

土木研究所資料

釧路沖地震及び北海道南西沖地震による
RC橋脚主鉄筋段落し部の被害とその解析

平成6年6月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © (1994) 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。

釧路沖地震及び北海道南西沖地震による
RC橋脚主鉄筋段落し部の被害とその解析
Damage and Its Analysis of Reinforced Concrete Bridge Piers Caused by
the Kushiro-oki Earthquake, 1993 and
the Hokkaido Nansei-oki Earthquake, 1993

土木研究所

企画部 地下開発研究官 川島一彦
(前耐震研究室長)

地震防災部耐震研究室 主任研究員 運上茂樹
研究員 星隈順一
長屋和宏

要 旨

平成5年1月の釧路沖地震、同7月の北海道南西沖地震では、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋の段落し部で損傷が生じた。この種の被害は、昭和57年の浦河沖地震での静内橋と同様であり、近年の橋梁の地震被害の中では、最も落橋につながりやすい被害形態と考えられている。本資料では、両地震で段落し部で被災した鉄筋コンクリート橋脚の概況を示すとともに、土木研究所で提案された耐震判定法によりその耐震性の解析を行った。そして、解析結果と被害実態との比較から、本耐震判定法の適用性について考察を行った。さらに、段落し部で損傷した橋脚に対する復旧工事及びその設計法に関する調査を行い、その結果についても示した。

キーワード：釧路沖地震、北海道南西沖地震、鉄筋コンクリート橋脚、主鉄筋段落し
地震被害、耐震判定法、被害解析、復旧工事

目 次

1. まえがき	1
2. 釧路沖地震及び北海道南西沖地震による主鉄筋段落し部での被害状況	2
2. 1 概要	2
2. 2 大被害を生じた鉄筋コンクリート橋脚	5
2. 3 中被害を生じた鉄筋コンクリート橋脚	18
2. 4 小被害を生じた鉄筋コンクリート橋脚	22
3. 主鉄筋段落し部に対する耐震判定法の概要	29
4. 段落し部の被害解析	32
4. 1 解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚	32
4. 2 解析結果	34
4. 3 2段の段落しを有する橋脚の耐震性	45
5. 主鉄筋段落し部で被災した鉄筋コンクリート橋脚の復旧工事	47
5. 1 復旧工法の選定	47
5. 2 依田橋	48
5. 3 基栄橋	50
5. 4 新知内橋	54
5. 5 元瓜谷橋	64
5. 6 その他の橋梁	70
6. まとめ	74
参考文献	75
謝辞	75
付属資料	77

1. まえがき

平成5年1月の釧路沖地震、同7月の北海道南西沖地震では、道路施設にも大きな被害が生じた¹⁾²⁾。特に、道路橋の被害の中で重要な点は、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し位置において損傷が生じたことである。この種の被害は、昭和57年の浦河沖地震による静内橋の被害形態³⁾と同じであり、その原因は、段落し鉄筋の定着長が十分でなかったためである。こうした場合、段落し部での損傷は、曲げによる損傷から脆性的なせん断破壊に移行しやすく、落橋等の致命的な被害に至る可能性もある。

段落し鉄筋の定着長に関しては、昭和55年以前の基準では、次式で算出されていた⁴⁾。

$$l = \frac{\phi \sigma_{sa}}{6\tau_{oa}} \quad (1)$$

ここで、 l : 定着長(cm)

σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度(kgf/cm²)

τ_{oa} : コンクリートの許容付着応力度(kgf/cm²)

ϕ : 鉄筋の直径(cm)

昭和55年の道路橋示方書の改訂に伴い、鉄筋の定着長は式(2)のように従前の1.5倍に延長されるとともに、定着部のコンクリートの許容せん断応力度を一般部の2/3に低減するように改善された。

$$l = \frac{\phi \sigma_{sa}}{4\tau_{oa}} \quad (2)$$

したがって、昭和55年道路橋示方書以後の基準に準拠して設計された鉄筋コンクリート橋脚では、段落し部に損傷を生じることはないが、それ以前の基準を適用して設計された鉄筋コンクリート橋脚に対しては、段落し部で耐震性が劣るものを適切に抽出し、補強工事を行っていく必要がある。

本資料では、まず、釧路沖地震及び北海道南西沖地震で主鉄筋段落し部で被災した鉄筋コンクリート橋脚の概況を示した。そして、既に土木研究所で提案されている耐震判定法を適用して被災した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性を解析するとともに、被害の実態との比較を行い、本判定法の適用性について検討を行った。さらに、釧路沖地震及び北海道南西沖地震で主鉄筋段落し部に損傷を受けた鉄筋コンクリート橋脚に対する復旧工事に関する調査を行い、その結果も示した。

2. 釧路沖地震及び北海道南西沖地震による主鉄筋段落し部での被害状況

2. 1 概要

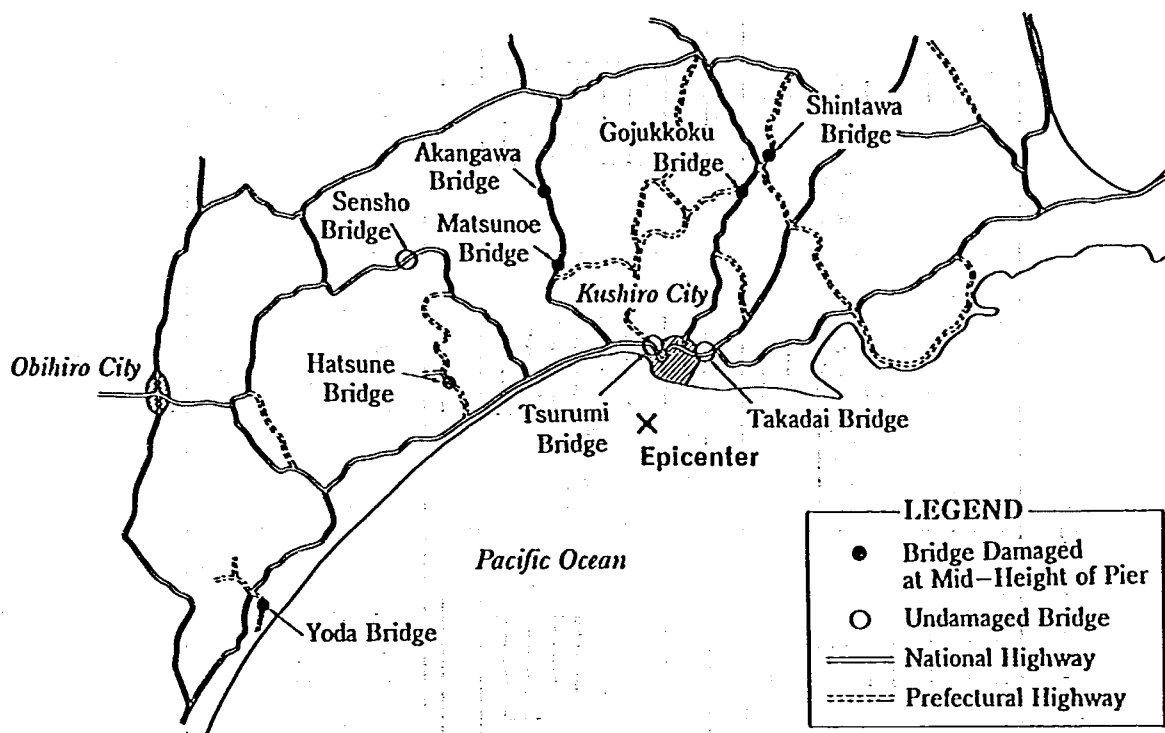
釧路沖地震及び北海道南西沖地震では、9橋の鉄筋コンクリート橋脚で主鉄筋段落し部に損傷が生じた。被災した橋梁の諸元と被害度は表-2.1に示す通りである。ここで、被害度は、道路震災対策便覧（震災復旧編）⁹⁾での定義に基づき、表-2.2により外見から判定したものである。また、これらの橋梁の位置は図-2.1に示す通りである。なお、後述する被害解析には図-2.1中に示す3橋の無被害の橋梁も対象としている。

被害の特徴をまとめると、以下の通りである。

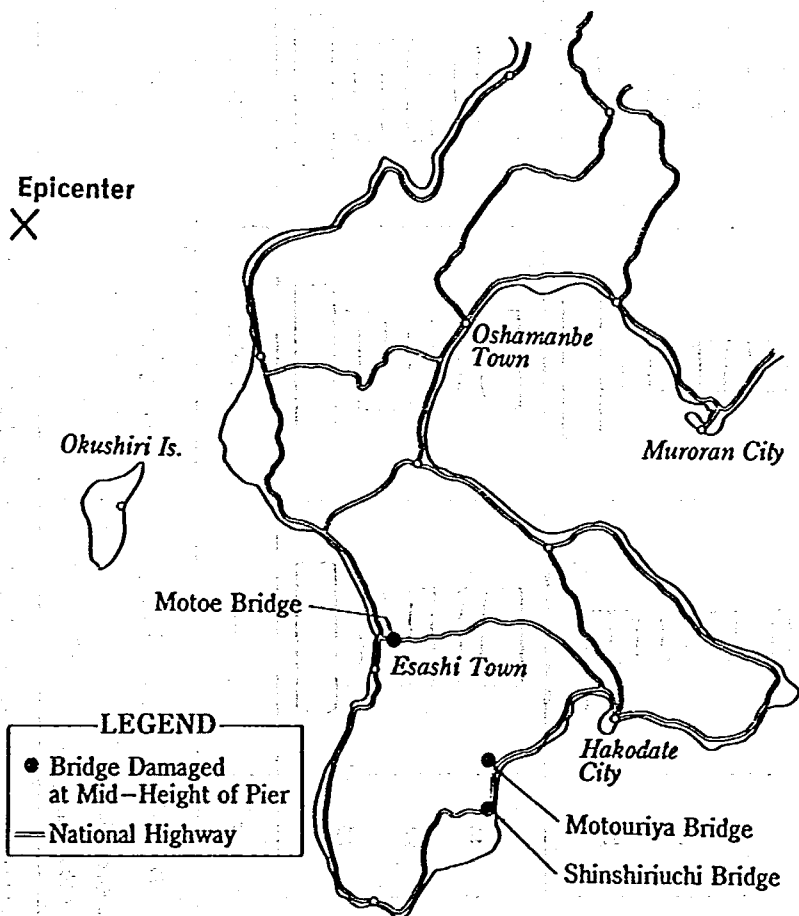
- 1)被害の生じた鉄筋コンクリート橋脚は、いずれも昭和55年よりも前に設計・施工されたものであり、段落し鉄筋の定着長は、現在の耐震設計レベルから見ると十分ではない。
- 2)被害の生じたほとんどの鉄筋コンクリート橋脚は円形断面であり、コンクリート断面を絞った設計である。
- 3)橋軸直角方向の地震力によって損傷している。

表-2.1 被災した橋梁の諸元

地震	橋梁名	設計年次	橋長(m)	上部構造形式	断面		被害度
					形状	直径(m)	
釧路沖地震	依田橋	1969	70	3径間単純鋼鈑桁橋	円形	φ1.4	大被害
	松之恵橋	1962	157	5径間単純P C桁橋	円形	φ2.5	中被害
	初音橋	1967	172	6径間単純鋼鈑桁橋	円形	φ1.8	中被害
	新多和橋	1974	60.3	3径間単純鋼鈑桁橋	小判型	φ7.9×1.0	小被害
	五十石橋	1966	249	7径間単純P C桁橋	円形	φ2.2	小被害
	阿寒川橋	1973	126.5	4径間単純P C桁橋	円形	φ2.0	小被害
北海道 南西沖地震	基栄橋	1968	165.7	7径間単純鋼鈑桁橋	円形	φ1.8	大被害
	新知内橋	1970	214	7径間単純P C桁橋	円形	φ1.8	大被害
	元瓜谷橋	1964	63	2径間単純P C桁橋	円形	φ1.5	大被害



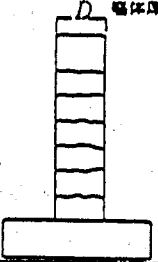
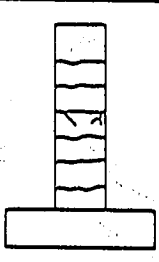
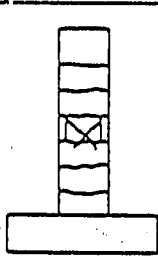
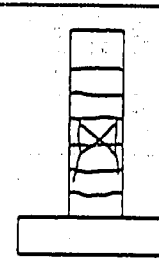
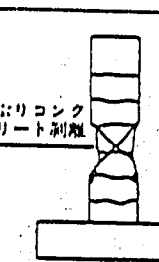
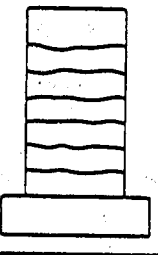
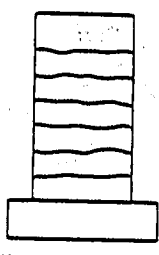
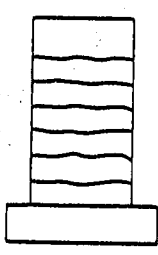
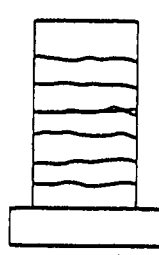
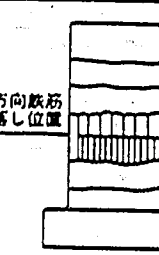
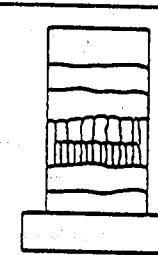
(a) 釧路沖地震による被害



(b) 北海道南西沖地震による被害

図-2.1 主鉄筋の段落し部で被災した橋梁の位置

表-2.2 主鉄筋段落し部に損傷が生じている場合の被災判定表

観測される損傷		① 水平ひびわれのみ	② 斜めひびわれ ($D/2$ 以下)	③ 斜めひびわれ ($D/2$ 以上)	④ 斜めひびわれ貫通 (鉛直ひびわれ進展)	⑤ かぶりコンクリート剥離	⑥ 鉄筋はらみ出し
損傷状況	側面図						
	正面図						
被災度		C: 小被害	C: 小被害	C: 小被害	B: 中被害	B: 中被害	A: 大被害
残留強度		$(1.05P_u \sim 1.1P_u)$	$(1.05P_u \sim 1.1P_u)$	$1.0P_u$	$1.0P_u$	P_u 以下	P_u 以下
残留変形性能 $\frac{\delta_u - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \times 100 (\%)$		100%	70%	40%	10%	0%	0%

P_y : 降伏耐力 P_u : 終局耐力 δ_y : 降伏変位 δ_u : 終局変位 δ : 最大履歴変位

注: *1 Dは軸径

2. 2 大被害を生じた鉄筋コンクリート橋脚

(1) 依田橋<釧路沖地震>

依田橋は、道道881号ホロヤカントー線に架設された2等橋で、写真－2.1に示すような橋長70m、幅員5mの3径間単純鋼鈑桁橋である。

橋脚は、躯体高さが4.1mで直径が1.4mの円形断面であり、コンクリート断面を大きく絞っている。橋脚基部には、図－2.2に示すように、主鉄筋としてD19が48本配筋されているが、基部から0.78mの高さで24本に、そして基部から1.58mの高さで12本に段落しされている。また、段落し部周辺の断面には、帯鉄筋としてD13が20cm間隔で配筋されている。

釧路沖地震により、P2橋脚では2段目の段落し位置において、写真－2.2, 2.3に示すようにコンクリートが大きく剥離し、主鉄筋が露出するとともに、面外方向に座屈してはらみだした。さらに、段落しされた後の12本の主鉄筋のうち、6本が破断していた。こうした損傷状況から判断して、橋脚の残存耐力は、降伏耐力を大きく下回っているものと考えられる。

一方、P1橋脚では、段落し部が土中に埋まっていたため地盤を掘り返したところ、写真－2.4に示すように、2段目の段落し位置で水平及び斜め方向のひびわれとともに、被りコンクリートの剥離が発見された。

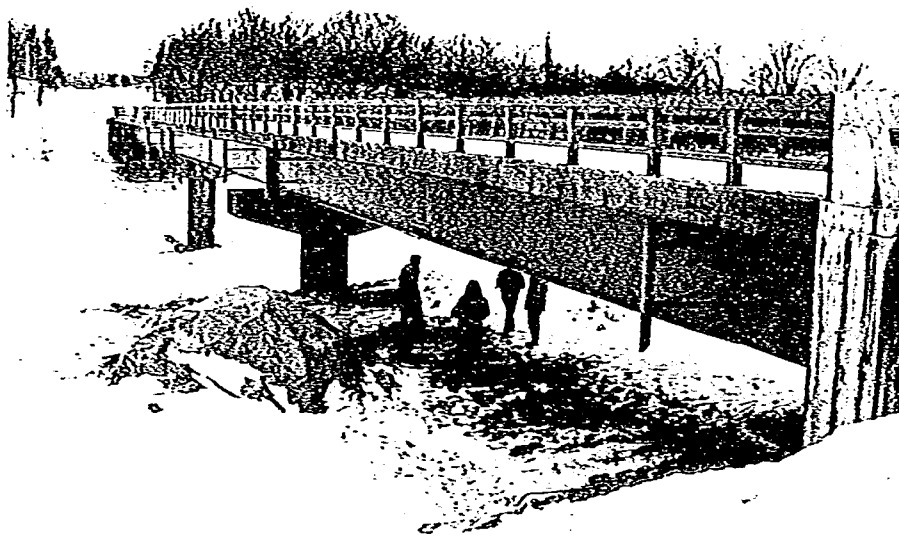


写真-2.1 依田橋の全景

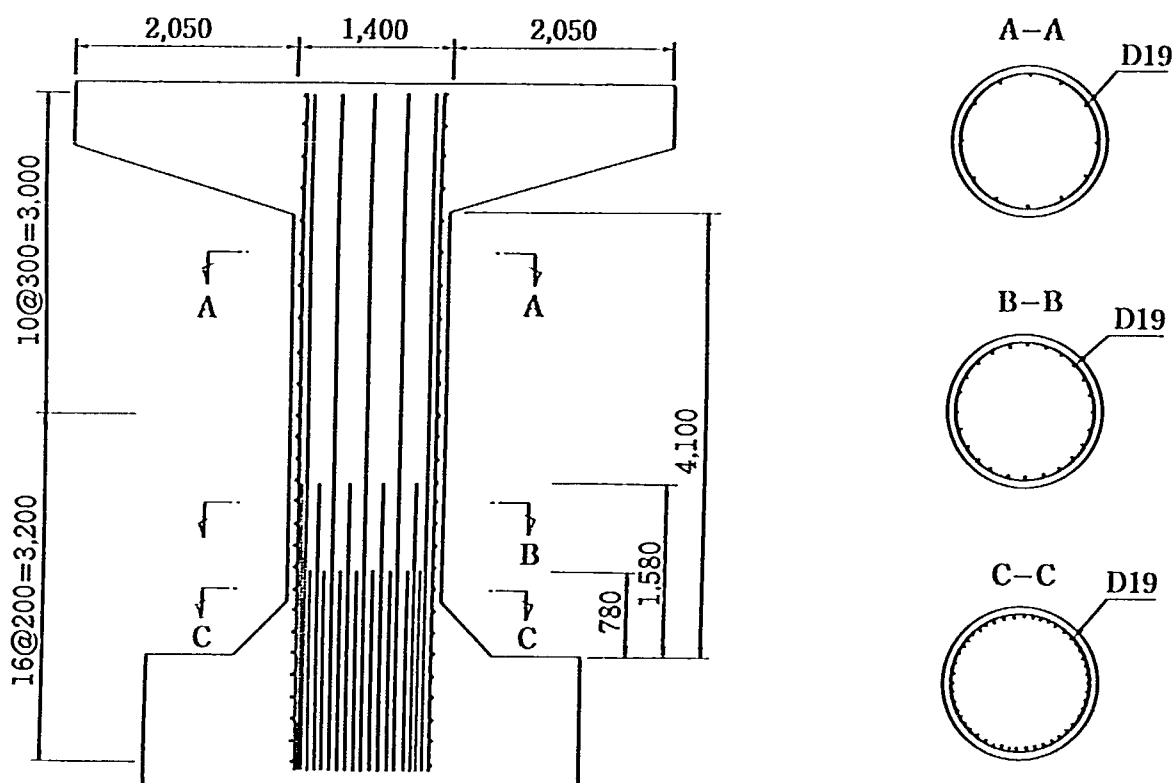
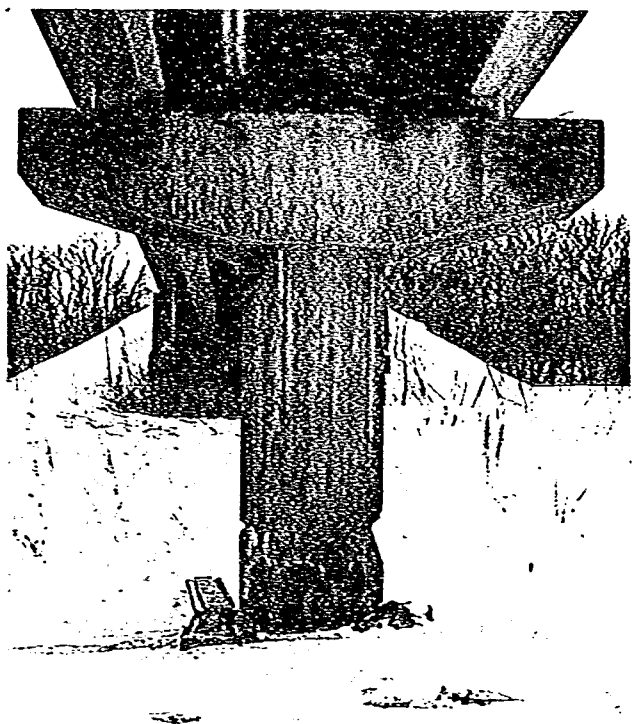
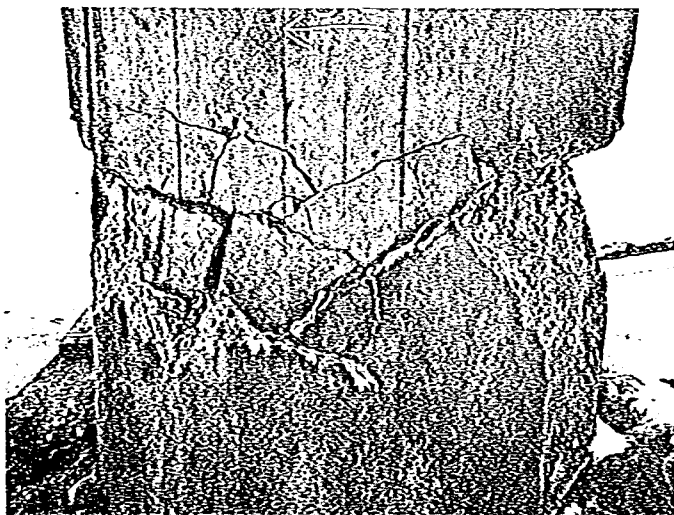


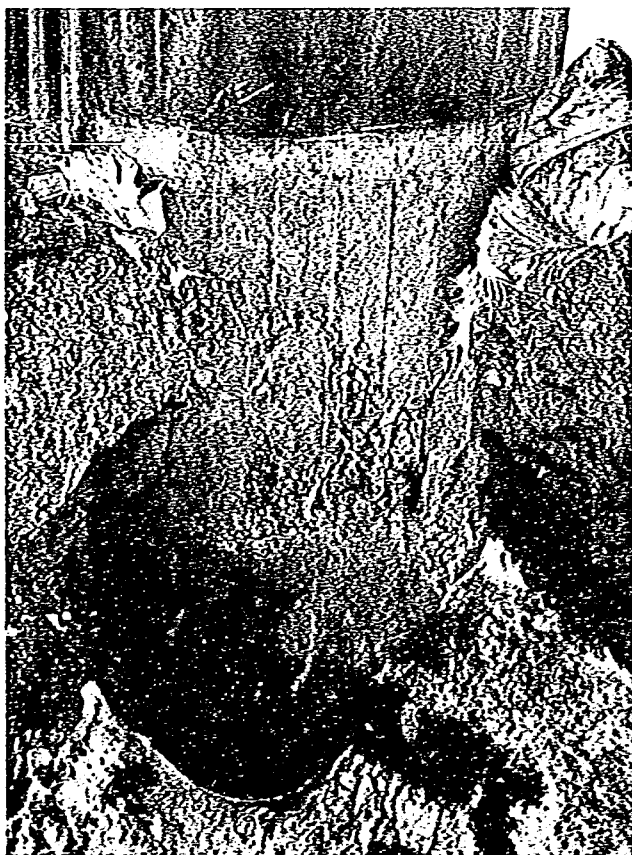
図-2.2 依田橋P2橋脚の配筋図



写真－2.2 依田橋P2橋脚の被害



写真－2.3 段落し部での斜めひびわれ



写真－2.4 P1橋脚の損傷状況

(2) 基栄橋<北海道南西沖地震>

基江橋は、江差町の北約10kmにある厚沢部川に架かる2等橋であり、写真-2.5に示すように7径間単純鋼鈑桁橋である。橋脚は、図-2.3に示すように、躯体高さが7.8mで直径が1.8mの円形断面である。主鉄筋として、橋脚基部にD22が36本配筋され、基部から2.4mの位置で半数の18本が段落している。また、帯鉄筋としては、基部ではD13が12.5cm間隔で、段落し後は25cm間隔でそれぞれ配置されている。

6基ある鉄筋コンクリート橋脚のうち、P3～P5橋脚の段落し部で損傷が生じた。最も被害が大きかったP3橋脚では、写真-2.6, 2.7に示すように、段落し位置でコンクリートが剥離して主鉄筋が座屈するとともに、帯鉄筋が抜け出していた。損傷は、河川の上流側と下流側で著しく、橋軸直角方向の桁の振動によって生じたものと考えられる。

P4橋脚では、写真-2.8に示すように、段落し部で水平クラック及び斜めクラックが生じており、さらに軽微ではあるが被りコンクリートの剥離も生じていた。したがって、この損傷は、曲げ破壊からせん断破壊に移行した段階と考えられ、表-2.2による「中被害」に相当する。また、P5橋脚では、写真-2.9に示すような円周方向に一周する水平クラックが生じていた。

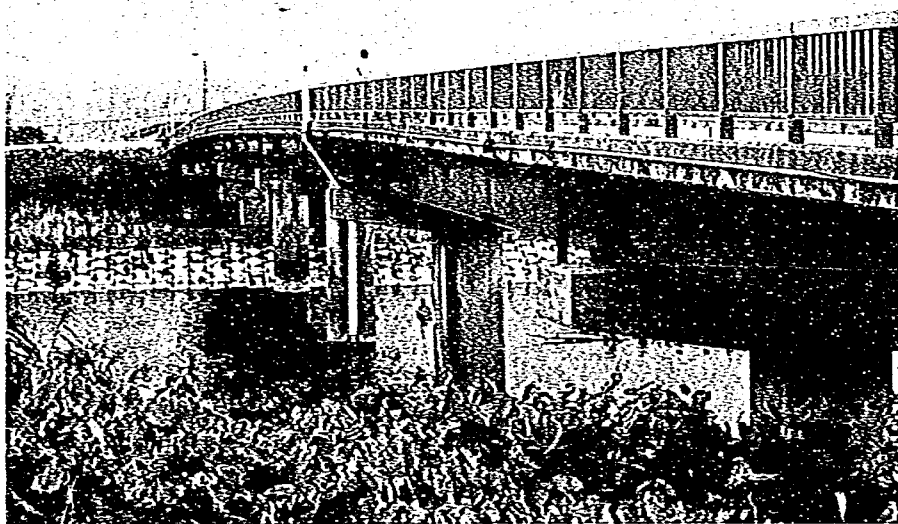


写真-2.5 基栄橋の全景

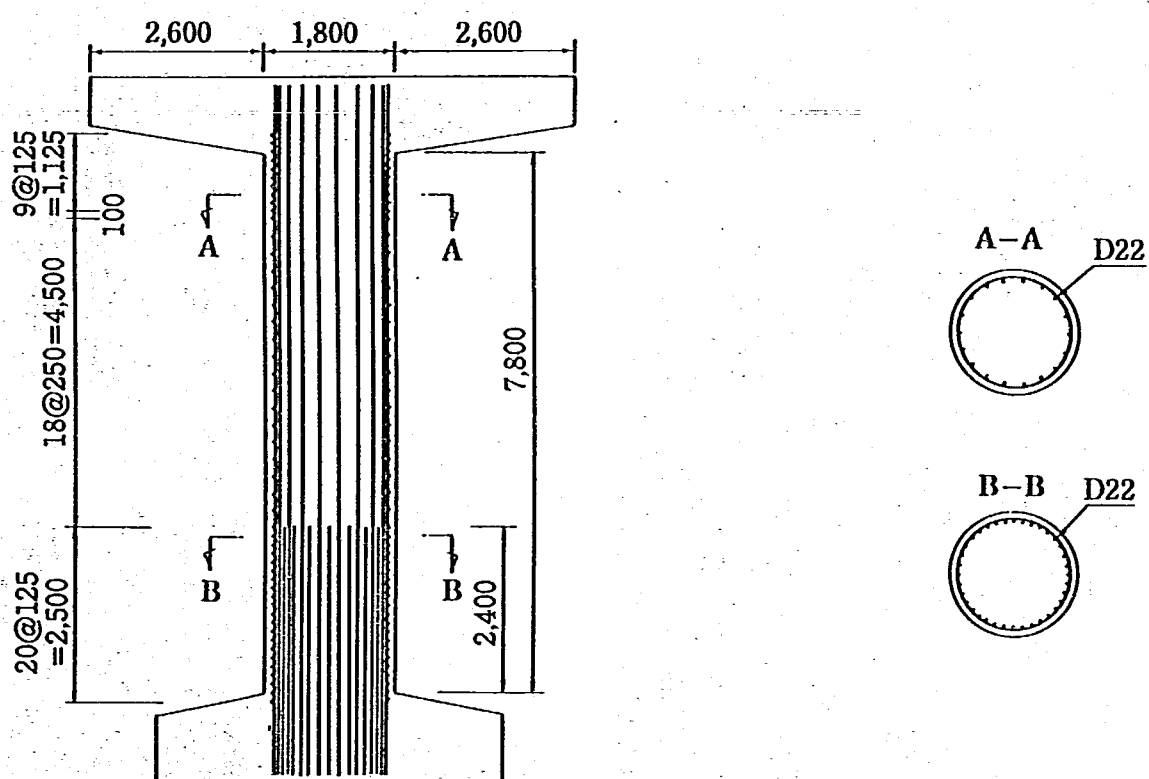
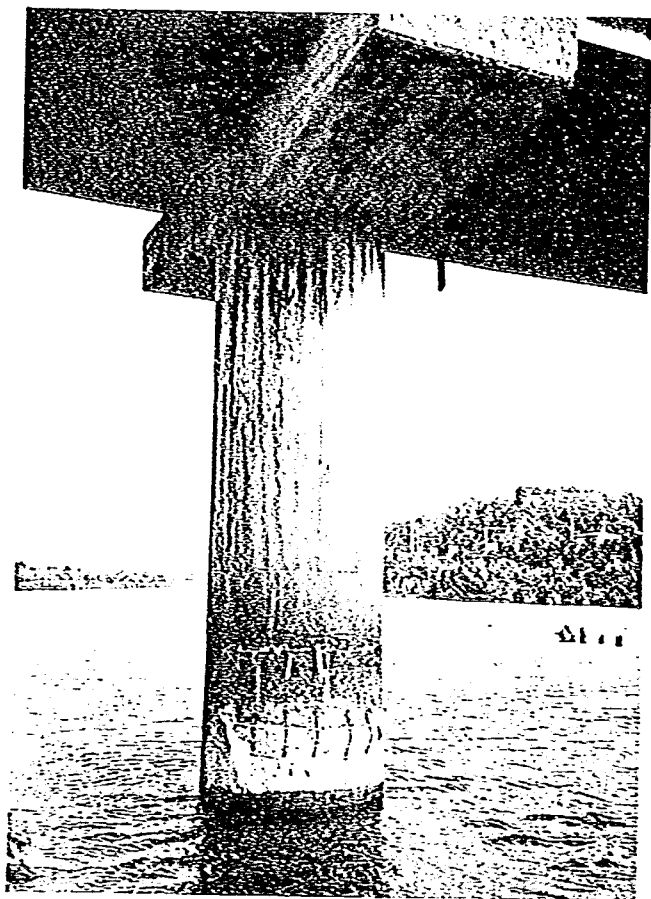


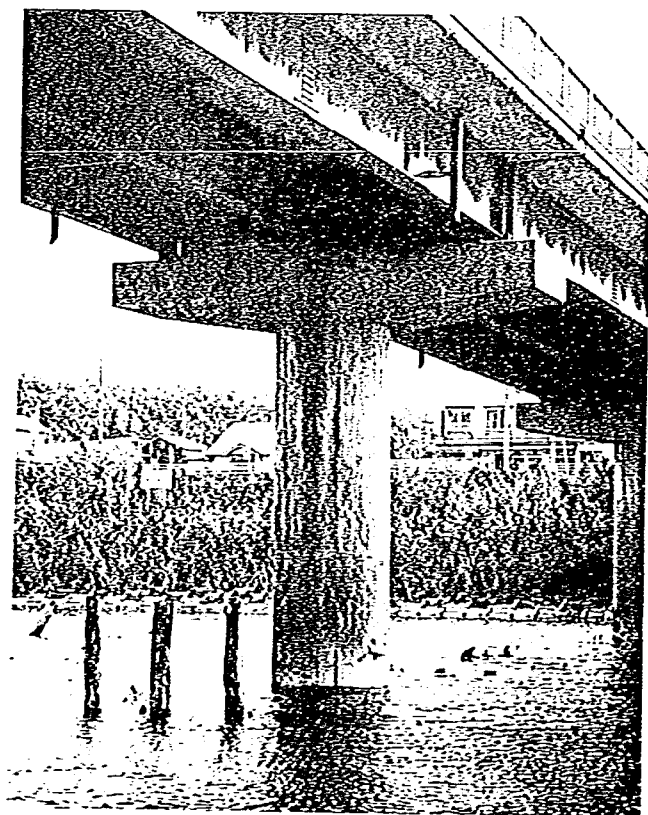
図-2.3 基栄橋P3橋脚の配筋図



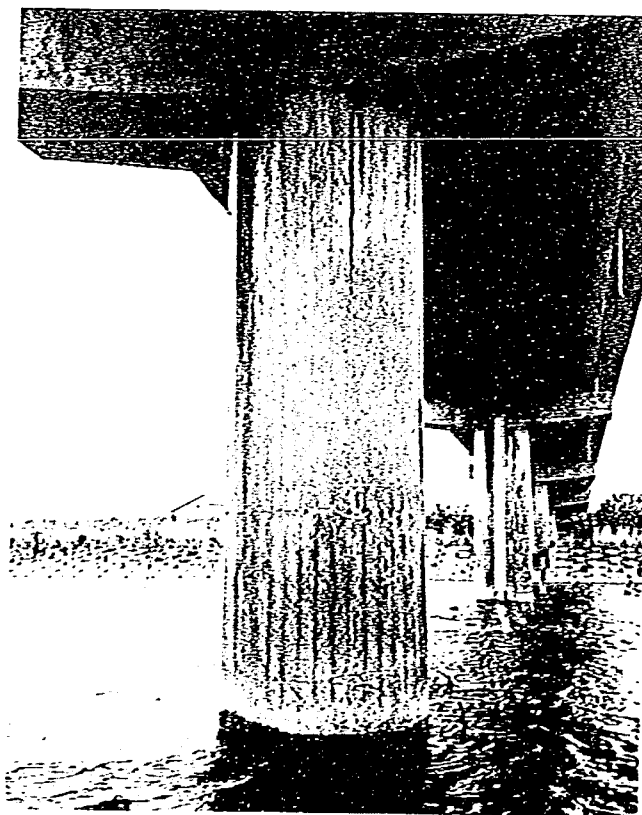
写真－2.6 基栄橋P3橋脚の損傷



写真－2.7 主鉄筋の座屈と抜け出した帯鉄筋



写真－2.8 基栄橋P4橋脚の損傷
(段落し部での斜めひびわれ)



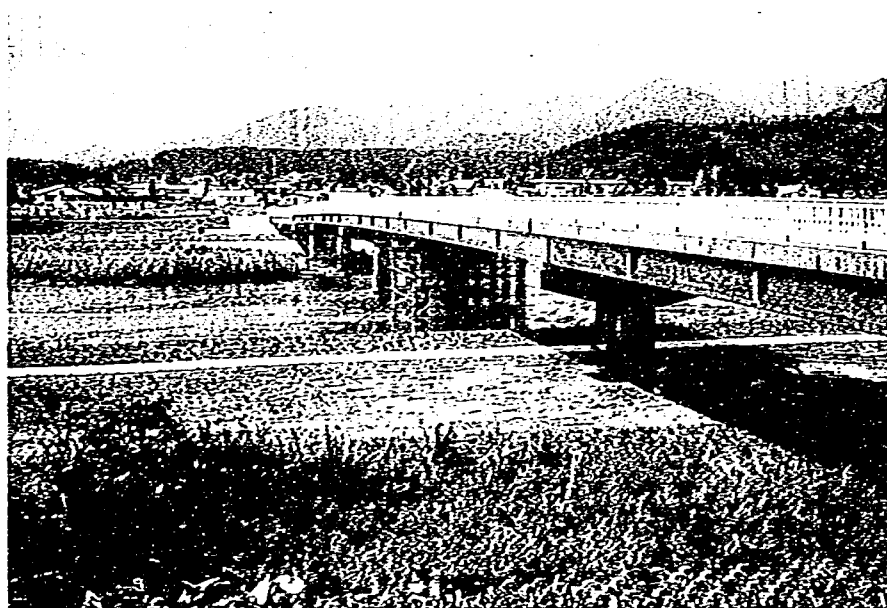
写真－2.9 基栄橋P5橋脚の損傷
(段落し部での水平ひびわれ)

（３）新知内橋＜北海道南西沖地震＞

新知内橋は、町道元町1号線に架かる2等橋であり、写真－2.10及び図－2.4に示すように、橋長214m、幅員6mの7径間単純P C桁橋である。竣工は昭和45年であるが、右岸側の2径間（橋長66m）については、平成元年度に知内川の河川改修工事に伴って新たに伸長されたものである。したがって、6基ある橋脚のうち、左岸側の4基（P 1～P 4）は昭和55年以前の古い基準で設計され、右岸側の2基（新P 1, 新P 2）については昭和55年以降の新しい基準で設計されている。段落し鉄筋の定着長に関して、新旧の基準で設計された橋脚が同一橋梁内にあることから、本橋梁における被害事例は重要である。

旧橋部の橋脚は、躯体高さが6.8m（P 1, P 4 橋脚）～7.04m（P 2, P 3 橋脚）で、直径が1.8mの円形断面である。一方、新P 1 橋脚は3.0×1.8m、新P 2 橋脚は3.0×1.5mの小判型断面である。図－2.5は、旧橋部のP 3 橋脚の配筋を示したものである。主鉄筋として基部にD22が64本2段配筋され、このうち基部から2.47mの位置で内側の32本が段落しされ、さらに基部から3.67mの位置で外側の16本の主鉄筋が段落しされている。帯鉄筋は、基部から高さ1.0mまでの範囲にはD13が12.5cm間隔で設置されているが、段落し部周辺では25cmに間隔が広がっている。一方、新P 2 橋脚では、図－2.6に示すように、基部に主鉄筋としてD22が56本配筋され、基部から3.0mの位置で半分に段落しされている。また、段落し部での帯鉄筋間隔は10cmである。新旧の橋脚の配筋条件を比較すると、新しい基準で設計された橋脚は主鉄筋比が低く、コンクリート断面に余裕をもたせている他、帯鉄筋比も高いことがわかる。なお、新P 1 橋脚では、主鉄筋の段落しが行われていない。

地震による損傷は、旧橋部分の全ての橋脚に生じた。写真－2.11～2.14は、それぞれP 1～P 4 橋脚の損傷状況を示したものである。P 1 橋脚及びP 4 橋脚では、橋脚円周方向に一周する水平クラックが、またP 2 橋脚では、水平クラックと斜めクラックが、いずれも2段面の段落し部で発生している。最も被害の大きかったP 3 橋脚では、1段目の段落し位置で約高さ1mにわたって被りコンクリートが剥落するとともに、主鉄筋が座屈し面外方向にはらみ出した。



写真－2.10 新知内橋の全景

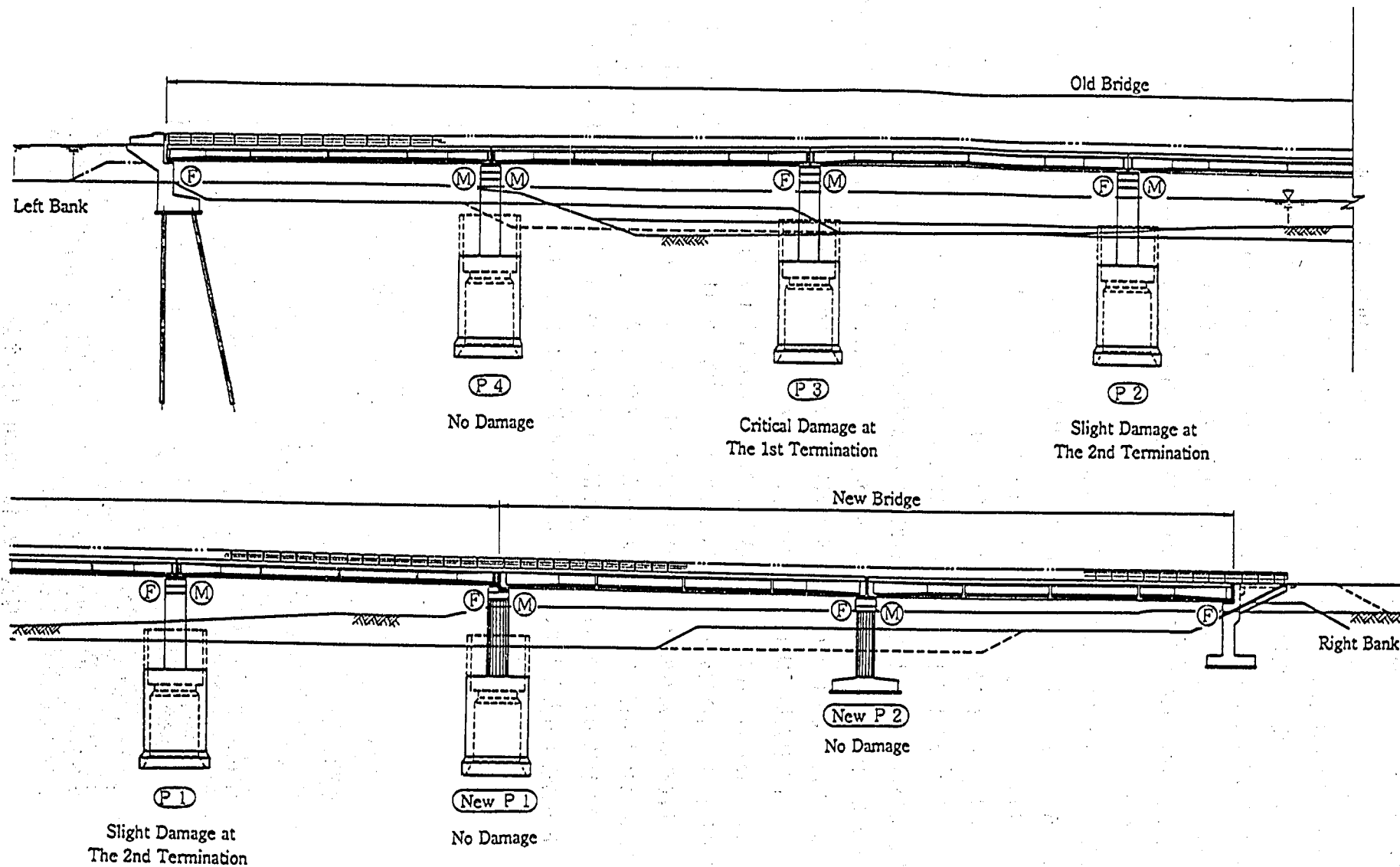


図-2.4 新知内橋の一般図

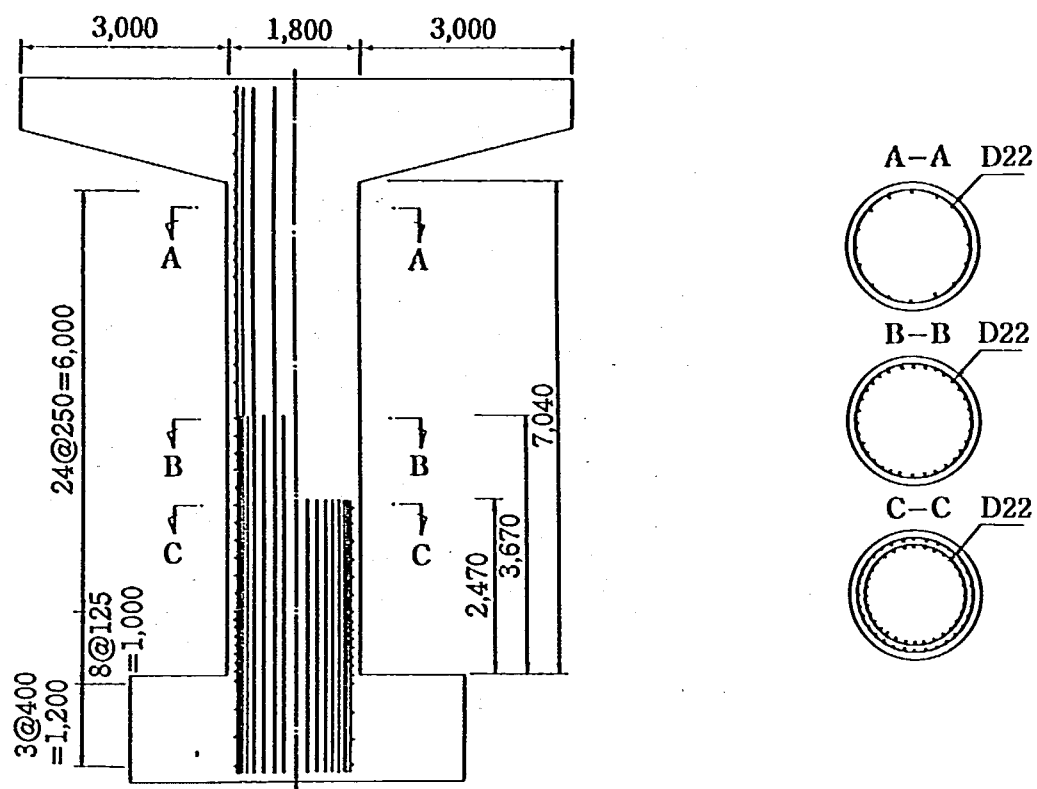


図-2.5 新知内橋P 3橋脚の配筋図

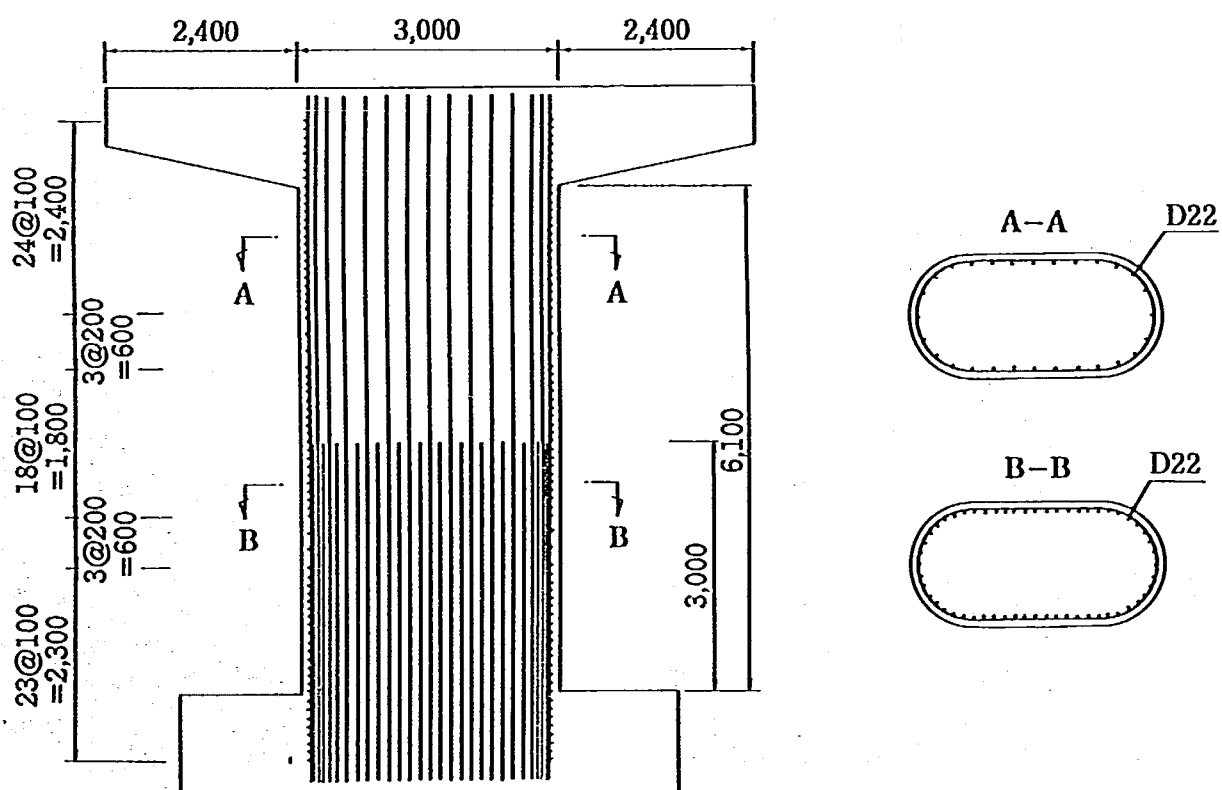
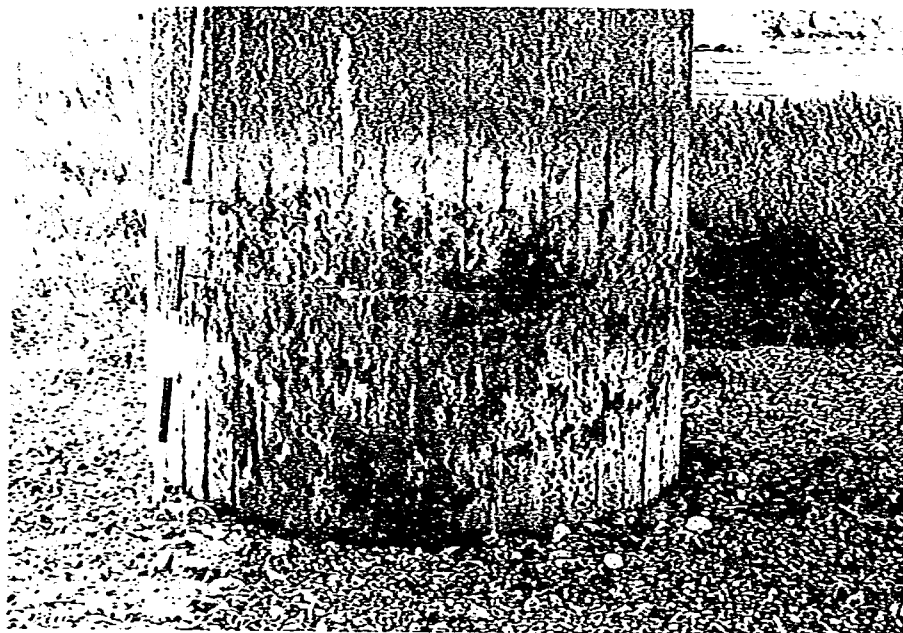
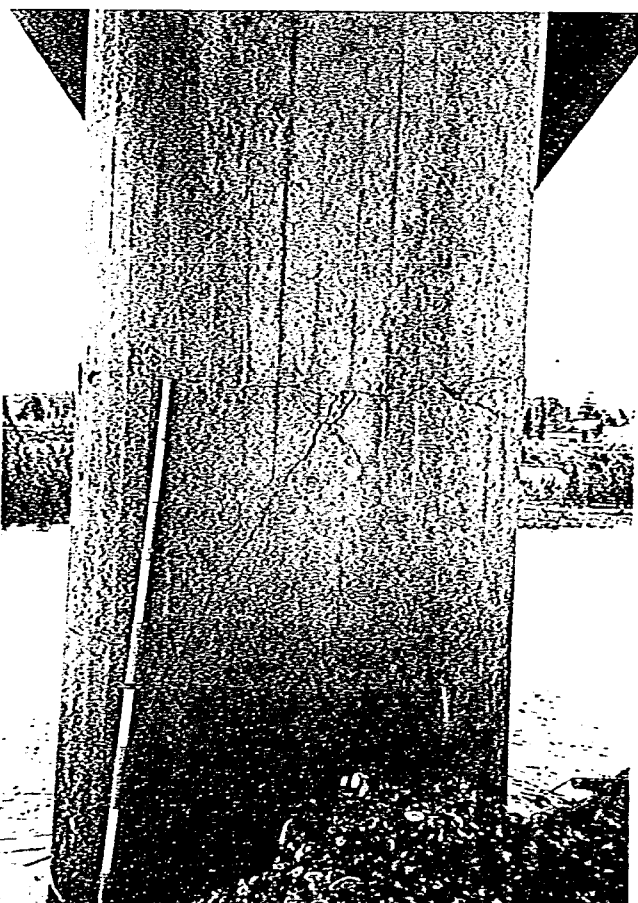


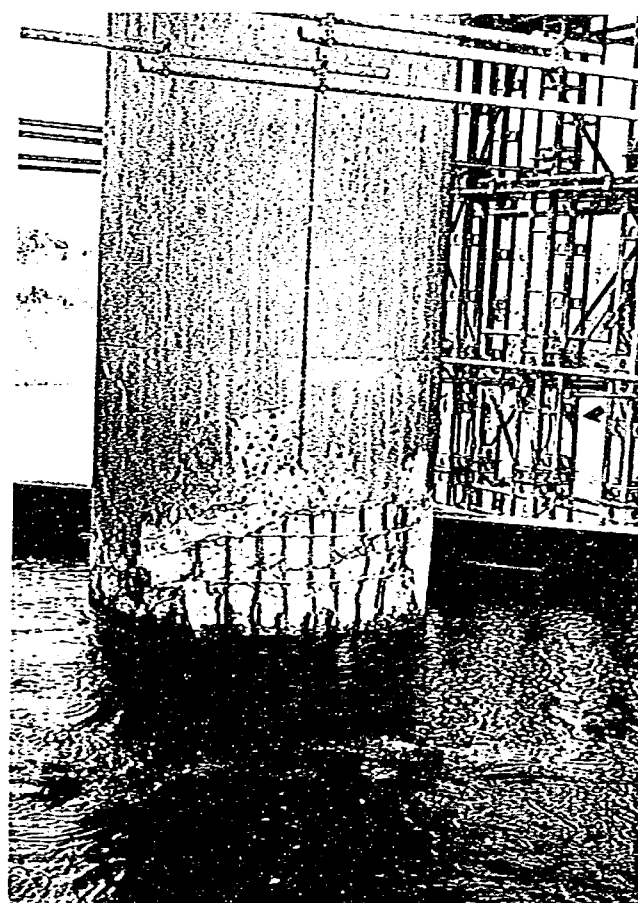
図-2.6 新知内橋新P 2橋脚の配筋図



写真－2.11 P1橋脚の損傷（水平ひびわれ）

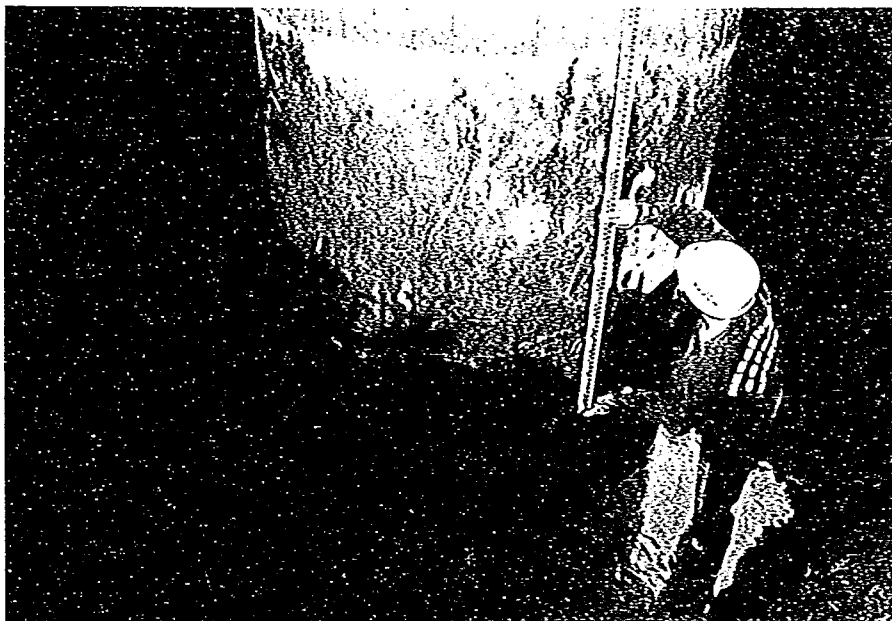


写真－2.12 P2橋脚の損傷
（斜めひびわれが進展している）

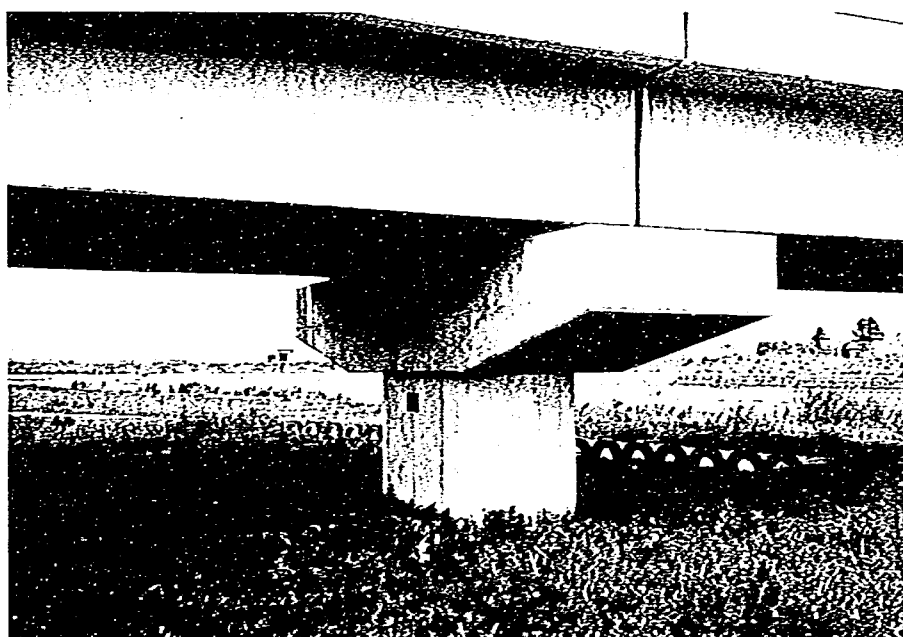


写真－2.13 P3橋脚の損傷
（主鉄筋が面外方向に座屈している）

興味深いのは、新P2橋脚には段落しがあるにもかかわらず、写真－2.15に示すように、損傷が生じていない点である。これは、昭和55年以降の道路橋示方書に準拠して定着長を確保すれば、段落し部での損傷を防止することができることを裏付ける事実と言えよう。



写真－2.14 P4橋脚の損傷（水平ひびわれ）



写真－2.15 新P2橋脚（損傷は生じていない）

(4) 元瓜谷橋<北海道南西沖地震>

元瓜谷橋は、町道瓜谷2号線に架かる2等橋であり、写真-2.16に示すように、橋長63m、幅員4mの2径間単純PC桁橋である。橋脚は、図-2.7に示すように、躯体高さが3.05m、直径が1.5mの円形断面である。主鉄筋として、基部から高さ1.5mまでの断面には $\phi 16$ の丸鋼が36本、それより上の断面では $\phi 13$ の丸鋼が18本配筋されており、鉄筋量で見ると68%が段落しされたことになる。これらは重ね継手により継がれており、さらに鉄筋の端部は半円形フックによりコンクリートに定着されている。また、帯鉄筋として、 $\phi 13$ の丸鋼が40cm間隔で配筋されている。

本橋脚では、写真-2.17, 2.18に示すように、重ね継手位置において被りコンクリートが剥離し、主鉄筋が座屈するとともに、面外方向にはらみ出している。重ね継手が被害の原因と考えられるが、現地で重ね継手長を計測すると約50cmであった。これは、当時の設計で適用されていた式(1)により求められてものと考えられる。本橋脚では、 $\sigma_{s,s}=1400\text{kgf/cm}^2$ (SR24)、 $\tau_{o,s}=7\text{kgf/cm}^2$ (コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{c,s}=210\text{kgf/cm}^2$) 程度と推定され、これらを式(1)に代入して重ね継手長を求めると53cmとなる。一方、現行の道路橋示方書に示される式(2)を適用すると、重ね継手長は80cmとなる。したがって、現在の設計レベルから見ると、50cm程度の重ね継手長は十分とは言えず、これが被害の原因と考えられる。

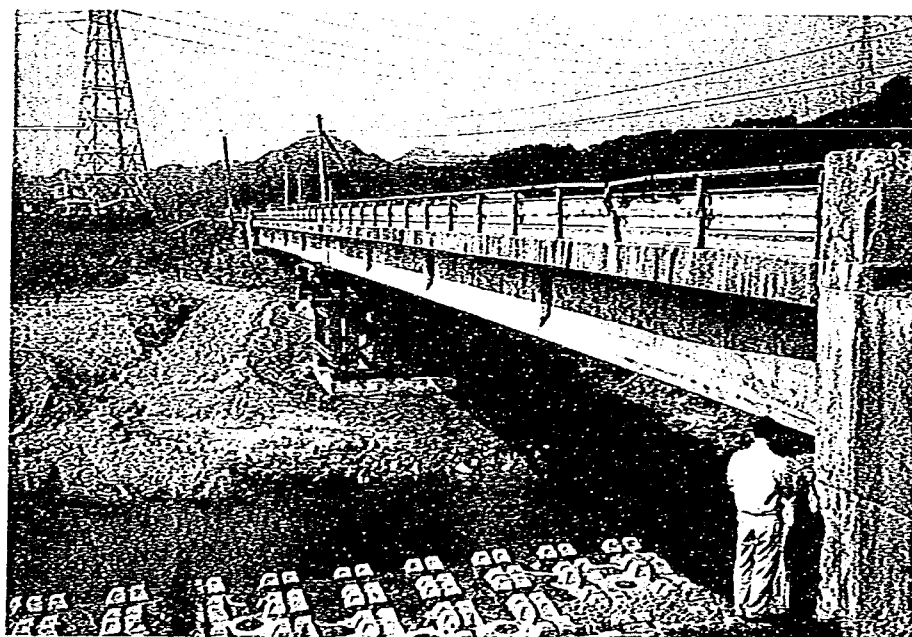
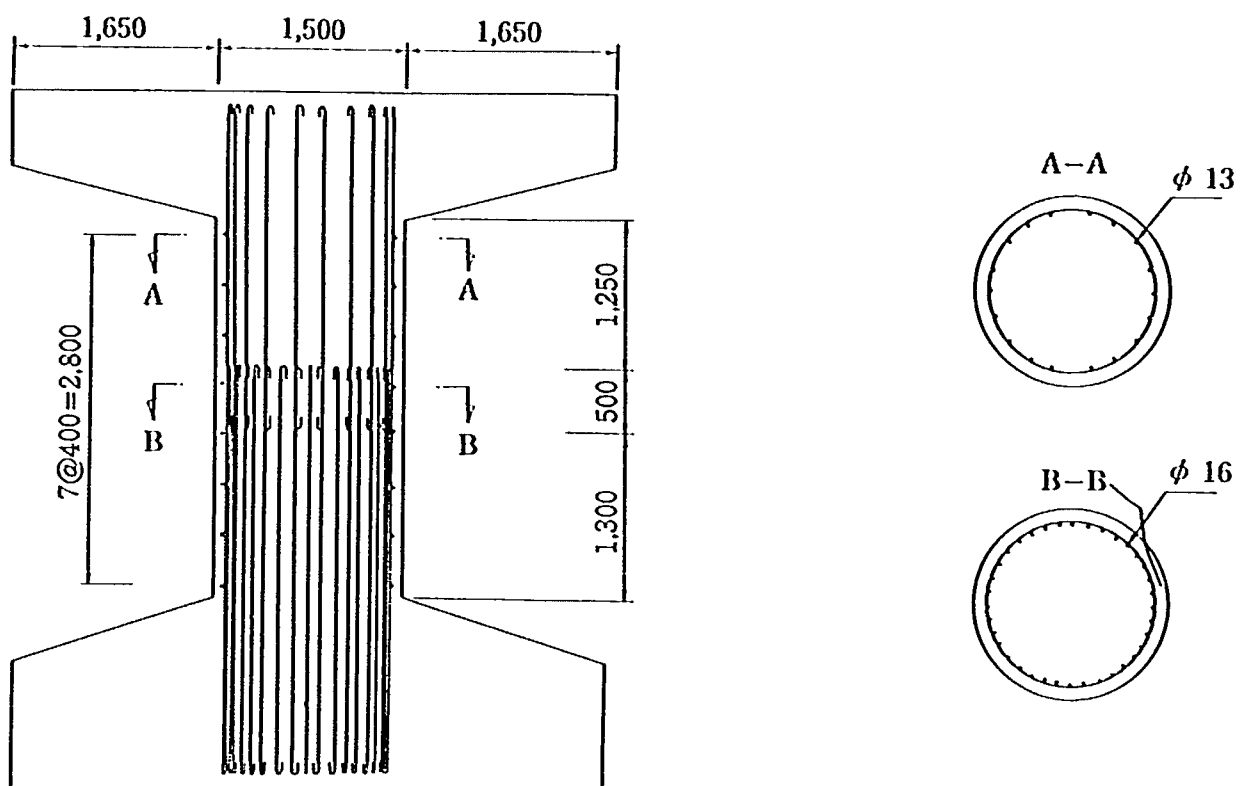
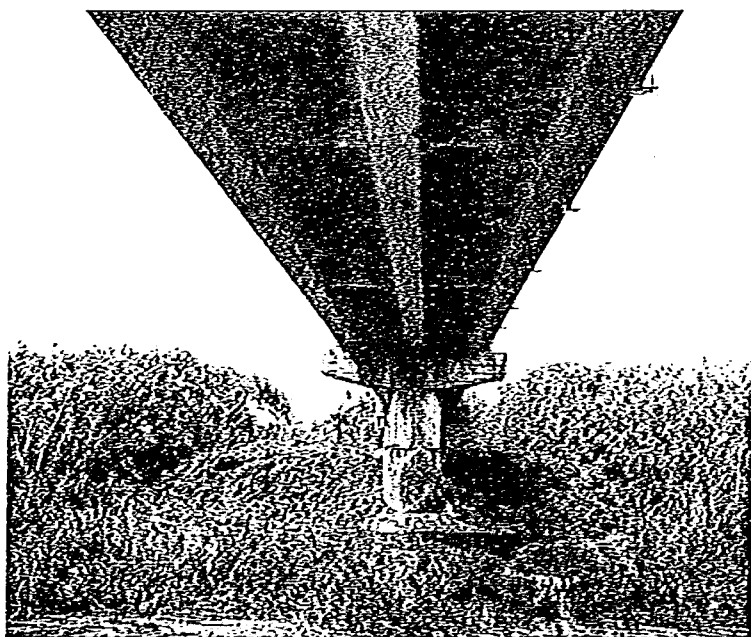


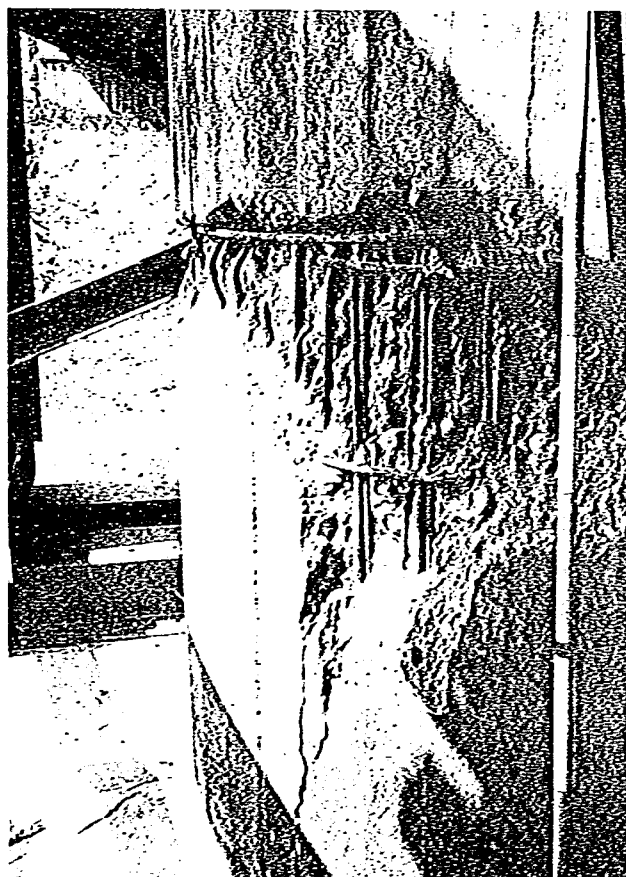
写真-2.16 元瓜谷橋の全景



図－2.7 元瓜谷橋P1橋脚の配筋図



写真－2.17 元瓜谷橋の損傷



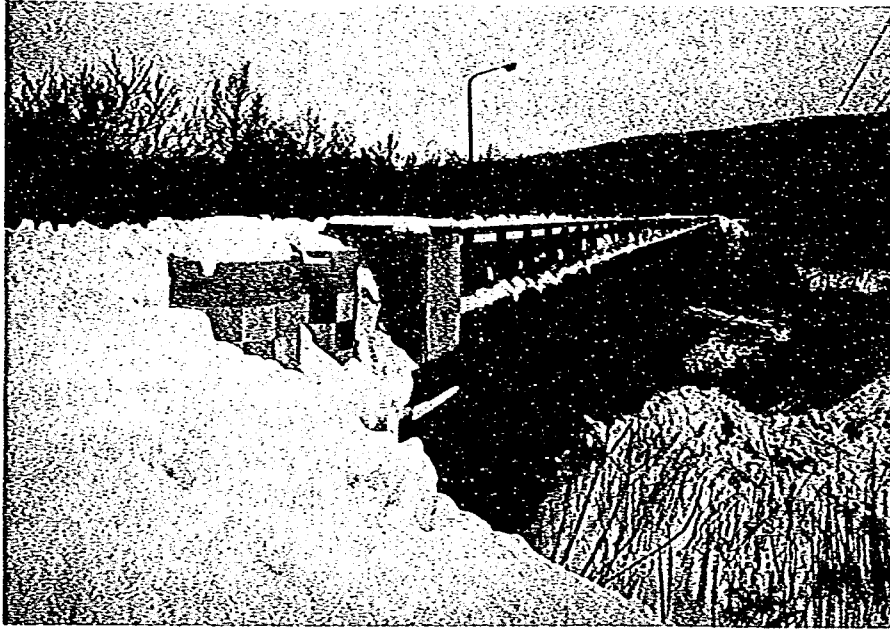
写真－2.18 重ね継手部での損傷

2. 3 中被害を生じた鉄筋コンクリート橋脚

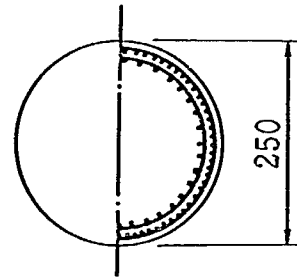
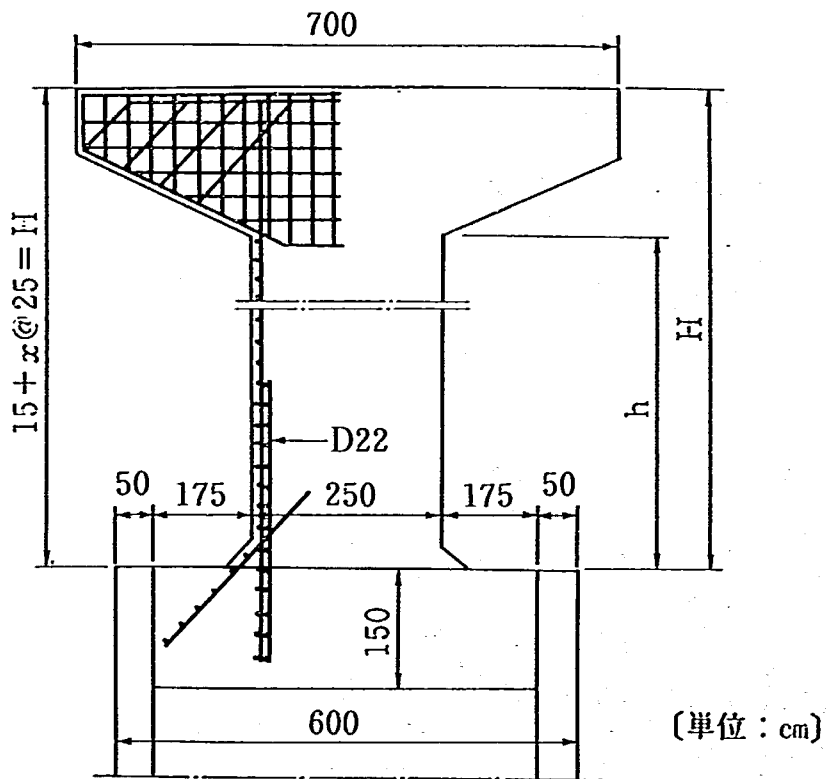
(1) 松之恵橋<釧路沖地震>

松之恵橋は、国道240号線に架かる1等橋であり、写真－2.19に示すように、橋長157mの5径間単純PC桁橋である。橋脚は、図－2.8に示すように、躯体高さが3.63～4.13mで直径が2.5mの円形断面である。主鉄筋として、基部には合計108本のD22が1.5段に配筋され、このうち基部から2.25mの位置で内側の36本が段落しされている。また、帯鉄筋としては、D13が25cm間隔で配置されている。

地震による損傷は、4基すべての橋脚に生じた。最も被害が著しいP3橋脚では、写真－2.20に示すように被りコンクリートが剥落し、主鉄筋や帯鉄筋が露出した。主鉄筋は破断には至っていなかったが、写真－2.21に示すように軽微な面外方向への座屈が生じていた。その他の橋脚では、水平方向のクラックが生じている程度の損傷であった。



写真－ 2.19 松之恵橋の全景



橋 脚	H (m)	h (m)
P 1	5.43	3.63
P 2	5.60	3.80
P 3	5.77	3.97
P 4	5.93	4.13

図－ 2. 8 松之恵橋 R C 橋脚の配筋図



写真－2.20 松之恵橋P3橋脚の損傷

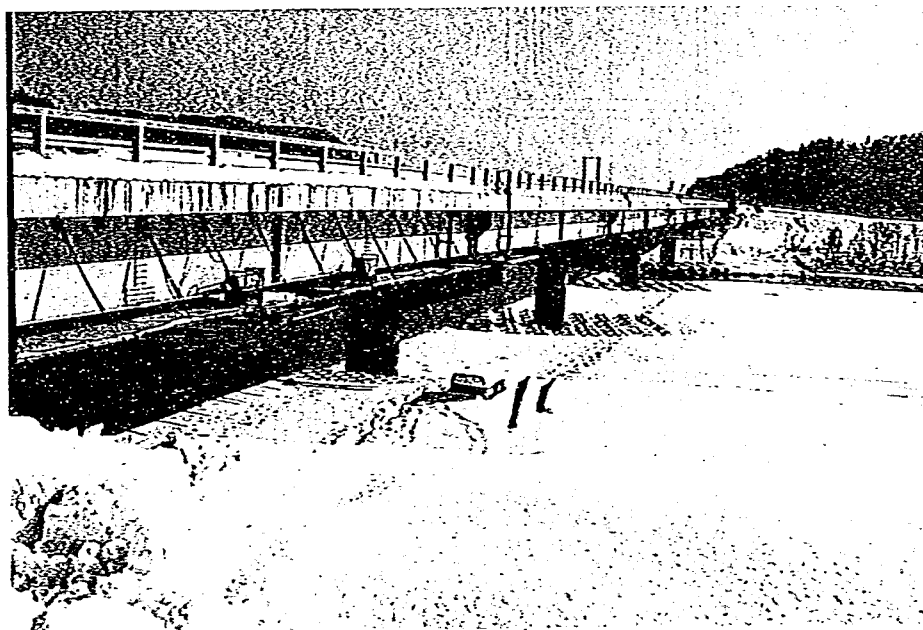


写真－2.21 被りコンクリートの剥離と主鉄筋の露出

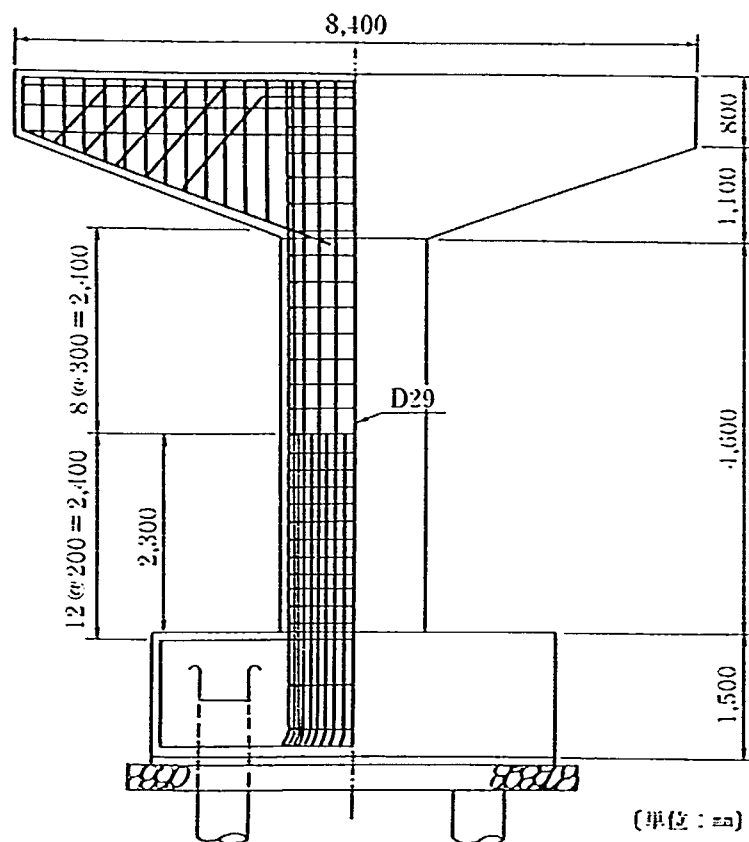
（２）初音橋＜釧路沖地震＞

初音橋は、道道本流音別停車場線に架かる2等橋であり、写真－2.22に示すように、橋長172mの6径間単純鋼鈑桁橋である。橋脚は、図－2.9に示すように、躯体高さが4.6mで直径が1.8mの円形断面である。橋脚基部には、主鉄筋としてD29が40本配筋され、その内半数の20本が基部から2.3mの高さで段落しされている。また、帯鉄筋としてはD13が用いられており、基部から段落し位置までは20cm間隔で、段落し位置よりも高い断面では30cm間隔で配置されている。

地震により5基の橋脚全てにおいて、段落し位置で躯体を一周する水平クラックが生じた。最も損傷が大きかったのはP4橋脚であり、写真－2.23に示すような斜めクラックが生じていた。



写真－2.22 初音橋の全景



図－2.9 初音橋P4橋脚の配筋図



写真－2.23 P4橋脚の斜めひびわれ

2. 4 小被害を生じた鉄筋コンクリート橋脚

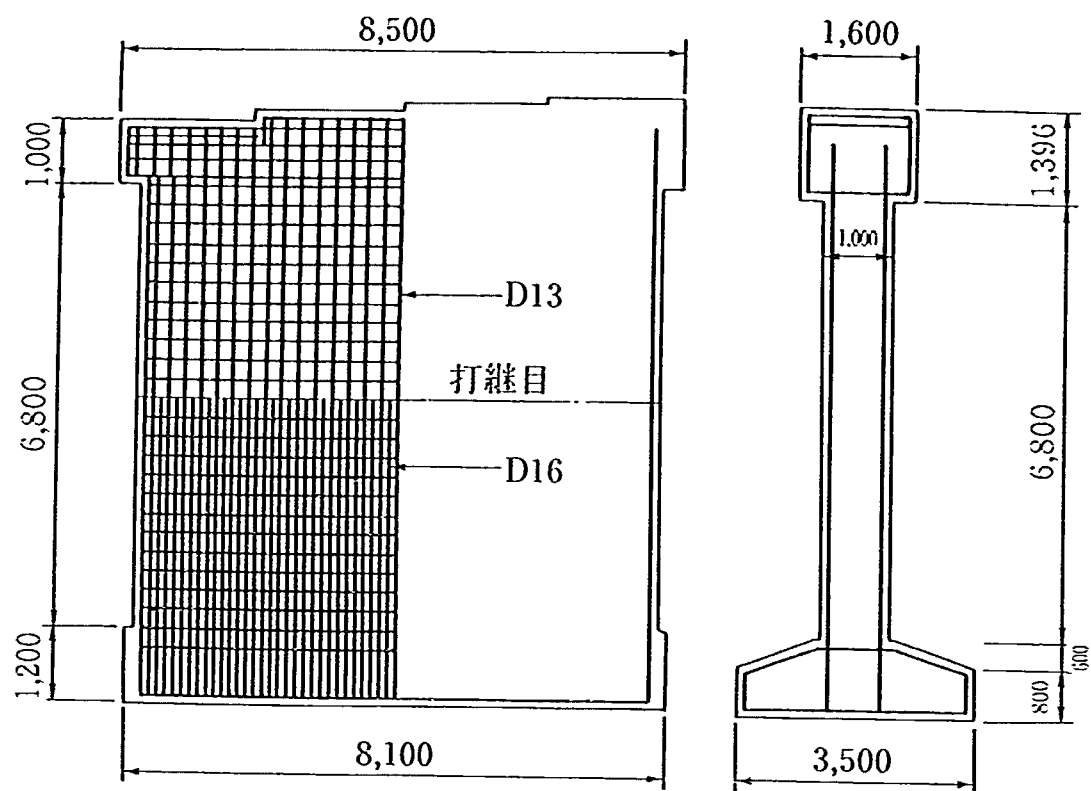
(1) 新多和橋<釧路沖地震>

新多和橋は、写真－2.24に示すように道道中標津標茶線に架かる3径間単純鋼鈑桁橋である。橋脚は、図－2.10のように7.9×1.0mの小判型断面であり、躯体高さは6.8mである。主鉄筋として、基部にはD16とD13がそれぞれ64本ずつが交互に配筋され、このうち基部から3.5mの位置でD16の64本が段落しされている。また、段落し位置と同じ高さで、施工時のコンクリートの打継ぎが行われていた。なお、帯鉄筋としてD13が30cm間隔で配置されている。

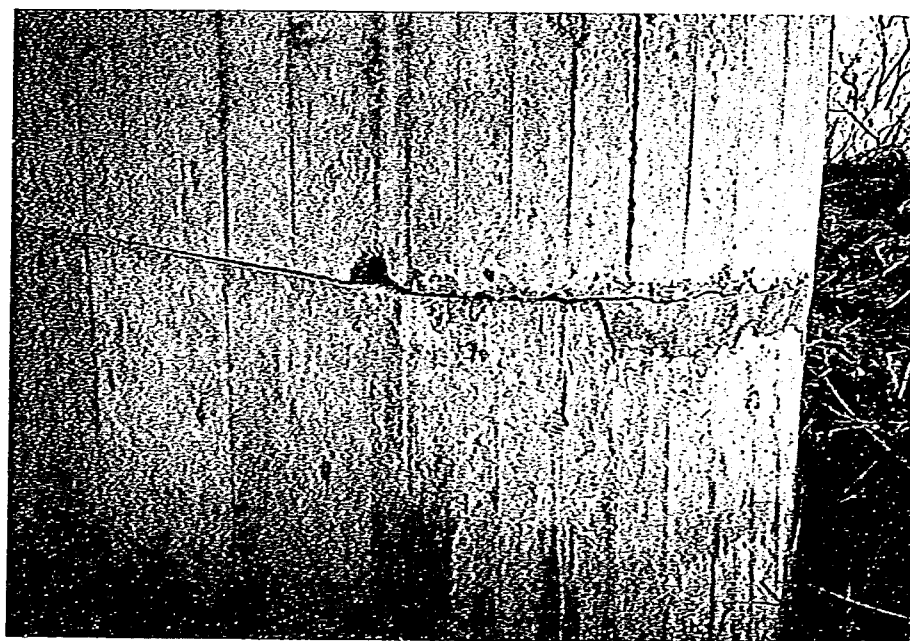
新多和橋では、写真－2.25に示すように、段落し位置において最大7mm程度のクラックが生じた。



写真－2.24 新多和橋の全景



図－2.10 新多和橋P2橋脚の配筋図

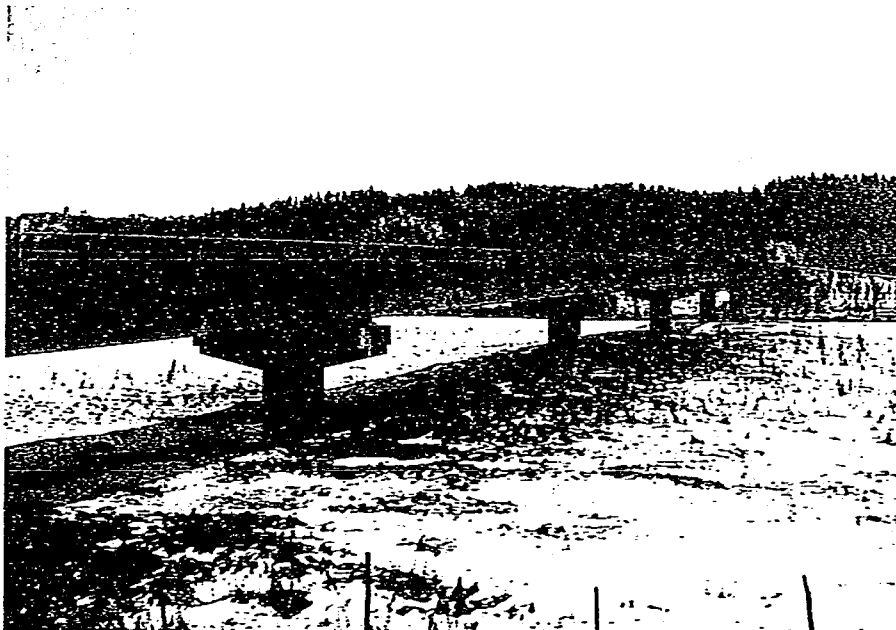


写真－2.25 打継ぎ目での水平ひびわれ

（２）五十石橋＜釧路沖地震＞

五十石橋は、写真－２.26に示すように、道道釧路弟子屈線に架かる7径間単純ＰＣ桁橋である。橋脚は、図－２.11に示すように、躯体高さが6.1mで直径が2.2mの円形断面である。橋脚基部にはD22が64本配筋され、基部から3.0mの位置で半数の32本が段落しされている。また、基部から0.9mまでの断面にはD13の帯鉄筋が15cm間隔で配筋されているが、それよりも上の断面では21.5cm間隔となっている。

段落し部での被害は、P1、P5、P6橋脚で生じた。いずれも損傷は、写真－２.27に示すように、わずかな水平クラックが生じた程度のものであった。



写真－２.26 五十石橋の全景

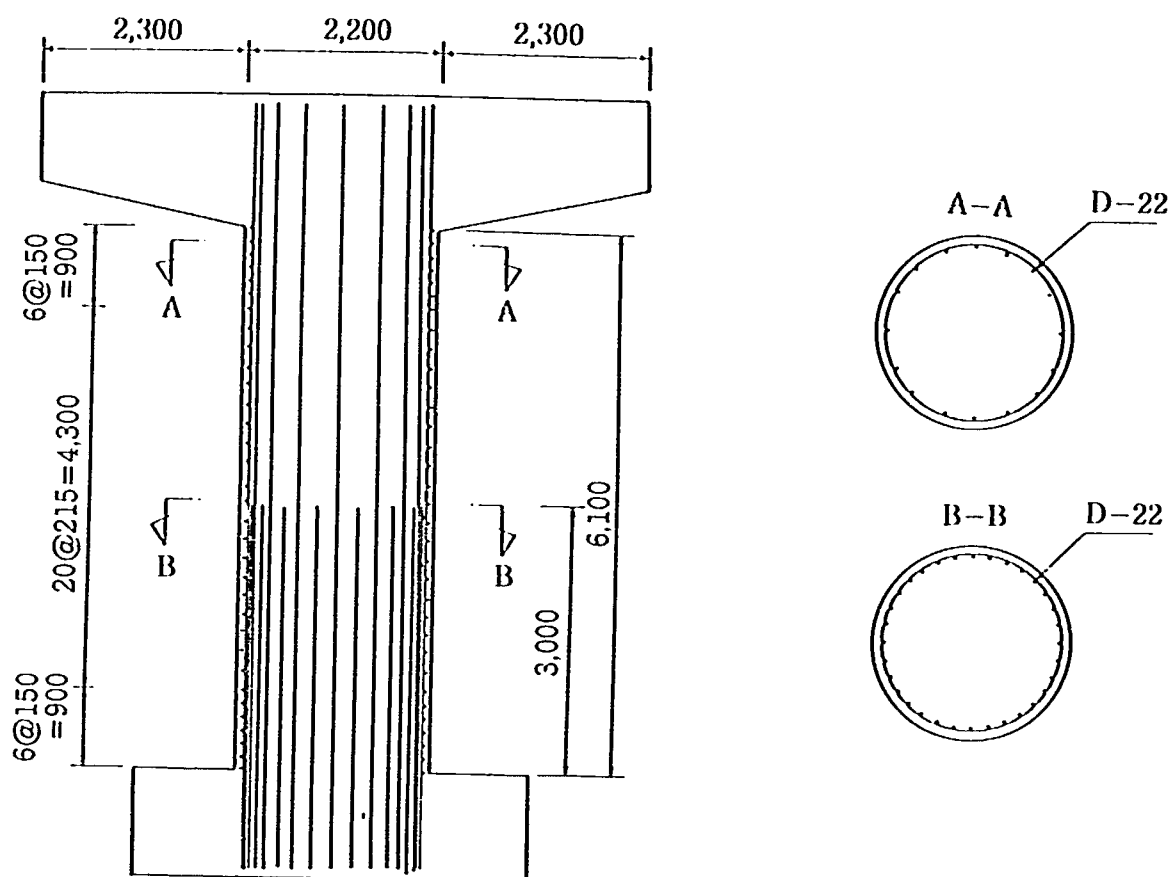


図-2.11 五十石橋P1橋脚の配筋図

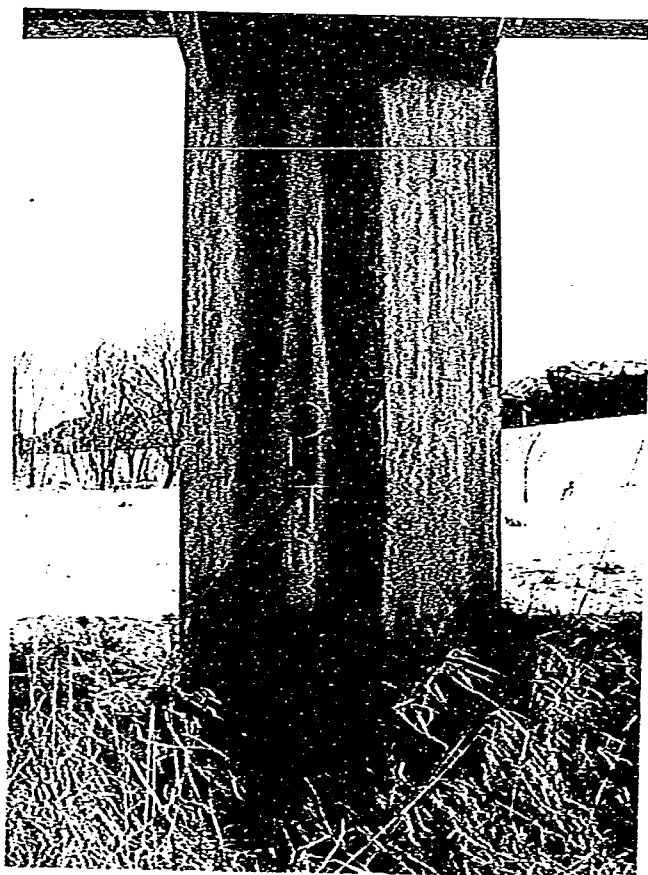
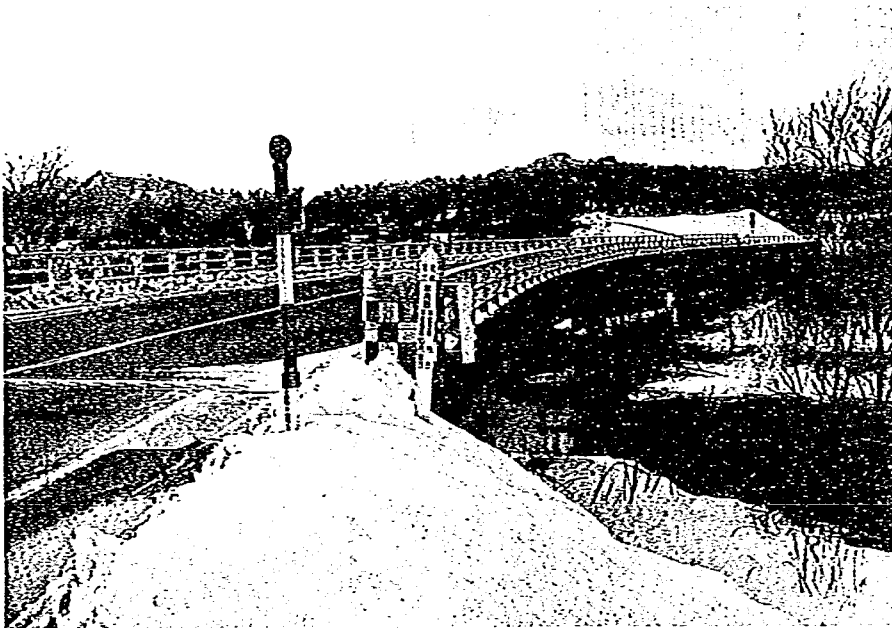


写真-2.27 P1橋脚のの水平ひびわれ

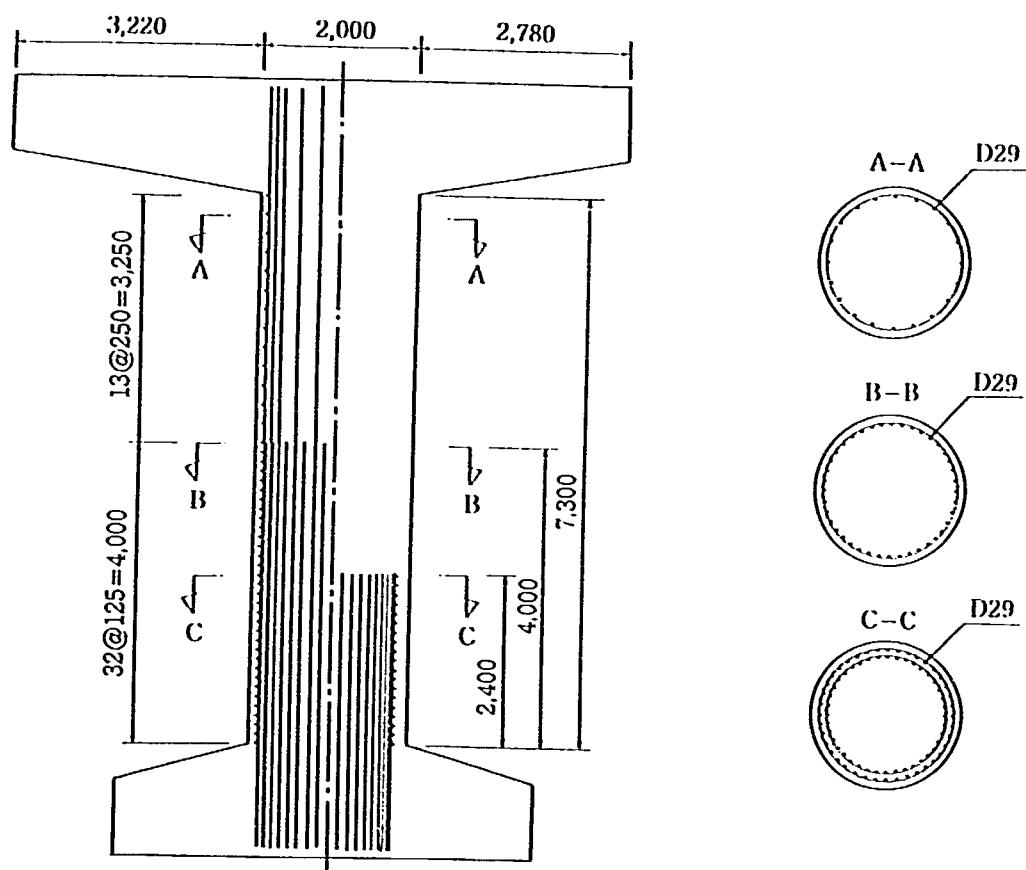
（３）阿寒川橋＜釧路沖地震＞

阿寒川橋は、写真－２.２８に示すような４径間単純ＰＣ桁橋である。橋脚は、図－２.１２に示すように、躯体高さが７.３ｍで直径が２.０ｍの円形断面である。主鉄筋として、基部には８０本のＤ２９が２段配筋され、基部から２.４ｍの断面で内側配筋の４０本が段落しされ、さらに基部から４.０ｍの断面で外側配筋の２０本が段落しされている。また、基部から２段目の段落し位置までの断面には、１２.５ｃｍ間隔でＤ１６の帯鉄筋が配筋され、そのよりも上方の断面では２５ｃｍ間隔となっている。

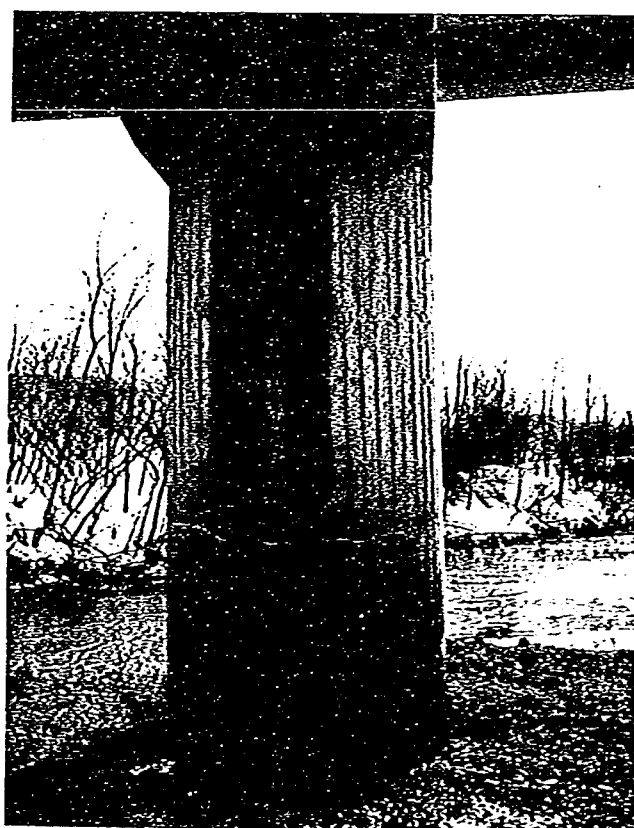
地震による段落し部の損傷は、写真－２.２９に示すように、軽微な水平クラックが生じた程度であった。



写真－２.２８ 阿寒川橋の全景



図－2.12 阿寒川橋P1橋脚の配筋図



写真－2.29 P1橋脚のの水平ひびわれ

3. 主鉄筋段落し部に対する耐震判定法の概要

主鉄筋段落し部の耐震判定法については、これまでに土木研究所で行ってきた載荷実験結果を基にした手法が提案されており⁶⁾、平成3年に実施された道路施設の震災点検にも適用されている。ここでは、本判定法の概要についてのみ示すことにする。

図-3.1は、主鉄筋段落し部の耐震性判定フローを示したものである。本判定法は、損傷形態判別係数 S と段落し部での降伏曲げモーメント F_y^T に対する安全率の組み合わせにより判定する手法である。ここで、降伏曲げに対する安全率とは、図-3.2に示すように、設計地震力が作用した場合に橋脚に生じる曲げモーメント M と、橋脚が保有している降伏曲げモーメント M^T の比として定義され、段落し部及び基部についてそれぞれ式(3)、(4)で与えられる。

$$F_y^T = \frac{M_y^T}{M^T} \quad (3)$$

$$F_y^B = \frac{M_y^B}{M^B} \quad (4)$$

ここに、 F_y^T 、 F_y^B ：段落し部及び基部における降伏曲げに対する安全率

M_y^T 、 M_y^B ：段落し部及び基部における降伏曲げモーメント

M^T 、 M^B ：設計地震力が作用したときに生じる段落し部及び基部の曲げモーメント

ただし、耐震判定の解析における段落し位置は、実際の主鉄筋の段落し位置ではなく、実際の位置から式(2)で与えられる重ね継手長だけ下げた位置とする。これは、主鉄筋段落し部の耐震性を現在の耐震設計レベルを基準にして評価するためである。

そして、地震時の損傷が段落し部と基部のどちらで先行して生じるかを判定するために、損傷形態判別係数 S を次式のように定義する。

$$S = \frac{F_y^T}{F_y^B} \quad (5)$$

土木研究所でこれまでに実施してきた鉄筋コンクリート橋脚に対する一連の載荷実験結果と浦河沖地震や宮城県沖地震による被害実態⁷⁾を基に、段落し部での耐震性を損傷形態判別係数及び段落し部での安全率を用いて評価すると表-3.1の通りである。すなわち、損傷形態判別係数が1.1以上の橋脚では段落し部での損傷は生じないが、それ以外の橋脚では、段落し部での安全率に応じて損傷の程度が表-3.1(b)のように推定される。したがって、表-3.1により評価される段落し部での損傷度をまとめると図-3.3のようになる。この中で、損傷形態判別係数 S が1.1未満で、かつ段落し部での安全率 F_y^T が1.2未満であり、段落し部で著しい損傷が予測される橋脚に対しては、耐震補強対策が必要と判定される。

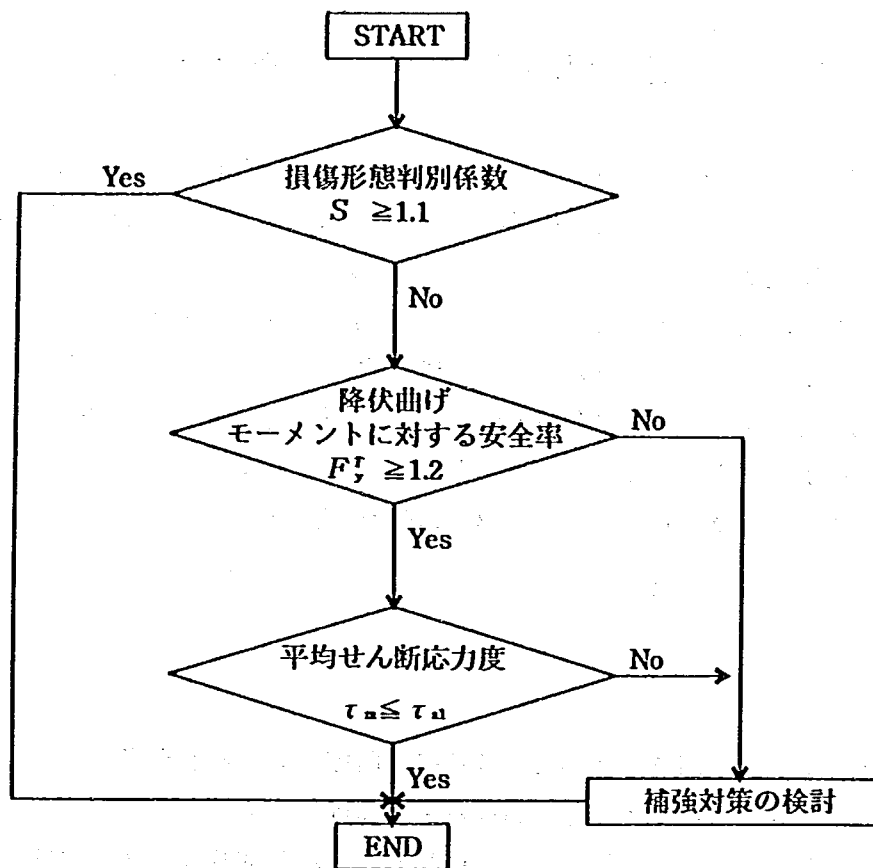


図-3.1 主鉄筋段落し部に対する耐震判定フロー

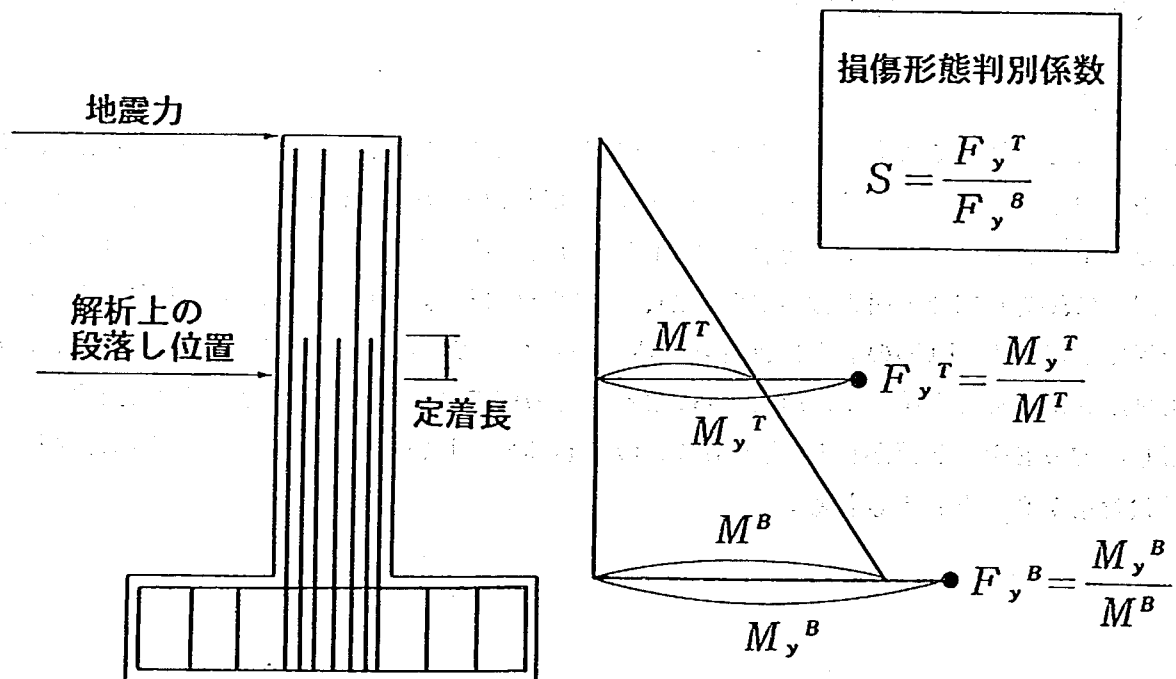


図-3.2 損傷形態判別係数の定義

表-3.1 耐震判定基準

(a) 損傷形態判別係数による損傷形態の判定

損傷形態判別係数	損傷モード
$S < 1.1$	段落し部で破壊が先行
$S \geq 1.1$	基部で破壊が先行

(b) 段落し部での安全率による損傷度の判定

降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T	設計地震力を超える程度(5 δ 。相当)の地震力が作用した場合に段落し部に生じる損傷度
$F_y^T < 1.2$	主鉄筋の著しい座屈及び破断
$F_y^T \geq 1.2$	斜めひびわれの発生、かぶりコンクリートの剥離 主鉄筋の軽微な座屈

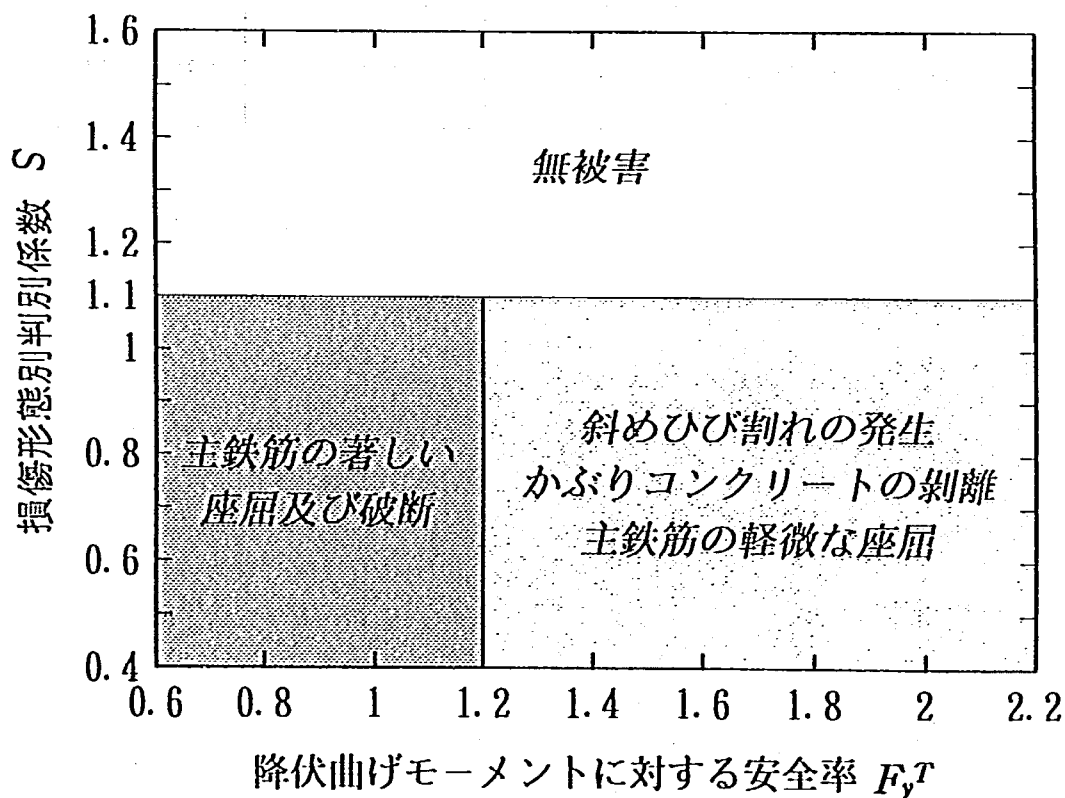


図-3.3 損傷度の判定基準

4. 段落し部の被害解析

4. 1 解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚

解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚は表－4.1に示す14基であり、これらは、釧路沖地震と北海道南西沖地震で段落し部で躯体に損傷が生じた9基と、地震の震源近くに位置した橋梁で段落し部に損傷のなかった5基の橋脚である。ここに、解析に適用した無被害の橋脚は、いずれも昭和55年以降の新しい基準に準拠して設計されたものである。表－4.2は、解析に必要な設計水平震度、コンクリート強度、鉄筋の材質の各パラメータを示したものである。なお、これらの解析パラメータの中には、一部不明なものもあったが、これらの値については、設計当時の実績に基づいて設定した。

表－4.1 解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚

断面形状	円形		小判型	
	被害有	被害無	被害有	被害無
釧路沖地震	依田橋 松之恵橋 初音橋 五十石橋 阿寒川橋	釧勝橋	新多和橋	高台橋 鶴見橋
北海道 南西沖地震	基栄橋 新知内橋(旧橋部) 元瓜谷橋	—	—	新知内橋(新橋部)

表-4.2 解析条件

橋梁名	橋脚	解析方向	設計水平震度	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	主鉄筋の材質
依田橋	P 2	橋軸直角方向	0.20 ^{*)}	210	SD295
松之恵橋	P 3	橋軸直角方向	0.20	180	SD235
初音橋	P 4	橋軸直角方向	0.20	210	SDC390
新多和橋	P 2	橋軸方向	0.20	210	SD295
五十石橋	P 1	橋軸直角方向	0.20	210	SDC390
阿寒川橋	P 1	橋軸直角方向	0.20 ^{*)}	210	SD345
釧勝橋	P 4	橋軸方向	0.18	210	SD295
	P 5	橋軸直角方向	0.18	210	SD295
高台橋	P 2	橋軸方向	0.24	210	SD295
鶴見橋	P 5	橋軸方向	0.24	210	SD295
基栄橋	P 3	橋軸直角方向	0.20	210	SDC390
新知内橋	P 3	橋軸直角方向	0.15	210	SD295
	新 P 2	橋軸方向	0.14	210	SD295
元瓜谷橋	P 1	橋軸直角方向	0.15 ^{*)}	210	SR235 ^{*)}

*)設計当時の実績値より推定した値

4. 2 解析結果

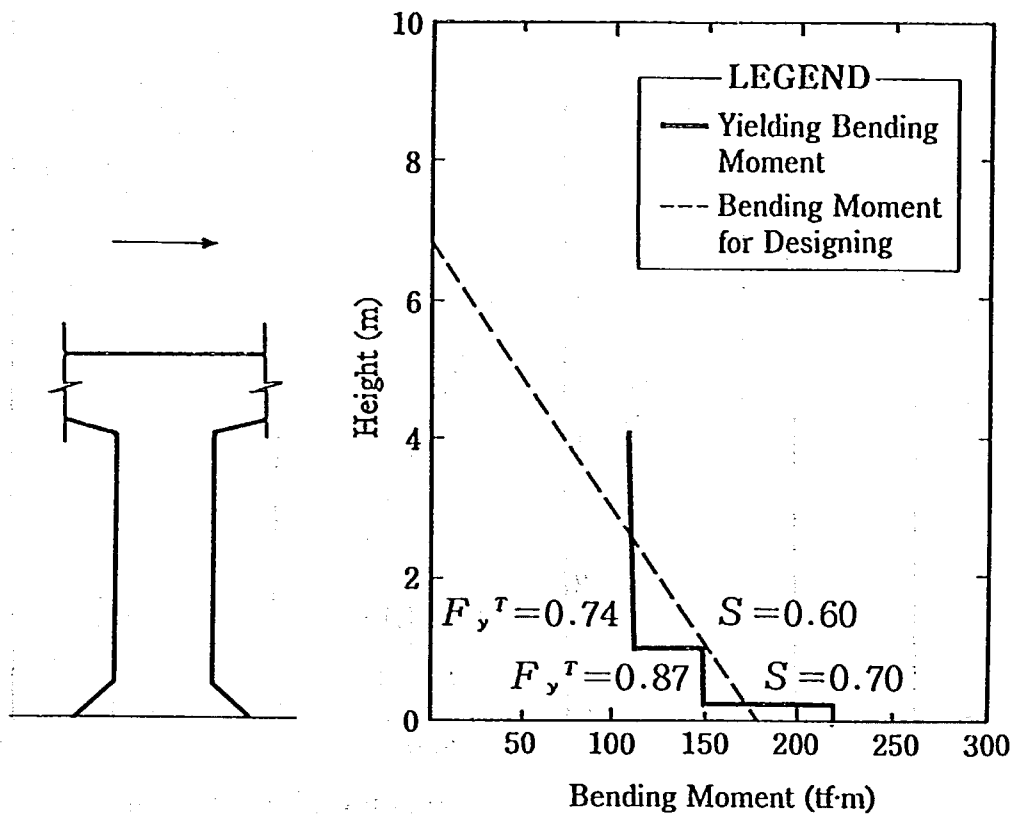
図-4.1は、各橋脚の降伏曲げモーメント M_v と設計地震力による曲げモーメント M の分布を比較して示したものである。そして、損傷形態判別係数 S 及び段落し部での安全率 F_r を算定した結果をまとめると表-4.3の通りである。解析結果に対し、以下のような考察を行った。

図-4.2は、損傷形態判別係数 S と実際に生じた損傷度の関係を示したものである。ここで、実際の被害は、①主鉄筋の破断、②主鉄筋の著しい座屈、③主鉄筋の軽微な座屈、④斜めひびわれの発生、⑤水平ひびわれの発生、⑥無被害の6通りに区分した。これより、損傷形態判別係数が小さく評価されるにつれて、損傷度が大きくなっていることがよくわかる。また、実際に段落し部で損傷が生じた橋脚は、損傷形態判別係数がいずれも1.1未満である一方、新しい基準で設計された橋脚ではいずれも1.1以上で評価されている。これは、表-3.1(a)に示した損傷形態判別係数に対する判定基準値が適切であることを示している。したがって、段落し部での損傷の可能性は、損傷形態判別係数により精度よく予測できるものと考えられる。

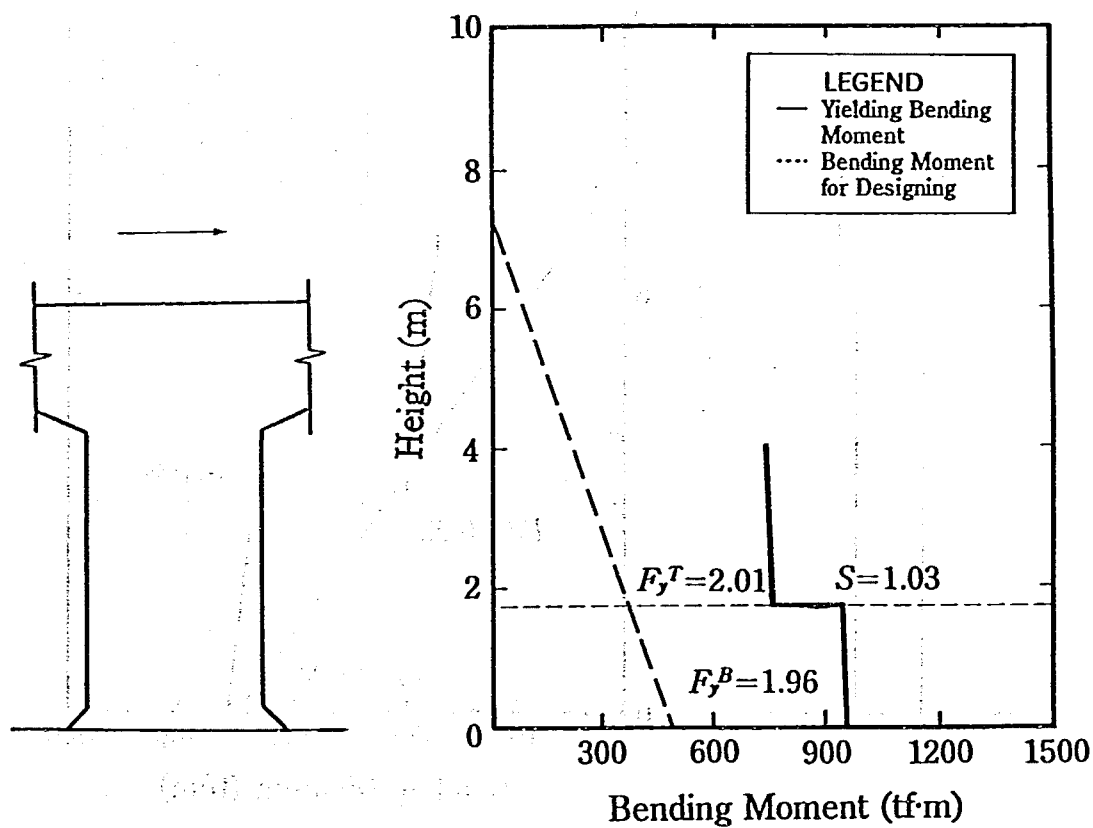
図-4.3は、段落し部での安全率 F_r と実際に生じた損傷度の関係を示したものである。これより、段落し部での安全率が小さくなるほど、損傷の程度が著しくなることがわかる。また、大被害を生じた依田橋、基栄橋、新知内橋、元瓜谷橋では、算定された F_r が0.74~1.02であり、著しい損傷の生じる可能性のある橋脚を抽出するために提案した F_r の基準値1.2よりも小さいことがわかる。ただし、松之恵橋については段落し部での安全率が2.01であり、設計地震力に対してかなり大きな安全性を確保していたが、実際には無視できない程度の被害が生じた。これは、松之恵橋では損傷形態判別係数が1.03であり、段落し部での損傷が基部での損傷よりも先行するため、設計で考えていた地震力よりも大きな地震力が橋脚に作用すれば、段落し部に被害が生じる可能性があることを示している。一方、斜めひびわれや水平ひびわれ程度の小被害を生じた橋脚でも、 F_r が1.2未満となっている。これは、橋脚に作用した地震力が保有水平耐力よりも小さかったためであり、それ以上の地震力が生じていれば、大被害に至っていた可能性が十分考えられる。

図-4.4は、図-3.3により推定される損傷と実際に生じた損傷を比較して示したものである。図-3.3により著しい損傷が予測される橋脚では、少なくとも水平ひびわれが生じており、主鉄筋の破断や座屈に至った橋脚は全て含まれている。一方、図-3.3により無被害と判定された橋脚は、いずれも実際の損傷はなかった。

図-4.5は、損傷形態判別係数と段落し部での安全率の関係を示したものである。図-3.1に示した耐震判定法に従えば、段落し部で損傷した橋脚は、松之恵橋以外は全て著しい損傷が生じる可能性があり、耐震補強対策が必要と判定されることがわかる。また、被害のなかった昭和55年以降の新しい基準で設計された橋脚では、いずれも耐震補強対策の対象となっていない。以上の考察より、本判定手法を適用すれば、段落し部で損傷が生じる可能性のある橋脚を的確に抽出できるものと考えられる。

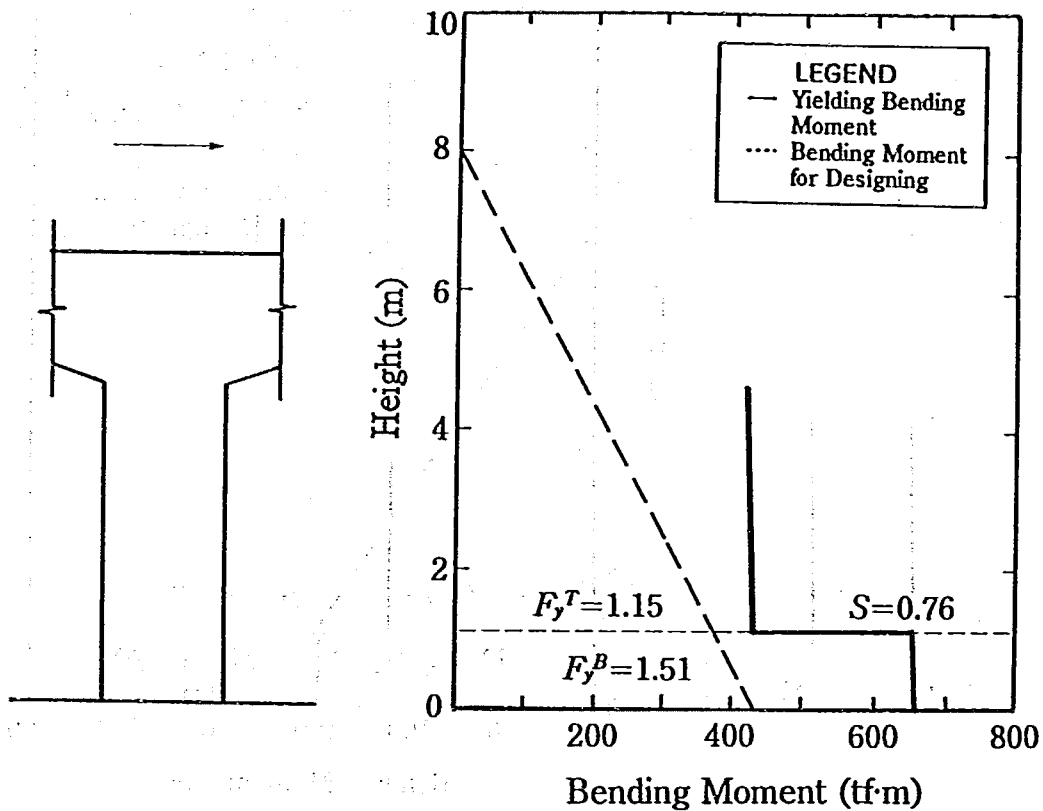


(a) 依田橋 (P 2 橋脚)

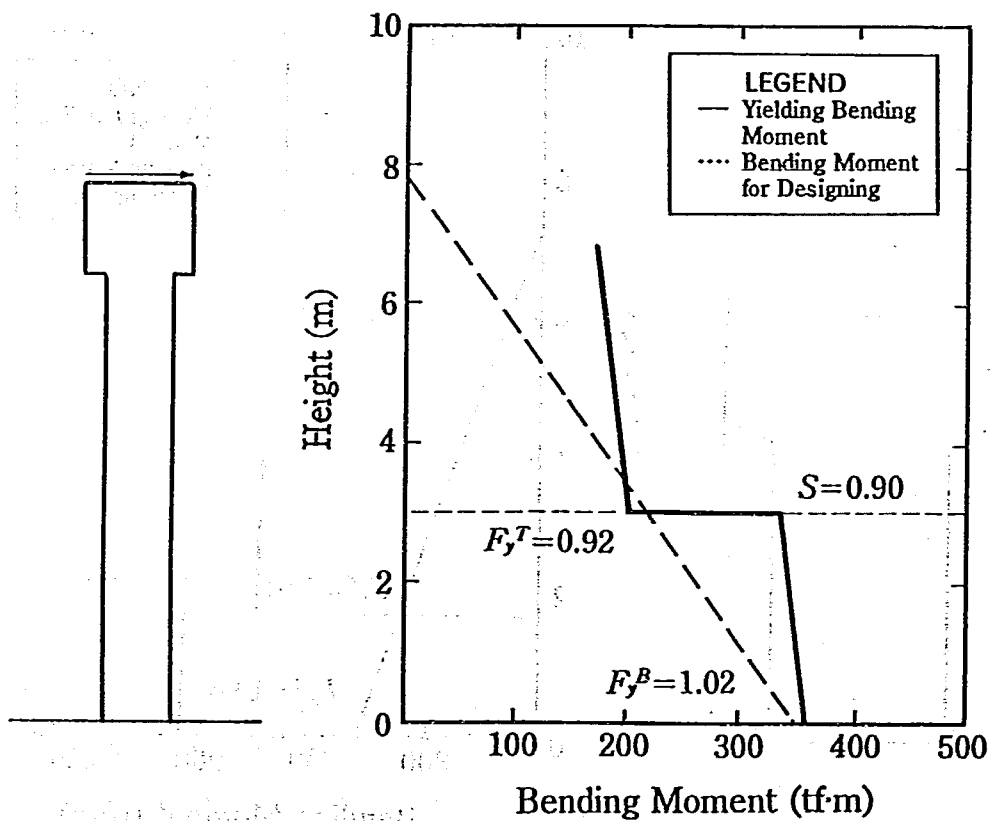


(b) 松之恵橋 (P 3 橋脚)

図-4.1 降伏曲げモーメント分布と設計地震力による曲げモーメント

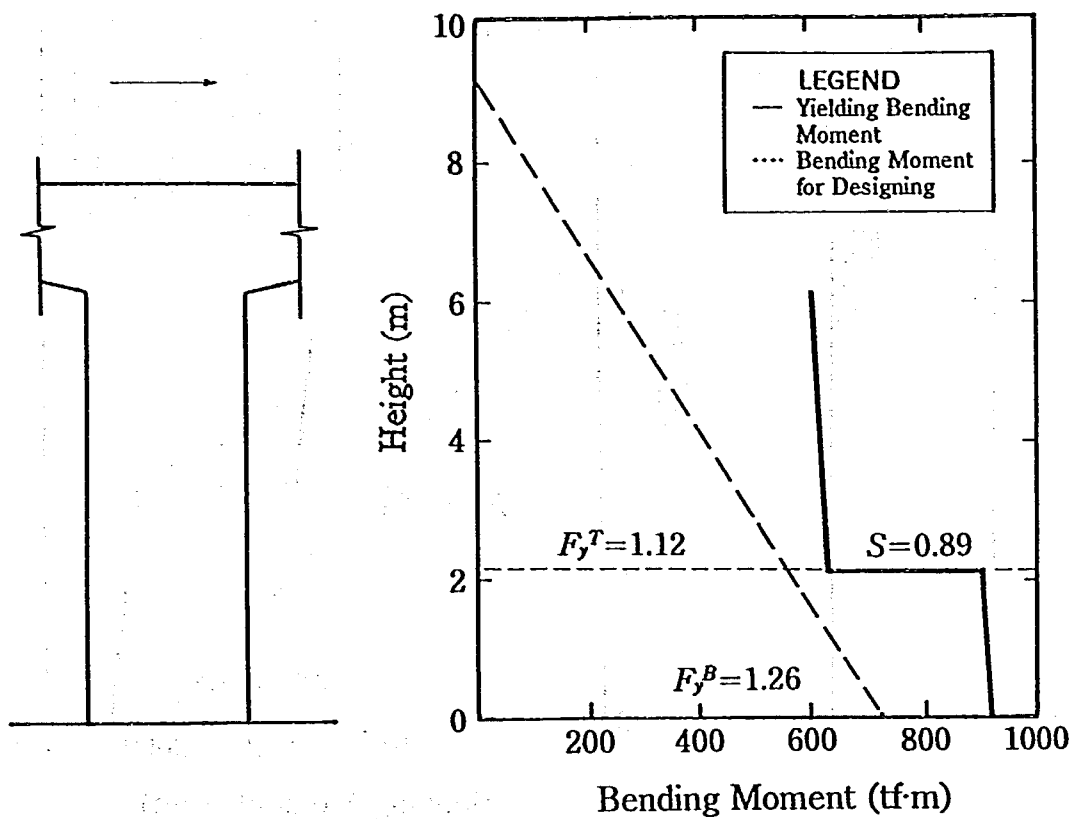


(c)初音橋 (P 4 橋脚)

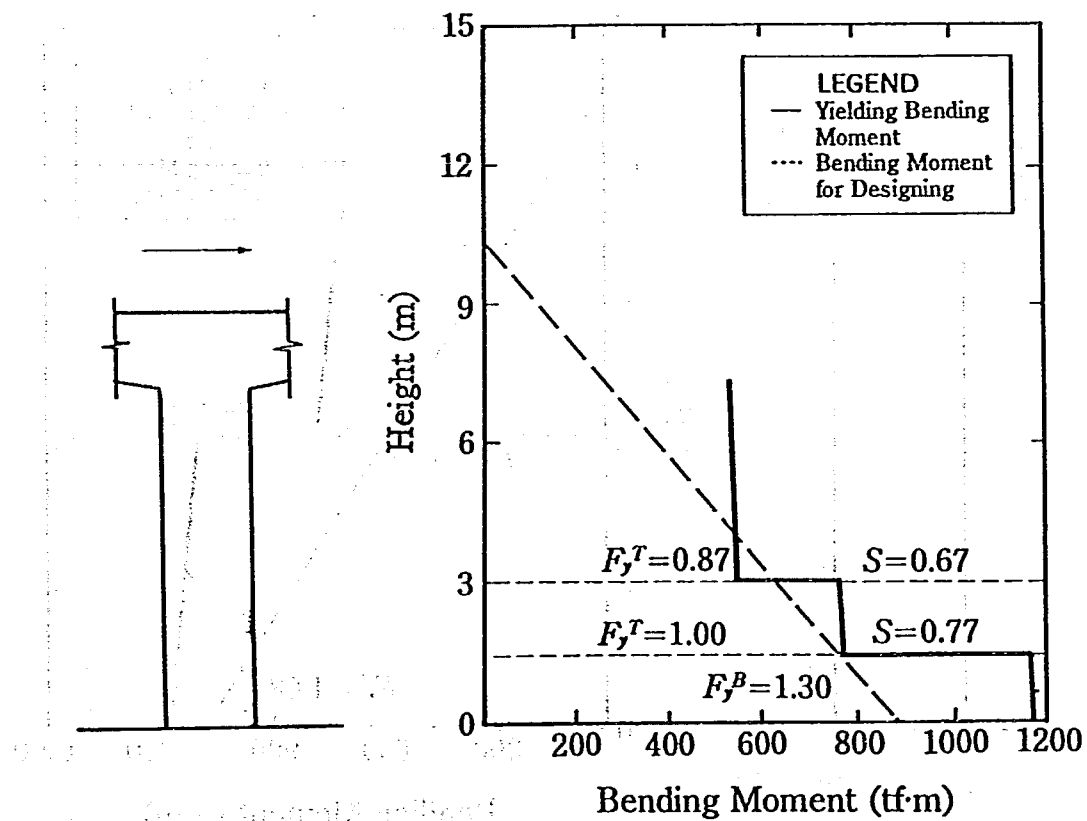


(d)新多和橋 (P 2 橋脚)

図-4.1 降伏曲げモーメント分布と設計地震力による曲げモーメント

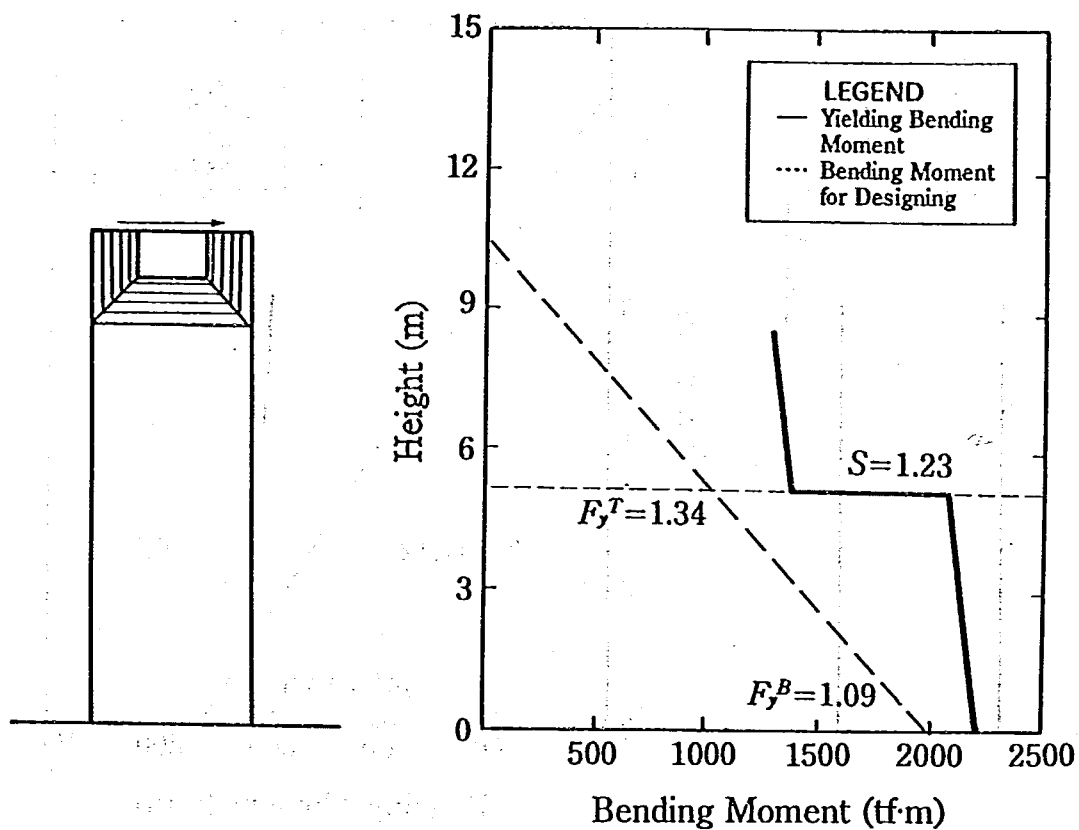


(e)五十石橋 (P 1 橋脚)

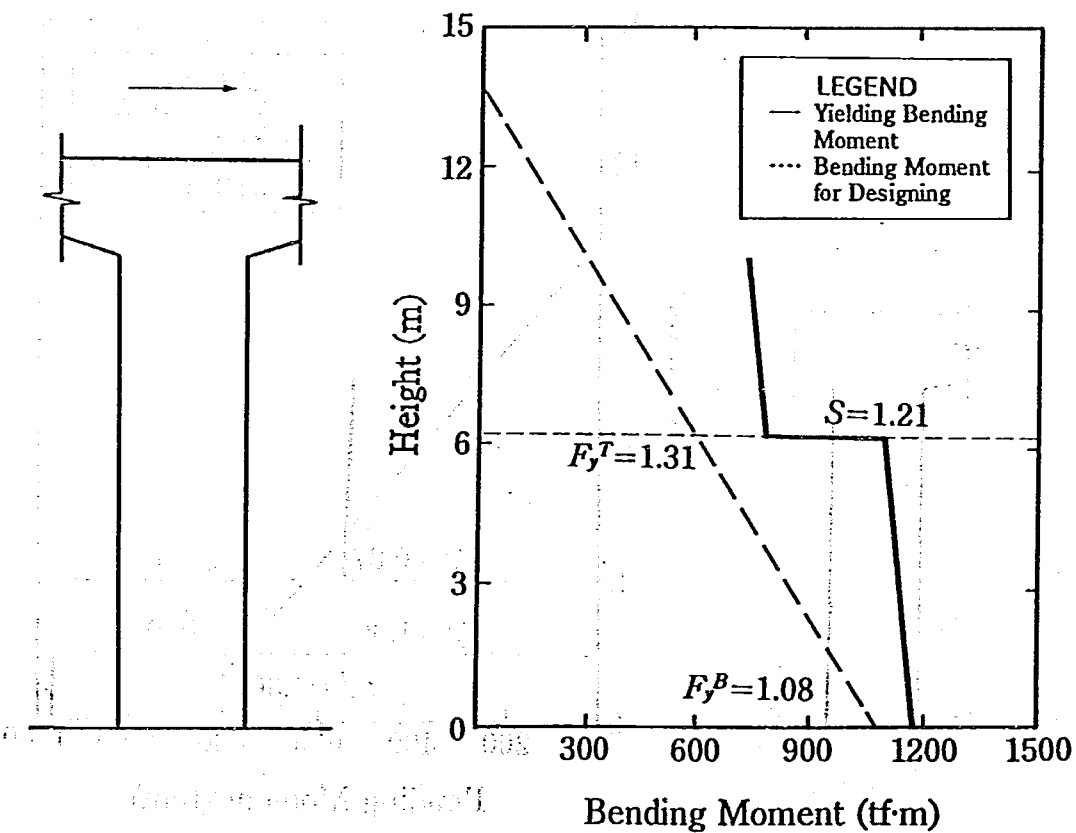


(f)阿寒川橋 (P 1 橋脚)

図-4.1 降伏曲げモーメント分布と設計地震力による曲げモーメント

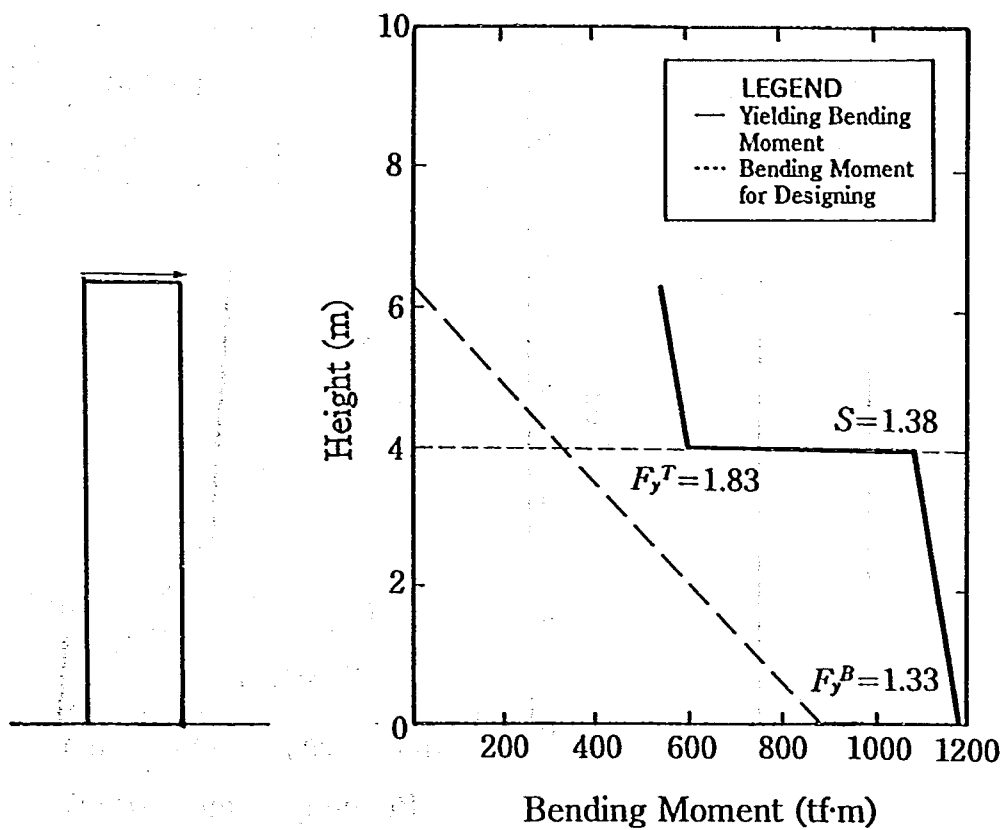


(g) 剱勝橋 (P 4 橋脚)

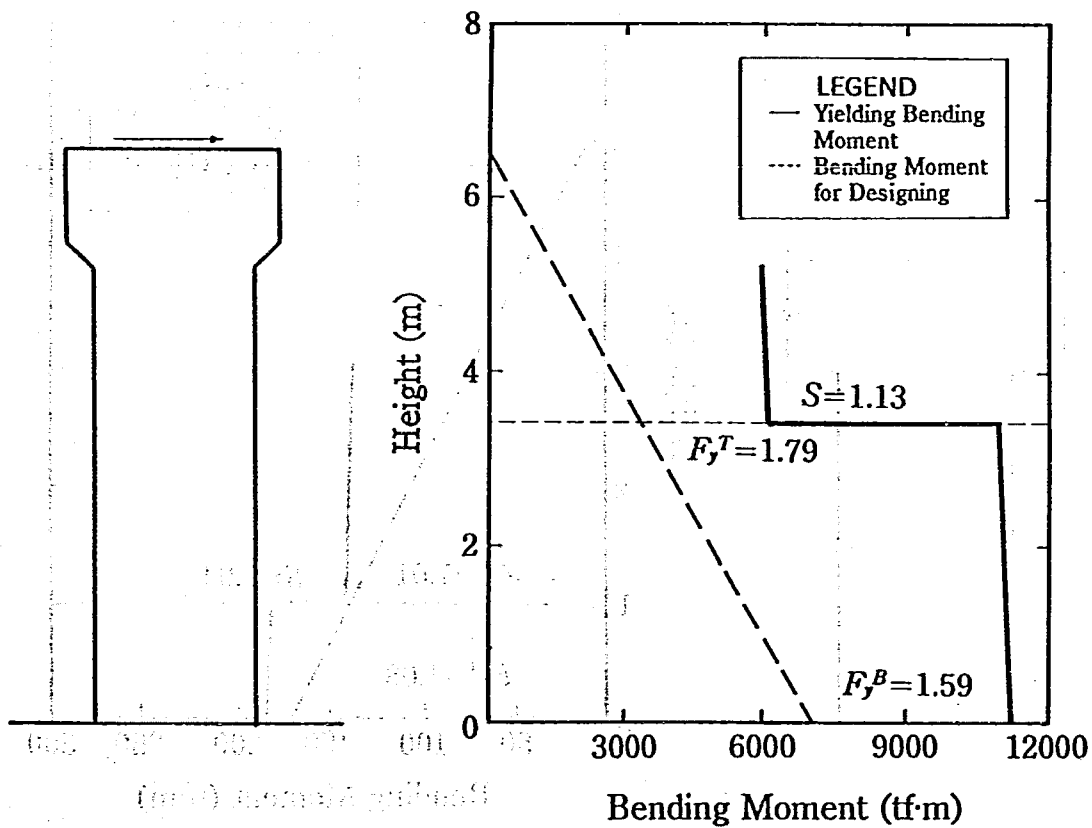


(h) 剱勝橋 (P 5 橋脚)

図-4.1 降伏曲げモーメント分布と設計地震力による曲げモーメント

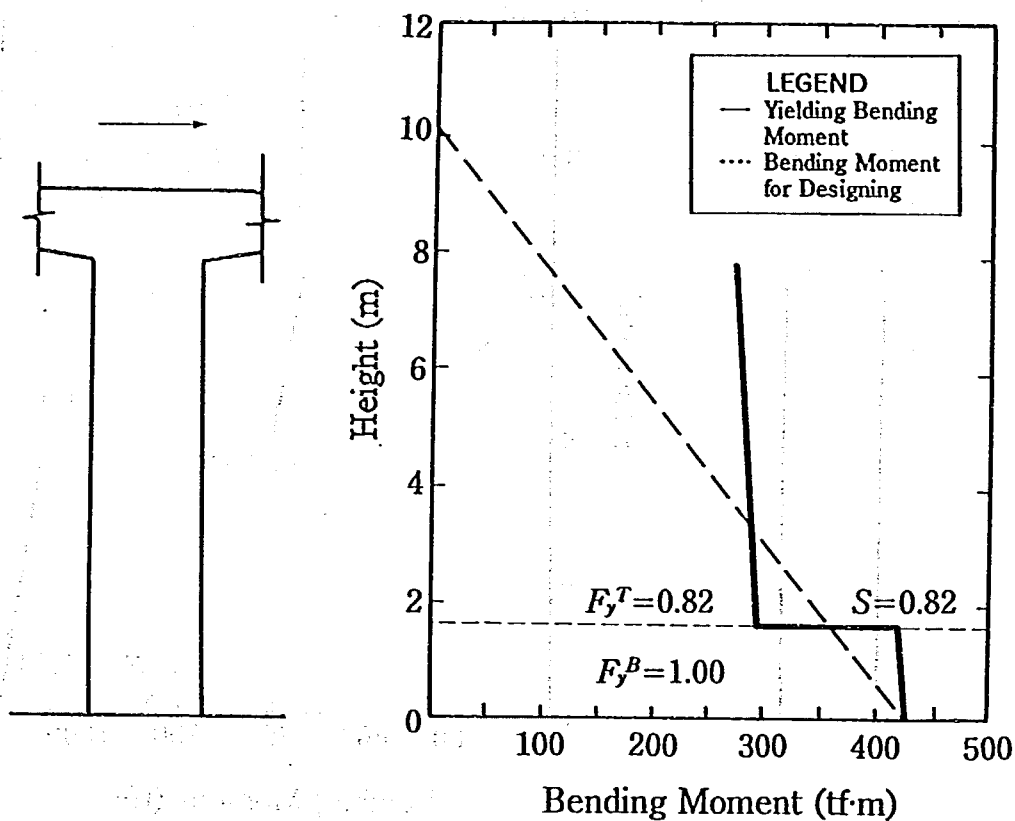


(i) 高台橋 (P 2 橋脚)

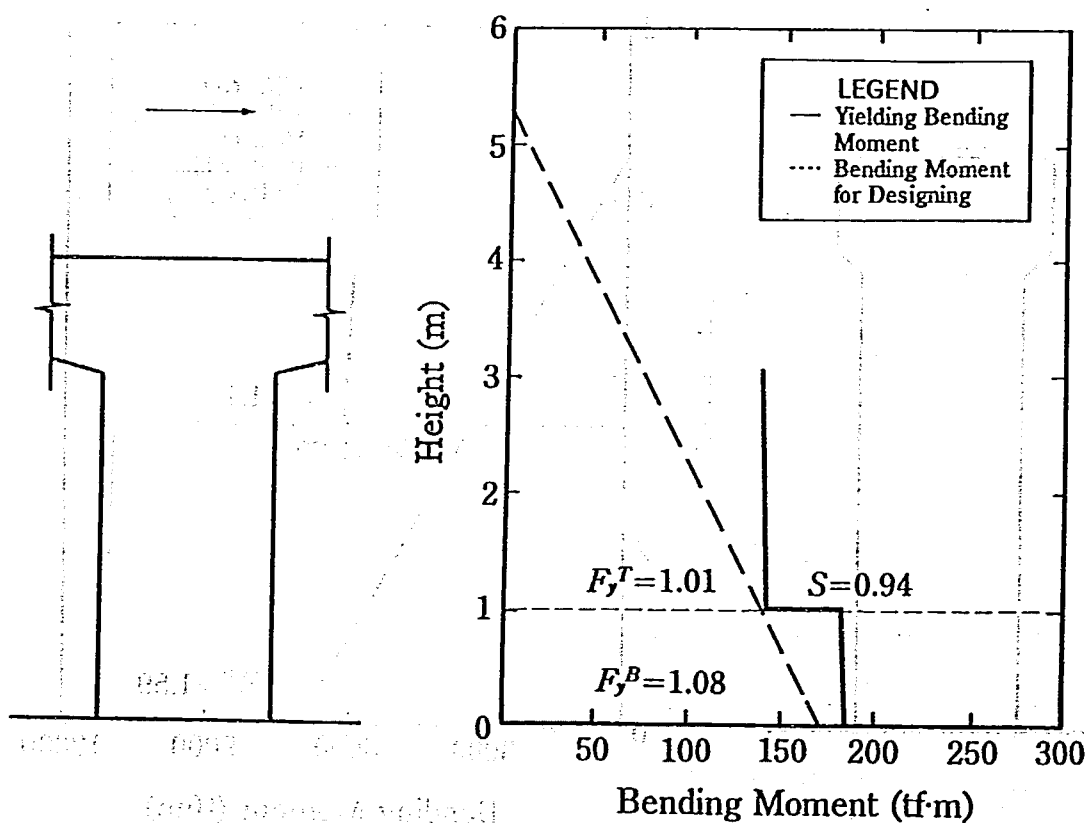


(j) 鶴見橋 (P 5 橋脚)

図 - 4.1 降伏曲げモーメント分布と設計地震力による曲げモーメント

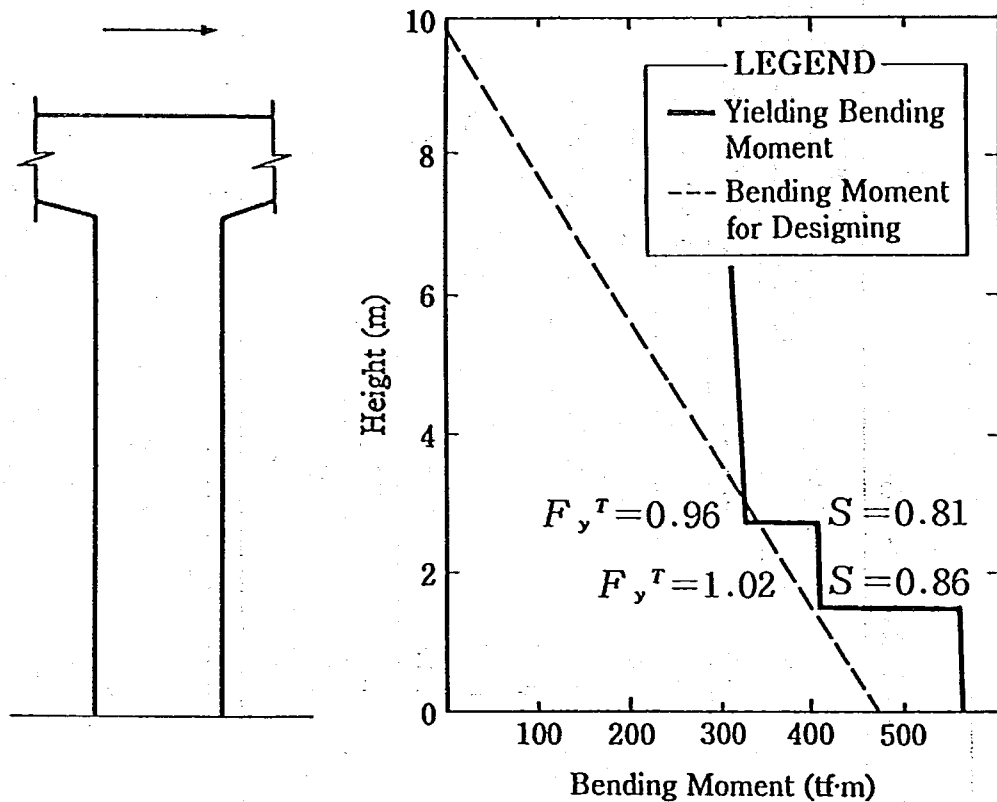


(k)基栄橋 (P 3 橋脚)

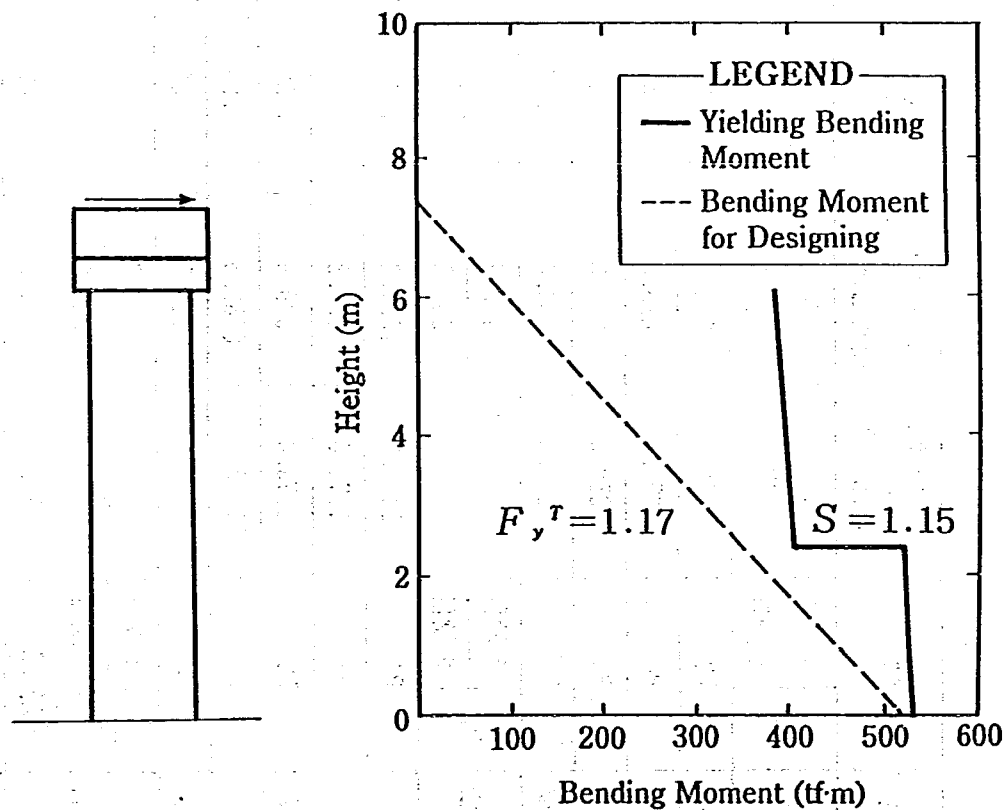


(l)元瓜谷橋 (P 1 橋脚)

図-4.1 降伏曲げモーメント分布と設計地震力による曲げモーメント



(m) 新内橋 (P 3 橋脚)



(n) 新内橋 (新 P 2 橋脚)

図-4.1 降伏曲げモーメント分布と設計地震力による曲げモーメント

表-4.3 解析結果

橋梁名	橋脚		降伏曲げモーメント(tf・m)		降伏曲げに対する安全率		損傷形態 判別係数 S	図-3.3より推定 される損傷度	実際の被害
			基部M, ^b	段落し部M, ^T	基部F, ^b	段落し部F, ^T			
依田橋	P1	1 段目	218.3	148.9	1.24	0.87	0.70	著しい損傷	無被害 主鉄筋の破断及び著しい座屈
		2 段目		111.9		0.74			
松之恵橋	P3		962.4	760.7	1.96	2.01	1.03	軽微な損傷	主鉄筋の軽微な座屈
初音橋	P4		657.4	433.8	1.51	1.15	0.76	著しい損傷	斜めひびわれ
新多和橋	P2		358.6	201.3	1.02	0.92	0.90	著しい損傷	水平ひびわれ
五十石橋	P1		915.8	634.4	1.26	1.12	0.89	著しい損傷	軽微な水平ひびわれ
阿寒川橋	P1	1 段目	1161.1	772.9	1.30	1.00	0.77	著しい損傷	無被害 軽微な水平ひびわれ
		2 段目		551.5		0.87	0.67		
釧勝橋	P4		2193.8	1387.6	1.09	1.34	1.23	無被害	無被害
	P5		1174.6	790.3	1.08	1.31	1.21	無被害	無被害
高台橋	P2		1179.8	599.9	1.33	1.83	1.38	無被害	無被害
鶴見橋	P5		11113.8	6089.5	1.59	1.79	1.13	無被害	無被害
基栄橋	P3		425.1	294.9	1.00	0.82	0.82	著しい損傷	主鉄筋の著しい座屈
新知内橋	P3	1 段目	562.2	408.7	1.19	1.02	0.86	著しい損傷	主鉄筋の著しい座屈 無被害
		2 段目		325.6		0.96	0.81		
	新 P2		530.2	407.5	1.02	1.17	1.15	無被害	無被害
元瓜谷橋	P1		184.7	141.0	1.08	1.01	0.94	著しい損傷	主鉄筋の著しい座屈

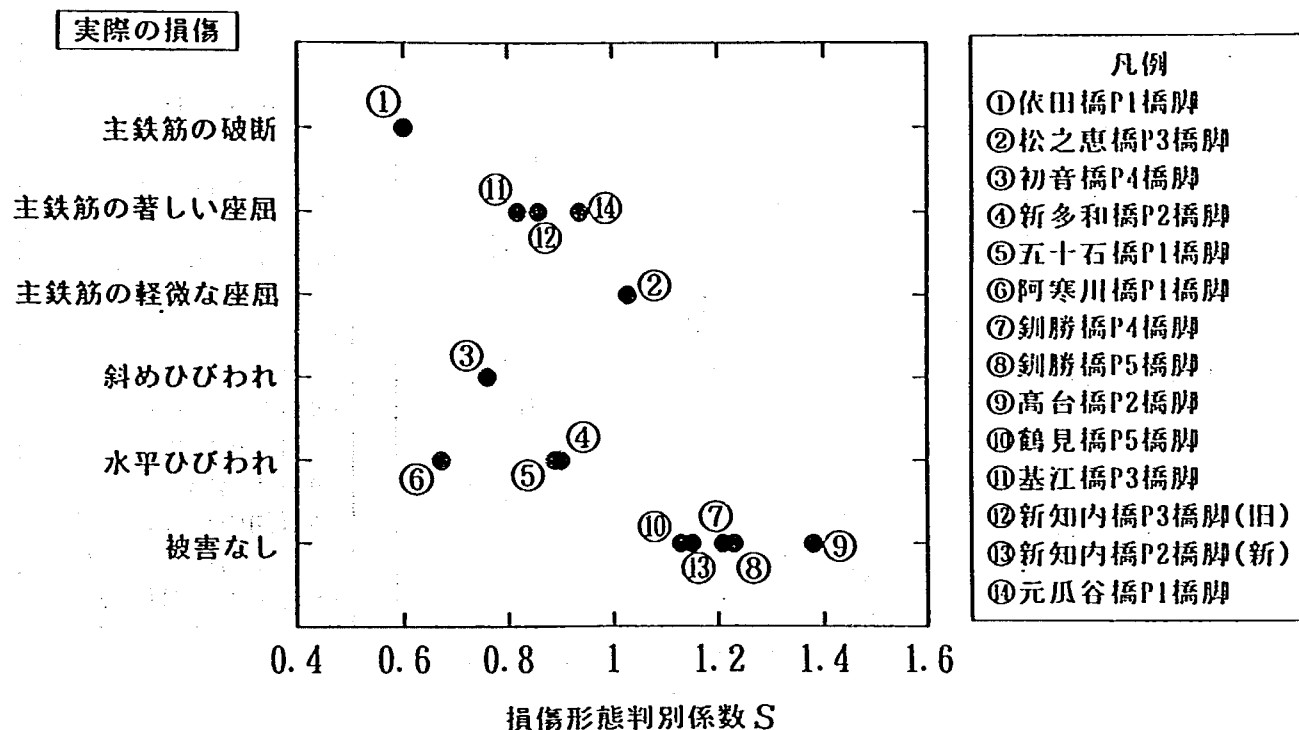


図-4.2 損傷形態判別係数と実際の被害度の関係

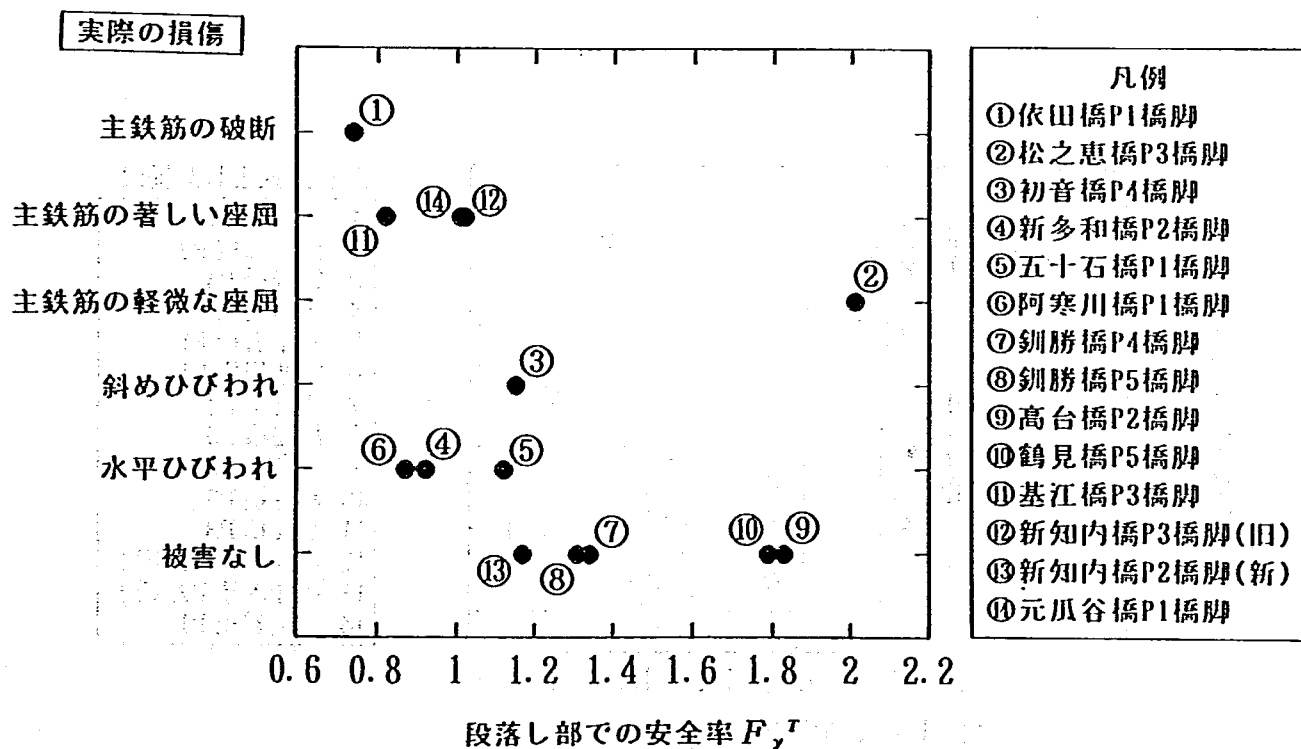


図-4.3 段落し部での安全率と実際の被害度の関係

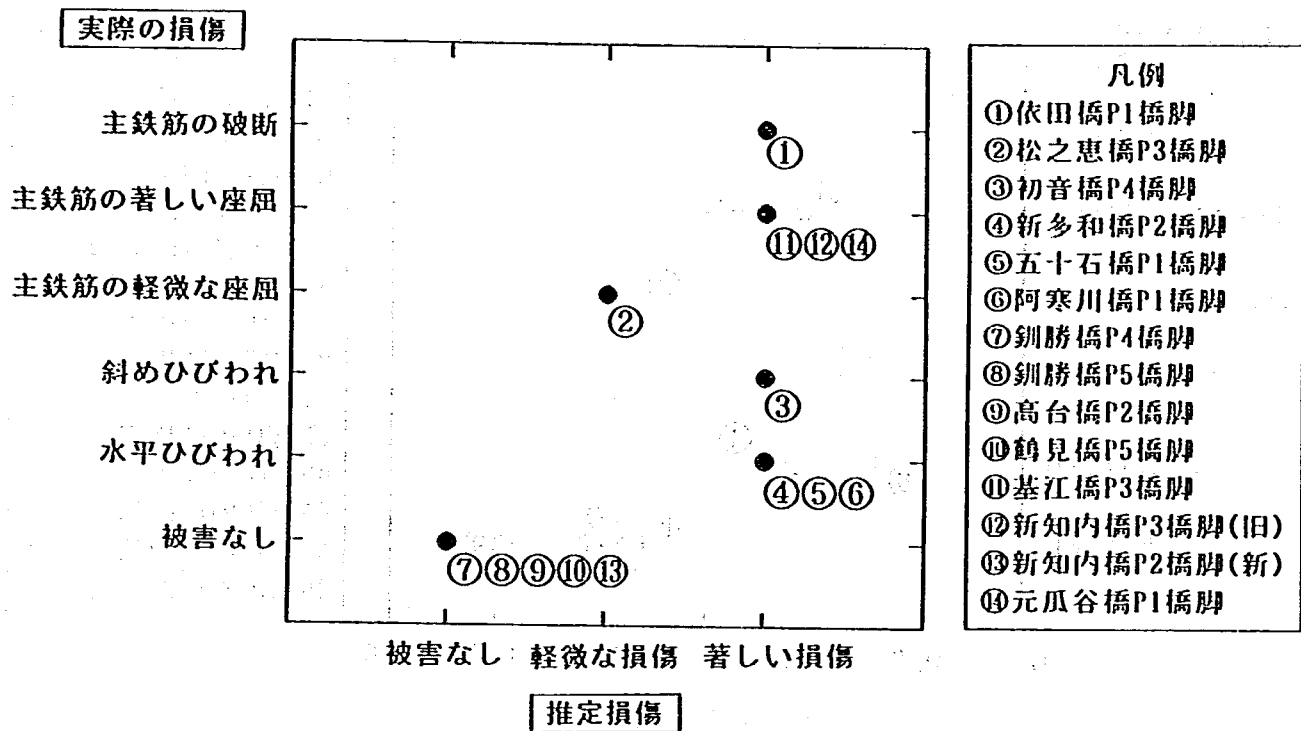


図-4.4 推定される被害度と実際の被害度の比較

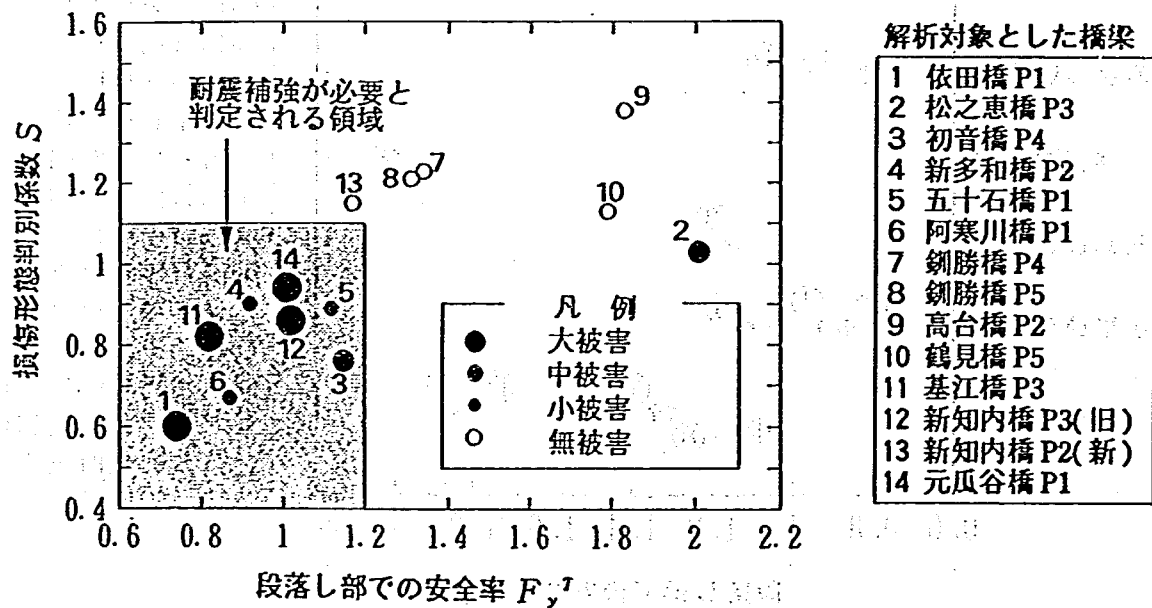


図-4.5 損傷形態判別係数と段落し部での安全率の関係

4. 3 2段の段落しを有する橋脚の耐震性

今回の解析対象とした橋梁の中で、依田橋、阿寒川橋、新知内橋の各橋脚では、主鉄筋の段落しが2段にわたって行われていた。これまでの土木研究所での研究においては、2段の段落しを有する橋脚の耐震性に関する実験的な検討はなく、地震による損傷断面の推定や段落し間のインターラクション等については、工学的な知見が得られていない。そこで、これらの3橋と浦河沖地震による静内橋の被害解析結果⁹⁾を基に、不適切な主鉄筋の段落しを2断面有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性について、一考察を行った。

図-4.6は、式(5)により算出した各段落し部での損傷形態判別係数 S と実際に損傷が生じた断面を比較して示したものである。これより、新知内橋以外の3橋では、損傷形態判別係数の値が小さい方の段落し部で損傷が生じていることがわかる。これは、損傷形態判別係数が小さく評価されるほど段落し部の耐震性が劣っているという式(5)の基本的な定義と一致する。一方、新知内橋のP3橋脚では、実際に被害が生じたのは、損傷形態判別係数の大きい1段目の段落し部であった。この理由としては、1段目と2段目での損傷形態判別係数の差が0.05であり、これは他の橋脚と比較しても小さく、どちらの段落し部ともほぼ同等な損傷の可能性を有しているためと考えられる。事実、前述したとおり、新知内橋のP1、P2、P4橋脚では、損傷は2段目の段落し部で生じている。

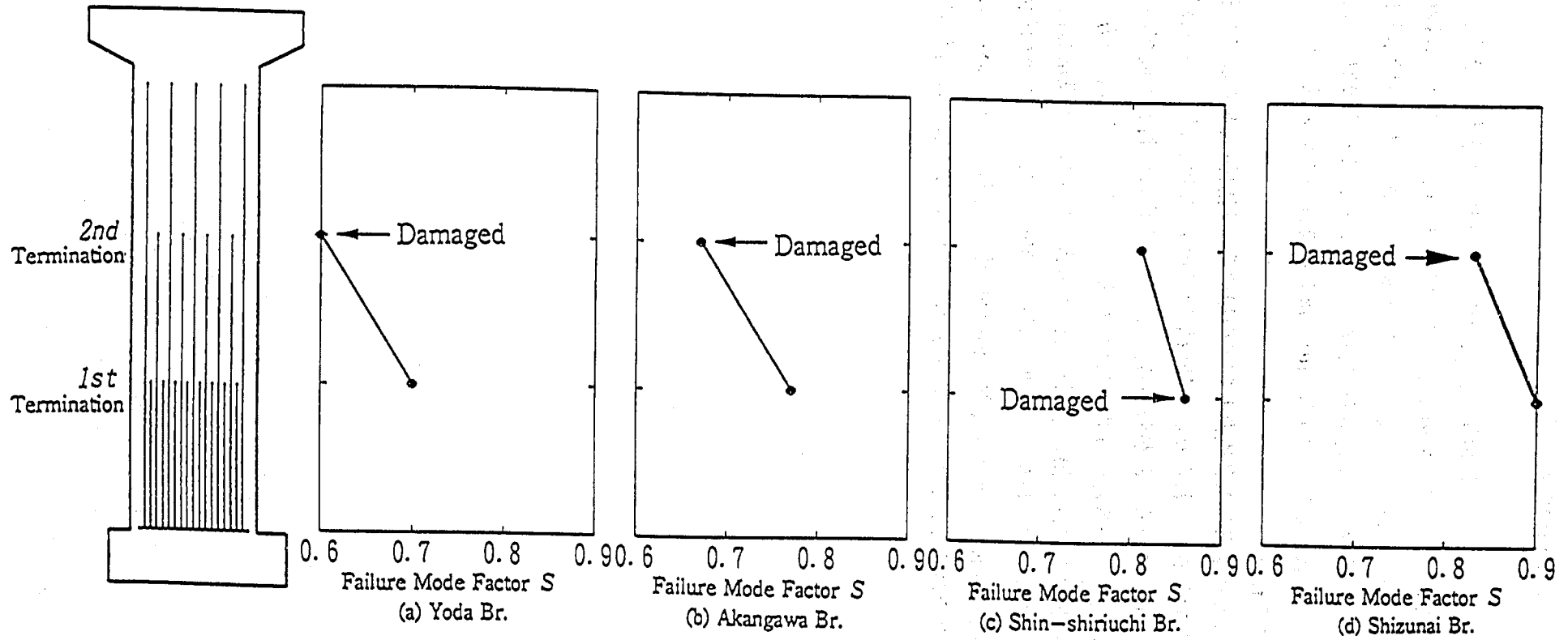


図-4.6 不適切な段落し部を2段有する橋脚の損傷形態判別係数と実際の損傷断面

5. 主鉄筋段落し部で被災した鉄筋コンクリート橋脚の復旧工事

5. 1 復旧工法の選定

道路震災対策便覧（震災復旧編）⁵⁾によると、主鉄筋段落し部での損傷に対する復旧工法は、損傷状況とその被災度に応じて表-5.1に従って選定することが示されている。そして、補強後の耐力の計算に当たっては、部材の剛性は橋脚の被災度に応じて表-5.2のように設定される。

本文では、釧路沖地震及び北海道南西沖地震で主鉄筋段落し部に「大被害」を生じた鉄筋コンクリート橋脚を中心に、その復旧方法について紹介する。

表-5.1 主鉄筋段落し部の損傷に対する復旧工法

被害度	小被害		中被害	大被害
表-2.2に示される損傷	① ② ③	④	⑤	⑥
復旧工法	樹脂注入	R C巻立て モルタル・コンクリート吹付け*	R C巻立て モルタル・コンクリート吹付け*	R C巻立て 取替え

注：*の工法は実験例が少なく、実施するにあたり検討を要する。

表-5.2 主鉄筋段落し部の損傷に対する補修・補強設計

被災程度	表-2.2に示される損傷	補修・補強方法		常時の設計	変形性能照査	
					降伏時	終局時
降伏以前	①以前	樹脂注入		通常	通常	通常
		R C巻立て		合成	合成	合成
		鋼板巻立て		合成	合成	合成
降伏から終局以前	②, ③	樹脂注入	破壊部	通常	通常	通常
			基部	鉄筋2/3E.	鉄筋2/3E.	通常
		R C巻立て	破壊部	合成	合成	合成
			基部	内部鉄筋2/3E.	内部鉄筋2/3E.	合成
終局以後	④, ⑤, ⑥	R C巻立て		内部無視	内部無視	合成

注 1) R C巻立て、鋼板巻立て実施するにあっても、斜めひびわれには樹脂注入補修を行うことを原則とする。

2) 使用している用語の意味

常時における「通常」：通常の弾性設計による設計

変形性能における「通常」：道路橋示方書に示される終局強度設計

「合成」：新・旧部材が一体作用するものとしての「通常」の設計

「鉄筋2/3E., 内部鉄筋2/3E.」：被災程度に応じ橋脚軽体の剛性の低下を弾性領域における鉄筋のヤング低下によって考慮した設計

「内部無視」：剛性の低下が著しく、被災した橋脚軽体の強度は考慮せず、巻立てのみ外力に抵抗するものとした設計

破壊部：柱中間部のせん断破壊をしている部分
せん断破壊部分に樹脂注入することによりせん断耐力は回復するため、注入・断面修復、巻立て補修・補強の際「通常」あるいは「合成」設計するものとする。

基部：橋脚基部
せん断破壊にもかかわらず、基部で鉄筋が降伏した場合、鉄筋の拔出などにより剛性の低下は大きいことを考慮し、「(内部)鉄筋のヤング係数を2/3E.」に低下させることによって対処する。

5. 2 依田橋

依田橋では、地震後全面通行止めの措置がとられ、復旧工事が行われた。復旧方法としては、損傷が主鉄筋の破断にまで至っていることから取り替え工法が採用された。図-5.1は、新設された橋脚を示したものである。橋脚の寸法諸元は従前のものと同一であるが、主鉄筋の段落し位置は現行の道路橋示方書に従って設計された。完成状況を写真-5.1に示す。

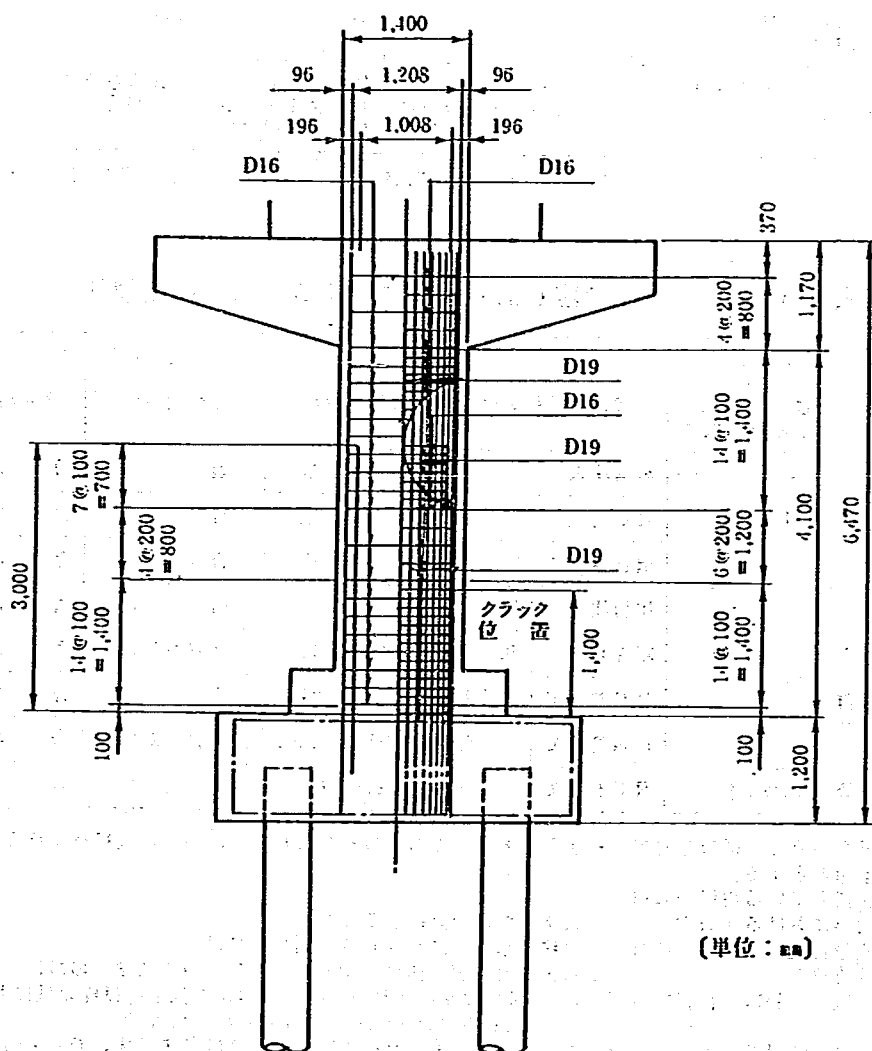
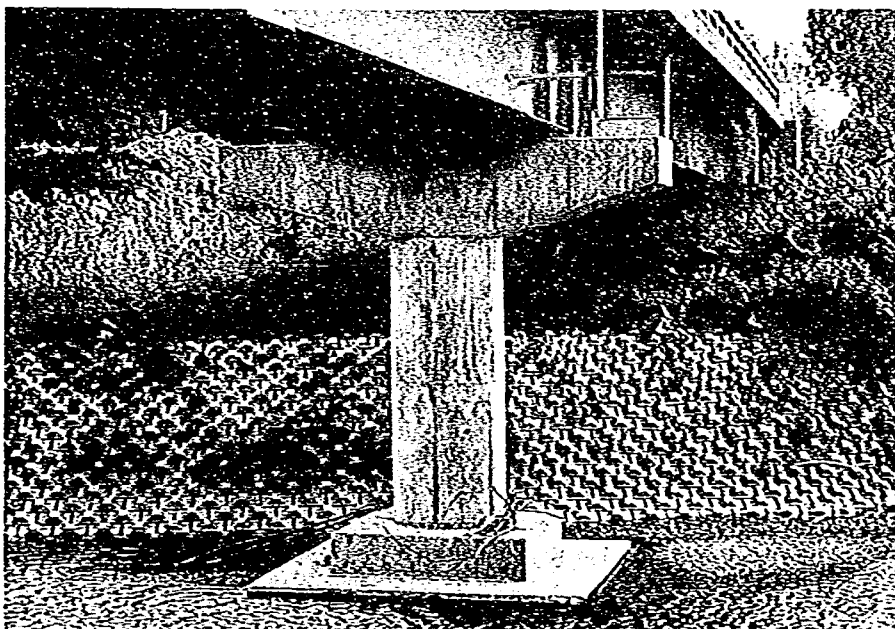


図-5.1 復旧後の依田橋の橋脚配筋図



写真－５．１ 復旧後の依田橋
(取り替え工法により新設された)

5. 3 基栄橋

基栄橋では、地震後、車両に対しては全面通行止めの措置がとられ、本復旧は地震発生から約8カ月後の平成6年3月から実施された。復旧工事は、損傷の生じたP 3、P 4、P 5の各橋脚に対して行われ、いずれも厚さ50cmのRC巻立て工法が採用された。なお、P 2橋脚については、掘り起こしにより被害調査を実施したが、損傷は確認されなかった。また、損傷のなかったP 1、P 2、P 6の各橋脚に対しては、今回の災害復旧では工事の対象とはされていない。

補強設計での部材剛性の評価は、表-5.2に準拠している。設計水平震度は、現行の道路橋示方書により算出された0.20である。曲げ及びせん断に対する検討は、道路震災対策便覧（震災復旧編）に従った。

巻立て部の鉄筋コンクリートと橋脚フーチング及び上梁との接合部では、さし筋により一体化が行われている。さし筋のフーチング及び上梁への定着長 l は、道路橋設計施工要領⁸⁾「新・旧コンクリートの打継ぎについて」に規定されている次式を適用して算出された。

$$l = l_0 \times \phi_1 \times \phi_2 \times \phi_3 \times n \quad (6)$$

ここで、 l_0 ：基本定着長（図-5.3）

ϕ_1 ：コンクリート強度に対する補正係数（表-5.3）

ϕ_2 ：ボアホールに対する補正係数（表-5.4）

ϕ_3 ：定着方向に対する補正係数（表-5.5）

n ：安全率（ $n=2.5$ ）

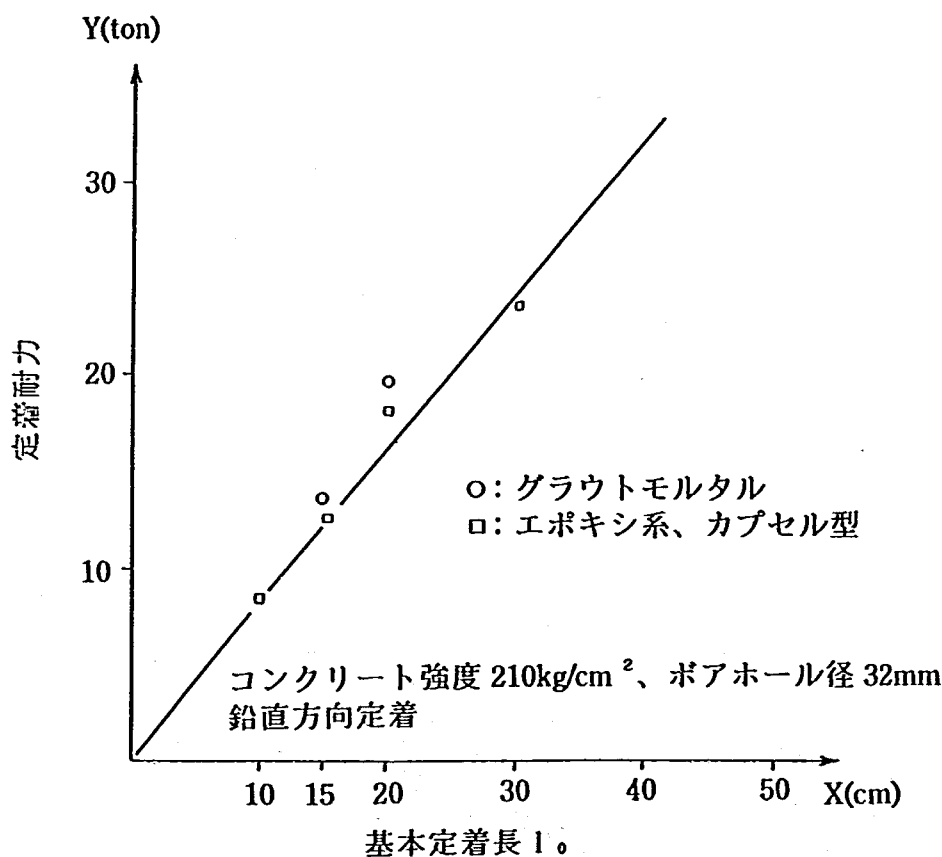


図-5.3 基本定着長

表-5.3 補正係数 ϕ_1

コンクリート強度(kgf/cm ²)	180	210	300	400
ϕ_1	1.12	1.00	0.88	0.80

表-5.4 補正係数 ϕ_2

ボアホール径(mm)	3.2	4.0	5.0	6.0
ϕ_2	1.00	0.80	0.69	0.53

表-5.5 補正係数 ϕ_3

定着方向	鉛直	水平
ϕ_3	1.0	2.2

表-5.6 基栄橋の設計条件

主鉄筋	D32 A=7.942(cm ²)
ボアホール径	$\phi 42 \rightarrow \phi 40$ として計算
主鉄筋間隔	254mm $\rightarrow$ 250mmとして計算
コンクリート強度	210(kgf/cm ²)

表-5.6に示す設計条件を式(6)に代入すると、さし筋の定着長は72cmと算定され、これを80cmに丸めている。設計された巻立てRCの配筋図を図-5.3に示す。主鉄筋としてD32が32本配筋され、帯鉄筋が基部周辺で15cm間隔で設置されている。

なお、基栄橋では、その他の補強対策として、落橋防止構造の設置が行われた。

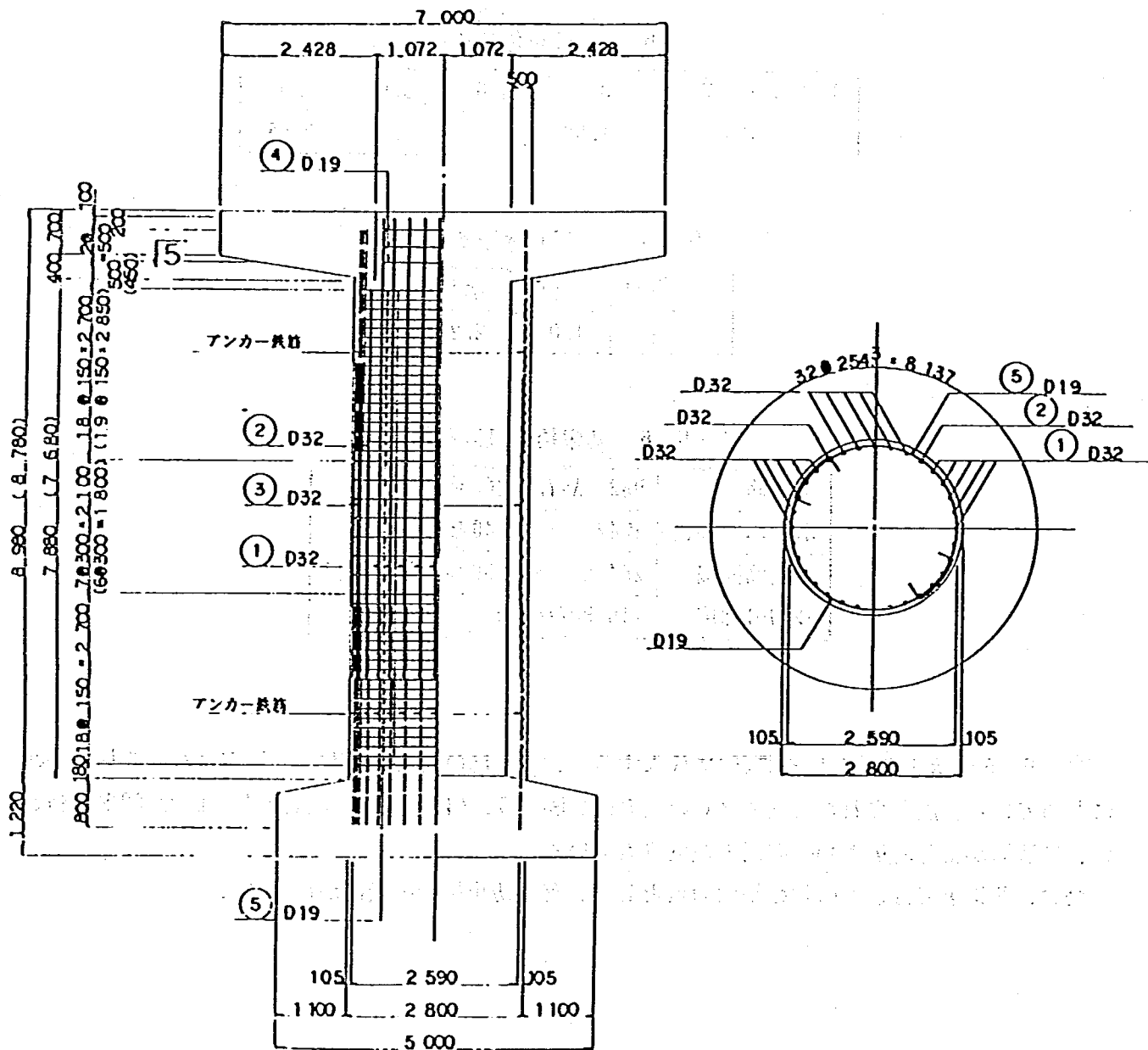


図-5.3(a) 復旧後の基栄橋の橋脚配筋図

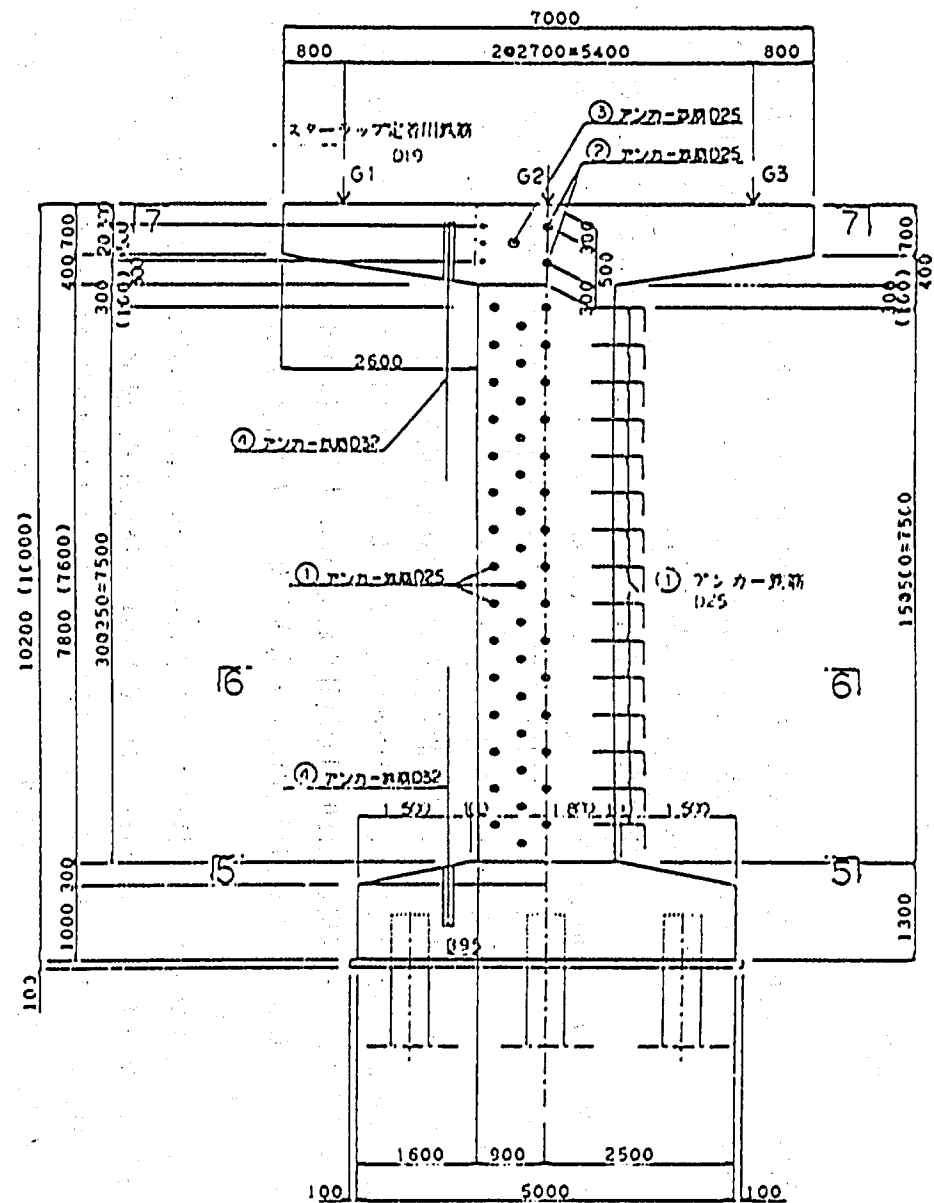
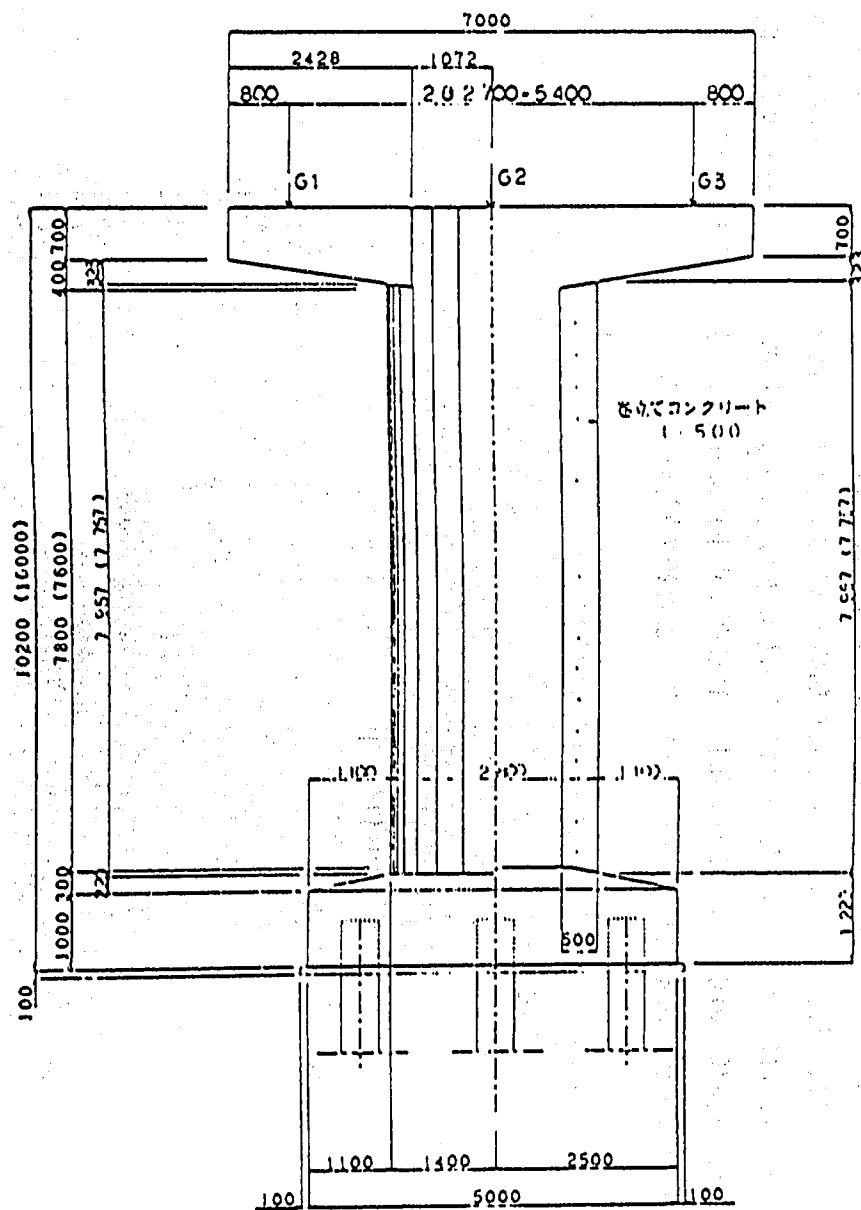


図-5.3(b) 復旧後の基梁橋の橋脚配筋図

5. 4 新知内橋

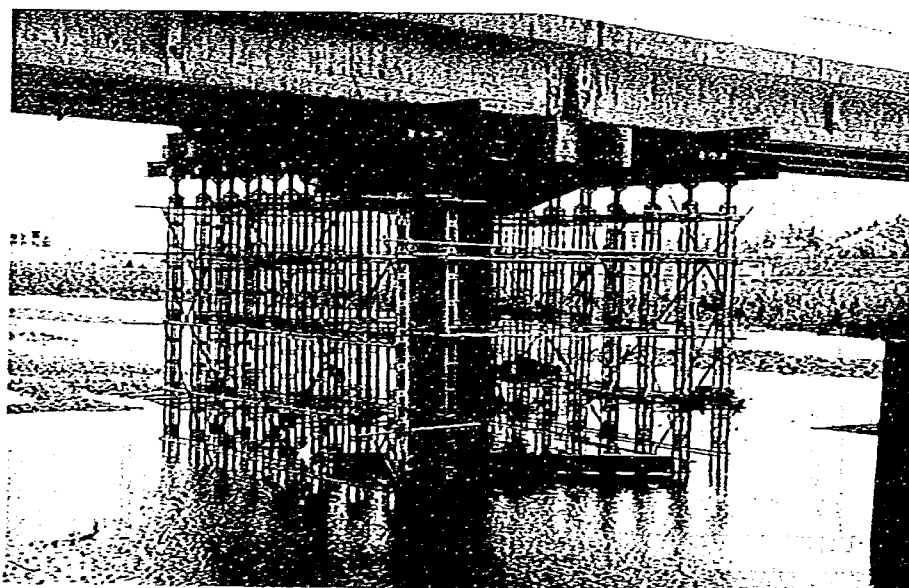
新知内橋では、応急復旧として大被害の生じたP 3橋脚に対して、写真－5. 2に示すような桁の仮受けを行い、車両は全面通行止めの措置がとられた。本橋梁の近くに小学校があり、日常から通学路として利用されていることから、歩行者に対しては仮受け工事が終了した時点（地震から約1カ月後）で通行が解放された。本復旧工事は、地震発生から約4カ月後の11月下旬から開始され、翌年の3月中旬に終了した。復旧工法としては、表－5. 1に従えば、P 1及びP 4橋脚では樹脂注入、P 2及びP 3橋脚では取り替えもしくはR C巻立て工法となるが、橋脚は全て同様の配筋であり、いずれもP 3橋脚のような大被害が生じる可能性があったことを考慮し、被害の程度とは無関係に全橋脚に対して、実績が多く施工が比較的容易なR C巻立て工法が採用された。

補強設計での部材剛性の評価は、基栄橋と同様に表－5. 2に準拠している。設計水平震度は、現行の道路橋示方書により算出された0.20で設計されている。橋脚躯体の曲げ及びせん断に対する応力度照査では、R C巻立て部を円環断面として考慮した。ただし、保有水平耐力を計算する場合には全断面有効とした。

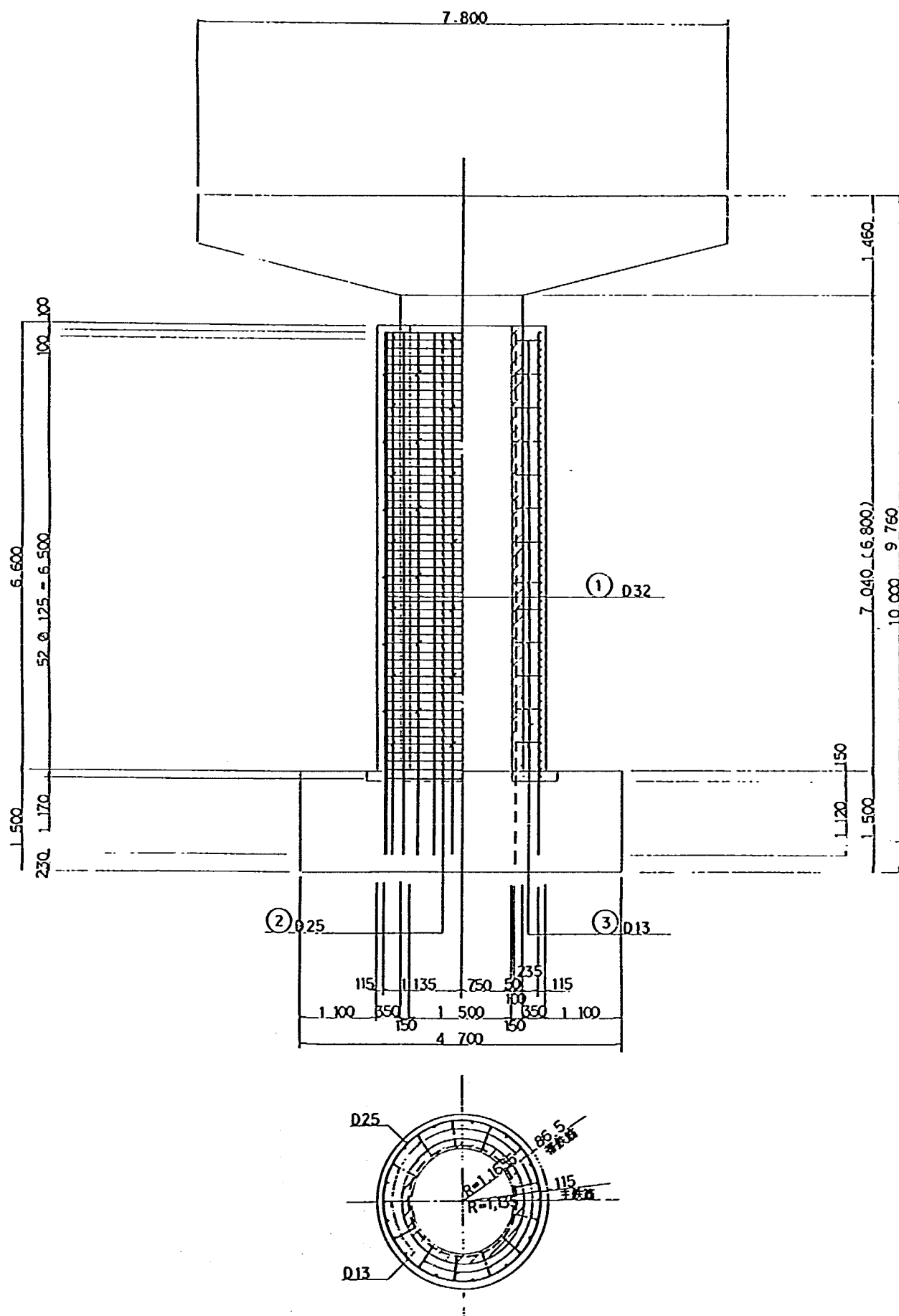
巻立て部の鉄筋コンクリートと橋脚フーチングとの接合部では、さし筋により一体化が行われている。さし筋のフーチングへの定着長 l は、現行の道路橋示方書に規定される基準（式(2)）が適用された。なお、本橋においては巻立て部の鉄筋コンクリートと橋脚上梁は接合されていない。

図－5. 4は、巻立てR C部の配筋図を示したものである。巻立て厚は35cmであり、主鉄筋としてD32が26本配筋され、D25の帯鉄筋が12.5cm間隔で設置されている。また、巻立て部での新旧コンクリートの一体化を図るために、千鳥状にD13のアンカー筋が挿入されている。アンカー筋は、図－5. 5に示すように、現橋の帯鉄筋と巻立てR C部の主鉄筋を直角フックにより定着させた構造をしている。図－5. 6は、主鉄筋の定着部の詳細を示したものである。現橋のフーチング表面を15cm取り壊した後、直径40mmのボアホールを削孔し、P Cグラウトにより主鉄筋を定着させている。

R C巻立て工法による復旧工事の一連の工程をまとめて写真－5. 3に示す。



写真－5. 2 P 3橋脚の応急復旧（桁の仮受け）



図－ 5. 4 復旧後の新知内橋の橋脚配筋図

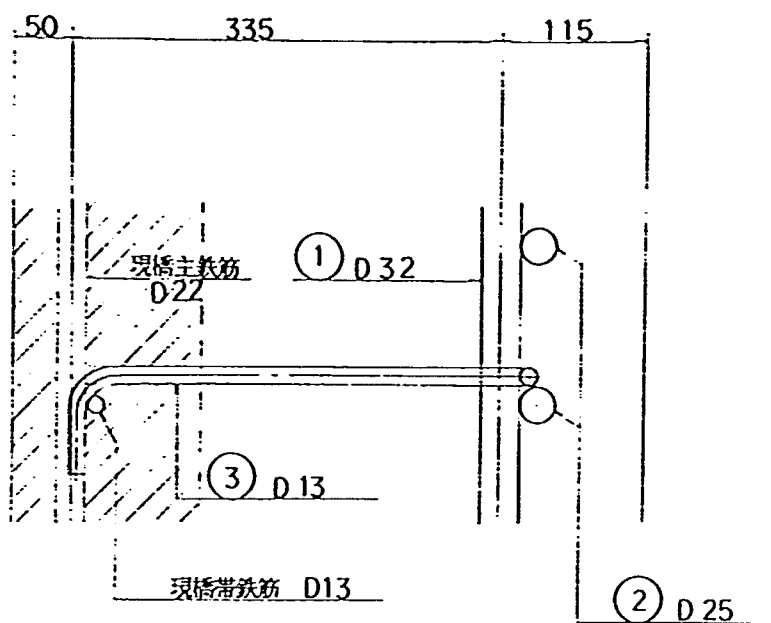


図-5.5 アンカー筋の詳細図

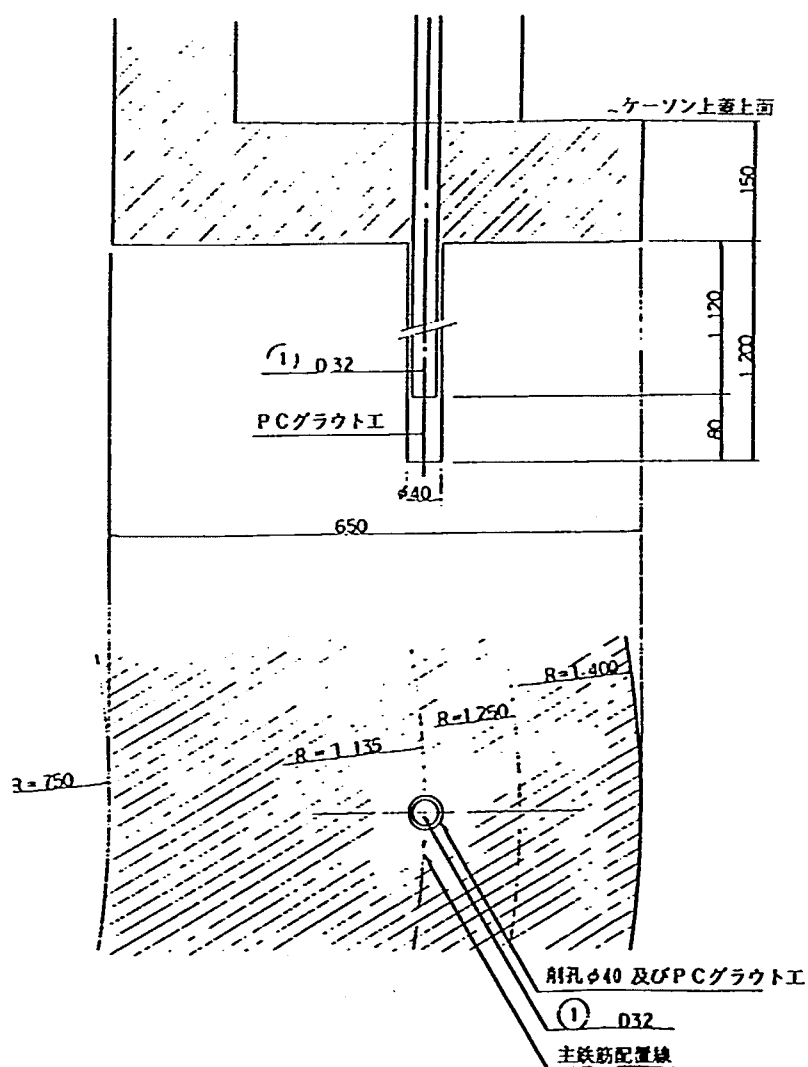
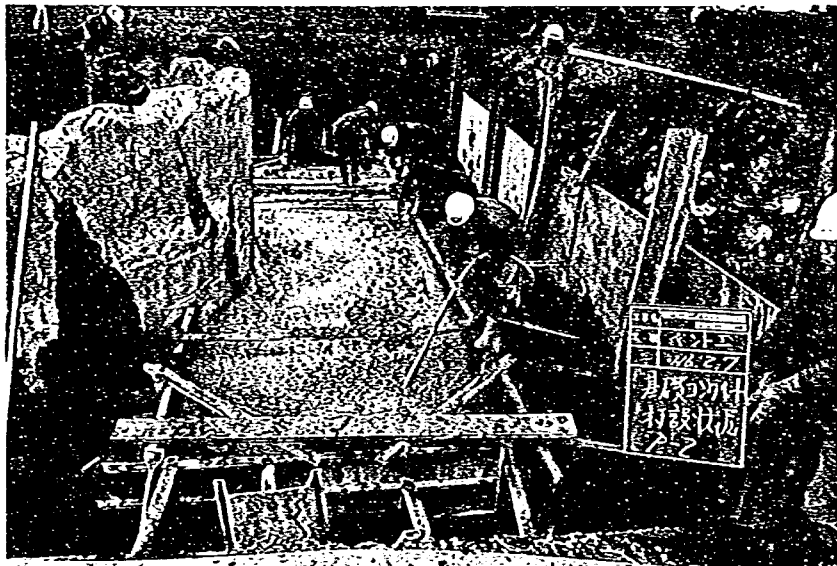


図-5.6 主鉄筋の定着部の詳細図

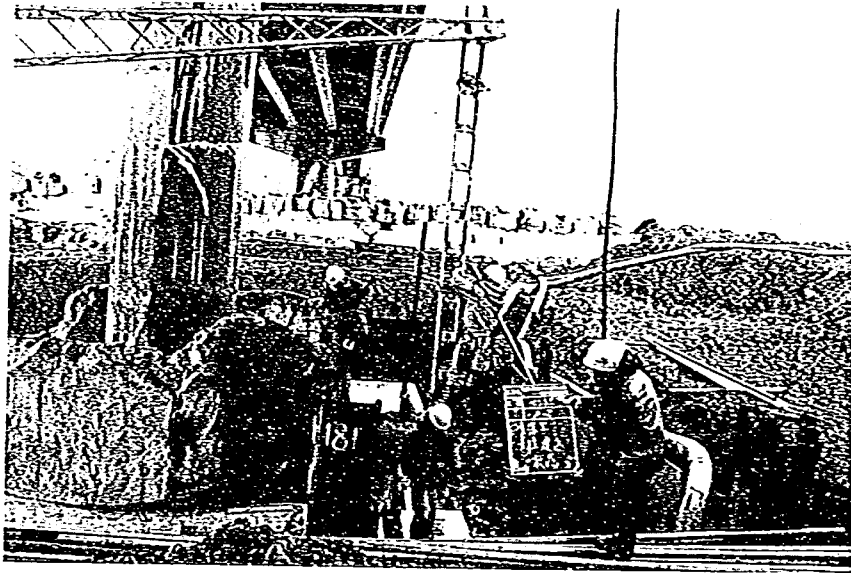


(a)基礎コンクリートの打設

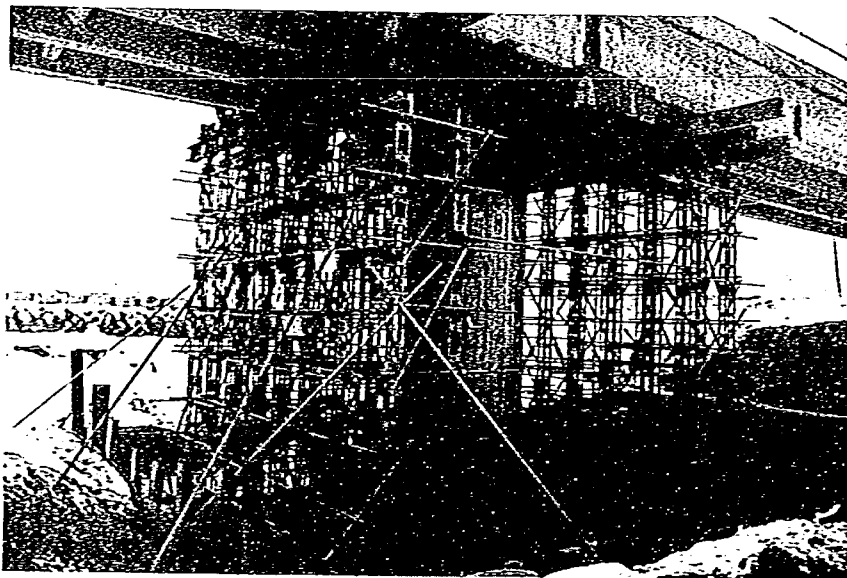


(b)基礎コンクリート完成

写真－5.3 新知内橋P3橋脚の復旧工事

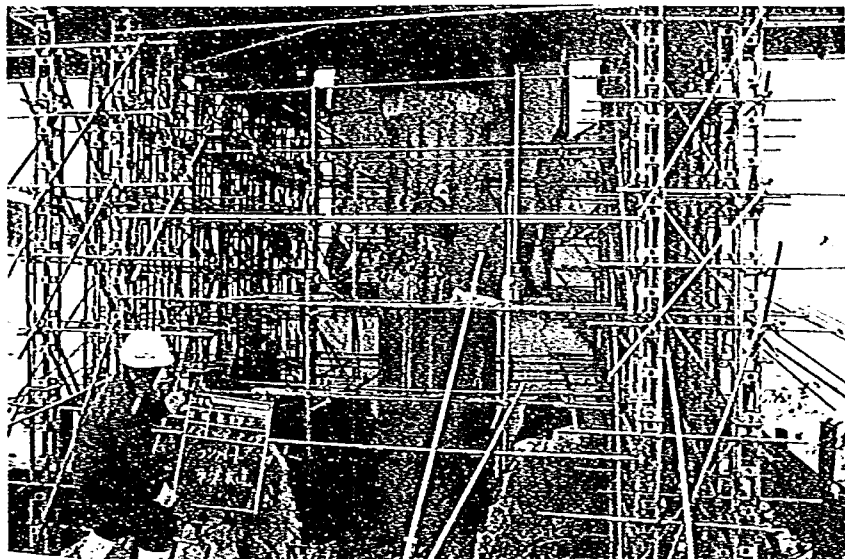


(c)仮受けベントの組立

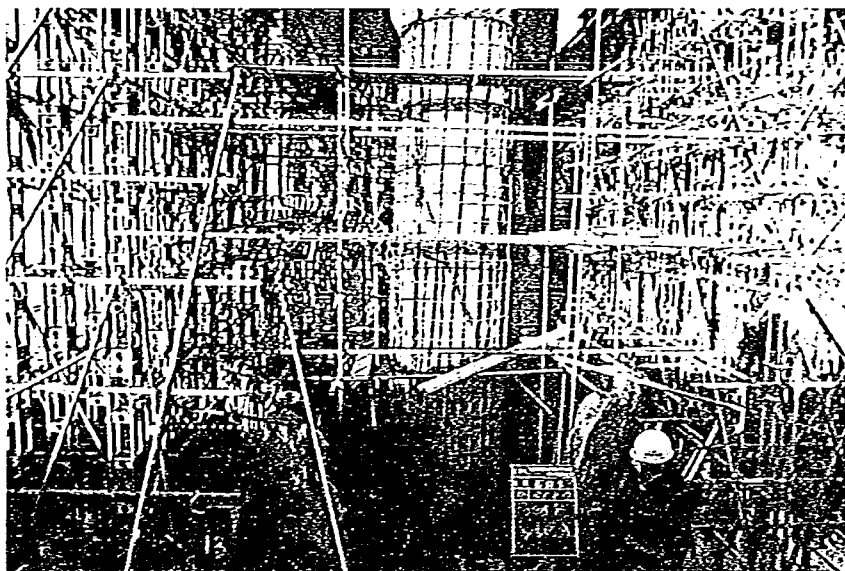


(d)仮受けベントの完成

写真－5.3 新知内橋P3橋脚の復旧工事



(e) 被りコンクリートのチッピング

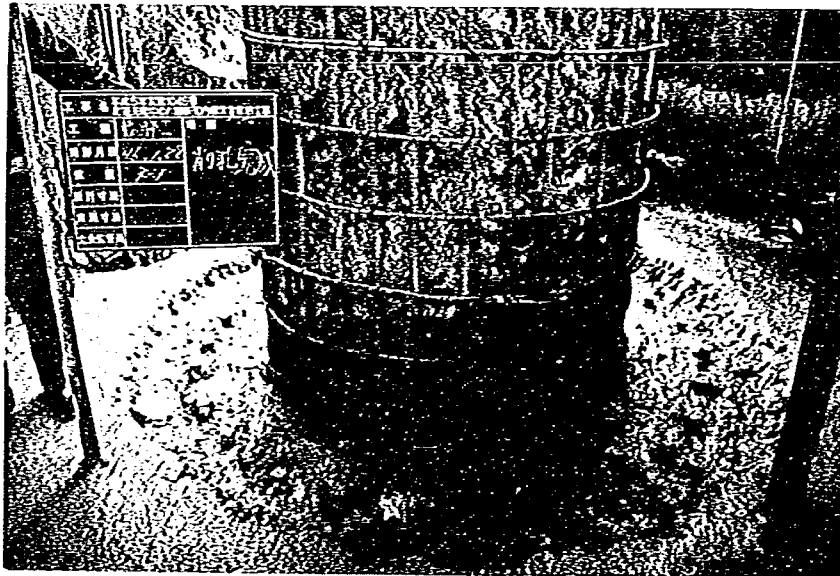


(f) チッピング終了

写真－5.3 新知内橋P3橋脚の復旧工事

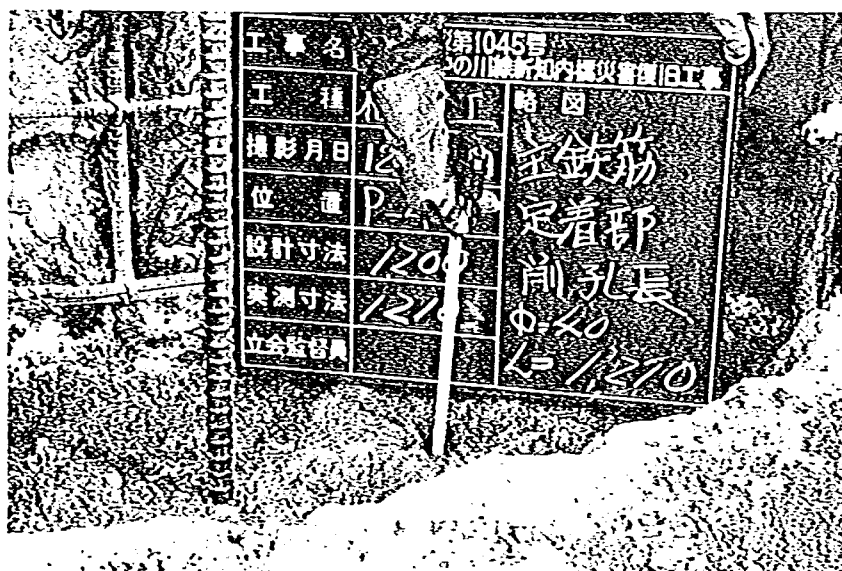


(g)主鉄筋の定着部削孔

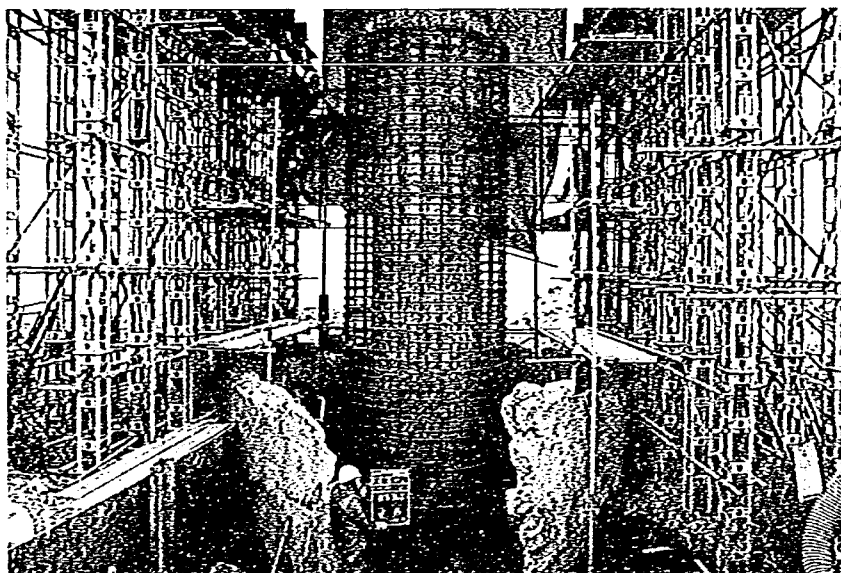


(h)主鉄筋の定着部削孔完成

写真－5.3 新知内橋P3橋脚の復旧工事

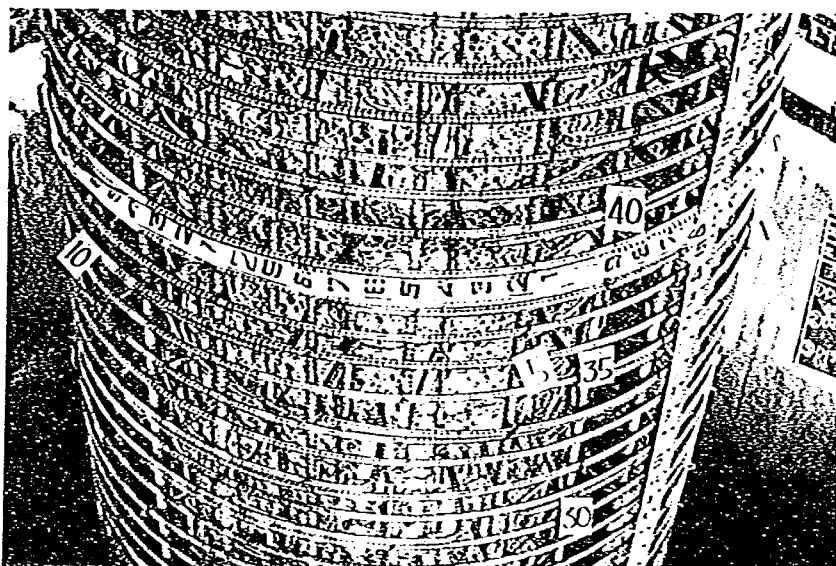


(i)主鉄筋の定着

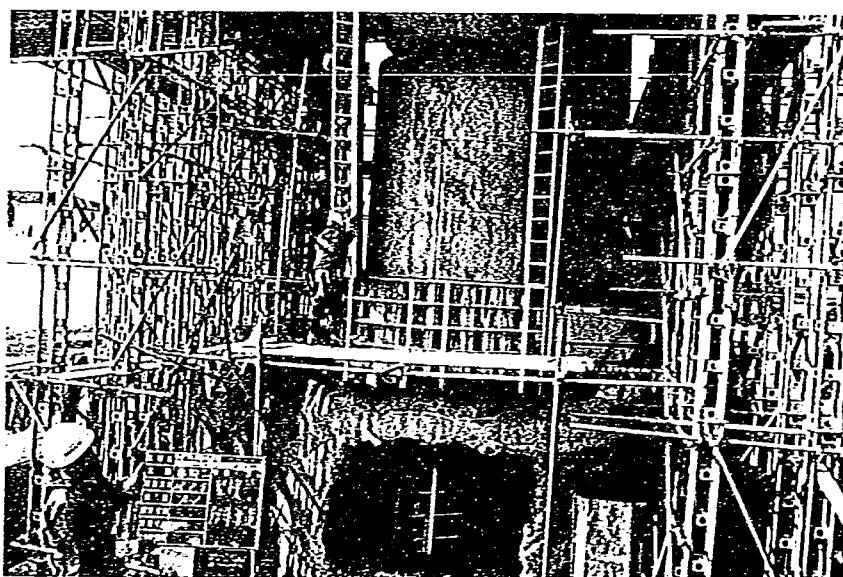


(j)鉄筋の配筋完成

写真－5.3 新内橋P3橋脚の復旧工事

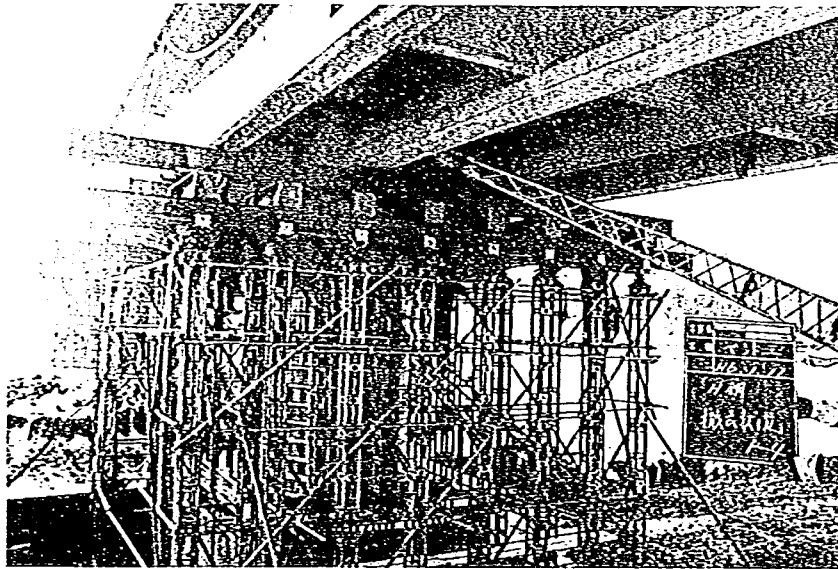


(k)アンカー筋による新旧コンクリートの一体

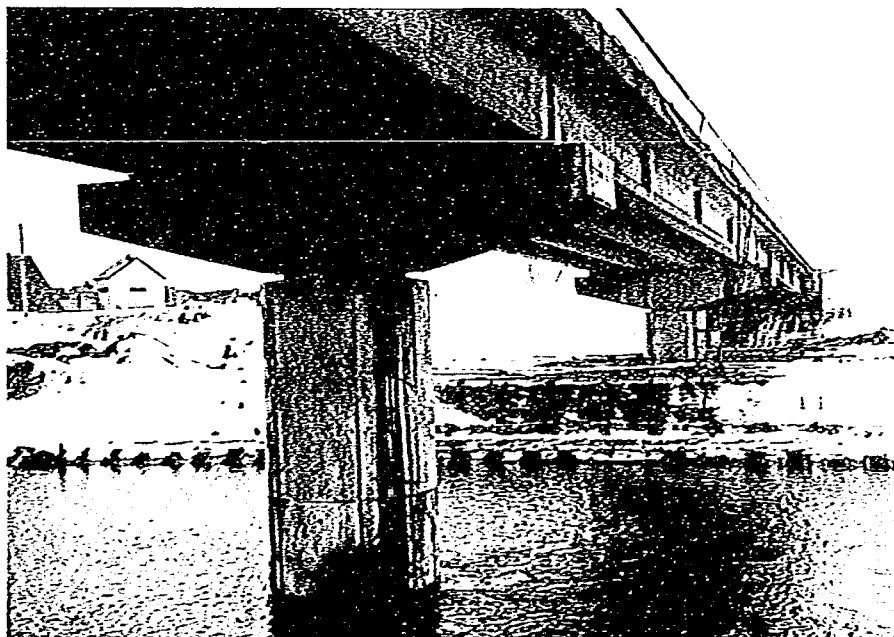


(l)コンクリート打設と型枠の取り外し

写真－5.3 新知内橋P3橋脚の復旧工事



(m)仮受けベントの撤去



(n)完成状況
(手前がP 3 橋脚、奥がP 4 橋脚)

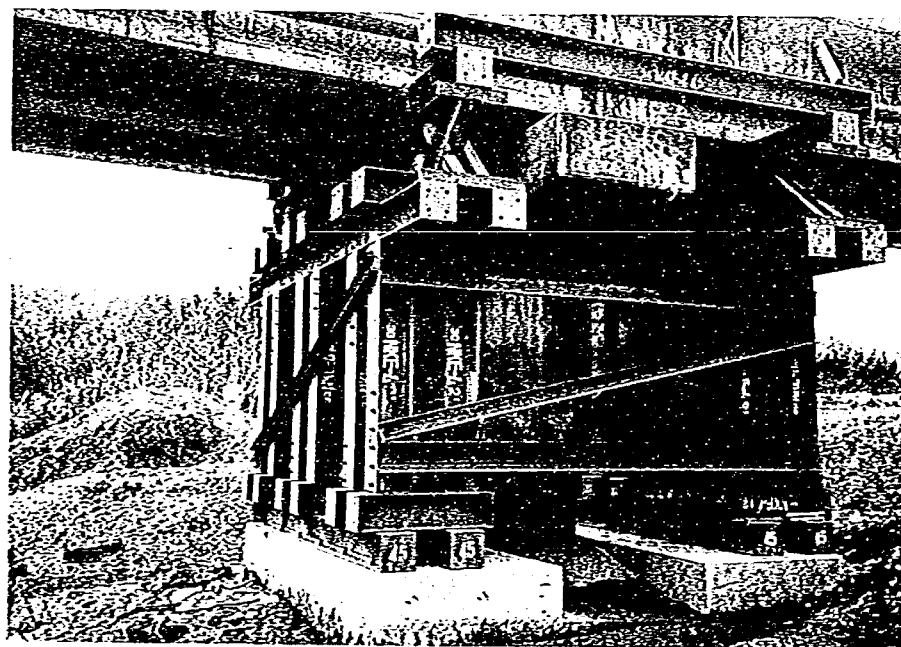
写真－ 5. 3 新知内橋 P 3 橋脚の復旧工事

5. 5 元瓜谷橋

元瓜谷橋では、応急復旧として、写真－5.4に示すような桁の仮受けを行うとともに、車両については全面通行止めの措置がとられた。本復旧工事は、地震発生から約5カ月後の平成5年12月に着手され、平成6年2月に完成した。復旧工法の選定に当たっては、橋脚の被災状況が主鉄筋の座屈まで至っていること、さらにコンクリートの剥離が橋脚内部の深くまで達していることを考慮し、RC巻立て工法では新旧コンクリートの一体性に信頼性がないことから、橋脚躯体の取り替え工法が採用された。

図－5.7は、取り替え後の橋脚の諸元を示したものである。橋脚の直径は1.5mであり、これは従前と同一である。主鉄筋として、橋脚基部には36本のD16と12本のD25が4/3段配筋され、基部から2.7mの位置で内側に配筋された12本のD25が段落しされている。また、帯鉄筋としてD16が15cm間隔で設置されている。主鉄筋は現橋のフーチングに定着されており、その定着長は50cmとなっている。なお、新設された橋脚の設計水平震度は0.17であり、これは現行の道路橋示方書より算出された。

写真－5.5は、元瓜谷橋の復旧の過程を示したものである。



写真－5.4 元瓜谷橋の応急復旧

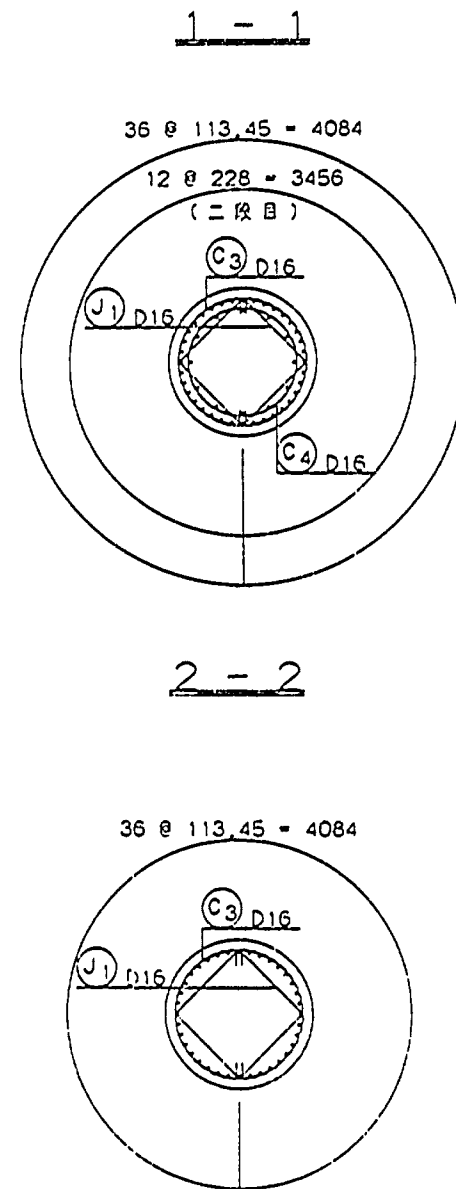
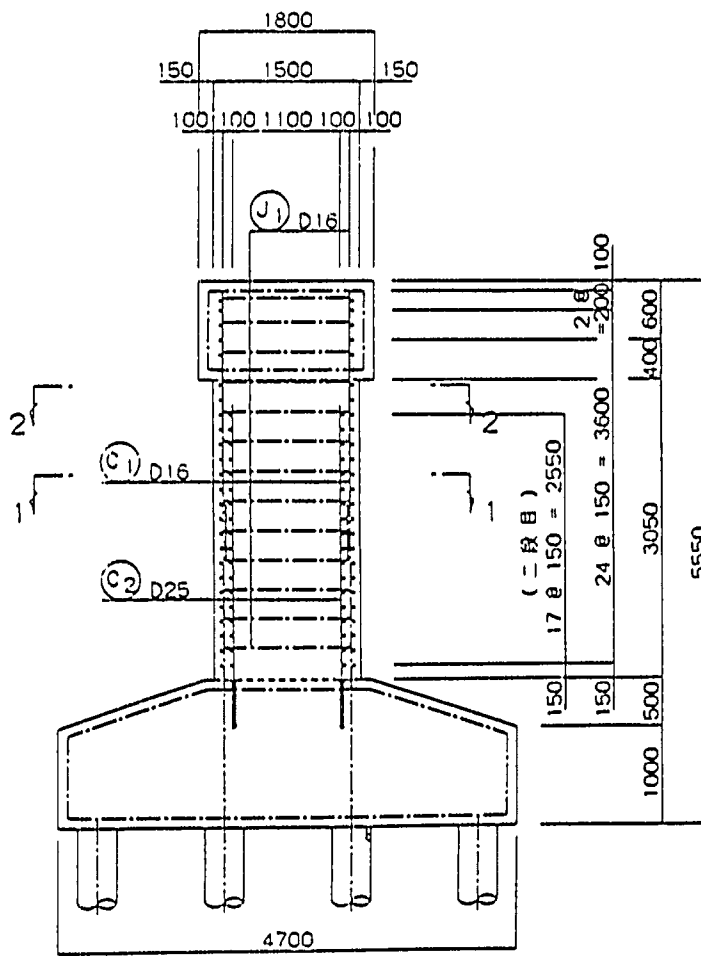
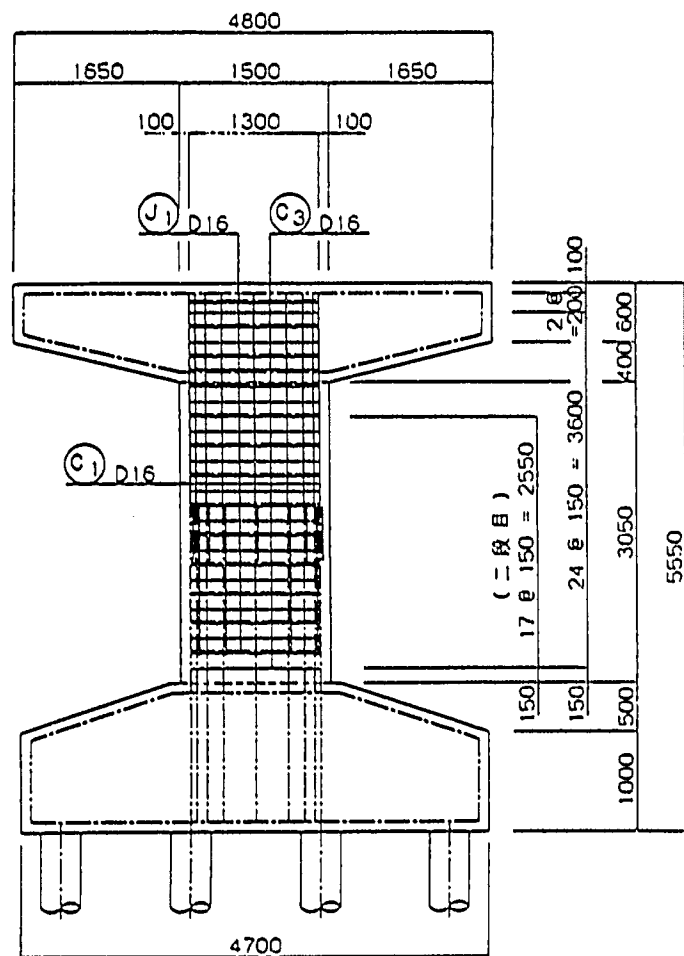
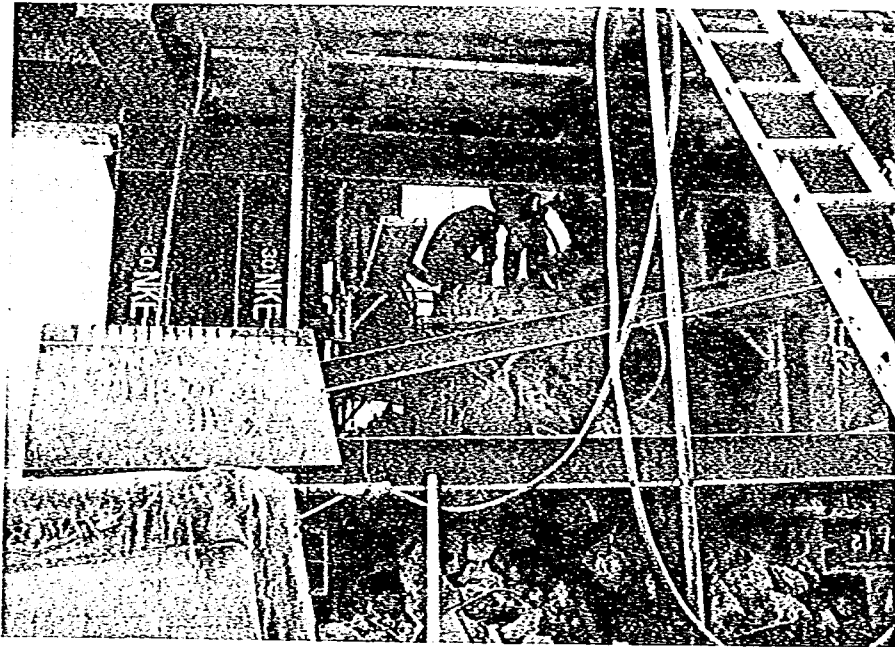
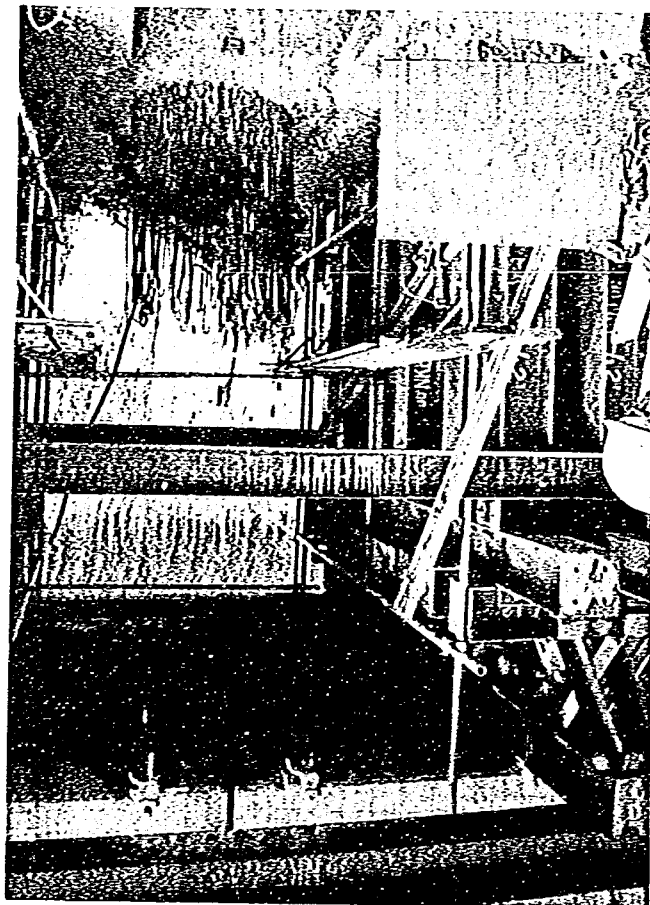


図-5.7 復旧後の元瓜谷橋の橋脚配筋図

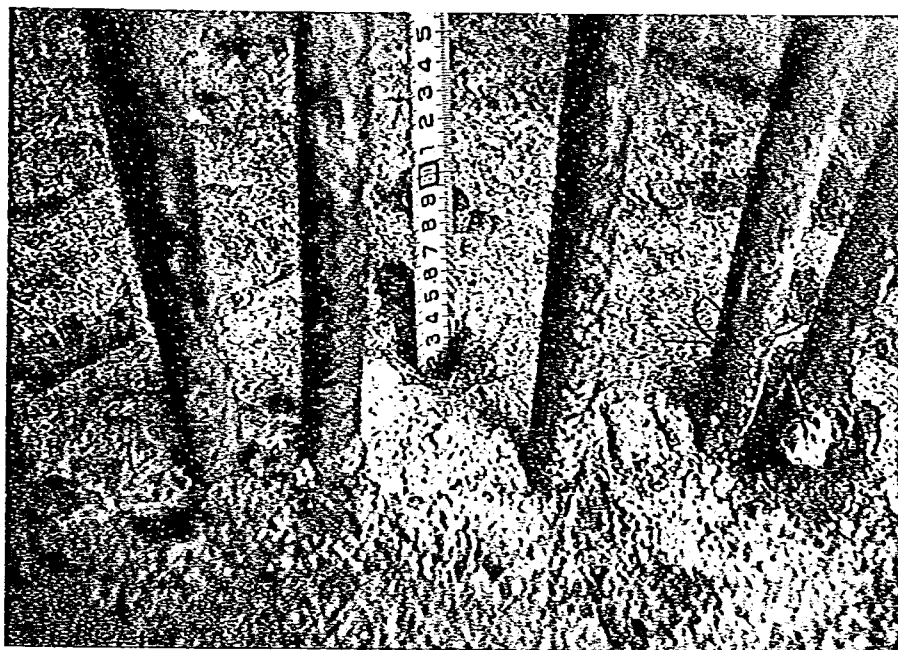


(a) 橋脚躯体の取り壊し



(b) 橋脚躯体の取り壊し完了（旧橋部の主鉄筋はそのままである）

写真－５．５ 元瓜谷橋の復旧工事

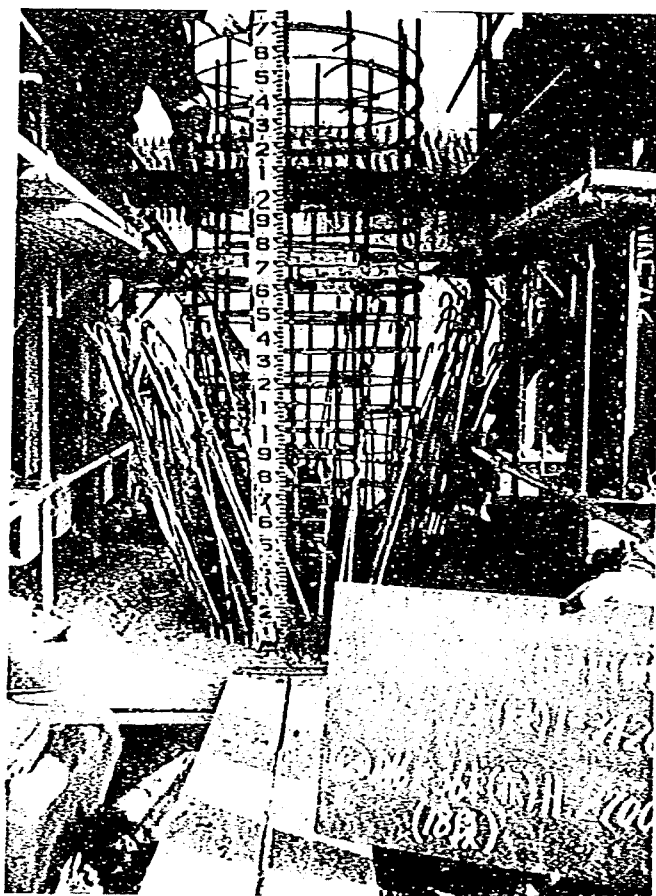


(c)主鉄筋の定着部削孔状況



(d)主鉄筋の定着状況

写真－5.5 元瓜谷橋の復旧工事

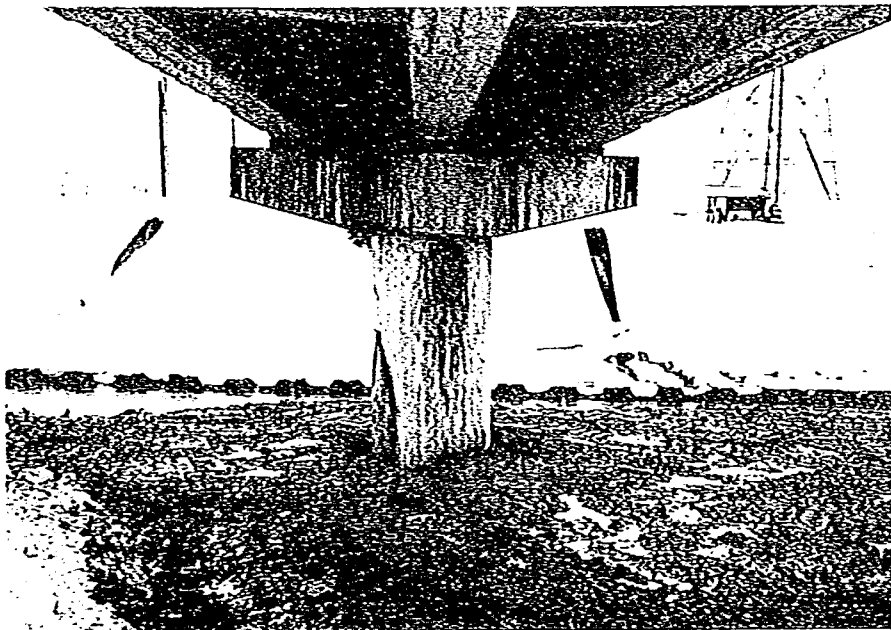


(e)鉄筋の配筋完了



(f)型枠組立

写真-5.5 元瓜谷橋の復旧工事



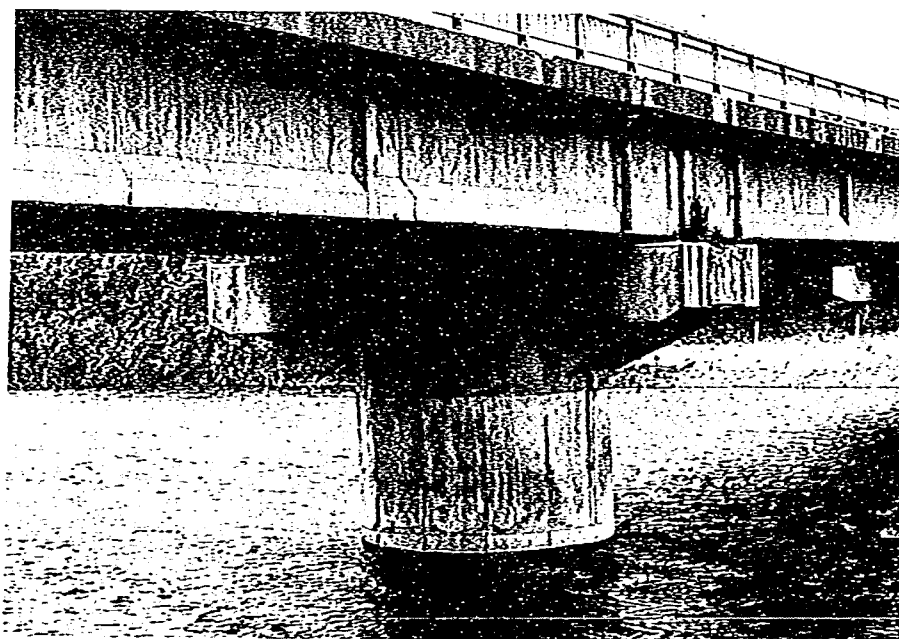
(g)完成状況（断面直径は旧橋と等しい）

写真－５．５ 元瓜谷橋の復旧工事

5. 6 その他の橋梁

(1) 松之恵橋

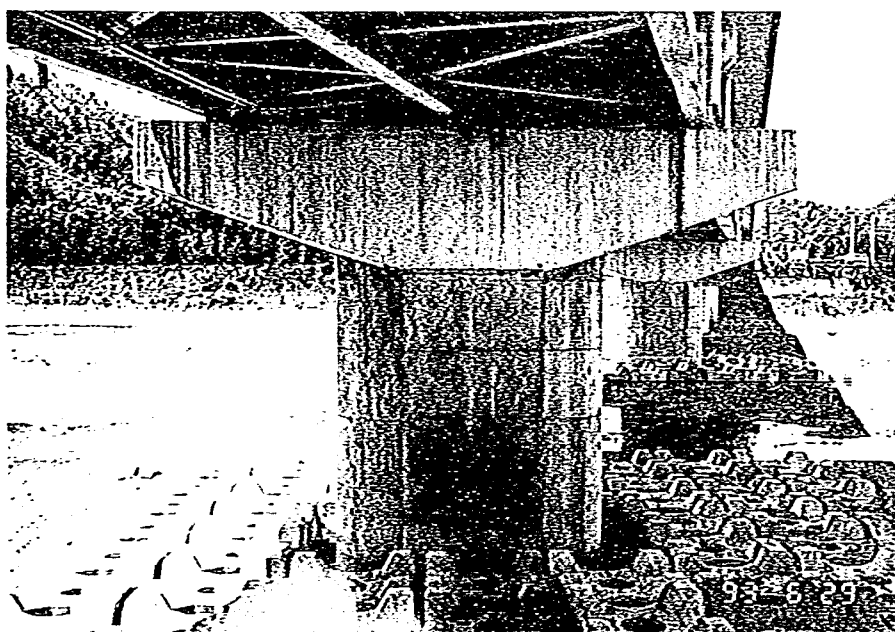
復旧工法としては、R C 巻立て工法が採用された。河積阻害率を考慮し、現橋脚の上下流方向に幅を大きくした小判型の断面形状に設計された。「中被害」を生じたP 3 橋脚では、巻立てR C 部のみで地震力を受け持つものとして設計された。写真－ 5. 6 は、復旧後の状況を示したものである。



写真－ 5. 6 復旧後の松之恵橋P 3 橋脚
(R C 巻立て工法により修復された)

（２）初音橋

損傷を受けた橋脚の内、損傷程度の大きかったP 3及びP 4 橋脚については、R C巻立て工法による復旧工事が、また、その他の橋脚では樹脂注入によるひびわれ補修工事が行われた。図－ 5. 8 は、P 4 橋脚の補強図を示したものである。断面形状は、河積阻害率を大きくしないために小判型に変更され、補強設計では現橋部の耐力を無視し、新設部のみの断面で耐震設計が行われた。復旧工事完了後の初音橋の状況を写真－ 5. 7 に示す。



写真－ 5. 7 復旧後の初音橋
（R C巻立て工法により修復された）

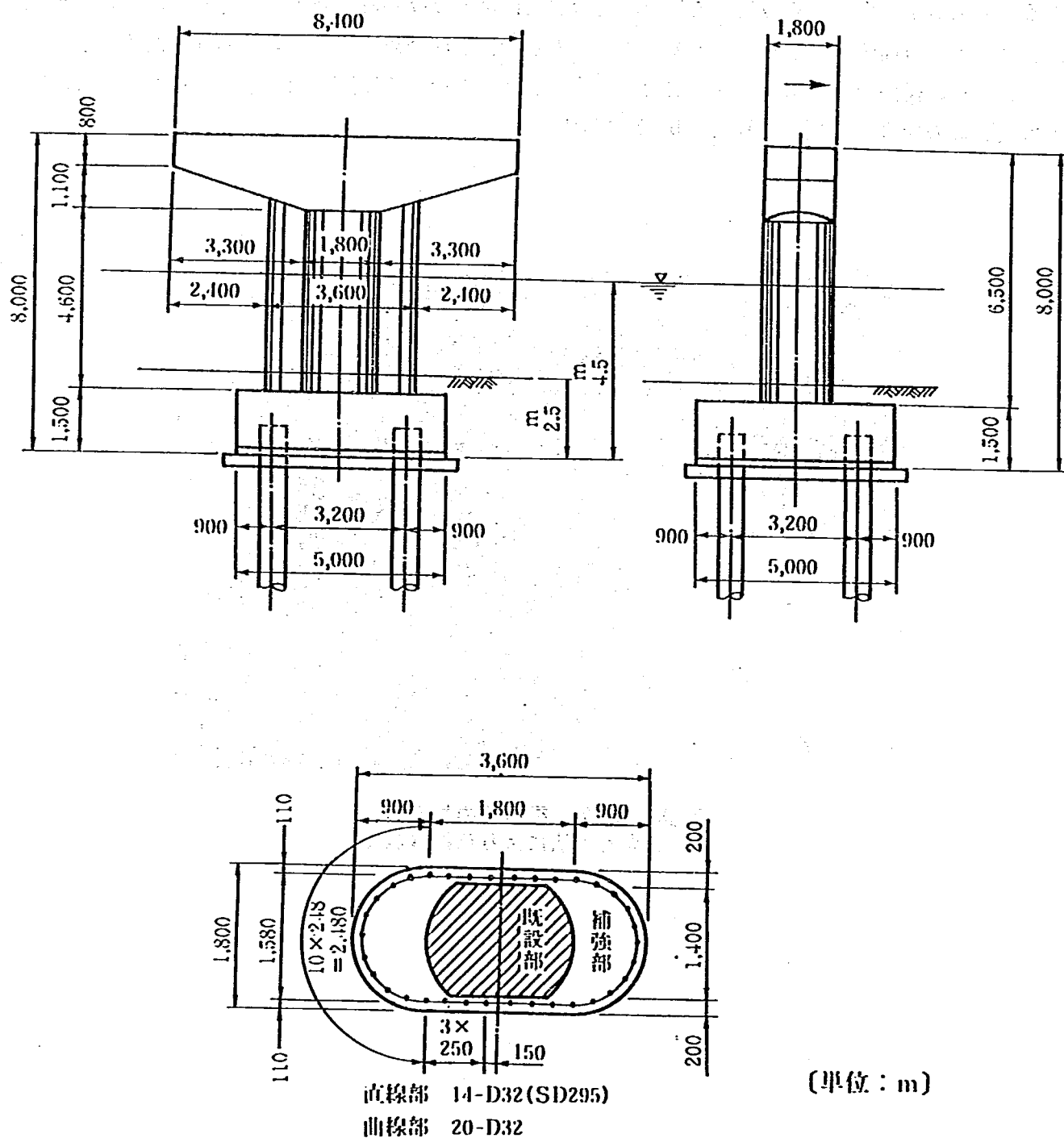


図-5.8 復旧後の初音橋の橋脚配筋図

(3) 新多和橋

新多和橋では、段落し部で水平ひびわれが生じた程度の被害であったが、地震後全面通行止めの措置がとられた。補修工法としては、図-5.9に示すように現橋を厚さ20cmのRC構造で巻立てる工法が採用された。

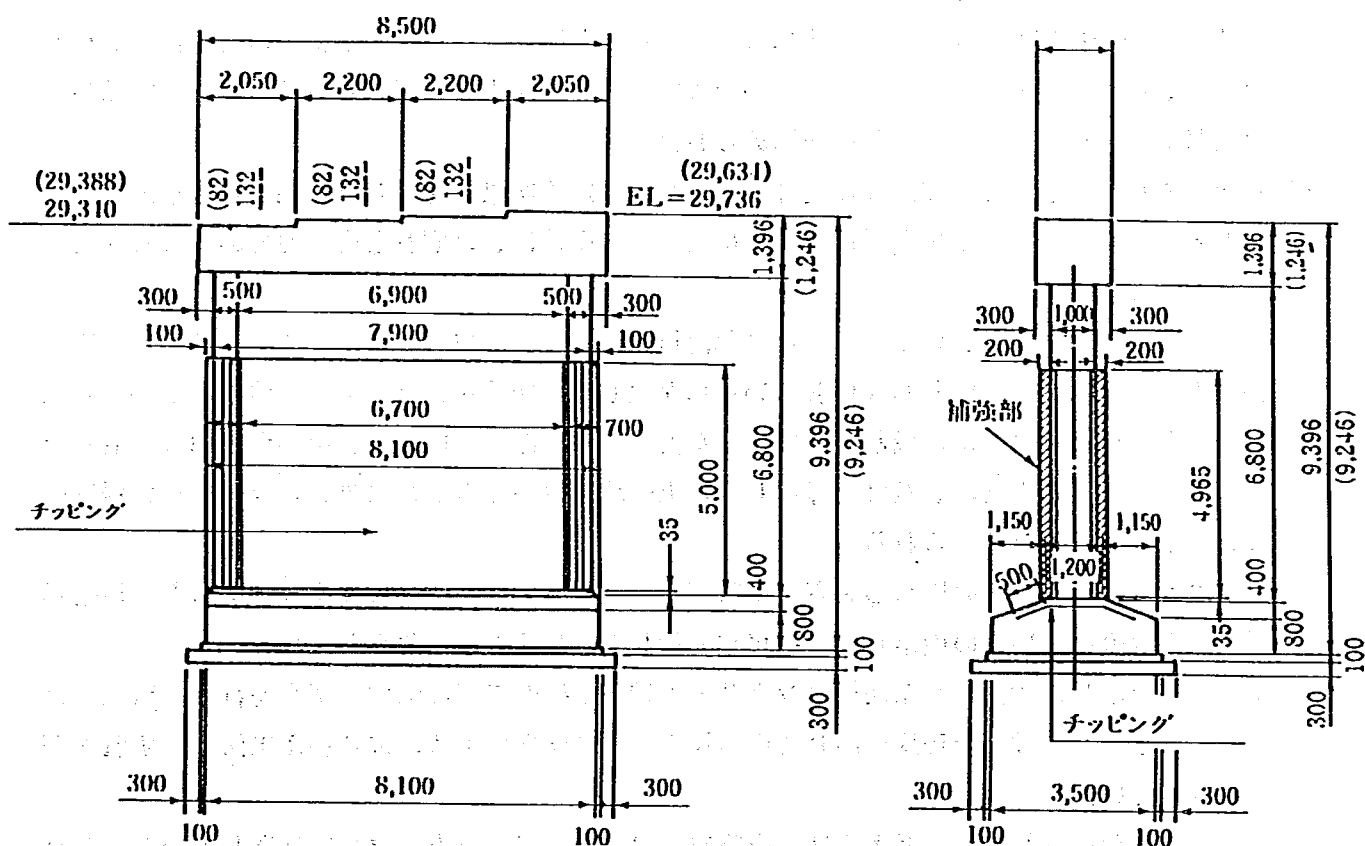


図-5.9 復旧後の新多和橋の橋脚配筋図

6. まとめ

本文では、釧路沖地震及び北海道南西沖地震で、主鉄筋段落し部に損傷を受けた鉄筋コンクリート橋脚の被害状況と復旧方法について調査した結果をまとめた。そして、土木研究所で提案されている耐震判定法を適用して、被災橋脚の耐震性を解析し、被害実態との比較から本判定法の適用性について検討を行った。本調査及び検討から得られた知見をまとめると、以下の通りである。

- 1) 釧路沖地震及び北海道南西沖地震で主鉄筋段落し部で損傷を受けた鉄筋コンクリート橋脚は、いずれも昭和55年以前の基準により設計されたものであった。また、被災した橋脚のほとんどがコンクリート断面を絞った円形断面であった。
- 2) 新知内橋は、昭和55年以前の基準で設計された4基の旧橋脚とそれ以後の基準で設計された2基の新橋脚で構成されているが、地震による段落し部の損傷は全ての旧橋脚に生じ、新橋脚には被害がなかった。これは、昭和55年以降の基準に従って段落し鉄筋の定着長を確保すれば、段落し部での損傷は生じないことを示している。
- 3) 土木研究所で提案された耐震判定法により、被災した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性を解析した結果、損傷形態判別係数 S や段落し部での安全率 F_r が小さく評価されるにつれ、実際の生じた被害の程度が大きくなる傾向が認められた。
- 4) 被災した橋脚と、昭和55年以降に設計された橋脚の解析結果を比較した結果、損傷形態判別係数 S と段落し部での安全率 F_r に対する耐震判定基準値は、いずれも合理的であることが明らかになった。
- 5) 本耐震判定手法により、釧路沖地震及び北海道南西沖地震で被災した鉄筋コンクリート橋脚は、松之恵橋以外は全て、段落し部に著しい損傷が生じる可能性があり、耐震補強対策が必要と判定された。松之恵橋では、段落し部で十分な安全率を確保していたが、損傷が基部よりも段落し部で先行するとともに、設計で考慮した以上の地震力が作用した結果、無視できない程度の被害に至ったものと考えられる。
- 6) 2段の不適切な主鉄筋の段落しを有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性を分析すると、損傷形態判別係数の小さい方の段落し部で損傷が先行して生じることが明らかになった。
- 7) 主鉄筋の段落し部で損傷した鉄筋コンクリート橋脚の復旧工事に関する調査を行った結果、復旧工法としては、被害の程度に応じて樹脂注入、RC巻立て工法、取り替え工法のいずれかが選定されていた。
- 8) 補強設計における基本的な考え方は、道路震災対策便覧（震災復旧編）に準拠していた。ただし、巻立てRC工法におけるフーチングへのさし筋の定着長に関しては、調査を行った基栄橋、新知内橋、元瓜谷橋でそれぞれ別々の基準が適用されていた。

参考文献

- 1)建設省土木研究所：1993年釧路沖地震災害調査報告、土木研究所報告、第193号、平成6年1月
- 2)建設省土木研究所：1993年北海道南西沖地震災害調査報告、土木研究所報告（査読・印刷中）
- 3)浅沼秀弥：静内橋地震災害調査、土木技術資料、Vol. 25、No. 11、1983年3月
- 4)土木学会：昭和31年コンクリート標準示方書・解説、1958年12月
- 5)日本道路協会：道路震災対策便覧（震災復旧編）、昭和63年2月
- 6)川島一彦、運上茂樹、飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究、土木研究所報告、第189号、平成6年1月
- 7)川島一彦、運上茂樹、飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部における被害実態とその解析、土木技術資料、Vol. 34、No. 3、1992年3月
- 8)(社)北海道開発技術センター：道路橋設計施工要領、平成2年10月

謝 辞

地震後の現地調査及びその後の資料提供等に関し、北海道開発局、同釧路開発建設部、同帯広開発建設部、同函館開発建設部、同開発土木研究所、北海道庁土木部、北海道釧路土木現業所、同帯広土木現業所、同函館土木現業所、江差町、木古内町、知内町の全面的な協力を頂いた。ここに厚く御礼申し上げる次第である。

1. The first part of the report deals with the general situation of the country. It is a very interesting and informative study of the country's development. The author has done a great deal of research and has gathered a wealth of material. The report is well written and is a valuable contribution to the study of the country's development.

The second part of the report deals with the country's economic development. It is a very interesting and informative study of the country's economic development. The author has done a great deal of research and has gathered a wealth of material. The report is well written and is a valuable contribution to the study of the country's economic development.

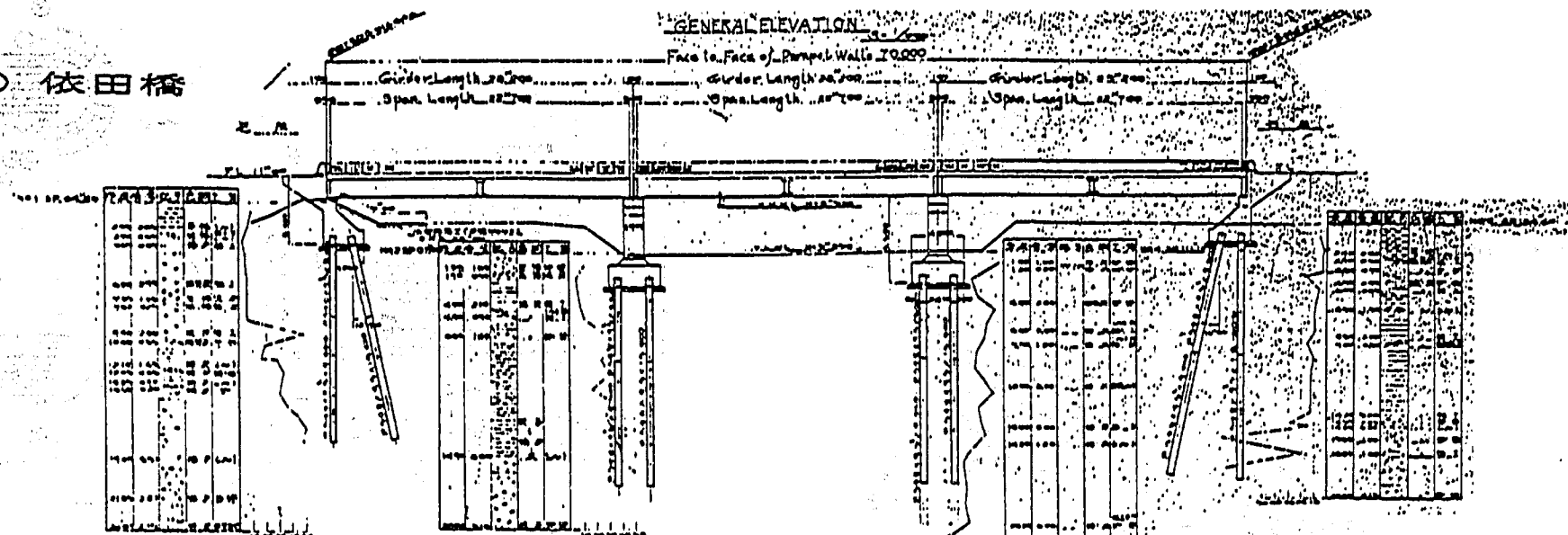
付 属 資 料

＜被災橋脚の配筋図＞

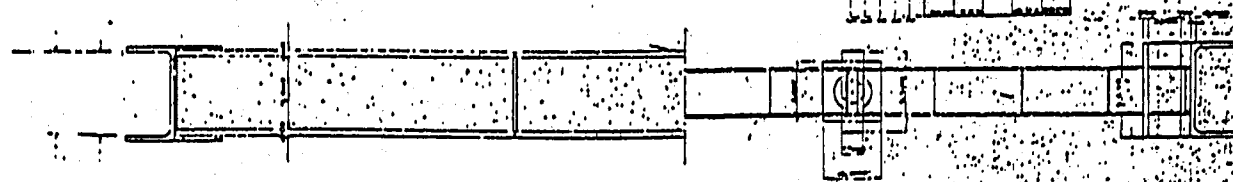
18 27 38 41

18 27 38 41 52 63 74 85 96 107 118 129 140 151 162 173 184 195 206 217 228 239 250 261 272 283 294 305 316 327 338 349 360 371 382 393 404 415 426 437 448 459 470 481 492 503 514 525 536 547 558 569 580 591 602 613 624 635 646 657 668 679 690 701 712 723 734 745 756 767 778 789 800 811 822 833 844 855 866 877 888 899 910 921 932 943 954 965 976 987 998

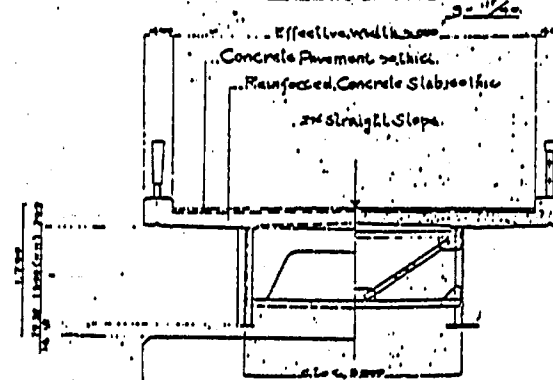
(1) 依田橋

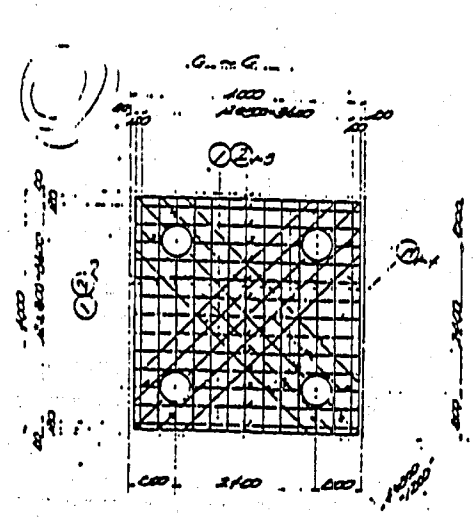
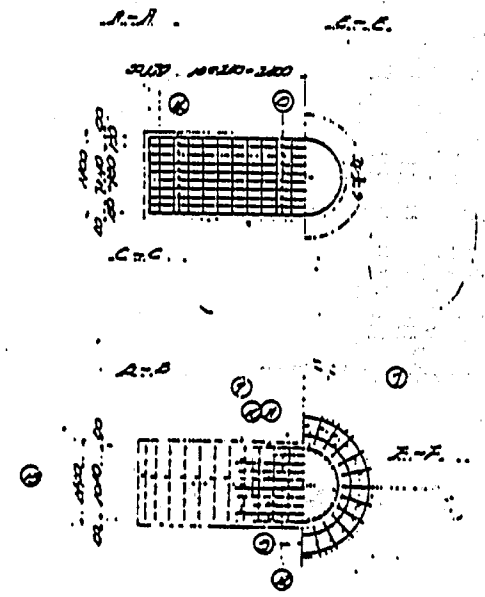
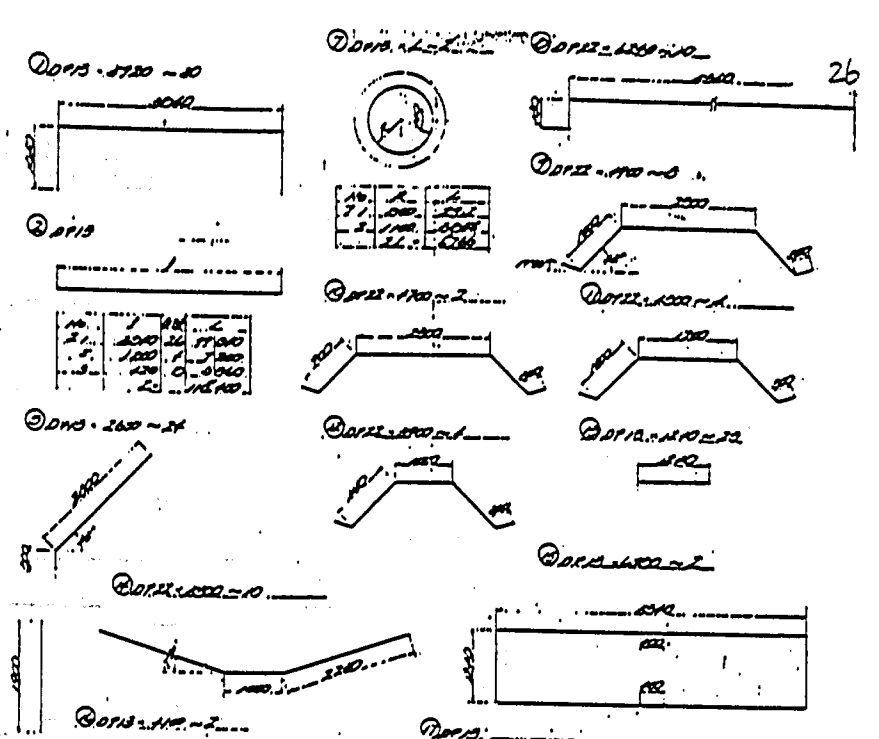
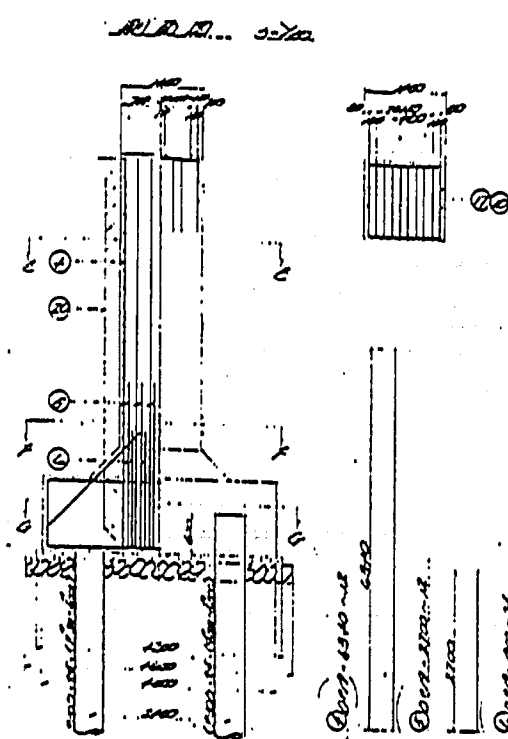
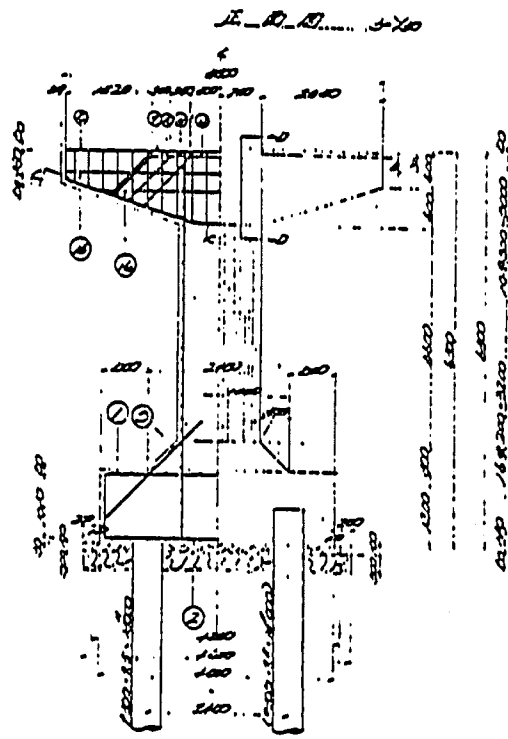


PLAN



CROSS SECTION



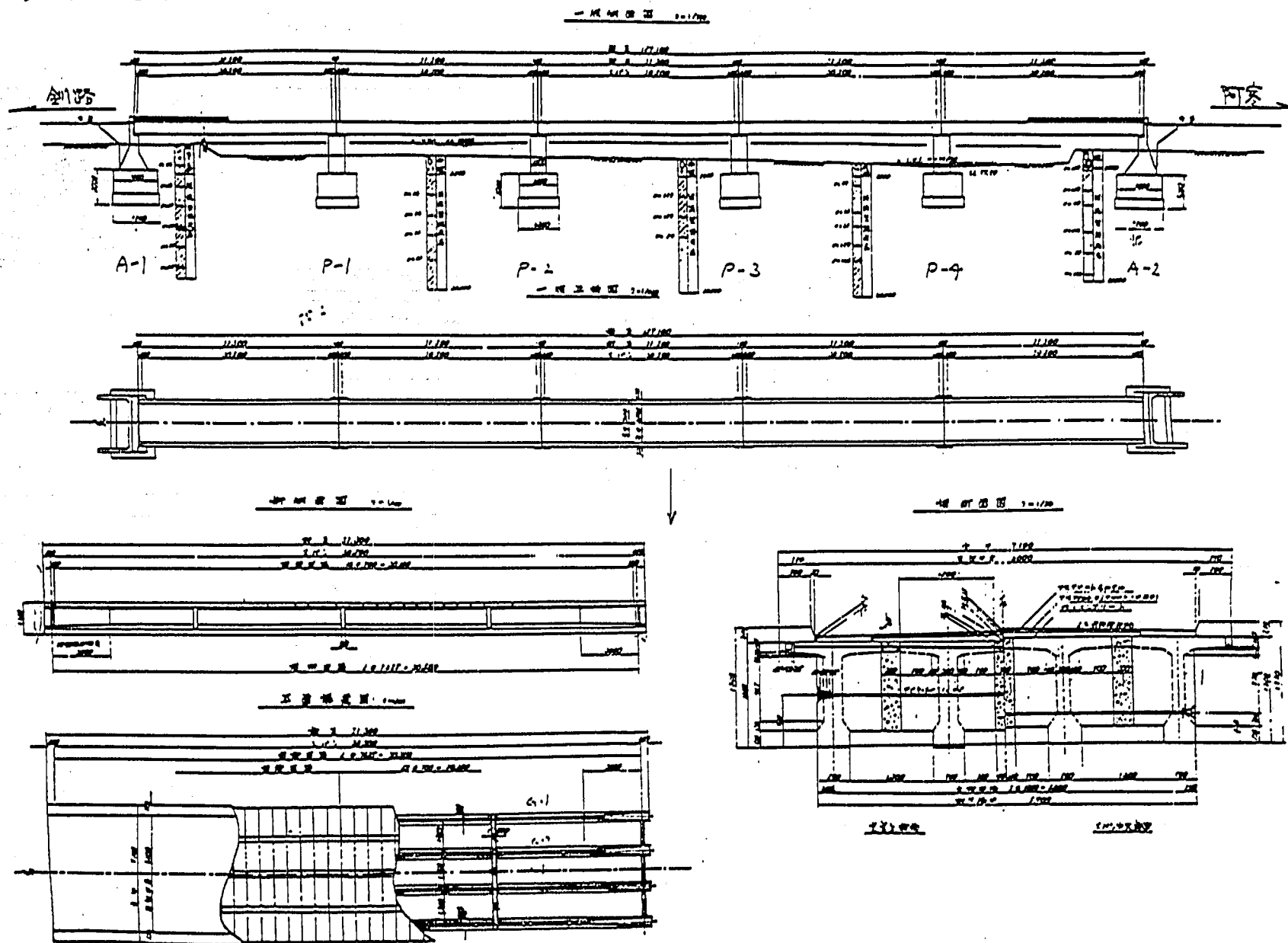
[illegible]

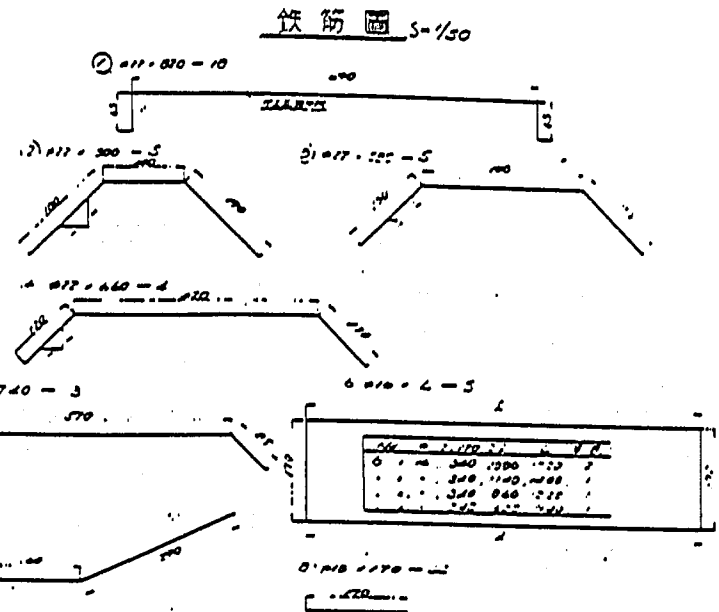
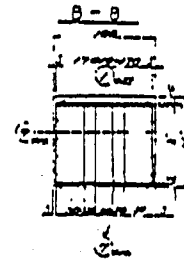
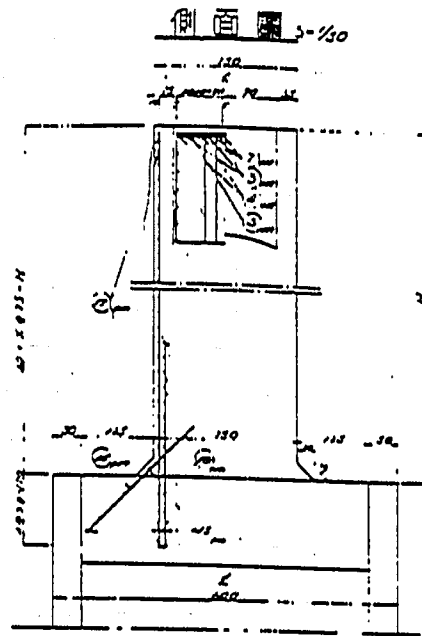
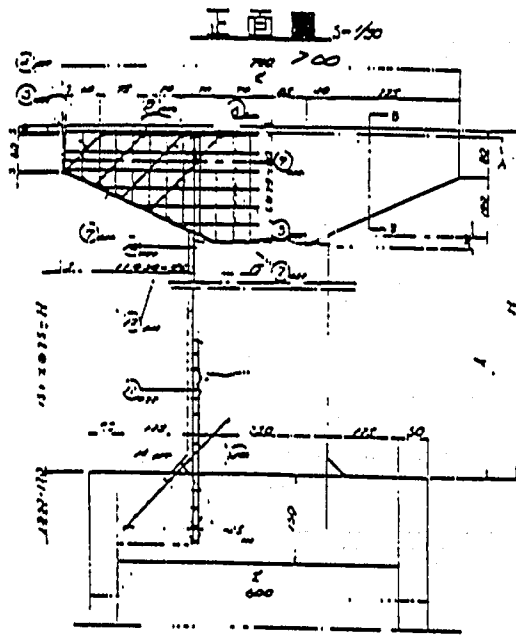
70	1100	1200	1300
71	1100	1200	1300
72	1100	1200	1300
73	1100	1200	1300
74	1100	1200	1300
75	1100	1200	1300
76	1100	1200	1300
77	1100	1200	1300
78	1100	1200	1300
79	1100	1200	1300
80	1100	1200	1300

No.	1	2
11	1,200	1,200
2	1,000	1,200
3	1,000	1,000
4	700	1,000
	2	1,000

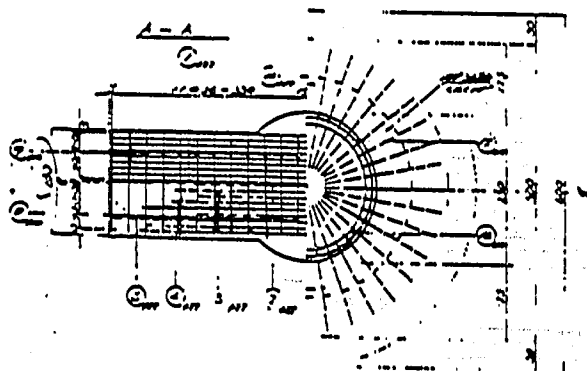
22. _____
 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100. 101. 102. 103. 104. 105. 106. 107. 108. 109. 110. 111. 112. 113. 114. 115. 116. 117. 118. 119. 120. 121. 122. 123. 124. 125. 126. 127. 128. 129. 130. 131. 132. 133. 134. 135. 136. 137. 138. 139. 140. 141. 142. 143. 144. 145. 146. 147. 148. 149. 150. 151. 152. 153. 154. 155. 156. 157. 158. 159. 160. 161. 162. 163. 164. 165. 166. 167. 168. 169. 170. 171. 172. 173. 174. 175. 176. 177. 178. 179. 180. 181. 182. 183. 184. 185. 186. 187. 188. 189. 190. 191. 192. 193. 194. 195. 196. 197. 198. 199. 200. 201. 202. 203. 204. 205. 206. 207. 208. 209. 210. 211. 212. 213. 214. 215. 216. 217. 218. 219. 220. 221. 222. 223. 224. 225. 226. 227. 228. 229. 230. 231. 232. 233. 234. 235. 236. 237. 238. 239. 240. 241. 242. 243. 244. 245. 246. 247. 248. 249. 250. 251. 252. 253. 254. 255. 256. 257. 258. 259. 260. 261. 262. 263. 264. 265. 266. 267. 268. 269. 270. 271. 272. 273. 274. 275. 276. 277. 278. 279. 280. 281. 282. 283. 284. 285. 286. 287. 288. 289. 290. 291. 292. 293. 294. 295. 296. 297. 298. 299. 300. 301. 302. 303. 304. 305. 306. 307. 308. 309. 310. 311. 312. 313. 314. 315. 316. 317. 318. 319. 320. 321. 322. 323. 324. 325. 326. 327. 328. 329. 330. 331. 332. 333. 334. 335. 336. 337. 338. 339. 340. 341. 342. 343. 344. 345. 346. 347. 348. 349. 350. 351. 352. 353. 354. 355. 356. 357. 358. 359. 360. 361. 362. 363. 364. 365. 366. 367. 368. 369. 370. 371. 372. 373. 374. 375. 376. 377. 378. 379. 380. 381. 382. 383. 384. 385. 386. 387. 388. 389. 390. 391. 392. 393. 394. 395. 396. 397. 398. 399. 400. 401. 402. 403. 404. 405. 406. 407. 408. 409. 410. 411. 412. 413. 414. 415. 416. 417. 418. 419. 420. 421. 422. 423. 424. 425. 426. 427. 428. 429. 430. 431. 432. 433. 434. 435. 436. 437. 438. 439. 440. 441. 442. 443. 444. 445. 446. 447. 448. 449. 450. 451. 452. 453. 454. 455. 456. 457. 458. 459. 460. 461. 462. 463. 464. 465. 466. 467. 468. 469. 470. 471. 472. 473. 474. 475. 476. 477. 478. 479. 480. 481. 482. 483. 484. 485. 486. 487. 488. 489. 490. 491. 492. 493. 494. 495. 496. 497. 498. 499. 500. 501. 502. 503. 504. 505. 506. 507. 508. 509. 510. 511. 512. 513. 514. 515. 516. 517. 518. 519. 520. 521. 522. 523. 524. 525. 526. 527. 528. 529. 530. 531. 532. 533. 534. 535. 536. 537. 538. 539. 540. 541. 542. 543. 544. 545. 546. 547. 548. 549. 550. 551. 552. 553. 554. 555. 556. 557. 558. 559. 560. 561. 562. 563. 564. 565. 566. 567. 568. 569. 570. 571. 572. 573. 574. 575. 576. 577. 578. 579. 580. 581. 582. 583. 584. 585. 586. 587. 588. 589. 590. 591. 592. 593. 594. 595. 596. 597. 598. 599. 600. 601. 602. 603. 604. 605. 606. 607. 608. 609. 610. 611. 612. 613. 614. 615. 616. 617. 618. 619. 620. 621. 622. 623. 624. 625. 626. 627. 628. 629. 630. 631. 632. 633. 634. 635. 636. 637. 638. 639. 640. 641. 642. 643. 644. 645. 646. 647. 648. 649. 650. 651. 652. 653. 654. 655. 656. 657. 658. 659. 660. 661. 662. 663. 664. 665. 666. 667. 668. 669. 670. 671. 672. 673. 674. 675. 676. 677. 678. 679. 680. 681. 682. 683. 684. 685. 686. 687. 688. 689. 690. 691. 692. 693. 694. 695. 696. 697. 698. 699. 700. 701. 702. 703. 704. 705. 706. 707. 708. 709. 710. 711. 712. 713. 714. 715. 716. 717. 718. 719. 720. 721. 722. 723. 724. 725. 726. 727. 728. 729. 730. 731. 732. 733. 734. 735. 736. 737. 738. 739. 740. 741. 742. 743. 744. 745. 746. 747. 748. 749. 750. 751. 752. 753. 754. 755. 756. 757. 758. 759. 760. 761. 762. 763. 764. 765. 766. 767. 768. 769. 770. 771. 772. 773. 774. 775. 776. 777. 778. 779. 780. 781. 782. 783. 784. 785. 786. 787. 788. 789. 790. 791. 792. 793. 794. 795. 796. 797. 798. 799. 800. 801. 802. 803. 804. 805. 806. 807. 808. 809. 810. 811. 812. 813. 814. 815. 816. 817. 818. 819. 820. 821. 822. 823. 824. 825. 826. 827. 828. 829. 830. 831. 832. 833. 834. 835. 836. 837. 838. 83

(2) 松之惠橋





平面圖 $S=1/50$



| 天棚 | 柱 | 梁 | 板 |
|-----|--------|-------|-------|
| 1.P | 07.630 | 5.430 | 3.630 |
| 2.P | 07.000 | 5.600 | 3.000 |
| 3.P | 07.770 | 5.770 | 3.770 |
| 4.P | 05.130 | 5.930 | 4.130 |

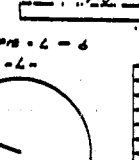
| 天棚 | 柱 | 梁 | 板 |
|-----|--------|-------|-------|
| 1.P | 07.630 | 5.430 | 3.630 |
| 2.P | 07.000 | 5.600 | 3.000 |
| 3.P | 07.770 | 5.770 | 3.770 |
| 4.P | 05.130 | 5.930 | 4.130 |

| 天棚 | 柱 | 梁 | 板 |
|-----|--------|-------|-------|
| 1.P | 07.630 | 5.430 | 3.630 |
| 2.P | 07.000 | 5.600 | 3.000 |
| 3.P | 07.770 | 5.770 | 3.770 |
| 4.P | 05.130 | 5.930 | 4.130 |

1) $a_{11} = 300 - 5$



2) $a_{11} = 300 - 5$



| 天棚 | 柱 | 梁 | 板 |
|-----|--------|-------|-------|
| 1.P | 07.630 | 5.430 | 3.630 |
| 2.P | 07.000 | 5.600 | 3.000 |
| 3.P | 07.770 | 5.770 | 3.770 |
| 4.P | 05.130 | 5.930 | 4.130 |

2) $a_{11} = 300 - 5$

3) $a_{11} = 300 - 5$

4) $a_{11} = 300 - 5$

5) $a_{11} = 300 - 5$

6) $a_{11} = 300 - 5$

7) $a_{11} = 300 - 5$

8) $a_{11} = 300 - 5$

9) $a_{11} = 300 - 5$

10) $a_{11} = 300 - 5$

11) $a_{11} = 300 - 5$

12) $a_{11} = 300 - 5$

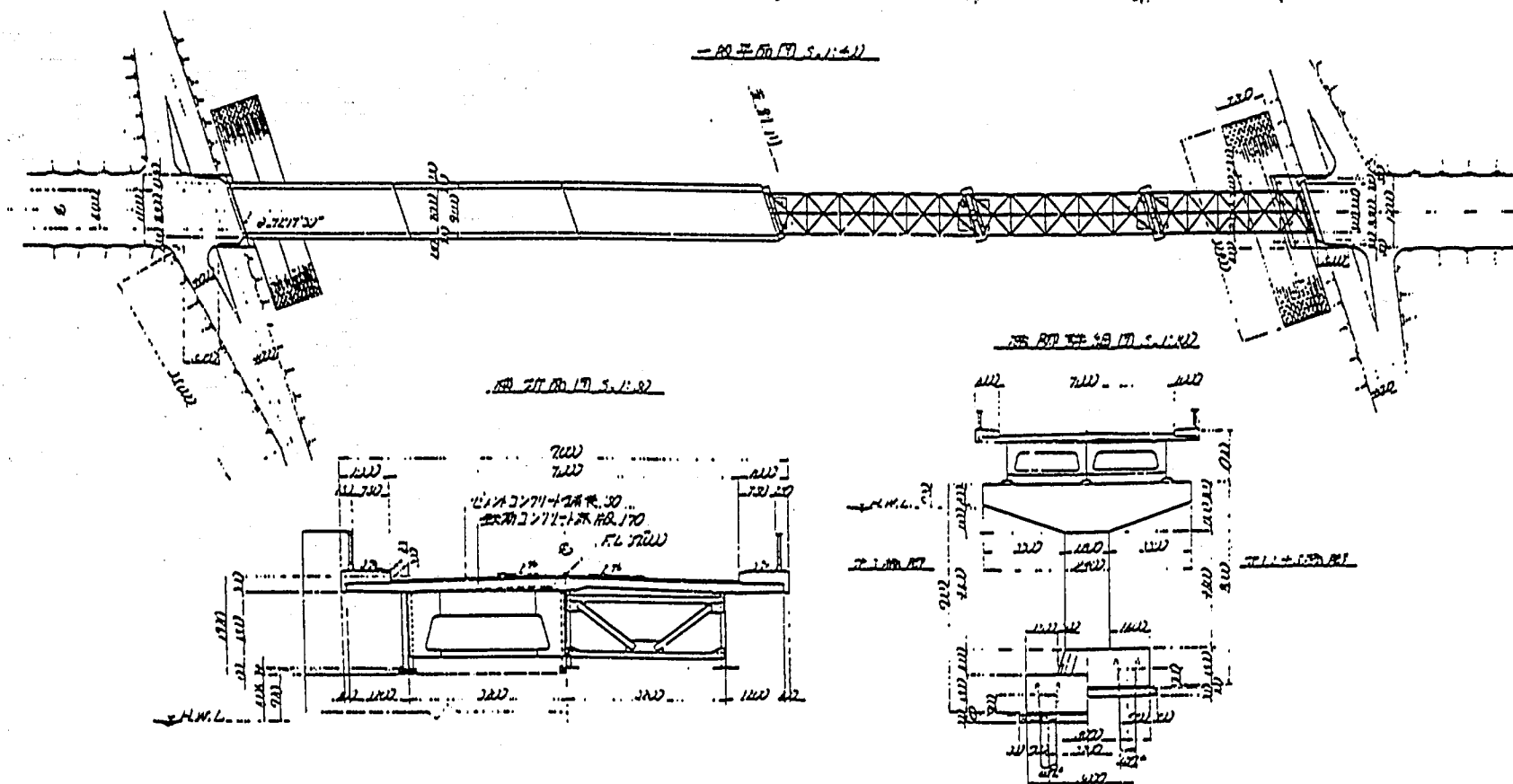
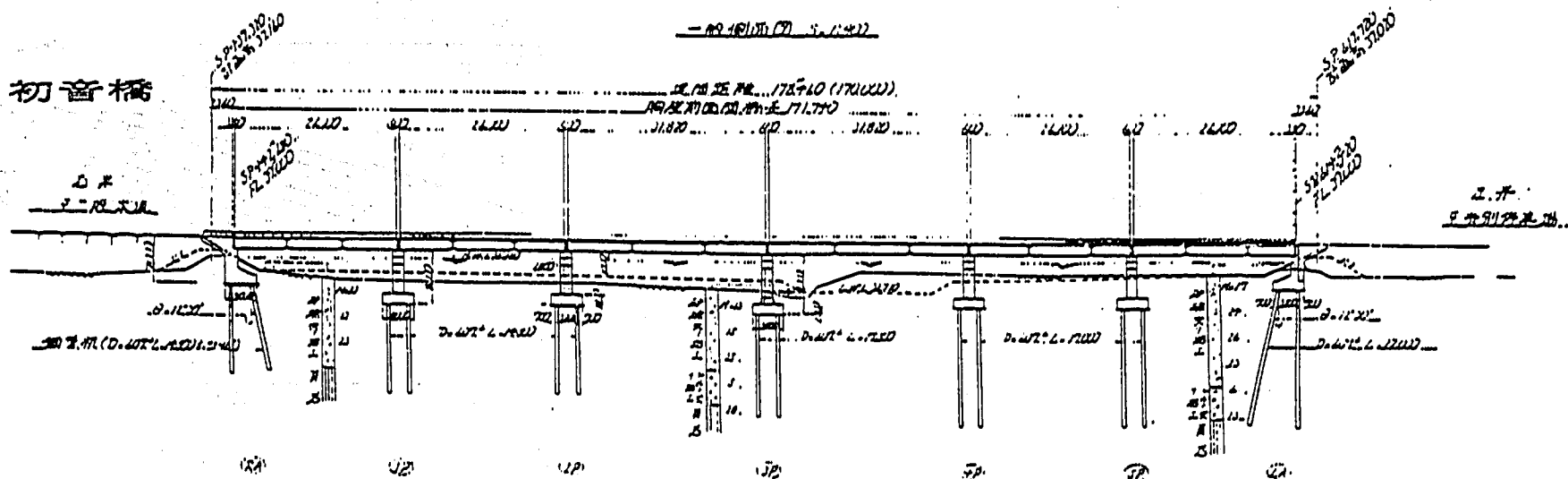
13) $a_{11} = 300 - 5$

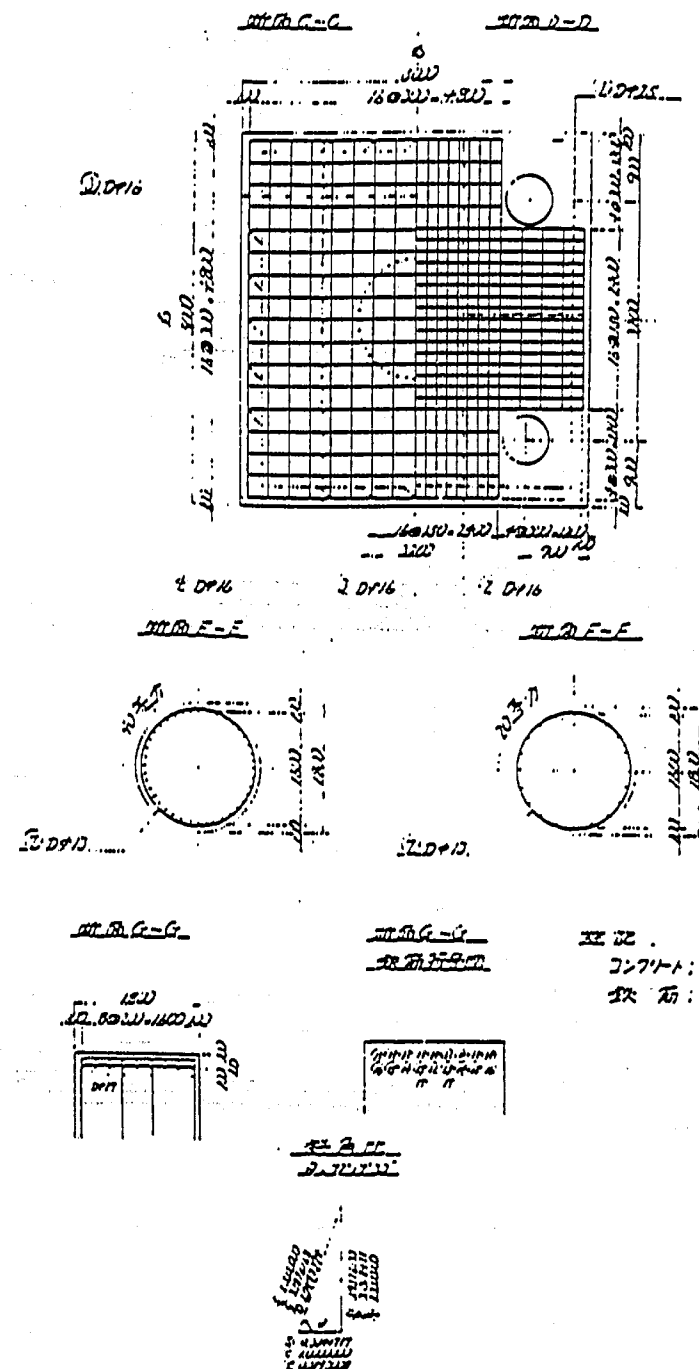
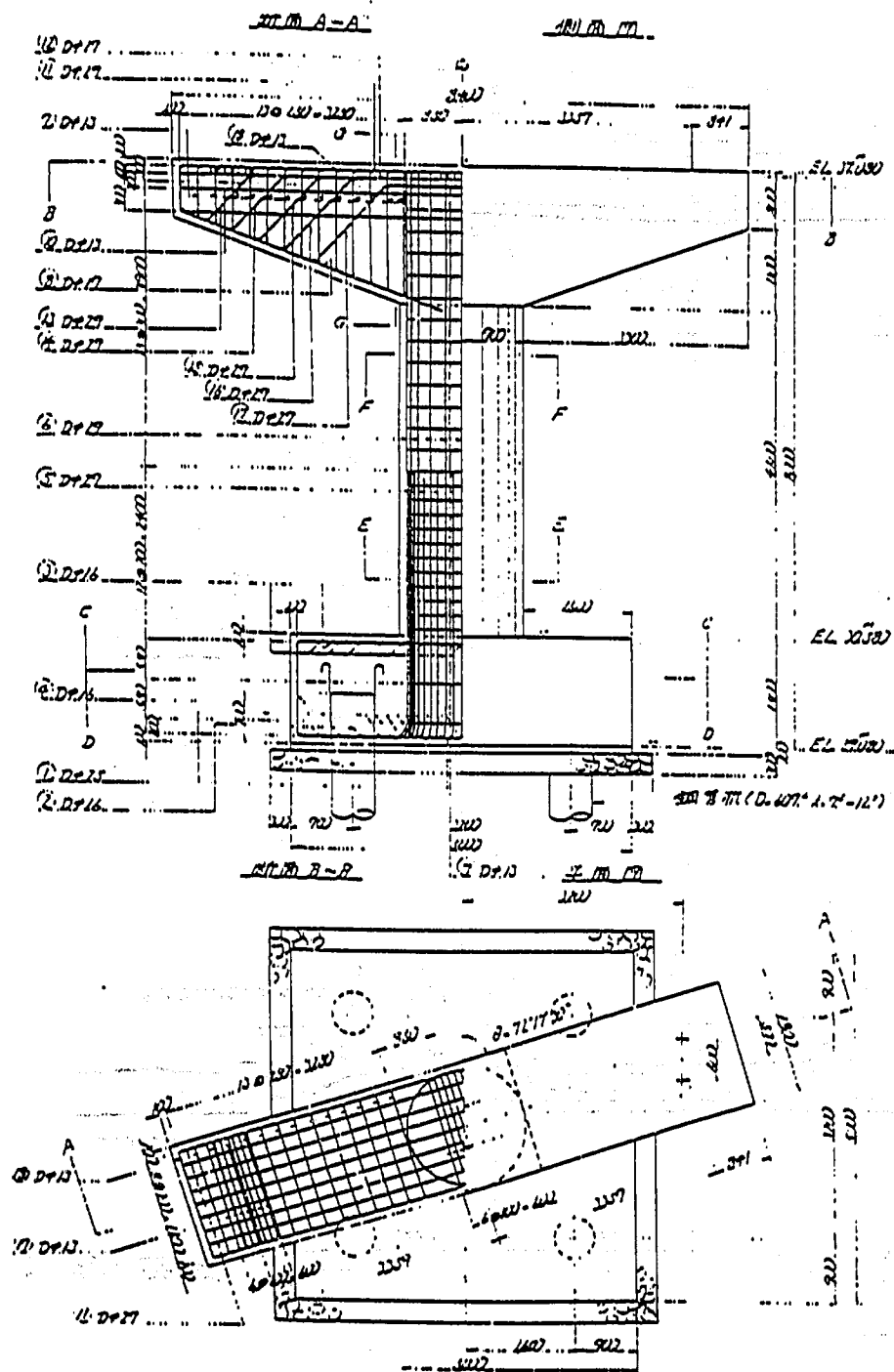
14) $a_{11} = 300 - 5$

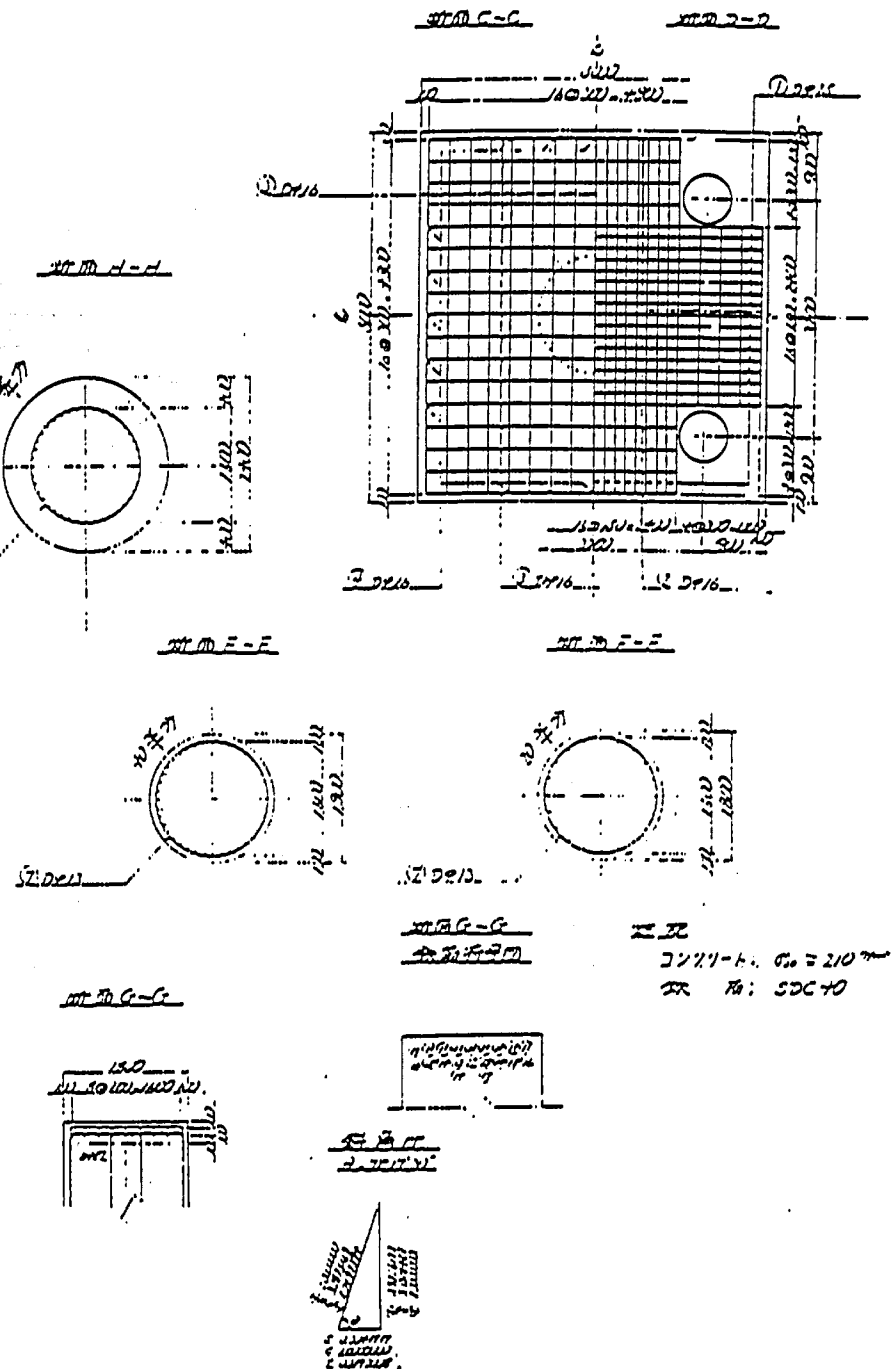
15) $a_{11} = 300 - 5$

1. $a_{11} = 300 - 5$
2. $a_{11} = 300 - 5$
3. $a_{11} = 300 - 5$
4. $a_{11} = 300 - 5$
5. $a_{11} = 300 - 5$
6. $a_{11} = 300 - 5$
7. $a_{11} = 300 - 5$
8. $a_{11} = 300 - 5$
9. $a_{11} = 300 - 5$
10. $a_{11} = 300 - 5$
11. $a_{11} = 300 - 5$
12. $a_{11} = 300 - 5$
13. $a_{11} = 300 - 5$
14. $a_{11} = 300 - 5$
15. $a_{11} = 300 - 5$

(3) 初音橋

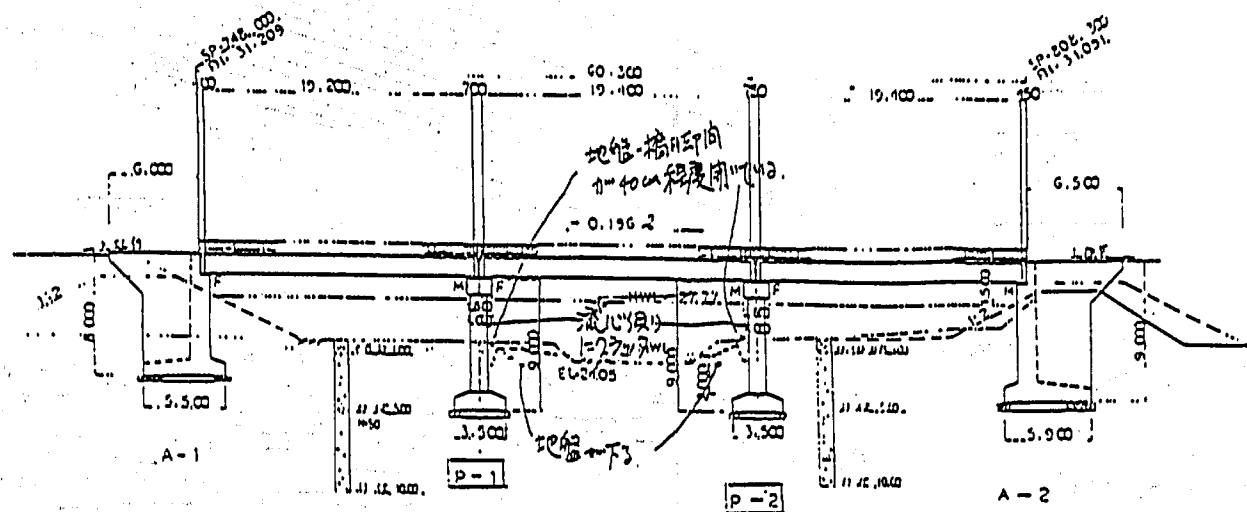




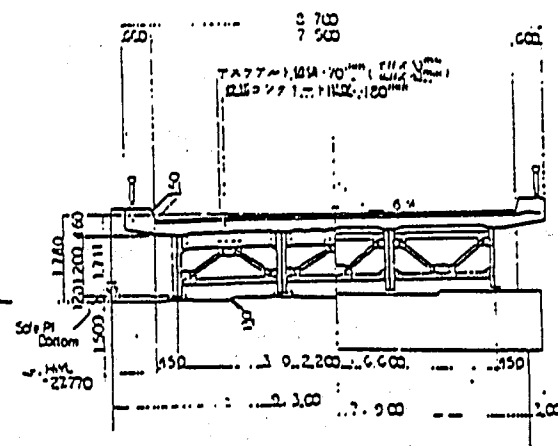


(4) 新多和橋

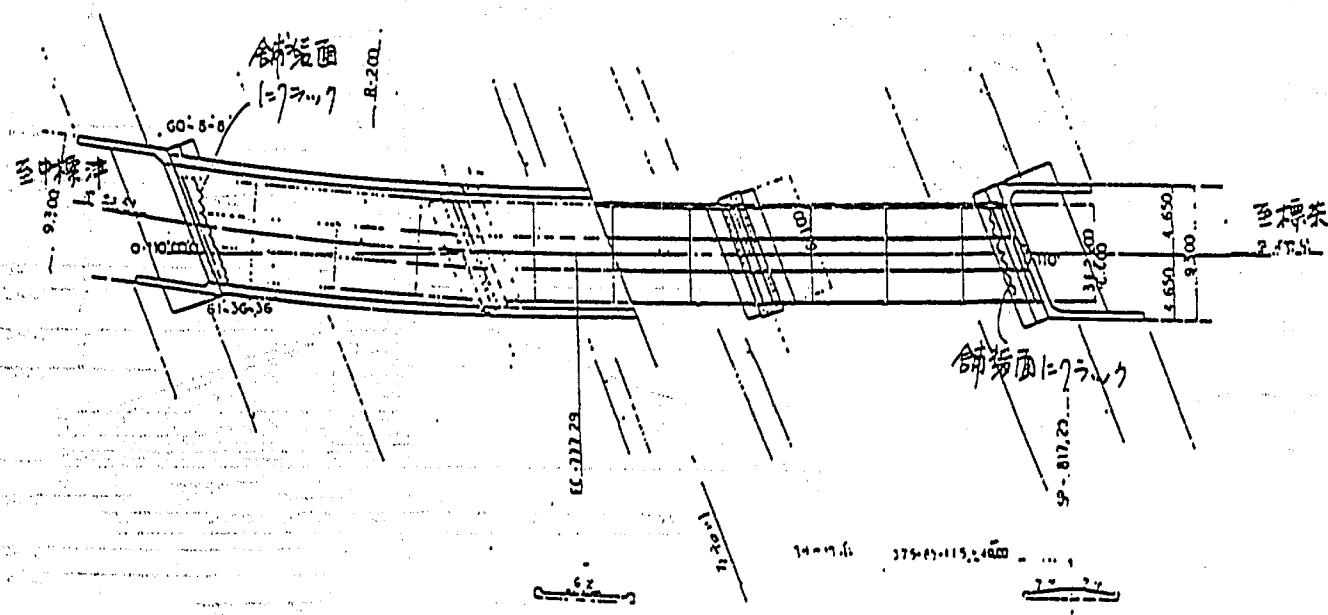
四 面 图 2.1.20

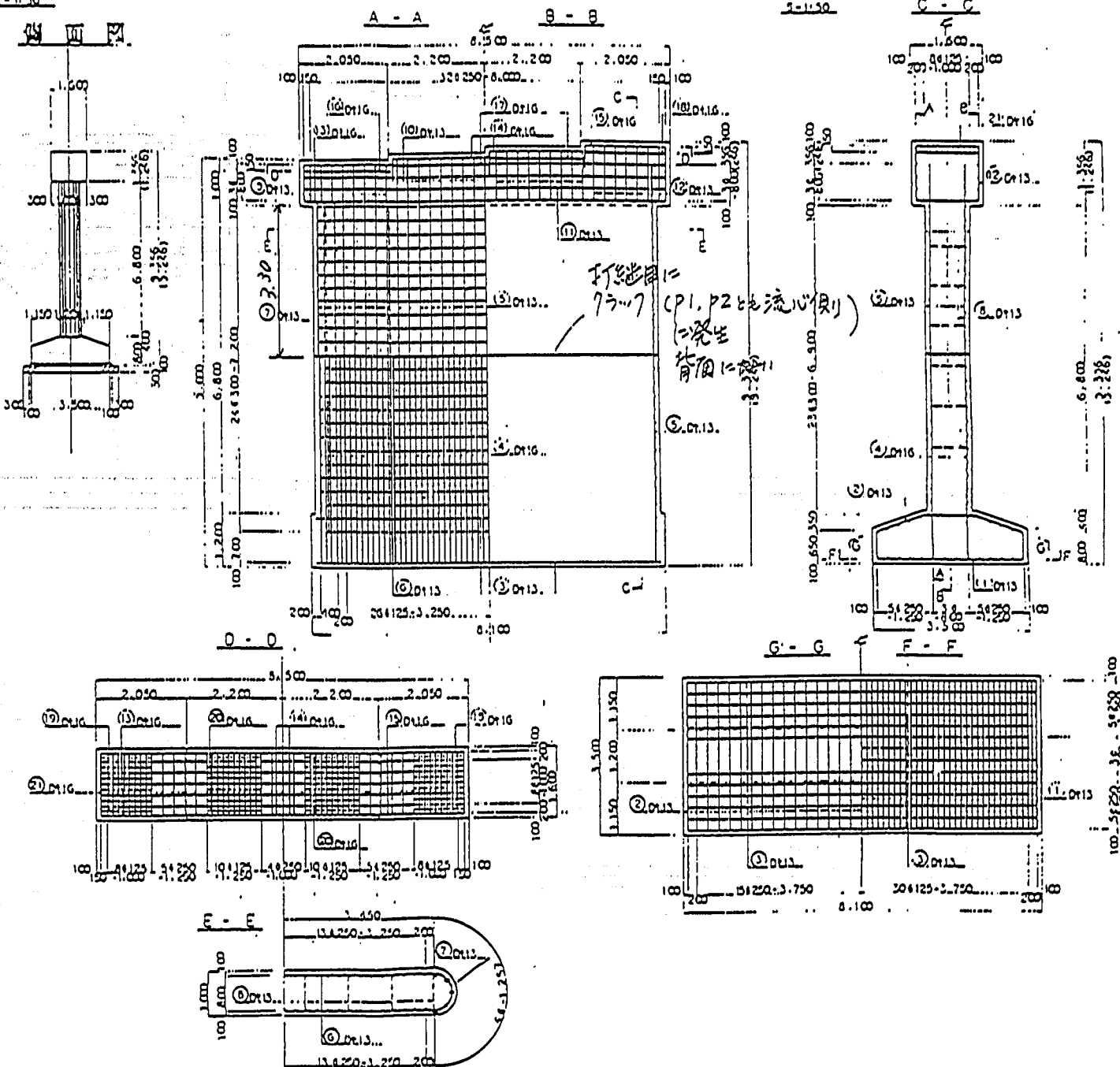
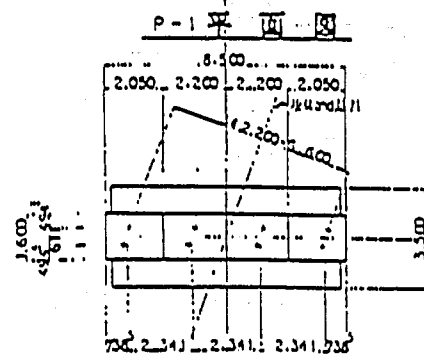
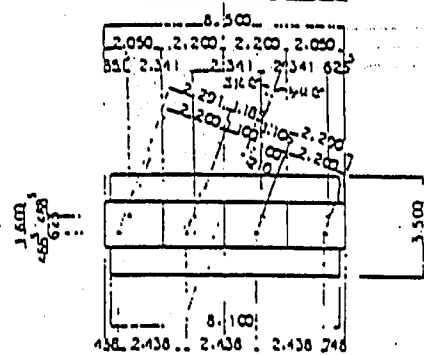
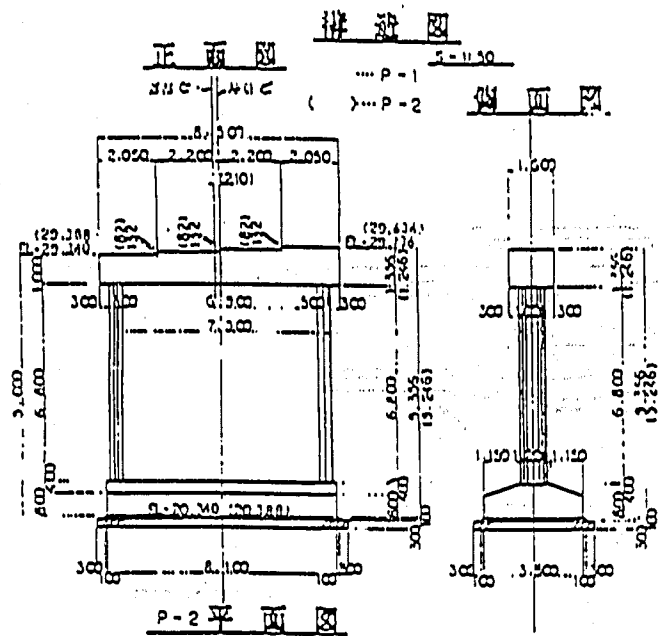



 S: 1,62

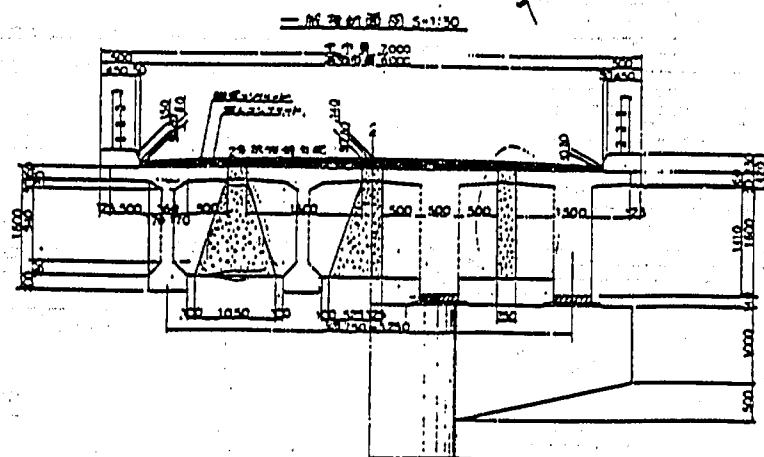
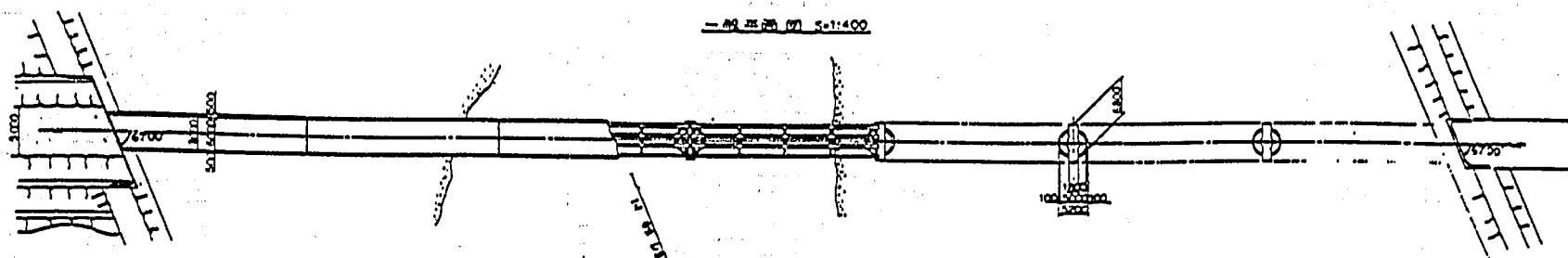
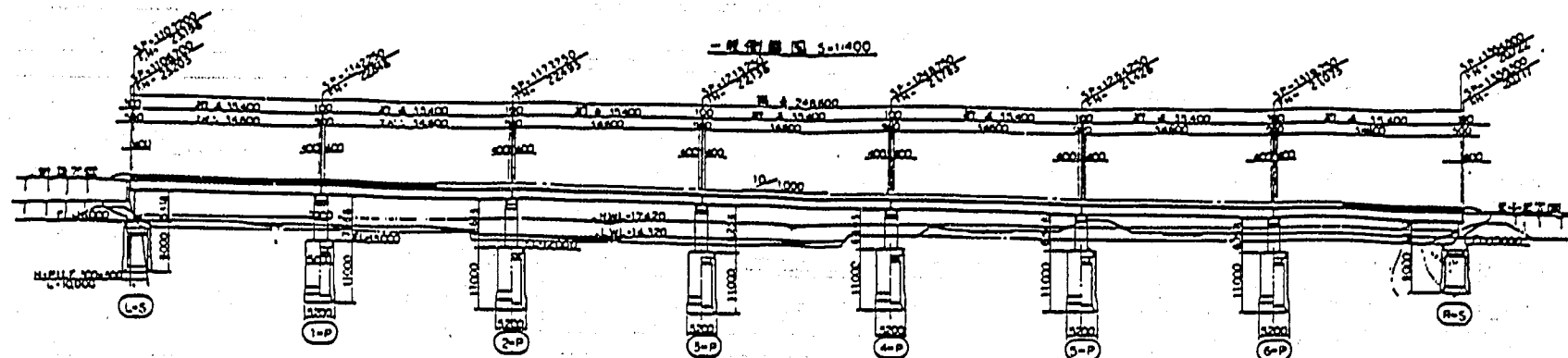


平西圖 5.12.200





(5) 五十石橋



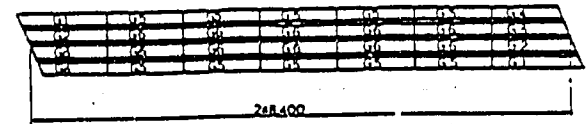
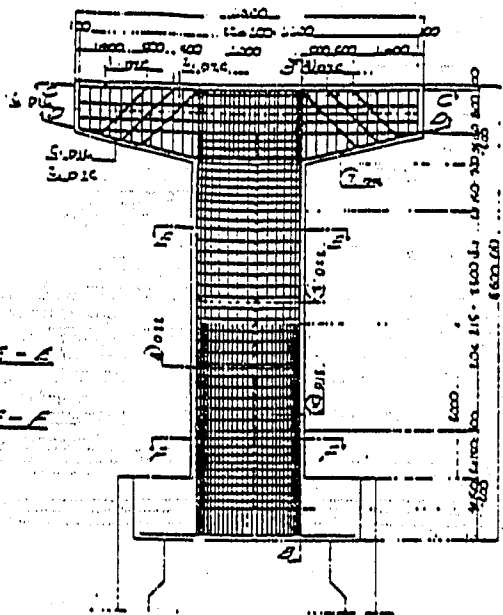


PLATE I. 1. 60

R - R



S - S

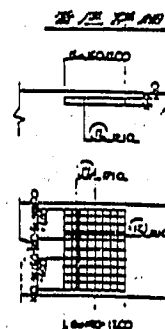
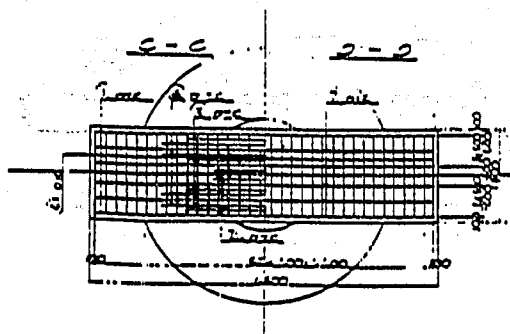
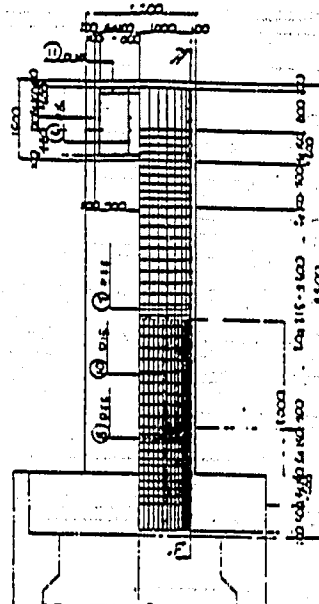
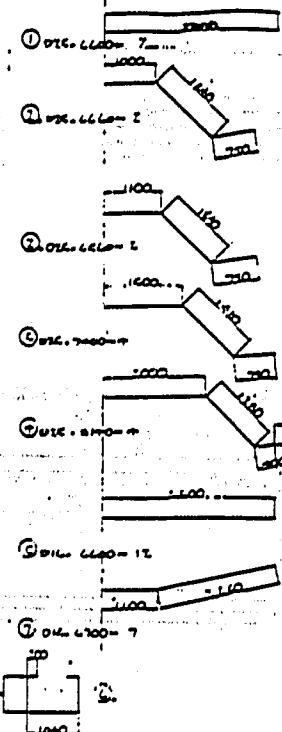


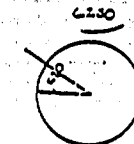
PLATE I. 2. 60



| Part | Q | M |
|------|----------------|-------|
| 101 | 101.1K - 2500 | 2500 |
| 1 | 11.100 - 11.11 | 11.11 |
| 1 | 11.100 - 11.11 | 11.11 |
| 1 | 11.100 - 11.11 | 11.11 |

| Bar | Size | Length | Area |
|-----|------|--------|------|
| 1 | 1.5" | | |

| Bar | Size | Length | Area |
|-----|------|--------|------|
| 1 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 2 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 3 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 4 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 5 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 6 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 7 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 8 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 9 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 10 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 11 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 12 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 13 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 14 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 15 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 16 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 17 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 18 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 19 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 20 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 21 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 22 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 23 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 24 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 25 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 26 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 27 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 28 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 29 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 30 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 31 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 32 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 33 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 34 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 35 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 36 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 37 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 38 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 39 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 40 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 41 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 42 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 43 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 44 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 45 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 46 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 47 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 48 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 49 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 50 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 51 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 52 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 53 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 54 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 55 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 56 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 57 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 58 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 59 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 60 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 61 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 62 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 63 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 64 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 65 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 66 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 67 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 68 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 69 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 70 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 71 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 72 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 73 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 74 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 75 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 76 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 77 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 78 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 79 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 80 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 81 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 82 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 83 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 84 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 85 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 86 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 87 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 88 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 89 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 90 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 91 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 92 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 93 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 94 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 95 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 96 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 97 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 98 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 99 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |
| 100 | 1.5" | 10.00 | 1.50 |



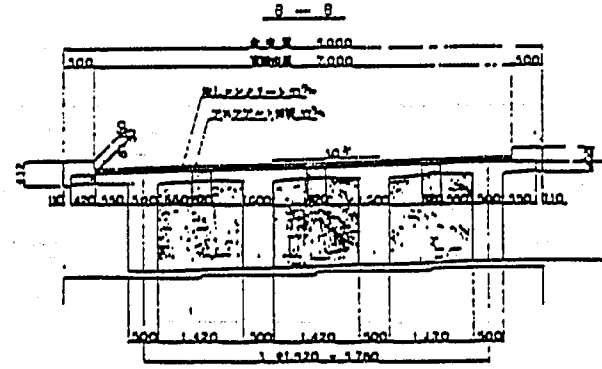
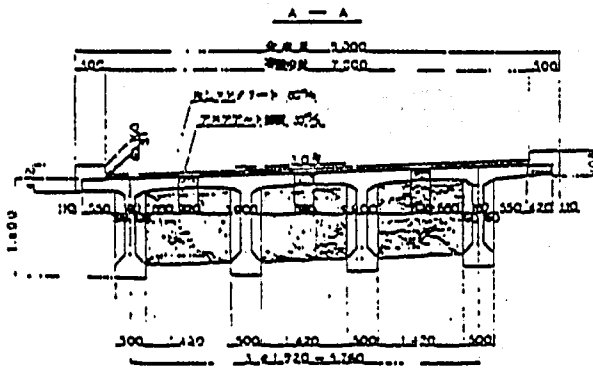
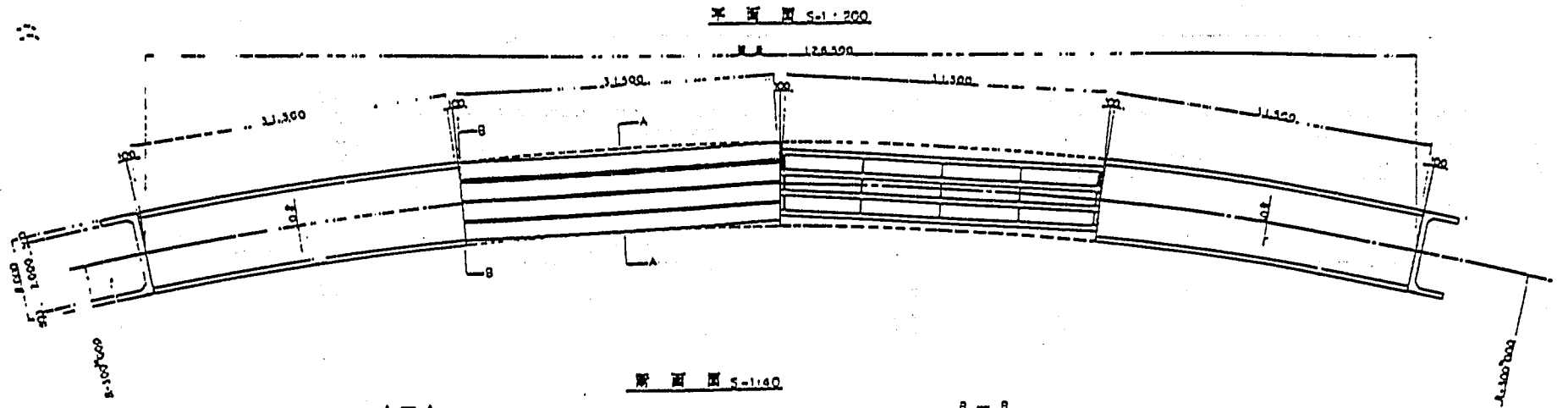
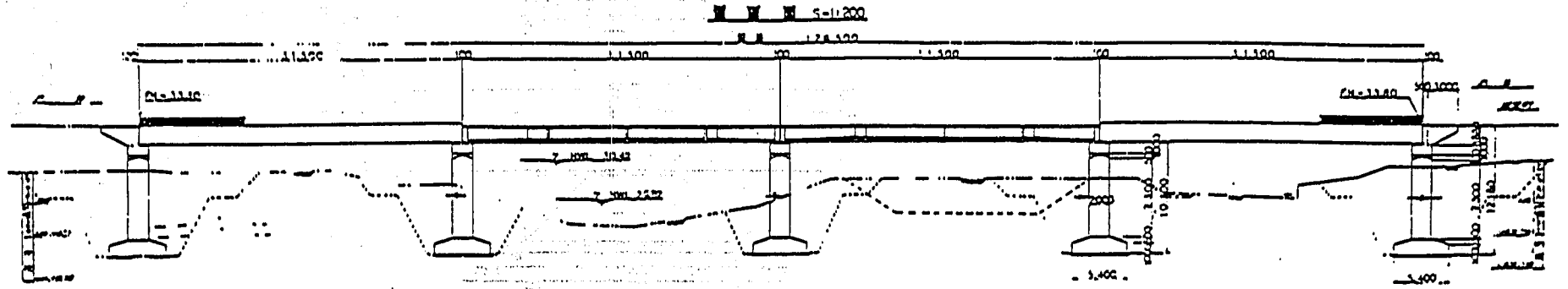
| | | |
|---|------|--|
| 1 | 1.5" | |
|---|------|--|

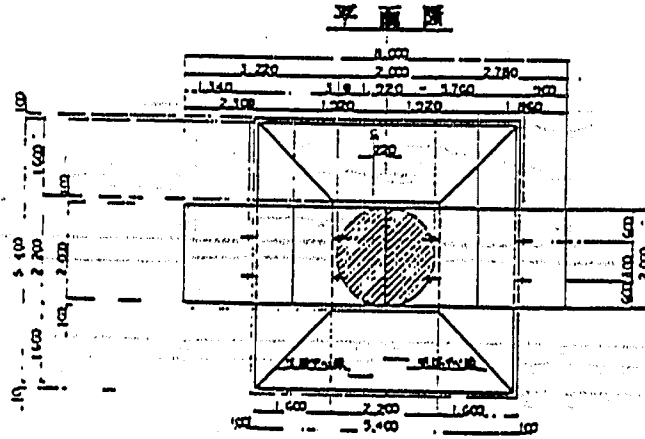
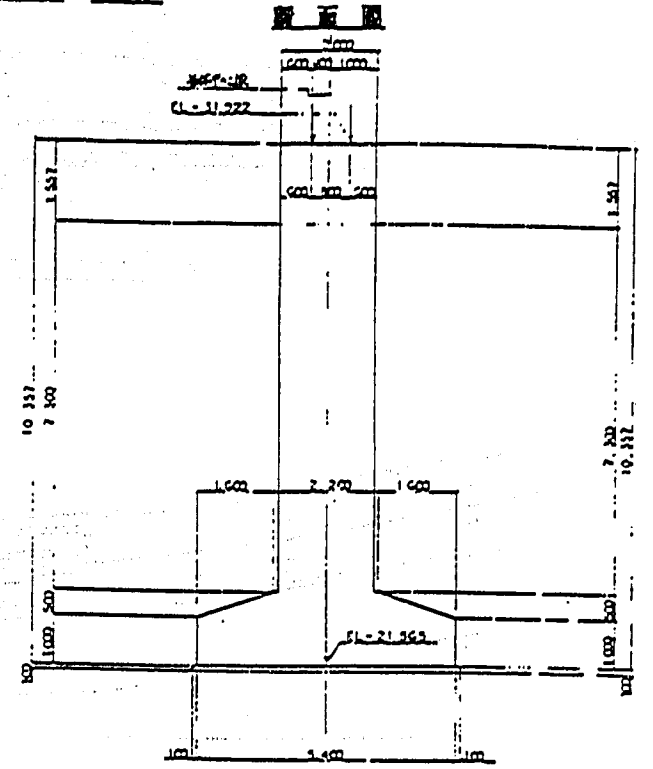
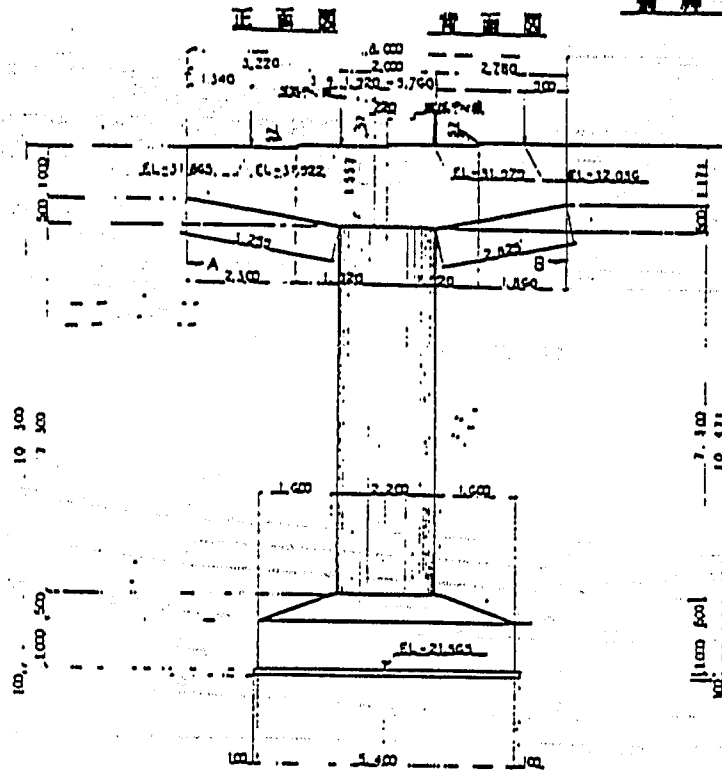
| Bar | Size | Length | Area |
|-----|------|--------|------|
| 1 | 1.50 | 7.000 | |
| 2 | 1.50 | 8.000 | |
| 3 | 1.50 | 7.500 | |
| 4 | 1.50 | 8.500 | |
| 5 | 1.50 | 8.500 | |
| 6 | 1.50 | 8.500 | |
| 7 | 1.50 | 8.500 | |
| 8 | 1.50 | 8.500 | |
| 9 | 1.50 | 8.500 | |
| 10 | 1.50 | 8.500 | |
| 11 | 1.50 | 8.500 | |
| 12 | 1.50 | 8.500 | |
| 13 | 1.50 | 8.500 | |
| 14 | 1.50 | 8.500 | |
| 15 | 1.50 | 8.500 | |
| 16 | 1.50 | 8.500 | |
| 17 | 1.50 | 8.500 | |
| 18 | 1.50 | 8.500 | |
| 19 | 1.50 | 8.500 | |
| 20 | 1.50 | 8.500 | |
| 21 | 1.50 | 8.500 | |
| 22 | 1.50 | 8.500 | |
| 23 | 1.50 | 8.500 | |
| 24 | 1.50 | 8.500 | |
| 25 | 1.50 | 8.500 | |
| 26 | 1.50 | 8.500 | |
| 27 | 1.50 | 8.500 | |
| 28 | 1.50 | 8.500 | |
| 29 | 1.50 | 8.500 | |
| 30 | 1.50 | 8.500 | |
| 31 | 1.50 | 8.500 | |
| 32 | 1.50 | 8.500 | |
| 33 | 1.50 | 8.500 | |
| 34 | 1.50 | 8.500 | |
| 35 | 1.50 | 8.500 | |
| 36 | 1.50 | 8.500 | |
| 37 | 1.50 | 8.500 | |
| 38 | 1.50 | 8.500 | |
| 39 | 1.50 | 8.500 | |
| 40 | 1.50 | 8.500 | |
| 41 | 1.50 | 8.500 | |
| 42 | 1.50 | 8.500 | |
| 43 | 1.50 | 8.500 | |
| 44 | 1.50 | 8.500 | |
| 45 | 1.50 | 8.500 | |
| 46 | 1.50 | 8.500 | |
| 47 | 1.50 | 8.500 | |
| 48 | 1.50 | 8.500 | |
| 49 | 1.50 | 8.500 | |
| 50 | 1.50 | 8.500 | |
| 51 | 1.50 | 8.500 | |
| 52 | 1.50 | 8.500 | |
| 53 | 1.50 | 8.500 | |
| 54 | 1.50 | 8.500 | |
| 55 | 1.50 | 8.500 | |
| 56 | 1.50 | 8.500 | |
| 57 | 1.50 | 8.500 | |
| 58 | 1.50 | 8.500 | |
| 59 | 1.50 | 8.500 | |
| 60 | 1.50 | 8.500 | |
| 61 | 1.50 | 8.500 | |
| 62 | 1.50 | 8.500 | |
| 63 | 1.50 | 8.500 | |
| 64 | 1.50 | 8.500 | |
| 65 | 1.50 | 8.500 | |
| 66 | 1.50 | 8.500 | |
| 67 | 1.50 | 8.500 | |
| 68 | 1.50 | 8.500 | |
| 69 | 1.50 | 8.500 | |
| 70 | 1.50 | 8.500 | |
| 71 | 1.50 | 8.500 | |
| 72 | 1.50 | 8.500 | |
| 73 | 1.50 | 8.500 | |
| 74 | 1.50 | 8.500 | |
| 75 | 1.50 | 8.500 | |
| 76 | 1.50 | 8.500 | |
| 77 | 1.50 | 8.500 | |
| 78 | 1.50 | 8.500 | |
| 79 | 1.50 | 8.500 | |
| 80 | 1.50 | 8.500 | |
| 81 | 1.50 | 8.500 | |
| 82 | 1.50 | 8.500 | |
| 83 | 1.50 | 8.500 | |
| 84 | 1.50 | 8.500 | |
| 85 | 1.50 | 8.500 | |
| 86 | 1.50 | 8.500 | |
| 87 | 1.50 | 8.500 | |
| 88 | 1.50 | 8.500 | |
| 89 | 1.50 | 8.500 | |
| 90 | 1.50 | 8.500 | |
| 91 | 1.50 | 8.500 | |
| 92 | 1.50 | 8.500 | |
| 93 | 1.50 | 8.500 | |
| 94 | 1.50 | 8.500 | |
| 95 | 1.50 | 8.500 | |
| 96 | 1.50 | 8.500 | |
| 97 | 1.50 | 8.500 | |
| 98 | 1.50 | 8.500 | |
| 99 | 1.50 | 8.500 | |
| 100 | 1.50 | 8.500 | |

| | |
|---|------------------|
|  | ① 010, 1700 = 6 |
|  | ② 010, 2100 = 4 |
|  | ③ 010, 1600 = 7L |

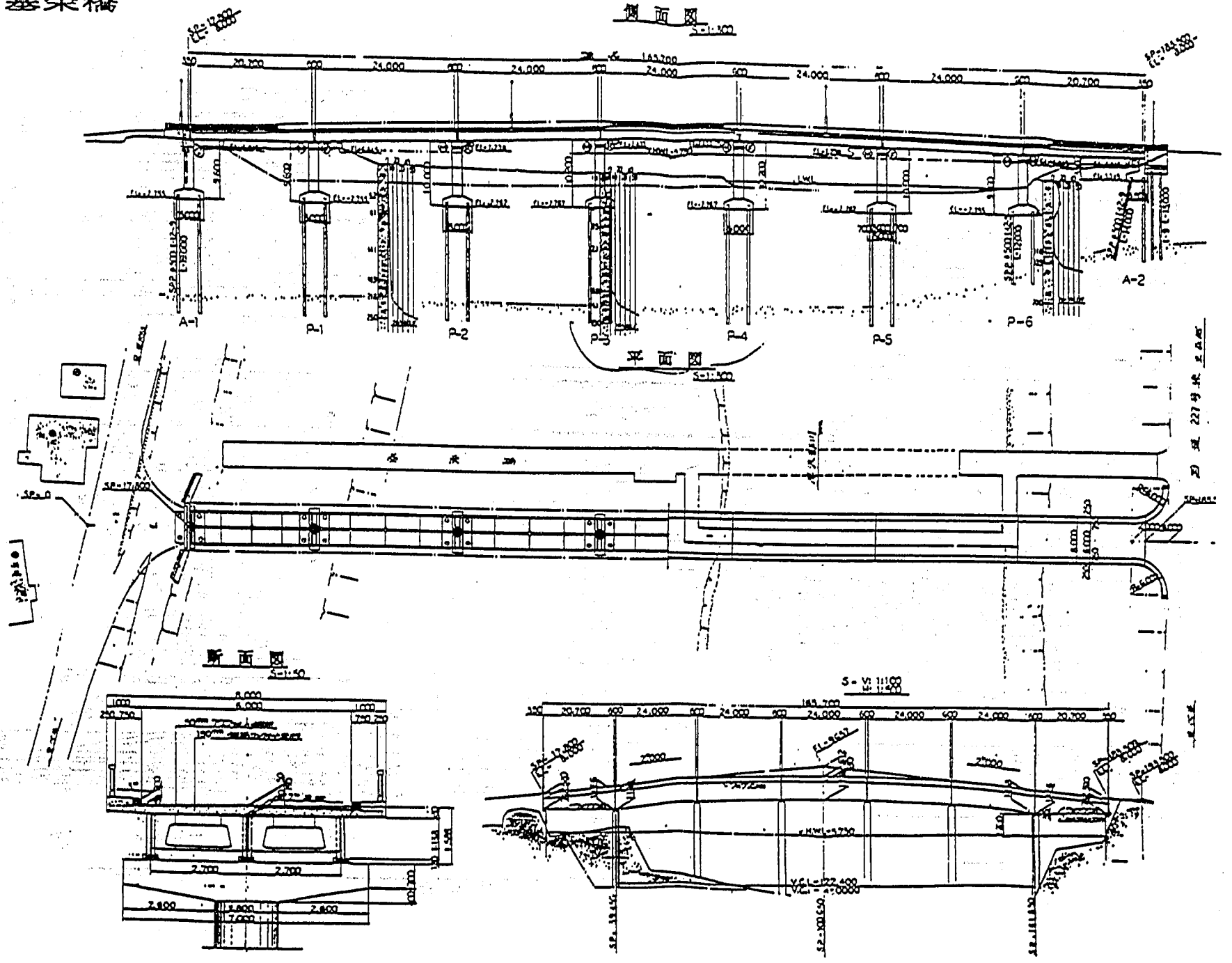
| | |
|------|--|
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.50 | |
| 1.5 | |

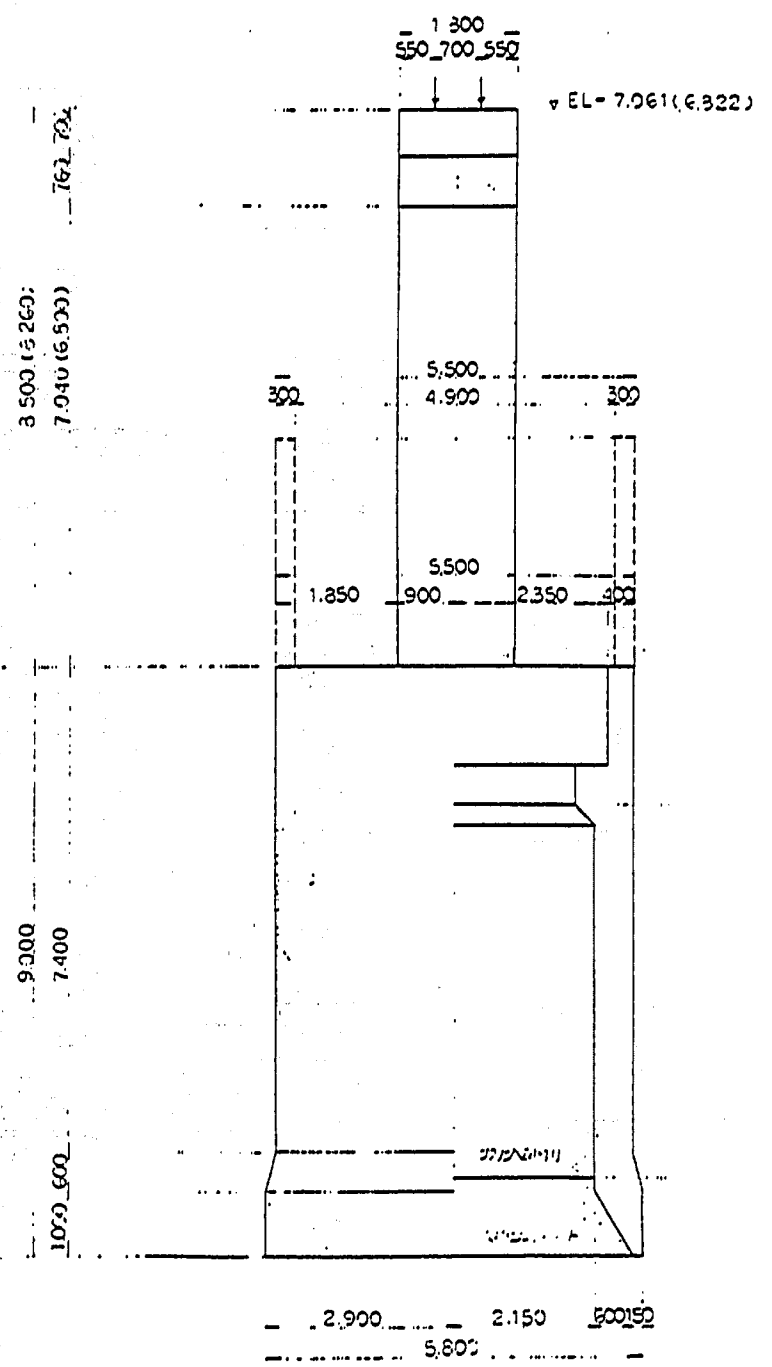
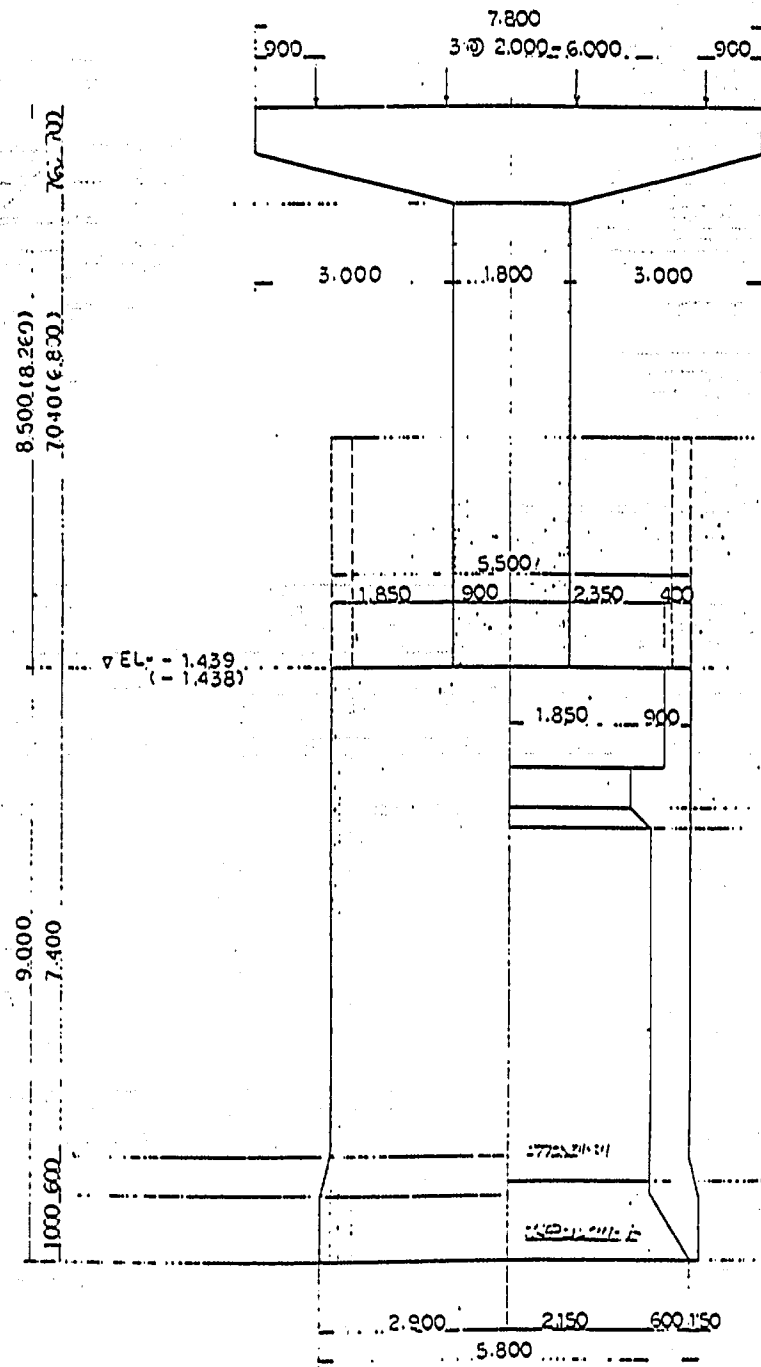
(6) 阿寒川橋





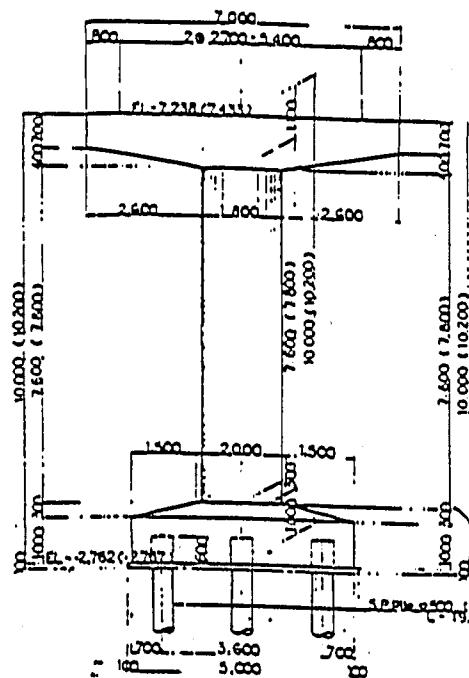
(7) 基米橋



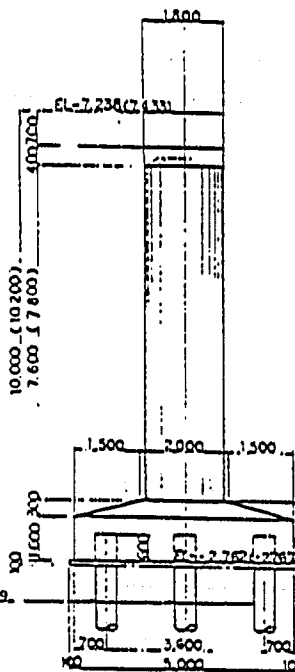


HS 南西平 GENERAL VIEW OF P-2345 5-1-60

BACK VIEW FRONT VIEW

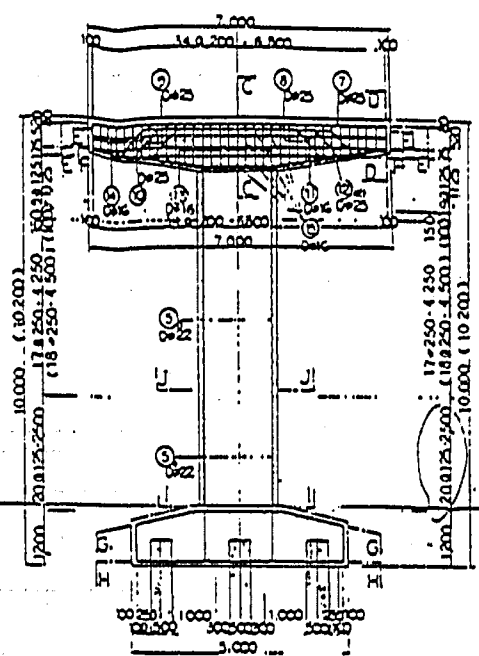


SIDE VIEW

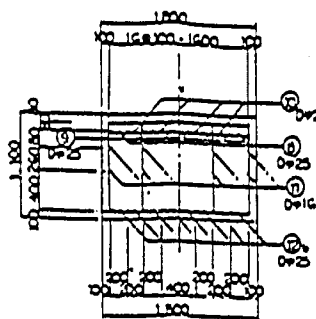


BAR ARRANGEMENT OF P-2345 5-1-60

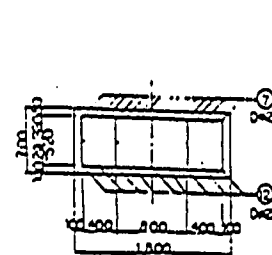
B-B A-A



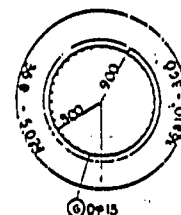
C-C 5-1-60



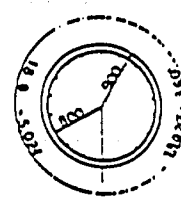
D-D 5-1-60



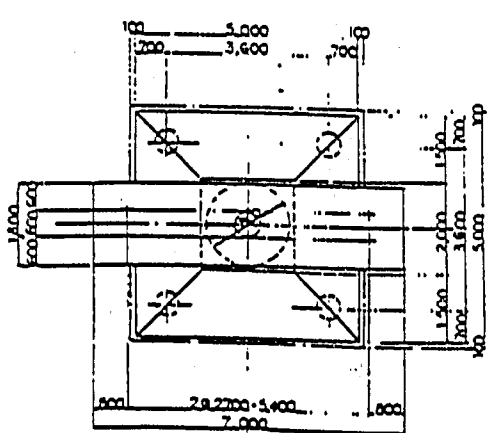
36



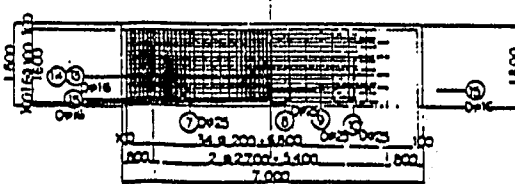
36



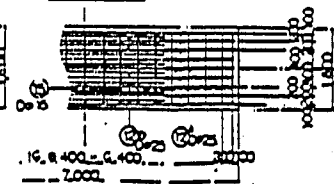
PLAN



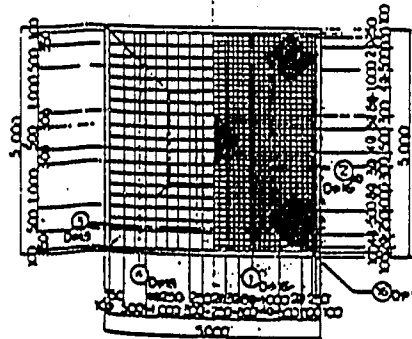
E-E F-F



G-G

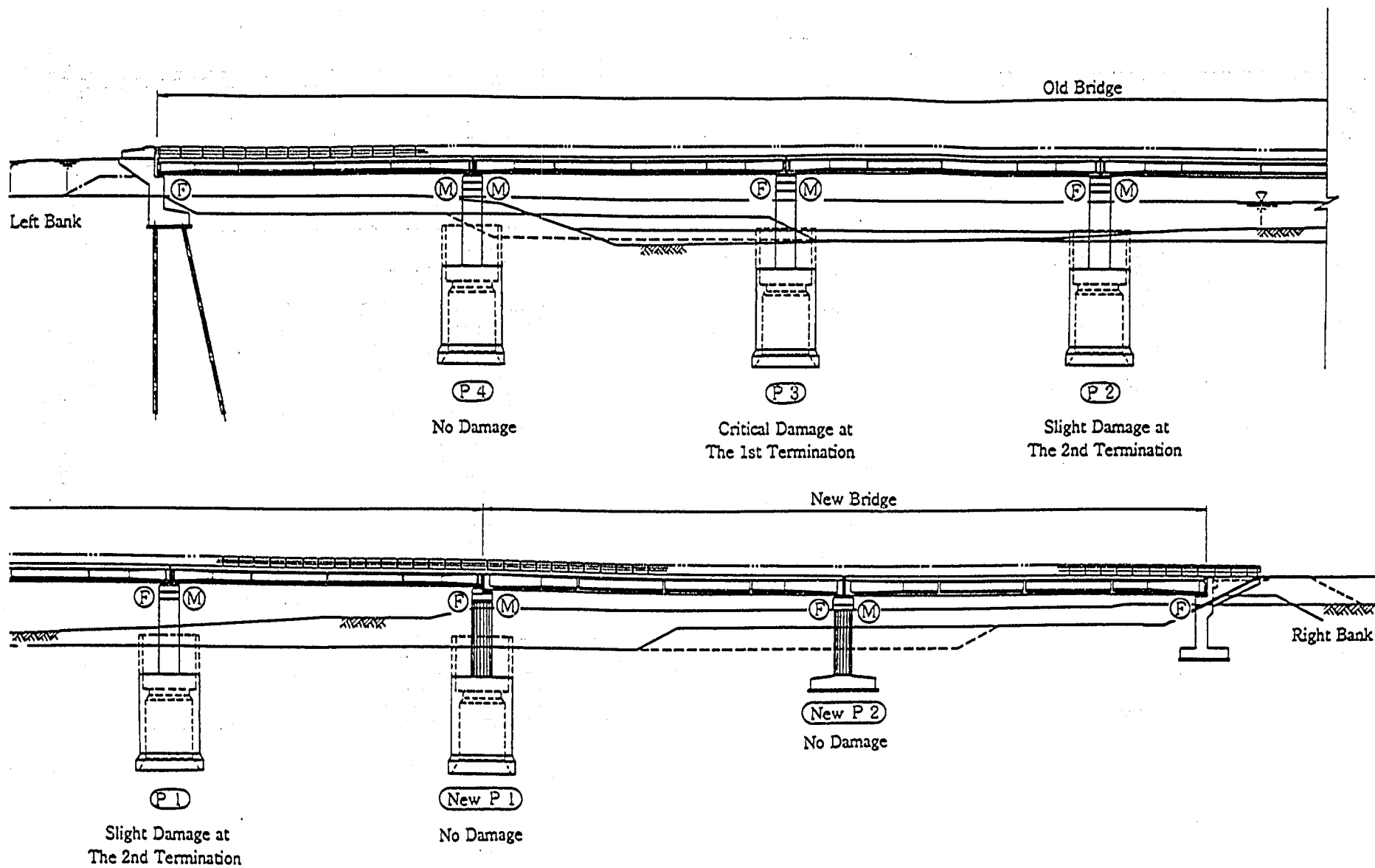


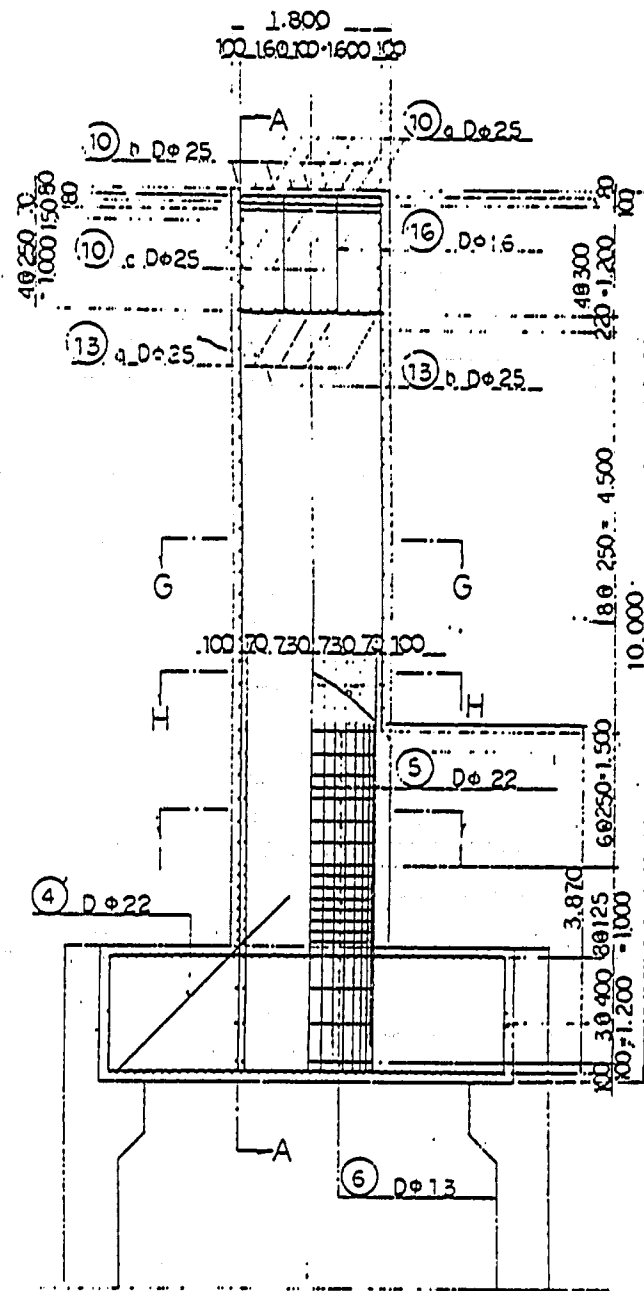
H-H I-I

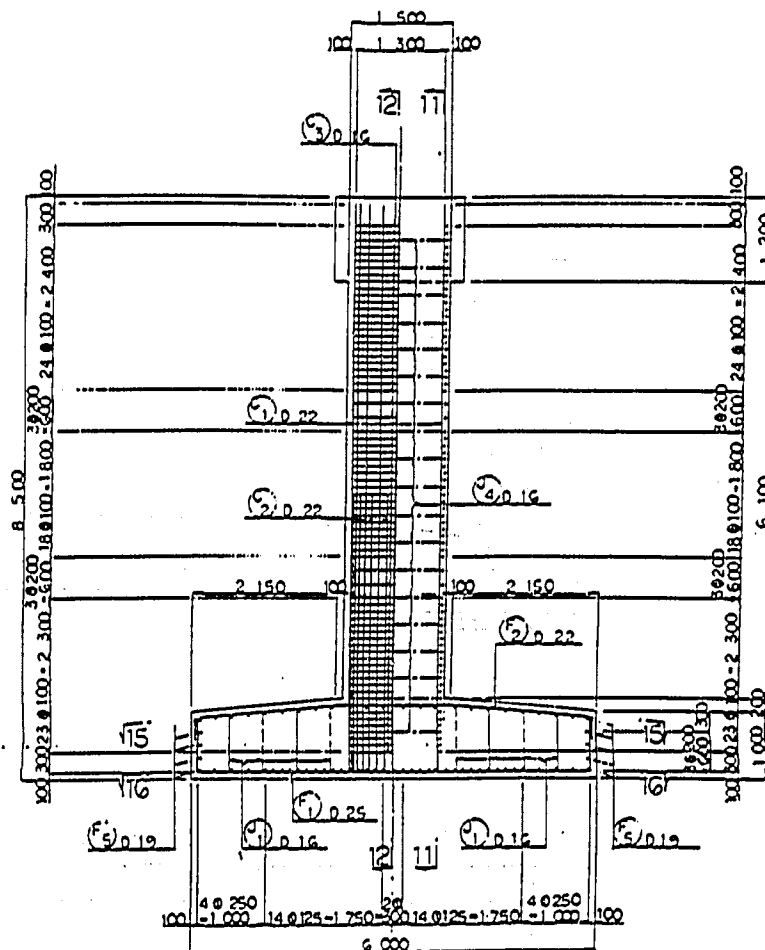
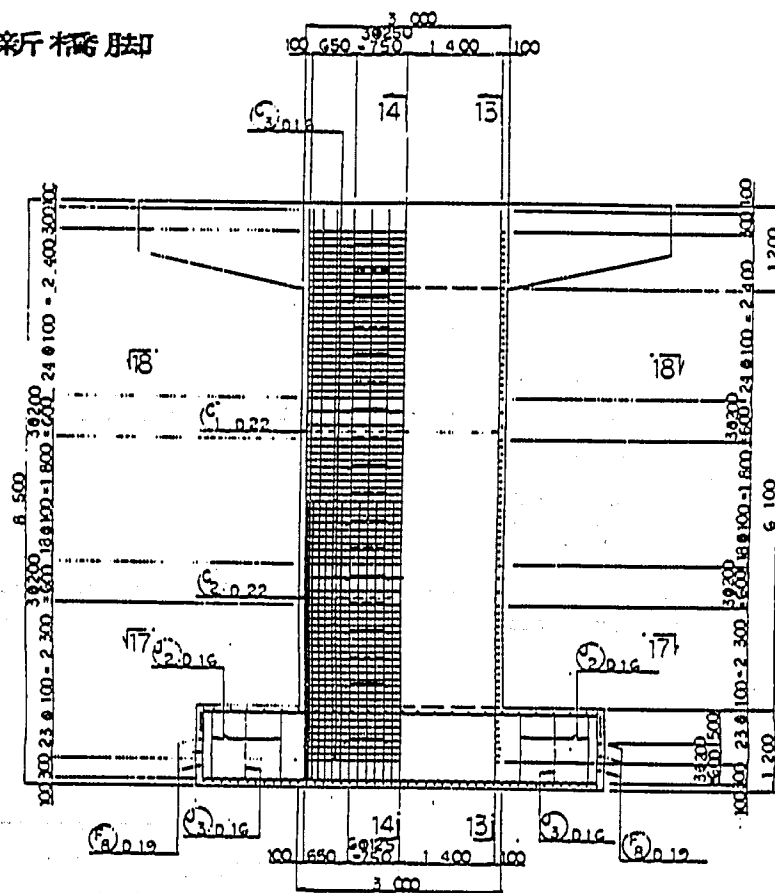


NO MARK - P-2345
P-2345

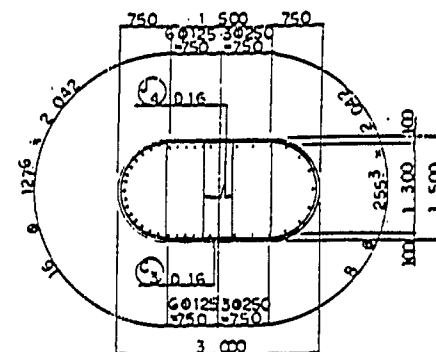
(8) 新 知 内 橋



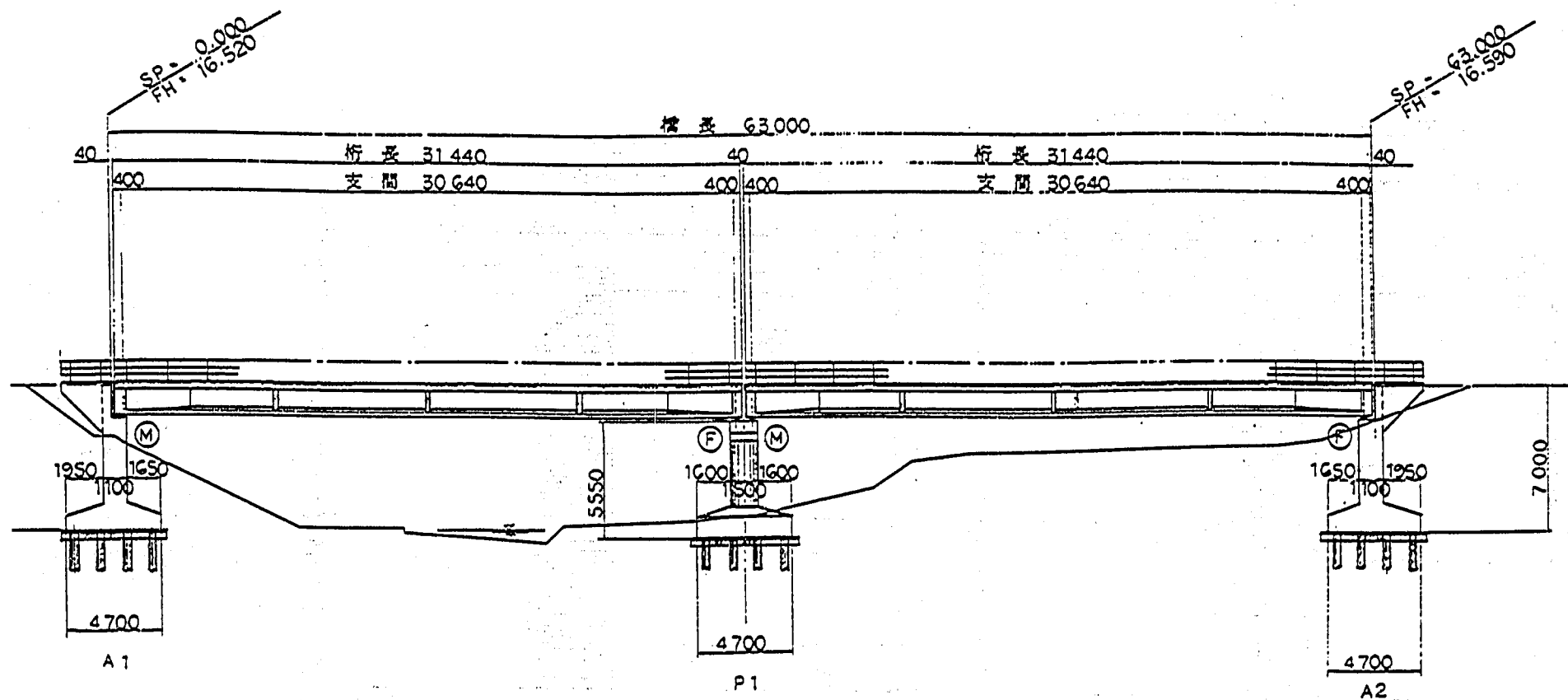




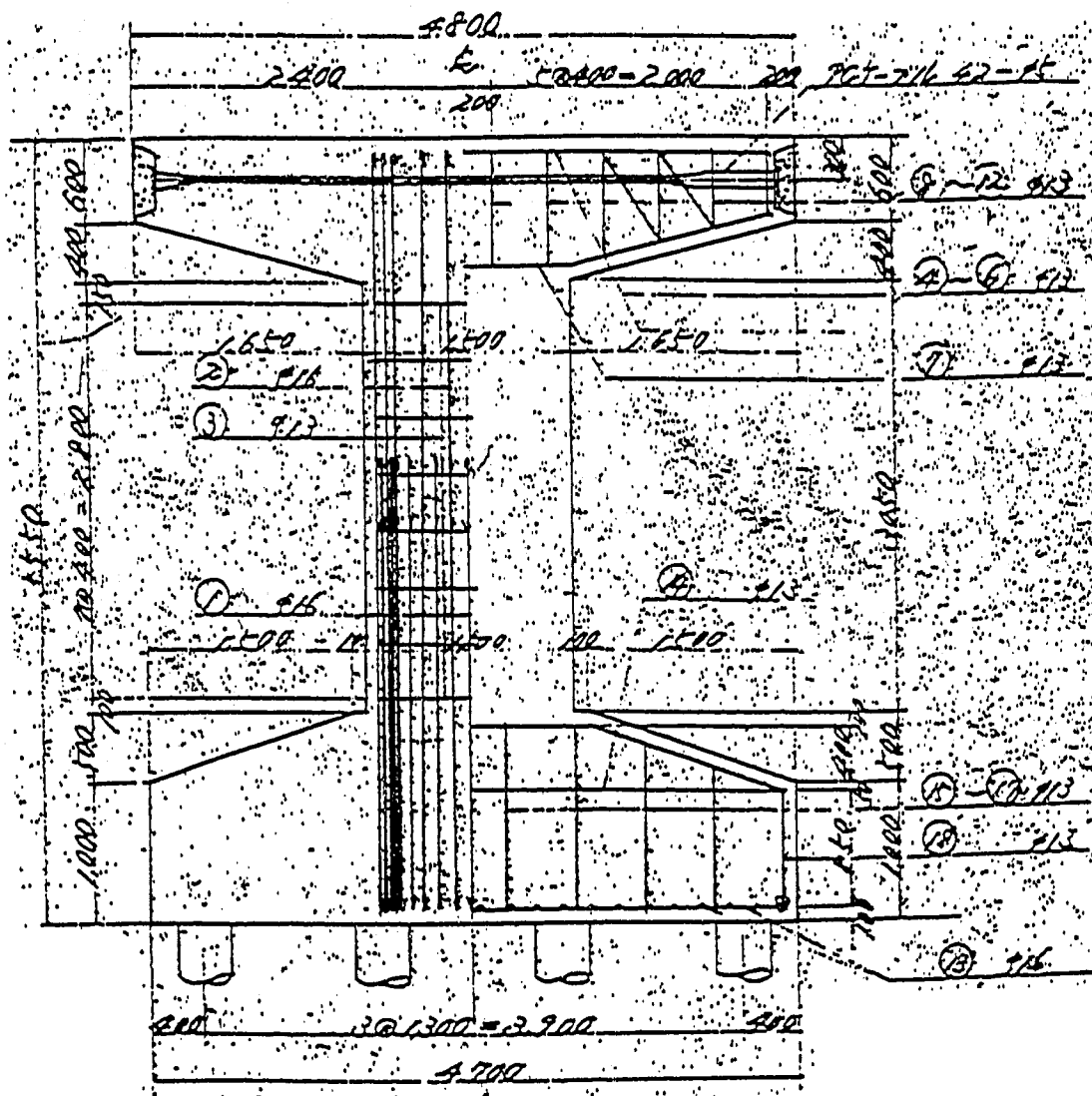
17 - 17 : 18 - 18



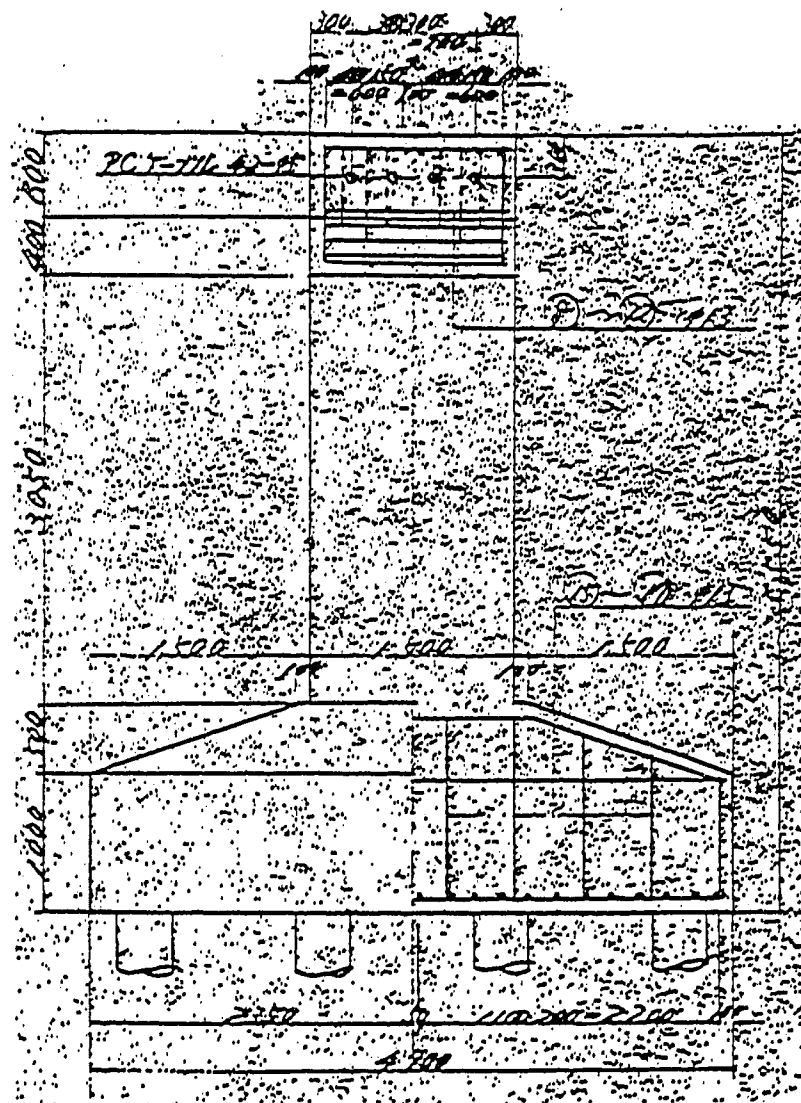
- 100 -



正面图



侧面图



釧路沖地震及び北海道南西沖地震による
RC橋脚主鉄筋段落し部の被害とその解析

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3283号
平成6年6月 (1994)

企画部 地下開発研究官 川島一彦
地震防災部耐震研究室 主任研究員 運上茂樹
研究員 星隈順一
長屋和宏

要旨：平成5年1月の釧路沖地震、同7月の北海道南西沖地震では、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋の段落し部で損傷が生じた。この種の被害は、昭和57年の浦河沖地震での静内橋と同様であり、近年の橋梁の地震被害の中では、最も落橋につながりやすい被害形態と考えられている。本資料では、両地震で段落し部で被災した鉄筋コンクリート橋脚の状況を示すとともに、土木研究所で提案された耐震判定法によりその耐震性の解析を行った。そして、解析結果と被害実態との比較から、本耐震判定法の適用性について考察を行った。さらに、段落し部で損傷した橋脚に対する復旧工事及びその設計法に関する調査を行い、その結果についても示した。

キーワード：釧路沖地震、北海道南西沖地震、鉄筋コンクリート橋脚、主鉄筋段落し
地震被害、耐震判定法、被害解析、復旧工事

郵便はがき

切手
はって
下さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室 行

No. 003

No. 003

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3283号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印