の効果について表-8.4に示す。

表-8.3 断面構造変化にともなう山側壁の破壊荷重の変化

(a) 山側壁上端

落石位置	部材高 (cm)	使用鉄筋	破壊荷重(tf)		全体構造の最小破壊荷重	
			曲げ耐力		曲げ降伏 (破壊箇所)	せん断破壊 (破壊箇所)
			降伏	破壊		
谷側	50	D6	10.7	11.7	53.7	18.0 (山側ハッチ)
	60	D6	14.0	15.0		
	50	D10	22.7	24.3		
中央	50	D6	6.2	9.0	34.7	10.1 (頂版中央)
	60	D6	8.4	12.0		
	50	D10	13.5	18.9		
山側	50	D6	10.5	12.0	55.3	16.5 (山側ハッチ)
	60	D6	15.0	16.7		
	50	D10	21.9	23.1		

(b) 山側壁下端

落石位置	部材高 (cm)	使用鉄筋	破壊荷重		全体構造の最小破壊荷重	
			曲げ耐力		曲げ降伏 (破壊箇所)	せん断破壊 (破壊箇所)
			降伏	破壊		
谷側	50	D6	11.7	13.0	53.7	18.0 (山側ハッチ)
	60	D6	15.0	17.0		
	50	D10	24.3	25.7		
中央	50	D6	9.0	10.2	35.1	10.1 (頂版中央)
	60	D6	12.0	13.4		
	50	D10	18.9	20.1		
山側	50	D6	24.3	27.3	57.9	16.5 (山側ハッチ)
	60	D6	36.0	40.8		
	50	D10	46.2	48.6		

表-8.4 山側壁の主鉄筋変更後の破壊荷重とせん断補強鉄筋の効果

(a) 落石荷重作用位置 谷側

照査箇所	破壊荷重(tf)					
	曲げ耐力		せん断耐力			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比(%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	—	—	28.4	39.3	42.7	52.9
谷側ハンチ	17.3	19.2	14.6	20.1	21.8	26.9
曲げ最大	40.0	48.0	53.8	53.8	62.4	62.4
山側ハンチ	36.0	40.5	71.5	94.8	102.1	123.9
山側剛域	39.0	41.6	119.0	164.6	178.8	221.6
柱上端	—	18.0	44.5	44.5	44.5	44.5
柱下端	—	—	61.5	61.5	61.5	61.5
山側壁上端	21.4	22.7	62.3	62.3	62.3	62.3
山側壁下端	24.0	25.3	62.2	62.2	62.2	62.2

(b) 落石荷重作用位置 中央

照査箇所	破壊荷重(tf)					
	曲げ耐力		せん断耐力			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比(%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	21.0	33.0	37.9	54.0	59.1	74.2
谷側ハンチ	20.8	23.5	22.5	30.7	33.3	41.0
曲げ最大	10.1	10.9	289.3	289.3	337.4	337.4
山側ハンチ	25.0	32.3	29.3	38.8	41.7	50.6
山側剛域	36.3	38.8	48.4	67.0	72.8	90.2
柱上端	—	11.3	27.4	27.4	27.4	27.4
柱下端	—	60.0	30.6	30.6	30.6	30.6
山側壁上端	13.5	18.9	40.3	40.3	40.3	40.3
山側壁下端	18.9	20.1	41.0	41.0	41.0	41.0

(c) 落石荷重作用位置 山側

照査箇所	破壊荷重 (tf)					
	曲げ耐力		せん断耐力			
	曲げ降伏	曲げ破壊	せん断補強鉄筋比 (%)			
			0.352	0.586	0.660	0.880
谷側剛域	31.5	49.5	110.4	157.3	172.3	216.4
谷側ハンチ	20.7	23.2	64.8	88.8	96.3	118.8
曲げ最大	63.3	68.0	56.5	56.5	65.4	65.4
山側ハンチ	35.6	37.8	16.5	21.3	23.6	28.6
山側剛域	—	—	32.7	43.7	47.2	57.5
柱上端	—	22.5	41.4	41.4	41.4	41.4
柱下端	—	30.6	41.8	41.8	41.8	41.8
山側壁上端	21.9	23.1	64.5	64.5	64.5	64.5
山側壁下端	46.2	48.6	67.9	67.9	67.9	67.9

表中、は先行する破壊を示し、は曲げ破壊を生じる破壊荷重の最小値であり、は塑性ヒンジの形成がせん断破壊より先行する場合を示す。せん断破壊する前に塑性ヒンジを発生させるためには、せん断補強鉄筋比を $\rho \geq 0.586$ 以上としなければならない。

ま と め

本研究により、RC製門型ロックシェッドの断面形状が決まれば、せん断補強鉄筋量を割り増すことにより、確実にせん断破壊の先行を回避しうる構造が設計できることが明かとなった。

今回の解析では、終局強度の照査に用いられる曲げモーメントと軸力の相関曲線から破壊耐力を求めた。これによれば、せん断破壊に先行して曲げ破壊が発生する構造を数値計算によって検討することができる。本検討の結果から最も効果的なせん断補強対策は、せん断補強鉄筋を割り増しすることであることがわかった。

今後予定されている実験によりせん断補強の効果が確認できれば、この研究成果を実設計に反映することにより、鉄筋コンクリートの曲げ靱性によるエネルギー吸収が十分に期待できるRC製門型ロックシェッドの設計・施工が可能となると考えられる。

配筋図 (ハンチ仰角45° セン断補強前)

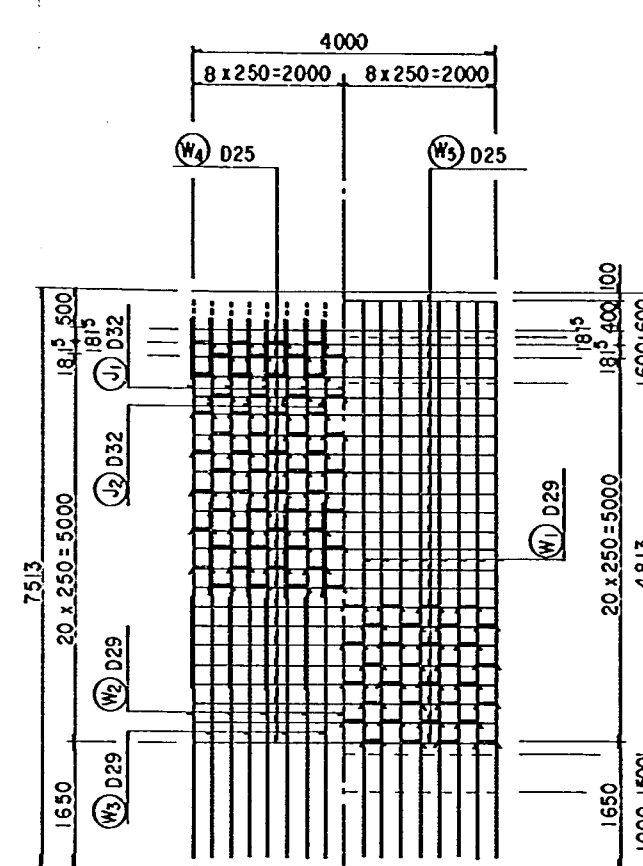
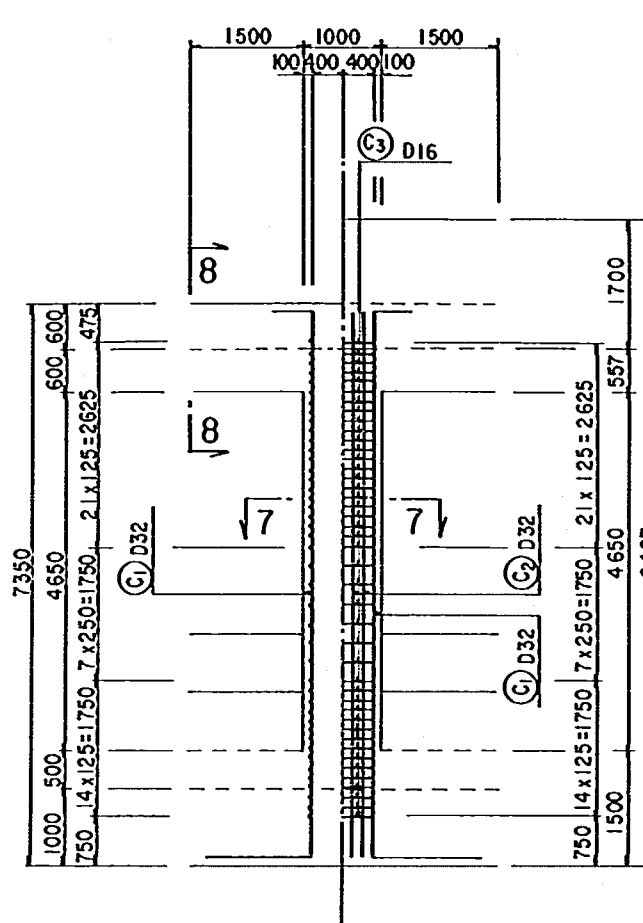
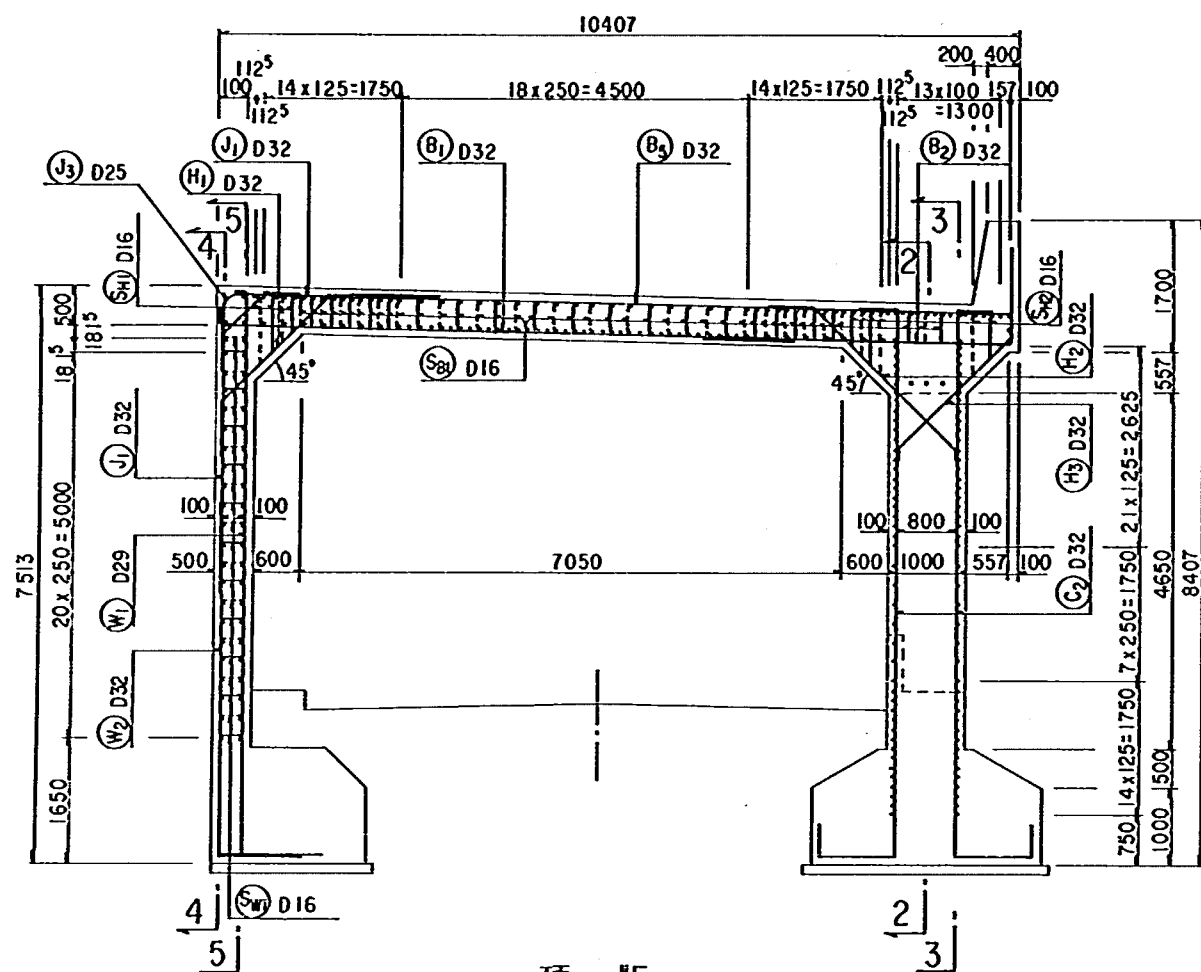
1-1

2-2

3-3

4-4

5-5



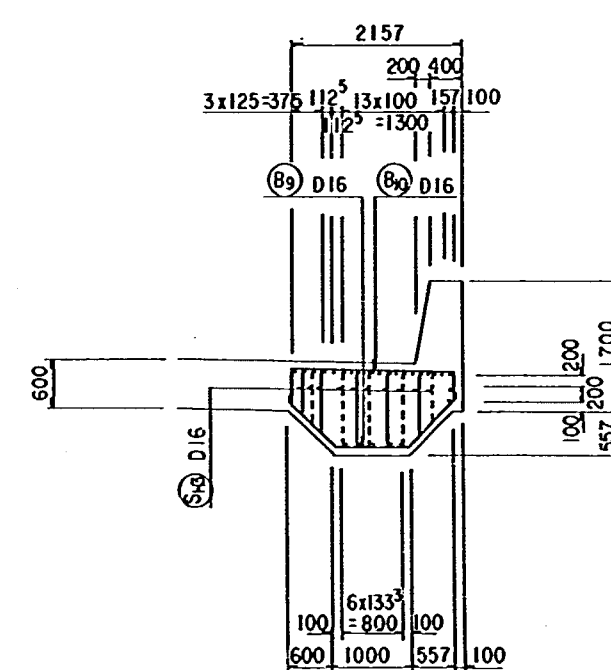
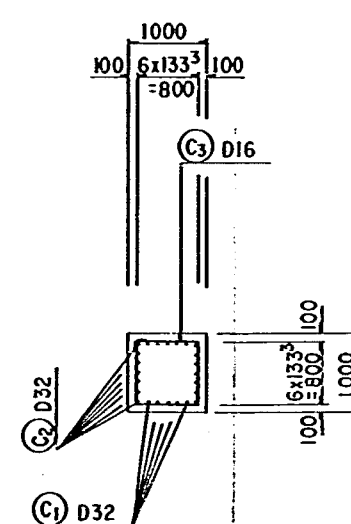
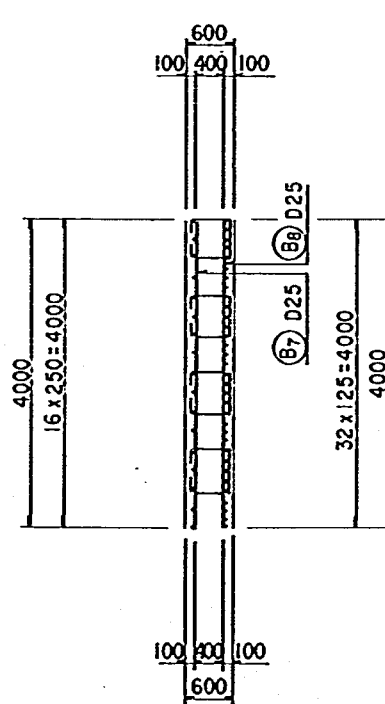
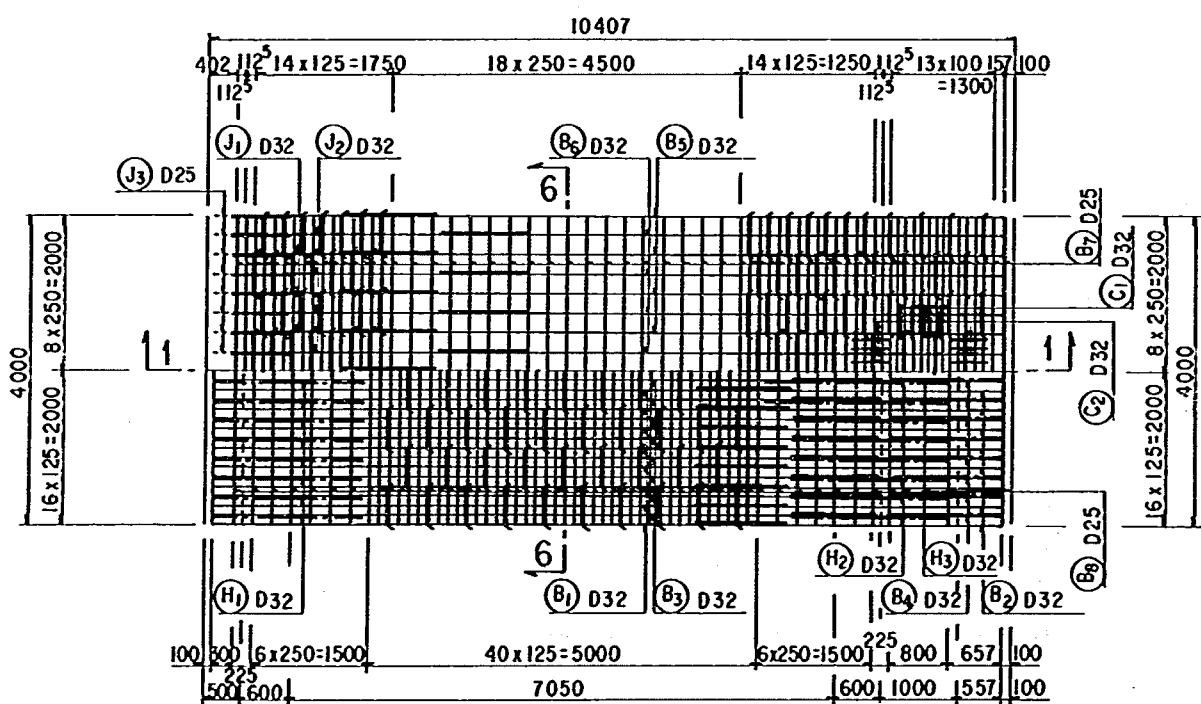
頂版

6-6

7-7

8-8

下面 ← 上面



付表1-1

実大ロックシェッド配筋図

(ハンチ仰角45° セン断補強前)

配筋図 (ハンチ仰角45° せん断補強後)

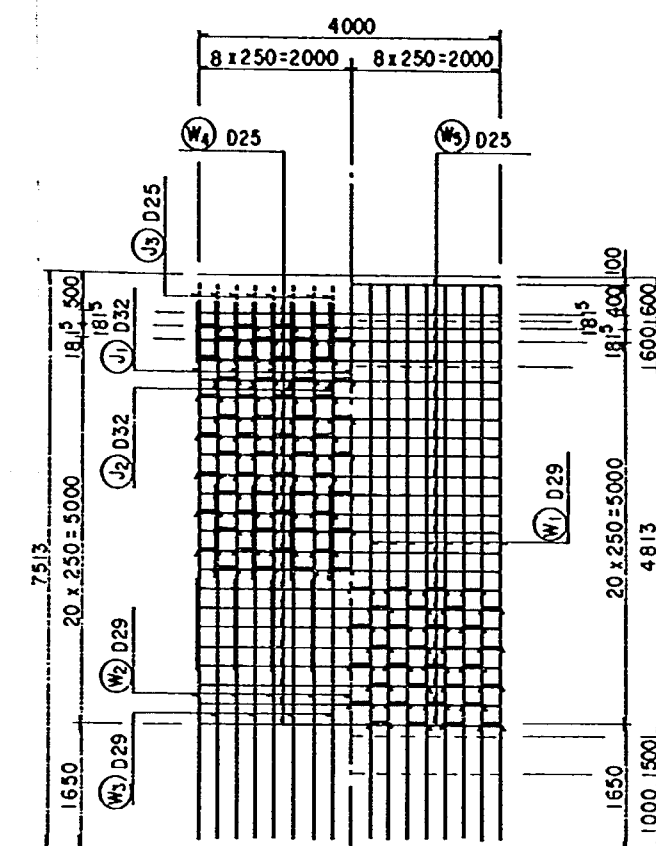
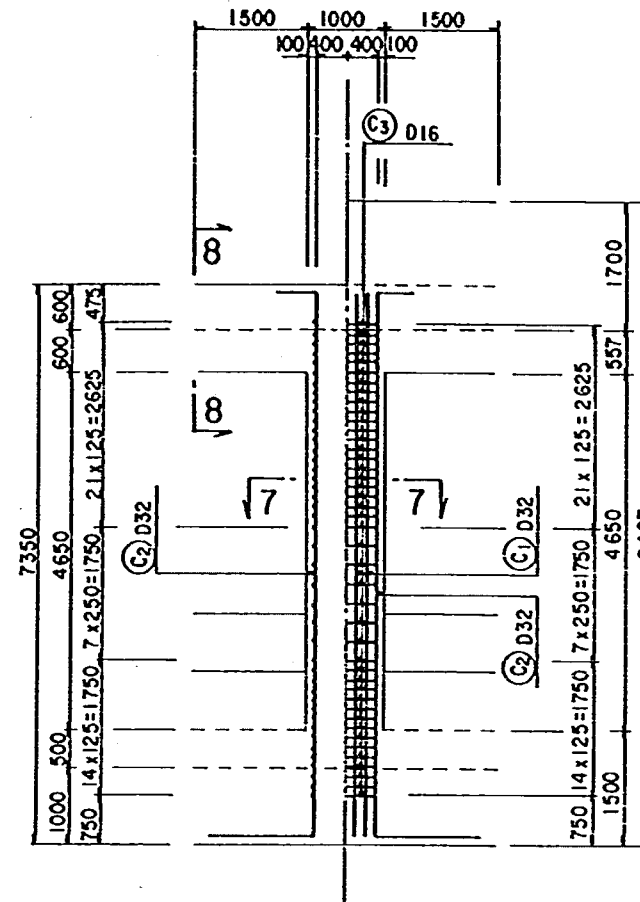
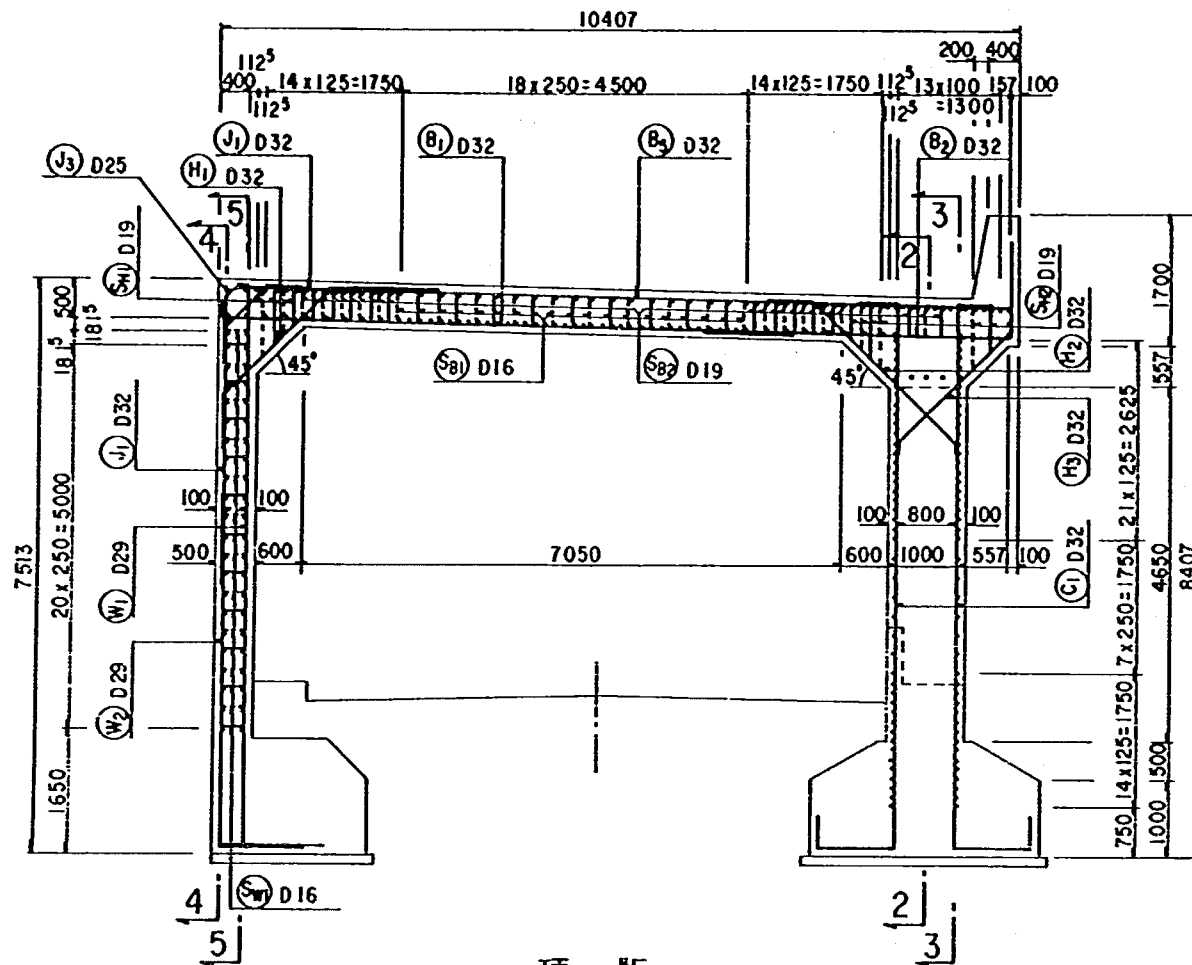
1-1

2-2

3-3

4-4

5-5

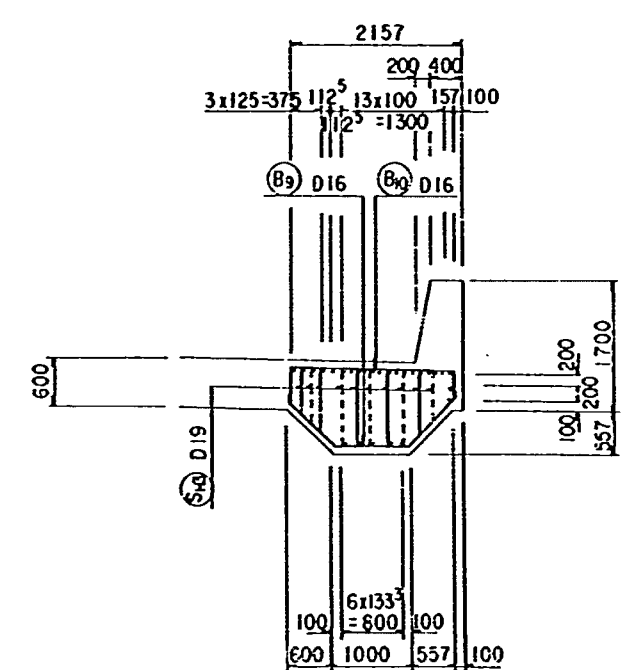
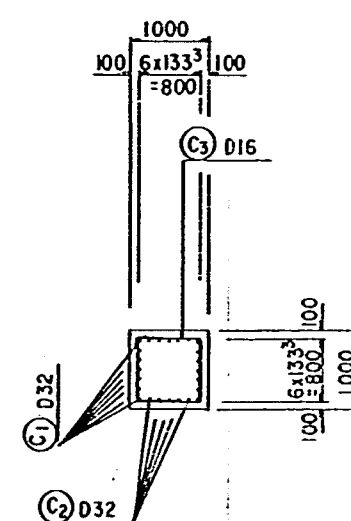
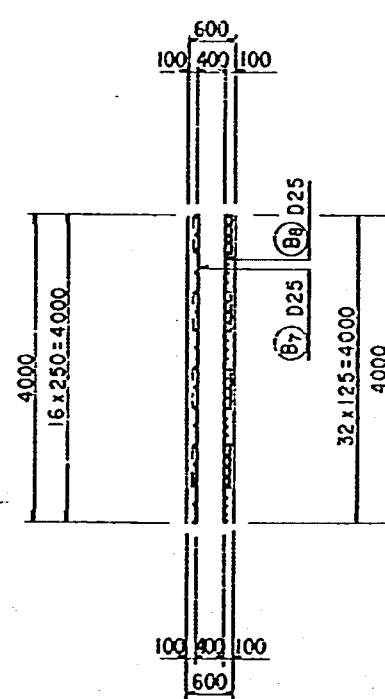
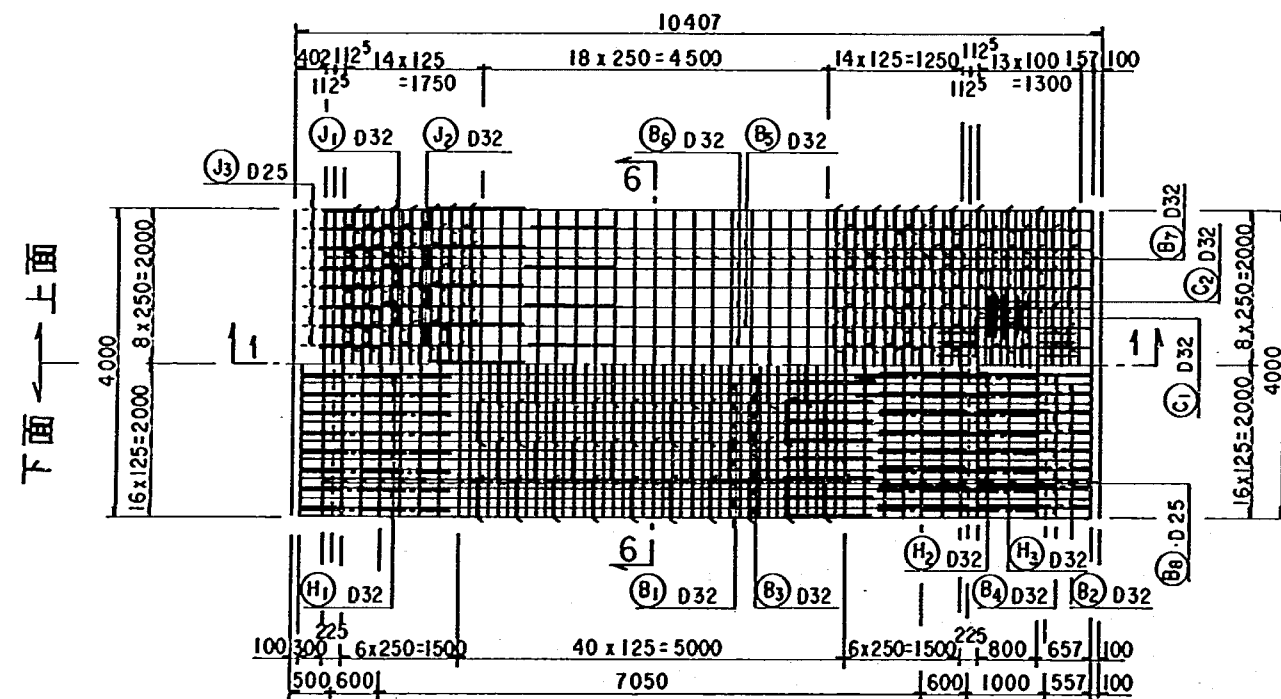


頂版

6-6

7-7

8-8

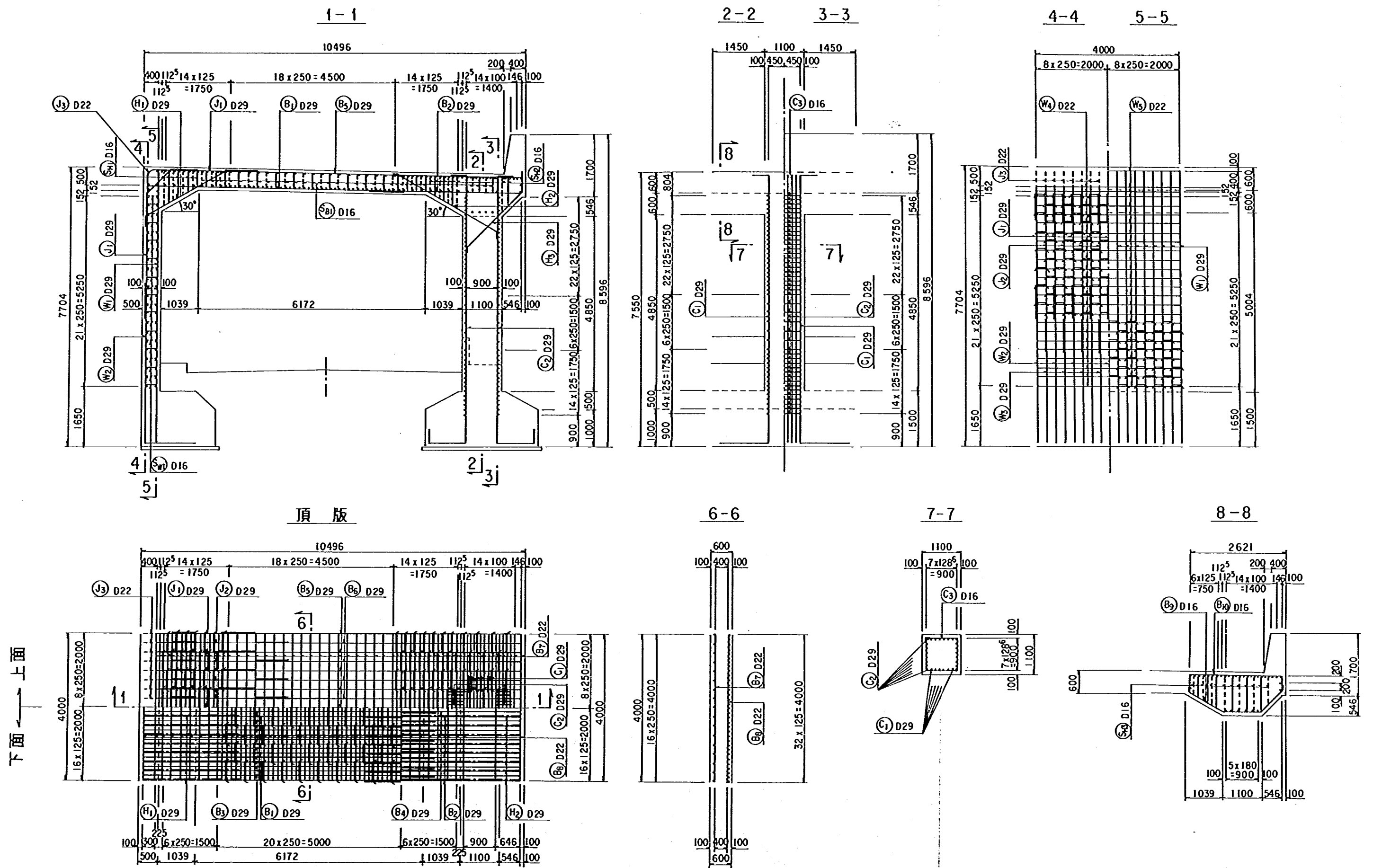


付表 I-2

実大ロックシェッド配筋図

(ハンチ仰角45° せん断補強後)

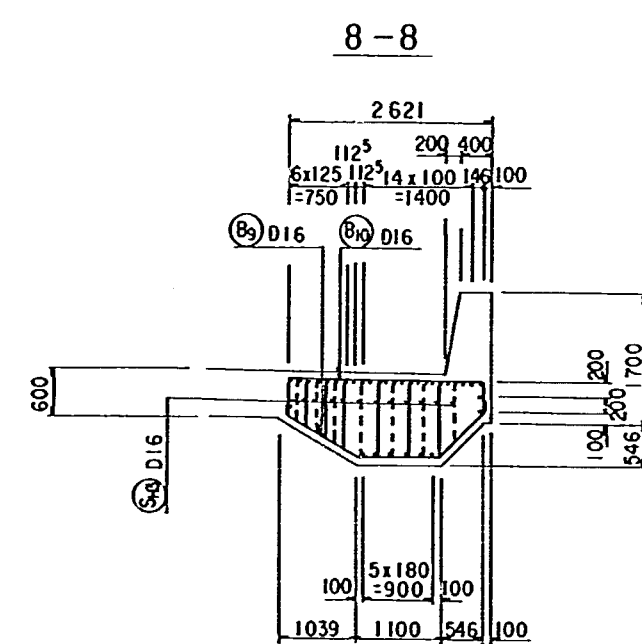
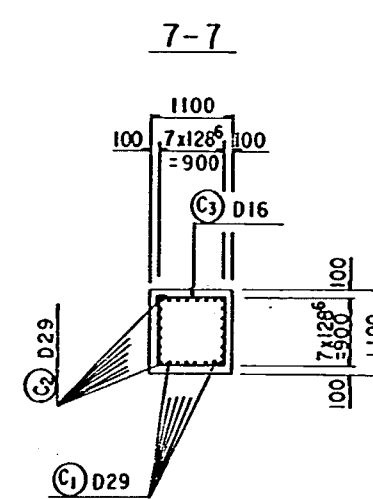
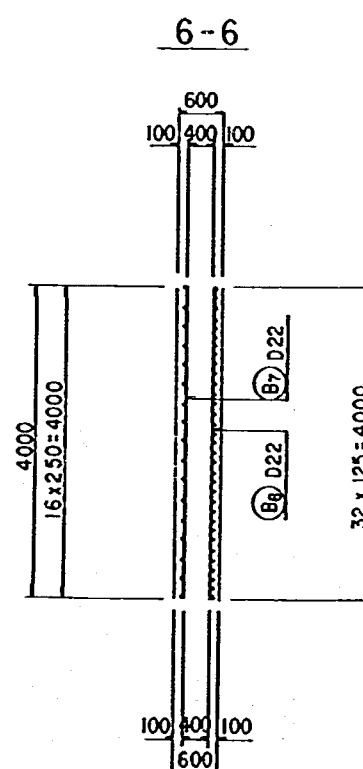
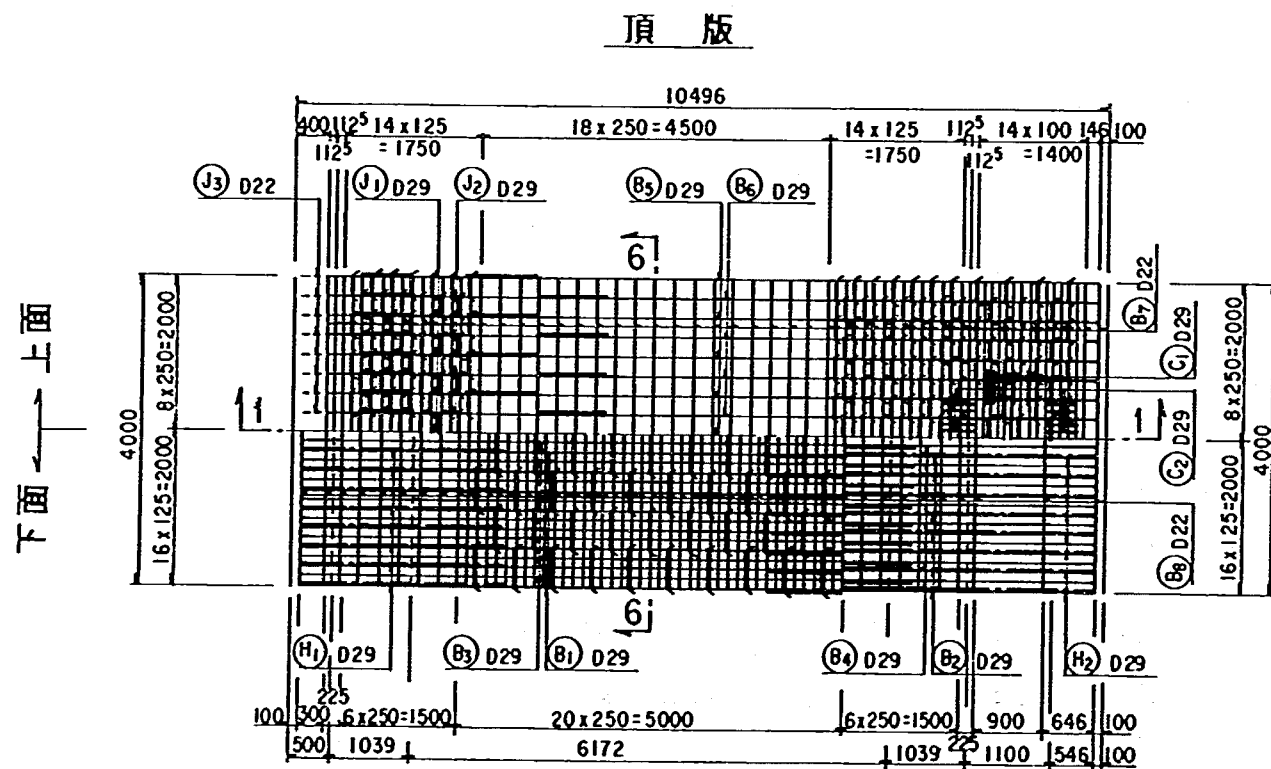
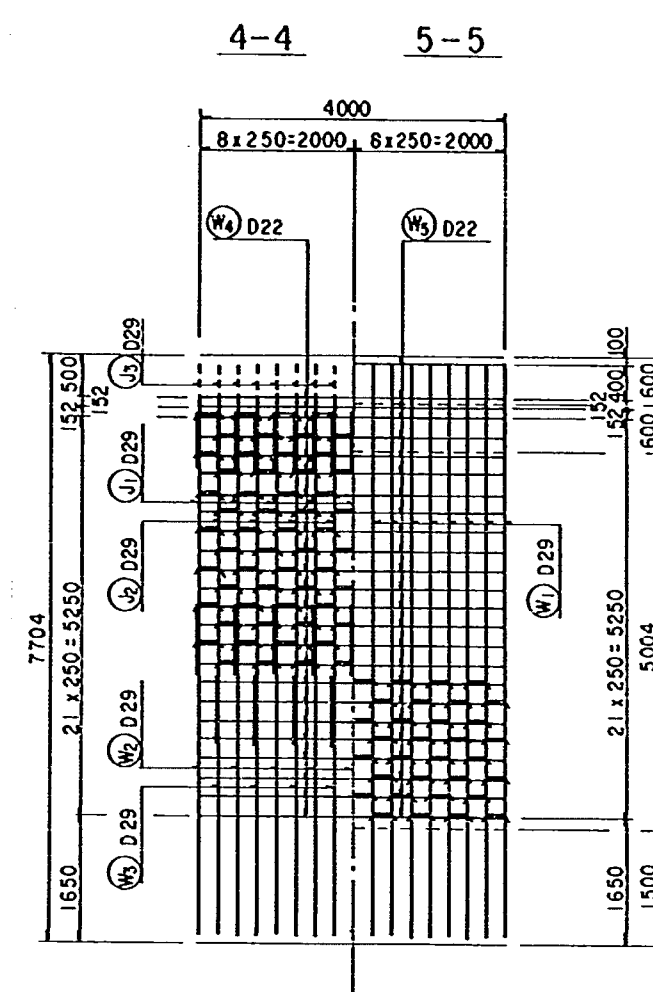
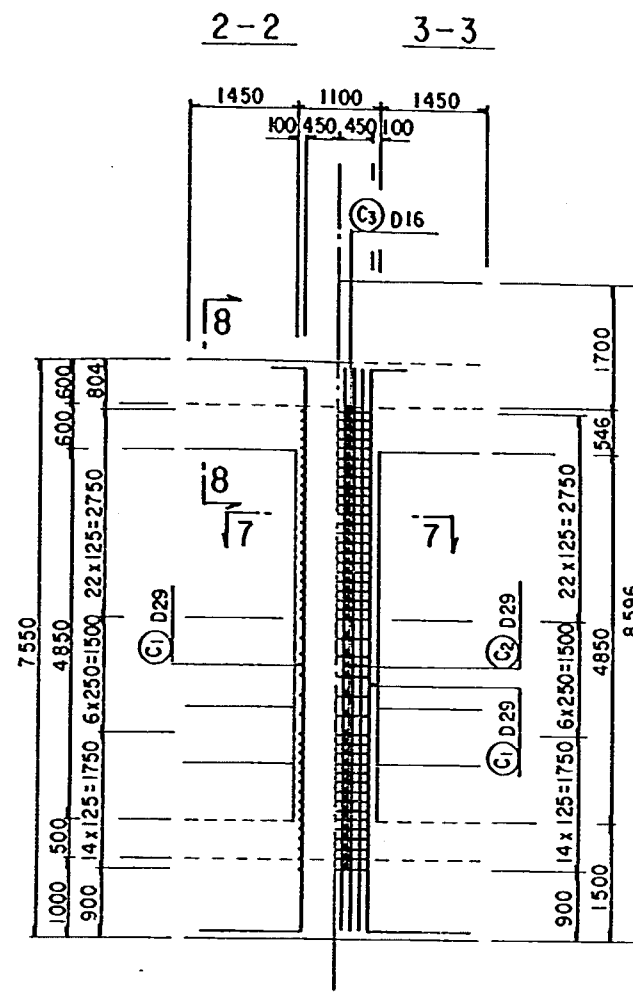
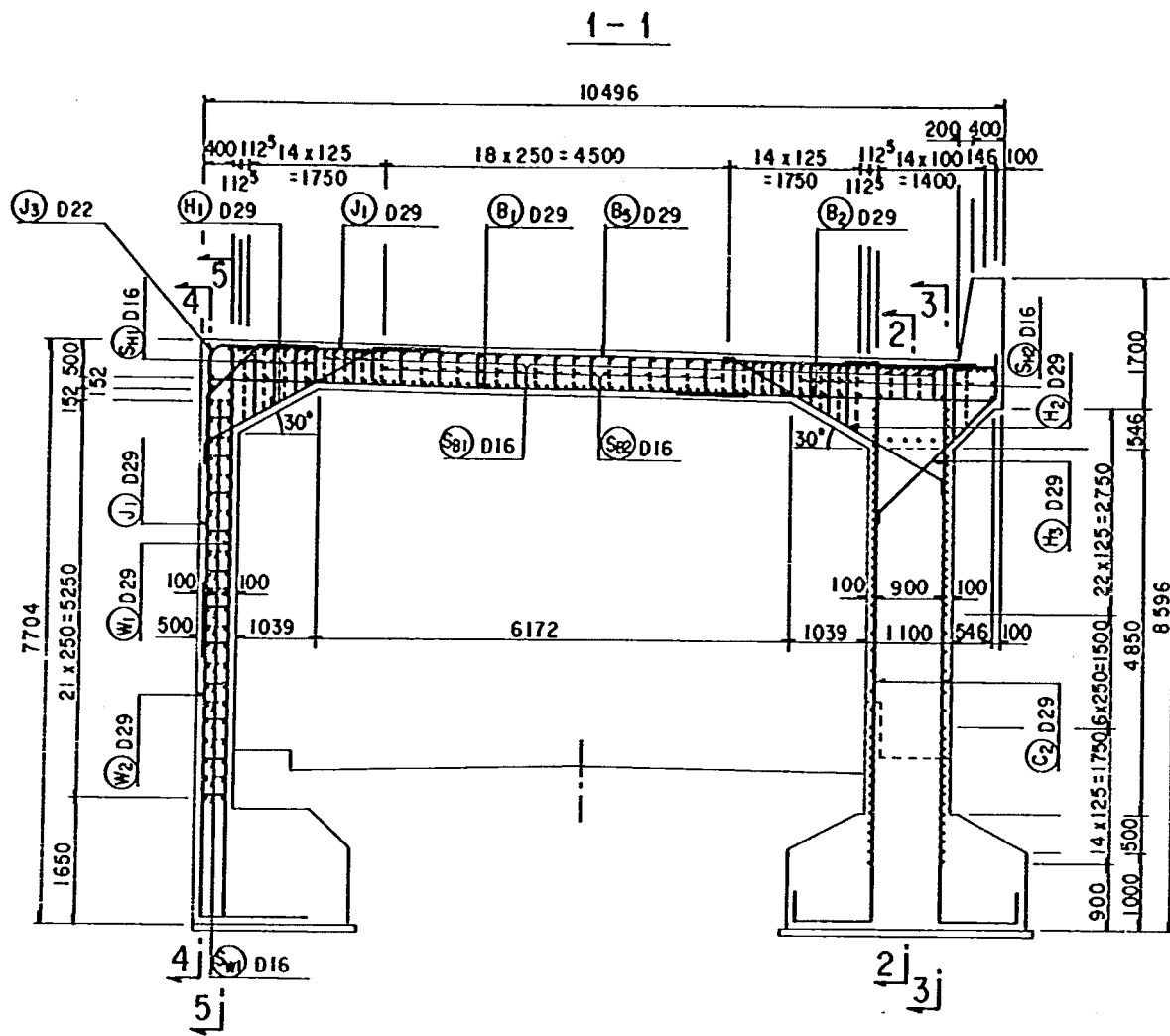
配筋図 (ハンチ仰角30° せん断補強前)



付表1-3

実大ロックシェッド配筋図
(ハンチ仰角30° せん断補強前)

配筋図 (ハンチ仰角 30° セン断補強後)

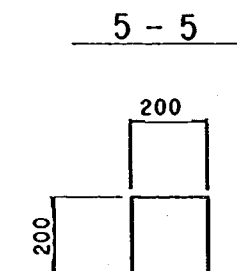
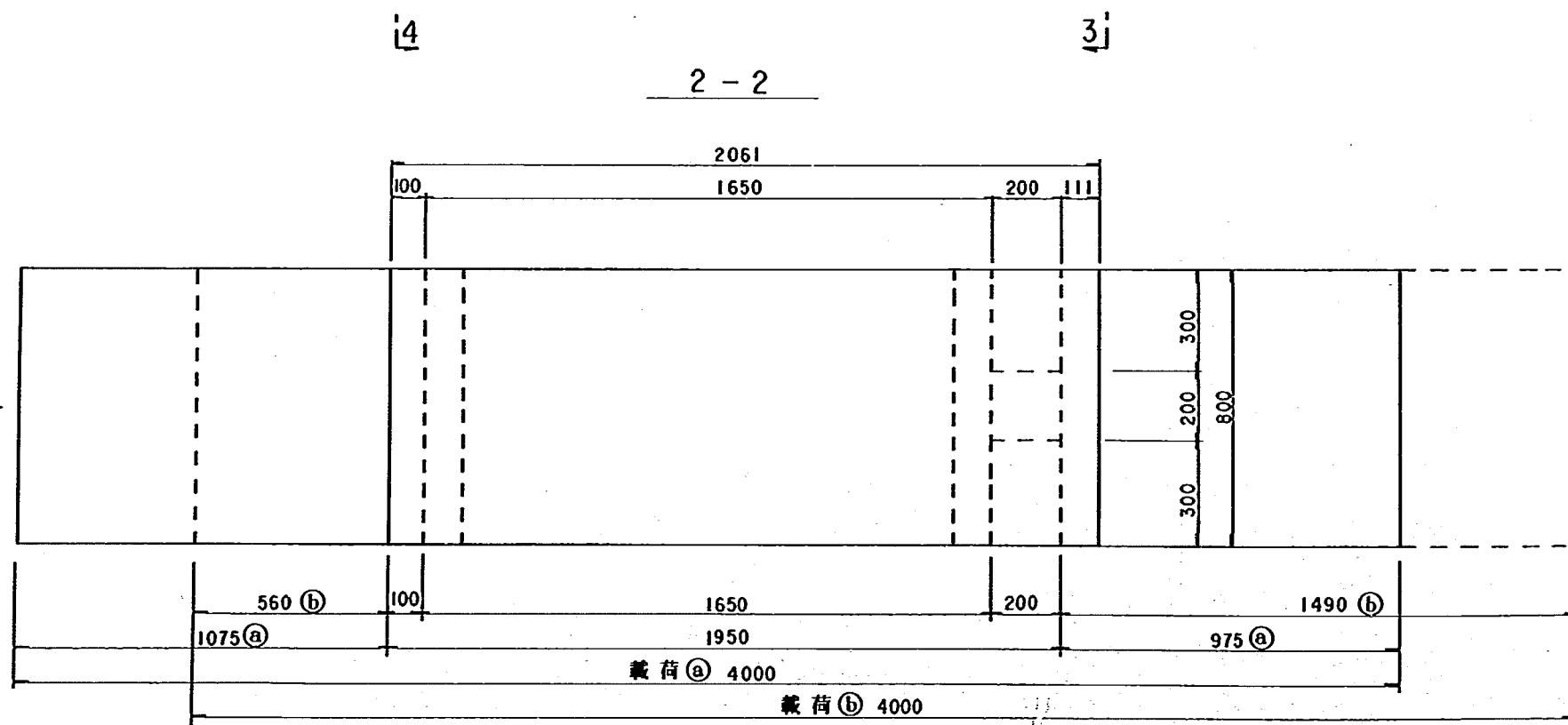
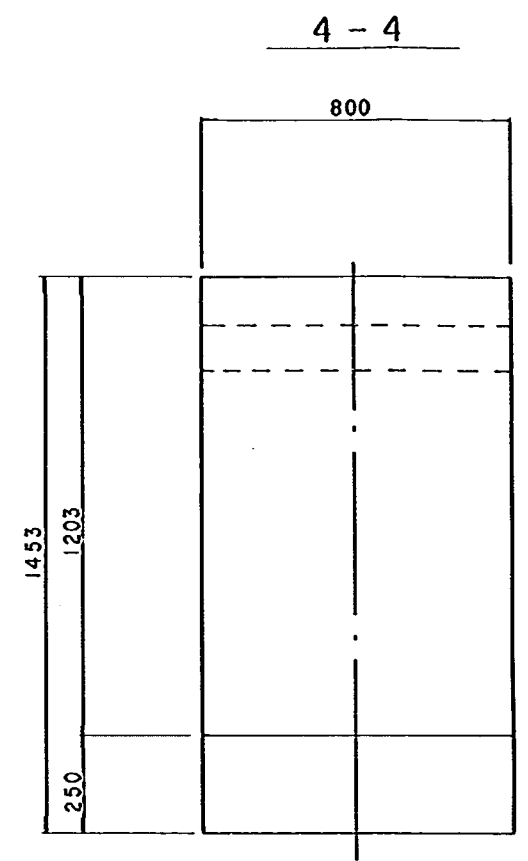
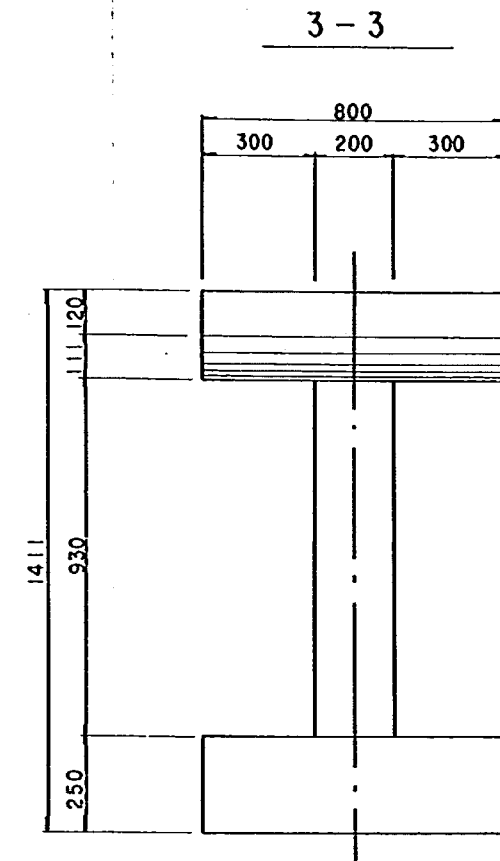
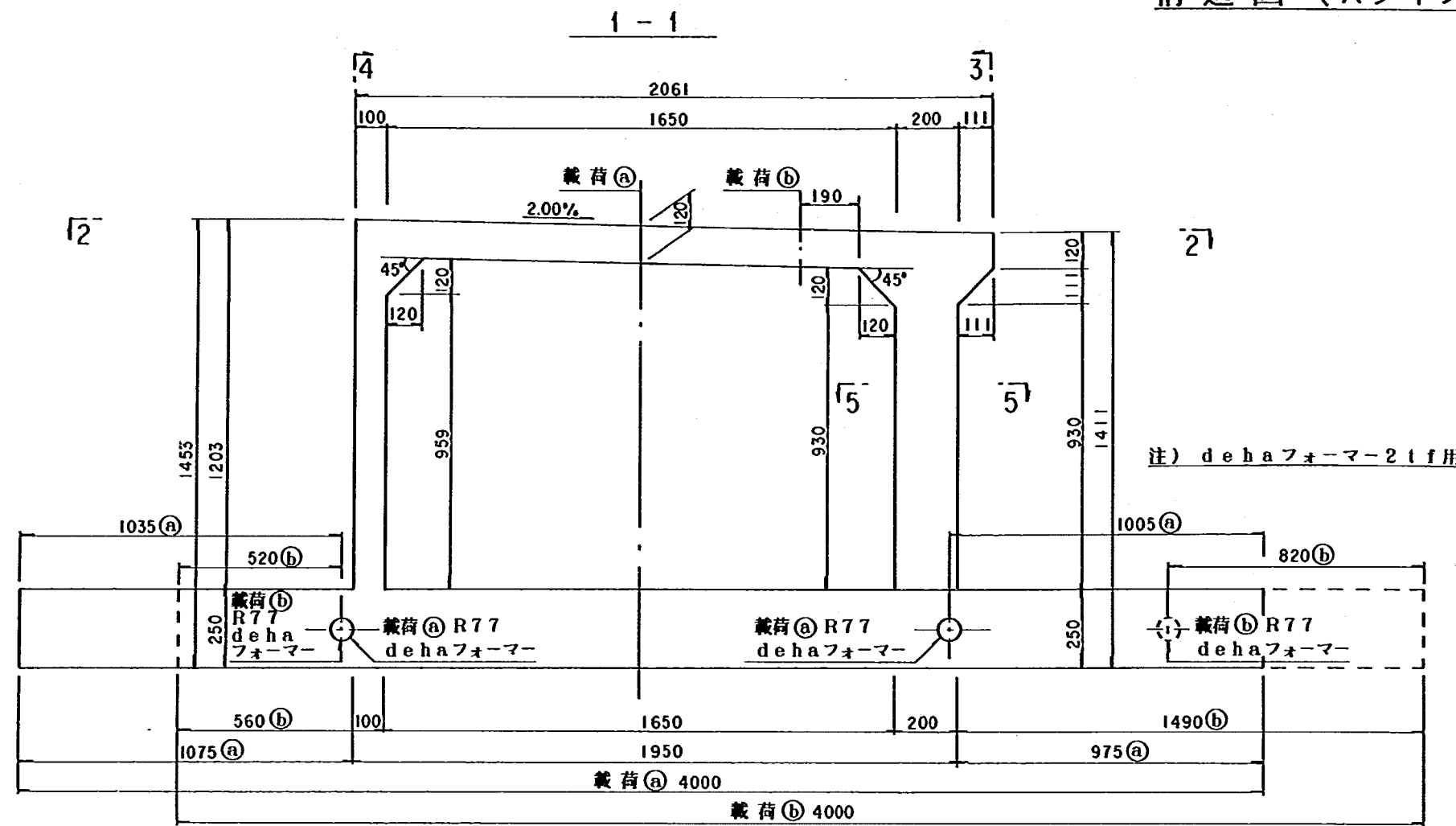


附表 I - 4

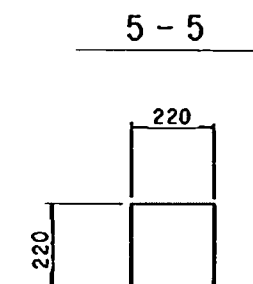
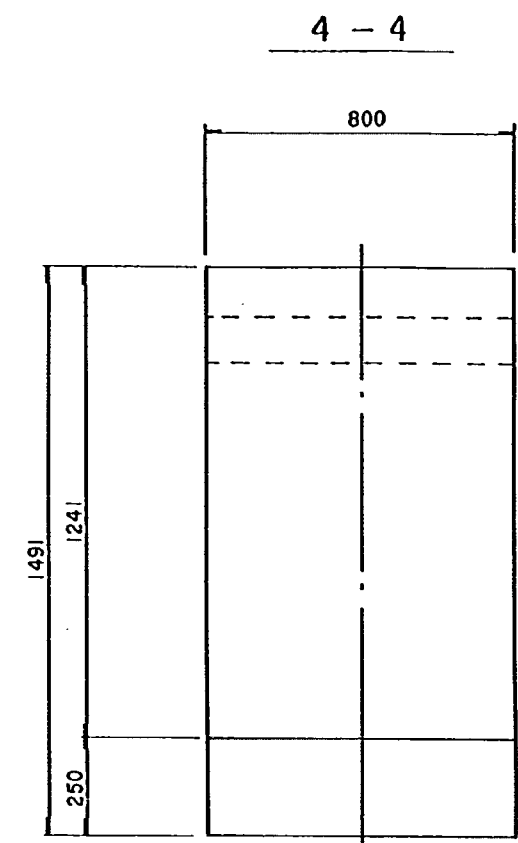
実大ロックシェッド配筋図

(ハンチ仰角 30° せん断補強後)

構造図 (Aタイプ)



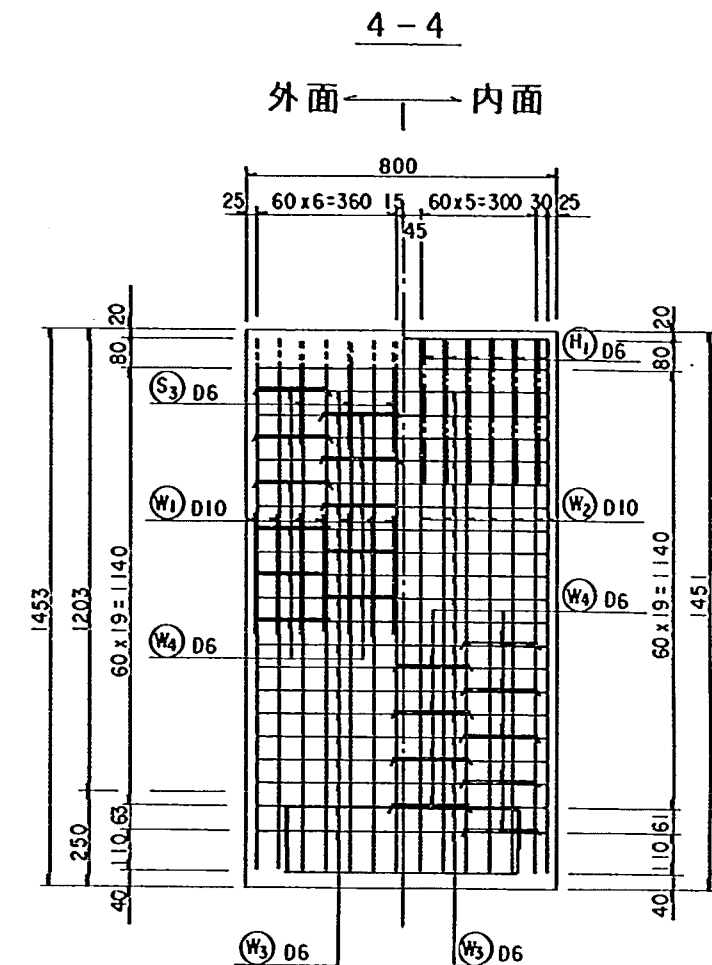
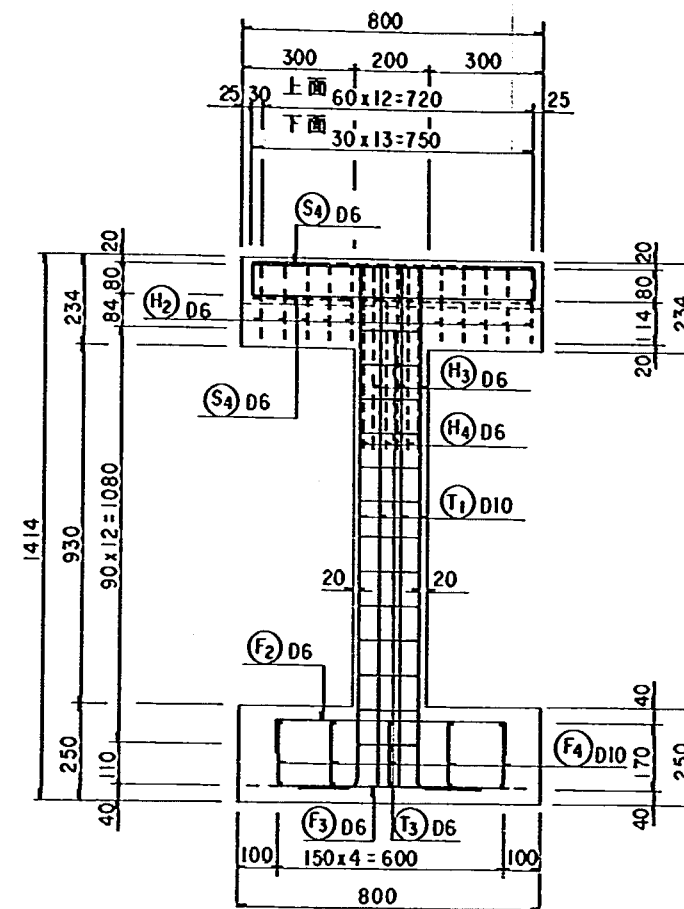
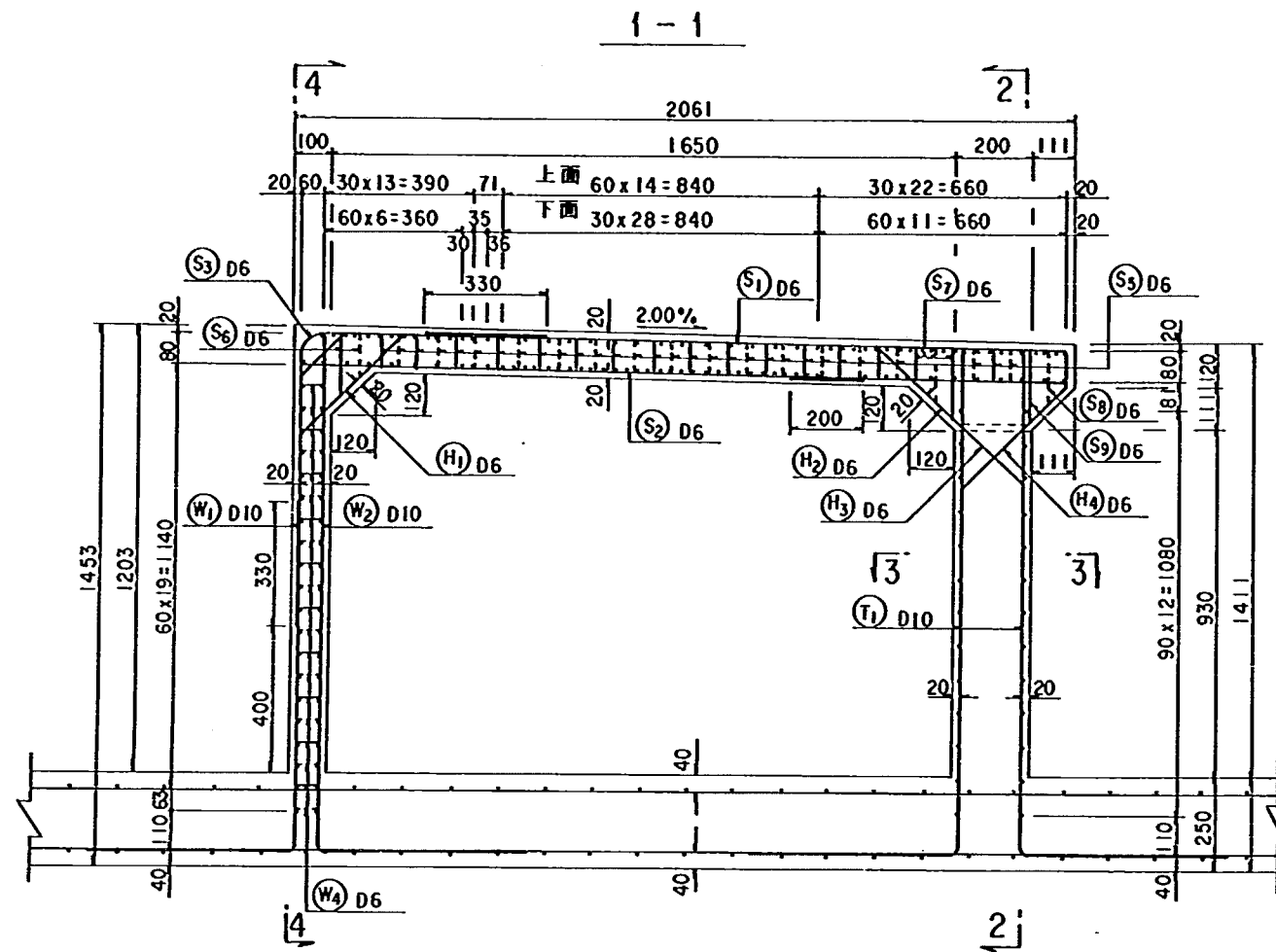
付表Ⅰ-1
Aタイプ構造図

$$S = 1 : 100$$


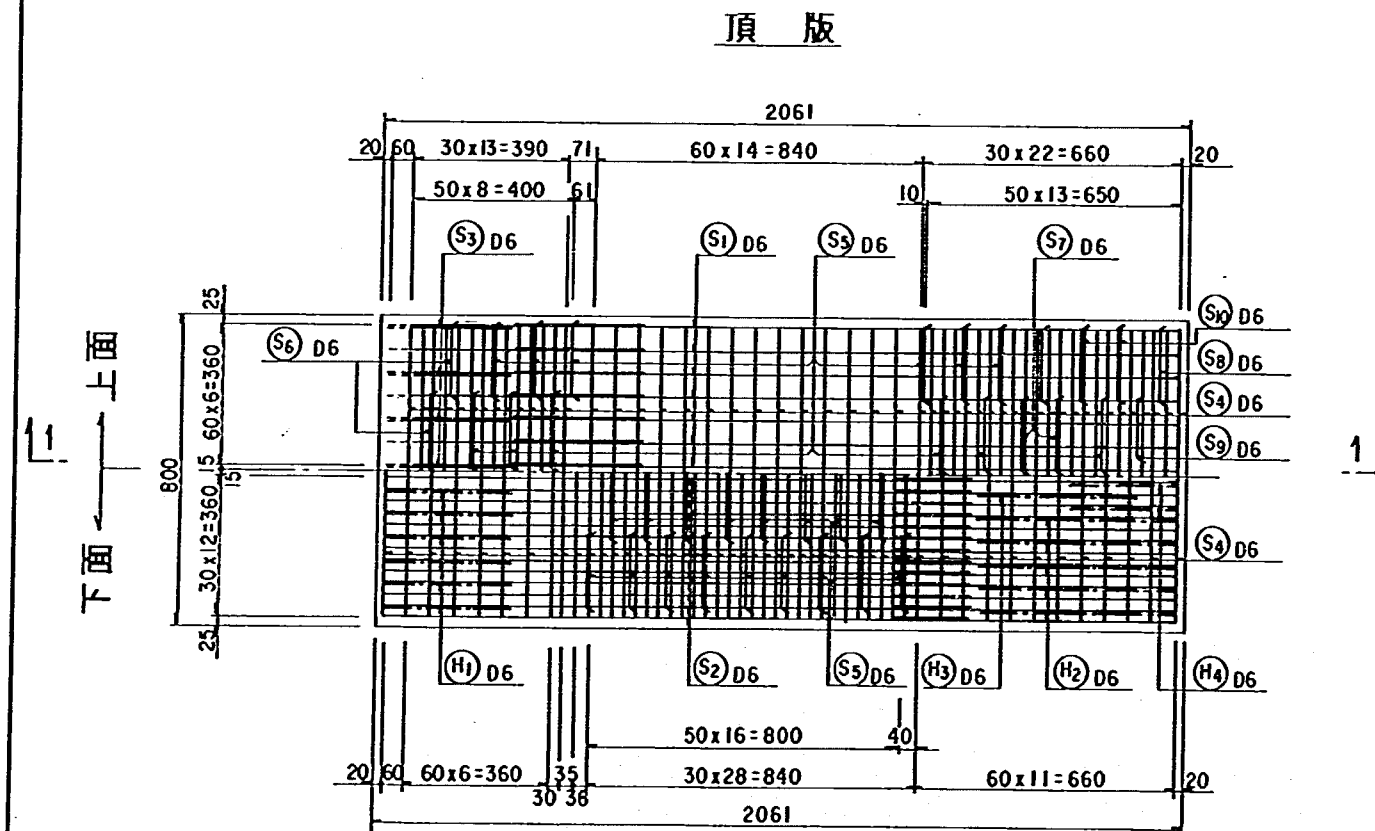
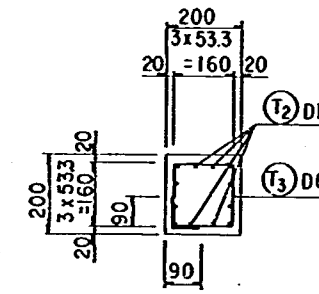
付表Ⅰ-2
B, C, Dタイプ構造図

配筋図 (Aタイプ)

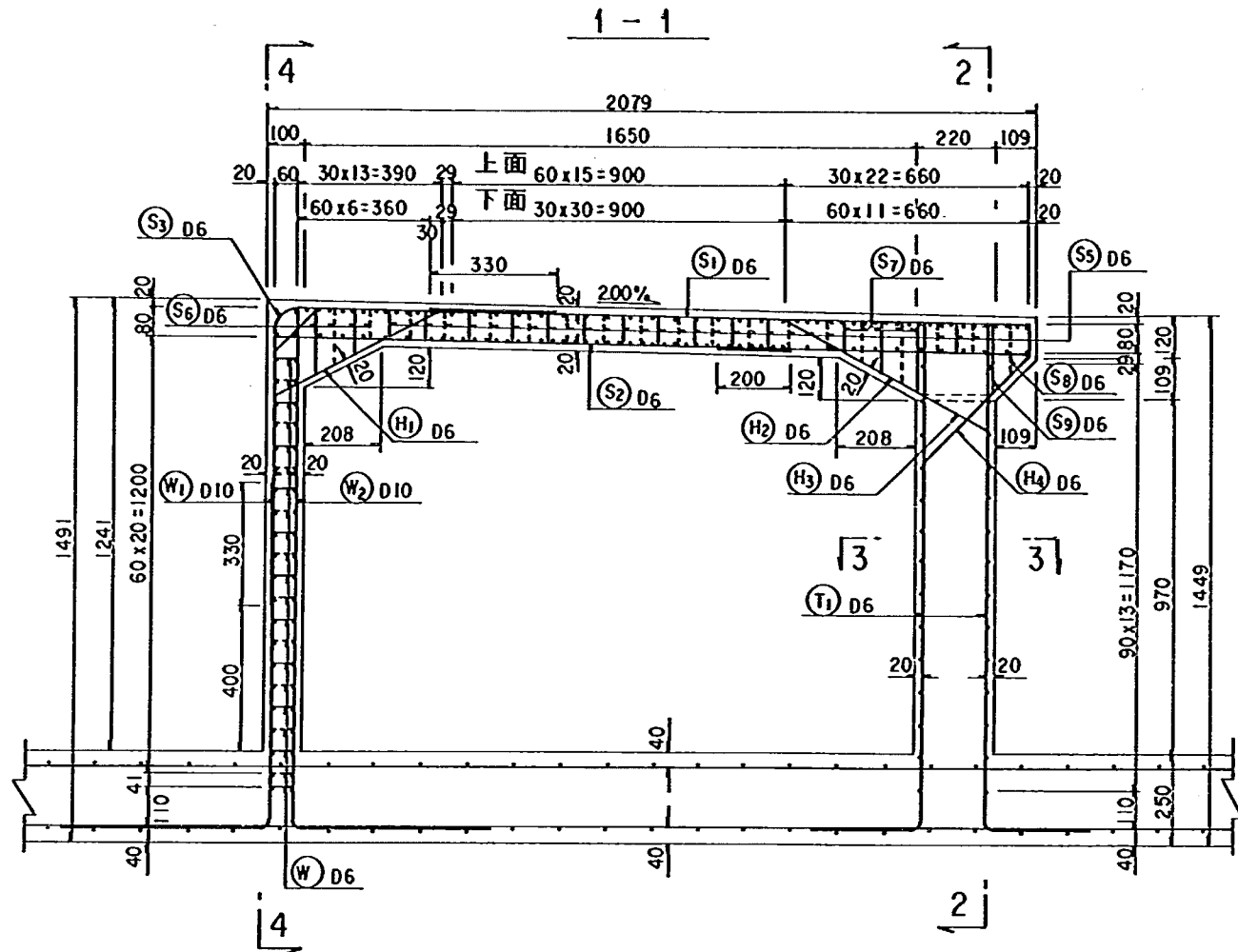
S=1:100 2-2



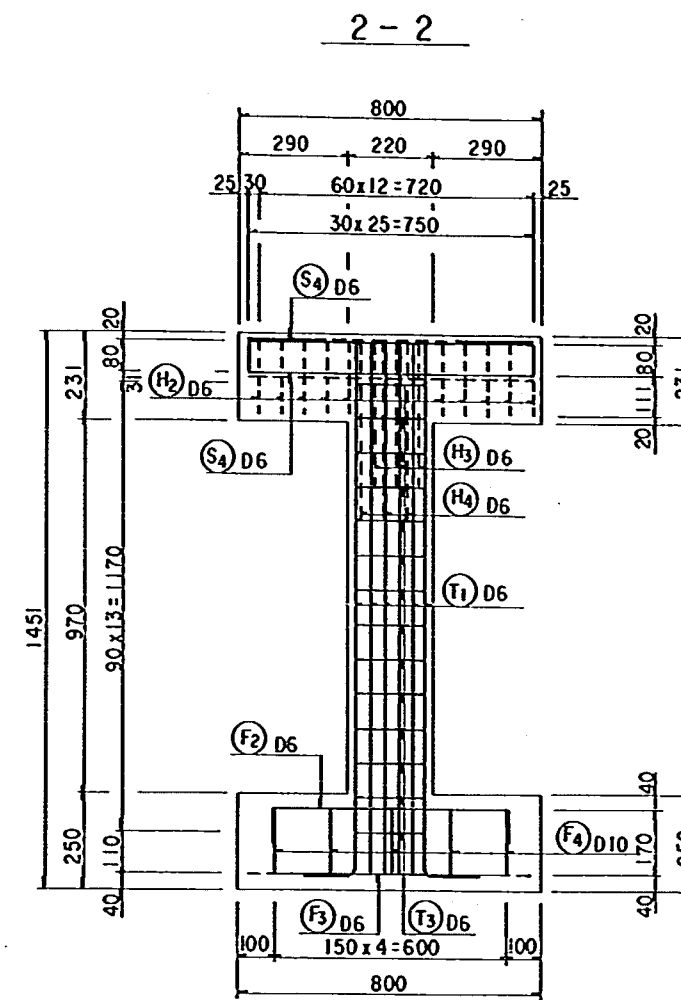
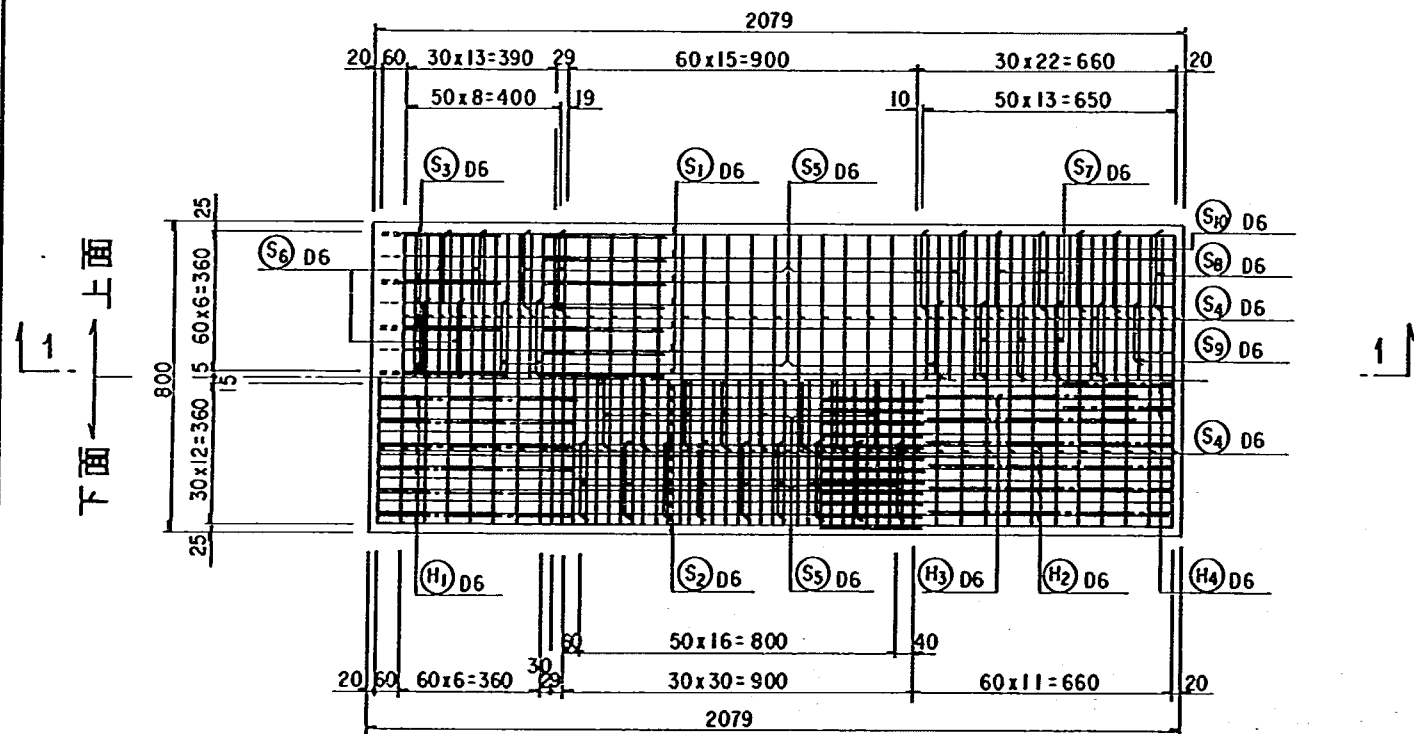
3-3



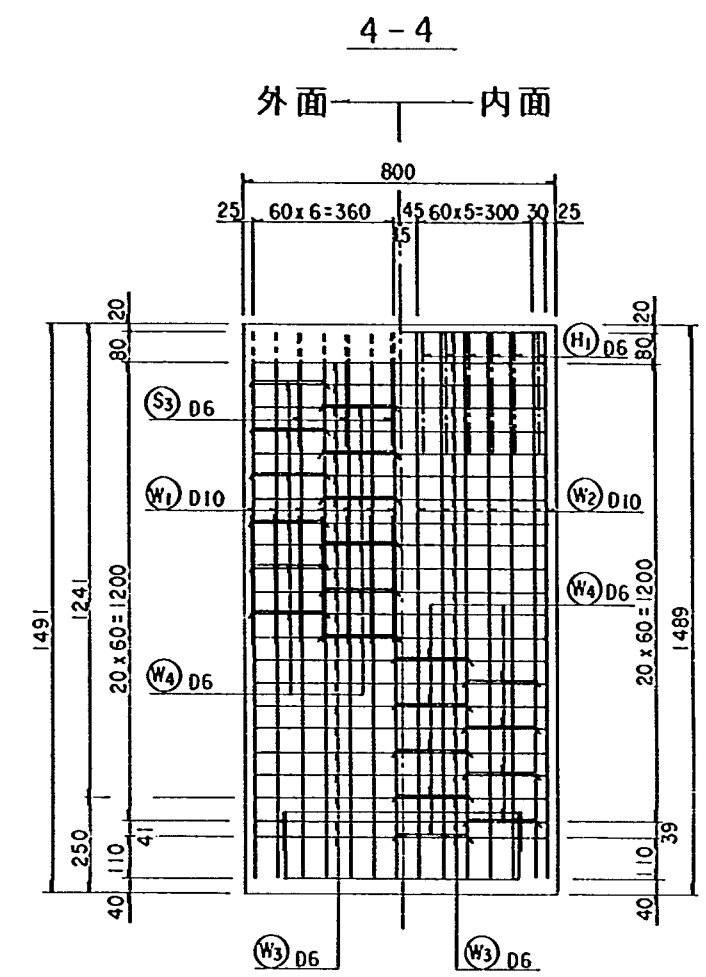
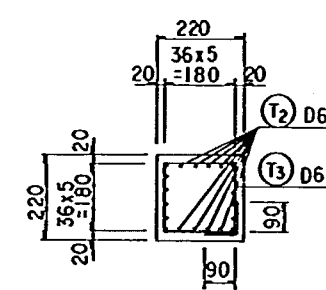
配筋図 (Bタイプ)



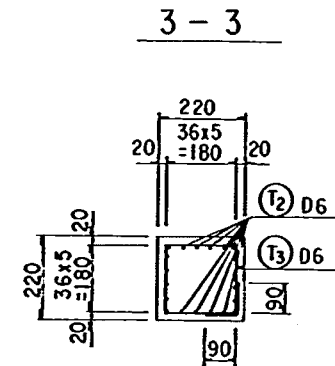
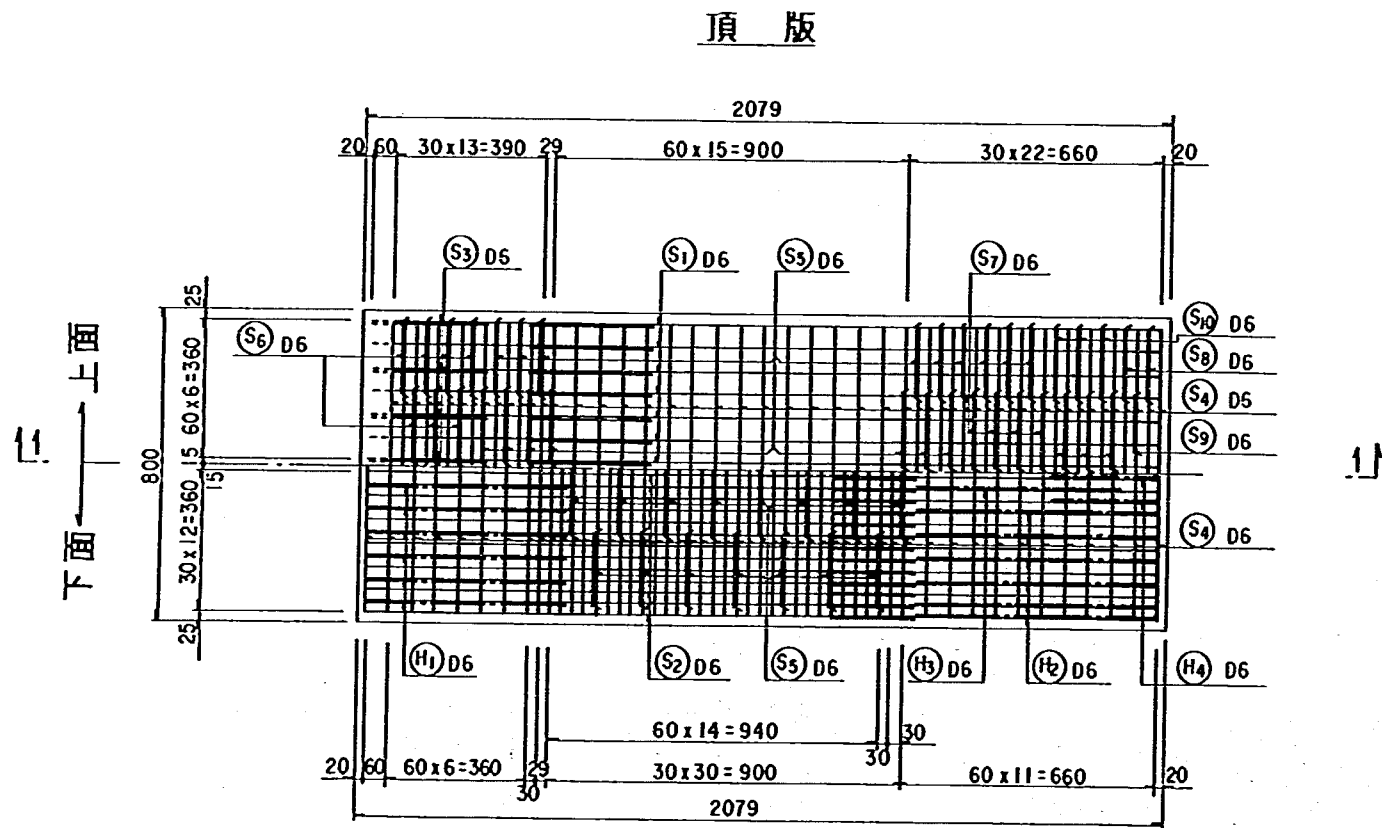
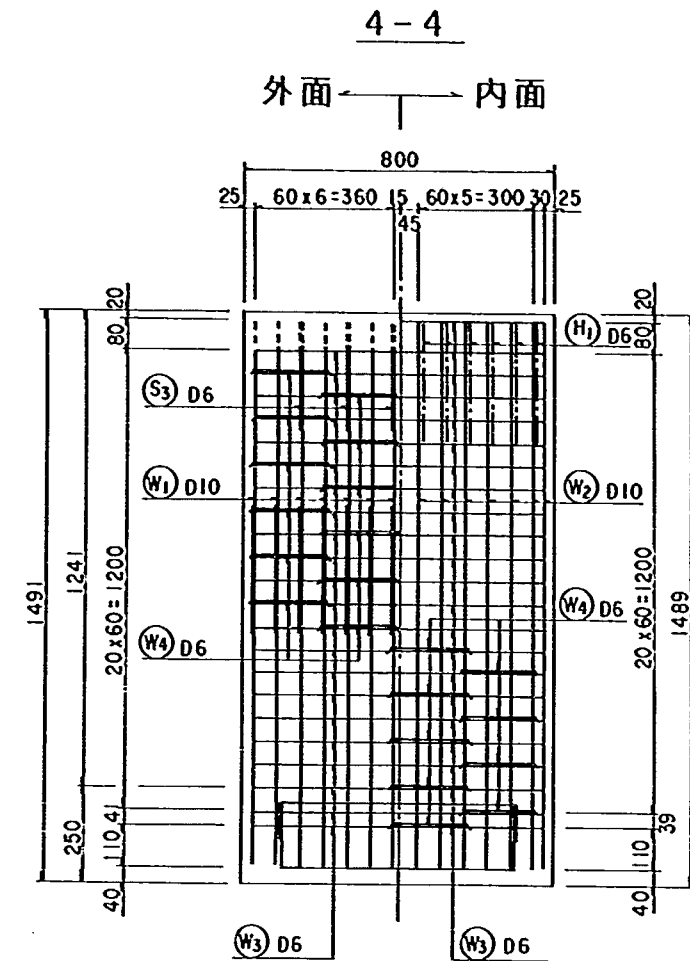
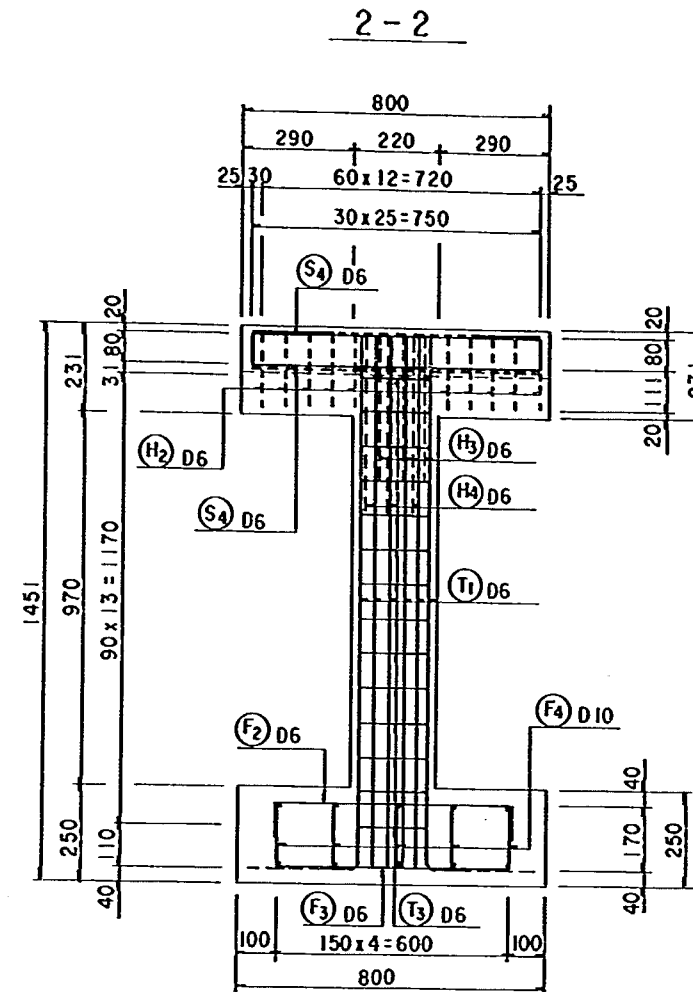
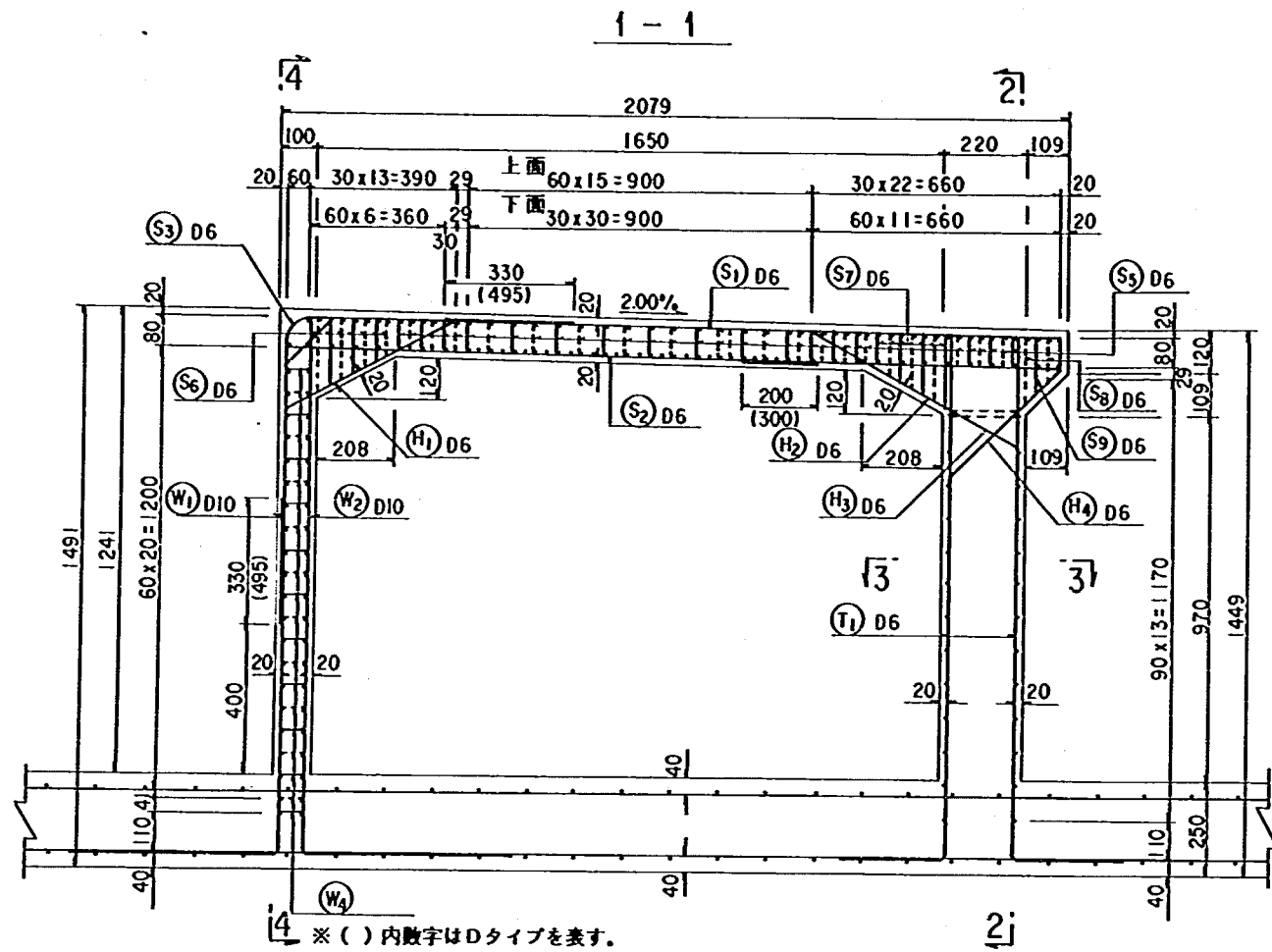
頂 版



3 - 3



配筋図 (C, Dタイプ)



付表Ⅱ-5
C, Dタイプ本体配筋図

RC製門型ロックシェッド剛接部の
せん断補強法に関する研究

I S S N 0386-5878
土木研究所資料 第3174号
平成5年1月 (1993)

横山 功一, 佐藤 弘史
大塚 久哲, 長尾 彰洋

要旨 本研究では、RC製門型ロックシェッドにおいて、曲げ破壊に先行してせん断破壊が発生することのない剛接部を設計するために、せん断補強対策法の検討を行った。部材断面の破壊耐力は、コンクリート構造の終局強度の照査に用いられる曲げモーメントと軸力の相関曲線を用いて検討した。
数値計算の結果、曲げ破壊が先行する構造とするための最も効果的なせん断補強対策は、せん断補強鉄筋の適切な割り増しであることが明かとなった。
今後予定されている実験により、せん断補強の効果が確認できれば、本研究成果を実設計に適用することによって、鉄筋コンクリートの曲げ靱性によるエネルギー吸収が十分に期待できるRC製門型ロックシェッドの設計・施工が可能となると考えられる。

キーワード：RCロックシェッド、剛接部、破壊耐力、せん断補強法

郵便はがき

郵便切手を
はって下さ
い

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所
構造橋梁部構造研究室
行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 22

No. 22

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3174号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印